Beton-Bogen

ISBN 87-980916-0-8.

2.udgave

Beton-Bogen

2. udgave

Beton-Bogen

Redigeret af

AAGE D. HERHOLDT CHR. F. P. JUSTESEN

PALLE NEPPER-CHRISTENSEN

ANDERS NIELSEN



AALBORG PORTLAND

Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor
2. udgave 1985

Beton-Bogen 2. udgave.
Udgivet i 1985 af Aalborg Portland,
CtO, Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor.
Trykt hos Anton M. Jensen.
Indbundet hos Harry Fløistrup I/S.
© Aalborg Portland.
ISBN 87-980916-0-8.

INDHOLDSFORTEGNELSE

1. Hvad er beton? 13
(Palle Nepper-Christensen)

2. Anvendelse – udseende – struktur 21
(Palle Neppe-Christensen)

2.1 Anvendelse 21

Kunst 21
Husbygning 25
Energiforsyning 27
Vand og afløb 29
Trafikanlæg 31
Industri 34
Kultur og sport 35

2.2 Udseende 37

2.3 Indre opbygning 39

Hærdnet cementpasta 39
Sand og sten 41
Det sammensatte materiale - beton 42

3. Betons brugsegenskaber 43

3.1 Densitet og porøsitet 43
(Anders Nielsen)

3.2 Deformationsegenskaber 52
(Ervin Poulsen, revideret af Aage D. Herholdt og Anders Nielsen)

Arbejdslinier 62
Krybning 86
Svind 103
Varmeudvidelse 119

3.3 Styrke 123
(Ervin Poulsen, revideret af Palle Nepper-Christensen)

Brudbetingelser 124
Trykstyrke 133
Trækstyrke 147
Forskydningsstyrke 150
Adhæsionsstyrke 152
Udmattelsesstyrke 154
Slagstyrke 163
Slidstyrke 163

3.4 Fugtmekanik 165
(Anders Nielsen)

Fugtmekaniske grundbegreber 166
Vand i beton 168
Transportmekanismer 176
Stationær transport 184
Ikke-stationær transport 191

3.5 Holdbarhed 205
(Anders Nielsen)

Nedbrydningskendetegn 205
Omdannelsesprocesser 210
Eksempler på skadede bygværker 235
Forebyggelse af nedbrydning 239
Omdannelse under brand 245

3.6 Forhold over for varme, lyd, el og stråling 252
(Palle Nepper-Christensen, Erik Trudsø)

Termiske egenskaber 252
Lydtekniske egenskaber 256
Svingningstekniske egenskaber 259
Elektriske egenskaber 259
Strålingsafskærmende egenskaber 261
Radioaktiv stråling 263

4. Betonmaterialer 267

4.1 Cement 268
(Palle Nepper-Christensen)

Portlandcement, fremstillig og egenskaber 269
Portlandcementtyper 284
Modificerede portlandcementer 288
Blandingscementer 289
Andre cementtyper 291
Mineralske tilsætninger 293

4.2 Tilslag 298
(Aage D. Herholdt)

Geometriske karakteristika 299
Fysiske karakteristika 310
Kemiske karakteristika 315
Danske grusforekomster 319
Specielle tilslagsmaterialer 323

4.3 Vand 324
(Palle Nepper-Christensen)

4.4 Tilsætningsstoffer 328
(Kirsten Eriksen)

Acceleratorer og retardere 329
Luftindblandingsstoffer og plastificeringsstoffer 336
Andre tilsætningsstoffer 340

4.5 Armeringsmateialer 342
(Anders Nielsen)

Stål 345
Fibre 351

5. Hærdning 353
(Aage D. Herholdt)

5.1 Kemiske forhold 354

De enkelte klinkermineralers reaktionsforløb 355
De vigtigste reaktionsprodukter 356
Vandforbrug 358
Hydratiseringsvarme 359
Hydratiseringshastighed 361
Hydratiseringsgrad 365

5.2 Strukturdannelse 366

Geldannelsen kvalitativt og kvantitativt 366
Cementgelens morfologi 374

5.3 Styrkeudvikling 379

Cementpastas styrkeudvikling 379
Betonstyrkens afhængighed af diverse parametre 382

5.4 Aluminatcements hærdning 384

Kemiske forhold 385
Strukturdannelse 387
Styrkeudvikling 389
Blandinger af aluminatcement og portlandcement 390

6. Betonfremstilling 393
(Svend Pedersen, revideret af Christian F. P. Justesen)

6.1 Betonmaterialer 394

Opbevaring af materialer 395
Afmåling af materialer 399
Fyldning af blandemaskine 403
Computerstyret betonproduktion 403

6.2 Blanding 404

Fritfaldsblandere 405
Tvangsblandere 407

Kontinuerlig blander 409
Vand-cementblander 410
Blandeanlæg 411
Blanding af let isolationsbeton 415
Varm beton 417
Transport af beton 419

6.3 Udstøbning og komprimering 423

Form/forskalling 423
Armeringsarbejde 433
Udlægning af beton 435
Komprimering 442
Maskiner til udstøbning og komprimering 456
Særlige fremstillingsmetoder 462

6.4 Hærdning og lagring 479

Hærdning 480
Vinterstøbning 482
Varmehærdning og damphærdning 484
Elektrohærdning 485
Strålingsopvarmning 486
Afformningstidspunktet 486

6.5 Overfladebehandling 488

Bearbejdning af overfladen 489
Overfladebelægning 492
Imprægnering af betonoverfladen 495

6.6 Vedligeholdelse og reparation 497

Vedligeholdelse 497
Reparation 502

6.7 Sundhedsmæssige forholdsregler ved arbejde med cement og beton 506

7. Kontrol og prøvning 509

7.1 Betonkontrol 509
(Christian F. P. Justesen)

Krav og kontrol 512
Kontrolklasser 513
Modtagekontrol og proceskontrol 513

7.2 Betonkontrollens statistiske grundlag 519
(Aage D. Herholdt)

Inspektion ved kontinuert måling 520
Inspektion ved alternativ måling 536
Om stikprøven 537

7.3 Cementprøvning 541
(Jørn Almeborg)

Kemiske prøvninger 542
Fysiske prøvninger 545

7.4 Prøvning af tilslagsmaterialer 554
(Aage D. Herholdt)

Prøveudtagning 554
Sigteanalyse 558
Densiteter, absorption m.v. 564
Vandindhold 566
Urenheder 567
Prøvning baseret på visuel bedømmelse af hvert enkelt korn 568
Alkalikiselreaktivitet 571

7.5 Prøvning af frisk beton 574
(Aage D. Herholdt)

Prøveudtagning 574
Frisk betons flydeegenskaber 576
Frisk betons luftindhold 586
Frisk betons densitet 591
Frisk betons sammensætning 591

7.6 Prøvning af hærdnet beton 592
(Anders Nielsen)

Prøvesteder 592
Ikke-destruktiv prøvning 594
Konstruktionsdimensioner, støbefejl 600
Fysisk og kemisk opbygning 602
Densitet 607
Deformationer 608
Styrke 610
Fugtmekanik 627
Fugttransportkoefficienter 632
Holdbarhed 633

8. Proportionering af beton og mørtel 639
(Aage D. Herholdt)

8.1 Forudsætninger for proportioneringen 641

Forudsætninger som fastsættes af samfundet 642
Forudsætninger som fastsættes af eller aftales med den projekterende 642
Forudsætniner som fastsættes af eller aftales med den udførende 645
Forudsætninger som fastsættes af betonproducenten 648
Beregning af den nødvendige middelstyrke 653
v/c – fradrag 658

8.2 Proportionering af normal konstruktionsbeton 660

Materialevalg 660
Teoretisk sammensætning pr. m^3 663
Blanderecept 679
Prøveblanding 679

8.3 Proportionering af let konstruktionsbeton 690

Materialevalg 691
Teoretisk sammensætning 692
Prøveblanding 695

8.4 Proportionering af letklinkerbeton 699
(Günther Grebin)

Blokke af letklinkerbeton 699
Elementer af letklinkerbeton 702

8.5 Proportionering af mørtel til muring 702
(Freddie Larsen)

Mørtelens bestanddele 703
Proportionering af mørtel 703

9. Tabeller over fysiske og mekaniske data 709

10. Symbolliste og stikordsregister 713

10.1 Symboler, forkortelser og signaturer 713
10.2 Stikordsregister 720

FORORD

Denne bog om beton er tænkt som en håndbog for alle, der har brug for viden om fremstilling af god beton og om betons egenskaber. Det er vort håb, at den kan være til nytte for såvel teknikere med visse forkundskaber som for mennesker, for hvem beton er et forholdsvis ukendt fagområde.

Bogen har ikke mange lighedspunkter med den håndbog med nogenlunde samme sigte, der med titlen »BETONBOGEN – fra cement til beton« blev udgivet af Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor (CtO) i 1959 med overingeniør C. S. Forum, dr. techn. H. Krenchel og dr. techn. Erik V. Meyer som forfattere, og som i de forløbne år er blevet udsendt i 2 udgaver og adskillige oplag, ialt ca.15000 eksemplarer. Trods de manglende lighedspunkter, der skyldes, at vi har søgt at præstere en væsentligt bredere og mere detaljeret – og på mange punkter også mere dybtgående og teoretisk – behandling af emnet, har vi ved også at kalde den foreliggende bog for »Beton-Bogen« valgt at vedkende os slægtskabet med de førnævnte forfattere, der hører til blandt betonteknologiens pionerer i Danmark. »Beton-Bogen« er skrevet med henblik på undervisning og praktisk arbejde på tegnestuer og byggepladser i Danmark. Desuden forestiller vi os, at den kan bruges af danske ingeniører og teknikere i udlandet. Derfor har vi i et vist omfang medtaget beskrivelser af betonmaterialer og henvisninger til normer og standarder, som man ofte vil træffe på under andre himmelstrøg.

»Beton-Bogen« er udarbejdet af et forfatterkollegium bestående af civilingeniør Jørn Almeborg, Cement- og Betonlaboratoriet (Aalborg Portland), civilingeniør Hans Henrik Bache, Cement- og Betonlaboratoriet (Aalborg Portland), civilingeniør Kirsten Eriksen, CtO (Aalborg Portland), lektor, civilingeniør Aage D. Herholdt, Aalborg Universitetscenter, civilingeniør Christian F. P. Justesen, CtO (Aalborg Portland), civilingeniør Palle Nepper-Christensen, CtO (Aalborg Portland), lektor, tekn. dr. Anders Nielsen, Danmarks Ingeniørakademi, lektor, civilingeniør Svend Pedersen, Aalborg Universitetscenter, inge-

niørdocent, cand. polyt. Ervin Poulsen, Danmarks Ingeniørakademi og lektor, civilingeniør Erik Trudsø, Danmarks Ingeniørakademi.

Derudover har nuværende og tidligere medarbejdere i CtO, nemlig konsulent Aage V. Borregaard, civilingeniør Knud Bækmark, ingeniør Günther Grebin, ingeniør Herluf Groth-Andersen, civilingeniør Ulla Kjær, akademiingeniør Ole Lynge, ingeniør Jørgen Mouritzen, ingeniør Knud Puckman og ingeniør Vagn Saabye-Madsen bidraget til bogens tilbliven gennem skriftlige oplæg og kritisk gennemgang af manuskriptet.

Redigeringen er udført af en komité bestående af lektor, civilingeniør *Aage D. Herholdt,* Aalborg Universitetscenter, civilingeniør *Palle Nepper-Christensen,* CtO (Aalborg Portland) og lektor, tekn. dr. *Anders Nielsen,* Danmarks Ingeniørakademi, med civilingeniør *Christian F. P. Justesen,* CtO (Aalborg Portland) som sekretær.

Aalborg, efteråret 1978
Redaktionskomitéen

FORORD til 2. udgave

Den betonteknologiske udvikling, som er forløbet siden udsendelsen af 1. udgave har sammen med revision af danske normer og standarder inden for betonområdet, især Dansk Ingeniørforenings norm for betonkonstruktioner, nødvendiggjort en revision af »Beton-Bogen«, som hermed foreligger. Enkelte afsnit: 3.4, 7.2 og dele af 8.1 og 8.2 er helt omskrevet. En række afsnit: 3.2, 3.3, 3.5, 4.1, dele af 6.4 samt 7.1, 7.6, 8.2 og 8.4 er forsynet med en række større ændringer, mens de øvrige afsnit kun har gennemgået mindre eller ganske få ændringer.

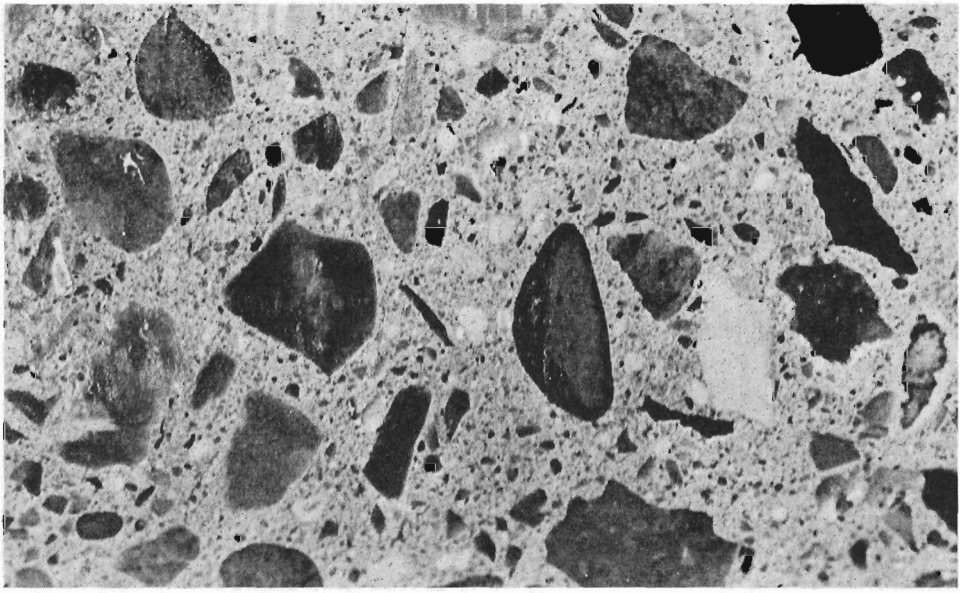
Revisionsarbejde er gennemført af 1. udgaves redaktionskomité og cand. scient. Elo Yde, CtO (Aalborg Portland) som sekretær.

Aalborg, efteråret 1985
Redaktionskomitéen

1. Hvad er beton?

Beton er et uorganisk materiale, der på fremstillingsstadiet er plastisk og formbart og i færdig tilstand et hårdt, stenagtigt materiale med betydelig trykstyrke. Beton fremstilles af et tilslagsmateriale (som regel sand, sten og grus), der normalt udgør omkring 75% af betonens samlede rumfang, og portlandcement (eller modifikationer heraf), der ved kemisk reaktion med betonens sidste komponent – vand – danner et bindemiddel, som kitter tilslagskornene sammen (figur 1-1).

Beton kan opfattes som en kunststen, der har mange lighedspunkter med sådanne i naturen forekommende bjergarter som sandsten, tillit, konglomerat og breccie, blot er bindemidlet i beton ikke kisel eller calciumcarbonat, men et industrielt tilvirket produkt, cement, der som hovedbestanddele dog også har grundstofferne calcium og silicium, og fremstillingstiden er ikke geologiens millioner af år, men få timer eller døgn.



Figur 1-1. Foto af gennemsavet betonprøve.

Tabel 1-1. Energiforbrug ved fremstilling af 1 kg materiale. Tallet for cement refererer til våd fremstillingsproces (som i Danmark), medens tallet i parentes refererer til tørproces.

Materiale	**Energi forbrug** kJ/kg
Cement	6.000 (3.500)
Beton	800
Tegl	4.200
Stål	25.000
Aluminium	120.000
Plast	50.000

Beton består således hovedsagelig af råmaterialer, der findes i rigelige og ret let tilgængelige mængder over det meste af Jorden, også i Danmark, jf. figur 1-2. Energiforbruget ved fremstilling af beton er ringe (se tabel 1-1), og prisen er lav i forhold til de fleste andre materialer. Dette er baggrunden for betons store udbredelse som bygge- og konstruktionsmateriale.

Betons vigtigste brugsegenskaber er en høj trykstyrke (på niveau med natursten) og en god holdbarhed (som natursten). Beton udsat for vind og vejr vil forvitre ligesom natursten, men er betonen rigtigt sammensat under hensyn til påvirkningens art og styrke, vil forvitringsprocessen – hvis ikke særligt aggressive væsker eller luftarter kommer i berøring med betonen – forløbe så langsomt, at den ikke spiller nogen væsentlig rolle i bygningers og konstruktioners normale levetid.

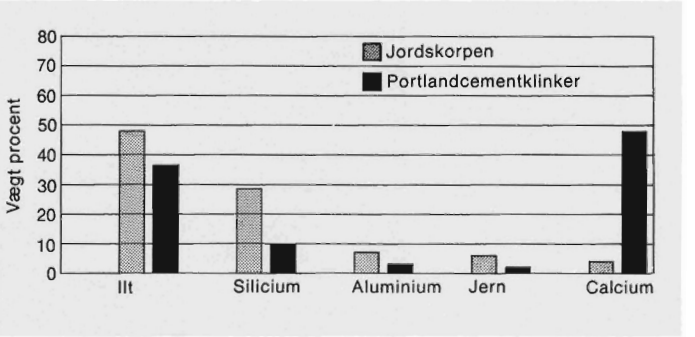
Betons største svaghed er, at trækstyrken – ligesom for natursten – er ringe, nemlig kun mellem 1/10 og 1/20 af trykstyrken. Dette forhold råder man bod på ved i de områder af betonmassen, der under transport eller brug vil blive udsat for trækspændinger, at indlægge en armering i form af stålstænger eller -tråde eller korte tynde fibre af asbest, stål, glas eller plast.

Man taler om

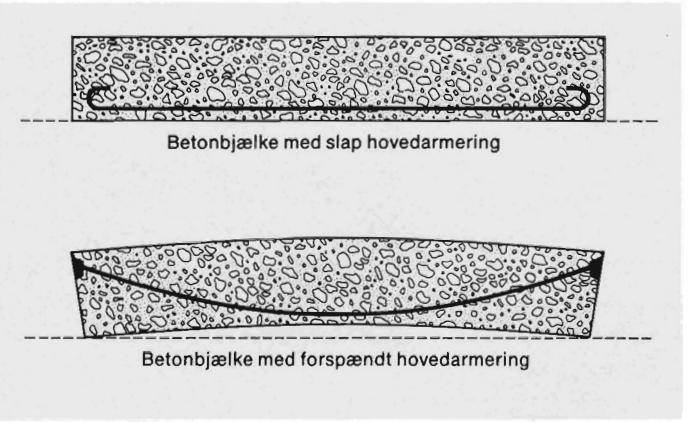
- *uarmeret beton,* der anvendes til konstruktioner eller konstruktionsdele, som ikke eller kun i meget beskeden grad udsættes for trækpåvirkninger, f. eks. visse fundamentklodser, blokke og vægge.
- *armeret beton,* dvs. beton, der er armeret med enten *slap* eller *spændt armeringsstål* eller med *fibre.* Armeret beton anvendes til træk- og bøjningspåvirkede konstruktioner eller konstruktionsdele, f. eks. bjælker og plader. Beton med spændt armering betegnes også *spændbeton* (se figur 1-3).

Betonen, som vi kender og anvender i dag, har ikke nogen særlig lang historie. Den er udviklet gennem slutningen af det nittende og op gennem det

Figur 1-2. Fordeling af grundstofferne O, Si, Al, Fe og Ca i jordskorpen og i portlandcementklinker.



Figur 1-3. Skitse af betonbjælker med slap og spændt armering.



tyvende århundrede, betinget især af muligheder for industriel fremstilling af portlandcement.

Kunsten at fremstille cementlignende bindemidler går imidlertid langt tilbage i historien. Den cement, ægypterne anvendte ved bygning af pyramiderne, var brændt gips. Både grækerne og romerne kendte til at brænde kalk og at tilsætte vulkansk aske til kalken, hvorved man fik et ***hydraulisk bindemiddel,*** dvs. et bindemiddel, der kan hærdne ved reaktion med og under vand. Romersk beton bestod af en blanding af en sådan cement og knust teglsten. En særlig god vulkansk aske til dette formål kom fra byen Puzzuoli, nær Napoli, i Italien. Derfra stammer den senere så anvendte betegnelse ***puzzolan,*** der bruges om et finkornet silikatmateriale, som sammen med calciumhydroxid kan danne bindemiddel af samme type, som dannes ved portlandcements hærdningsreaktioner. Et af de kendteste eksempler på romernes anvendelse af beton er

Figur 1-4. Pantheon i Rom.



Pantheon-kuplen i Rom (figur 1-4). Omkring år 70 e.Kr. udførte romerne en vandledning af beton fra Eifel til Køln, ca. 80 km lang, som var i drift i 450 år, og hvoraf der endnu findes rester.

Kendskabet til at fremstille cement og beton gik i glemmebogen i folkevandringstiden og opstod først i ny skikkelse i begyndelsen af det 19. århundrede.

Ordet »cement« kommer af det latinske »cementum«, oprindelig »caedimentum«, der egentlig betød kvadersten. Senere benyttedes ordet til at betegne et materiale, der ved tilsætning til kalk kunne gøre denne hydraulisk. Endnu senere har det så udviklet sig til at være betegnelsen for bindemidlet i beton. »Portlandcement«, der er den mest anvendte cementtype i dag, blev udviklet i begyndelsen af det 19. århundrede, og skyldes navnlig folk som den franske ingeniør *L. J. Vicat* (1786–1861) og englænderne *Joseph Aspdin* (1779–1855) og *Isaac Charles Johnson* (1811–1911). Navnet »Portlandcement« stammer fra Aspdins patent fra 1824, hvilket årstal man siden har knyttet til portlandcementens opfindelse.

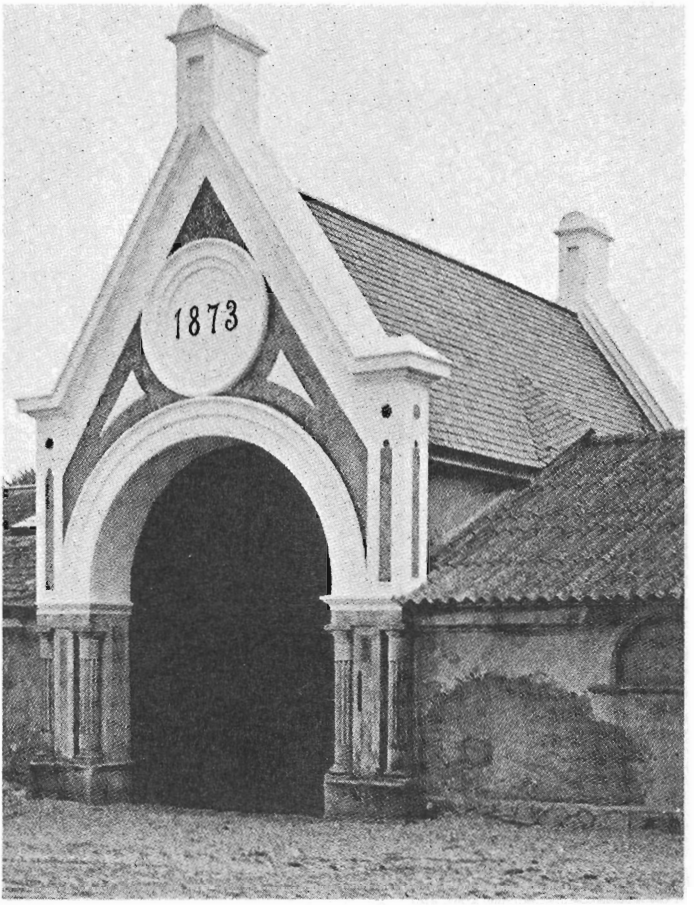


Figur 1-5. Fortet »Prøvestenen« ved København, bygget i årene 1858–1863.

Grundlaget for den moderne portlandcement-produktion blev imidlertid først skabt i 1844, da I. C. Johnson opdagede, at når kalk-ler-slam blev brændt ved så høj en temperatur, at det sintrede, fik man en cement med en betydelig større styrke, end man hidtil havde kendt til.

Den første produktion af egentlig portlandcement i Danmark – når bortses fra eksperimenter på hærens fabrik i nogle år fra 1826 og fremefter – fandt sted på Fredens Mølle på Amager i årene 1861–67. Cementen herfra blev sammen med tysk og engelsk portlandcement benyttet til fortet »Prøvestenen« ved København. Fortet blev bygget i årene 1858–63 af uarmeret beton. Krudtmagasiner og blokhusfundamenter på skanserne ved Dybbøl blev fremstillet af portlandcementbeton i 1863.

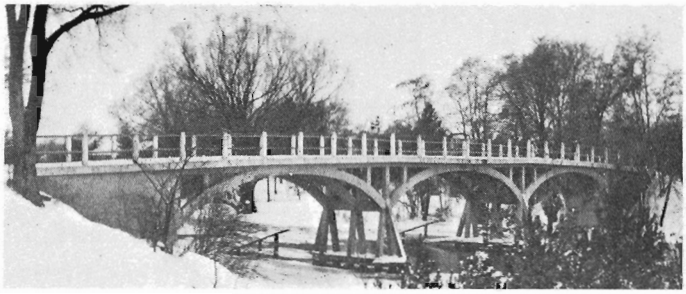
Fra dette tidspunkt udvikledes den industrielle portlandcementproduktion med stor hast. I årene 1868–87 fabrikeredes portlandcement på cementfabrikken »Hertha« ved Ringsted. »Rødvig Portlandcementfabrik« producerede i 1870–90 cement på basis af kalksten fra Stevns og ler fra Sverige. I 1874



Figur 1-6. Avlsbygninger på Brattingsborg, Samsø, opført 1873 og dermed blandt Danmarks ældste betonbygninger.



Figur 1-7. Fodgængerbro ved Langelinie, København. Opført 1894. Flad betonbuebro med spændvidde 19 m.



Figur 1-8. Amtmand Hoppes bro ved Langå, Danmarks ældste betonvejbro, bygget 1905.

anlagdes fabrikken »Cimbria« og i 1887 »Dania« på sydsiden af Mariager fjord. I 1888 leverede *F. L. Smidth & Co.* for første gang maskinerne til en cementfabrik, nemlig ved Limhamn i Skåne, og i 1891 startede Aalborg Portlandcementfabrik, stiftet 1889, produktionen ved Aalborg, ligeledes med F. L. Smidth-maskiner. Herefter oprettedes fabrikkerne »Danmark« (1898) og »Norden« (1901) i Aalborg, i 1907 Nørresundby Portlandcementfabrik (Østasiatisk Kompagni) og i 1908 »Kongsdal« ved Mariager. Dansk Andels Cementfabrik ved Nørresundby startede i 1913, og den sidste fabrik i rækken af danske cementfabrikker kom til i 1958 ved etableringen af en cementfabrik ved Karlstrup syd for København.

Fra 1975 er hele den danske cementproduktion koncentreret i Aalborg-området.

Betonens anvendelse og udbredelse hænger nøje sammen med cementproduktionens industrialisering og med udviklingen af armeret beton (benævnes også jernbeton). Første gang man hører om stålarmeret beton var i 1822, da *Rabitz* udførte vægge af romancementbeton med stålindlæg. *Lambot* fremstillede i 1855 i Frankrig armerede betonplader til bådebyggeri og *J. Monier,* også franskmand, fremstillede i 1867 blomsterkrukker med ståltrådsindlæg. Det er også en fransk ingeniør, *Francois Hennebique* (1842–1921), som har været foregangsmand ved udviklingen af konstruktionsmetoder for større, sammenhængende armerede betonkonstruktioner. Han udtog i 1892 patent på en kontinuerlig betonbjælke, hvor armeringen over mellemliggende understøtninger var placeret i oversiden af bjælken. Den første jernbetonbro i Danmark udførtes i 1894 af professor *O. Ostenfeld* (figur 1–7), men allerede i 1890 anvendtes jernbetondæk ved opførelsen af Statens Museum for Kunst.

Et andet vigtigt skridt i betonens historie blev taget i 1929 og 1936 af henholdsvis tyskeren *Dischinger* og franskmanden *Freyssinet,* der udviklede spændbeton (beton med spændt armeringsstål).

Tabel 1-2. Det danske cementforbrug i 1984 fordelt på leveranceform og anvendelsesområde. For den pakkede cements vedkommende oplyser statistikken ikke noget om anvendelsesområder. Den angivne procentiske fordeling varierer kun lidt fra år til år, selv med store udsving i det samlede årsforbrug.

Leveranceform	**Anvendelse**	**Mængde**	
		1000 t	%
Løs cement	Byggepladsbeton	2	<1
	Fabriksbeton	448	33
	Betonvarer	279	21
	Elementer	194	14
	Byggeblokke	35	3
	Diverse	25	2
	Eternit	111	8
	Løs cement total	1094	81
Pakket cement		261	19
Total		1355	100

Den industrielle betonproduktion udvikledes tidligt i Danmark. Den første danske betonvarefabrik, der producerede betontagsten, blev anlagt i Faaborg i 1884. I København begyndte civilingeniør *K. Hindhede* i 1926 som den første i verden fabrikation og levering af beton blandet på fabrik, og han opfandt »betonkanonen«, den roterende betontransportbeholder, som siden skulle gå sin sejrsgang over hele verden. Omkring 80% af det samlede danske cementforbrug går til industriel betonproduktion, nemlig til betonvarer (fliser, rør, kantsten, brønde, etc.), beton-elementer (vægge, dæk, bjælker, søjler, etc.) og beton blandet på fabrik. Fordelingen på de forskellige anvendelsesområder er anført i tabel 1-2.

Litteratur til kapitel 1

[1] Tage Bilde, T: »Cement och betong«. Tekniskt Folkebibliotek. Stockholm, 1940.

[2] »Murværk og Jernbeton«. Emil Wienes Bogforlag. København, 1938.

[3] Rutle, Johs.: »Cement – Fremstilling og egenskaber«. Teknisk Ukeblad, Oslo, 1958.

[4] Idorn, G. M.: »Grundtræk af betonteknologien. Bind 1, Cement«.

2. Anvendelse – udseende – struktur

Betonens historie er kendetegnet ved en støt stigende anvendelse i hele samfundslivet, idet betonmaterialet tages i brug til stadig flere formål, samt ved en stadig mere varieret og fantasifuld udnyttelse af de muligheder med hensyn til form og overflade, som materialet rummer.

Det foreliggende kapitel er helliget en oversigtsmæssig beskrivelse af betonens anvendelsesområder og dens visuelle fremtrædelsesformer, suppleret med en kortfattet beskrivelse af den struktur, der gemmer sig bag form og overflade, og som er den egentlige forudsætning for anvendelsen.

2.1 Anvendelse

Betonmaterialets formbarhed i frisk tilstand og muligheden for at indlægge armering (af stål, glas, asbest eller plast) til optagelse af trækspændinger er de to væsentligste teknologiske årsager til betonens helt dominerende stilling som bygge- og konstruktionsmateriale. Dertil kommer, at betonen ud fra prismæssige, ressourcemæssige, energimæssige og miljømæssige betragtninger må vurderes som overlegent over for næsten alle andre materialer til bygge- og konstruktionsformål.

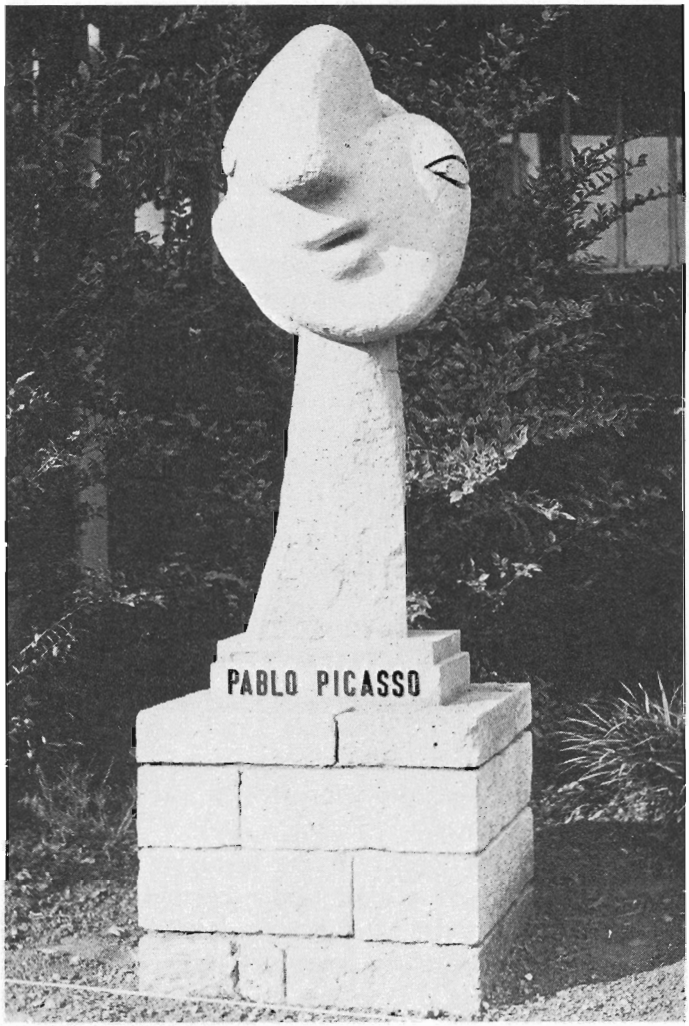
Beton kan som tidligere nævnt betragtes som et kunstigt stenmateriale, en »kunststen«, på godt og ondt. Godt på grund af den frihed, der ligger i, at man selv kan sammensætte og forme materialet fra grunden. Ondt måske netop derved, at materialet alt for let og villigt lader sig bruge – og måske misbruge.

En gennemgang af betonens anvendelsesområder kan let blive en ulidelig opremsning. I den følgende gennemgang er overblikket søgt lettet ved inddeling i en række hovedområder.

Kunst

Ved brug af kunststenen beton til udformning af skulpturer og relieffer er billedhuggeren nødt til at basere sig på en støbeproces. Betonen er for hård, skør og inhomogen til, at skulpturer og relieffer kan tildannes fra grunden ved

Figur 2.1-1. Skulptur af Picasso



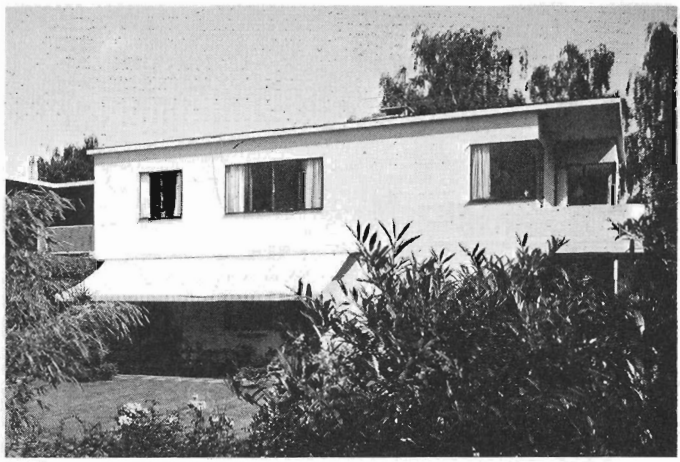
behugning. En efterbearbejdning af den støbte overflade i form af behugning, sandblæsning, afsyring eller bemaling giver dog store variationsmuligheder.

Den kunstneriske anvendelse af materialet beton har i sagens natur ikke en længere historie og tradition end materialet selv. Man må endda sige, at det først er efter omkring 1950, at kunstnerne for alvor er begyndt at få øje for materialets muligheder.



Figur 2.1-2. Relief af Mitchell

Figur 2.1-3. Det helstøbte, isolerede betonhus. Opført på Bernstorffsvej i Gentofte i 1932 med Frits Schlegel som arkitekt og A/S Dansk Cement Central som bygherre.



Figur 2.1-4. Ramning af betonpæle.



Figur 2.1-5. Boligbyggeri med anvendelse af betonelementer – Askerød ved Hundie (ark. Svend Høgsbro).



Figur 2.1-6. Præfabrikeret trappeløb.

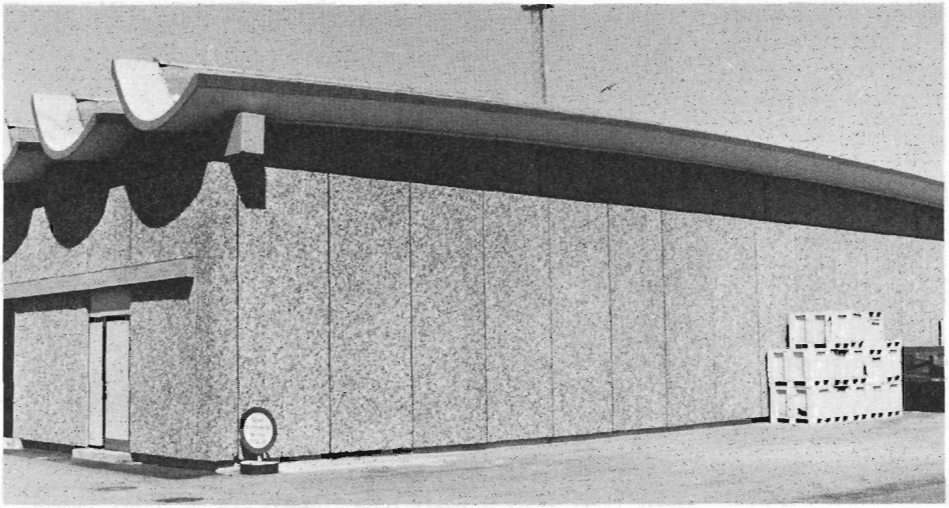


Husbygning

De første egentlige betonhuse var støbt på stedet og blev opført i 1920'erne og var præget navnlig af den franske arkitekt *le Corbusiers* tanker.

Rigtig gang i anvendelsen af beton til husbygning kom der imidlertid først efter 2. verdenskrig, omend mange interessante eksperimenter fandt sted i den mellemliggende periode. Det blev efterkrigstidens store boligbehov, der nødvendiggjorde en gennemgribende industrialisering af byggeprocessen og derved førte til det store gennembrud for betonen som byggemateriale. Betonen viste sig særdeles velegnet til præfabrikation, og der udviklede sig hurtigt et stort antal byggesystemer, baseret på anvendelse af fabriksfremstillede betonkomponenter. Denne tendens har kendetegnet byggeriets udvikling over hele Jorden.

Selv om et hus fremtræder med facader af andre materialer end beton, såsom teglsten eller træ, vil det i dag i vid udstrækning være opbygget af betonkomponenter. Fundamenter og kældervægge vil ofte være støbt på stedet, men kan

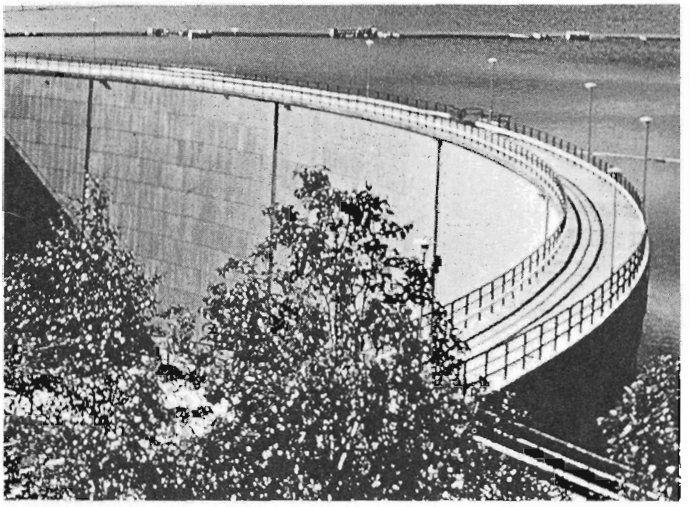


Figur 2.1-7. Bygning med tag af skalelementer – Hirtshals.

også være præfabrikerede, f. eks. i form af fundamentsblokke eller etagehøje plader; hvor pælefundering er nødvendig, vil man næsten altid anvende præfabrikerede betonpæle. Den bærende konstruktion kan være opbygget af præfabrikerede søjler og bjælker eller af præfabrikerede skive- og pladeelementer af beton. Etageadskillelser vil næsten altid bestå af præfabrikerede hulplader af beton. Facaderne kan være betonsandwichelementer eller bestå af andre materialer; eventuelt kan de være opmuret af letbetonblokke. Vinduesrammerne kan eventuelt være fremstillet af glasfiberarmeret beton. Skillevæggene består af lette udfyldningselementer, f. eks. af letbeton, men også af mange andre materialer. Forbindelsen mellem etagerne udføres i stor udstrækning af præfabrikerede betontrappeløb. Tagbeklædningen vil ofte bestå af betontagsten eller eternitplader, eventuelt kan man benytte store præfabrikerede skalelementer af beton.

De ovenfor beskrevne betonkomponenter, omend i mange varianter og systemer, går igen i næsten al slags byggeri, hvad enten det drejer sig om boligbyggeri (enfamilieshuse, kædehuse, etagehuse i få eller mange etager), erhvervsbyggeri (kontorhuse, industribygninger, landbrugsbygninger) eller offentligt byggeri (rådhuse, skoler, hospitaler, institutioner etc.). Til erhvervsbyggeri føjer sig ofte en række specielle komponenter af beton. Indenfor landbruget f. eks. fodertrug, spaltegulvselementer, hegnstolper og ensilagesiloer.

Figur 2.1-8. Dæmningskonstruktion.



Energiforsyning

I store dele af verden er en betydelig del af elektricitetsproduktionen baseret på vandkraft. De hertil hørende dæmningsanlæg, ofte af gigantiske dimensioner, vil hyppigt være udført af beton. Udførelse af så store, massive betonbygværker kræver særlige cementtyper og særlige fremstillingsprocesser samt den hertil hørende teknologiske indsigt.

Ved elektricitetsproduktion på basis af kul eller olie vil de bygningsanlæg og fundamenter, der bærer kedler og dampturbiner, være fremstillet af beton. Skorstene samt køletårne vil ligeledes være af beton, fremstillet ved glideformstøbning.

I atomkraftværker vil atomreaktorerne være omgivet af en flere meter tyk kappe af beton. Her udnytter man betonens relativt høje densitet til strålingsafskærmning og drager fordel af den i forhold til andre materialer gunstige relation mellem pris og densitet.

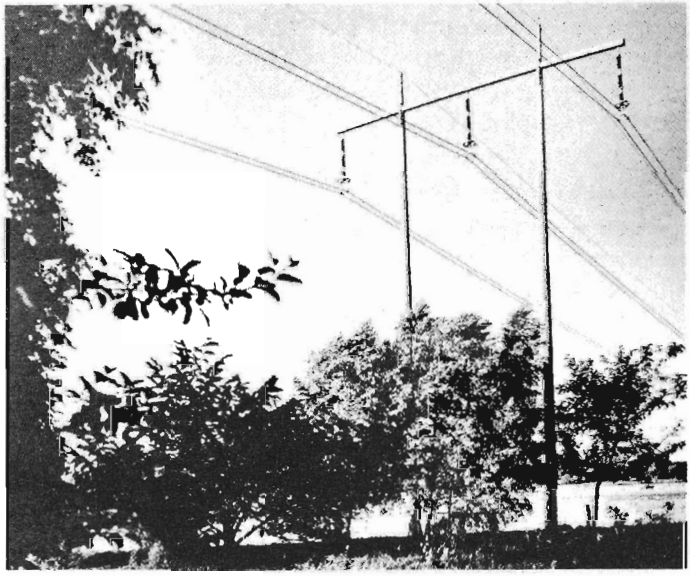
Effektiv udnyttelse af vindkraften til elektricitetsproduktion kræver temmelig høje vindmøller. Så høje mølletårne kan næppe fremstilles økonomisk med andre materialer end beton.

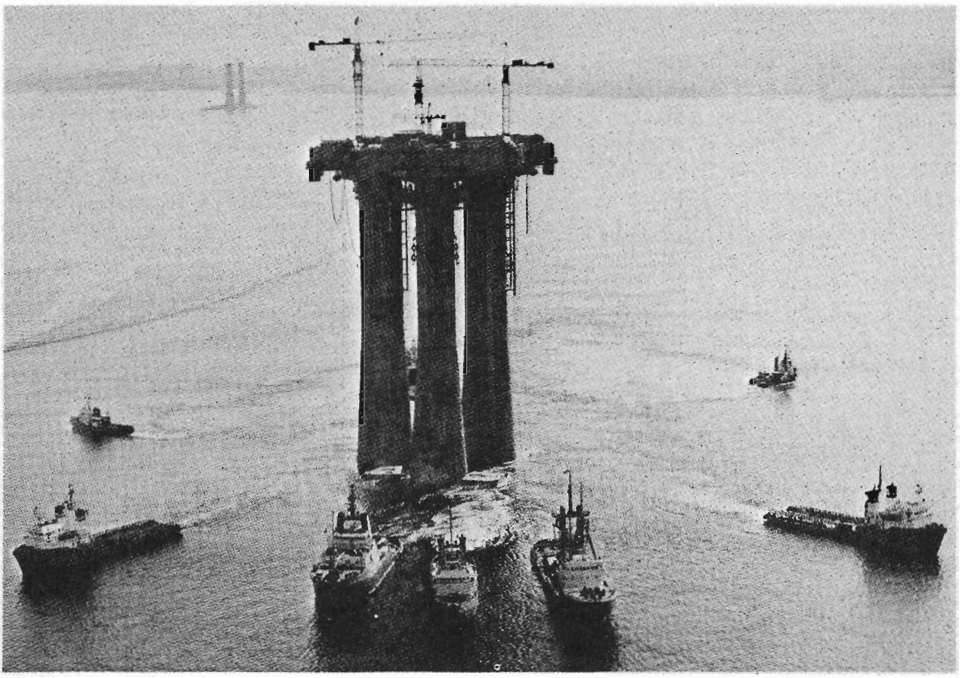
Transport af elektricitet over store distancer sker i højspændingskabler ophængt i høje master. Disse master kan være af stål eller beton.

Figur 2.1-9. Vindmølle – Gedser.



Figur 2.1-10. Højspændingsledninger ophængt i betonmaster.





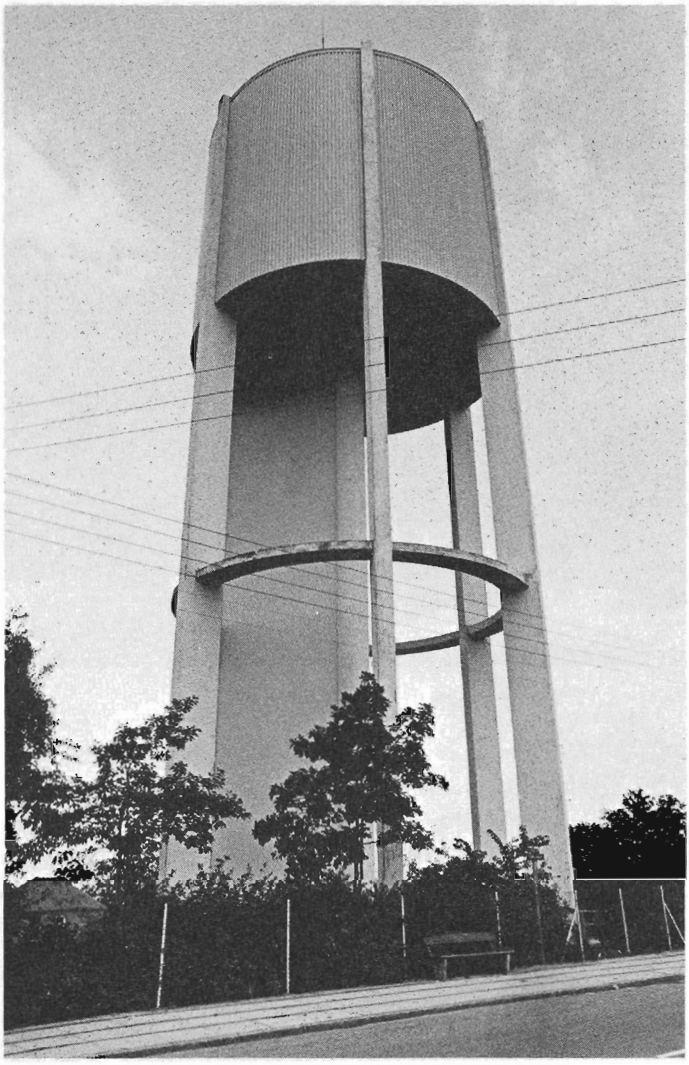
Figur 2.1-11. Produktionsplatform i Nordsøen.

Produktion af olie og naturgas til havs sker fra store produktionsplatforme. Sådanne stationære platforme og hertil hørende lagertanke udføres i stigende omfang af beton, både af økonomiske grunde og af vedligeholdelsesmæssige grunde, idet beton kræver mindre vedligeholdelse end stål. Hvis olien og naturgassen føres i land via undersøiske rør, vil sådanne rør være opbygget af et indvendigt stålrør omgivet af en 10–15 cm tyk betonkappe; denne kappes funktion er at hindre opdrift og at optage mekaniske stød fra skibsankre eller andet. Til oplagring af fyringsolie til husholdningsformål anvendes i stigende omfang lagerbeholdere af beton, primært p. g. a. betonens gode holdbarhed.

Vand og afløb

Beton er holdbar overfor vand. Beton kan fremstilles vandtæt og afgiver hverken giftige stoffer eller lugt- og smagsstoffer. Derfor fremstilles næsten alle vandtårne og vandreservoirer af beton.

Figur 2.1-12. Vandtårn.



Figur 2.1-13. Lægning af kloakrør. –



Spildevand transporteres gennem nedgravede betonrør, der opbygges af præfabrikerede, op til 2 m lange rørstykker, til rensningsanlæg, hvis slambassiner, rådnetanke etc. af økonomiske og holdbarhedsmæssige grunde er udført af beton. Nedgangsbrønde til afløbsledningerne er ligeledes opbygget af præfabrikerede brøndringe af beton.



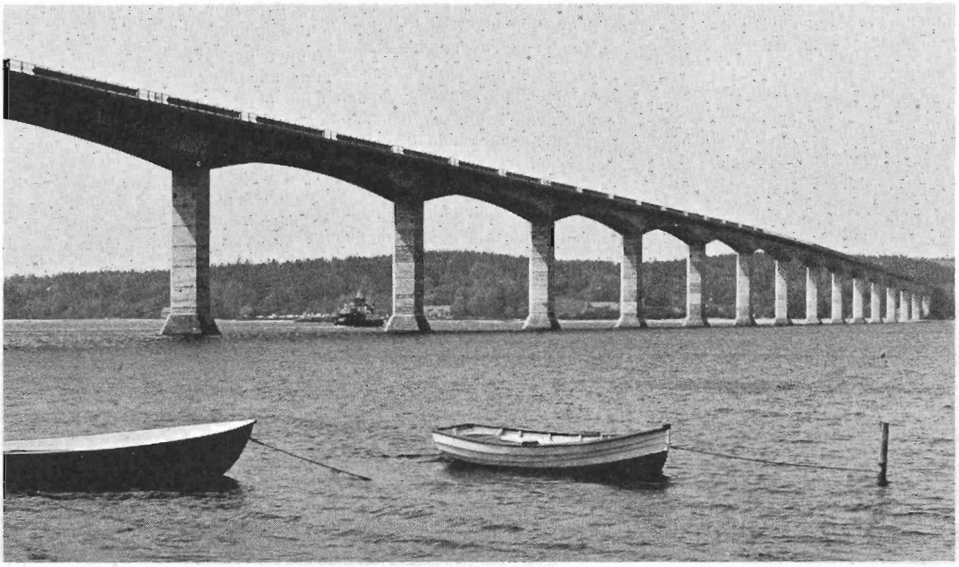
Figur 2.1-14. Motorvej med betonbelægning (Køge).

Trafikanlæg

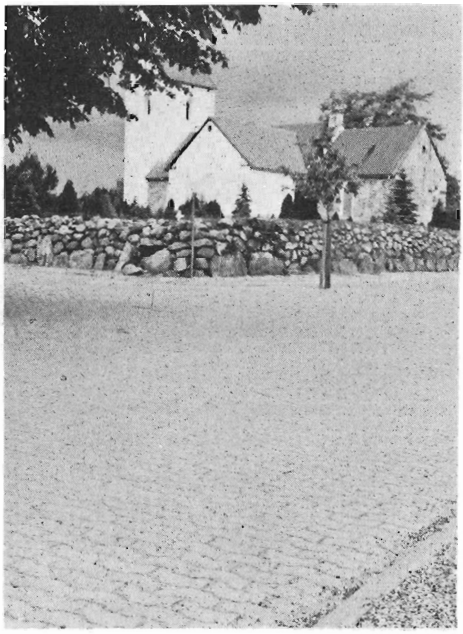
Til vej- og brobygning anvendes store mængder beton. Til vejbelægning dominerer bituminøse belægningsmaterialer. Men i nogle lande foretrækker man dog betonbelægninger, navnlig til motorveje, af vedligeholdelsesmæssige og økonomiske grunde. Til boligveje, gågader, fortove, cykelstier, parkeringspladser og torve anvendes i stort omfang præfabrikerede fliser eller mønsterformede betonsten som belægning. Næsten alle broer, små såvel som store, udføres af økonomiske og æstetiske grunde af beton; brobygningen er i øvrigt et af de områder, inden for hvilket fantasien med hensyn til udnyttelse af betonens konstruktive egenskaber har udfoldet sig rigest. Autoværn udføres af vedligeholdesmæssige grunde ofte af beton. Belysningsmaster kan være fremstillet som centrifugalstøbte, forspændte betonrør.

Til jernbanebygning anvender man af holdbarhedsmæssige grunde næsten udelukkende præfabrikerede betonsveller i stedet for tidligere tiders træsveller.

Vej- og jernbanetunneller gennem bjerge beklædes med påsprøjtet beton for at hindre nedfald af klippestykker. Undersøiske og underjordiske tunneller, f. eks. bybanetunneller, fremstilles oftest af præfabrikerede tunnelsegmenter af beton.



Figur 2.1-15. Sallingsundbroen.

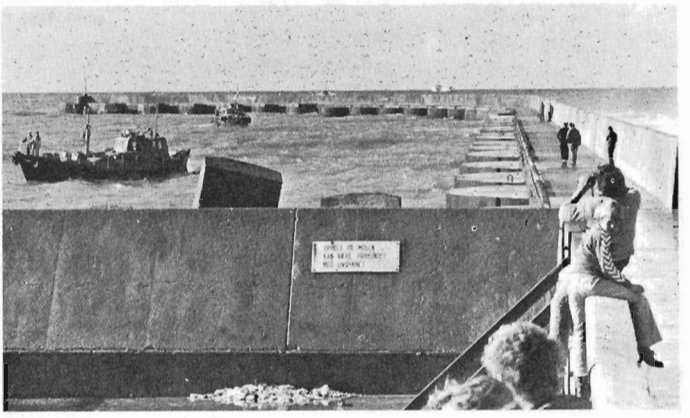


Figur 2.1-16: Vej med belægningssten af beton.

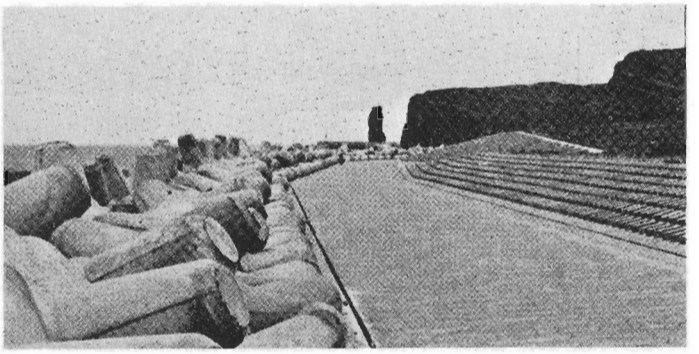


Figur 2.1-17. Skinnelegeme med betonsveller.

Figur 2.1-18. Hanstholm havn.



Figur. 2.1-19. Kystsikring på Vestkysten med tetrapoder



Lufthavnes start- og landingsbaner, rullebaner og standpladser har som regel et bærelag af beton eller cementbundet grus, men også selve belægningen er ofte af beton.

Inden for havnebygningen anvendes beton til opbygning af moler, bølgeskærme, kajkonstruktioner (betonspunspæle), beddinger, tørdokke m. v. Til beskyttelse af havnemoler mod bølgeslag og til kystsikring i øvrigt anvendes kastninger af store betonblokke (kubiske eller udstyret med låsearme).

Anvendelse af beton til bygning af skibsskrog forsøgte man allerede i begyndelsen af det 20. århundrede. Det har siden været prøvet med vekslende succes. Men de skibe, der trods alt er blevet bygget, har udvist udmærket sødygtighed og fremragende holdbarhed. Til mindre fartøjer, specielt kystfiskerbåde og lægtere, har beton dog fundet udstrakt anvendelse i enkelte lande, først og fremmest i Kina. Fremstilling af lystbåde af beton på selvbyggerbasis

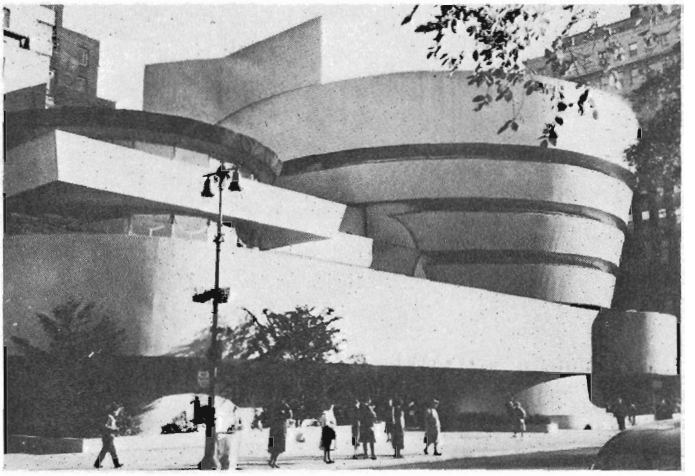
Figur 2.1-20. Siloanlæg (gødningssiloer, Esbjerg).



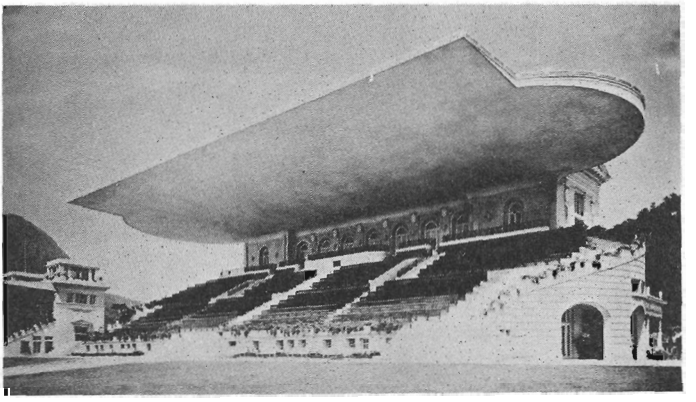
finder lejlighedsvis sted, nok især af økonomiske grunde. Til store oceangående tankskibe til transport af flydende naturgas har beton vist sig at være et særdeles hensigtsmæssigt konstruktionsmateriale, navnlig fordi driftsperioden mellem værftsophold er længere end for skibe af andre materialer.

Industri

Inden for industrien finder beton anvendelse til mange specielle formål, som det vil føre for vidt at komme ind på her. Karakteristiske konstruktioner, der genfindes indenfor mange industrigrene, er skorstene og siloanlæg (til oplagring af f. eks. korn, gødningsstoffer, cement etc.). Begge konstruktioner udføres normalt ved glideformstøbning.



Figur 2.1-21. Guggenheim Museum, New York (ark. Lloyd Wright).

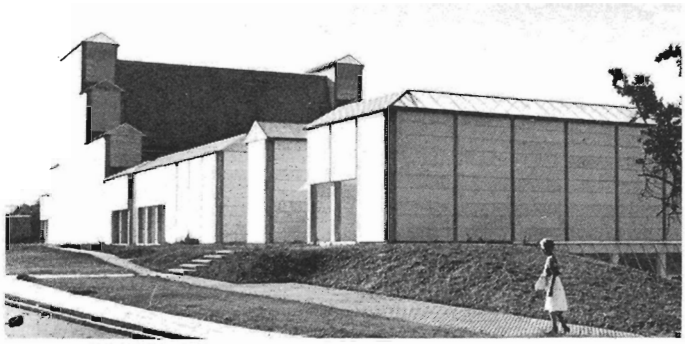


Figur 2.1-22. Tribune til væddeløbsbane, Madrid (ark. E. Torroja).

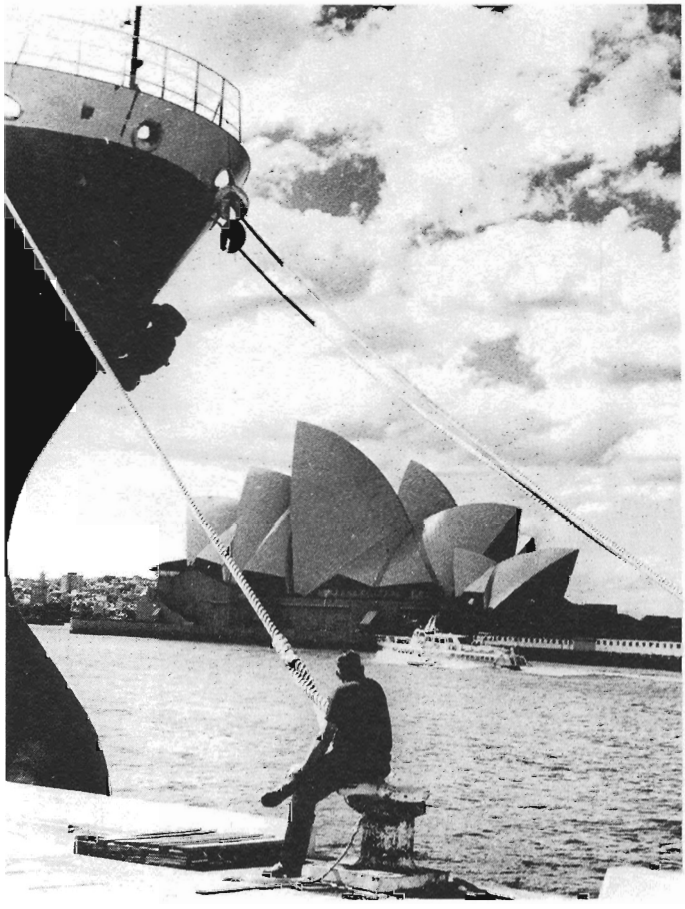
Kultur og sport

Dette område er karakteristisk ved at kunne opvise et stort antal prestigebetonede byggerier. Det er ligeledes karakteristisk, at efter 2. verdenskrig har det navnlig været betonen, der har appelleret til arkitekternes fantasi, når de har skullet løse store og spændende byggeopgaver på det kulturelle og sportslige område. Til illustration af, hvad dette område bl.a. omfatter kan nævnes sådanne bygninger eller konstruktioner som kirker, teater-, opera- og koncertbygninger, biblioteker, museer, sportshaller, tribuner, svømmebassiner, skihopbakker, tennisbaner etc.

Figur 2.1-23. Bagsværd kirke (ark. Jørn Utzon).



Figur 2.1-24. Sidney Opera House (ark. Jørn Utzon).



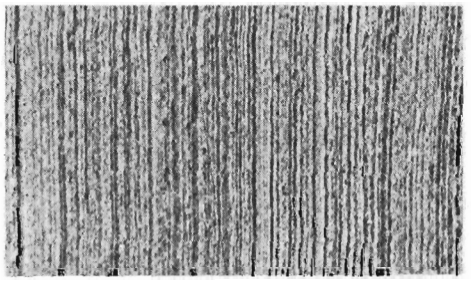
2.2 Udseende

Den mest udbredte opfattelse af beton er sikkert, at den er et gråt, massivt, måske endda trist materiale, som i øvrigt fremtræder med aftryk af den bræddeforskalling, der har været anvendt som form under støbningen.

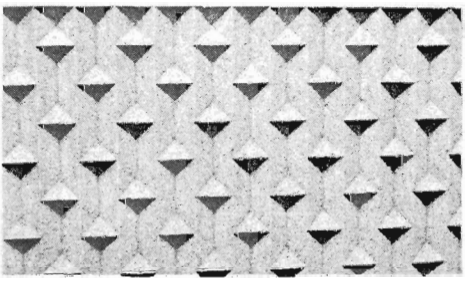
Hvad værre er, mange mennesker har den opfattelse, at sådan skal beton se ud for at være rigtig beton. Og det skyldes naturligvis, at i de første mange år af betonens historie tillod teknikken ikke så mange andre muligheder.

Hvis man imidlertid betænker, hvordan betonen bliver til, vil man hurtigt nå til den erkendelse, at intet kan være mere forkert.

Beton fremstilles af sand, sten, cement og vand. Sand- og stenmaterialet kan bestå af hvid marmor, grønlig sandsten, rød granit, grå flint, sort basalt etc., og kornene kan være runde eller skarpkantede. Cementen kan være en helt ren og ædel portlandcement, der er kridhvid, eller den kan være normal »snavset« portlandcement, der er grå til gråsort. Den kunne vel også være tilsat gule, røde eller brune farvepigmenter, sådan som farvehandlerne gør det til maling.



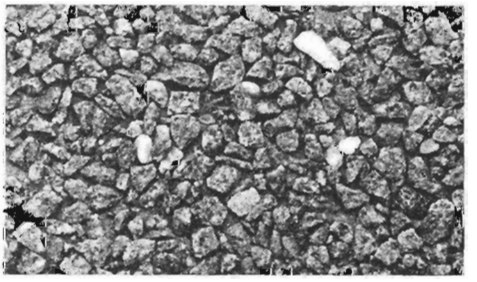
Figur 2.2-1. Profileret betonoverflade – rillet.



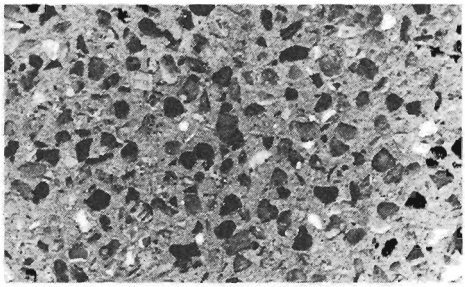
Figur 2.2-2. Profileret overflade – aftryk af mønster.



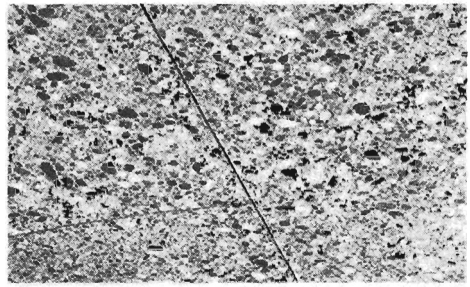
Figur 2.2-3. Overflade med frilagte søsten.



Figur 2.2-4. Overflade med frilagte skærver.



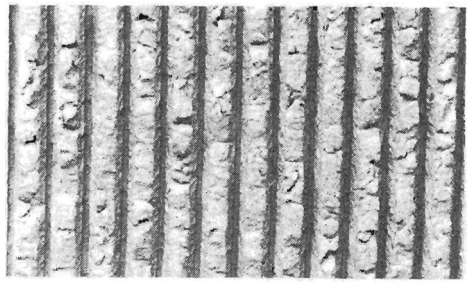
Figur 2.2-5. Sandblæst overflade.



Figur 2.2-6. Slebet overflade – terrazzo.



Figur 2.2-7. Behugget overflade.



Figur 2.2-8. Profileret overflade med behuggede kanter.

Karakteristisk for betonen er også, som tidligere nævnt, at den er støbelig, dvs. formbar, i friskblandet tilstand. Derfor vil overfladen fremtræde som et aftryk af formen, og den kan følgelig gives ligeså mange forskellige udtryk, som det er muligt at variere støbeformens flade eller dennes matrice. Støber man imod en glat formside, får man en glat betonoverflade med en tynd glat hinde af cementbindemidlet yderst. Fjerner man imidlertid denne hinde ved vaskning af betonen, inden den endnu er størknet, ved afsyring, ved sandblæsning, ved slibning eller ved behugning, træder betonens sand- og stenkorn frem i overfladen, og overfladen kommer til at fremtræde mere eller mindre ru og med en større eller mindre grad af afsløring af betonens indre opbygning.

Ovenstående beskrivelse skal illustrere, at der er ingen bestemt farve eller overfladetekstur og -form, der er den »rigtige« for beton. Næsten alt er muligt. Forkert bliver det kun, hvis man misbruger betonen, f. eks. ved at få den til at illudere andre materialer.

Hvordan de forskellige bearbejdninger af overfladen, der er nævnt ovenfor, udføres i praksis, er nærmere beskrevet i afsnit 6.5.

2.3 Indre opbygning

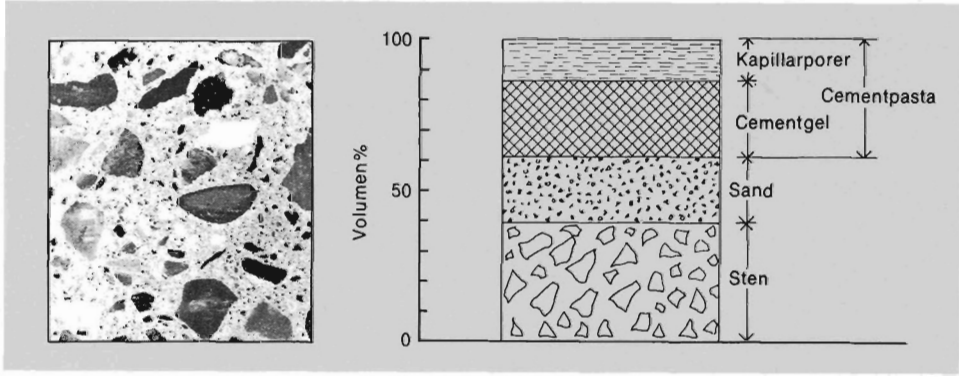
Hærdnet beton består af sten og sand sammenkittet af et hårdt bindemiddel, nemlig hærdnet cementpasta, der er dannet ved kemisk reaktion mellem cement og vand. Den hærdnede beton indeholder porøsiteter, hvis mængde og form har afgørende indflydelse på betonens egenskaber. Betonens indre opbygning er illustreret i figur 2.3-1.

Det foreliggende afsnit indeholder en kortfattet beskrivelse af hærdnet cementpastas og betons indre struktur og grundlæggende fysiske egenskaber. En beskrivelse af selve strukturdannelsen findes i kapitel 5, mens kapitel 3 indeholder en detaljeret beskrivelse af betonens brugsegenskaber.

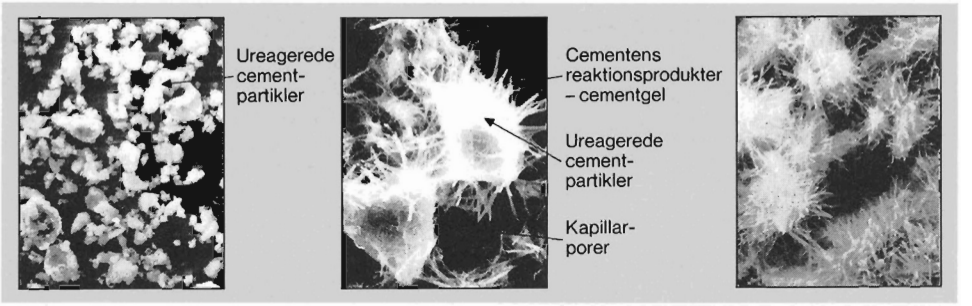
Hærdnet cementpasta

Den hærdnede cementpasta er opbygget af uhydratiserede cementkorn og hydratiseringsprodukter – ofte benævnt cementgel. Materialet er porøst med en porestruktur karakteriseret ved:

1. gelporer, der er fine hulrum i cementgelen med tværdimensioner af størrelsesordenen 0,5–2,0 nm.
2. kapillarporer, der er hulrum imellem de oprindelige cementpartikler, som ikke er udfyldt af cementgel, og hvis tværdimensioner er af størrelsesordenen 2 nm – 5 μm, samt
3. makroporer, der er væsentlig større end cementpartiklerne.

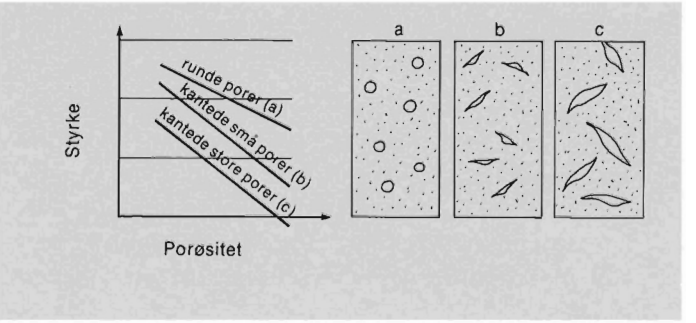


Figur 2.3-1. Eksempel på hærdnet beton. Til venstre planslib af beton med 400 kg cement/m^3. Til højre den rumfangsmæssige fordeling af den samme betons hovedkomponenter.

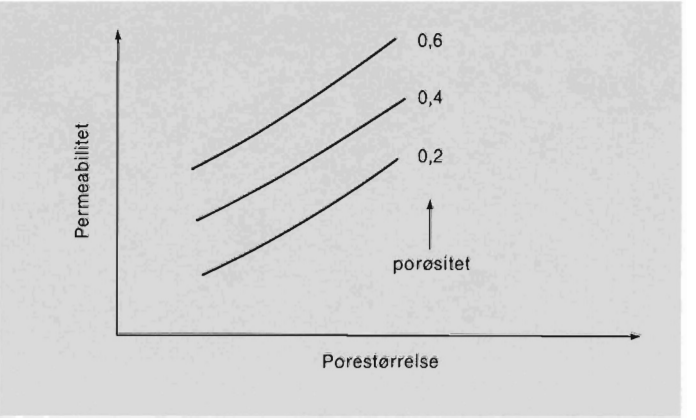


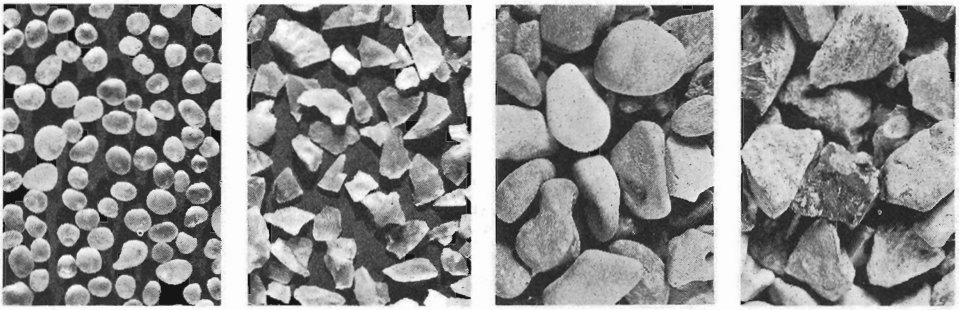
Figur 2.3-2. Til venstre og i midten er illustreret cementpastas struktur, henholdsvis før og (i større forstørrelse) efter udfældning af reaktionsprodukter. Cementpartikler har en størrelse på omkring 1–40 μm. Til højre ses cementpartikler med reaktionsprodukter optaget ved hjælp af scanning-elektronmikroskop.

Fig. 2.3-3. Principskitse, der illustrerer relation mellem styrke og porøsitet af skøre keramiske materialer for forskellig poreform.



Figur 2.3-4. Principskitse, der viser permeabilitet af porøse materialer med gennemgående porer som funktion af porestørrelse for forskellige porøsiteter.





Figur 2.3-5. Sand- og sten partikler med henholdsvis afrundet kornform og skarpkantet kornform.

Som illustreret i figur 2.3-3 og 2.3-4 har porestrukturen afgørende betydning for cementpastaens og dermed betonens egenskaber, idet styrken vokser og permeabiliteten aftager med aftagende porøsitet og aftagende porestørrelse, ligesom styrken bliver desto større, jo mere afrundede porerne er.

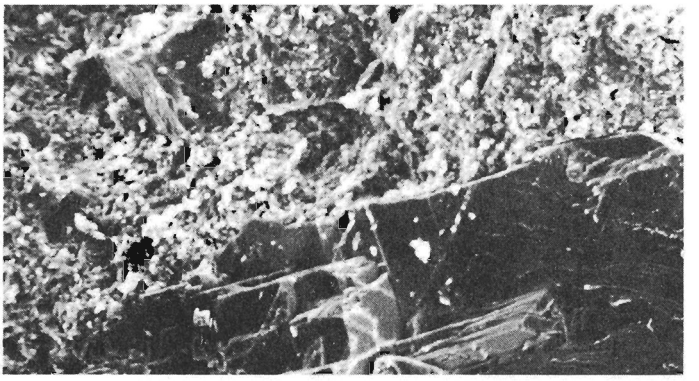
Ved betonfremstillingen har man kun i begrænset omfang mulighed for at influere på gelporestrukturen. Derimod kan man gennem valg af betonsammensætning (især vand/cement-forholdet) og komprimeringsmetodik på afgørende måde styre kapillarporøsiteten og makroporøsiteten.

Sand og sten

Normalt udgør omkring 75 procent af den hærdnede betons rumfang et inaktivt, billigt tilslagsmateriale i form af sand og sten, oftest bestående af naturlige, tætte bjergarter.

Betontilslagsmaterialet fremtræder enten i den form, hvori det findes aflejret i naturen, eller som brudstykker efter maskinel nedknusning af større sten eller klippestykker. Sand- og stenpartiklerne vil være kantede eller afrundede i formen, afhængigt af de geologiske og maskinelle processer, der har formet dem (se figur 2.3-5).

Af såvel økonomiske grunde som for at opnå bedst mulige fysiske egenskaber hos betonen tilstræbes normalt et højt indhold af tilslagsmaterialet i betonen. Dette opnås ved at anvende en hensigtsmæssig partikelstørrelsesfordeling med et så stort forhold som muligt mellem største og mindste partikelstørrelse. Dette er nærmere beskrevet i afsnit 4.2.



Figur 2.3-6. Foto ved hjælp af scanning-elektronmikroskop af grænseflade mellem kalkstenspartikler og cementpasta.

Som nævnt består tilslagsmaterialet normalt af naturlige bjergarter og mineraler, der under almindelige temperaturforhold vil være kemisk inaktive over for cementens reaktionsprodukter. Der vil dog foregå en svag overfladereaktion, der resulterer i kemiske bindinger mellem sand- og stenpartiklernes overflader og den omliggende cementpasta, jf. figur 2.3-6.

Det sammensatte materiale – beton

I forbindelse med vurdering af forskellige af betonens egenskaber (især deformations- og styrkeegenskaber) får man en god forståelse af virkemåden, hvis betonen opfattes som opbygget af successive to-komponentsystemer bestående af diskrete partikler i en gennemgående matrix. Denne betragtningsmåde er anskueliggjort i tabel 2.3-1.

Tabel 2.3-1. Hærdnet beton opfattet som successive tokomponentsystemer bestående af diskrete partikler i en gennemgående matrix.

Partikel	Matrix	Materiale
uhydratiseret cement	cementgel	cementpasta
sand	cementpasta	mørtel
sten	mørtel	beton

I almindelig, god beton vil man med rimelighed kunne betragte mørtelkomponenten som en blanding af sandpartikler i en homogen cementpastamatrix og betonen som en blanding af stenpartikler i en homogen mørtelmatrix.

3. Betons brugsegenskaber

I dette kapitel er samlet det mest nødvendige af den store viden om betons egenskaber, som er til rådighed i biblioteker og laboratorier.

Den grundlæggende egenskab densitet er behandlet først. Derefter følger deformation og styrke i den nævnte rækkefølge. Dette er i modsætning til de fleste andre lærebøger, som tager styrke først. Den her valgte orden er begrundet med, at styrke kun er et specielt punkt på arbejdslinien. Fugtmekanik er medtaget ud fra erkendelsen af det stigende behov for viden på dette felt på grund af den betydning, vand har for materialeegenskaberne og specielt for udvikling af bygningsskader. Holdbarhed er behandlet som en egenskab, skønt den ikke er nogen egenskab i sig selv, men blot en samling af de betingelser, som skal være til stede, for at de andre egenskaber kan bevares som forudsat ved projekteringen. I et afsluttende afsnit beskrives betons egenskaber over for varme, lyd, el og stråling.

Talværdier er overalt anført som middelværdier, med mindre andet er anført.

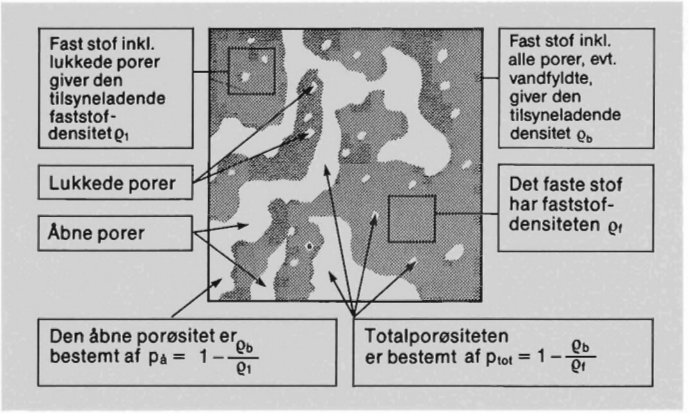
3.1 Densitet og porøsitet

Den hærdnede betons densitet har betydning for stort set alle betonens anvendelsesegenskaber.

Med stigende faststofkoncentration, hvilket under normale forhold er ensbetydende med stigende densitet, øges både stivhed, styrke, varmeledningsevne, vandtæthed og holdbarhed. Selv om det er umiddelbart klart, at det er det faste stof, som er bærer af egenskaberne, udtrykkes egenskabsvariationerne ofte som funktion af porøsiteten, dvs. faststofkoncentrationens komplementære begreb. I betonteknikken afspejles spørgsmålet om, hvorvidt man bør anvende faststofkoncentration eller porøsitet som uafhængig variabel, i diskussionen om anvendelse af c/v eller v/c.

I dette afsnit behandles densitet og porøsitet. De influerende faktorer gennemgås, og det vises, inden for hvilke områder de to egenskaber kan variere.

Figur 3.1-1. Densiteter og porøsiteter hos et fast stof med åbne og lukkede porer.



Begreber

Densitet er defineret som et materiales masse pr. rumfangsenhed i den foreliggende tilstand (figur 3.1-1). Densitet måles i kg/m^3. For et porøst materiale er der forskellige tilstande, som det er nødvendigt at præcisere. Således kaldes densiteten af materialet, som det foreligger med huller, porer og fugtighed, for *den tilsyneladende densitet.* Er materialet tørt, taler man om dets *tilsyneladende tørdensitet.* Når der her i bogen anvendes udtrykket *densitet* uden nærmere beskrivelse, vil det være den tilsyneladende tørdensitet, der menes, hvis ikke andet fremgår af sammenhængen.

Densiteten af det faste materiale, som ligger mellem porerne, kaldes for *faststofdensiteten* eller *den absolutte densitet.* Undertiden kaldes denne densitet også for *pulverdensitet,* hvilket hentyder til, at det er nødvendigt at knuse materialet til pulver før pyknometermålingen for at få målevæsken til at trænge ind i alle porer. Hvis porerumfanget bestemmes ved vandopsugning og ikke ved knusning, vil der være lukkede porer, som ikke opdages. Den herudfra bestemte densitet kaldes den *tilsyneladende faststofdensitet,* jf. figur 3.1-1.

For grus, cement og andre materialer, der leveres som samlinger af korn eller partikler, kommer der endnu en tilstand ind, som vedrører kornene og de mellemliggende hulrum. For disse materialer har man defineret følgende densiteter (jf. DS 404 og jf. afsnit 4.2 side 301).

1. Absolut densitet eller faststofdensitet, jf. ovenfor.

2a. Tilsyneladende densitet (underforstået »af fast stof«). Dette begreb er det samme som det ovenfor nævnte »tilsyneladende faststofdensitet«.

2b. Korndensitet i tør tilstand.
2c. Korndensitet i vandmættet, overfladetør tilstand.

3a. Våddensitet } ∫ underforstået »af kornhoben«.
3b. Tørdensitet ∫ { inkl. mellemrum mellem kornene.
De to begreber 3a og 3b anvendes til at beskrive pulvermaterialer i mere eller mindre løs lejring. Udtrykket »våddensitet« betyder ikke nødvendigvis at materialet er vandmættet, men blot at det i den betragtede tilstand, f.eks. ved levering, kan indeholde vand i *mellemrummene* mellem kornene.

Relativ densitet er forholdet mellem et stofs densitet og densiteten af et referencestof, oftest vand. Denne måde at angive densitet på har den fordel, at resultatet bliver det samme i alle enhedssystemer, også det amerikanske, samt at tallene bliver små.

Eksempel 3.1-1

Beton med densiteten $\varrho_b = 2300$ kg/m^3 får med basis i vands densitet $\varrho_w = 1000$ kg/m^3 den relative densitet *2,3*.

Porøsitet er defineret som porevolumen målt i forhold til den betragtede prøves totalvolumen. Afhængig af hvilke porer man ønsker at beskrive, taler man om den *åbne porøsitet,* den *lukkede porøsitet, totalporøsiteten* og, for kornhobes vedkommende, om *hulrumsprocenten.* Mellem den tilsyneladende tørdensitet ϱ_b, faststofdensiteten ϱ_f og totalporøsiteten p_{tot} findes følgende sammenhæng

$$p_{tot} = 1 - \frac{\varrho_b}{\varrho_f}$$

Udgår man fra den tilsyneladende faststofdensitet ϱ_1, fås den åbne porøsitet

$$p_{å} = 1 - \frac{\varrho_b}{\varrho_1}$$

Eksempel 3.1-2

Der er givet en beton med $\varrho_b = 2300$ kg/m^3. Sættes som gennemsnit cementpastas og tilslags faststofdensitet $\varrho_f = 2650$ kg/m^3, får man $p_{tot} = 1 - 2300/2650 = 13\%$.

Specifik tyngde er den kraft, hvormed jorden påvirker en volumenenhed af et materiale. Den måles i kN/m^3. Den specifikke tyngde γ kan afledes fra densiteten ϱ ved multiplikation med tyngdeaccelerationen $g = 9{,}81$ m/s^2, dvs.

$$\gamma = \varrho \cdot g$$

Eksempel 3.1-3

På beton med densiteten $\varrho_b = 2300$ kg/m^3 virker den specifikke tyngde

$$\gamma = 2300 \text{ kg/m}^3 \cdot 9{,}81 \text{ m/s}^2 \simeq 23000 \frac{\text{kg m/s}^2}{\text{m}^3} = 23 \text{ kN/m}^3$$

Terminologihistorisk baggrund. Sprogbrugen omkring massebegrebet densitet og kraftbegrebet specifik tyngde har inden for bygningsteknikken længe været præget af nogen usikkerhed. Man har næsten i flæng anvendt ordene vægtfylde, massefylde, densitet, rumvægt og specifik tyngde.

Dette forhold har sit udgangspunkt i, at man tidligere i bygningsstatikken ikke skelnede skarpt mellem kraft og masse. Ved de fleste statiske beregninger er der kun tyngdeaccelerationen at tage hensyn til. Man indførte derfor begrebet kilogramkraft, hvorved alle masser målt i kg direkte kunne anvendes som kræfter.

Fysikerne indførte i 1940'erne – for at klare begreberne – ordet massefylde i stedet for ordene vægtfylde og rumvægt. Det blev indført som standard i 1963. I løbet af 1960'erne blev ordet densitet mere og mere anvendt. Det er afledt af det latinske densitas, tæthed. Det optræder også i andre europæiske sprog. Densitet er blevet indført som primært ord i grusterminologinormen DS 404.

Det er først med indførelsen af SI-enhedssystemet i 1970'erne, at begreberne er blevet rimeligt klaret op. De i dette afsnit omtalte begreber densitet og specifik tyngde er i overensstemmelse med standarderne DS 2000, DS 2001, DS 404 og DS 410.1.

I SI-systemet er masseenheden 1 kg en af grundenhederne. Kraftenheden 1 Newton er en afledt enhed, der er defineret som den kraft, der giver massen 1 kg accelerationen 1 m/s^2.

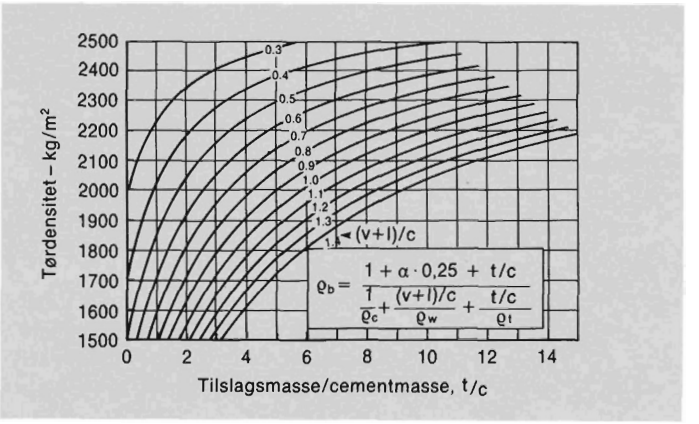
Densitet

Den friske betons densitet kan anvendes til kontrol af betonens luftindhold og komprimering, jf. afsnit 7.4.

Den hærdnede betons tørdensitet ϱ_b kan variere mellem 600 og 6000 kg/m^3. Med hensyn til densitet skelner man mellem let, normal og tung beton. *Let beton* (600–2000 kg/m^3) har interesse ved konstruktioner, hvor egenvægten er dimensionsgivende, og ved varmeisolerende konstruktioner. *Tung beton* (2500–6000 kg/m^3) anvendes ved konstruktion af kontravægte og ved opførelse af strålingsskærme til atomreaktorer.

Den store variation i densiteten er bestemt af blandingsforholdene, af hydratiseringsgraden, komprimeringsgraden og af tilslagsmaterialernes densiteter.

Blandingsforholdene influerer på densiteten, fordi de enkelte delmaterialer har forskellige densiteter. Endvidere vil *hydratiseringsgraden* α indvirke på tørdensiteten. Jo højere α, desto mere ikke-fordampeligt vand er bundet i cementpastaen. Den højeste vandmængde, der kan bindes, er ca. 25% af cementvægten.



Figur 3.1-2. Blandingsforholdenes indflydelse på tørdensiteten hos beton og mørtel. Kurverne på figuren er optegnet for normal beton og cementmørtel med hydratiseringsgraden $\alpha = 0{,}9$, cementdensiteten $\varrho_c = 3150$ kg/m³, vanddensiteten $\varrho_w = 1000$ kg/m³ og tilslagsdensiteten $\varrho_t = 2650$ kg/m³. (l er i formlen opfattet som massen af det ækvivalente volumen vand).

Når sammensætningen pr. m³ er kendt, kan tørdensiteten, ϱ_b, bestemmes af følgende formel, hvor C er cementindholdet i kg/m³, og T_1, T_2, T_3, ..., T_n er mængderne af det 1., 2., 3. op til n-te tilslagsmateriale i kg/m³.

$$\varrho_b = C \cdot (1 + \alpha \cdot 0{,}25) + \sum_{i=1}^{n} T_i \qquad (1)$$

Når blandingsforholdene mellem delmaterialerne er kendt, kan ϱ_b beregnes af den på figur 3.1-2 angivne formel. Heri indgår også de enkelte delmaterialers densiteter. På figuren ses, at for beton og cementmørtel med tilslagsdensitet 2650 kg/m³ varierer densiteten mellem 1500 og 2500 kg/m³, alt afhængigt af blandingsforholdet.

Eksempel 3.1-4

Eksempel på anvendelse af formel (1). – I forbindelse med reparation af en ældre altangang af betonelementer opstår der tvivl om, hvorvidt betonen oprindeligt er leveret som bestilt. Den hævdes at være bestilt og fremstillet med følgende sammensætning:

Cement	$C = 330$ kg/m³
Søsand (0–8)	$T_1 = 870$ kg/m³
Søsten (8–16)	$T_2 = 1000$ kg/m³
v/c = 0,55 à 0,65	

Man vælger i første omgang at kontrollere betonens densitet. Hydratiseringsgraden α skønnes at være 0,8, hvorfor middelværdien af betonens tørdensitet ifølge formel (1) bliver

$$\varrho_b = 330\,(1 + 0{,}8 \cdot 0{,}25) + 870 + 1000 = 2266 \text{ kg/m}^3$$

Der udbores kerner af betonen. Kernernes tørdensitet ligger mellem 2220 kg/m³ og 2295 kg/m³ med middelværdien 2251 kg/m³. Middelværdiens afvigelse fra den forventede værdi kan skyldes variation i v/c og indesluttet luft.

På dette grundlag kan man hævde, at der er en vis sandsynlighed for, at betonen er leveret som bestilt. Ønskes større sikkerhed i bedømmelsen må der foretages undersøgelse af tilslagsmængde og v/c ved strukturanalyse.

Eksempel 3.1-5

Eksempel på anvendelse af figur 3.1-2 til skøn over (v+l)/c på hærdnet mørtel. Til et flisearbejde i et svømmebassin anvendes en fugemørtel med sammensætningen cement (Blaine 400 m²/kg):kvartssand = 1:2,5 efter rumfang. Rumfangsblandingsforholdet omregnes til masseforhold ved anvendelse af densiteterne for løs cement, ϱ_{LC} = 1210 kg/m³ og for løst kvartssand ϱ_{LS} = 1500 kg/m³, jf. tabel 9.3.

Vægtforholdet bliver

$$\frac{C}{t} = \frac{1 \cdot \varrho_{LC}}{2{,}5 \cdot \varrho_{LS}} = \frac{1 \cdot 1210}{2{,}5 \cdot 1500} = \frac{1}{3{,}10}$$

Tørdensiteten bliver efter arbejdets udførelse målt til 1800 à 1820 kg/m³. Af figur 3.1-2 ses, at punktet (3,10; 1810) falder på kurven (v+l)/c = 0,9. Tages usikkerheden i betragtning, ses det, at der må have været en udgangsværdi for (v+l)/c på 0,85 à 0,95. Dette giver en for et flisearbejde i en svømmehal alt for porøs mørtel.

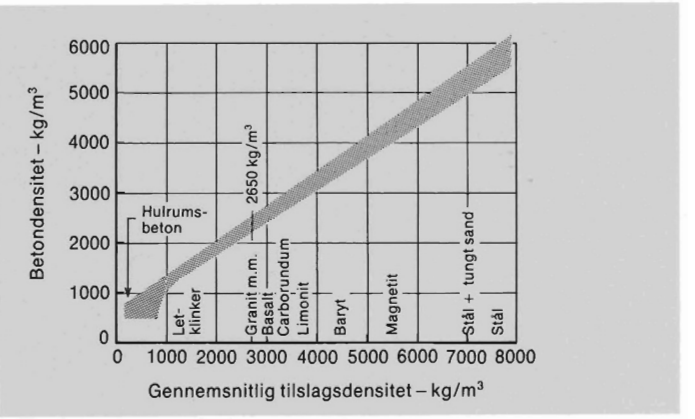
Tilslaget har den kraftigste indflydelse på betonens densitet. *Letbeton,* med densiteter ned mod 1000 kg/m³, kan fremstilles med tilslag af porøse sten, f.eks. ekspanderende lerklinker, sitret flyveaske eller vulkanske slaggeaflejringer. *Hulrumsbeton* fremstilles som almindelig beton, men ved mørtelundersskud. Herved fremkommer huller mellem stenene. Med porøse sten kan densiteterne komme ned omkring 600 kg/m³.

Tunge betontyper fremstilles ved at tunge bjergarter anvendes som tilslag, enten som groft tilslag eller som både groft og fint tilslag. Den sidste løsning vil dog ofte være kostbar, på grund af at de tunge materialer er vanskelige, og dermed dyre, at knuse. Der er også eksempler på, at man har anvendt stålkugler og stålskrot som tilslag.

Figur 3.1-3 viser, hvorledes betondensiteten varierer med tilslagets gennemsnitsdensitet.

Eksempel 3.1-6

Der ønskes fremstillet en beton med densitet i området omkring 4000 kg/m³. Det er nødvendigt at anvende sand med normaldensitet 2650



Figur 3.1-3. Betons tørdensitets variation med tilslagets gennemsnitsdensitet. For den enkelte værdi af gennemsnitsdensiteten kan betondensiteten variere med blandingsforholdet.

kg/m³. Af figur 3.1-3 ses det, at det da er nødvendigt at anvende stål som tilslag for at komme op i densitet for den færdige beton.

Man kan opstille nedenstående beregning, idet cementmængde, vandmængde og sandprocent er givet af de øvrige proportioneringsomstændigheder. Observer, at sandprocenten 50% gælder volumenprocent.

Materiale	**Masse** kg/m³	**Densitet** kg/m³		**Volumen** m³/m³
Cement, C	250	3150	→	0,080
Vand, V	200	1000	→	0,200
Luft	0	0		0,020
Sand	928 ←	2650 ←	0,7 · 0,5	0,700
Stålkugler	2747 ←	7850 ←	0,7 · 0,5	
$\varrho_{våd}$ =	4125 kg/m³		1,000	

Den fordampelige vandmængde V_f udgør efter fuldstændig hydratisering

$$V_f = V - C \cdot 0{,}25 = 200 - 250 \cdot 0{,}25 = 138 \text{ kg/m}^3$$

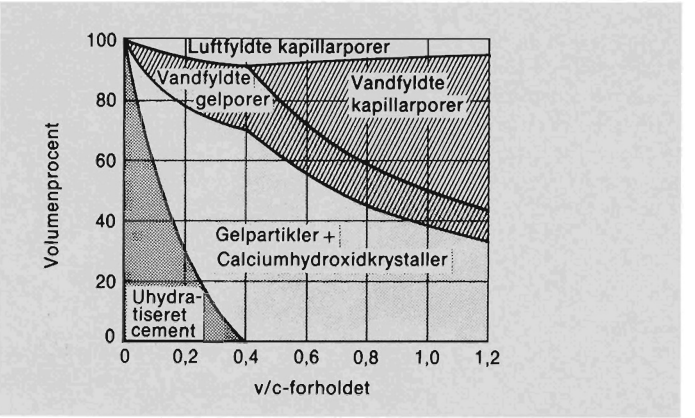
Tørdensiteten bliver

$$\varrho_b = \varrho_{våd} - V_f = 4125 - 138 = 3987 \text{ kg/m}^3$$

Middeldensiteten for tilslaget bliver (928+2747)/0,700 = 5250 kg/m³
På figur 3.1-3 aflæses for denne værdi

$$3985 < \varrho_b < 4350 \text{ kg/m}^3,$$

hvilket omfatter ovenstående resultat.



Figur 3.1-4. Fordeling af gelporer og kapillarporer i fuldstændigt hydratiseret cementpasta ved forseglet lagring. Fordelingen er baseret på en formel beregning, jf. reglerne i kapitel 5. Figuren er teoretisk. I praksis opnås sjældent mere end 80% omsætning af cementen.

Porøsitet

Tilstedeværelsen af porer i beton har stor betydning for næsten alle betonens egenskaber. F.eks. falder styrken med voksende volumenandel porer.

Det er dog ikke alene porernes mængde, der har betydning, men også deres form og størrelse, jf. afsnit 2.3. Som eksempel skal her nævnes, at den luft, som indblandes, for at betonen skal blive frostbestandig, skal forefindes som kugleformede bobler med diametre mellem 5 og 500 μm for at kunne virke efter sin hensigt.

Der findes følgende kilder til porer og huller i beton:

1. Cementpastaens gelporøsitet.
2. Cementpastaens kapillarporøsitet.
3. Tilslagets porøsitet.
4. Revner og sprækker langs tilslagskorn.
5. Indblandet luft til frostbeskyttelse.
6. Indkapslet luft pga. utilstrækkelig komprimering.
7. Revnedannelser pga. skadelige omdannelser eller overbelastning.

Porerne i cementpasta kan efter deres størrelse deles i gelporer, kapillarporer og makroporer, jf. tabel 3.1-1.

Porerne mellem de enkelte partikler i cementgelen kaldes *gelporer*. De har tværdimensioner af størrelsesordenen 0,5–2 nm. Til sammenligning tjener, at et vandmolekyle, som bindes til en partikeloverflade, fylder ca. 0,3 nm i tykkelsen og ca. 0,1 nm^2 i flademål.

Kapillarporer har tværmål mellem 2 nm og 5 μm. De har deres oprindelse i den del af det oprindelige volumen, som ikke bliver udfyldt med cementgel. I

disse vil vand, damp og gasser kunne transporteres langt lettere end i gelporerne. Ved v/c på 0,7 og derover vil kapillarporerne danne sammenhængende kanaler jf. tabel 3.5-4, side 245.

Figur 3.1-4 viser, hvorledes andelen af gelporer og kapillarporer i cementpasta varierer med v/c. Figuren gælder for en formel hydratiseringsberegning for forseglet hærdning.

Betons porefordeling og totalporøsitet forandres med tiden. Dette skyldes først og fremmest den stadige hydratisering. Ved overflader vil karbonatisering og udfældning af smuds og støv også ændre forholdene i tidens løb.

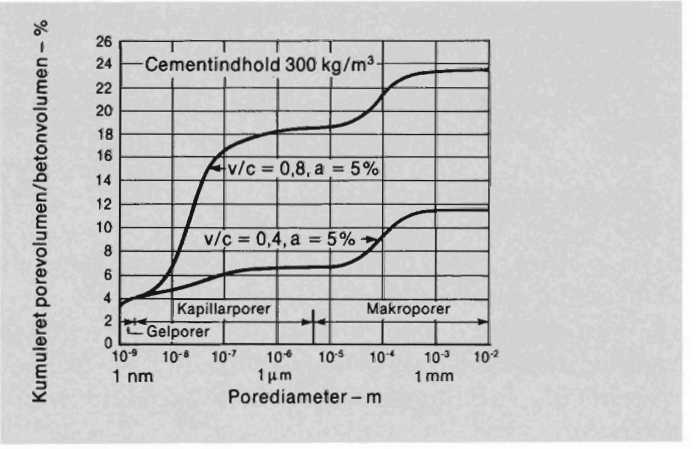
Til *makroporerne* hører de luftbobler, som er fremkaldt for at sikre frostbestandighed. De ligger med diametre fra 5 µm til 0,5 mm. Til denne gruppe hører også grove hulrum opstået på grund af utilstrækkelig bearbejdning eller på grund af vandansamling under sten og armering. De har tværmål fra 0,5 mm og opefter.

Til kapillarporer og makroporer hører de hulrum og spalter, som kan dannes langs tilslagskorn, hvis der ikke er vedhæftning mellem tilslag og cementpasta.

Figur 3.1-5 viser to eksempler på porestørrelsesfordeling i beton. Observer den meget store betydning, som v/c har for mængden af kapillarporer.

Tabel 3.1-1. Porestørrelser i beton

Gelporer		< 2 nm
Kapillarporer		2 nm – 5 µm
Makroporer	Sfæriske luftbobler	5 µm – 0,5 mm
	Grove hulrum	> 0,5 mm



Figur 3.1-5. Eksempler på porestørrelsesfordeling i beton ved fuldstændig hydratisering. Gelporemængden efter den formelle hydratiseringsberegning. Porefordelingen i kapillarområdet efter Diamond [5]. Porefordelingen i makroområdet efter Thorsen [6].

Til kurverne i figur 3.1-5 skal knyttes den kommentar, at det ikke er muligt at måle porediameterfordelingen ved en enkelt målemetode. På grund af den store forskel i porestørrelserne må forskellige metoder anvendes.

Makroporerne er målt i mikroskop, og kapillarporerne er målt ved kviksølvporosimetri. Gelporerne er kun bestemt regningsmæssigt, og de er indført på kurven ved deres mængde og største mål. Der findes ikke målemetoder, som med rimelig sikkerhed kan karakterisere fordelingen. Kviksølvporosimetri kan kun måle ned til en porediameter på 5 nm med rimelig sikkerhed.

Litteratur til afsnit 3.1

[1] DS 2000. »Fysiske størrelser og måleenheder«. 3. udg. 1972.

[2] DS 404. »Nomenklatur for sand-, grus- og stenmaterialer«. Dansk Ingeniørforening. 2. udg. sept. 1977.

[3] DS 410. »Last på konstruktioner«. Dansk Ingeniørforening. 3. udg. juni 1982.

[4] Kroone, B. & Crook, D. N.: »Studies of Pore Size Distribution in Mortar«. Mag. of Concr. Res. Nov. 1961, s. 127–132 + March 1962.

[5] Diamond, S.: »A critical comparison«. Cement and Concrete Research, vol 1. 1971.

[6] Thorsen, T.: »Måling af luftporefordeling i beton. Udført af ZFI-Wien, TI og DIAB«. DIAB, Lyngby, 1976.

3.2 Deformationsegenskaber

En bygningsdel af beton vil til stadighed undergå dimensionsændringer på grund af en eller flere af følgende påvirkninger:

1. lastændringer
2. fugtændringer
3. temperaturændringer
4. fysisk-kemiske reaktioner

Lastændringer er de påvirkninger, som har konstruktørens største bevågenhed ved dimensioneringen. Derimod overses det ofte, at alle konstruktioner vil være udsat for fugt- og temperaturændringer. Ved projekteringen må man tage hensyn til alle påvirkninger, da der ellers kan opstå gener for den pågældende bygningsdel eller for tilstødende bygningsdele, jf. eksempel 3.2-1.

Også den friske beton er udsat for påvirkninger fra tyngdekraft og udtørring, som vil forårsage deformationer.

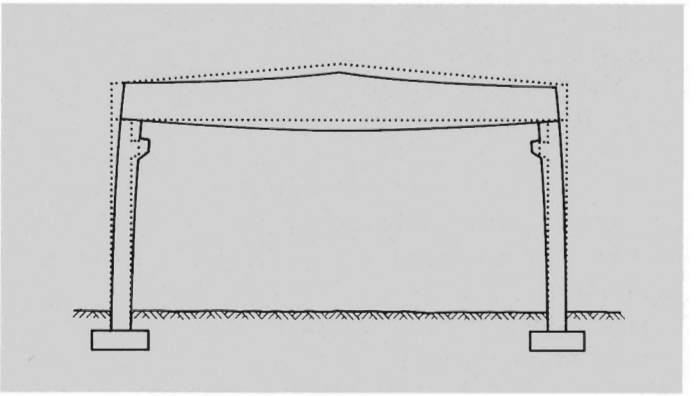
I tabel 3.2-1 vises en oversigt over årsager til deformationer og revnedannelser i frisk og hærdnet beton.

I dette afsnit behandles last-, fugt- og temperaturbetingede deformationer. Af deformationer på grund af fysisk-kemiske reaktioner er kun karbonatiseringssvind omtalt; andre deformationer af denne kategori er enten en følge af hydratiseringen (se afsnit 5.2), eller de må betragtes som et sygdomstegn hos betonen (se afsnit 3.5).

Principielt kan man sikre sig mod deformationsforårsagede skader på tre måder. Man kan enten sørge for, at bygværket har en sådan konstruktiv udformning, at det *er bevægeligt over for påtvungne deformationer.* Det kan ske ved, at man anordner dilatationsfuger, bevægelige lejer etc. Man kan også sørge for, at konstruktionen er dimensioneret således, at de påtvungne deformationer *kan modstås af konstruktionen* uden gener. Endelig kan man i visse tilfælde *fjerne årsagerne* til deformationernes opståen, f.eks. ved at isolere mod fugt- og temperaturændringer og ved at forhindre fysisk-kemiske reaktioner, f.eks. frysning eller alkalikiselreaktioner. Derimod kan deformationer fra lastændringer ikke fjernes, men de kan naturligvis begrænses ved en hensigtsmæssig konstruktionsudformning, dvs. passende bjælkehøjder, armering m.v.

Påvirkning		**Effekt på frisk (uafbundet) beton**	**Effekt på hærdnende/hærdnet beton**
Tyngdekraft		Sætning og bleeding m.v.	Momentane deformationer Krybning og relaksation
Ydre last/forspændingskraft			
Cementens hydratisering	Skrumpning	Kontraktionstendens	[Selvudtørring]
	Varmeudvikling		Tøjningsforskelle
Udtørring		Plastisk svind	(Udtørrings)svind
Temperaturændring			Varmeudvidelse
Karbonatisering			Karbonatiseringssvind

Tabel 3.2-1. Oversigt over årsager til deformation og revnedannelse.



Figur 3.2-1. Principiel deformationsfigur for portal af søjler og spændbetondrager.

Ved vurdering af en konstruktions deformationer må der anlægges en sikkerhedsbetragtning i stil med den, der benyttes, når de faktiske spændinger vurderes i forhold til styrken. Den svigtsituation, de faktiske deformationer skal sættes i relation til, kan imidlertid have forskellig karakter, og »sikkerheden« er derfor ikke noget éntydigt begreb. I visse konstruktioner (f.eks. bjælkesøjler) er snitkræfterne deformationsafhængige, og deformationerne skal da vurderes ud fra deres indflydelse på brudsikkerheden, dvs. sikkerheden mod overskridelse af en *brudgrænsetilstand.* I andre tilfælde vil for store deformationer bevirke, at bygværket ikke i tilstrækkelig grad opfylder sit formål, dvs. vurderingen må her gælde sikkerheden mod overskridelse af en *anvendelsesgrænsetilstand.* Følgende eksempel kan tjene som illustration af problemstillingen i så henseende:

Eksempel 3.2-1

En bygningskonstruktion har form som en portal med to søjler og en overliggende tagbjælke af spændbeton, se figur 3.2.-1. Søjlerne bærer desuden en krandrager, som a.h.t. løftehøjden placeres så tæt under tagkonstruktionens bærende bjælker som muligt. Tagbjælkerne vil deformere sig, dels ved *længdeændring* (f.eks. fra svind, krybning og temperatur), dels ved *ned- eller opbøjning* (f.eks. kort- og langtidsvirkning fra taglast og spændkraft).

Hvis der ikke er taget passende konstruktive forholdsregler, kan søjlerne blive tvunget til at flytte sig foroven for at følge med bjælkeundersidens længdeændring. Derved vil der opstå bøjningsmomenter og forskydningskræfter i søjlernes indspændingstværsnit. Disse kræfter vil være afhængige af søjlernes deformationsegenskaber (stive

søjler medfører store snitkræfter). Desuden vil tagbjælkernes kraftresultant på søjlerne få en forøget ekscentricitet, hvilket også ændrer søjlens bøjningsmomenter.

Hvis den resulterende deformation fra taglast og spændkraft er en nedbøjning af tagbjælken, kan kranens funktion muligvis forstyrres.

Som det ses, er der mulighed dels for nedsættelse af den stipulerede brudsikkerhed, fordi snitkræfterne forøges, dels for nedsættelse af »funktionssikkerheden«, fordi kranpassagen generes. Endelig kan de ændrede snitkræfter medføre revner, som måske kan være udgangszone for nedbrydning af betonen og korrosion af armeringen, hvorved brudsikkerheden også kan nedsættes.

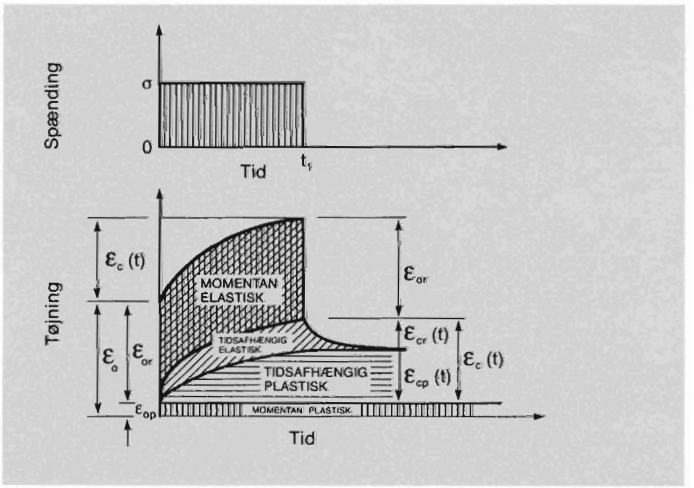
Også i forbindelse med deformationer er sikkerhedsproblematikken fundamentalt af statistisk natur; men den foreliggende viden tillader ikke opstilling af en egentlig model for pålideligheden af en given konstruktion. Hvor det er muligt, er der i stedet ved talangivelser givet en vis vejledning om de omhandlede egenskabers sædvanlige variation, hvilket skulle gøre det muligt at basere vurderingen af sikkerheden mod funktionssvigt på et kvalificeret skøn.

Definitioner

I det følgende gennemgås de begreber, som i almindelighed anvendes ved beskrivelse af byggematerialernes deformationer.

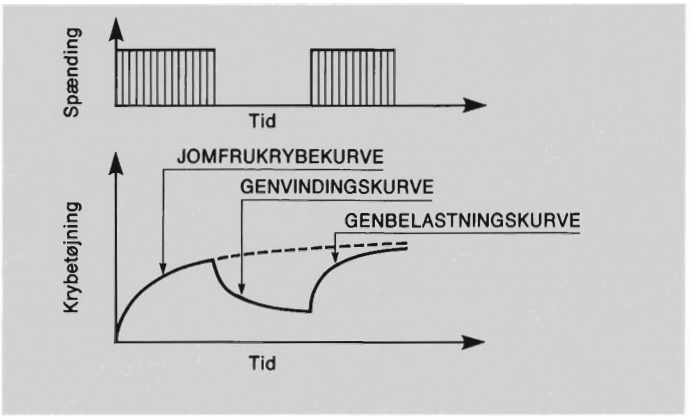
Spænding er kraft pr. arealenhed.

Tøjning er længdeændring pr. længdeenhed.



Figur 3.2-2. Tøjnings-tids-diagram for et vilkårligt materiale.

Figur 3.2-3. Betegnelser for krybning ved gentagen påvirkning.



Et materiales tøjninger under last som funktion af tiden vises i figur 3.2-2. Man skelner mellem momentantøjning ε_0 og krybetøjning $\varepsilon_c(t)$.

Momentantøjning er den tøjningstilvækst, som opstår i materialet efter et lille tidsinterval umiddelbart efter, at der er sket en momentan lastændring.

Krybning er den tøjningstilvækst, som opstår i et materiale i tidens løb under en vedvarende last.

Efter aflastning kan man opdele tøjningen i *momentan elastisk* tøjning ε_{or}, *tidsafhængig elastisk* tøjning (= forsinket elastisk tøjning = tilbagekrybning = genvinding) $\varepsilon_{cr}(t)$ og plastisk tøjning $\varepsilon_p(t)$. Denne sidste er sammensat af en *momentan plastisk* tøjning ε_{op} og en *tidsafhængig plastisk* (= viskøs) tøjning $\varepsilon_{cp}(t)$.

Principielt er den momentane tøjning ved aflastning (= den momentane genvinding) en smule mindre end den momentane elastiske tøjning ved belastning. Forskellen hidrører fra betonens fremadskridende hærdning, som i nogen grad fastlåser strukturen i dens deformerede tilstand. Er betonen imidlertid blot nogenlunde velhærdnet på belastningstidspunktet, er forskellen uden praktisk betydning.

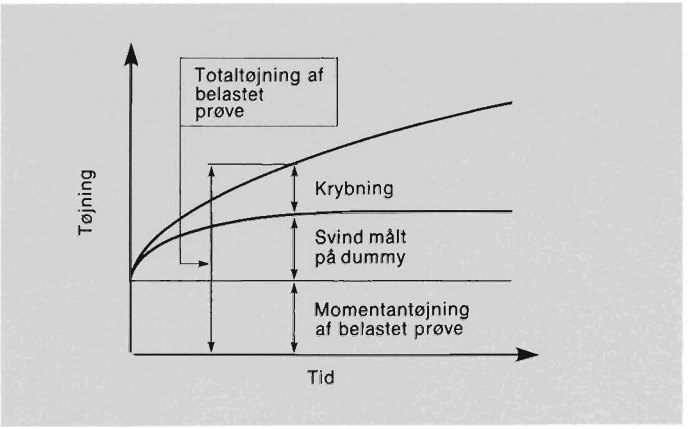
En kurve, der viser $\varepsilon_c(t)$ som funktion af tiden, kaldes *krybekurven*.

Udsættes et materiale for gentagne be- og aflastninger, får man et krybeforløb som vist på fig. 3.2-3. De forskellige delkurveforløb er ikke identiske.

Krybekurven for første belastning kaldes *jomfrukrybekurven*, herefter følger *tilbagekrybningen*, som ikke går ned til nul. Ved *genbelastningen* med samme last kommer tøjningen ikke op over jomfrukrybekurven.

Krybning under konstante fugtforhold kaldes *grundkrybning*. Krybning i et

Figur 3.2-4. Konvention for bestemmelse af krybning under sorption.



materiale, som samtidig udveksler fugt med omgivelserne, kaldes *sorptionskrybning*. Sorptionskrybning er oftest større end grundkrybningen.

I betonteknikken måles sorptionskrybningen altid som differensen mellem den samlede tidsafhængige tøjning og svindtøjningen af et ubelastet parallelprøvelegeme, jf. figur 3.2-4.

I beregninger anvendes ofte det relative mål krybetallet $\psi(t)$. *Krybetallet* er krybetøjningen målt i forhold til momentantøjningen, altså

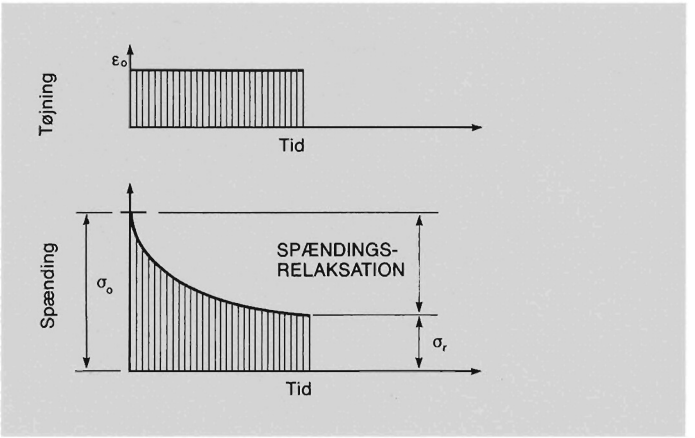
$$\psi(t) = \frac{\varepsilon_c(t)}{\varepsilon_o}$$

I et materiale, hvor lasten er påført således, at tøjningen er vedvarende i tiden, bevirker langtidsdeformationerne, at spændingen falder, jf. figur 3.2-5. Dette fænomen kaldes spændingsrelaksation.

Spændingsrelaksation er det spændingsfald, som opstår i tidens løb i et materiale, som holdes med vedvarende tøjning.

Ved behandling af emnet deformationer forårsaget af temperatur- og fugtændringer bruger man mange steder at skelne mellem frie og hindrede tøjninger. Ved *fri tøjning* forstås da tøjning af et legeme, der kan bevæge sig frit, dvs. uden at der opstår spændinger i legemet. Modsat er *hindret tøjning* karakteriseret ved, at den fremkalder spændinger i legemet; størrelsen af disse spændinger er afhængig af materialets elasticitetsforhold og krybeegenskaber.

Den ovenfor indførte distinktion mellem frie og hindrede tøjninger er af



Figur 3.2-5. Spændingsrelaksation opstår ved vedvarende tøjning.

rent spekulativ art, eftersom en fri tøjning i realiteten ikke eksisterer; men den kan i visse tilfælde benyttes som en regnestørrelse (se f.eks. side 114), og det kan derfor have en vis mening at opretholde begrebet. Herved ledes man til den række af definitioner, som er anført og begrundet i det følgende.

Fri varmebetinget tøjning er den tøjning, som opstår i et legeme under en temperaturændring, når legemet kan bevæge sig frit, dvs. når der ikke som følge af temperaturændringen sker spændingsændringer i legemet.

Ved normale anvendelsestemperaturer varierer denne tøjning lineært med temperaturen. Det er derfor praktisk at definere en varmeudvidelseskoefficient β.

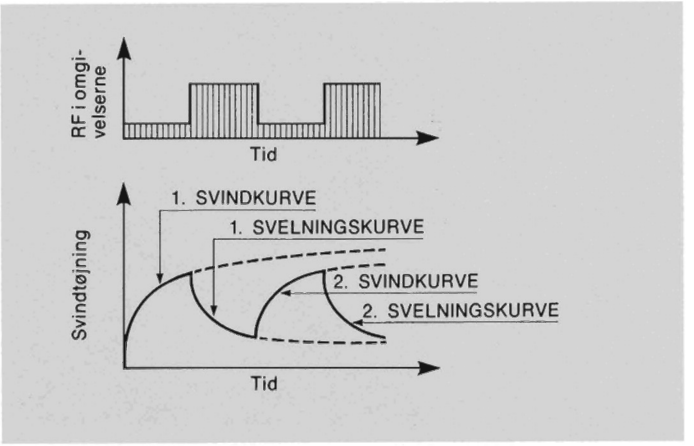
Varmeudvidelseskoefficienten er det tal, som angiver et materiales længdeændring pr. grads temperaturændring i forhold til længden ved 0°C.

Fri fugtbetinget tøjning er den tøjning, som opstår i et legeme under fugtudveksling med omgivelserne, på betingelse af at der ikke som følge heraf sker spændingsændringer i legemet.

I denne definition er der ikke taget stilling til fortegn. Hvis man vil gøre det, anvendes følgende betegnelser:

Frit svind er den tøjning, som opstår i et legeme, som afgiver fugt til omgivelserne, på betingelse af at der ikke som følge heraf sker spændingsændringer i legemet.

Fri svelning (kvældning) er den tøjning, som opstår i et legeme, som optager fugt fra omgivelserne, på betingelse af at der ikke som følge heraf sker spændingsændringer i legemet.



Figur 3.2-6. Principielt forløb af fugtbetinget tøjning i hygroskopisk materiale ved gentagne udtørringer og opfugtninger.

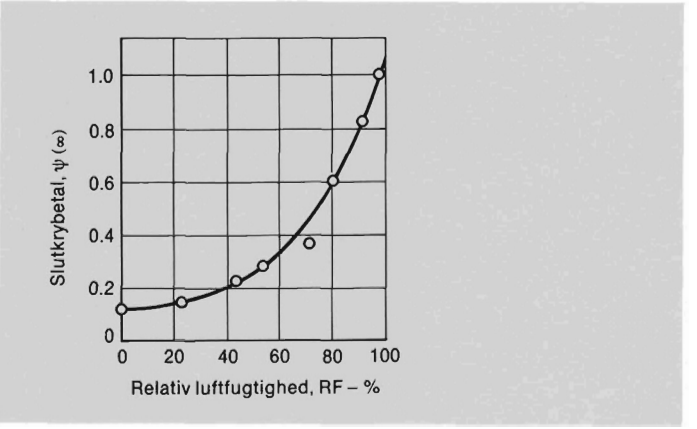
Der kan ikke i analogi med varmeudvidelseskoefficienten angives en konstant svindkoefficient for beton, idet svindet ikke er lineært afhængigt hverken af betonens fugtindhold eller af den relative luftfugtighed.

Ved gentagne udtørringer og opfugtninger fås et tøjningsforløb som vist på figur 3.2-6. Der indføres her betegnelserne *første svindkurve, første svelningskurve* og *anden svindkurve, anden svelningskurve* osv. Disse betegnelser er nødvendige, fordi første og anden svindkurve ikke er identiske.

En fysisk forklaring på (den hærdnede) betons deformationer

Nedenfor gives en kvalitativ beskrivelse af årsagerne til betonens last- og fugtafhængige deformationer. Krybning og svind skyldes hovedsageligt deformationer i cementpastaen, hvorfor det stort set kun er denne, som er betragtet.

De lastbetingede deformationer kan forklares som følger [4], [5]: Når en cementgel belastes, sker der momentant en deformation på grund af bøjninger og indbyrdes forskydninger af gelpartiklerne. Ved moderate laster er denne første deformation i hovedsagen reversibel (elastisk). Hvis kraften vedvarer over længere tid, vil deformationen vokse; man får krybning. Dette skyldes, at atomerne, som jo står i en stadigt svingende bevægelse, forsøger at svinge ind i en placering, hvor energiniveauet er så lille som muligt. Dette bevirker en flytning af atomer. Denne flytning foregår hurtigt til at begynde med, siden langsommere. Desuden kan der optræde brud i gelpartiklerne, og



Figur 3.2-7. Krybning i cementpasta, som er i ligevægt med den relative luftfugtighed, som abscissen angiver [4].

deres indbyrdes forskydning vil fortsætte. Størstedelen af krybningen er permanent deformation.

Størrelsesordenen af krybningen er afhængig af, hvor meget vand der er til stede i cementgelen. I figur 3.2-7 ses resultatet af et forsøg, hvor man målte på krybning i cementgel, som var i ligevægt ved forskellige relative luftfugtigheder. Ved de høje fugtigheder vil der være meget vand i porerne. Dette vand vil holde partiklerne fra hinanden. Herved bliver den indre friktion lille, og krybningen bliver stor. Med mindskende vandindhold vokser den indre friktion, og krybningen mindskes. For fuldstændig tør cementpasta er krybningen kun en tiendedel af krybningen i vandmættet cementpasta.

Ovenstående gælder i fugtligevægt. Udsættes cementpastaen for udtørring under belastningen, vil kraftfeltet fra den ydre belastning overlejres af de kræfter, som opstår imellem gelpartiklerne, når vandet forsvinder, jf. nedenfor. Herved kan krybningen vokse til det tre- eller firedobbelte af krybningen i fugtligevægt, jf. figur 3.2-33. Dette kaldes som nævnt sorptionskrybning, og dette fænomen forekommer oftest i praksis.

Ved aflastning får man størstedelen af momentandeformationen tilbage, medens den tidsafhængige deformation for størstedelen er permanent, jf. figur 3.2-2. Dette sidste skyldes, at der er opstået brud og forskydninger i gelpartiklerne, og at cementpastaen er blevet hydratiseret videre og har låst strukturen. I beton vil der desuden være dannet mikrorevner omkring sten.

De fugtbetingede deformationer. Udtørring bevirker svind, også selv om cementpastaen ikke er udsat for ydre last. Til støtte for forståelsen af svindets årsa-

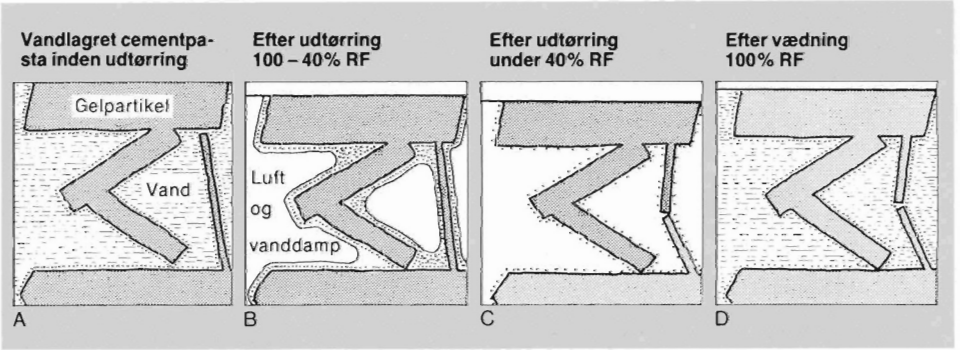
ger henvises til figur 3.2-8 og figur 3.2-9. Svindet skyldes dels en komprimering af gelstrukturen, dels en sammentrækning af de enkelte gelpartikler.

Komprimeringen af strukturen. I en vandlagret cementpasta er alle hulrummene inden udtørringen fyldt med vand (figur 3.2-8A). Når udtørringen er forløbet en vis tid, vil der være dannet krumme vandoverflader, *menisker*, i porerne (B). Meniskernes radier er bestemt af den relative luftfugtighed i porehulrummet, jf. tabel 3.4-2. Jo lavere den relative luftfugtighed bliver, desto mindre vil meniskernes radier blive.

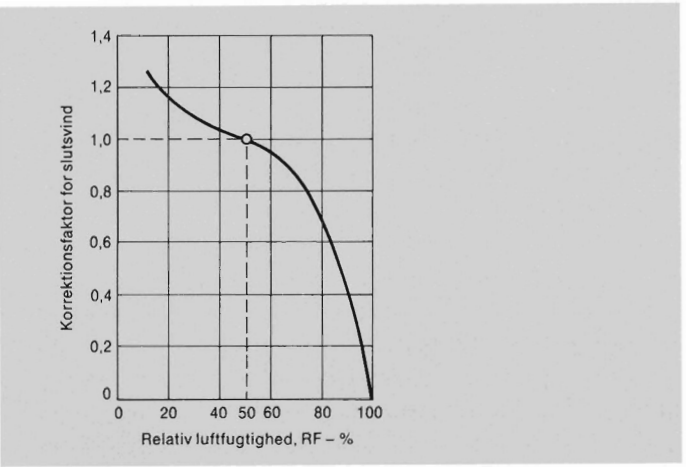
I menisken er der en overfladespænding. Som følge af denne overfladespænding vil der i vandet under menisken være et hydraulisk undertryk, jf. ligning (15) i afsnit 3.4. Ved 80% RF er undertrykket ca. 30 MN/m^2. Efterhånden som vandet fordamper, vil undertrykket stige. Dette undertryk vil overføres til cementpastapartiklerne og komprimere gelstrukturen. Denne mekanisme råder i området 100% RF til ca. 40% RF.

I området 50–40% RF brydes de sidste menisker. Herved ophæves det kapillare undertryk helt, og der optræder ekspansion. Imidlertid virker den nedenfor omtalte partikelsammentrækning ind også ved højere RF, og den stiger kraftigt ved aftagende RF; det herved fremkaldte svind vil i almindelighed dominere over den nævnte ekspansion, således at kurven ofte blot fremtræder med mindre hældning som f.eks. vist på figur 3.2-9.

Som omtalt i afsnit 5.2 fylder hydratiseringsprodukterne mindre end den cement og det vand, de er dannet ud fra, og når afbindingen først har fundet sted, vil der følgelig ske en forøgelse af pastaens kapillarporevolumen. I almindelighed medfører dette en vis selvudtørring, men hvis pastaen lagres i vand eller ved 99 à 100% relativ luftfugtighed, vil det



Figur 3.2-8. Cementpastas svind, principielt.



Figur 3.2-9. Slutsvindets variation med RF. Svindet i 50% RF er taget som enhed. Middelkurve konstrueret efter Bergström et al (1971). Kan anvendes sammen med figur 3.2-42 ved bestemmelse af svindets størrelse.

ekstra porevolumen i stedet kunne fyldes – helt eller delvist – med vand. Som følge af denne vandoptagelse vil en sådan pasta udvise svelning, ikke blot et svind på nul.

Gelpartiklers sammentrækning. Under 40% RF vil det hygroskopisk bundne vand ligge som lag på hver enkelt cementgelpartikels overflade (C). Efterhånden som den relative luftfugtighed falder, vil det adsorberede vandlag blive tyndere. Ved ca. 11–12% RF er der kun ét molekylelag tilbage. Overfladespændingen i det resterende vand og i de yderste atomlag af cementgelpartiklerne vil på grund af gelpartiklernes ringe dimensioner trække hver af gelpartiklerne sammen.

Sammentrækningen starter i virkeligheden ved RF noget over de nævnte 40%; men især ved de meget lave relative luftfugtigheder bliver effekten udtalt. Det giver sig udtryk i, at den i figur 3.2-9 viste kurve her er opad hul.

Under svindforløbet vil en del gelpartikler brydes. Endvidere sker der fortsat hydratisering, som låser gelpartiklerne fast i den sammentrukne position. Begge fænomener vil bevirke, at cementgelen, hvis den bliver vædet påny (D), ikke vil være i stand til at kvælde helt til sin oprindelige udstrækning, jf. figur 3.2-6. Dvs., at en del af svindet er blivende, irreversibelt.

Arbejdslinier

Påføres hærdnet beton en spændingstilstand, vil det pågældende betonemne undergå en deformation. Med henblik på at gøre denne deformationstilstand

tilgængelig for beregning har man indført begrebet de *konstitutive ligninger* (mekaniske eller fysiske betingelser). Herved forstås sammenhængen mellem spændinger (normalspændinger σ og forskydningsspændinger τ) og deformationer (tøjninger ε og deviationer γ). De konstante størrelser, som indgår i ligningerne, benævnes *materialets mekaniske data.*

Til at illustrere den mekaniske betingelse anvender man en grafisk fremstilling, en såkaldt arbejdslinie.

En *arbejdslinie* er den grafiske fremstilling af sammenhængen mellem kraft- eller momentpåvirkning og den tilsvarende deformation. Navnet arbejdslinie stammer fra, at arealet mellem kurven og tøjningsaksen repræsenterer det indre deformationsarbejde, som er udført ved forsøget. Den mest almindeligt anvendte afbildning er normalspændingen σ som funktion af tøjningen ε. Den kurve kaldes for *materialets arbejdslinie.* I dette tilfælde repræsenterer arealet under kurven det indre deformationsarbejde pr. volumenenhed.

> For at en grafisk afbildning mellem påvirkning (kraft P eller moment M) og den dertil hørende deformation (translation δ eller vinkeldrejning θ) kan kaldes en egentlig arbejdslinie, skal det gælde, at det udførte arbejde dW ved en deformationstilvækst $d\delta$ eller $d\theta$ er hhv. $dW = Pd\delta$ eller $dW = Md\theta$.

En definition som den ovenstående spænder naturligvis ret vidt. Derfor må man dele arbejdslinier i grupper. Her indeholder træk-, tryk- og forskydningsarbejdslinier kun materialeegenskaber. Bøjnings- og vridningsarbejdslinier indeholder foruden materialeegenskaber også tværsnitsdata. Endelig indeholder f.eks. nedbøjningsarbejdslinier både materialeegenskaber, tværsnits- og konstruktionsdata.

Trykarbejdslinier

Når en betoncylinder påvirkes til tryk, sker der momentant en *sammentrykning* og en *tværudvidelse* af betonen. Aflastes betonen, observerer man en *blivende deformation,* som dog formindskes noget, hvis betonen forbliver ubelastet. Genbelastes betonen til samme spændingsniveau, forøges den blivende deformation ved aflastning noget, men forøgelsen bliver mindre og mindre for hver genbelastning. Efter tilstrækkelig mange gentagelser opfører betonen sig som et fuldstændigt *elastisk materiale* (reversibel proces) over for den pågældende last (og mindre laster).

En større last vil derimod fremkalde en ny og større blivende deformation. Et antal lastgentagelser vil igen kunne få betonen til at blive elastisk, men jo større lasten er, des flere lastgentagelser kræves for at gøre betonen fuldstændig

elastisk. Der er en lastværdi, over hvilken denne proces ikke er mulig, idet hver gentagelse fremkalder en ny blivende deformation, indtil der sker brud *(krybebrud* eller *langtidsbrud).*

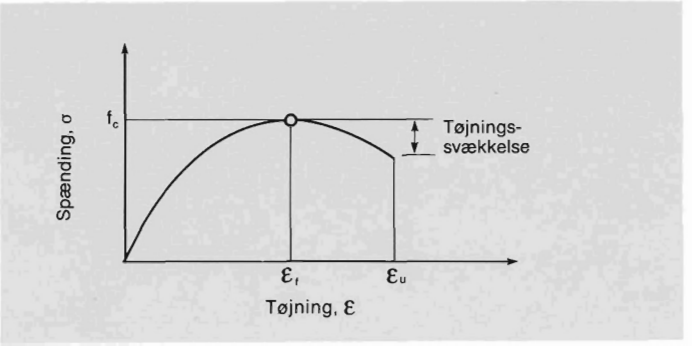
Det er kun ved lastvekslinger over kortere tid, at man tilsyneladende kan nå til en konstant værdi af den blivende deformation. Under stadige lastvekslinger eller under et konstant virkende tryk kan den blivende deformation vokse i årevis og desuden blive større end målt ved lastgentagelser på samme lastniveau.

Trykarbejdsliniens form. En trykarbejdslinie svarende til en given tøjningshastighed dε/dt frembyder en række karakteristiske træk. En arbejdslinie bestemt ved et sædvanligt korttidsforsøg – typisk af ca. 20 minutters varighed – vil således altid have det i figur 3.2-10 viste principielle udseende. Som det fremgår, krummer arbejdslinien i hele sit forløb. Tangenthældningen er størst i begyndelsespunktet og derefter stadig aftagende. Kurven udviser et maksimum, svarende til at spændingen er lig med trykstyrken f_c. Den tilhørende tøjning betegnes ε_f; dens værdi er næsten uafhængig af betonstyrken, men ikke af tøjningshastigheden; for korttidsforsøget er $\varepsilon_f \simeq 0{,}2\%$. For $\varepsilon > \varepsilon_f$ udviser materialet *tøjningssvækkelse.*

> Arbejdsliniens faldende gren kan kun bestemmes ved måling, hvis den pågældende prøvemaskine er stivere end stivheden svarende til den nedadgående gren. Det er de færreste prøvemaskiner, der opfylder dette krav.

Brudtøjningen ε_u udviser stor variation. Værdien af ε_u afhænger af trykstyrken f_c, således at ε_u aftager med voksende f_c (sml. figur 3.2-25). Tilstedeværelse af tværarmering forøger ε_u. Blot en beskeden spiralarmering indlagt i en prøvecylinder giver en markant forøgelse af ε_u uden ændring af trykstyrken. Da betonbjælker altid har en vis bøjlearmering, må man her forvente større brudtøjning end den værdi, man måler på uarmerede prøvecylindre.

Det kan umiddelbart undre, at medens ren cementpasta og selve tilslagsmaterialerne har arbejdslinier, der er næsten lineære, så har betonen en krum arbejdslinie. Man forklarer dette fænomen med, at der dannes mikrorevner i betonen rundt om tilslagspartiklerne, først og fremmest stenene, hvor der findes spændingskoncentrationer. Sådanne mikrorevner eksisterer selv i ikke tidligere belastet beton. Ved belastning op til ca. 30% af betontrykstyrken synes disse initielle mikrorevner ikke at ændre sig. Over dette spændingsniveau åbner og udvikler mikrorevnerne sig imidlertid. Ved et spændingsniveau på ca. 75% af trykstyrken synes revnesystemet ikke at være stabilt, og betonen



Figur 3.2-10. Betons trykarbejdslinie bestemt ved korttidsforsøg af ca. 20 minutters varighed.

f_c betegner trykstyrken og ε_t den tilhørende tøjning. ε_u er brudtøjningen.

vil brydes ved blivende last. Lydhastighedsmålinger synes at bekræfte denne iagttagelse, og tyndslib af betonen viser tydelig mikrorevnedannelse; på et vist tidspunkt bliver revnerne i øvrigt så store, at de kan ses med det blotte øje.

Også visse træk ved isokrone σ-ε-kurver (figur 3.2-12) og ved betons volumentøjning (figur 3.2-23) kan forklares ud fra det beskrevne mønster for mikrorevnesystemets opførsel.

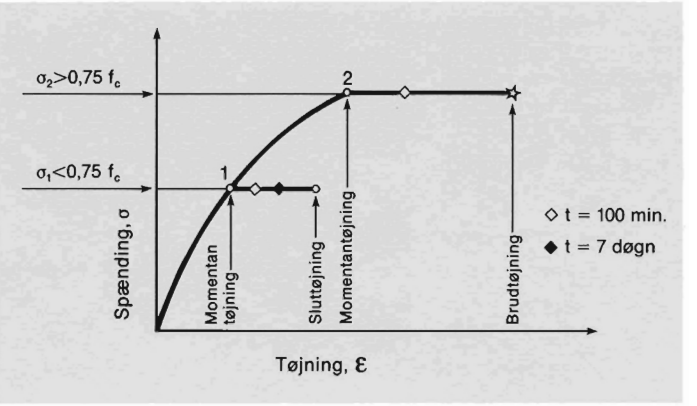
Er tilslaget svagere end cementpastaen, mærkes denne effekt først, umiddelbart før betonen brydes. Derfor har beton med letklinker mere »retliniet« arbejdslinie end beton med normalt tilslag og samme styrke.

Beton med normalt tilslag og meget stærk cementpasta (højstyrkebeton), f.eks. betontrykstyrke på 50 til 100 MN/m^2, har også mere »retliniet« arbejdslinie end beton med trykstyrke i området 5 til 25 MN/m^2.

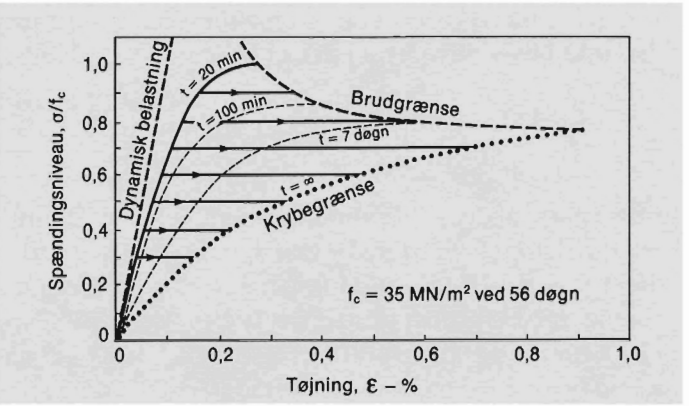
Isokrone σ-ε-kurver. Et overblik over størrelsen af momentane tøjninger og krybetøjninger for en og samme beton kan fås ved, at man optegner isokrone spændings-tøjnings-kurver.

Af en og samme beton støbes et antal ens prøvelegemer, som belastes med normeret hastighed til forskellige bestemte spændingsniveauer, hvorefter lasten holdes konstant. Momentantøjningen og krybetøjningen efter bestemte tidsintervaller måles. Under et vist kritisk spændingsniveau på ca. 75% af betontrykstyrken f_c vil tøjningen vokse mod en vis sluttøjning, se lastniveau 1 på figur 3.2-11. Over det kritiske spændingsniveau vil der ske krybning, indtil brud indtræffer. Dette brud kaldes som nævnt krybebrud eller langtidsbrud.

Afbildes sammenhørende værdier af tryknormalspænding σ og tøjning ε i et σ-ε-diagram, kan man få det i figur 3.2-12 viste billede. Her er optegnet de

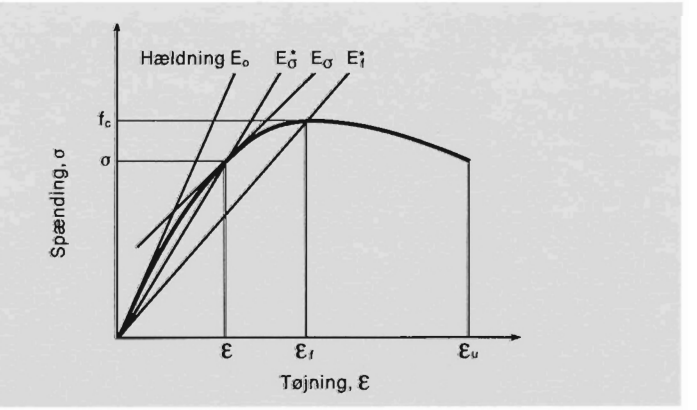


Figur 3.2-11. Forløbet af 2 krybeforsøg tegnet i et σ-ε-diagram. Denne optegning danner basis for optegning af isokrone σ-ε-kurver.



Figur 3.2-12. Isokront σ-ε-diagram for beton med f_c = 35 MN/m² efter 56 døgns lagring. Optegnet efter forsøgsresultater af Rüsch (1960).

Bemærk, at kurven, der er mærket t = 20 min, ikke er en isokron σ-ε-kurve, men arbejdslinien bestemt ved et sædvanligt korttidsforsøg.



Figur 3.2-13. De forskellige typer af elasticitetskoefficienter for beton.

geometriske steder for de til samme tid udviklede tøjninger. Disse kurver kaldes *isokrone spændings-tøjnings-kurver.* Den kurve, som svarer til $t \rightarrow \infty$, kaldes *krybegrænsen.* Den kurve, som forbinder alle brudpunkter, kaldes *brudgrænsen.*

Ved meget hurtige belastninger, f.eks. ved *stød* og gennem *svingninger,* vil arbejdslinien ligge over den arbejdslinie, som man får frem ved et normeret korttidsforsøg. Dette skyldes, at krybedeformationer ikke når at udvikle sig. Derfor er betonens dynamiske elasticitetskoefficienter større end de tilsvarende statiske elasticitetskoefficienter ved samme spændingsniveau. Vedrørende begrebet elasticitetskoefficienter, se efterfølgende afsnit.

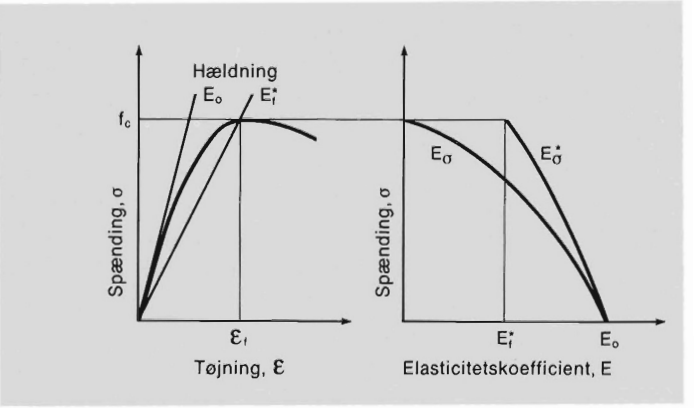
Betonens lastbetingede deformationer kan rummes inden for området, som begrænses af krybegrænsen, brudgrænsen og den dynamiske belastning.

Det skal bemærkes, at en isokron spændings-tøjnings-kurve i k k e er en egentlig arbejdslinie, idet arealet under σ-ε-kurven ikke svarer til det arbejde, som er udført under forsøget. Arbejdet kan aflæses som arealet under kurverne i figur 3.2-11.

På figur 3.2-12 ses, at isokronerne med en vis tilnærmelse er retliniede op til 50% af brudspændingen. Man kan derfor op til denne grænse betragte betonen som et *lineært viskoelastisk materiale,* hvorpå det på side 96 omtalte Boltzmanns superpositionsprincip kan anvendes.

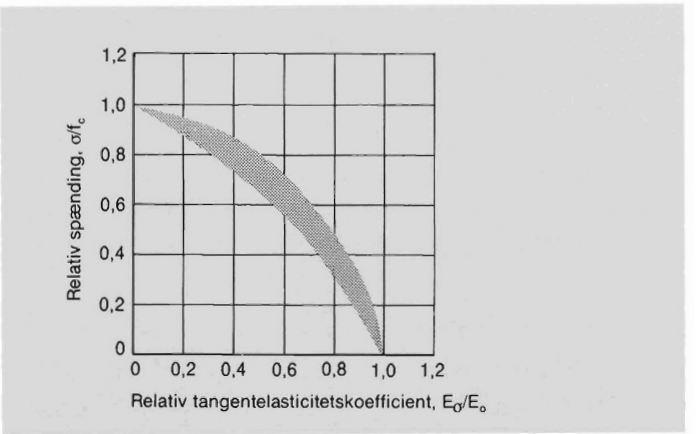
Elasticitetskoefficienter

Begrebet elasticitetskoefficient E er oprindeligt indført ved *Hookes lov* som proportionalitetsfaktoren mellem spændingen σ og tøjningen ε, dvs. ved relationen $\sigma = E \cdot \varepsilon$. Som følge af betonens tidsafhængige deformation er der forskel på, om E bestemmes ud fra de totale eller de elastiske deformationer. Ingen af disse deformationer følger i øvrigt Hookes lov, selv for små spændinger. Derfor må man angive, om elasticitetskoefficienten defineres som *tangenthældningen* $E = d\sigma/d\varepsilon$, eller som *sekanthældningen* $E^* = \sigma/\varepsilon$, se figur 3.2-13. Begge værdier anvendes, men til forskellige formål. Da betonens arbejdslinie er krum, afhænger disse elasticitetskoefficienter af spændingsniveauet, idet de aftager med voksende spænding, jf. figur 3.2-14. For at understrege dette forhold forsyner man ofte symbolerne for elasticitetskoefficienterne med indeks σ – især hvis der ellers kunne opstå tvivl, eller hvis der af andre grunde er behov for at tydeliggøre meningen. I det følgende er således overalt benyttet symbolet E_σ for tangentelasticitetskoefficienten og E^*_σ for sekantelasticitetskoefficienten.



Figur 3.2-14. Diagrammet til venstre viser definitionen af E_o og E_f^*, altså hhv. tangentelasticitetskoefficienten for $\sigma = 0$ og sekantelasticitetskoefficienten for $\sigma = f_c$.

Diagrammet til højre viser variationen med betonspændingen af tangentelasticitetskoefficienten E_σ og sekantelasticitetskoefficienten E_σ^*.



Figur 3.2-15. Dimensionsløs afbildning af tangenthældningens variation med spændingen for 11 betoner med samme tilstræbte trykstyrke [24].

Eksempel 3.2-2

I figur 3.2-15 er vist en dimensionsløs afbildning af tangenthældningens variation med spændingen for 11 betoner med tilstræbt samme trykstyrke. Alle kurver forløb inden for det mørkttonede område. Der blev anvendt ens betonblanding, nemlig 35 kg ekstra hurtighærdnende cement, 100 kg 8 mm □ bakkesand, 168 kg 16 mm □ bakkesten, og 32 liter ledningsvand. Prøvelegemerne blev prøvet til brud med en spændingshastighed på 0,4 MN/m² pr. sek. Der blev undersøgt 5 prøver fra hver blanding, og middelarbejdslinien blev anvendt ved bestemmelse af E_σ. Figuren giver et indtryk af den spredning, man må forvente at få på bestemmelsen af E.

Det er mest almindeligt at angive sekanthældningen, fordi det oftest vil være den, der er relevant i den givne situation. Som regel anvendes den sekanthældning, som svarer til 0,3 gange brudspændingen, dvs. en spænding, der ikke er meget forskellig fra den forekommende brugsspænding.

DS 411 opererer kun med E_o, altså tangenthældningen for betonens arbejdslinie i begyndelsespunktet. Imidlertid fremgår det af den tilhørende prøvningsstandard DS 423.25 [25], at der reelt er tale om en sekanthældning.

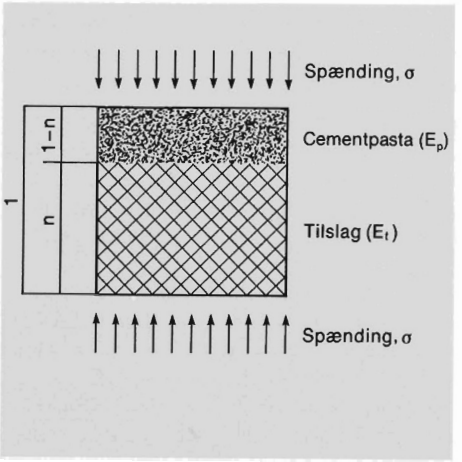
I henhold til den nævnte standard kan der endda bestemmes to forskellige værdier af sekanthældningen. Den ene er den værdi, som opnås ved den første belastning; den betegnes E_n og er i overensstemmelse med CEB-FIB's definition af elasticitetskoefficient. Den anden er den værdi, som opnås efter mindst tre belastninger og aflastninger; den betegnes E_c og er i overensstemmelse med ISO 6784. DS 411's valg af symbol lader formode, at der primært er tænkt på den førstnævnte type elasticitetskoefficient.

DS 423.25 giver detaljerede forskrifter for belastningshastighed, holdetider ved de enkelte lasttrin og tidspunkter for aflæsning samt for maksimalt tilladelige indbyrdes afvigelser mellem resultaterne. Under forudsætning af, at alt dette er overholdt, defineres E_o da som den sekanthældning, der på kurven for første belastning svarer til $\sigma_o = 0{,}5$ MN/m² og $\sigma_1 = 0{,}45\ f_c$. Til bestemmelse af E_c belastes først til 0,5 MN/m² og derefter til $0{,}45\ f_c$, hvorefter der aflastes til 0,5 MN/m²; anden gang belastes kun til $0{,}3\ f_c$, inden der igen aflastes til 0,5 MN/m²; sidste gang belastes atter til $0{,}3\ f_c$ og aflastes til 0,5 MN/m². E_c defineres som sekanthældningen svarende til endepunkterne af sidste aflastningskurve.

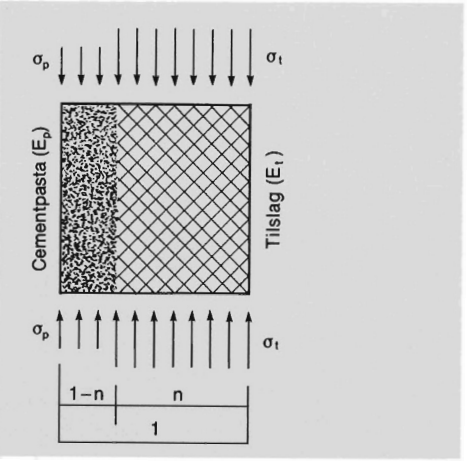
Blandingsmodeller. Beton er et materiale, hvori der indgår flere komponenter. Beton er altså det, man kalder et *flerkomponentmateriale* eller et *sammensat materiale.* Betonens komponenter har ikke alle samme deformationsegenskaber, og betonens elasticitetskoefficient afhænger naturligvis af de forskellige komponenters elasticitetskoefficienter og det blandingsforhold, hvori disse komponenter indgår i betonen [12].

Det er kompliceret at opstille en blot nogenlunde korrekt formel for et flerkomponentmateriale. Reducerer man imidlertid betonens komponenter til to, nemlig tilslag og cementpasta, hver med sine egenskaber, kan der dog opstilles forholdsvis simple formler. Disse formler kan forklare mange sammenhænge mellem betonens elasticitetskoefficient og tilslagets og cementpastaens egenskaber.

Tilslaget findes spredt i cementpastaen, og disse to komponenter må følges



Figur 3.2-16. Model for beton med stift tilslag i relativt slap matrix.



Figur 3.2-17. Model for beton med slapt tilslag i relativt stiv matrix.

ad under den påvirkning, som betonen udsættes for. Man kan således regne med to grænsetilfælde, nemlig

1. *samme spænding* i tilslag og cementpasta, hvilket man tilnærmelsesvis vil have med stift tilslag i en relativ slap cementpasta, og
2. *samme tøjning* i tilslag og cementpasta, hvilket man tilnærmelsesvis vil have med slapt tilslag i en relativ stiv cementpasta.

For at opstille formlen for det *første grænsetilfælde* kan man tænke sig dannet en terning med sidelinie 1 af betonen som vist i figur 3.2-16. Tilslagets rumfangsmæssige andel af »højde« i terningen er n, og cementpastaens »højde« er følgelig 1-n. Cementpastaens elasticitetskoefficient betegnes E_p, og tilslagets elasticitetskoefficient betegnes E_t.

Påføres terningen en trykspænding σ, vil såvel cementpasta som tilslag få samme spænding σ i denne model. Cementpastaens sammentrykning beregnes af Hookes lov og bliver

$$\Delta h_p = (1\text{-}n) \cdot \frac{\sigma}{E_p}$$

Tilslagets sammentrykning bliver tilsvarende

$$\Delta h_t = n \cdot \frac{\sigma}{E_t}$$

Betonterningens samlede sammentrykning bliver, da sidelinien er 1, netop lig med betonens tøjning, altså

$$\varepsilon = \frac{(1\text{-}n) \cdot \sigma}{E_p} + \frac{n \cdot \sigma}{E_t}$$

Benævnes betonens elasticitetskoefficient E, kan tøjningen skrives som $\varepsilon = \sigma/E$. Indsættes dette i ovenstående, findes følgende formel for betonens elasticitetskoefficient:

$$\frac{1}{E} = \frac{1\text{-}n}{E_p} + \frac{n}{E_t} \quad \text{for } E_p < E_t$$

For at opstille formlen for det *andet grænsetilfælde* kan man tænke sig dannet en terning med sidelinie 1 af betonen som vist i figur 3.2-17. Tilslagets bidrag til terningens belastede areal er n, og cementpastaens bidrag er følgelig 1-n. Påtvinges terningen en ensformigt fordelt tøjning ε, vil såvel cementpasta som tilslag få samme tøjning ε i denne model. Cementpastaens spænding bliver $\sigma_p = E_p \cdot \varepsilon$, og tilslagets spænding bliver $\sigma_t = E_t \cdot \varepsilon$. Da cementpastaens og tilslagets arealandele af terningens belastede flade er henholdsvis 1-n og n, bliver den samlede kraft på terningen (som er lig med spændingen, da terningens sidelinie er 1) lig med

$$\sigma = (1\text{-}n) \cdot E_p \cdot \varepsilon + n \cdot E_t \cdot \varepsilon$$

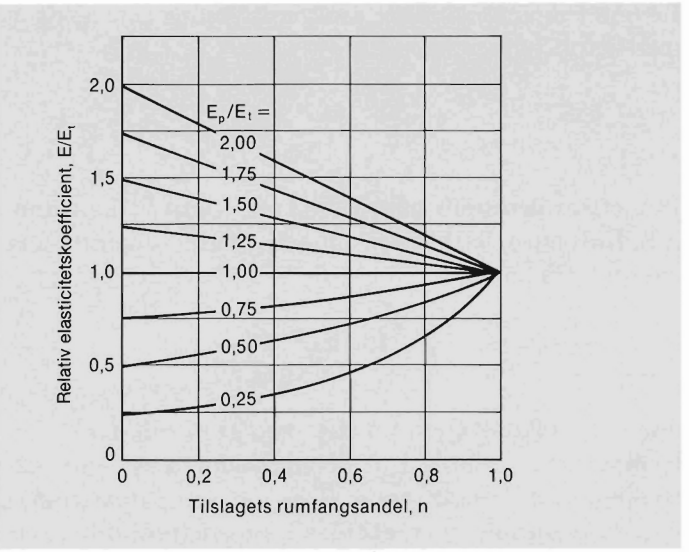
Betonens spænding kan imidlertid også skrives som $\sigma = E \cdot \varepsilon$. Indføres dette i ovenstående, findes følgende formel for betonens elasticitetskoefficient:

$$E = (1\text{-}n) \cdot E_p + n \cdot E_t \quad \text{for } E_p > E_t$$

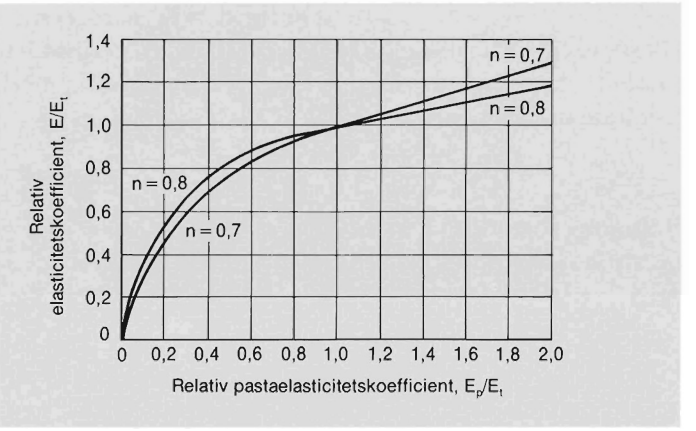
I figur 3.2-18 er ovenstående formler for de to grænsetilfælde vist for forskellige værdier af E_p i forhold til E_t. Det bemærkes, at er n = 0,7 à 0,8 som almindeligt for mange betoner, vil betonens elasticitetskoefficient ligge på niveau med tilslagets. Selv hvis E_p/E_t varierer så ekstremt som fra 0,25 til 2,0, vil E/E_t kun variere fra ca. 0,65 til ca. 1,2. Og en sådan variation kan ikke engang afstedkommes alene gennem variation af v/c-forholdet, men kun ved at både v/c-forholdet og tilslagstypen varieres. For en given type beton vil den mulige variation derfor være langt mindre. (Sml. figur 3.2-20.)

I virkeligheden vil det naturligvis være sådan, at hverken forudsætningen om samme spænding eller forudsætningen om samme tøjning holder stik.

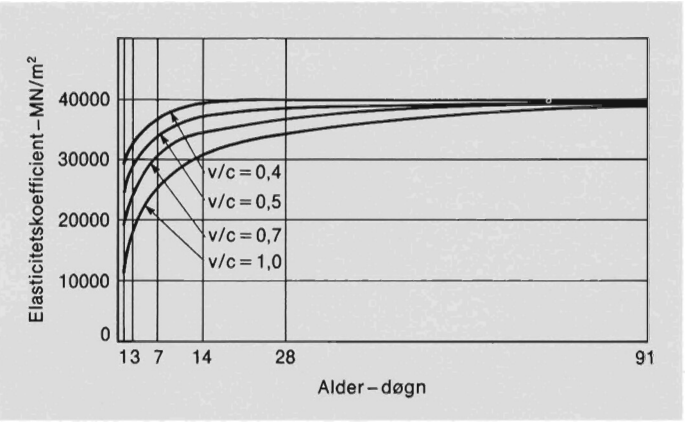
Figur 3.2-18. Betons relative elasticitetskoefficient som funktion af tilslagets volumenandel, beregnet ved modelformlerne.



Figur 3.2-19. Betons E/E$_t$, som funktion af E$_p$/E$_t$, beregnet ved modelformlerne.



Spændings- og tøjningsfordelingen i belastet beton vil således være højst uregelmæssig. Der er opstillet andre formler, der bygger på mere realistiske, men også mere komplicerede forudsætninger. Udledning af disse udtryk forbigås dog her, da formlerne for de to grænsetilfælde lige så godt som de mere korrekte formler formår at give en forklaring på cementpastas og tilslags indflydelse på betonens elasticitetskoefficient.



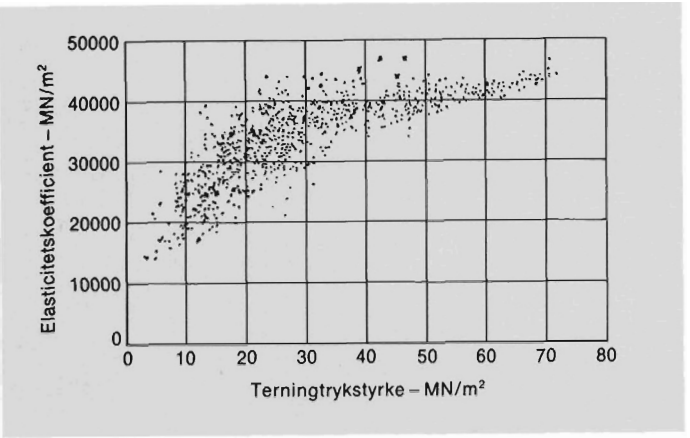
Figur 3.2-20. Betons elasticitetskoefficient (sekanthældning svarende til $\sigma = 0{,}3 \cdot f_c$) som funktion af tiden efter støbning for forskellige værdier af v/c. [12].

I praksis er variationsområdet for tilslagets rumfangsandel n ret snævert. Hvis man f.eks. holder sig til almindelig støbelig beton med densitet omkring 2300 kg/m^3, dvs. beton fremstillet med almindelige grusmaterialer, vil n normalt ligge i området fra 0,7 til 0,8.

I figur 3.2-19 er forholdet mellem betonens og tilslagets elasticitetskoefficienter, altså E/E_t, afbildet som funktion af forholdet E_p/E_t, for n = 0,7 og n = 0,8. Det er et typisk træk ved denne sammenhæng, at E/E_t vokser stærkt ved en ændring af E_p/E_t, når dette forhold er lille, men at dette ikke finder sted, når E_p/E_t er større end ca. 0,5.

Betonsammensætningens indflydelse på elasticitetskoefficienten. *Betonens v/c-forhold* har indflydelse på elasticitetskoefficienten, som det har på trykstyrken, idet elasticitetskoefficienten vokser med aftagende v/c-forhold. Effekten af variationer i v/c-forholdet på betonens elasticitetskoefficient er imidlertid langt mindre end på betonens trykstyrke. Dette er især udtalt på de senere hærdningsstadier. Det ser således ud til, at sekantelasticitetskoefficienten med tiden når en slutværdi på omkring 40000 MN/m^2, som er næsten uafhængig af v/c-forholdet, se figur 3.2-20, under forudsætning af gunstige hærdningsbetingelser og gode, hårde sand- og stenpartikler.

Denne forskel i v/c-forholdets indflydelse på trykstyrke og elasticitetskoefficient kan forklares ud fra betonens to komponenter: cementpasta og tilslag. Styrken er kun afhængig af den ene komponent, nemlig den svageste (oftest cementpastaen), hvori bruddet starter. Elasticitetskoefficienten influeres derimod af begge komponenter, sådan som det er beskrevet i det foregående. Da



Figur 3.2-21. Sammenhæng mellem elasticitetskoefficient og trykstyrke. Schweiziske forsøg med terninger, sammenstillet af Roš (1937).

Figuren er en klassiker i betonteknologiens historie, og punktsamlingen går i øvrigt i internationale forskerkredse under betegnelsen »Roš'es bisværm«.

cementpastaen kun udgør mellem 20 og 30 rumfangsprocent af betonen, er det forståeligt, at selv store variationer i cementpastaens elasticitetskoefficient kun får relativt beskeden indflydelse på betonens elasticitetskoefficient.

Medens betonen er ung, dvs. 1 til 3 døgn, er E_p meget mindre end E_t. Ved hærdningsprocessen vil E_p vokse, og det vil markere sig ved en kraftig tilvækst i betonens E. Når betonen bliver ældre, dvs. over 28 døgn, er E_p blevet så stor, at en fortsat tilvækst i E_p ikke markerer sig væsentligt i E, jf. figur 3.2-19. Cementpastaen opnår i øvrigt hurtigt sin slutværdi for E_p, og dette forstærker yderligere den effekt, at betonen når sin slutværdi for E hurtigere end slutværdien for trykstyrken f_c.

Dette forhold betyder, at betonens trykarbejdslinie ændrer form, efterhånden som betonen ældes, idet E og f_c vokser i forskellig takt.

Betonens elasticitetskoefficient angives ofte empirisk som funktion af betonens trykstyrke. Som det fremgår af ovenstående, kan der dog ikke være en entydig sammenhæng. Dette illustreres af figur 3.2-21. Som udtryk for en gennemsnitlig relation mellem E og f_c angives ofte formler af formen

$$E = k_0 \cdot f_c^p$$

hvor p gives en passende værdi, ofte 0,5. Som omtalt side 148 varierer betonens trækstyrke med betonens trykstyrke efter nogenlunde samme model

$$f_t = k \cdot f_c^q$$

hvor q ofte sættes til 0,5. Er p og q ens i de to formler, betyder det, at E er proportional med f_t. Dette er dog ikke tilfældet; men antagelsen om proportionalitet kan bruges som tilnærmelse. Relationen mellem E og f_t har f.eks. betydning for beregning af sikkerheden mod dannelse af svindrevner.

I henhold til en empirisk britisk metode kan elasticitetskoefficienten beregnes efter formlen

$$E = (c_0 + 0{,}2\, f_c) \cdot 1000$$

hvor E er betonens elasticitetskoefficient i MN/m^2

c_0 er en konstant, der afhænger af tilslagets kvalitet; for godt tilslag er $c_0 = 22$ og for mindre godt tilslag 16

f_c er betonens terning trykstyrke i MN/m^2.

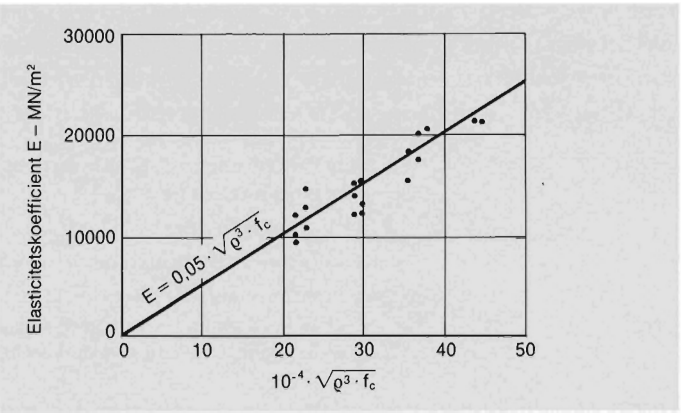
Luftindblanding i beton medfører, at der sker en forøgelse af cementpastaens porøsitet. Derved vil cementpastaens elasticitetskoefficient, og dermed også betonens elasticitetskoefficient, aftage. Man kan i store træk regne med, at betonens elasticitetskoefficient aftager med ca. 2% for hver procent luft, der indblandes i betonen.

Cementtypen har kun en forsvindende indflydelse på elasticitetskoefficientens slutværdi. I de tidlige terminer er der derimod en vis afhængighed af cementtypen, omend også her beskeden. Som en rettesnor vil man kunne regne med følgende procentiske tillæg ved anvendelse af hurtighærdnende i stedet for almindeligt hærdnende cement [12]:

modenhedsalder (døgn ved 20°C)	1	3	7	14	28
tillæg til E (%)	15	10	5	2	0

I øvrigt gælder det, at både styrken og elasticitetskoefficienten er éntydige funktioner af modenhedsalderen. Man kan derfor stort set gå ud fra, at beton med forskellige cementer – alt andet lige – får samme elasticitetskoefficient, når styrken er ens.

Tilslagstypen har en relativt stor effekt på værdien af elasticitetskoefficienten. Det fremgår direkte af formlerne for E som funktion af E_p og E_t, idet indhold af *bløde, porøse partikler* medfører en lav værdi af E_t. Man kan således som en grov håndregel regne med, at E reduceres med ca. 1% for hver vægt-% bløde, porøse partikler, tilslagsmaterialerne indeholder. Med et indhold på 15 vægt-% porøst materiale i tilslaget kan man således eksempelvis kun regne med at få en elasticitetskoefficient, som er 85% af den værdi, der kunne opnås,



Figur 3.2-22. Elasticitetskoefficienten (sekanthældningen svarende til $\sigma = 0{,}3 \cdot f_c$) for dansk letklinkerbeton som funktion af $\sqrt{\varrho^3 \cdot f_c}$, hvor ϱ er betonens densitet (kg/m³), og f_c er trykstyrken (MN/m²). [12].

hvis tilslaget alene bestod af tætte, stærke materialer. Håndregelen kan regnes at gælde op til næsten 40% porøst materiale i tilslaget.

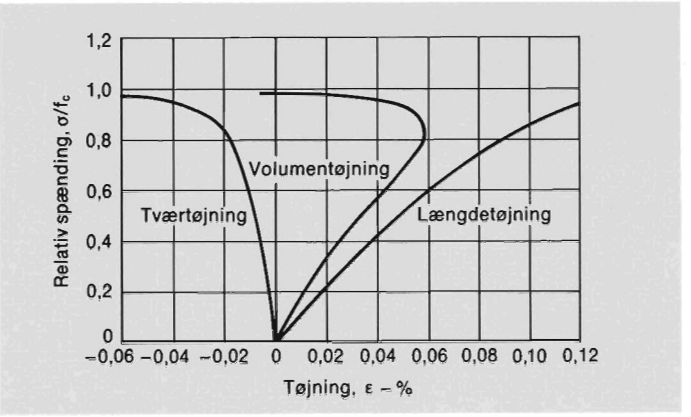
Betonens densitet influeres i det væsentlige af tilslagsmaterialernes densitet. Da tilslagets elasticitetskoefficient E_t også aftager med aftagende densitet, kan man i store træk tage hensyn til tilslagstypen ved at anvende betonens densitet som parameter.

Det er navnlig ved anvendelse af let tilslag som letklinker, sintret flyveaske, slagge m.v., at der forekommer større ændringer i betonens elasticitetskoefficient E og densitet ϱ. For beton med letklinker som tilslag har man f.eks. fundet følgende empiriske relation brugbar

$$E = 0{,}05 \cdot \sqrt{\varrho^3 \cdot f_c}$$

hvor E og f_c måles i MN/m² og ϱ måles i kg/m³, se figur 3.2-22.

Den friske betons konsistens har i sig selv ingen indflydelse på den hærdnede betons elasticitetskoefficient. Da betons konsistens imidlertid afhænger af blandingsforholdet (specielt vanddoseringen), vil en konsistensændring, alt andet lige, også føre til mindre ændringer af elasticitetskoefficientens værdi. Elasticitetskoefficienten vokser nemlig med tilslagsmængden. Derfor kan det forstås, at man for en beton med plastisk konsistens (stort indhold af cementpasta) får mindre værdi af E end for en beton med stiv konsistens (lille indhold af cementpasta) og med samme trykstyrke. Denne effekt er dog ret beskeden. Som rettesnor kan man bruge, at en stigning i den friske betons sætmål på 10 mm, alt andet lige, medfører et fald i elasticitetskoefficienten på omkring 1%.



Figur 3.2-23. Længde-, tvær- og volumentøjning ved trykforsøg med betoncylinder. Forkortelser regnes positive. [16].

Temperaturens indflydelse på elasticitetskoefficienten. Elasticitetskoefficienten vokser med aftagende temperatur og er f.eks. ca. 50% større ved -30° C end ved 20° C.

Tværudvidelser

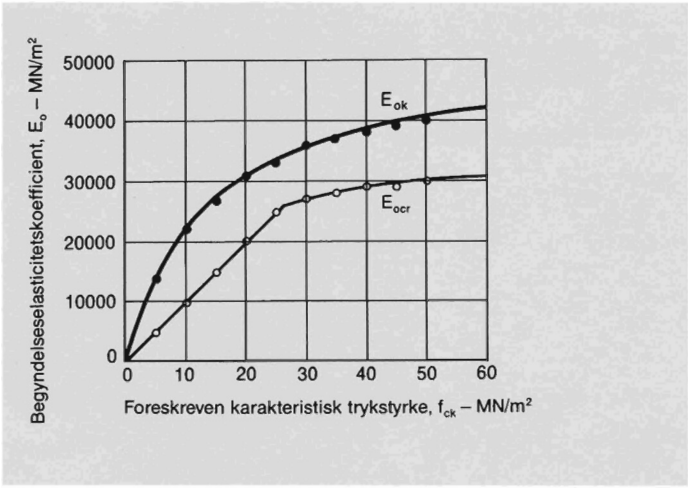
Et betonprisme, der belastes til enakset tryk, vil blive kortere i længderetningen og få en tværudvidelse. Den numeriske værdi af forholdet mellem tværtøjningen og længdetøjningen kaldes *Poissons forhold* ν.

Poissons forhold for beton varierer med spændingen fra $\nu \simeq 0{,}1$ ved små spændinger til $\nu \simeq 0{,}25$ i nærheden af brud. I anvendelsesstadiet findes værdier $0{,}15 < \nu < 0{,}2$. Oftest anvendes værdien $\nu = 1/6 \simeq 0{,}17$.

Da tværudvidelsen (arealforøgelsen) er mindre end længdeforkortelsen, sker der en formindskelse $\triangle R$ af betonprismets oprindelige rumfang R, når betonen belastes. Rumfangstøjningen bliver

$$\frac{\triangle R}{R} = 1 - (1-\varepsilon) \cdot (1+\nu\varepsilon)^2 \simeq (1-2\nu) \cdot \varepsilon$$

idet der ses bort fra led af anden og tredie orden. Med $\nu = 1/6$ findes en rumfangstøjning på $2/3$ af længdetøjningen. Skal rumfangstøjningen være nul, må Poissons forhold være $\nu = 1/2$. Skal tværudvidelsen være nul, må ν være nul. I figur 3.2-23 er rumfangstøjningen afsat i samme diagram som trykarbejdslinien. For spændinger omkring den maksimale brugsspænding er rumfangstøjningen ca. 2/3 af længdetøjningen. For ca. 80% af trykstyrken opnår rumfanget sin mindste værdi. Derefter bliver rumfanget igen større. Dette forklares



Figur 3.2-24. Karakteristisk elasticitetskoefficient E_{ok} og regningsmæssig elasticitetskoefficient ved undersøgelse af instabilitet E_{ocr} som funktion af foreskreven karakteristisk trykstyrke i henhold til DS 411.

ved ændringer i mikrorevnesystemet, jf. side 64. Ved længdetøjninger $\varepsilon \simeq \varepsilon_u$ vil revnedannelsen være blevet så stor, at der er tale om rumfangsudvidelse.

Poissons forhold for beton varierer med tilslagets mængde og type. Normalt aftager ν med forøgelse af tilslagsmængden. For cementpasta er $\nu = 1/4$. For beton med tilslag, der er lineærelastiske, findes $\nu \simeq 1/3$, medens man for f.eks. beton med kalksten finder $\nu \simeq 1/4$.

For beton med letklinker som tilslag findes Poissons forhold 20–25% større end for beton med normalt tilslag. Desuden er ν mindre spændingsafhængig, når der anvendes letklinker som tilslag.

Trækarbejdslinie

Trækarbejdslinien har ikke større interesse ved almindelig projektering, men kan dog finde anvendelse ved meget specielle problemers løsning.

Trækarbejdslinien er krum og har samme begyndelseshældning som trykarbejdslinien, jf. figur 3.3-1. Trækbrudtøjningen ε_{ut} er stærkt afhængig af betonens udtørringsgrad (mikrorevner). Den sættes ofte til mellem 0,01% og 0,02%.

Beregningsmæssige aspekter

I dette afsnit beskrives en del forhold, som må tages i betragtning ved benyttelse

i tegnestueberegningen af den ovenfor gennemgåede betonteknologi vedr. arbejdslinien.

Elasticitetskoefficienten. I betonnormen angives den karakteristiske værdi af begyndelseselasticitetskoefficienten E_{ok} som funktion af betonens foreskrevne karakteristiske trykstyrke f_{ck}, se figur 3.2-24. Ved en *karakteristisk værdi* af en usikker størrelse forstås her 10%-fraktilen, dvs. den værdi, under hvilken 10% af måleresultaterne vil befinde sig ved uendelig mange målinger.

Ved sammenligning med figur 3.2-20 forekommer værdierne i figur 3.2-24 temmelig høje. En del af forklaringen kunne være, at førstnævnte er sekantelasticitetskoefficienter (svarende til $\sigma = 0{,}3\ f_c$), medens DS 411's værdier angiveligt er begyndelseselasticitetskoefficienter (altså svarende til $\sigma = 0$). Som redegjort for side 69 er der imidlertid de facto tænkt på sekantelasticitetskoefficienter også i DS 411. Og figur 3.2-20 lader under alle omstændigheder formode, at man ved at bestemme E eksperimentelt ofte vil få en lavere værdi og dermed blive ringere stillet, end hvis man blot bruger den normerede værdi.

Ved laboratorieforsøg med en given beton vil E_0 udvise en variationskoefficient på 10–15%. Til praktisk brug kan man (iht. DS 411) anvende formlen

$$E_{ok} = \frac{51000}{1+13/f_{ck}}$$

hvor E_{ok} og f_{ck} skal regnes i enheden MN/m^2. Formlen er ikke dimensionskorrekt. Den gælder for $5 \leqq f_{ck} \leqq 50\ MN/m^2$, men synes at kunne anvendes op til en karakteristisk trykstyrke på ca. 80 MN/m^2.

Til brug for beregning af f.eks. bjælkers nedbøjning ved korttidslast anvendes elasticitetsforholdet $n_o = E_{ak}/E_{bk}$. Heri er E_{ak} armeringens karakteristiske begyndelseselasticitetskoefficient ($E_{ak} = 200.000\ MN/m^2$), og E_{bk} er betonens relevante elasticitetskoefficient ved det pågældende spændingsniveau. Sættes E_{bk} til ca. 70% af E_{ok}, svarende til *korttidslast,* findes

$$n_o \simeq \frac{E_{ak}}{0{,}7\ E_{ok}} = \frac{200000 \cdot (1+13/f_{ck})}{0{,}7 \cdot 51000} = 5{,}5 \cdot (1+13/f_{ck})$$

hvor f_{ck} indsættes i enheden MN/m^2. For *langtidslast* anvendes et krybetal af størrelsesordenen $\psi_\infty = 2{,}6$ à 3,2. Dette giver

$$n_\infty = (1+\psi_\infty) \cdot 5{,}5 \cdot (1+13/f_{ck}) \simeq 20 \cdot (1+13/f_{ck})$$

Trykarbejdsliniens tangenthældning varierer med betonspændingen, da arbejdslinien er krum. Da denne krumhed varierer med lasttiden, se i figur 3.2-12, må tangenthældningens variation med spændingerne også variere med lasttiden.

Denne afhængighed anvendes ved dimensionering og beregning af søjler og bjælkesøjler. Da søjler ofte har en stor permanent last, dvs. der er tale om langtidslast, har man i DS 411 baseret denne afhængighed på mindre værdier end E_{ok} beregnet efter ovenstående formel. Desuden ønsker man også at tage et vist hensyn til den store spredning i afhængigheden mellem E_{ok} og f_{ck}.

Derfor må man ved undersøgelse af instabilitet ikke regne med større karakteristisk tangenthældning E_{ocr} i begyndelsespunktet af trykarbejdslinien end den mindste af værdierne 1000 f_{ck} og 75% af værdierne E_{ok} beregnet efter ovenstående formel.

Dette betyder, at man for beton med karakteristisk trykstyrke $f_{ck} > 25$ MN/m^2 skal regne med

$$E_{ocr} = \frac{38250}{1+13/f_{ck}}$$

medens man, når $f_{ck} \leqq 25$ MN/m^2, skal regne med

$$E_{ocr} = 1000 \cdot f_{ck}$$

Dette forhold er illustreret i figur 3.2-24.

Optegnes fra en isokron σ-ε-kurve tangenthældningen som funktion af spændingen, vil denne relation vise sig at nærme sig til en retliniet afhængighed for $t \rightarrow \infty$. Til brug for undersøgelse af instabilitet har man normeret en sådan retliniet afhængighed

$$E_{sk} = (1-\sigma/f_{ck}) \cdot E_{ocr}$$

Når denne rette linie er normeret som afhængighed, kan det tages som udtryk for en vis hensyntagen til betonens krybning. Man må dog ikke glemme, at en retliniet afhængighed giver en meget simpel søjleformel (Rankines søjleformel), og også dette er attråværdigt.

Bøjningsstivhed. Bjælkers og pladers nedbøjning afhænger foruden af betonens elasticitetskoefficient også af den effektive højde, mængden af trækarmering og trykarmering, foruden naturligvis af last, spændvidde og indspændingsforhold. Det er almindeligt i betonstatikken at beskrive bøjningsstivheden i anvendelsesstadiet ved størrelsen $E_b J_{ab}$.

Størrelsen J_{ab} er det armerede betontværsnits inertimoment. Heri medregnes betontrykzonen og n gange armeringens areal.

Elasticitetskoefficienten ved langtidslast kan blive blot $^1/_3$ til $^1/_4$ af elasticitetskoefficienten ved korttidslast. Bøjningsstivheden reduceres imidlertid ikke i samme forhold, fordi nullinien i tværsnittet samtidig flytter sig, således at trykzonens areal forøges. Derved vokser inertimomentet J_{ab}.

Betonens elasticitetskoefficient vokser, som omtalt ovenfor, mindre end svarende til proportionalitet med betontrykstyrken. Elasticitetskoefficienten har som nævnt kun begrænset effekt på bøjningsstivheden. Derfor vil bøjningsstivheden kun vokse lidt med betonens trykstyrke.

Armeringsmængden, træk- såvel som trykarmering, har også kun en begrænset effekt på bøjningsstivheden. Den alt dominerende faktor for bøjningsstivheden er tværsnittets nyttehøjde.

Eksempel 3.2-3

Et dækelement (huldæk) af armeret beton spænder l=6 m og har effektiv tværsnithøjde h_e = 180 mm. Dækket belastes i anvendelsesgrænsetilstanden således, at bøjningsmomentet er M = 25 kNm/m. Er armeringsprocenten φ = 0,5%, vil bøjningsstivheden ved korttidslast for karakteristisk betontrykstyrke f_{ck} = 10 MN/m² være $E_b J_{ab}$ = 4,5 MN · m², når der ses bort fra trækstyrkens indflydelse. Dette vil svare til en karakteristisk momentannedbøjning på u_o = 20 mm. Hvis man øger betonstyrken til en karakteristisk trykstyrke f_{ck} = 35 MN/m², vil bøjningsstivheden stige til $E_b J_{ab}$ = 6,1 MN · m². Hertil svarer udbøjningen u_o = 18 mm, altså ingen væsentlig reduktion.

Langtidsnedbøjningen, svarende til samme last, vil være henholdsvis u_∞ = 36 mm for f_{ck} = 10 MN/m² og u_∞ = 30 mm for f_{ck} = 35 MN/m².

Kan dækelementets nyttehøjde imidlertid øges så meget, at tværsnittet ikke revner, vil såvel momentannedbøjningen som langtidsnedbøjningen falde drastisk. En forøgelse af dæktykkelsen, selv om dækket revner, vil også i sig selv have en væsentlig indflydelse på nedbøjningens størrelse.

Trykarbejdsliniens form. Værdien af brudtøjningen ε_u har ingen større betydning for f.eks. bjælkers bæreevne, men derimod nok for flydeevnen af flydeled i statisk ubestemte betonkonstruktioner. DS 411 normerer ε_u = 0,35%, medens CEB [14] lader ε_u variere med f_{ck}, hvilket er nok så realistisk, men ubekvemt for de statiske beregninger.

Til brug for projektering er der undertiden behov for et analytisk udtryk for arbejdslinien svarende til korttidslast. Det simpleste i intervallet $0 < \varepsilon < \varepsilon_f$ turde være en parabel af graden d_o, som har toppunkt i (ε_f, f_c), og som går igennem begyndelsespunktet med hældningen E_0. Det analytiske udtryk er

$$\frac{\sigma}{f_c} = 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f}\right)^{d_o}$$

Ved differentiation med hensyn til ε fås

$$E_\sigma = \left(1 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f}\right)^{d_o - 1} \cdot d_o \cdot \frac{f_c}{\varepsilon_f}$$

Specielt for $\varepsilon = 0$ findes begyndelseshældningen

$$E_0 = d_o \cdot \frac{f_c}{\varepsilon_f}$$

Heraf fremgår, at parablen skal have graden

$$d_o = \varepsilon_f \cdot \frac{E_o}{f_c}$$

Indsættes $\varepsilon_f = 0{,}2\%$ og det tidligere angivne udtryk for E_{ok}, findes parablens grad til

$$d_o = \frac{102}{13 + f_{ck}}$$

Elasticitetskoefficienten svarende til spændingen σ kan da skrives som

$$E_o = E_o \cdot (1 - \varepsilon/\varepsilon_f)^{d_o - 1}$$

Af udtrykket for den givne arbejdslinie findes

$$1 - \varepsilon/\varepsilon_f = (1 - \sigma/f_t)^{1/d_o}$$

som indsat i udtrykket for elasticitetskoefficienten E_σ giver

$$\frac{E_\sigma}{E_0} = \left(1 - \frac{\sigma}{f_c}\right)^{1 - 1/d_o}$$

Som tidligere omtalt er betonens trykarbejdslinie afhængig af lasthastigheden. For meget store lasthastigheder er der tale om en (næsten) lineær arbejdslinie, dvs. $d_o \to 1$. Ved meget lange lasttider kan man

betragte krybegrænsen i det isokrone σ-ε-diagram som en arbejdslinie med en næsten retliniet afhængighed mellem E_σ og σ. Dette kan opnås ved, at $d_o \to \infty$. Dette svarer til det, man har gjort ved for søjler at normere

$$\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \left(1 - \frac{\sigma}{f_c}\right) E_{so}$$

Det ovenfor angivne matematiske udtryk for parablen kan naturligvis ikke anvendes, når $d_o \to \infty$, for da får udtrykket ingen mening. Den arbejdslinie, der har ovenstående tangenthældning, kan imidlertid findes ved løsning af differentialligningen. Man finder således

$$\frac{\sigma}{f_c} = 1 - \exp\left(-\varepsilon \cdot \frac{E_{so}}{f_c}\right)$$

Denne arbejdslinie er matematisk set stadigt voksende for $\varepsilon \to \infty$. Derfor forsvinder begrebet ε_f, dvs. at arbejdslinien ikke har et maksimum. Størsteværdien findes for maks. ε.

For $\varepsilon > \varepsilon_f$ er arbejdslinien svarende til korttidslast stadigt aftagende. Faldet fra $\varepsilon = \varepsilon_f$ til $\varepsilon = \varepsilon_u$ (*tøjningssvækkelsen*, se figur 3.2-10) er stærkt afhængigt af tøjningshastigheden. I den normprægede litteratur ser man ofte tøjningssvækkelsen angivet til $0{,}15 \cdot f_c$, svarende til $\varepsilon_u = 0{,}35\%$. Mellem arbejdsliniens punkter svarende til $\varepsilon = \varepsilon_f$ og $\varepsilon = \varepsilon_u$ kan arbejdslinien approksimeres med en andensgradsparabel med toppunkt for $\varepsilon = \varepsilon_f$. Anvendes denne arbejdslinie ved bøjningsbrud i bjælker, finder man dog ikke de resultater, som er angivet i DS 411.

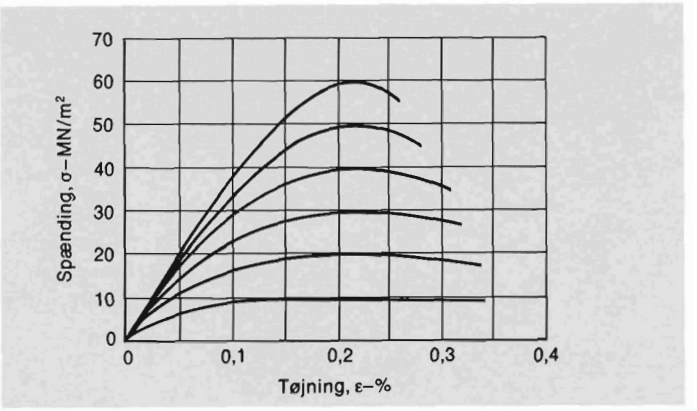
Der er i tidens løb fremsat mange forslag til analytiske udtryk for arbejdsliniens form. CEB har således foreslået følgende udtryk.

$$\frac{\sigma}{f_c} = \frac{\left(d_o - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f}\right) \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f}}{1 + (d_o - 2) \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f}}$$

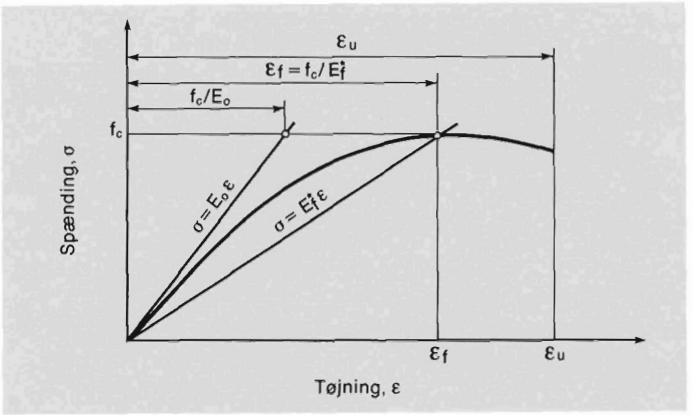
hvor $d_0 = \varepsilon_f \cdot E_0 / f_c$ som anvendt ovenfor. Dette udtryk er bekvemt derved, at de iht. CEB gælder i hele intervallet $0 < \varepsilon < \varepsilon_u$, se figur 3.2-25.

Sejhed. Normalt betragtes uarmeret beton som et materiale med et skørt (kort) brud. Det er naturligvis også tilfældet, hvis man sammenligner med trykbrud hos f.eks. armering. For imidlertid at kunne sammenligne sejheden hos beton med forskellige styrker, forskellige tilslagstyper, med og uden tværarmering etc., indføres to begreber, *deviationskoefficienten* d_o og *flydeevnekoefficienten* d_u.

Figur 3.2-25. Arbejdslinier for forskellige betonkvaliteter efter CEB. Observer, at brudtøjningen øges, når f_c mindskes.



Figur 3.2-26. Størrelser til fastlæggelse af deviations- og flydeevnekoefficient.



Ønsket med disse størrelser er at finde et mål for beliggenheden af arbejdsliniens toppunkt i forhold til tendensen ved begyndelsesdeformationen. Da arbejdsliniens begyndelsestangent afskærer stykket f_c/E_0 af arbejdsliniens toptangent, målt fra σ-aksen, bliver *deviationskoefficienten,* se figur 3.2-26,

$$d_o = \frac{\varepsilon_f}{f_c/E_0} = \frac{\varepsilon_f \, E_0}{f_c}$$

altså netop graden af den parabel, som trykarbejdslinien er blevet approksimeret med i det foregående. For et lineærelastisk materiale er $d_o = 1$, og for bløde materialer er $d_o > 1$. For beton med normalt tilslag og lav styrke, $f_c \approx 15$ MN/m², er $d_o \approx 4$ ved korttidslast, medens man for tilsvarende beton med høj styrke, $f_c \approx$

50 MN/m², finder $d_o \approx 1{,}5$ ved korttidslast. For beton med letklinker findes deviationskoefficienter på fra 1,1 til 1,3, afhængig af tilslagstype, styrkeniveau og lasthastighed.

Benævnes arbejdsliniens sekanthældning svarende til toppunktet (ε_f, f_c)

$$E_f^* = \frac{f_c}{\varepsilon_f}$$

ses det, at deviationskoefficienten også kan skrives som

$$d_o = \frac{E_0}{E_f^*}$$

Flydeevnekoefficienten d_u defineres på tilsvarende måde som d_o, blot erstattes ε_f med ε_u, dvs.

$$d_u = \frac{\varepsilon_u E_0}{f_c}$$

Som omtalt tidligere er ε_u, og dermed d_u, afhængig af flere forskellige forhold, først og fremmest *tværarmering, styrke* og *spændingshastighed,* men også *tværsnitsform* har indflydelse.

Dette har især betydning ved vurdering af statisk ubestemte bjælke-, ramme- og søjlekonstruktioner af armeret beton, hvor flydeevnen skal have en vis størrelse, for at plasticitetsteorien kan anvendes.

Med alderen mindskes d_u, specielt ved udtørring af betonen.

Eksempel 3.2-4

For en beton med karakteristisk trykstyrke $f_{ck} = 10$ MN/m², karakteristisk trækstyrke $f_{tk} = 1$ MN/m² og karakteristisk begyndelseselasticitetskoefficient $E_{ok} = 22000$ MN/m² er sekantelasticitetkoefficienten ved trækbrud

$$E_{fk}^* = \frac{f_{tk}}{\varepsilon_{ut}} \simeq 10000 \text{ MN/m}^2$$

idet ε_{ut} som anført side 78 sættes til 0,01%.

Deviationskoefficienten ved trækbrud er derfor

$$d_o = \frac{E_{ok}}{E_{fk}^*} \simeq 2$$

altså svarende til et kort brud. Den tilsvarende værdi for trykbruddet er

$$E_{fk}^* = \frac{f_{ck}}{\varepsilon_f} = 5000 \text{ MN/m}^2$$

således at deviationskoefficienten ved trykbrud er

$$d_o = \frac{E_{ok}}{E_{ok}^*} = 22/5 = 4{,}4$$

Trykbruddet må altså betegnes som væsentligt sejere end trækbruddet, sådan som ens umiddelbare fornemmelse også siger det.

Flydeevnekoefficienten ved trykbrud (uden tværarmering) bliver

$$d_u = \frac{\varepsilon_u \cdot E_{ok}}{f_c} = \frac{0{,}35 \cdot 10^{-2} \cdot 22000}{10} = 7{,}7$$

Krybning

Allerede under måling af arbejdslinien optræder tidsafhængige tøjninger, krybning, hvilket er medvirkende til, at betonens arbejdslinie krummer. I det foregående afsnit er det vist, hvorledes man kan beskrive krumme arbejdslinier, og hvorledes krybningen kan tages ind i de statiske beregninger, ved at elasticitetskoefficienten ændres. I dette afsnit beskrives krybetøjningernes størrelse og deres afhængighed af betonsammensætning m.v., og der gives eksempler på, hvorledes krybetøjningen separat kan tages i regning.

Krybningens afhængighed af betonsammensætning m.v. Betonens *fugtighed* har, lige som et antal andre faktorer, indflydelse på krybningens størrelse. Sker krybningen under konstante fugtforhold, taler man om *grundkrybning*.

Grundkrybning forekommer i praktiske konstruktioner kun, hvor betonen ikke har mulighed for at tørre ud, dvs. i konstruktioner i vand eller i konstruktioner, som er forseglede.

Konstruktioner, som tørrer ud til ligevægt og derefter belastes, vil også vise grundkrybning. Beton er imidlertid så ekstremt længe om at komme i ligevægt, at dette tilfælde kun har teoretisk interesse.

Sker krybningen under samtidig udveksling af fugt mellem beton og omgivelser, taler man om *sorptionskrybning*. Sorptionskrybningen er normalt større end grundkrybningen.

Sorptionskrybningens størrelse vil være afhængig af, hvor stærk udtørringen er. Den mængde vand, som fordamper fra betonen, afhænger af luftens

relative fugtighed og af *betonens fri overflade* (dvs. overflade, der tillader fordampning) i forhold til betonens rumfang. Svindets størrelse afhænger af disse forhold, og da krybningen igen er afhængig af svindet (sorptionskrybning), kan det forstås, at *konstruktionsdelens dimensioner* har indflydelse på krybningens størrelse.

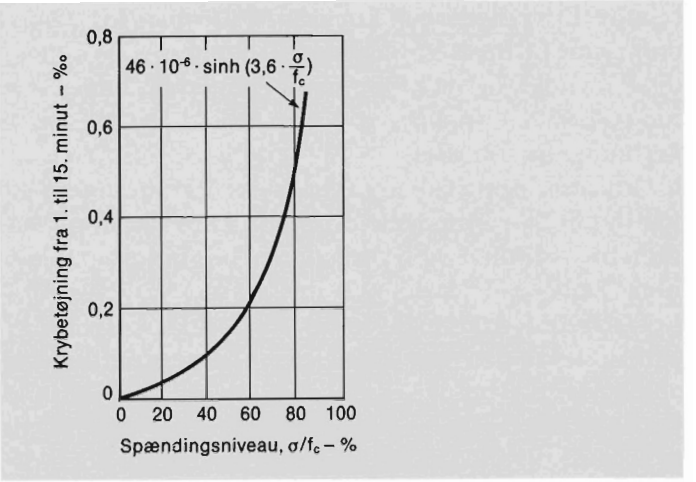
Cementens egenskaber påvirker ikke krybningens størrelse nævneværdigt, når der er tale om portlandcement. Man kan dog konstatere en vis effekt fra cementens finhed og fra mængden af gips, men det er uden praktisk betydning.

Tilslagets fysiske egenskaber har en vis betydning. Indflydelsen svarer i princippet til den, der gælder for tilslagets indflydelse på elasticitetskoefficienten, dvs. krybningens størrelse vokser med indholdet af bløde og porøse partikler. Virkningen er dog uden praktisk betydning for de tilslagstyper, som er tilgængelige i Danmark. Det gælder også for knust klippegranit. Man må dog være opmærksom på problemet ved arbejde i udlandet.

Letklinker såvel som naturligt tilslag udviser ikke i sig selv krybning af betydning. Ved krybning i cementpastaen vil der imidlertid ske en indre omlejring af tøjnings- og spændingstilstanden, hvorved tilslaget efterhånden overtager mere af lasten. Består tilslaget af letklinker, vil det få en noget større elastisk deformation, end hvis tilslaget var af naturlig herkomst. Dette forklarer, hvorfor krybetøjningen er lidt større for letklinkerbeton end for beton med naturligt tilslag, alt andet lige. Den specifikke krybetøjning, dvs. krybetøjningen for $\sigma = 1$, er 10–30% større for letklinkerbeton end for beton med naturligt tilslag, alt andet lige. Da letklinkerbetonens elasticitetskoefficient er 20–40% mindre end den vanlige betons, er der imidlertid ikke særlig stor forskel mellem krybetallene for de to betontyper.

Cementpastaens mængde og sammensætning har den afgørende indflydelse. Jo mere cementpasta, og jo mere porøs den er, des større bliver krybningen, alt andet lige. Cementpastaens mængde styres af cementindholdet C, og porøsiteten styres af v/c-forholdet. Det har imidlertid vist sig, at deres fælles virkning svarer til $C \cdot v/c$, dvs. krybningen synes rent fænomænologisk kun at afhænge af vandindholdet V, således at større vandindhold, alt andet lige, altid medfører større krybning.

Krybningens størrelse afhænger af, hvor veludviklet gelstrukturen er, dvs. at den afhænger af *hærdningsgraden*. Det betyder igen, at krybetøjningen afhænger af betonens alder ved lastpåføring samt af temperatur og fugt frem til belastningstidspunktet.



Figur 3.2-27. Krybetøjning som funktion af spændingsniveau. Forsøg af Ewans, gengivet efter [6].

Således bliver krybningen, alt andet lige, større, jo tidligere betonen belastes. Over en vis alder mærkes der dog ingen væsentlig effekt fra hærdningsgraden.

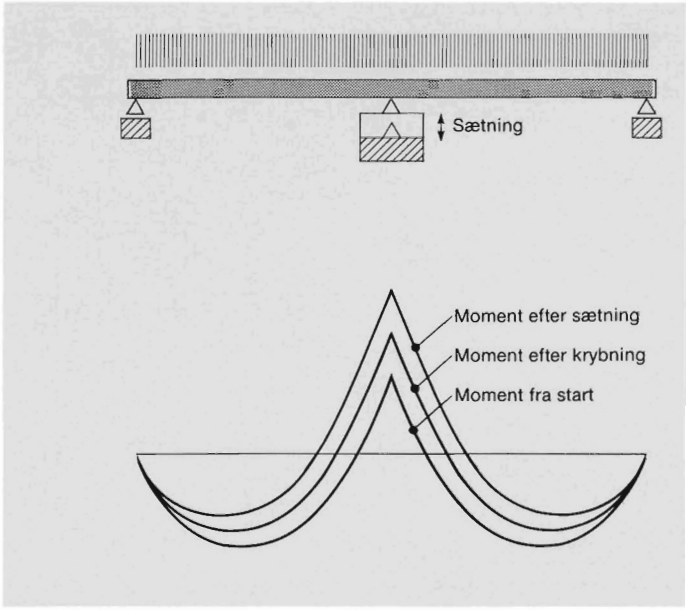
Spændingsniveauet har indflydelse. Under omtalen af de isokrone spændingstøjningsdiagrammer blev det nævnt, at beton kan betragtes som et lineært viskoelastisk materiale ved påvirkning med spændinger op til ca. halvdelen af trykstyrken. Det skal påpeges, at over denne proportionalitetsgrænse vokser krybningen drastisk med spændingsniveauet, jf. figur 3.2-27.

Figur 3.2-27 dækker kun tidsrummet frem til 15 minutter efter lastpåføring, altså kun en lille del af det samlede krybeforløb. Det gælder imidlertid med god tilnærmelse, at forholdet mellem de krybetøjninger, der forårsages af to forskellige spændinger, ikke ændrer sig med tiden. Kurven kan derfor relativt tages som et generelt udtryk for spændingsniveauets indflydelse.

Krybning af armeret beton

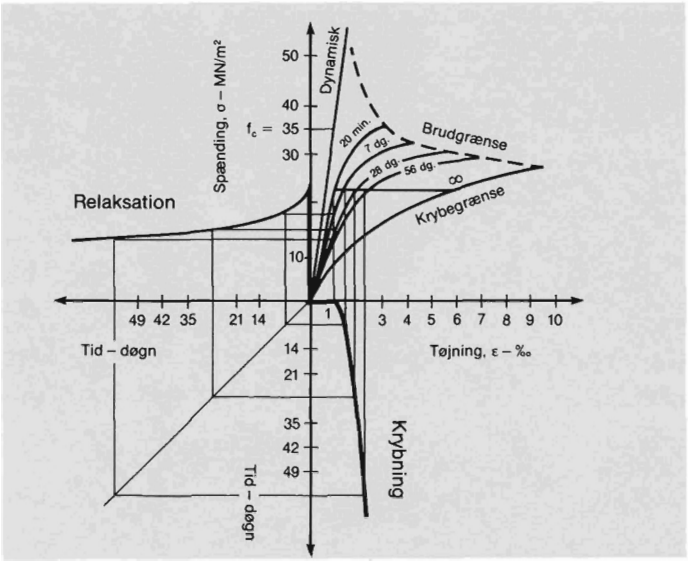
I en *statisk bestemt,* armeret betonkonstruktion, der belastes med en permanent last, vil der i konstruktionens armerede trykzoner, efterhånden som krybningen fremkommer, ske en spændingsomlejring. Betonens trykspændinger vil aftage, og trykarmeringens spændinger vil vokse. Denne spændingsomlejring er ganske betydelig og kan let bringe trykarmeringen op på flydespændingen. Dette kan få betydning for forankringers og støds udformning.

Figur 3.2-28. Illustration af, at indspændingsmomenter reduceres pga. krybning i betonen.



I *statisk ubestemte* betonkonstruktioner, som udsættes for påtvungen deformation, kan krybningen (relaksationen) medvirke til en aflastning af stærkt påvirkede og en merbelastning af svagere påvirkede dele af konstruktionen. Eksempelvis kan betragtes en to-fags bjælke, hvis mellemunderstøtning sætter sig (se figur 3.2-28). Det ekstra moment, som opstår over understøtningen i denne situation, vil efterhånden formindskes. Påføres en sætning eller anden deformation hurtigt, kan der opstå revner. Sker sætningen langsomt, kan krybningen bevirke, at revnedannelse undgås.

Det er indlysende, at krybningen har indflydelse på betonkonstruktioners opførsel i *anvendelsesstadiet.* Man går imidlertid ud fra, at spændinger forårsaget af krybning og svind ikke har indflydelse i *brudstadiet.* Derimod kan deformationer forårsaget af krybning i anvendelsesstadiet godt få indflydelse på excentrisk belastede betonsøjlers bæreevne, idet excentriciteten kan vokse. Der regnes dog altid med, at et brud er forårsaget af en *momentan overbelastning,* der er så stor, at der umiddelbart sker brud. Derfor regner man ikke med, at der sker krybning som følge af overlast. Krybningens indflydelse på en bjælkesøjles bæreevne kommer derfor alene fra lasten i anvendelsesstadiet.



Figur 3.2-29. Grafisk bestemmelse af krybnings- eller relaksationsforløb ud fra isokrone σ-ε-kurver.

Beregningsmæssige aspekter

I dette afsnit omtales de formler, der kan benyttes, hvis man ønsker at tage krybningen i regning ved projektering af et betonbygværk. Afsnittet er desuden suppleret med diagrammer. Disse diagrammer kan anvendes i stedet for formlerne og giver i øvrigt en oversigt over forholdene.

Krybningsforløbet ved et givet spændingsniveau fremgår direkte af de isokrone σ-ε-kurver for den omhandlede beton, og sådanne kurver kan også benyttes til beregning af relaksationsforløbet svarende til en given tøjning. I figur 3.2-29 er vist, hvorledes det tidsmæssige forløb af såvel krybning som relaksation kan konstrueres grafisk ud fra et sådant kurvesæt.

Som anført side 67 er isokrone σ-ε-kurver med tilnærmelse retliniede op til ca. 50% af f_c. Inden for det område, der er aktuelt i praksis, kan omregning mellem krybning og relaksation derfor foretages efter følgende tilnærmelsesformel

$$\frac{\sigma}{\varepsilon_o + \varepsilon_c} = \frac{\sigma_r}{\varepsilon_o}$$

der udtrykker, at den tilsyneladende elasticitetskoefficient er ens i de 2 tilfælde.

Momentantøjning. Momentantøjningen skal naturligvis beregnes på basis af værdien af den elasticitetskoefficient, som svarer til betonens alder ved lastpåførslen.

Som omtalt tidligere vil betonens elasticitetskoefficient ikke vokse proportionalt med betontrykstyrken. Kender man ikke elasticitetskoefficientens afhængighed af betonens alder, kan man til brug for beregning af momentantøjningen med tilnærmelse sætte

$$E_{ik} = \frac{35700}{1+13/f_{ck}(a)}$$

hvor $f_{ck}(a)$ er betonens karakteristiske trykstyrke efter a modenhedsdøgn, målt i MN/m^2. Ved et modenhedsdøgn forstås 24 timers ophold ved 100% RF og 20°C. Afviger betonens lagringsbetingelser herfra, skal der foretages omregning til dermed ækvivalente modenhedsdøgn.

Betegner $f_c(a)$ og $f_c(a_o)$ betonens trykstyrker efter hhv. a og a_o modenhedsdøgn, hvor a_o er den normerede hærdningstermin (28 døgn), skrives

$$f_c(a) = \xi_o \cdot f_c(a_o)$$

Den relative styrkeudviklingsfunktion ξ_o bliver da, jf. afsnit 3.3, for $a < a_o$,

$$\xi_o = \exp\left[\left(A_1 + A_3 \cdot \frac{v}{c}\right) \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{a}} - \frac{1}{\sqrt{a_o}}\right)\right]$$

For $a > a_o$ sættes $\xi_o = 1$. De indgående konstanter er givet i følgende tabel.

	a_o	A_1	A_3
Almindeligt hærdnende cement	28 døgn	-0,7	-1,4
Hurtighærdnende cement	28 døgn	-0,5	-1,0

Krybetøjning. Krybetallet er tidligere (side 57) defineret som krybetøjningen divideret med momentantøjningen, altså

$$\psi(t) = \frac{\varepsilon_c(t)}{\varepsilon_0} .$$

Idet E_i betegner betonens elasticitetskoefficient på belastningstidspunktet, er

momentantøjningen bestemt ved

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma}{E_i}$$

således at krybningen kan beregnes som

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_0 \cdot \psi(t) = \frac{\sigma}{E_i} \cdot \psi(t).$$

Af praktiske grunde er beregningsformler og diagrammer imidlertid baseret på betonens elasticitetskoefficient efter standardlagring, dvs. 28 døgn ved 20°C. Det hertil svarende krybetal $\psi_{28}(t)$ er derfor fastlagt ved

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma}{E_i} \cdot \psi(t) = \frac{\sigma}{E_{28}} \cdot \psi_{28}(t) \cdot$$

Formlerne til beregning af $\psi_{28}(t)$ svarer til [14], som er baseret på [1] og [2].

Elasticitetsforholdet. Ved beregning af armeret betons deformation benytter man i praksis elasticitetsforholdet n, dvs. forholdet mellem armeringens elasticitetskoefficient og betonens. Der anvendes en værdi n_o for korttidslast og en værdi n_∞ for langtidslast. Skal denne beregningsteknik overføres til krybningsberegning, skal summen af momentantøjningen og krybebidraget (beregnet på basis af E svarende til standardalderen) sættes lig med spændingen divideret med betonens øjeblikkelige elasticitetskoefficient E_{ak}/n, dvs.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_{ik}} + \frac{\psi_{28}\sigma}{E_{28}} = \frac{\sigma}{E_{ak}/n}$$

Heraf findes

$$n = \frac{E_{ak}}{E_{ik}} + \frac{\psi_{28}E_{ak}}{E_{28}}$$

Heri er $E_{ak}/E_{28} = n_o$, og sættes $E_{ak}/E_{ik} = n_a$ fås

$$n = n_a + \psi_{28}\, n_o$$

gældende for $a < a_o$. Er $a > a_o$, er $n_a = n_o$, således at

$$n = (1 + \psi_{28}) \cdot n_o$$

Specielt har man, at elasticitetsforholdet ved langtidslast er

$$n_\infty = (1 + \psi_{28}(\infty)) \cdot n_o$$

hvor $\psi_{28}(\infty)$ er slutkrybetallet.

I DS 411 er i vejledningsstoffet fastsat et $\psi_{28}(\infty)$ af størrelsesordenen 3, lidt faldende med betonstyrken ($\psi_{28}(\infty)$ = 3,2 for f_{ck} = 15 MN/m² og $\psi_{28}(\infty)$ = 2,6 MN/m² for f_{ck} = 40 MN/m² og derover).

Krybetallet. I formlerne for n skal ψ_{28} beregnes som vist i det følgende, idet krybetallets middelværdi sættes til

$$\psi_{28} = k_a k_b k_c k_d k_t = \psi_{28}(\infty) \cdot k_t$$

Middelværdien skal anvendes ved deformationsberegninger, idet krybningen er $\psi_{28}\sigma/E_{28}$, og der kan tages hensyn til usikkerheden ved at anvende den (nedre) karakteristiske værdi for elasticitetskoefficienten.

Ovenstående udtryk for ψ_{28} gælder op til $0{,}5 \cdot f_c$, under hvilken værdi krybningen væsentligst afhænger af hærdningsgraden (k_a), betonsammensætningen (k_b), omgivelsernes relative luftfugtighed (k_c), konstruktionsdelens geometri (k_d) og lastvarigheden (k_t).

Alderens indflydelse. Indflydelsen af alderen a, målt i modenhedsdøgn ved lasttidspunktet, bestemmes ved

$$k_a = \frac{0{,}085 \cdot (54 + \sqrt{a})}{1{,}75 + \sqrt{a}}$$

Variationen af k_a med a er vist i figur 3.2-31.

Betonsammensætningens indflydelse. Betegner C betonens middelcementindhold i enheden kg/m³, og er v/c-forholdet (middel) efter vægt, kan indflydelsen fra betonsammensætningen skrives som

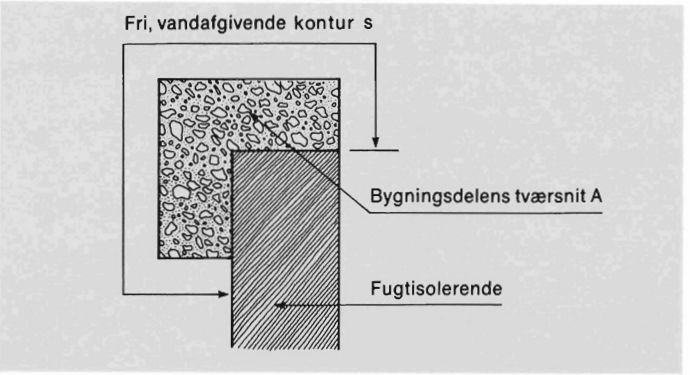
$$k_b = 7 \cdot 10^{-3} \cdot C \cdot \left(\frac{v}{c} + \frac{1}{3}\right) \cdot \frac{v}{c}$$

Denne empiriske formel kan regnes at gælde for cementindhold fra 100 kg/m³ til 500 kg/m³ og v/c-forhold fra 0,35 til 1,0.

Variationen af k_b med C og v/c-forholdet er vist i figur 3.2-32.

Klimaindflydelse. Beton er i praksis aldrig i fugtligevægt, inden den belastes. Krybningen vil derfor have karakter af sorptionskrybning, hvorfor dens størrelse afhænger af såvel den relative luftfugtighed – tør luft giver større krybning end fugtig – som af konstruktionsdelens geometri. Indflydelsen fra den relative luftfugtighed RF kan udtrykkes ved

$$k_c = \frac{6{,}7\,(1{,}15 - RF)}{2{,}03 - RF}$$



Figur 3.2-30. Definition af de størrelser, der indgår i parametren

$$r = 2\,A/s,$$

som benyttes til karakterisering af en prismatisk eller cylindrisk konstruktionsdels geometri.

Hvis den relative luftfugtighed varierer inden for lasttiden, må man skønne en passende gennemsnitsluftfugtighed.

Variationen af k_c med RF er vist i figur 3.2-33.

Indflydelse fra konstruktionsdelens geometri. For en given luftfugtighed vil betonens forholdsmæssige vandtab være bestemt af forholdet mellem konstruktionsdelens fri overflade og dens volumen. For en prismatisk eller cylindrisk konstruktionsdel kan dette forhold beskrives ved en såkaldt ækvivalent radius

$$r = \frac{2A}{s}$$

hvor A er bygningsdelens tværsnitsareal og s den fri kontur, som tillader vandafgivelse, se figur 3.2-30.

Måles r i meter, kan indflydelsen fra konstruktionsdelens geometri tages i regning ved følgende empiriske formel:

$$k_d = \frac{0{,}56 \cdot (0{,}211 + r)}{0{,}0727 + r}$$

Formlen gælder op til en ækvivalent radius på ca. 0,5 m.

Variationen af k_d med r er vist i figur 3.2-34.

Lasttidens indflydelse. Da krybningen som før nævnt afhænger af udtørringsforløbet, får betonlegemets geometri – karakteriseret ved den ækvivalente radius – også indflydelse på krybningens tidsmæssige forløb. Når spændingen er konstant, kan krybningens afhængighed af last- eller krybetiden t_c regnes at være beskrevet ved følgende empiriske formel

$$k_t = \frac{t_c^{\alpha}}{t_c^{\alpha} + t_o}$$

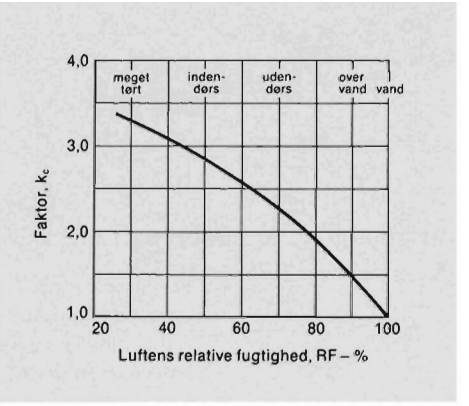
Figur 3.2-31. Alderens indflydelse på krybetallet.

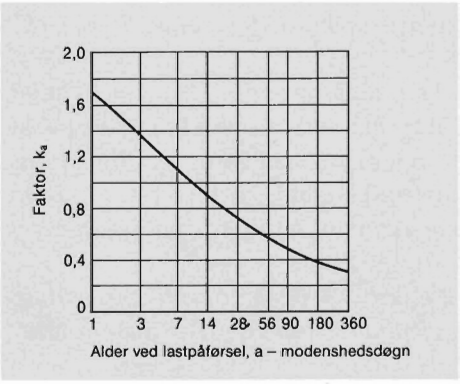
Figur 3.2-32. Krybetallets afhængighed af cementindholdet og v/c-forholdet.

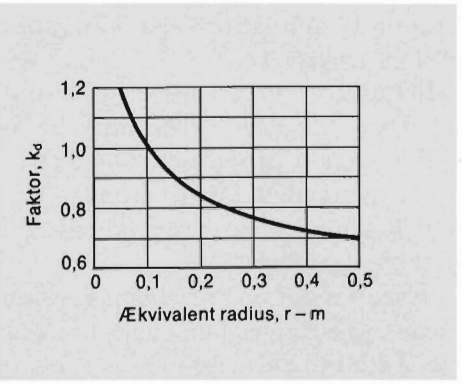
Figur 3.2-33. Fugtighedens indflydelse på krybetallet. Metodens usikkerhed bevirker, at der må regnes med en usikkerhed på 50%.

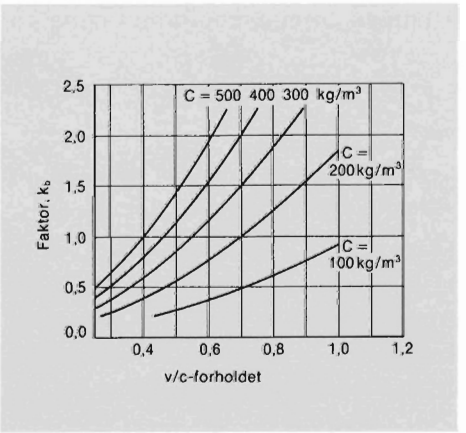
Figur 3.2-34. Betongeometriens indflydelse på krybetallet.

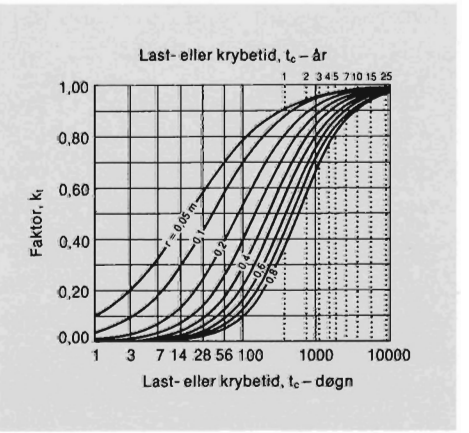
Figur 3.2-35. Last- eller krybetidens indflydelse på krybetallet ved forskellige ækvivalente radier r.











hvor

$$t_o = 9 \cdot (\sqrt{10})^{\alpha\beta}$$

$$\alpha = 0{,}75 + 0{,}125\beta$$

$$\beta = \frac{\ln (20\ r)}{\ln 2}$$

Variationen af k_t med t_c og r er vist i figur 3.2-35.

Formlerne for k-faktorerne i krybetallet og de tilsvarende formler til svindberegning (se side 111f) er baseret på en omfattende samling forsøgsresultater kompileret af Wagner [1] og bearbejdet af CEB-FIP. De benævnes under ét *Justesens reologiformelkompleks*.

Boltzmanns princip. Som omtalt tidligere kan man regne betonens krybning proportional med trykspændingen, blot denne spænding er mindre end ca. 50% af trykstyrken.

Dette er en meget løs formulering; da betonens hærdningsgrad øges med tiden, ændres dens krybeegenskaber også. Man må derfor mere korrekt sige, at krybningen er proportional med trykspændingen, når hærdningsgraden er ens ved lastpåførslen, og spændingen er mindre end ca. 50% af trykstyrken, samt når de for betonen bestemmende faktorer (sammensætning, dimensioner og fugtighed) er konstante.

Foruden denne *proportionalitetssætning* gælder der også en *additionssætning*. Disse to sætninger benævnes normalt *superpositionsloven* eller *Boltzmanns princip*. Additionsprincippet illustreres ved figur 3.2-36.

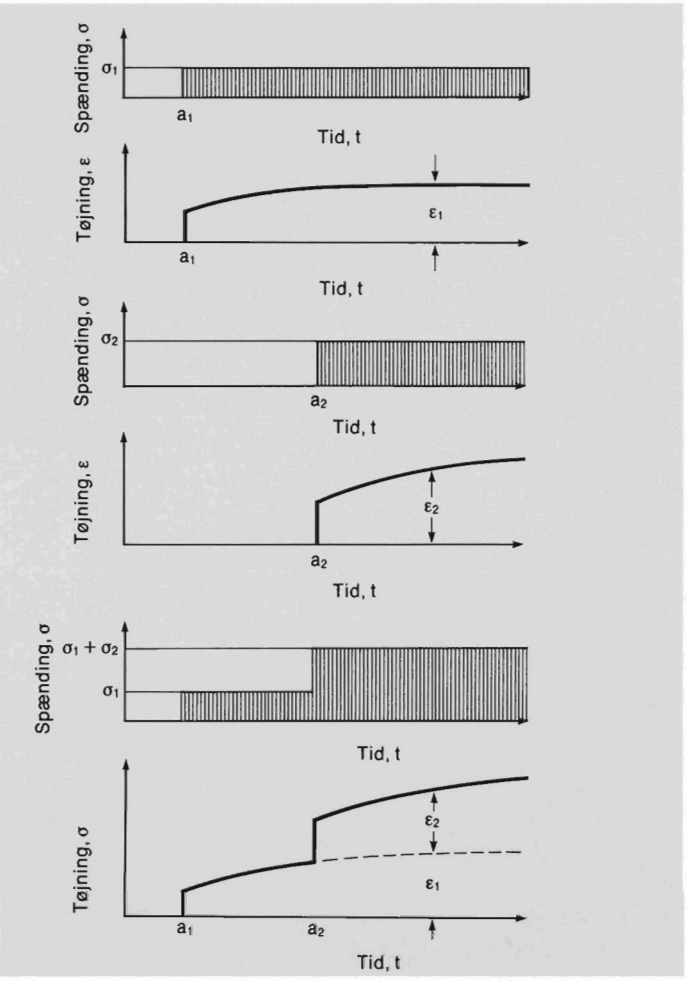
En konstruktionsdel er støbt til tiden t = 0. Ved alderen $t = a_1$, belastes den således, at spændingen bliver σ_1. Derved kommer en momentantøjning og en krybetøjning, som tilsammen er

$$\varepsilon_1 = [1 + \psi(t,a_1)] \cdot \frac{\sigma_1}{E_1} \quad \text{for } t > a_1$$

Havde den samme konstruktionsdel i stedet været belastet til alderen $t = a_2$, således at spændingen blev σ_2, ville den samlede tøjning være blevet

$$\varepsilon_2 = [1 + \psi(t,a_2)] \cdot \frac{\sigma_2}{E_2} \quad \text{for } t > a_2 > a_1$$

Additionsprincippet siger da, at var den samme konstruktionsdel til tiden $t = a_1$ blevet belastet til $\sigma = \sigma_1$ og derefter til tiden $t = a_2$ havde fået øget belastningen således, at der var kommet en spændingstilvækst $\triangle\sigma = \sigma_2$, da ville tøjningen til tiden $t > a_2$ være $\varepsilon = \varepsilon_1 + \varepsilon_2$, se figur 3.2-36.

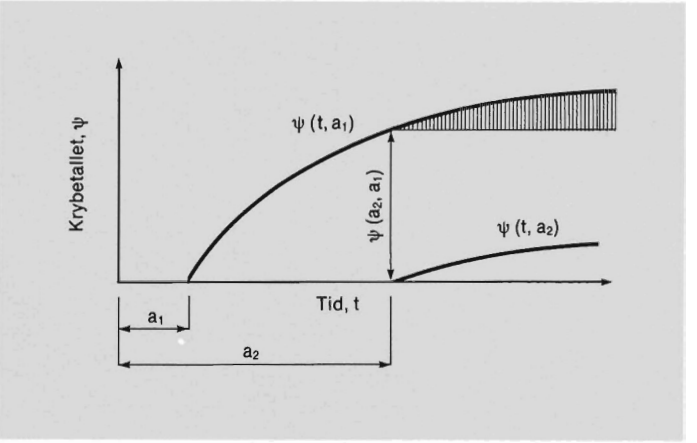


Figur 3.2-36. Boltzmanns superpositionsprincip anvendt på beton, som belastes ved tiden a_1 og a_2 med hhv. σ_1 og σ_2.

Boltzmanns princip (proportionalitets- og additionssætningen) giver mulighed for at beregne betons krybning for enhver variation af spændingen med tiden. Det sker ved at approksimere spændingsvariationen med en trappekurve. Ofte vil det lasttidsprogram, som lægges til grund for projekteringen i sig selv være en trappekurve, hvor Boltzmanns princip direkte kan anvendes.

Dischingers formel. Beregning af krybningen som følge af en med tiden varierende spænding kan være omfattende, hvis beregningen skal gennemføres

Figur 3.2-37. Dischingers tilnærmelsesmetode for krybetallets variation.



som omtalt i det foregående, specielt hvis der er tale om statisk ubestemte konstruktioner. Det fremgik, at krybetallet er afhængig af betonens alder ved lastpåførslen (større alder medfører mindre krybning, alt andet lige).

Dischinger har givet en simpel tilnærmelsesmetode, som kun baserer sig på ét krybetal. I praksis vil man ofte kunne nøjes med at anvende *Dischingers formel* og kun i meget specielle tilfælde foretage en mere korrekt beregning efter de metoder, som er omtalt i det foregående.

Dischinger postulerer, at kender man krybetallet $\psi\,(t,a_1)$ svarende til en alder a_1, da vil krybetallet svarende til alderen $a_2 > a_1$ kunne skrives som

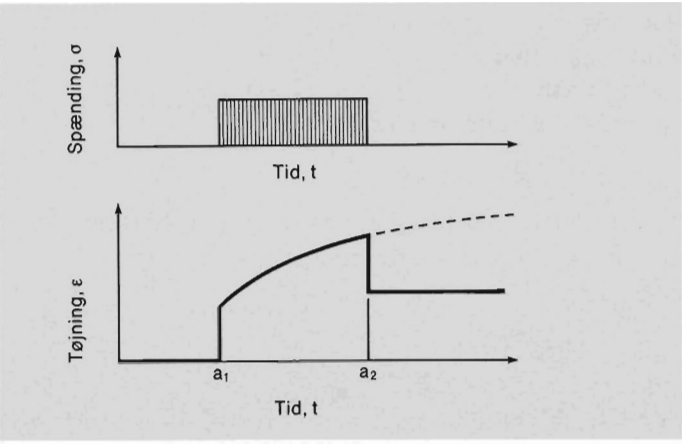
$$\psi\,(t,a_2) = \psi\,(t,a_1) - \psi\,(a_2,a_1)$$

Det betyder, jf. figur 3.2-37, at krybetallet for beton, som belastes i en alder a_2, er lig med krybetallet for betonen, hvis den blev belastet i en alder $a_1 < a_2$ minus krybetallets værdi til tiden $t = a_2$.

Forudsætningen for at anvende Dischingers formel er derfor, at al krybning er irreversibel, se figur 3.2-38. Dischingers formel er således kvalitativt forkert, idet der altid forekommer reversibel krybning. Det viser sig imidlertid, at Dischingers formel er brugbar for almindelig projektering, blot det naturligvis ikke er den reversible krybning, der skal bestemmes.

En formulering af ovenstående postulat fører til Dischingers formel:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \cdot \left(\frac{d\sigma}{dt} + \sigma \cdot \frac{d\psi}{dt} \right)$$



Figur 3.2-38. Dischingers tilnærmelsesmetode implicerer, at al krybetøjning er irreversibel.

Der er ovenfor ikke taget stilling til, hvorledes elasticitetskoefficient og krybetal skal estimeres. Rent principielt må disse to størrelser betragtes som parametre, der skal gives sådanne værdier i de konkrete tilfælde, at der i det pågældende tidsinterval bliver bedst mulig overensstemmelse med den mere korrekte fremgangsmåde, der er beskrevet tidligere.

Det er almindeligt at sætte E til værdien ved standardlagringen $t = a_o$. Krybetallet ψ beregnes, svarende til første lastpåførsel.

Når Dischingers formel bruges til trods for, at E må regnes konstant, skyldes det bl.a., at man ikke kender de faktiske lagringsbetingelser i konstruktionen. Dermed er det også usikkert, hvorledes elasticitetskoefficienten udvikler sig med tiden.

Dischingers formel er mindre brugbar, hvis lastpåførslen sker efter kun kort tids hærdning.

Den specifikke krybning findes ved at sætte $\sigma = 1$ og $\varepsilon = 1/E$ for $t = 0^+$. Derved bliver $d\sigma/dt = 0$, og Dischingers formel

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\psi}{E dt}$$

giver da ved løsning den samlede tøjning

$$\varepsilon = \frac{1+\psi}{E}$$

Den specifikke krybning bliver da ψ/E i overensstemmelse med, hvad der tidligere er fundet.

Den specifikke relaksation findes ved at sætte $\varepsilon = 1$ og $\sigma = E$ for $t = 0^+$. Derved bliver $d\varepsilon/dt = 0$, og man finder

$$r(t) = E \cdot \exp(-\psi)$$

På side 90 er omtalt en relation mellem krybning og relaksation. Indsættes ovenstående udtryk i denne relation, fås

$$\frac{1}{1/E + \psi/E} = \frac{E \cdot \exp(-\psi)}{1}$$

Er ψ lille, er $\exp(-\psi) \approx 1 - \psi$, og det ses, at relationen stemmer tilnærmet under disse betingelser. Fuglsang [22] har modificeret Dischingers formel, således at den kan anvendes også under aflastning.

Armeret beton. Som omtalt tidligere sker der en spændingsomlejring i armerede trykzoner. For søjler, som ofte har en stor permanent last, kan denne spændingsomlejring have en uheldig betydning, jf. efterfølgende eksempel. Er trykarmeringen i en søjle stødt, og viser en beregning, at trykarmeringens langtidsspændinger bliver meget store, må der tages særlige forholdsregler. Bedst er det at forøge søjlens dimensioner eller ændre betonens krybeegenskaber (større styrke medfører mindre krybning, alt andet lige). Kan dette ikke ske, eller kan der ikke opnås acceptabel spændingstilstand på anden måde, må stødzonen (og forankringszonen) forsynes med ekstra tværarmering (bøjler eller spiralarmering). For ringe tværarmering kan medføre langsgående forankringsrevner.

Det er blevet konstateret, at betonsøjler, som aflastes efter længere tids stor, hvilende last, kan revne vinkelret på søjleaksen (trækrevner). Forklaringen herpå er, at betonen er undergået en betydelig krybning, således at den ikke – eller i hvert fald ikke umiddelbart – vender tilbage til sin oprindelige dimension ved aflastning. Det gør derimod armeringen, og der opstår derfor træk i betonen.

Eksempel 3.2-5

En kort, armeret betonsøjle med tværsnit 300×300 mm er armeret med 4 K 20, der har et samlet areal $A_a = 1260$ mm^2. Der er anvendt beton med $f_{ck} = 15$ MN/m^2, hvortil svarer $n_o = 10$. Armeringens karakteristiske elasticitetskoefficient er $E_{ak} = 200000$ MN/m^2.

Betonens data er:

Indhold af almindelig portlandcement ..... $C = 300\ kg/m^3$

vand/cement-forhold ..... $v/c = 0,7$

krævet karakteristisk trykstyrke ..... $f_{ck} = 15\ MN/m^2$

Søjlen belastes centralt 14 døgn efter udstøbningen med en (konstant) last $P_k = 700$ kN. Luftens relative fugtighed er RF = 50%.

Som en første (grov) behandling kan man beregne begyndelsesspændingerne på følgende måde, idet $n_o = 10$, jf. DS 411:

$$A_{ab} = A_b + n_o \cdot A_a = 0,3^2 + 10 \cdot 1260 \cdot 10^{-6} = 0,1026\ m^2$$

$$\sigma_{bo} = P_k/A_{ab} = 700 \cdot 10^{-3}/0,1026 = 6,8\ MN/m^2$$

$$\sigma_{ao} = n_o\sigma_b = 10 \cdot 6,8 = 68\ MN/m^2$$

Langtidsspændingerne findes på tilsvarende måde, idet $n_\infty = 42$, jf. DS 411:

$$A_{ab} = A_a + n_\infty \cdot A_a = 0,3^2 + 42 \cdot 1260 \cdot 10^{-6} = 0,1429\ m^2$$

$$\sigma_{b\infty} = P_k/A_{ab} = 700 \cdot 10^{-3}/0,1429 = 4,9\ MN/m^2$$

$$\sigma_{a\infty} = n_\infty \cdot \sigma_b = 42 \cdot 4,9 = 206\ MN/m^2$$

Er søjlen l = 1,8 m lang, vil søjlens momentansammentrykning under de her benyttede (grove) forudsætninger være

$$\Delta l_0 = l \cdot \sigma_{ao}/E_{ak} = 1,8 \cdot 68/200 = 0,6\ mm \simeq 1\ mm$$

Slutsammentrykningen vil være

$$\Delta l_\infty = l \cdot \sigma_{a\infty}/E_{ak} = 1,8 \cdot 206/200 = 1,9\ mm \simeq 2\ mm$$

Under forudsætning af, at spændingerne i betonen kan regnes konstante, kan den mere nuancerede fremgangsmåde, beskrevet i teksten, anvendes. Først bestemmes elasticitetsforholdet for korttidslast ved alderen a = 14 døgn. Idet $a_o = 28$ døgn og v/c = 0,7 fås, jf. side 91:

$$\xi_a = \exp\left[\left(-0,7-1,4 \cdot 0,7\right) \cdot \left(\frac{1}{\sqrt{14}} - \frac{1}{\sqrt{28}}\right)\right] = 0,88$$

$$f_{ck}(14) = 0,88 \cdot 15 = 13,2\ MN/m^2$$

$$E_{ik} = \frac{35700}{1 + 13/13,2} = 18000\ MN/m^2$$

$$n_a = 200/18,0 = 11,1$$

Korttidsspændingerne og momentansammentrykningen bliver på basis af ovenstående data:

$$A_{ab} = 0{,}3^2 + 11{,}1 \cdot 1260 \cdot 10^{-6} = 0{,}104 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bo} = 700 \cdot 10^{-3}/0{,}104 = 6{,}7 \text{ MN/m}^2 \simeq {}^1/_2 f_{ck} \text{ (14)}$$

$$\sigma_{ao} = 11{,}1 \cdot 6{,}7 = 74 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta l_o = 1{,}8 \cdot 74/200 = 0{,}7 \text{ mm} \simeq 1 \text{ mm}$$

Herefter skal slutkrybetallet beregnes:

$$k_a = \frac{0{,}11 \cdot (84+\sqrt{14})}{4{,}25 + \sqrt{14}} = 1{,}2$$

$$k_b = 7 \cdot 10^{-3} \cdot 300(0{,}7+0{,}33)\,0{,}7 = 1{,}5$$

$$k_c = \frac{6{,}7 \cdot (1{,}15-0{,}5)}{2{,}03 - 0{,}5} = 2{,}8$$

$$r = {}^1/_2 \cdot 0{,}3 = 0{,}15 \text{ m}$$

$$k_d = \frac{0{,}56 \cdot (0{,}211+0{,}15)}{0{,}0727 + 0{,}15} = 0{,}9$$

$$\psi_{28}(\infty) = 1{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 2{,}8 \cdot 0{,}9 = 4{,}5$$

Langtidsspændingerne og slutsammentrykningen bliver på basis af disse data:

$$n_\infty = n_a + \psi_\infty n_o = 11{,}1 + 4{,}5 \cdot 10 = 56$$

$$A_{ab} = 0{,}3^2 + 56 \cdot 1260 \cdot 10^{-6} = 0{,}1606 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{b\infty} = 700 \cdot 10^{-3}/0{,}1606 = 4{,}4 \text{ MN/m}^2$$

$$\sigma_{a\infty} = 56 \cdot 4{,}4 = 244 \text{ MN/m}^2$$

$$\Delta l_\infty = 1{,}8 \cdot 244/200 = 2{,}2 \text{ mm} \simeq \textit{2 mm}$$

Krybetallet svarende til 90 døgn efter lastpåførelsen kan beregnes på følgende måde:

$$\beta = \frac{\ln(20 \cdot 0{,}15)}{\ln 2} = 1{,}58$$

$$\alpha = 0{,}75 + 0{,}125 \cdot 1{,}58 = 0{,}95$$

$$t_o = 9(\sqrt{10})^{1{,}58 \cdot 0{,}95} = 51 \text{ døgn}$$

$$k_t = \frac{90^{0{,}95}}{90^{0{,}95} + 51} = 0{,}58$$

Spændingerne og sammentrykningen 90 døgn efter lastpåførelsen vil kunne beregnes på følgende måde, idet der ses bort fra spændingens variation med tiden:

$\psi_{28} = 4{,}5 \cdot 0{,}58 = 2{,}6$
$n = 11{,}1 + 2{,}6 \cdot 10 = 37$
$A_{ab} = 0{,}3^2 + 37 \cdot 1260 \cdot 10^{-6} = 0{,}1366\ m^2$
$\sigma_b = 700 \cdot 10^{-3}/0{,}1366 = 5{,}1\ MN/m^2$
$\sigma_a = 37 \cdot 5{,}1 = 190\ MN/m^2$
$\Delta l = 1{,}8 \cdot 190/200 = 1{,}7\ mm \simeq 2\ mm$

Det er forudsat, at armeringen er lineærelastisk, og at der ikke sker glidning mellem beton og armering. Adhæsionsspændingerne mellem beton og armering kan ved krybning blive så store, at der må forventes lokal ekstra krybning omkring armeringen. Er specielt adhæsionsstyrken ringe (glat armering), kan der forventes glidning (lokalt krybebrud) i ekstreme tilfælde. I så tilfælde vil armeringsspændingerne blive mindre end fundet i eksemplet.

I eksemplet er svindbidraget ikke taget i regning.

Svind

Nedenfor behandles virkningen af udtørring på beton. For fuldstændigheds skyld behandles frisk betons sætning og bleeding også her, for at man kan se problemerne i sammenhæng.

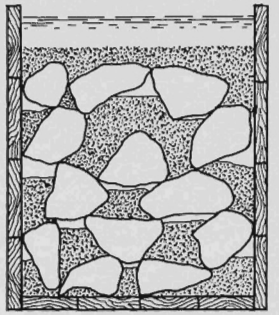
Sætning og bleeding

Efter udstøbning og komprimering af frisk beton, vil der under tyngdekraftens indvirkning ske en yderligere komprimering af betonen. Det sker ved, at de tungeste bestanddele (cement, sand og sten) søger nedad. Denne proces kaldes *sætning*. Samtidig hermed søger vandet opad. Denne vandudskillelse betegnes *bleeding* (fra engelsk, det danske ord *blødning* ses undertiden anvendt).

Betonens sætning og bleeding kan i ekstreme tilfælde være ret generende. Når vandet bevæger sig op mod betonoverfladen, kan der dannes grove strømningskanaler i betonen. Desuden kan vandudskillelsen føre til dannelse af et tyndt slamlag på overfladen. Dette slamlag vil ofte krakelere og skal fjernes, hvis overfladen skal danne støbeskel eller slidlag.

Ved uhensigtsmæssig gradering af sand og sten kan det ske, at stenene blokeres mod hinanden og danner bro ved deres bevægelse nedad. Hvis mørtelen sætter sig mere end svarende hertil, vil der under stenene kunne dannes

Figur 3.2-39. Skematisk fremstilling af resultatet af sætning og bleeding.



vandfyldte hulrum, der efterhånden som betonen tørrer ud, bliver luftfyldte. I figur 3.2-39 er der vist en skematisk illustration af fænomenerne sætning og bleeding.

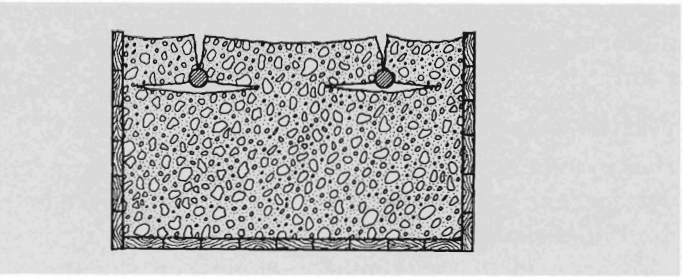
For betonbygningsdele med små dimensioner som plader og mindre bjælker i husbygning har sætning og bleeding som regel ingen betydning. Ved anlægsarbejder derimod, må man være opmærksom på dette fænomen, når der anvendes store dimensioner. Tilrettelæggelse af udstøbningen må således rette sig efter de pågældende bygningsdeles *dimensioner* og *armeringsplaceringer*.

Støbes en tyk uarmeret plade, vil sætning og bleeding ikke umiddelbart skabe problemer. Støbes imidlertid en tyk armeret plade med et armeringsnet i overfladen, må støbearbejdet afpasses således, at formen udfyldes til lidt under armeringen. Hvis man derefter lader denne beton sætte sig, vil den efterfølgende støbning få så lille sætning, at der ikke opstår revnedannelse omkring armeringslaget. Det kan ved denne fremgangsmåde blive nødvendigt at anvende retarderende tilsætningsstoffer til betonen.

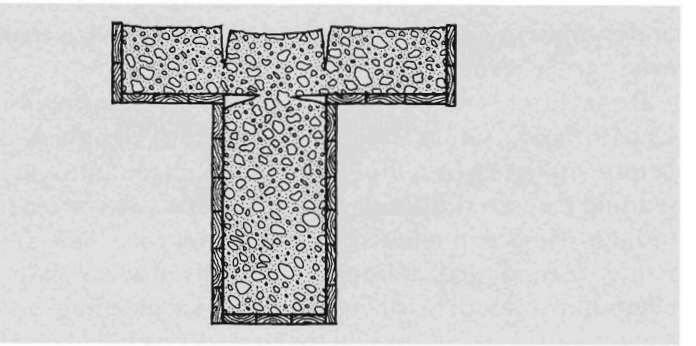
Anvendes denne fremgangsmåde ikke, kan der opstå grove *sætningsrevner* over armeringen. Selv om betonoverfladen efterbehandles, så revnerne i overfladen skjules, kan armeringen næppe betragtes som korrekt omstøbt, idet der foruden revner også er stor sandsynlighed for, at der findes lunker under armeringen, se figur 3.2.40.

Er der store spring i dimensionerne, som f.eks. ved T-bjælker, vil forskellen i sætning på de dybe og lave steder kunne skabe sætningsrevner, se figur 3.2-41. Hvis man vil undgå disse revner, må man udstøbe de dybe områder først. Når betonen i disse områder har sat sig, støbes resten.

Figur 3.2-40. Skematisk fremstilling af dannelse af sætningsrevner omkring armeringsstænger.



Figur 3.2-41. Skematisk fremstilling af dannelse af sætningsrevner pga. tværsnitsændringer.



Er armeringsnettet i overfladen meget finmasket og fastholdt, kan det forhindre betonen over armeringsnettet i at sætte sig med betonen under nettet. Derved vil der opstå en revnet og meget svag zone i armeringslagets niveau. Hvis der kommer tung trafik på en sådan betonplade, kan det øverste betonlag skalle af.

Man ser undertiden anbefalet, at betonen genvibreres, når den har sat sig i en times tid. Det må i alle tilfælde kun ske med en overfladevibrator, og man skal være klar over, at det let kan være til større skade for betonen end til gavn.

Man kan mindske ulemperne ved betonens sætning ved at tilrettelægge støbeprogrammet hensigtsmæssigt, som eksempelvis omtalt ovenfor. Man bør dog også proportionere betonen således, at betonens sætning ikke bliver større end højst nødvendigt. Det kan ske ved at

1. benytte velgraderet grusmateriale
2. anvende tilstrækkelig mængde filler og cement
3. tilsætte mindst muligt støbevand, men dog tilstrækkeligt til at opnå kompakt beton ved den valgte komprimeringsmåde.

Der findes tilsætningsstoffer, som modvirker bleeding, såsom luftindblandingsstoffer og flyveaske. Disse stoffer kan så til gengæld øge risikoen for plastisk svind.

Plastisk svind

Hvis nystøbt beton udsættes for kraftig udtørring, inden cementen er bundet af, dvs. medens betonen endnu er plastisk, vil der ske en rumfangsformindskelse, der kaldes *plastisk svind.*

Årsagen til denne sammentrækning er, ligesom i hærdnet beton, at der dannes undertryk i vandet under de menisker, som dannes i cementgelens porer under udtørringen [7]. Hvis svindet overstiger den friske betons deformationsevne, opstår revner.

De faktorer, som betyder noget for udtørringsintensiteten, er omgivelsernes klimaforhold, såsom lufttemperatur, luftfugtighed og vindhastighed samt betonmassens egen temperatur. Betonens sammensætning har dog også betydning for, om udtørringen fører til plastisk revnedannelse. Jo større vandindhold, des større plastisk svind kan der forventes. Der synes også at være en tendens i retning af, at finere cement giver øget risiko. Tilsætning af flyveaske eller mikrosilica til betonen, hvorved bl.a. bleedingen nedsættes, kan medføre større plastisk svind, hvis betonen ikke er tildækket. Hvis nemlig den hastighed, hvormed vand fordamper fra betonens overflade, overstiger betonens bleedingshastighed, udtørrer betonoverfladen. Det er da sandsynligt, at der opstår plastisk svind med mulig revnedannelse til følge.

Det er derfor især den friske betons temperatur og vindhastigheden umiddelbart over betonoverfladen, som bestemmer forløbet. Jo højere betontemperatur og jo større vindhastighed, desto større fordampningshastighed og plastisk svind.

Støbning midt om sommeren med høj lufttemperatur, kraftig solopvarmning og kraftig blæst er derfor en ugunstig situation, som kan medføre plastisk svind. Risiko for plastisk svind er imidlertid også til stede ved vintertide, især hvis der anvendes varm beton.

Til at vurdere, om der er risiko for plastisk svind, kan man anvende følgende empiriske formel [9]:

$$q = (p_o - p_a) \cdot (0{,}00008 + 0{,}00007 \cdot v)$$

hvor

q er fordampningshastigheden, målt i enheden kg vand pr. m^2 pr. time

p_o er mættede dampes tryk ved betonoverfladen, målt i enheden Pascal (Pa), (se tabel 3.4-1).

p_a er den omgivende lufts vanddamptryk i enheden Pascal (Pa)
v er vindhastigheden umiddelbart op til betonoverfladen, målt i enheden m/s.

Formlen kan bruges til at beregne fordampningshastigheden ved aktuelle klimaforhold. Bliver $q < 1$ kg/m^2 pr. time, er der næppe risiko for plastisk svind. I modsat fald bør man beskytte betonen.

Grænsen 1 kg/m^2 pr. time er baseret på erfaringer med portlandcement. Det kan ikke udelukkes, at indblanding af flyveaske eller mikrosilica vil rykke grænsen nedad.

Eksempel 3.2-6

En betonplade udstøbes med 30° varm beton. Lufttemperaturen er ÷5° C, og luftens relative fugtighed er 85%. Heraf findes, jf. tabel 3.4-1, $p_a = (367{,}9 + 437{,}2)/2 \cdot 0{,}85 = 342$ Pa og $p_o = 4242$ Pa. Med en vindhastighed på v = 5 m/s findes da følgende fordampningshastighed:

$$q = (4242 - 342) \cdot (0{,}00008 + 0{,}00007 \cdot 5) = 1{,}7 \text{ kg/m}^2 \text{ pr. time}$$

Da fordampningshastigheden overstiger 1 kg/m^2 pr. time, bør den pågældende plade beskyttes mod udtørring umiddelbart efter udstøbning.

Opstår der et så kraftigt plastisk svind, at betonen revner, vil armeringsstængerne ofte være revneanvisende. Er betonpladen uarmeret, eller har armeringen et stort dæklag, vil der opstå et typisk netrevnemønster.

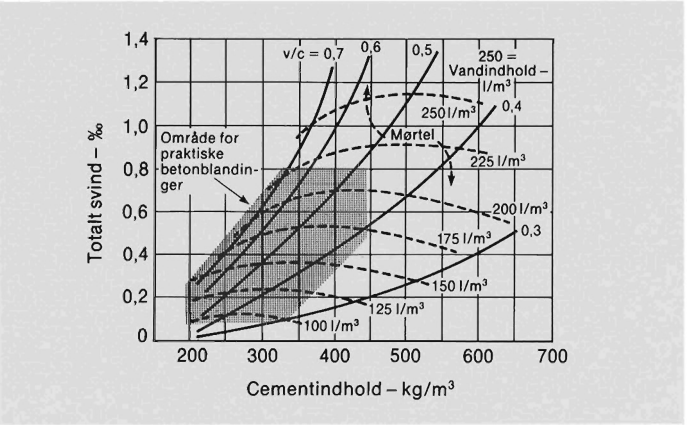
Plastisk svind og revnedannelse som følge heraf er ikke vanskeligt at forebygge i Danmark. I varmere lande er problemerne langt større. Man kan forebygge ved opsætning af sol- og vindskærme samt ved at sørge for tildækning af den udstøbte beton, så snart det er muligt. Denne tildækning skal være tæt og holdes nede, også langs siderne, således at vinden ikke kan blæse ind og udtørre betonen.

Svind af hærdnet beton

Størrelsen af den hærdnede betons udtørringssvind afhænger primært af den omgivende lufts fugtighed. Foregår afbindingen og den videre hærdning under vand, vil der ikke ske noget svind [13].

Svindets afhængighed af betonsammensætning m.v. *Cementens* egenskaber har normalt kun ringe indflydelse på udtørringssvindet.

Tilsætningsstoffer kan ændre betonens udtørringssvind. Calciumchlorid kan således forøge svindet stærkt, fra 10% til 50% [23]. Vandreducerende tilsæt-



Figur 3.2-42. Totalt svind af mørtel og beton som funktion af cementindhold pr. m³ og v/c-forhold. Svindmålingerne er foretaget på prismer 100 × 100 × 400 mm, der er vandlagret i 7 døgn og derefter udtørret ved 50% RF [11].

Sker udtørringen ved en anden RF, kan figur 3.2-9 benyttes til omregning.

ningsstoffer og luftindblandingsstoffer synes ikke at have indflydelse på svindets størrelse på anden måde end at medvirke til, at vandindholdet bliver lavt.

Cementpastaen er den svindende komponent i betonen, og jo mere porøs den er, des større bliver dens svind. Cementpastaens mængde styres af cementindholdet C, og porøsiteten styres af v/c-forholdet. Det har imidlertid vist sig, at deres fælles virkning svarer til C · v/c, dvs. svindet synes rent fænomænologisk kun at afhænge af vandindholdet V, jf. figur 3.2-42.

Figuren kan uden videre regnes at gælde for beton med portlandflyveaskecement. For beton med flyveaske tilsat som særskilt bestanddel kan figuren benyttes som en rimelig tilnærmelse, idet flyveaskeindholdet hverken indregnes i cementindholdet eller v/c.

Tilslaget søger at modvirke cementpastaens udtørringssvind, jf. figur 4.2-6. Tilslagsmaterialer med stor elasticitetskoefficient har en større afstivende virkning end tilslag af bløde bjergarter. Granitbeton har således noget mindre svind end beton med blød sandsten, alt andet lige. Der er dog ikke stor forskel på de danske, naturlige tilslagsmaterialer. Man bør dog være opmærksom på, at visse bjergarter, såsom basaltiske bjergarter og lerholdige sandsten, kan have fugtbetingede volumenændringer af samme størrelsesorden som cementpasta. Dette kan forårsage store deformationer og revnedannelser i betonen [10]. Se i øvrigt tabel 9.2.

Da beton til *pumpning* kræver et højere mørtelindhold end beton til almindelig udlægning, må man i almindelighed forvente større slutsvind hos pumpebeton end hos almindeligt udbragt beton.

Damphærdning medvirker til at reducere svindet under det første svindforløb til ca. $^2/_3$ af normalt hærdnet betons svind.

Svindrevner. Hvis den fri svindtøjning er større end betonens trækbrudtøjning, $0{,}01\% < \varepsilon_{ut} < 0{,}02\%$, vil betonen revne, dersom den hindres af omgivelserne i at trække sig sammen. I uarmeret beton vil der blive tale om få, ofte meget grove revner. Armering vil ikke forhindre eller hæmme revnedannelse som følge af svind. Tværtimod vil armeringen fremme revnedannelse i en beton, der ellers kan svinde frit. Ved hensigtsmæssig armering vil man imidlertid få en ganske væsentlig revnefordeling, idet armeringsstængerne giver anvisning for revnerne. Derved vokser revneantallet, og revnevidden mindskes.

Der vil være flere forholdsregler at træffe for at mindske en eventuel revnedannelse som følge af svind. Først og fremmest må man sørge for, at betonen har så lille et frit slutsvind som teknologisk muligt. Foruden at betonen sammensættes på den mest hensigtsmæssige måde, skal lagringsbetingelserne være optimale. Der skal således sørges for maksimal vådholdelse af den afbindende og hærdnende beton. Da vanding med koldt vand kan fremme dannelsen af termorevner i den første periode, vil dækning med plastfolie som regel være den bedste løsning.

> Der kan være grund til at pege på, at mange revner, der uovervejet kaldes svindrevner, i virkeligheden er termorevner. Normalt vil revner, som opstår i de første par uger efter udstøbningen, have andre forklaringer end det her omtalte udtørringssvind; der går nemlig måneder, før de af svindet frembragte differensspændinger er store nok til at give revner.

Som det fremgår af eksempel 3.2-9 side 117, vil selv et beskedent differenssvind skabe store trækspændinger i betonens overflade. Selv om man beregner trækspændingerne under forudsætning af, at elasticitetskoefficienten er spændingsafhængig, viser det sig, at svindspændingerne i betonoverfladen, selv for beskedne differenssvind, bliver så store, at man må forvente, at betonoverfladen får svindrevner.

Svindarmering i overfladen har ikke den helt store virkning. Dels virker armeringen først, når tøjningen er stor (og så er betonen revnet), dels kan armeringen ikke placeres der, hvor effekten er størst, nemlig i selve overfladen, idet der jo skal være et beskyttende dæklag.

Da man således ikke kan forhindre svindrevnedannelserne, hvis der er et differenssvind, må man i stedet søge at bekæmpe differenssvindet ved passende lagringsbetingelser.

Det kan være uøkonomisk at gardere sig mod svindrevner, sådan som beskrevet ovenfor. I stedet må man da sikre, at revnevidderne ikke bliver for store. Dette sker ved at anvende høj armeringsprocent og tynde armeringsstænger evt. af ribbestål så nær betonoverfladen som muligt.

Hvis betonen revner, vil summen af revnevidderne på en vis strækning have en given værdi. Er revneafstanden stor, kommer der grove revner. Derfor skal svindarmeringen dimensioneres således, at der opnås mindst mulig revneafstand. Revnevidderne bør i middel højst være 0,1 mm, men det er naturligvis afhængigt af det miljø, som den pågældende betonoverflade udsættes for.

Det ses undertiden anbefalet, at store støbninger, f.eks. af bassinbunde, udføres i striber à 4–5 m's bredde for at lade betonen få mulighed for at svinde. Hertil er at bemærke, dels at betonen ikke når at svinde noget af betydning i den tid, man har til rådighed på en byggeplads, dels at man får indført en masse ekstra støbeskel, som kan give revner og ekstra besvær ved udstøbningen. Metoden kan således normalt ikke anbefales.

Beregningsmæssige aspekter

I dette afsnit omtales de formler, der skal benyttes, hvis man ønsker at tage svindet i regning ved projektering af et betonbygværk. Afsnittet er desuden suppleret med diagrammer (figur 3.2-43 til figur 3.2-46), som kan anvendes i stedet for formlerne, og som i øvrigt giver en oversigt over forholdene.

Svindtøjningens størrelse kan vurderes ved hjælp af følgende empiriske formel for middelværdien

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \cdot k_b \cdot k_d \cdot k_t.$$

Her er ε_c en basisværdi, der bestemmes som funktion af den relative luftfugtighed (figur 3.2-43), k_b, k_d og k_t er koefficienter, der bestemmes som vist nedenfor (figur 3.2-44, 3.2-45, 3.2-46).

Formlen er opstillet på basis af en sammenstilling af et stort antal forsøgsresultater fra hele verden. Som følge deraf bliver den middelværdi for svindet, som formlen angiver, behæftet med en vis metodeusikkerhed. Denne usikkerhed skønnes at være ca. 25% udtrykt som variationskoefficient. Måles svindet på flere emner af en og samme beton, finder man derimod en meget lille forsøgsspredning, nemlig ca. 5%.

Det kan være bekvemt at skrive svindet som

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s\infty} \cdot k_t$$

hvor man iht. ovenstående har

$$\varepsilon_{s\infty} = \varepsilon_c \cdot k_b \cdot k_d$$

$\varepsilon_{s\infty}$ betegnes *slutsvindet.*

De forskellige k-værdier i formlen bestemmes ud fra værdier lanceret af CEB.

Klimaindflydelse. Betegner RF luftens relative fugtighed i rent tal, kan *basissvindet* ε_c i % skrives som

$$\varepsilon_c = \frac{0{,}089\,(1 - RF)}{1{,}67 - RF}$$

Hvis den relative luftfugtighed varierer inden for eksponeringstiden, må man skønne en passende gennemsnitsluftfugtighed.

Den anførte empiriske formel for basissvindet gælder for en relativ fugtighed fra ca. 30% til 100%. For de meget tørre tilstande, 30–40%, findes der kun få målinger, og noget tyder på, at basissvindet under disse forhold kan være noget større end det, som findes af formlen.

Til estimering af relativ fugtighed kan følgende oplysninger tjene:

indendørs, meget tørt	RF ~ 10– 30 %
indendørs, normalt	RF ~ 30– 60 %
udendørs	RF ~ 60– 90 %
over vand	RF ~ 90–100 %
i vand	RF ~ 100 %

Variationen af ε_c med RF er vist i figur 3.2-43.

Betonsammensætningens indflydelse. Estimering af betonsammensætningens indflydelse kan kun ske meget tilnærmet. Et kvalificeret skøn over indvirkningen fra parametrene tilsætningsstoffer, tilslagets bestanddele, sandprocenten og urenheder vil være tilrådeligt, hvis konstruktionen er særlig kritisk.

Betegner C betonens cementindhold i kg/m^3, kan indflydelsen fra betonsammensætningen i øvrigt skrives som:

$$k_b = 7 \cdot 10^{-3} \cdot C \cdot \left[\frac{v}{c} + \frac{1}{3}\right] \cdot \frac{v}{c}$$

Denne empiriske formel kan regnes at gælde for cementindhold fra 100 til 500 kg/m^3 og v/c – forhold fra 0,35 til 1,0.

Formlen er illustreret i figur 3.2-44.
En anden resultatsammenstilling er vist i figur 3.2-42.

Indflydelse fra konstruktionsdelens geometri. For en given relativ luftfugtighed vil betonens forholdsmæssige vandtab være bestemt af forholdet mellem konstruktionsdelens fri overflade og dens volumen. Som også tidligere anført kan dette forhold for en prismatisk eller cylindrisk konstruktionsdel beskrives ved den ækvivalente radius

$$r = \frac{2A}{s}$$

hvor A er bygningsdelens tværsnitsareal og s den fri kontur, som tillader vandafgivelse (jf. figur 3.2-30).

Måles r i meter, kan indflydelsen fra konstruktionsdelens geometri tages i regning ved følgende empiriske formel:

$$k_d = \frac{0{,}25 \cdot (0{,}852 + r)}{0{,}132 + r}$$

Formlen gælder op til en ækvivalent radius på ca. 0,5 m.

Variationen af k_d med r er vist i figur 3.2-45.

Tidens indflydelse. Da svindforløbet følger udtørringsforløbet, får betonlegemets geometri – karakteriseret ved den ækvivalente radius – også indflydelse på svindets tidsmæssige forløb. Svindets afhængighed af eksponerings- eller svindtiden t_s, målt i døgn, kan regnes at være beskrevet ved følgende empiriske formel:

$$k_t = \frac{t_s^{\alpha}}{t_s^{\alpha} + t_o}$$

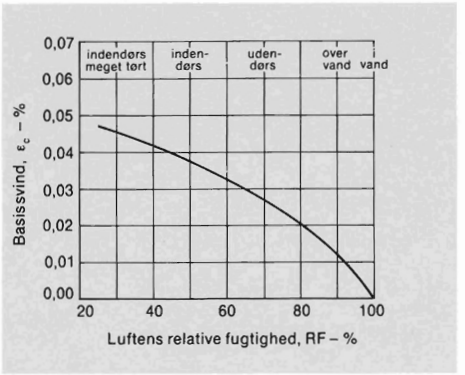
hvor

$$t_o = 9 \cdot (\sqrt{10})^{\alpha\beta}$$

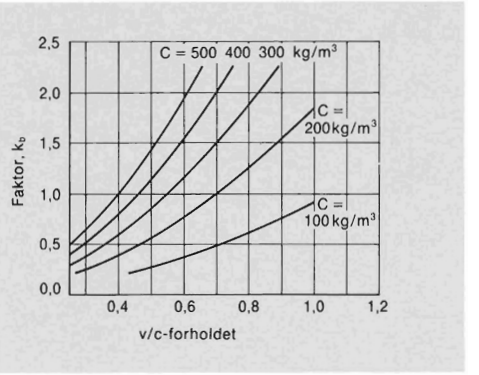
$$\alpha = 0{,}75 + 0{,}125 \cdot \beta$$

$$\beta = \frac{\ln(20r)}{\ln 2}$$

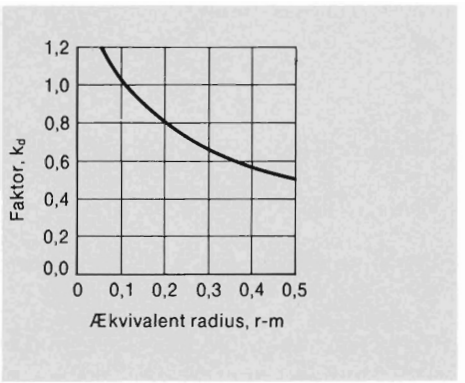
k_t kan aflæses i figur 3.2-46, hvor variationen af k_t med t_s og r er vist.



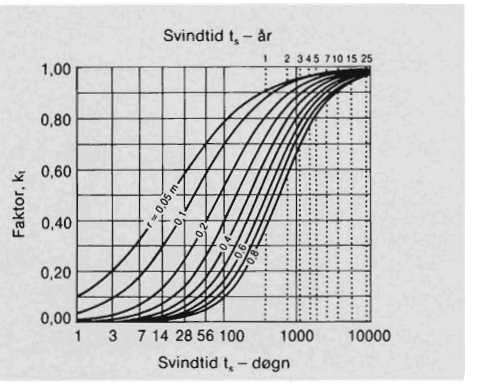
Figur 3.2-43. Fugtighedens indflydelse på basissvindet, (middelværdier). Metodeusikkerheden indebærer en usikkerhed på 25% på disse værdier.



Figur 3.2-44. Svindets afhængighed af cementindholdet og v/c-forholdet.



Figur 3.2-45. Betongeometriens indflydelse på svindet.



Figur 3.2-46. Eksponerings- eller svindtidens indflydelse på svindet ved forskellige ækvivalente radier r.

Eksempel 3.2-7

En betonbjælke med tværsnitsbredden b = 300 mm og total tværsnitshøjde h = 550 mm er fremstillet af en beton med et v/c-forhold på 0,55 i middel og et cementindhold på C = 350 kg/m^3.

Bjælken vil efter vådlagring (RF_o = 100%) blive opbevaret i 100 døgn ved RF_1 = 70% og derefter ved RF_2 = 40%. Svindets størrelse efter t = 360 døgn (målt fra det tidspunkt, hvor vådlagring ophører) skal bestemmes. Den gennemsnitlige luftfugtighed er:

$$RF_c = 70 \cdot \frac{100}{360} + 40 \cdot \frac{260}{360} = 48\%$$

Basissvindet bliver:

$$\varepsilon_c = \frac{0{,}089 \cdot (1 - 0{,}48)}{1{,}67 - 0{,}48} = 0{,}038\%$$

Betonsammensætningen har følgende indflydelse:

$$k_b = 7 \cdot 0{,}35 \cdot (0{,}55 + 0{,}33) \cdot 0{,}55 = 1{,}2$$

Tværsnittets ækvivalente radius er:

$$r = \frac{2 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}55}{2 \cdot (0{,}3 + 0{,}55)} = 0{,}2 \text{ m}$$

således at geometriindflydelsen kan beskrives ved

$$k_d = \frac{0{,}25 \cdot (0{,}852 + 0{,}2)}{0{,}132 + 0{,}2} = 0{,}8$$

Når der er gået ca. ét år efter udstøbningen, dvs. t = 360, vil der være et svind ε_s, hvis værdi kan udregnes på følgende måde:

$$\beta = \frac{\ln(20 \cdot 0{,}2)}{\ln 2} = 2{,}0$$

$$\alpha = 9 \cdot (\sqrt{10})^2 = 90 \text{ døgn}$$

$$k_t = \frac{360}{360 + 90} = 0{,}80$$

$$\varepsilon_s = k_b k_d k_t \varepsilon_c = 1{,}2 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}038 = 0{,}03\%$$

På grund af usikkerheden ved disse bestemmelser, ca. ± 25% bør man nok regne med, at svindets nedre og øvre værdier vil være henholdsvis 0,02% og 0,04%.

Slutsvindet må baseres på en relativ fugtighed RF = 40%, hvilket giver basissvindet $\varepsilon_c = 0{,}042\%$. Slutsvindet bliver da, idet $t \to \infty \Rightarrow k_t = 1$, $\varepsilon_{s\infty} = 1{,}2 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}042 = 0{,}04\%$. På grund af usikkerheden må svindets nedre og øvre værdier regnes at være 25% under og over denne værdi, dvs. hhv. 0,03% og 0,05%.

Beregning af spændinger fra ensformigt svind. Udsættes en bjælke, søjle eller andet stangformet betonelement med symmetrisk placeret armering for svind, vil der ske en forkortelse af elementet uden bøjning.

Med henblik på beregning af svindspændingerne som følge af armeringens tilstedeværelse tænkes betonelementet først uarmeret at undergå det fri svind. Samtidig forudsættes det, at svindet er ensformigt fordelt over tværsnittet, hvilket naturligvis kun er korrekt for slutsvindet. Armeringen vil søge at

forhindre svindet og derved påvirke betonelementet med et centralt træk X. Betonen må derfor forlænge sig og armeringen forkorte sig. Der vil med andre ord komme trækspændinger $\sigma_{bt} = X/A_b$ i betonen og trykspændinger $\sigma_{ac} = X/A_a$ i armeringen.

Tøjningen af armeringen bliver da $\varepsilon_a = \sigma_{ac}/E_a$, og svarende til betonens trækspændinger får betonen en tøjning $\varepsilon_b = \sigma_{bt}/E_b^*$, hvor E_b^* er sekantelasticitetskoefficienten for betonen ved træk. Er betonens frie svindtøjning ε_s, må

$$\varepsilon_s = \varepsilon_a + \varepsilon_b = \frac{X}{E_a A_a} + \frac{X}{E_b^* A_b}$$

Indføres armeringsprocenten $\varphi = A_a/A_b$ og elasticitetstallet $n = E_a/E_b^*$, findes betonens trækspænding til

$$\sigma_{bt} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_b^*}{1 + 1/n\varphi}$$

og armeringens trykspænding til

$$\sigma_{ac} = \frac{\varepsilon_s \cdot E_a}{1 + n\varphi}$$

Armeringens trykspænding er i denne sammenhæng uden betydning. Betingelsen for, at der ikke opstår svindrevner, er, at $\sigma_{bt} < f_t$. Nu er elasticitetskoefficienten E_b^* imidlertid afhængig af trækstyrken f_t. I det område, som vil være aktuelt, vil det være muligt at anvende en relation af formen

$$E_b^* = k_o + k_1 f_t$$

mellem middelværdierne af E_b^* og f_t. Indsættes dette i det ovenfor fundne udtryk for betonens trækspænding på formen

$$\sigma_{bt} = \frac{\varepsilon_s}{\frac{1}{E_b^*} + \frac{1}{E_a \varphi}}$$

findes følgende betingelser for, at der ikke sker revnedannelse:

$$\frac{\varepsilon_s}{\frac{1}{k_o + k_1 f_t} + \frac{1}{E_a \varphi}} < f_t$$

eller

$$\varepsilon_s < \frac{f_t}{k_o + k_1 f_t} + \frac{f_t}{E_a \varphi} \qquad (1)$$

Det viser sig, at $k_o \geqq 0$. Dvs. at højre side vokser med f_t og aftager med E_a. Derfor anvendes for

ε_s: en høj værdi, f.eks. middelværdien plus 25%.
f_t: nedre karakteristisk værdi.
E_a: øvre karakteristisk værdi.

Det er op til den projekterende ingeniør selv at fastsætte partialkoefficienternes værdier, afhængig af det sikkerhedsniveau, som ønskes.

Det skal bemærkes, at det endnu ikke er udforsket, hvor stor effekt krybningen har på dannelse af svindrevner. Desuden er kendskabet til relationen mellem elasticitetskoefficient (ved træk) og trækstyrken endnu ret uudforsket. Den omtalte relation mellem E_b^* og f_t kan således være behæftet med en væsentlig usikkerhed. Derfor burde man måske bruge større partialkoefficient for betonen end normalt, men på den anden side repræsenterer ovenstående en skærpelse i forhold til tidligere praksis.

Der kan udledes tilsvarende formler for bjælker med ensidigt eller usymmetrisk placeret armering. Det viser sig, at betonens svindspændinger forøges i den side, hvor armeringen er størst.

Eksempel 3.2-8

En betonbjælke med tværsnitsbredde b = 300 mm og total tværsnitshøjde h = 600 mm er armeret med i alt φ = 1% armering. Betonens højeste værdi for slutsvind er $\varepsilon_{s\infty} = 0{,}04\%$. Betonens nedre karakteristiske trækstyrke er $f_{tk} = 1{,}9$ MN/m². Værdien af konstanterne i relationen

$$E_b = k_o + k_1 f_t$$

sættes til $k_o \simeq 0$ og $k_1 \simeq 18000$.

Der regnes med partialkoefficient 1,5 for svindet samt partialkoefficienter 1,8 og 1,4 for hhv. beton og armering. Derved fås følgende regningsmæssige værdier:

$$\varepsilon_{sr} = 0{,}04 \cdot 1{,}5 \simeq 0{,}06\%$$

$$f_{tr} = \frac{1{,}9}{1{,}8} \simeq 1{,}1 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{ar} = 220000 \cdot 1{,}4 = 308000 \text{ MN/m}^2$$

Højre side i (1) bliver da med de regningsmæssige værdier.

$$\frac{1{,}1}{18000 \cdot 1{,}1} + \frac{1{,}1}{1 \cdot 10^{-2} \cdot 308000} = 0{,}0004$$

som ikke er større end $\varepsilon_{sr} = 0{,}06 \cdot 10^{-2} = 0{,}0006$.

Den ønskede sikkerhed mod dannelse af svindrevner er derfor ikke til stede.

Beregning af spændinger fra overfladesvind. Til brug for analysen af urevnet tværsnit er kendskab til betonens elasticitetskoefficient ved træk nødvendig. Som tidligere omtalt er elasticitetskoefficienten ved træk spændingsafhængig (arbejdslinien er krum). Ved spændinger i nærheden af trækstyrken er sekantelasticitetskoefficienten ca. halvdelen af tangenthældningen i arbejdsliniens begyndelsespunkt.

Eksempel 3.2-9

I en 600 mm tyk betonvæg er der et differenssvind mellem betonoverfladen og det indre af betonen på $\Delta\varepsilon_s = 0{,}02\%$. På dette tidspunkt har betonen udviklet en ren trækstyrke på $f_{tk} = 1{,}8$ MN/m², hvilket svarer til en bøjningstrækstyrke på $f_{mk} = 3{,}6$ MN/m². Betonens elasticitetskoefficient er tilsvarende $E_{ok} = 36000$ MN/m². Svindspændingerne i betonoverfladen kan – forudsat at de er små i forhold til styrken – beregnes efter formlen

$$\text{maks. } \sigma_{bt} = \frac{2}{3} E_b \Delta\varepsilon_b = \frac{2}{3} \cdot 36000 \cdot 0{,}02 \cdot 10^{-2} = 4{,}8 \text{ MN/m}^2$$

altså større end bøjningstrækstyrken $f_{mk} = 3{,}6$ MN/m². Forudsætningen for anvendelse af formlen er derfor ikke til stede, selv for dette (beskedne) differenssvind. En mere korrekt, men også mere kompliceret beregning, vil da være at regne med krum trækarbejdslinie. Vor viden er i dag dog nok for mangelfuld til, at en sådan beregning er troværdig.

Svindrevner. Der findes ikke undersøgelser, som kan give retningslinier for beregning af den største revnevidde, som vil opstå, hvis svindspændingerne i betonen bliver så store, at betonen revner. Man er derfor henvist til simple betragtninger.

Som omtalt tidligere vil der ved svind opstå træk i betonen og tryk i armeringen. Derved vil betonen kunne revne. Tænkes den armerede beton ikke at være udsat for svind, men derimod for et træk så stort, at tøjningerne netop bliver lig med svindtøjningen ε_s, er det nærliggende at tro, at man får samme revnebillede, som hvis betonen havde været udsat for svind alene. Det bedste

skøn over den største revne, som opstår ved en given armeringsplacering og et givet svind ε_s, som medfører armeringsspændingen σ_{ac}, kan iht. DS 411 beregnes efter formlen

$$w = 10 \cdot \varepsilon_s \cdot \sqrt{a_w}$$

hvor a_w er revneparameteren.

Gennemsnitsrevnevidden er ca. halvt så stor. Revneafstanden vil ligge mellem a_w/π og det dobbelte heraf. Man skal være opmærksom på, at der dels kan være tale om gennemgående revner, dels om overfladerevner. Formlen gælder i almindelighed for $a_w < 2000$ mm. Formlens anvendelighed til estimering af svindrevners maksimale revnevidde er dog aldrig blevet eftervist ved forsøg.

Eksempel 3.2-10

Betonbjælken i eksempel 3.2-8 tænkes at få svindrevner. Armeringen er placeret langs overfladen. Hertil svarer efter DS 411 at revneparameteren er $a_w = 600$ mm. Revneparameteren for hele tværsnittet er $a_w = 1100$ mm. Overfladerevnernes maksimalvidde vil være af størrelsesordenen

$$w = 10 \cdot 0{,}004 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt{600} \simeq 0{,}15 \text{ mm}$$

med en revneafstand på 350 til 700 mm. Ovenstående beregning er udført under den forudsætning, at der ikke er andre revnefremkaldende laster (egen- og nyttelast).

Karbonatiseringssvind

Efter betonens hærdning kan der ske en kemisk reaktion, som består i, at luftens indhold af kuldioxid CO_2 reagerer med cementpastaens indhold af calciumhydroxid $Ca(OH)_2$ og danner calciumcarbonat $CaCO_3$. Reaktionen betegnes derfor karbonatisering, og den ledsages af et vist svind, som i særlig uheldige tilfælde kan have overfladerevner (krakelering, netrevner) til følge.

Karbonatiseringsprocessen som sådan og dens konsekvenser for det kemiske miljø i betonen er nærmere beskrevet i afsnit 3.5.

Karbonatisering går meget langsomt i vandmættet eller udtørret beton, men noget hurtigere i middelfugtige betoner. Det kræves desuden, at betonen har en vis porøsitet, som tillader luftens kuldioxid at trænge ind i betonen. Karbonatiseringen kan også ske langs revner i betonen [20].

Karbonatiseringssvind har ingen praktisk betydning for velproportioneret, tæt beton, hvor kun et tyndt overfladelag karbonatiseres [20].

For letklinkerbeton kan karbonatiseringssvindet dog være af samme størrelsesorden som udtørringssvindet [20].

Varmeudvidelse

Beton vil udvide sig ved opvarmning ligesom de fleste andre stoffer.

Sker opvarmningen på en sådan måde, at temperaturen bliver ensformigt fordelt i betonen, og kan det pågældende betonlegeme bevæge sig frit, dvs. uden at der opstår spændinger i det, viser det sig, at der er proportionalitet mellem tøjning og temperaturændring, så længe der er tale om normale anvendelsestemperaturer. Benævnes temperaturændringen $\triangle T$ og tøjningen ε, har man altså $\varepsilon = \beta \triangle T$, hvor β kaldes *varmeudvidelseskoefficienten.* (β måles i forhold til længden ved 0°C.)

Der er i tidens løb sket mange skader på betonkonstruktioner, som følge af at der ikke ved projekteringen er blevet taget tilstrækkeligt hensyn til temperaturpåvirkningerne under brugen.

Eksempel 3.2-11

I et 200 m langt hus var dækelementerne i de udvendige altangange oplagt med for smal dilatationsfuge. Endvidere kunne fugerne fyldes med smuds, når de var åbne. Resultatet var, at gavlelementerne ud for altangangen blev trykket ud og måtte fastgøres med ekstra beslag for ikke at risikere nedstyrtning.

Idet β er af størrelsesordenen 10^{-5} pr. °C, vil en 200 m lang plade ved en temperaturvariation på blot ± 15° C få en længdevariation på

$$\triangle L = L \cdot \triangle T \cdot \beta = 200 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 15 \cdot 10^{-5} = 60\,mm$$

Der er således tale om betydelige bevægelser, som skal optages i konstruktionen, hvis der ingen dilatationsfuger er.

Ikke alene ydre varmepåvirkning har betydning for deformation og evt. revnedannelse. Også den varmeudvikling, som sker ved cementens hydratisering, kan få betydning [8]. Det drejer sig her for det første om at styre varmeafgivelsen, således at der ikke opstår revner pga. for store temperaturforskelle mellem en konstruktions indre og ydre dele. For det andet må det sikres, at de længdeændringer, som de pågældende bygningsdele får ved den senere sammentrækning, kan optages i konstruktionsdelen og de evt. tilstødende bygningskomponenter.

Varmeudvidelseskoefficienten

Varmeudvidelseskoefficientens størrelse afhænger af cementpastaens og tilslagets udvidelseskoefficienter og af betonens blandingsforhold og hærdningsgrad.

Cementpastaen giver det største bidrag til varmetøjningerne. Der rapporteres i litteraturen værdier for β mellem $1 \cdot 10^{-5}$ og $3 \cdot 10^{-5}$ °C^{-1}.

> Den store variation skyldes for en del, at der er en reel stor forskel i varmeudvidelsen hos cementpastaer med forskellig sammensætning. Men et væsentligt bidrag til forklaringen er også en uklar begrebsdannelse: Det er svært at afgøre, hvad man for et materiale som cementpasta skal forstå ved »ren« varmeudvidelse, ja begrebet lader sig muligvis slet ikke definere. I hvert fald eksisterer der ikke – som f.eks. for sorptionskrybning – nogen konvention for, hvordan virkningen af andre faktorer udskilles fra et givet måleresultat.
>
> Ved gængse forsøgsprocedurer påføres temperaturændringen i løbet af så kort en tid, at pastaens vandindhold ikke når at ændre sig mærkbart. En vis, kvalitativ forestilling om, hvad dette vil betyde for fugtligevægten, kan man få af figur 3.4-5, der tillader det ræsonnement, at opvarmning ved uændret vandindhold øger den relative vandmætning. Herved sker en svelning, som adderes til den rent termiske udvidelse, der følgelig måles for stor. Denne særlige form for svelning betegnes *hygrotermisk svelning*, og dens størrelse afhænger af den relative fugtighed. Ved 0 og 100% RF er den nul; omkring 70% RF har den sit maksimum og er da af samme størrelsesorden som den rent termiske udvidelse.

Tilslaget. Varmeudvidelseskoefficienterne for de bjergarter, der anvendes som tilslag, kan variere mellem 0 og $1{,}5 \cdot 10^{-5}$ °C^{-1}, jf. også tabel 9.2.

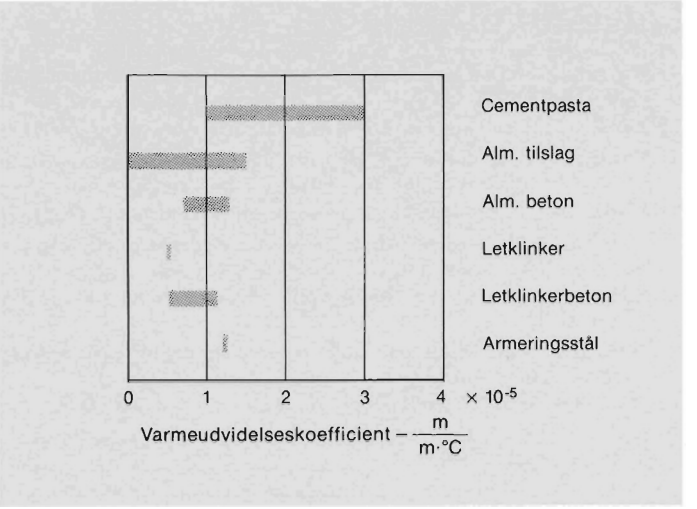
Betonens varmeudvidelseskoefficient sættes oftest til 10^{-5} °C^{-1}, men det fremgår af ovenstående, at der kan være store udsving ($\pm \sim 50\%$) fra denne værdi. Letklinkerbeton har således lavere varmeudvidelseskoefficient end beton med normalt tilslag, ca. $0{,}8 \cdot 10^{-5}$ °C^{-1}. Det skyldes, at letklinkerne er keramisk materiale med lav varmeudvidelseskoefficient, ca. $0{,}5 \cdot 10^{-5}$ °C^{-1}.

Varmeudvidelse foregår hurtigere end svind, fordi varmetransporten sker hurtigere end fugttransporten. En konstruktion med store dimensioner er flere år om at opnå sit slutsvind, medens dens varmetøjning kan ske på ganske få dage.

Udvidelserne under *brandtemperaturer* fremgår af figur 3.5-31.

Armerings varmeudvidelseskoefficient er, lidt afhængig af ståltypen, ca. $1{,}2 \cdot 10^{-5}$ °C^{-1}. Der er derfor en vis forskel mellem betonens og armeringens varmeudvidelseskoefficienter, $\triangle\beta \simeq 0{,}2 \cdot 10^{-5}$ °C^{-1}. Dette vil give varmespændinger i armeret beton, idet armeringen vil påtvinge betonen en længdeændring. Dette anses normalt for at være uden betydning ved moderate temperaturændringer.

Fig. 3.2-47. Varmeudvidelseskoefficienter for betonkomponenter og beton.



Varmeudvidelseskoefficienterne for en række betonkomponenter og for beton med almindeligt og med let tilslag er vist i figur 3.2-47, der tillige giver et indtryk af den usikkerhed, der må forventes ved beregning af varmeudvidelser.

Betons varmetøjninger anses normalt for at være *reversible.* Der findes dog iagttagelser af, at såvel cementpasta (Wittmann) som tilslag (Suenson) har fået blivende deformationer. Man må være opmærksom på, at *fuger,* som ikke kan overføre træk, kan medvirke til, at der opstår blivende deformationer.

Beregningsmæssige aspekter

Konstruktionsnormer stiller normalt ingen krav om sikkerhed mod dannelse af *revner* som følge af temperaturpåvirkningen. Det skyldes, at temperaturpåvirkninger sjældent har betydning for brudsikkerheden, hvis sikring er normernes egentlige opgave.

Det er derfor op til den projekterende selv at fastlægge sikkerheden mod revnedannelse. Det er kutyme at anvende den karakteristiske værdi af temperaturen som påvirkning og vurdere anvendelsesgrænsetilstanden. Afhængig af evt. skaders betydning bør man dog overveje at indføre en større sikkerhed mod dannelse af revner og her anvende regningsmæssige værdier i stedet, dvs. indføre en vis sikkerhed, selv om det ikke er normmæssigt krævet.

Litteratur til afsnit 3.2

[1] Wagner, O.: »Das Kriechen unbewehrten Betons«. Deutscher Auss. f. Stahlbeton Heft 131. Berlin, 1958.

[2] Hansen, T. C.: »Creep and Stress Relaxation of Concrete«. CBI, Proc. no. 31. Stockholm, 1960.

[3] Hansen, T. C. & Mattock, A. H.: »Influence of size and shape of member on the skrinkage and creep of concrete«. J. of ACI. Vol. 63/2, pp. 267–288.

[4] Wittmann, F.: »Physikalische Messungen an Zementstein«. Techn. Hochschule München, 1968.

[5] Setzer. Max J.: »Oberflächenenergie und mechanische Eigenschaften des Zementsteins«. Afhandling. Techn. Univ. München, 1972.

[6] Nielsen, A.: »Rheology of Building Materials«. Statens Råd för Byggnadsforskning, Stockholm D6: 1972.

[7] Wittmann, F. H.: »Ursache und betontechnologische Bedeutung des Kapillarschwindens«. Deutscher Betontag, 1977.

[8] Hansen, P. F.: »Hærdeteknologi 1–2«. bkf-centralen og CtO, Aalborg, 1978.

[9] Ravina, D. & Shalon, R.: »Plastic Skrinkage Cracking«. Journal of the American Concrete Institute. 65 (1968):4.

[10] Nepper-Christensen, P.: »Shrinkage and swelling of rocks due to moisture movements«. Medd. fra Dansk Geol. For. 15 (1965):4.

[11] U.S. Bureau of Reclamation »Concrete Manual«, 4. ed. Denver, 1942.

[12] Nepper-Christensen, P.: »Betons elasticitetsmodul«. Beton-Teknik 3/01/1970.

[13] Nepper-Christensen, P. & Skovgaard, P.: »Svind af betonelementer«. Betonforskningslaboratoriet, Karlstrup. Int. rapp. 127, 1966.

[14] CEB/FIP: »Model Code for Concrete Structures«, 3. edition 1978.

[15] CEB/FIP: »Lightweight Aggregate Concrete, Manual of Design and Technology«. The Construction Press, Lancaster, 1977.

[16] Neville, A. M.: »Properties of Concrete«, Pitman, London, 1975.

[17] Bresler, Boris: »Reinforced Concrete Engineering«. Volume I. John Wiley & Sons, London.

[18] Poulsen, Ervin: »Ren Mekanik 4, fysiske betingelser, rheologi, brudbetingelser«. Polyteknisk Forlag 1967.

[19] Brooks, A. E. & Newman, K.: »The Structure of Concrete and its Behaviour under Load«. Cement and Concrete Association. 1968.

[20] Nepper-Christensen, P.: »Plastisk svind i beton«. Beton-Teknik 3/05/1975.

[21] Nielsen, A.: »Deformation af beton og forspændingsstål«. DIAB, Lyngby, 1973.

[22] Nielsen, L. F.: »The Improved Dischinger Method as Related to Other Methods and Practical Applicability«. Lab. Bygn. Mat., DtH, Lyngby, 1978.

[23] Schiedeler, J. J.: »Calcium Chloride in Concrete«. Journal of the ACI, marts 1952, p. 535–559.

[24] Forsøg DIAB, Lyngby, 1974.

[25] DS 423.25. »Betonprøvning. Hærdnet beton. Elasticitetsmodul«. København, Dansk Standardiseringsråd, 1984.

[26] Bergström, Sv. G. og Nielsen, A.: »Beräkning av krypning hos betong«. Byggmästaren nr. 6: 1969.

3.3 Styrke

I afsnit 3.2. om deformationer er begrebet arbejdslinie defineret. Et enkelt punkt på σ-ε-arbejdslinien, nemlig det, der repræsenterer den største modstand, definerer specielt begrebet *styrke,* se figur 3.3-1. De styrker, som oftest kommer på tale i praksis, er *trykstyrken* og *trækstyrken.*

Som betonens styrke er defineret, må den naturligvis influeres af stort set de samme forhold, som påvirker den tilsvarende arbejdslinie. Når styrken alligevel skal gøres til genstand for nærmere omtale i det følgende, skyldes det, at styrken og f.eks. arbejdsliniens hældning (elasticitetskoefficienten) ikke er proportionale, samt at styrken vel er den vigtigste egenskab ved bruddimensionering af betonkonstruktioner.

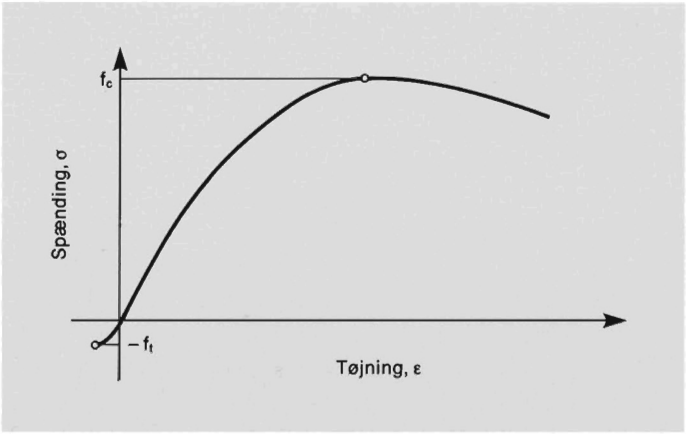
Betons styrke varierer med sammensætningen, komprimeringen, fugtigheden, temperaturen og alderen (hærdningsgraden). Den måde, hvorpå styrken måles, dvs. prøvningsomstændighederne, såsom især prøvelegemets form og størrelse samt belastningens hastighed og varighed, har væsentlig betydning. Heraf kan det forstås, at det er nødvendigt at standardisere de omstændigheder, hvorunder en betons styrke skal bestemmes. Dette er da også sket i alle landes normer.

> DS 411 foreskriver, at trykstyrken skal bestemmes på støbte, cylinderformede prøvelegemer med en diameter på 150 mm og en højde på 300 mm. Prøvningen skal ske efter 28 døgn, idet prøvelegemerne i perioden fra afformning og frem til prøvningstidspunktet lagres i vand (evt. i fugtmættet luft) ved 20°C. Fremgangsmåden ved prøvning er beskrevet i DS 423.21 og 423.23.

Når det er nødvendigt at specificere disse omstændigheder så detaljeret, kan man også godt forstå, at en cylindertrykstyrke ikke nødvendigvis har så meget at gøre med betonens trykstyrke i den færdige konstruktion.

Betonens trykstyrke anses ofte for at være den byggeteknisk set vigtigste egenskab. Dette skyldes, at der er en vis relation mellem mange af betonens egenskaber og trykstyrken, og at trykstyrken bestemmes ved en bekvem prøvningsmetode.

Dette medfører ofte, at der stilles krav til betonens trykstyrke som et *vikarierende krav* for en anden af betonens egenskaber. Da de nævnte relationer mellem betonens forskellige egenskaber og trykstyrken ofte udviser endog stor spredning (der er nemlig ikke entydig sammenhæng), vil det være rigtigst at stille krav direkte til den pågældende egenskab og ikke alene til betonens trykstyrke. Ofte vil der være en anden og måske billigere måde at opfylde et



Figur 3.3-1. Maksimums- og minimumspunkterne på en arbejdslinie definerer begrebet styrke. Trækstyrke betegnes f_t og trykstyrken f_c.

sådant stillet krav end blot at øge betonens trykstyrke. Som eksempler kan nævnes vandtæthed, trækstyrke og holdbarhed. Disse egenskaber øges med trykstyrken, alt andet lige, men der er mange andre faktorer, som det er mindst lige så vigtigt at stille krav til.

I de færreste betonkonstruktioner er der tale om énakset spændingstilstand. Der vil være to- eller treakset spændingstilstand. Man må derfor erkende, at bestemmelse af trykstyrken på støbte prøvelegemer også i sig selv er bestemmelse af en vikarierende egenskab i de tilfælde, hvor der stilles krav til betonens styrke.

En bærende betonkonstruktion kan optage belastningen ved tryk, træk, bøjning, forskydning og vridning. Der er da også, svarende til disse påvirkninger, defineret forskellige styrkearter, men som regel bruges trykstyrken og evt. trækstyrken som vikarierende styrkeegenskab.

Selv om det er overkommeligt at bestemme cylindertrykstyrken og trækstyrken, er en række andre, mere bekvemme metoder til bestemmelse af styrkeafhængige parametre blevet udviklet (se afsnit 7.6).

Brudbetingelser

Fra kendskab til de styrkedata, som f.eks. betonens cylindertrykstyrke og spaltetrækstyrke repræsenterer, og til vurdering af komplicerede spændingstilstande i en betonkonstruktion er der en vis vej. For at muliggøre en vurdering af

en beregnet eller målt spændingstilstand i en betonkonstruktion med hensyn til eventuelt brug må der opstilles en *brudbetingelse*. Ved en brudbetingelse forstås de spændingskombinationer, for hvilke *brud indledes* i det farligst påvirkede punkt.

Beton er et skørt materiale, dvs. et materiale, hvori bruddet sker ved, at materialedele, mere eller mindre pludseligt, fjernes fra hinanden. Brudforløb i sådanne materialer behandles af en speciel styrkelære, der betegnes brudmekanik, og som er omtalt senere i dette afsnit.

Anvendelse af brudmekaniske principper ved udformning og beregning af konstruktioner og konstruktionselementer er desto mere nødvendigt, jo mere skørt det pågældende konstruktionsmateriale er. For beton gælder det, at bruddet er desto mere skørt, jo stærkere cementpasta- eller mørtelbindemidlet (se afsnit 2.3) er i forhold til det anvendte tilslagsmateriale. I den udpræget skøre ende af spektret finder vi let konstruktionsbeton, dvs. beton med lette, svage tilslagskorn, og højstyrkebeton, dvs. beton med et særligt stærkt bindemiddel.

Almindelig armeret eller uarmeret beton, der inden for det gængse anvendelsesområde er karakteriseret ved en forholdsvis høj koncentration af grove tilslagskorn og ved noget lavere styrke hos cementpasta- og mørtelmatricen end hos de grove tilslagskorn, udviser en slags pseudoplastisk brudopførsel. Dette hænger sammen med, at det grove tilslag og eventuelle armeringsstænger virker hindrende på revneudbredelse i pasta- eller mørtelmatricen, således at nye revner må dannes og vokse under øget belastning, for at makrobruddet kan udvikle sig. Som følge heraf har det vist sig, at brudbetingelsen for almindelig beton kan formuleres på basis af en simpel brudteori for plastiske materialer, til trods for, at der er tale om et skørt brud.

Anvendelse af en brudbetingelse indebærer *fejlkilder fra spændingsberegning, styrkebedømmelse og brudbetingelsens nøjagtighed.*

For den projekterende ingeniør er dette ikke noget problem, når det gælder beregning og dimensionering af simple konstruktioner eller konstruktionselementer, såsom bl.a. bjælker, søjler og plader, for hvilke der findes et stort erfaringsmateriale og et veludviklet beregningsgrundlag. Er der imidlertid tale om komplicerede konstruktioner med flerakset spændingspåvirkning, f.eks. forankringszoner for forspændingskabler, kan det være nødvendigt, af sikkerhedsmæssige eller økonomiske grunde, at gå mere detaljeret til værks. Hertil er det nødvendigt at kende såvel brudbetingelsen som tøjningernes afhængighed af spændingerne under sådanne mere komplicerede spændingstilstande. Se f.eks. herom i [18] og [19].

Brudformer. Bruddet begynder i flader, der kan være plane eller krumme. Der kan forekomme to forskellige brudformer, *adskillelsesbrud* og *glidningsbrud.*

Adskillelsesbruddet er en brudform, hvor der sker adskillelse af betonen i brudfladen ved, at materialedelene fjerner sig fra hinanden vinkelret på brudfladen.

Glidningsbruddet er en brudform, hvor der i brudfladen sker en gensidig forskydning af materialedelene i brudfladen.

Adskillelsesbrud, der er et mere eller mindre skørt brud, er karakteristisk for beton, medens glidningsbrud, således som det optræder i egentligt plastiske materialer, f.eks. ler, ikke forekommer i beton. Betegnelsen »glidningsbrud« anvendes dog i det følgende af analogimæssige grunde til karakterisering af brudtilstanden i ethvert punkt, hvor trækspændingen er mindre end betonens formelle trækstyrke.

Grundlaget for betons brudbetingelse

Omkring midten af forrige århundrede foreslog *Rankine* en brudbetingelse *(hovedspændingshypotesen),* der gik ud på, at der sker brud i et materiale, når største hovedspænding antager en given værdi, der er en materialekonstant. Rankines brudbetingelse er velegnet til at beskrive adskillelsesbruddet. Tillægges betonen en adskillelsesmodstand (trækstyrke), der benævnes f_t, er betingelsen for adskillelsesbrud

$$\sigma = f_t$$

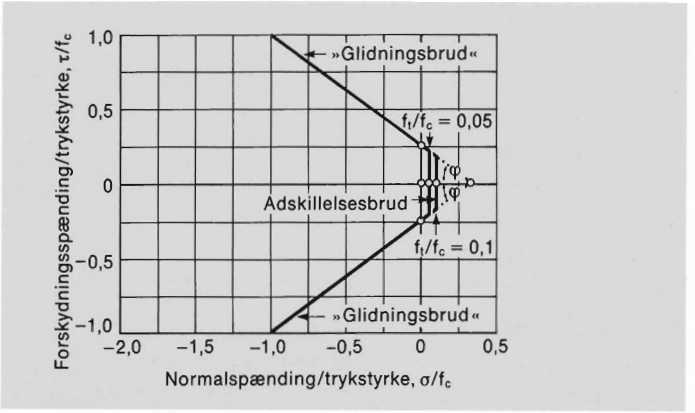
Trækspændingen regnes positiv, selv om trykarbejdslinien for beton oftest optegnes med positive trykspændinger, jf. figur 3.3-1.

Allerede i 1773 fremsatte *Coulomb* en brudbetingelse *(friktionshypotesen)* for glidningsbrud i jord. Det har vist sig, at Coulombs brudbetingelse med de rette parametre er egnet til at beskrive »glidningsbruddet« i beton. Tillægges betonen en *kohæsion* c og en (indre) *friktionskoefficient* μ, er betingelsen for »glidningsbrud«

$$|\tau| + \mu\sigma = c$$

Heri regnes trækspændinger positive og trykspændinger negative.

I 1882 fremsatte *Mohr* en hypotese, hvorefter brud indtræffer, når normalspændingen σ og forskydningsspændingen τ i det farligst påvirkede snit antager kritiske værdier, der bestemmes ved en for det pågældende materiale typisk funktion $f(\sigma, \tau) = 0$. En sådan typisk funktion kan fås for beton, hvis man afbilder kriterierne for, at der hverken opstår »glidningsbrud« eller adskillelsesbrud:



Figur 3.3-2. Mohrs brudbetingelse for beton optegnet for $\mu = 0{,}75$ samt $f_t/f_c = 0{,}05$ og 0,1.

$$\tau < c - \mu\sigma \quad \text{for } \tau > 0$$
$$\tau > \mu\sigma - c \quad \text{for } \tau < 0$$
$$\sigma < f_t$$

i et retvinklet σ-τ-koordinatsystem. Derved fås et åbent område, der altid indeholder punktet $(\sigma,\tau) = (0,0)$. Grænsekurven er den for betonen typiske funktion som består af tre rette linier, se figur 3.3-2. Bevæger man sig mod venstre i diagrammet, svarer det til et voksende hydrostatisk tryk. Derved vil betonen gradvis overgå til et materiale med en anden indre struktur, f.eks. pulver. Der vil naturligvis være en begrænsning til venstre i diagrammet afhængig af, hvorledes »brud« her defineres. Denne begrænsning er dog uden interesse ved normale dimensioneringsopgaver.

Brudbetingelsen kan anvendes til undersøgelse af, om beton vil brydes, når den udsættes for en given spændingstilstand. Såfremt alle snits spændingskombinationer (σ, τ) falder helt inden for brudbetingelsens grænsekurve, er betonen intakt.

Laboratorieforsøg viser, at friktionskoefficienten er af størrelsesordenen $\mu \simeq 0{,}75$. Det kan være bekvemt at indføre friktionsvinklen φ ved

$$\tan\varphi = \mu$$

Er $\mu \simeq 0{,}75$, findes $\varphi \simeq 37°$.

Værdien af kohæsionen kan, afhængig af blandingsforhold, lagringsbetingelser og betonens alder mv., ligge i området 1–20 MN/m^2. Adskillelsesmodstanden er, som nævnt tidligere, lig med trækstyrken og ligger oftest i området 1–5

MN/m^2, ligeledes afhængig af blandingsforhold, lagringsbetingelser og betonens alder mv.

Ovenstående værdier gælder for beton uden støbefuger. For brud i en støbefuge må man regne med, at kohæsionen er næsten nul, og at friktionskoefficienten er noget nedsat, alt afhængigt af udstøbningsforholdene.

Brudbetingelsen, svarende til Mohrs brudhypotese, kan som vist i det følgende udtrykkes på forskellige former.

Brudbetingelsens hovedspændingsform

Til praktisk brug er det bekvemt at have brudbetingelsen udtrykt ved hovedspændingerne, der benævnes σ_1, σ_2 og σ_3. Det viser sig, at den mellemste hovedspænding ingen indflydelse får. Kun største hovedspænding σ_1 og mindste hovedspænding σ_3 får betydning.

Det viser sig bekvemt at indføre en materialekonstant

$$k = (\mu + \sqrt{1+\mu^2})^2 = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}$$

afledt af friktionskoefficienten μ eller friktionsvinklen φ. Det ses, at er $\mu = 0{,}75$, fås $k = 4$. Laboratorieforsøg viser, at $3 < k < 5$. På hovedspændingsformen kan brudbetingelsen herefter skrives som:

$$k \cdot \sigma_1 - \sigma_3 = 2 \cdot c \cdot \sqrt{k} \Rightarrow \text{»glidningsbrud«}$$
$$\sigma_1 = f_t \Rightarrow \quad \text{adskillelsesbrud}$$

I afsnittet om trykstyrke vises det, at trykstyrken kan skrives som

$$f_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{k}$$

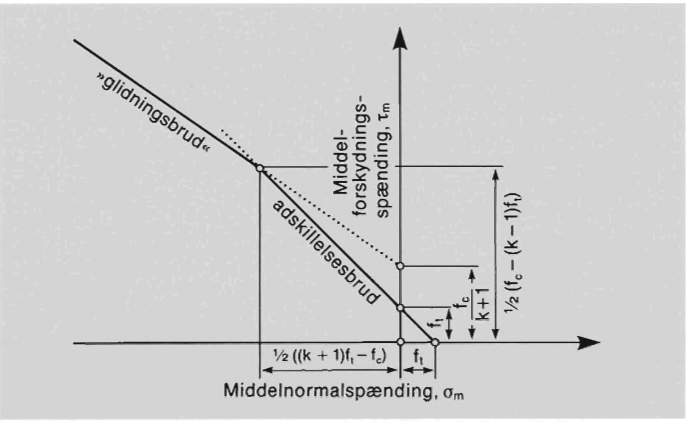
således at brudbetingelsens hovedspændingsform er:

$$k \cdot \sigma_1 - \sigma_3 = f_c \Rightarrow \text{»glidningsbrud«}$$
$$\sigma_1 = f_t \Rightarrow \text{adskillelsesbrud}$$

Denne form er især bekvem ved projektering.

Brudbetingelsens middelspændingsform

Til brug for estimering af materialeparametrene f_t, c og μ egner brudbetingel-



Figur 3.3-3. Brudbetingelsens middelspændingsform. De to brudbetingelser afbildes som to rette linier.

sens hovedspændingsform sig ikke så godt som brudbetingelsens middelspændingsform. Man kan definere middelspændingerne som

$$\sigma_m = {}^1/_2\,(\sigma_1 + \sigma_3)$$
$$\tau_m = {}^1/_2\,(\sigma_1 - \sigma_3)$$

Udtrykker man derefter hovedspændingerne ved middelspændingerne

$$\sigma_1 = \sigma_m + \tau_m$$
$$\sigma_3 = \sigma_m - \tau_m$$

og indsætter disse i brudbetingelsens hovedspændingsform, fås brudbetingelses middelspændingsform:

$$(k-1)\cdot\sigma_m + (k+1)\cdot\tau_m = f_c \Rightarrow \text{»glidningsbrud«}$$

$$\sigma_m + \tau_m = f_t \Rightarrow \text{adskillelsesbrud}$$

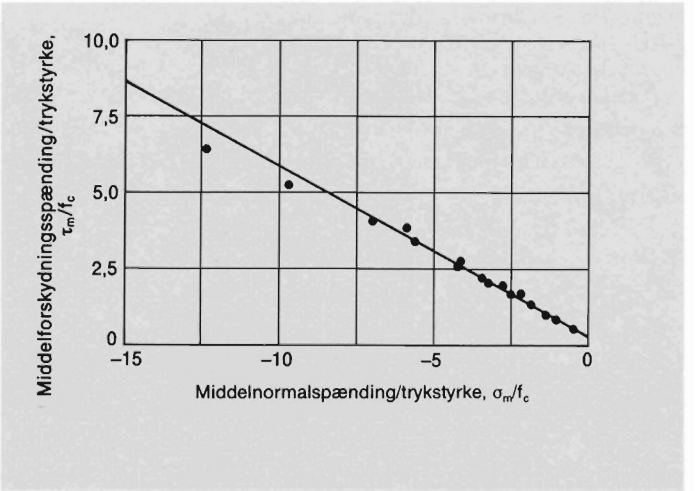
Afbildes disse to betingelser i et σ_m–τ_m – koordinatsystem, får man to rette linier som vist i figur 3.3-3.

Plottes forsøgsdata i dette diagram, kan trækstyrken f_t aflæses som det stykke, der afskæres af abscisse- eller ordinataksen. Forlænges linien, som repræsenterer glidningsbruddet, kan k findes af det stykke, som afskæres af ordinataksen. Derefter kan friktionskoefficienten findes som

$$\mu = \frac{k-1}{2\cdot\sqrt{k}}$$

Når k på denne måde er estimeret, findes kohæsionen af $f_c = 2\cdot c\cdot\sqrt{k}$, dvs.

$$c = \frac{f_c}{2\cdot\sqrt{k}}$$



Figur 3.3-4. Brudbetingelsens middelspændingsform. Forsøgsdata fra fire uafhængige forsøgsserier. Trykforsøg med betoncylindre udsat for hydrostatisk tryk. Den indtegnede linie for »glidningsbrud« gælder for k = 4. Linien svarende til adskillelsesbrud kan ikke fastlægges ved denne type forsøg.

Forsøgsresultater. Der er udført mange forsøg med beton udsat for flerakse-de spændingstilstande til dokumentation af anvendeligheden af Mohrs brudhypotese. Disse forsøg er f.eks. udført med trykprøvning af betoncylindre, hvor der foruden trykket i aksens retning er påført et væsketryk. Der er også udført forsøg med betonterninger, hvor det er muligt at skabe tre forskellige hovedspændinger. Problemerne med disse forsøg har især været at fjerne friktionen ved trykoverførslen. Hovedspændingerne σ_1, σ_2 og σ_3 må nødvendigvis have samme fortegn (tryk) ved udførelse af forsøg med cylindre og terninger. Derfor fremkommer der kun »glidningsbrud«.

Der er også udført forsøg med rørformede prøvelegemer udsat for kombineret vridning med tryk. Derved får hovedspændingerne modsat fortegn, og der bliver mulighed for adskillelsesbrud. Problemerne med de rørformede prøvelegemer har især været af støbeteknisk art, idet der let dannes mikrorevner som følge af svind, hvilket dog på den anden side må anses for en generel materialeegenskab ved beton.

Figur 3.3-4 viser forsøgsdata for cylinderformede prøvelegemer.

Brudmekanik

Den foranstående gennemgang af brudbetingelser og brudteorier for beton er principielt baseret på, at beton kan opfattes og vil opføre sig som et homogent materiale. Dette er, som også omtalt i afsnit 2.3, naturligvis ikke

korrekt, men erfaringerne har vist, som det fremgår af det foregående, at man til beregningsformål normalt kan tillade sig denne forenkling.

Som det fremgår af indledningen til afsnittet om brudbetingelser, må man imidlertid forlade denne forenklede betragtningsmåde, hvis man ønsker at studere brud og revnedannelse i nærmere detaljer. Hertil må man gøre brug af den specielle gren af styrkelæren, der benævnes *brudmekanik*, og som oprindelig blev introduceret af Griffith [21].

Brudmekanikkens primære sigte er at beskrive vilkårene for udvikling af lokalbrud ved en revnespids, f.eks. en mikrorevne i beton. Ved en vis spændingstilstand, fremkaldt af indre eller ydre kraftpåvirkninger, vil der ske lokalbrud ved revnespidsen, og revnen vil vokse i længde, jf. figur 3.3-5a. Afhængigt af det betragtede betonemnes styrke- og deformationsegenskaber, lineære dimensioner og indre struktur, bl.a. forekomst af inhomogeniteter i form af hulrum, gruspartikler og armeringsmateriale, vil der nu ifølge brudmekanikken kunne ske to ting:

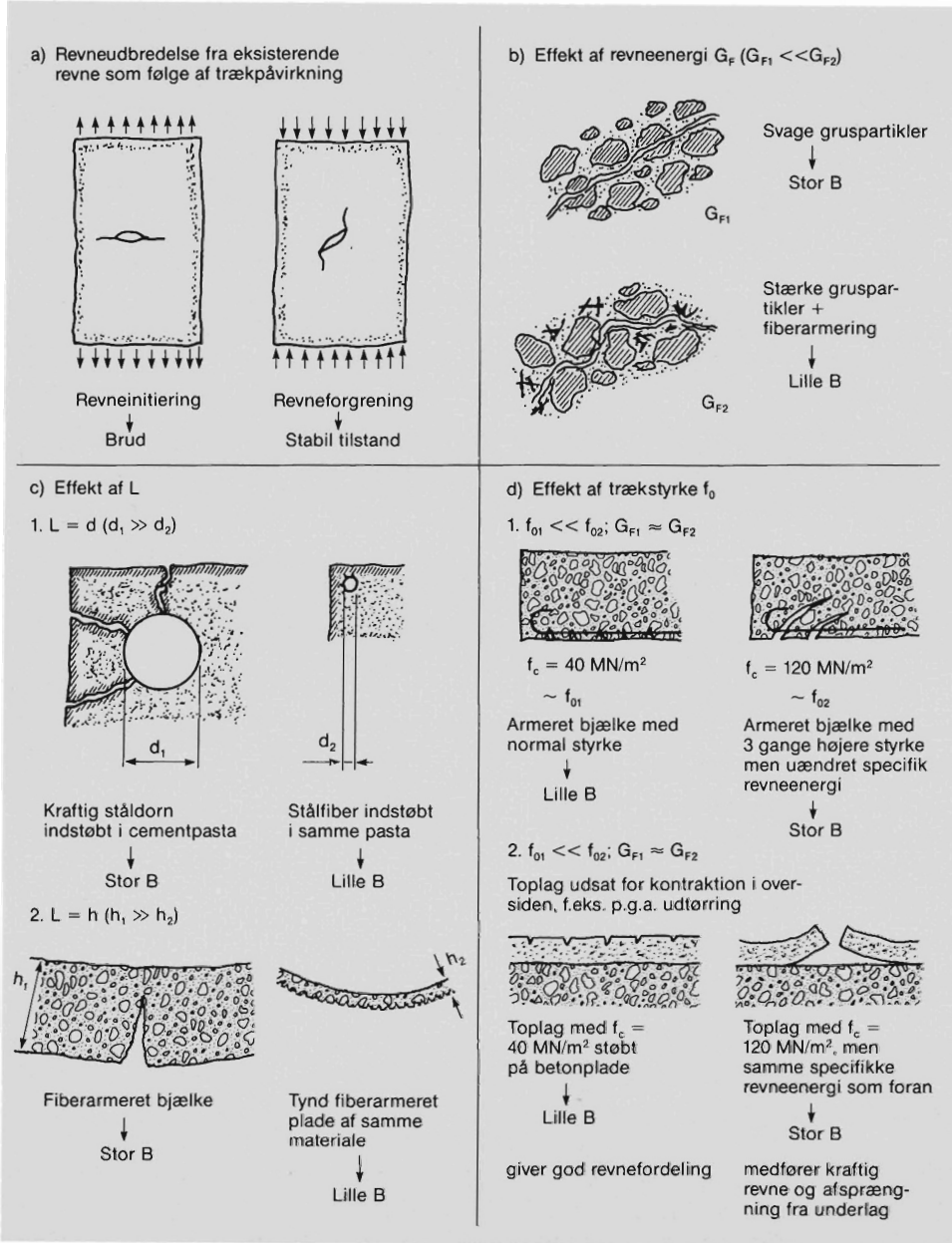
a) enten fortsætter revnen hurtigt sin vækst gennem hele betonemnet, hvorved der optræder et pludseligt, skørt brud,
b) eller også stabiliserer revnen sig i sin nye længde, indtil den indre eller ydre last igen forøges med yderligere en lille tilvækst i revnelængden til følge, jf. figur 3.3-5a.

Til at beskrive vilkårene for, om den ene eller den anden af de to situationer optræder, opererer brudmekanikken med begreber som spændingsintensitetsfaktor, kritisk revnelængde, brudsejhed og revneenergi. Se nærmere herom hos f.eks. Hillerborg [20].

Brudmekaniske betragtninger har fået stigende betydning i forbindelse med udviklingen af nye, meget stærke betontyper, der – såfremt man ikke iagttager særlige forholdsregler – vil udvise langt mere skør opførsel end traditionel beton. Til vurdering af graden af skørhed af emner (eller konstruktionsdetaljer) ud fra erfaringer med geometrisk ligedannede emner har Bache [22] indført begrebet *skørhedsmodul B* (efter eng.: Brittleness number), defineret som

$$B = \frac{f_o^2 \cdot L}{E \cdot G_F}$$

hvor f_0 er et mål for materialets trækstyrke (N/m^2) i brudtilstanden, L en karakteristisk længde (m), f.eks. højden af en bjælke eller diameteren af et



Figur 3.3-5. Eksempler på brudmekanikkens anvendelse. Eksemplerne c og d illustrerer skørhedsmodulens effekt på revnedannelse umiddelbart efter lokal overskridelse af betonens brudtøjning.

armeringsjern, E elasticitetsmodulen (N/m^2) og G_F den specifikke revneenergi (N/m), der er lig med det arbejde, der skal til for at åbne en revne med en arealenhed. Skørhedsmodulen er et mål for graden af ødelæggelse efter lokal overbelastning, men kan også opfattes som et mål for forholdet mellem den elastiske energi, der er oplagret i et emne, umiddelbart før lokalbrud optræder (og som frigives ved totalbrud), og den energi der kræves for at danne en karakteristisk revne.

Jo større skørhedsmodulen B er, desto mere skørt og pludseligt sker revneudbredelsen og dermed bruddet.

Eksempler på effekten af de parametre, der indgår i B, er illustreret i figur 3.3-5b, c, d. Som ét af eksemplerne anskueliggør, vil skørhedsmodulen reduceres med en faktor 1000, såfremt diameteren af en i samme cementpasta indstøbt stang reduceres fra 100 mm (f.eks. et stålrør) til 0,1 mm (f.eks. en stålfiber). I det første system vil cementpastakappen på grund af pastaens udtørringssvind revne på tværs, medens svindet i det sidste system ikke vil ødelægge cementpastaen og højst danne korte mikrorevner (se figur 3.3-5c).

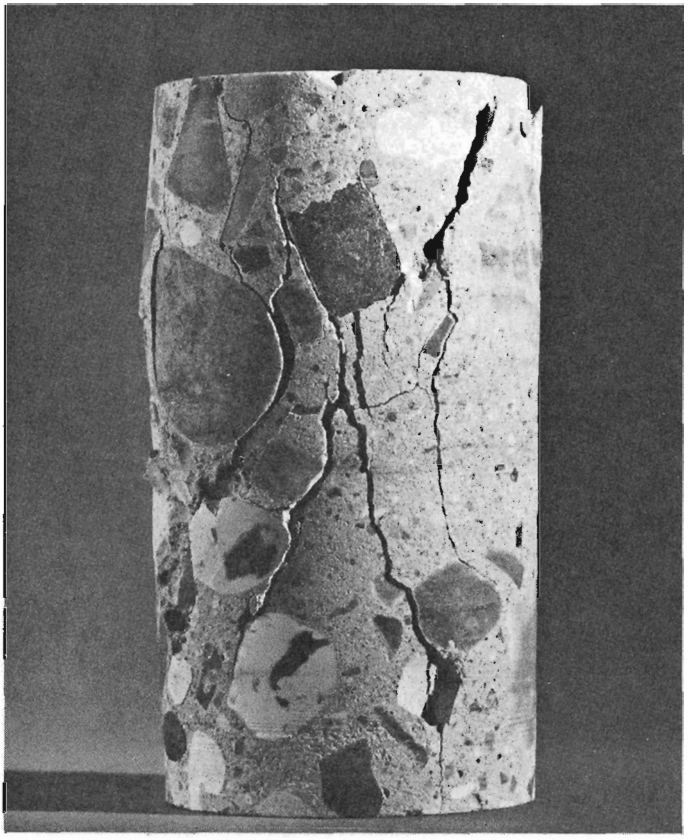
Brudmekanikken har som nævnt og som anskueliggjort i eksemplerne i figur 3.3-5 fået særlig interesse og betydning i forbindelse med udformning og beregning af konstruktioner og konstruktionsdetaljer fremstillet med meget stærke betontyper, f.eks. med trykstyrke på 100 MN/m^2 eller derover. Sådanne materialer vil typisk udvise ekstrem skørhed på grund af en stor værdi af f_0. Ubetænksom anvendelse af erfaringer fra beregning af traditionel beton vil, som eksemplerne viser, kunne få katastrofale konsekvenser. Imødegåelse heraf sker ved at reducere skørhedsmodulen, f.eks. ved at øge den specifikke revneenergi (G_F), hvilket navnlig kan opnås ved at supplere den almindelige stangarmering med fiberarmering, hvorved G_F typisk forøges 100–1000 gange.

Trykstyrke

Betonens trykstyrke defineres som den numerisk største værdi af den nominelle normalspænding i et prøvelegeme, påvirket med énakset tryk indtil knusning.

Benævnes trykstyrken f_c, er mindste hovedspænding $\sigma_3 = -f_c$ (trykspændinger regnes negative i brudbetingelsen), og største hovedspænding er $\sigma_1 = 0$. Indsættes dette i betingelsen for »glidningsbrud«

$$k \cdot \sigma_1 - \sigma_3 = 2 \cdot c \cdot \sqrt{k}$$



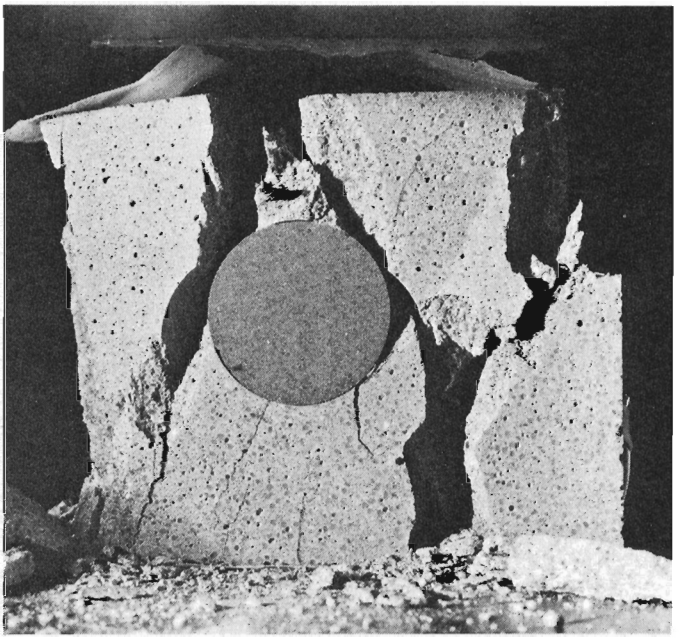
Figur 3.3-6. Brudforløb i en borekærne belastet til brud med en trykkraft i kærneaksens retning. Bemærk, at der er tale om et adskillelsesbrud med revner hovedsagelig parallel med kraftens retning.

findes $f_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{k}$. Det betyder som tidligere omtalt, at brudbetingelsen for beton kan skrives på den simple form

$$k \cdot \sigma_1 - \sigma_3 = f_c \Rightarrow \text{»glidningsbrud«}$$
$$\sigma_1 = f_t \Rightarrow \text{adskillelsesbrud}$$

Normalt vil man sætte $k \simeq 4$, hvis der ikke foreligger nærmere oplysninger. Da man har, at $f_c = 2 \cdot c \cdot \sqrt{k}$, vil man for $k \simeq 4$ finde, at kohæsionen er

$$c \simeq 0{,}25 \cdot f_c$$



Figur 3.3-7. Brudforløb omkring en 50 mm cylinder af natursten indstøbt i mørtel. Lodret ensformig trykbelastning i billedets plan [15].

Det skal bemærkes, at glidningsbruddet, hvis der er tale om et egentligt plastisk materiale, ikke vil ske i snittet med den største forskydningsspænding, men i et snit, der danner vinklen

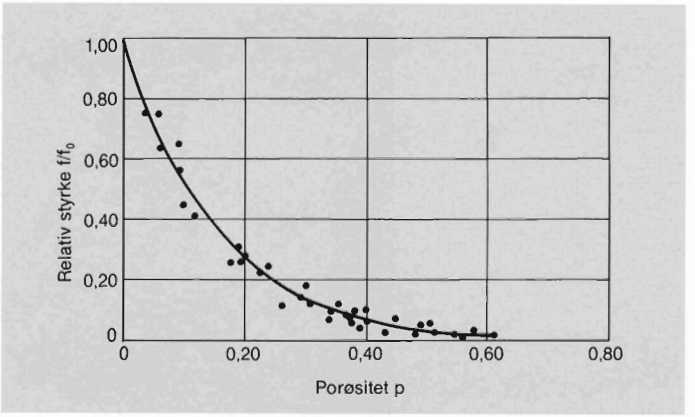
$$\theta = 45° - \tfrac{1}{2}\varphi$$

med kraftretningen. For beton ville dette svare til $\theta \simeq 27°$, idet $\varphi \simeq 37°$. Som tidligere nævnt, jf. også figurerne 3.3-6 og 3.3-7, er dette brudforløb imidlertid ikke aktuelt for beton.

De parametre (trykstyrken f_c, friktionskoefficienten μ, hhv. friktionsvinklen φ, konstanten k, kohæsionen c), der på den ene eller anden måde indgår i betonens brudbetingelse, afhænger af betonens sammensætning.

I det følgende gennemgås indflydelsen på trykstyrken af de væsentligste af de parametre, der benyttes til beskrivelse af betonens sammensætning, dvs. vand/cement-forholdet, luftindholdet, indholdet af eventuelle puzzolaner samt tilslagsmaterialets art og kornstørrelsesfordeling. Endvidere nævnes fremstillingsteknikkens indflydelse.

Betonens hærdningsgrad, der fastlægges af betonens alder på prøvningstidspunktet og af hærdningstemperaturen, har også stor indflydelse på styrkenivea-



Figur 3.3-8. Sammenhæng mellem relativ styrke og porøsitet for en række materialer sammenfattet fra en lang række kilder. Den indtegnede kurve er den grafiske afbildning af Ryskwitch's formel $f/f_0 = e^{-7p}$.

uet. Denne effekt er nærmere behandlet i afsnit 5.3. I det følgende bruges begreberne »styrke« og »trykstyrke« derfor (med mindre andet er anført) om den styrke, der svarer til en eller anden hensigtsmæssig hærdningsgrad (f.eks. opnået ved 28 døgns lagring under standardiserede lagringsforhold).

Den måde, hvorpå styrken måles, dvs. prøvningsomstændighederne (såsom prøvelegemeform og -størrelse, prøvningsklimaet, prøvningsapparaturets art og tilstand), har indflydelse på størrelsen af det ved prøvningen konstaterede styrketal. Disse forhold gennemgås i afsnit 7.6.

Vand/cement-forhold

Betragtes beton som opbygget af en cementpastamatrix og et tilslagsmateriale (sand- og stenpartikler), jf. afsnit 2.3, kan det fastslås, at det hovedsagelig er cementpastaens styrke, der er bestemmende for betonens styrke. Det skyldes, at sand- og stenpartiklerne kun i begrænset grad deltager i bruddet, fordi deres styrke normalt er væsentlig større end cementpastastyrken.

For cementpasta gælder det som for alle andre materialer (se figur 3.3-8), at styrken aftager stærkt med stigende porøsitet. Cementpastas porøsitet ved en given hærdningsgrad ligger inden for vide grænser (se afsnit 5.2) og afhænger især af blandingsforholdet mellem vand og cement (v/c-forholdet) på fremstillingsstadiet.

Der er derfor gennem tiderne til praktisk brug blevet udviklet forskellige (empiriske) love, der udtrykker sammenhængen mellem betons trykstyrke og v/c-forholdet.

Abrams' formel. *Denne formel er fremsat af* Abrams i 1918. Den var dog allerede fremsat i 1909 af Zielenszki på en kongres i København, men dette er mindre kendt. Abrams foreslog følgende udtryk for trykstyrken

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{v/c}}$$

Heri er K_1 og K_2 empirisk bestemte konstanter, hvis størrelse afhænger af cementtypen, betonens alder og lagringsmåde, men er uafhængig af tilslagets type og mængde. *Graf* har foreslået Abrams' formel ændret til

$$f_c = \frac{K_1}{K_2^{v/c}} + K_3$$

hvor K_3 er en tredie empirisk bestemt konstant. Hverken Abrams' formel eller Grafs forbedring har imidlertid vundet indpas ved betonproportionering i praksis, formentligt på grund af manglende simpelhed og overskuelighed. Dog kan man enkelte steder i litteraturen se logaritmen af betonstyrken afbildet i afhængighed af v/c-forholdet. Iht. Abrams' formel skal man da få en ret linie, idet

$$\log f_c = \log K_1 - \frac{v}{c} \cdot \log K_2$$

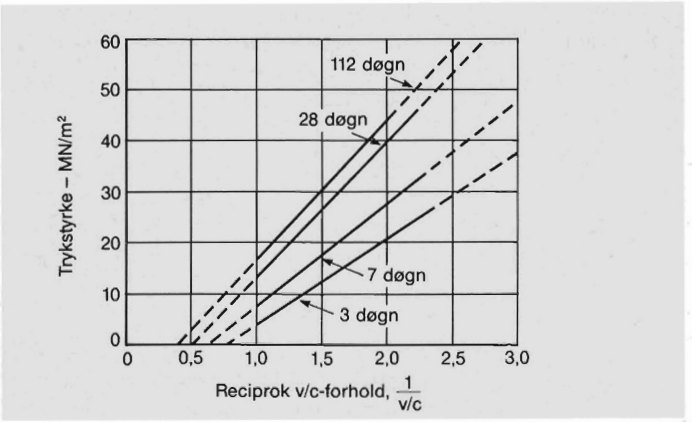
Formlen er et specialtilfælde af den senere omtalte Neppers formel.

Bolomeys formel. Afbildes betonens trykstyrke som funktion af den reciprokke værdi af v/c-forholdet, fremkommer der stort set en ret linie for $0{,}45 < v/c < 1{,}25$. Det analytiske udtryk for en sådan ret linie, *Bolomeys formel,* er

$$f_c = K \cdot \left(\frac{1}{v/c} - \alpha \right)$$

Det viser sig, at $\alpha \simeq 0{,}5$, og at K, foruden af hærdningsgraden, er afhængig af cementtype, cementindhold og tilslagstype. For støbte 150 × 300 mm cylindre vil K i reglen ligge i intervallet fra ca. 20 MN/m² til ca. 30 MN/m², jf. også tabel 8.2-2. Det er en forudsætning, at betonen komprimeres hensigtsmæssigt, så mængden af indkapslet luft ikke overstiger 1,5–2%. Endelig er det en forudsætning, at der ikke bevidst er indblandet luft i betonen ved anvendelse af et luftindblandingsstof, og at der ikke er tilsat hærdningskorrigerende tilsætningsstoffer.

Bolomeys formel er gyldig for andre antal hærdedøgn end det standardiserede antal. Værdierne af K og α er da blot andre end omtalt ovenfor, idet K vokser og α aftager med voksende alder, se figur 3.3-9.



Figur 3.3-9. Konstanterne K og α i Bolomeys formel afhænger af tiden. Referencen er K = 27 MN/m² og α = 0,5 for 28-døgnsstyrken.

Eksempel 3.3-1

En ikke-luftindblandet beton har følgende sammensætning:

cement	309 kg/m³	~ 98 l/m³
vand (effektivt)	142 kg/m³	~ 142 l/m³
indkapslet luft	0 kg/m³	~ 15 l/m³
sand, 0–4 mm □	760 kg/m³	~ 289 l/m³
sten 8–32 mm □	1176 kg/m³	~ 456 l/m³

Vand/cement-forholdet er

$$v/c = 142/309 = 0{,}46$$

28-døgn-styrken efter Bolomeys formel er

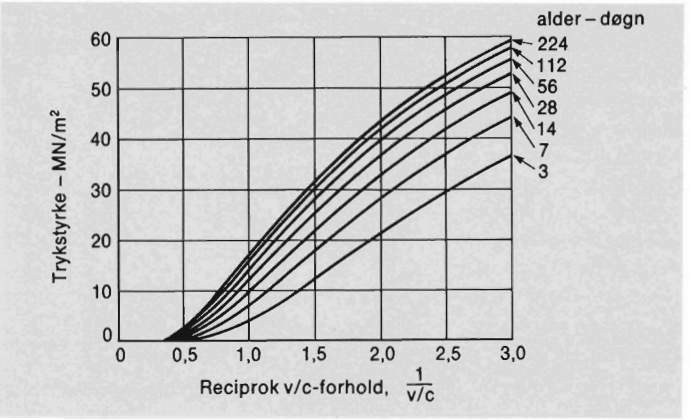
$$f_c = 27 \cdot \left(\frac{1}{0{,}46} - 0{,}5\right) = 45\ MN/m^2,$$

idet K er sat til 27 MN/m², svarende til almindeligt hærdnende cement.

Bolomeys formel er dog ikke mere nøjagtig end andre empiriske formler for styrkens afhængighed af v/c, men på grund af overskuelighed er det den almindeligst anvendte i praksis til estimering af betonens styrke ud fra v/c.

Neppers formel. Hensyntagen til hærdningsgraden (antallet af modenhedsdøgn M_{20}) kan ske ved anvendelse af følgende formel, der blev foreslået i 1967

$$f_c\,(M_{20}) = \exp\left[\frac{A_1}{\sqrt{M_{20}}} + \left(A_2 + \frac{A_3}{\sqrt{M_{20}}}\right) \cdot \frac{v}{c} + A_4\right],$$



Figur 3.3-10. Trykstyrke som funktion af reciprok v/c-forhold, afbildet efter Neppers formel, for beton fremstillet med *almindelig hærdnende cement*. Kurverne er optegnet med anvendelse af typiske værdier for de konstanter, der indgår i formler.

hvor konstanterne A_1, A_2, A_3 og A_4 især afhænger af cementtype og tilslagstype (bl.a. dette sidstnævntes vandbehov for en given, ønsket konsistens), se også afsnit 8.2. Formlen er illustreret i figur 3.3-10.

For beton fremstillet med almindelig og hurtighærdnende cement vil formlen efter henholdsvis 3, 7, 28 og 91 modenhedsdøgn kunne reduceres til følgende typiske udtryk

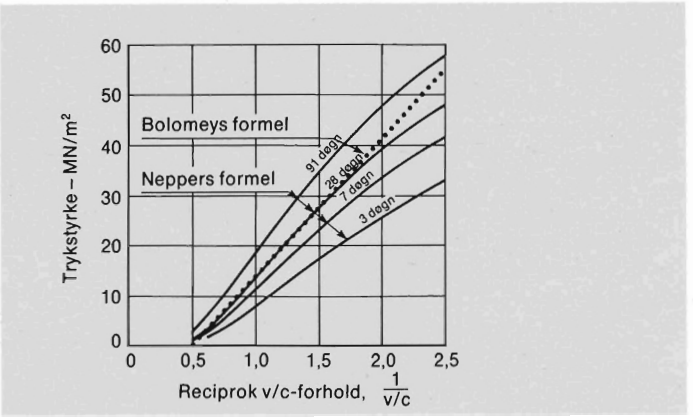
almindeligt hærdnende cement	hurtighærdnende cement
$f_c\ (3) = \exp(4{,}4 - 2{,}6 \cdot v/c)$	$f_c\ (3) = \exp(4{,}5 - 2{,}4 \cdot v/c)$
$f_c\ (7) = \exp(4{,}6 - 2{,}4 \cdot v/c)$	$f_c\ (7) = \exp(4{,}6 - 2{,}2 \cdot v/c)$
$f_c\,(28) = \exp(4{,}7 - 2{,}1 \cdot v/c)$	$f_c\,(28) = \exp(4{,}7 - 2{,}0 \cdot v/c)$
$f_c\,(91) = \exp(4{,}8 - 2{,}0 \cdot v/c)$	$f_c\,(91) = \exp(4{,}8 - 1{,}9 \cdot v/c)$

der for hurtighærdnende cements vedkommende sammen med Bolomeys formel med $K_{28} = 29\ MN/m^2$ er afbildet i figur 3.3-11.

Luftindhold

Uanset hvor omhyggeligt betonen komprimeres, vil der i betonmassen findes en del *naturlig luft* (indkapslet luft). Vælges komprimeringsmetode og betonkonsistens således, at de ikke svarer til hinanden, indkapsles der unødig megen luft, og man får et utilsigtet styrketab.

Indblander man bevidst luft i betonen ved tilsætning af et luftindblandingsstof, vil den *indblandede luft* nedsætte styrken i forhold til ikke-luftindblandet beton med samme v/c-forhold.



Figur 3.3-11. Trykstyrke som funktion af reciprok v/c-forhold, afbildet efter henholdsvis Bolomeys og Neppers formel, for beton fremstillet med *hurtighærdnende cement*. Kurverne er optegnet med anvendelse af typiske værdier for de konstanter, der indgår i de respektive formler.

Bolomeys korrigerede formel. Skal der tages hensyn til betonens luftindhold, skal man åbenbart lade de empirisk bestemte konstanter i Bolomeys formel variere med luftindholdet. Man kan imidlertid benytte en bekvemmere fremgangsmåde.

Erfaringerne viser, at betonens styrke nedsættes med ca. 4% for hver % luft, som indblandes i betonen udover det naturlige. Anvendes denne simple regel på Bolomeys formel, og kaldes luftindholdet, målt i procent, for a, fås *Bolomeys korrigerede formel*

$$f_c = K \cdot \left(\frac{1}{v/c} - 0{,}5 \right) \cdot (1 - 0{,}04\ (a - a_0))$$

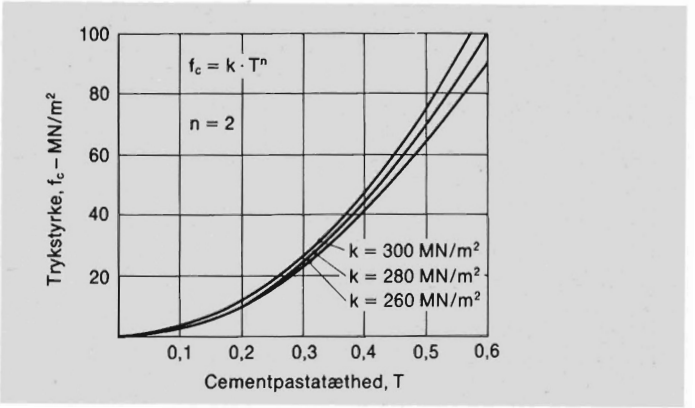
hvor a_0 er det naturlige luftindhold målt i %. Da man almindeligvis anvender et luftindhold på ca. 4–6%, kunne der blive tale om et ganske anseligt styrketab, hvis ikke de indblandede luftbobler samtidig nedsatte betonens vandbehov og dermed muliggjorde en reduktion af v/c-forholdet.

Bolomeys udvidede formel. Hensyntagen til betonens luftindhold kan også ske ved anvendelse af formlen

$$f_c = K_1 \cdot \left(\frac{c}{v+l} - \beta \right),$$

som normalt kaldes Bolomeys udvidede formel. Det viser sig, at $\beta \simeq {}^1/_2\alpha \simeq 0{,}25$,

Figur 3.3-12. Ferets formel.



og at K_1 er afhængig af hærdningsgrad, cementindhold og tilslagstype. K_1 kan – alt andet lige – regnes til ca. 90% af konstanten K i Bolomeys formel, altså eksempelvis for almindeligt hærdnende cement ved 28 døgn

$$K_1 \simeq 0{,}9\ K = 0{,}9 \cdot 27 \simeq 24$$

Ferets formel. Der er imidlertid en anden måde, hvorpå man kan tage luftindholdet i regning. I 1896 havde *Feret* foreslået, at *mørtlers* styrke kunne skrives på formen

$$f_c = k \cdot \left(\frac{C_r}{V+L+C_r} \right)^2$$

hvor C_r, V og L er det absolutte volumen af hhv. cement, vand og luft. Faktoren k er en empirisk bestemt konstant, der for mørtel typisk kan have værdien 425 MN/m². Størrelsen

$$T = \frac{C_r}{V+L+C_r}$$

benævnes *cementpastatætheden*. Senere har *Talbot* udvidet Ferets formel til også at gælde for *beton* på den mere generelle form

$$f_c = k \cdot T^n$$

hvor både k og n er empirisk bestemte konstanter. Typiske værdier for n og k kan for normlagrede cylindre regnes at være henholdsvis 2,0 og 280 MN/m². Medens n kan regnes at være konstant, må man regne med, at k kan variere fra ca. 260 MN/m² til ca. 300 MN/m².

Formelen er anskueliggjort i figur 3.3-12.

Eksempel 3.3-2

En luftindblandet beton har følgende sammensætning:

cement	413 kg/m³	~ 132 l/m³
vand	215 kg/m³	~ 215 l/m³
luft	0 kg/m³	~ 55 l/m³
sand, 0–4 mm □	723 kg/m³	~ 275 l/m³
sten, 8–32 mm □	823 kg/m³	~ 323 l/m³

Vand/cement-forholdet er

$$v/c = 215/413 = 0{,}52$$

Forøgelsen af luftindholdet i forhold til det naturlige anlås at være 4,5%.

Trykstyrken efter Bolomeys korrigerede formel er da

$$f_c = 27 \cdot (\frac{1}{0{,}52} - 0{,}5) \cdot (1 - 0{,}04 \cdot 4{,}5) = 31{,}5\ MN/m^2$$

Vand-luft/cement-forholdet er

$$\frac{v + l}{c} = \frac{215 + 55}{413} = 0{,}65$$

Trykstyrken efter Bolomeys udvidede formel er da

$$f_c = 0{,}9 \cdot 27 \cdot \left\langle \frac{1}{0{,}65} - 0{,}25 \right\rangle = 31{,}3\ MN/m^2$$

Cementpastatætheden er

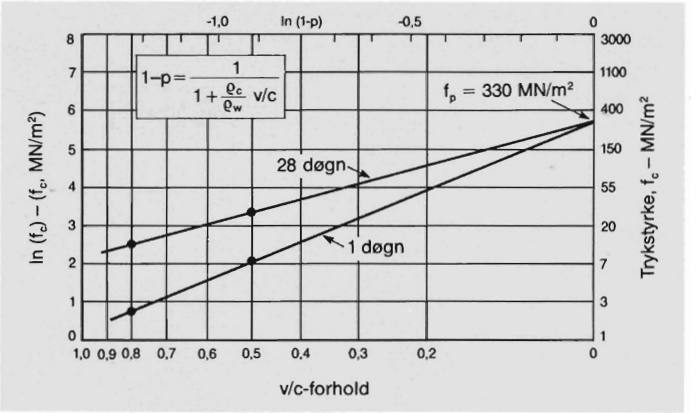
$$T = \frac{132}{132+215+10+45} = 0{,}328$$

Trykstyrken efter Ferets formel er da

$$f_c = 280 \cdot 0{,}328^2 = 30{,}1\ MN/m^2$$

Som det fremgår af dette eksempel, giver de forskellige formler praktisk taget samme resultat.

BKI's formel. Denne styrkeformel, der er formuleret i 1983 [22], kombinerer en formel for styrken af porøse materialer med en formel, der beskriver betons styrkeudvikling exponentielt. I dobbeltlogaritmisk afbildning fås en serie rette linier, én for hver modenhedsgrad (hærdningstid ved 20°C), der ved porøsiteten 0 skærer hinanden i samme punkt. Denne værdi, f_p, er karakteristisk for den anvendte materialekombination. Samspillet mellem



Figur 3.3-13. BKI's formel for trykstyrken som funktion af pastaporøsitet p eller v/c-forhold og af modenhedsalder ved prøvning. I det illustrerede eksempel er den anvendte materiale kombinations potentielle styrke f_p = 330 MN/m² [22].

pastaen og det anvendte sand- og stenmateriale vil sætte en øvre grænse for det opnåelige styrkeniveau for betonen. Formlen har følgende generelle form:

$$\ln f_c = \ln f_p + n \cdot \ln\left(1 + \frac{\varrho_c}{\varrho_w} \cdot v/c\right) - \left(\frac{\tau_e}{M}\right)^{\alpha},$$

hvori n er hældningen for grænselinien til tiden uendelig, M er modenheden, medens τ_e og α er konstanter, der bl.a. afhænger af cementtypen. ϱ_c og ϱ_w er henholdsvis cements pulverdensitet og densiteten af vand.

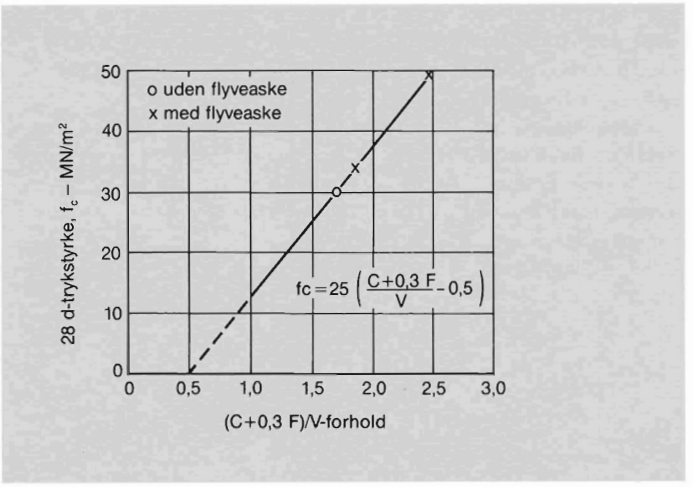
Figur 3.3-13 illustrerer formlens karakter og anvendelse. Et par forsøg med forskellige v/c-forhold vil være tilstrækkelige til at bestemme f_p, hvorefter styrken for alle kombinationer af v/c og modenhed kan kortlægges.

Puzzolantilsætning

De mest anvendte puzzolaner i Danmark er *flyveaske* og *mikrosilica*, der er nærmere beskrevet i afsnit 4.1.

Puzzolaners styrkebidrag kan tages i regning ved hjælp af en såkaldt *aktivitetsfaktor* k. Herved forstås forholdet mellem en given puzzolanmængdes bidrag til betonstyrken og samme cementmængdes styrkebidrag til et givet tidspunkt.

Puzzolaners aktivitetsfaktor afhænger af deres reaktionsevne, dvs. af arten og af reaktionstiden. Flyveaske og mikrosilicas aktivitetsfaktor for styrke kan for 28 døgns hærdning regnes at ligge i områderne henholdsvis 0,3–0,5 og



Figur 3.3-14. Eksempler på trykstyrkeresultater, f_c, opnået ved prøvning af beton med og uden flyveaske, afbildet som funktion af den reciprokke værdi af vand/cement-flyveaskeforholdet. Resultater fra [16].

3–5. Disse værdier gælder kun for 28 døgn-trykstyrken. Stærkt afvigende værdier må påregnes ved andre hærdningstider og andre betonegenskaber.

Betegner P betonens puzzolanindhold målt i kg/m³, vil k·P være den ækvivalente cementmængde, dvs. den cementmængde, som puzzolanet kan erstatte. Det vil derfor være naturligt at anvende Bolomeys formel på formen

$$f_c = K \cdot \left(\frac{1}{V/(C + k \cdot P)} - 0,5 \right)$$

under forudsætning af, at der ikke anvendes luftindblandingsstof. I figur 3.3-14 er trykstyrken af beton, med og uden tilsætning af flyveaske, vist i relation til den reciprokke værdi af vand/cement-flyveaske-forholdet.

Eksempel 3.3-3

En ikke-luftindblandet flyveaskebeton har følgende sammensætning:

cement	201 kg/m³ ~	64 l/m³
flyveaske	120 kg/m³ ~	55 l/m³
vand	162 kg/m³ ~	162 l/m³
indkapslet luft	0 kg/m³ ~	12 l/m³
sand, 0–4 mm □	750 kg/m³ ~	283 l/m³
sten, 8–32 mm □	1102 kg/m³ ~	424 l/m³

Idet flyveaskens aktivitetsfaktor regnes at være k = 0,4, findes

$$\frac{V}{C + k \cdot P} = \frac{162}{201 + 0{,}4 \cdot 120} = 0{,}65$$

Trykstyrken efter Bolomeys formel bliver da

$$f_c = 27 \cdot \left(\frac{1}{0{,}65} - 0{,}5 \right) = 28{,}0 \ MN/m^2$$

Tilslagets art og kornstørrelsesfordeling

Arten. Som tidligere nævnt har tilslagsmaterialer, der består af partikler med større styrke og stivhed end cementpastamatricen, i sig selv kun beskeden indflydelse på betonens styrke. Som det også fremgår af det foregående, indgår arten af tilslagsmaterialet da heller ikke i de fleste af de formler (Bolomey m.fl.), der i praksis bruges til at beskrive trykstyrkens afhængighed af betonens sammensætning. Se dog BKI's model som beskrevet på side 142.

Som det ses af tabel 9.2, der giver data for en række udvalgte bjergarters fysiske egenskaber, er bjergarter som granit, gnejs, kvartsit, basalt, diabas, flint, hårde kalksten samt visse sandsten normalt stærkere og stivere end cementpasta, hvis trykstyrke og elasticitetskoefficient typisk vil være af størrelsesordnerne henholdsvis 50 MN/m^2 og 30000 MN/m^2. Da de fleste til betonfremstilling anvendte tilslagsmaterialer netop består af én eller flere af disse bjergarter, ses det at være begrundet, at tilslagsmaterialets art ikke indgår i styrkeformlerne.

Består tilslagsmaterialet imidlertid af partikler, hvis styrke og stivhed er på niveau med eller mindre end cementpastamatricens, vil betonens styrke være stærkt afhængig af tilslagsmaterialets egenskaber, navnlig materialepartiklernes egenstyrke. Dette vil gælde for mange lette tilslagsmaterialer, f.eks. letklinker (expanderet, brændt ler).

For en såkaldt *let konstruktionsbeton,* dvs. en beton med tæt struktur, bestående af en almindelig cementmørtelmatrix og et let tilslagsmateriale, f.eks. letklinker, som stenfraktion, kan man bedømme trykstyrken ud fra *Baches formel:*

$$f_c = f_e^n \cdot f_m^{1-n}$$

hvor f_e er de lette stenpartiklers egenstyrke, f_m er mørtelens trykstyrke og n er koncentrationen (efter rumfang) af det lette tilslag (se også afsnit 8.3).

Denne relation er fundet gyldig for

$$2 < f_m/f_e < 15 \text{ og } 0 \leqq n \leqq 0{,}5$$

Området $n > 0{,}5$ har ikke interesse, når det gælder konstruktionsbeton, idet betonen ikke bliver tæt (mørtelen udfylder ikke hulrummene mellem de lette stenpartikler).

Eksempel 3.3-4

En let konstruktionsbeton har følgende betonsammensætning:

cement	308 kg/m³ ~	98 l/m³
vand	150 kg/m³ ~	150 l/m³
luft	0 kg/m³ ~	30 l/m³
sand	720 kg/m³ ~	272 l/m³
letklinker	495 kg/m³ ~	450 l/m³

Egenstyrken af letklinker partiklerne er $f_c = 22$ MN/m².

Af ovenstående betonsammensætning udregnes mørteldelens cementpastatæthed T af

$$T = \frac{C_r}{V + L + C_r}, \text{ dvs}$$

$$T = \frac{308/3{,}1}{150 + 30 + 308/3{,}1} \sim 0{,}35$$

hvorefter mørtelens trykstyrke kan estimeres ud fra Ferets formel med k = 425 MN/m²

$$f_m = 425 \cdot 0{,}35^2 = 52{,}1 \text{ MN/m}^2$$

Da koncentrationen af letklinkerpartiklerne i betonen er n = 45 volumen %, kan den lette konstruktionsbetons trykstyrke anslås at være

$$f_c = 22^{0{,}45} \cdot 52{,}1^{0{,}55} = 35{,}3 \text{ MN/m}^2$$

Kornform og -størrelse. Tilslagsmaterialets kornform og kornstørrelsesfordeling (kornkurve) har i sig selv ingen eller ringe indflydelse på betonens trykstyrke. Men begge egenskaber, navnlig kornkurven, influerer på betonens vandbehov, det vil sige den vandmængde, der må tilsættes betonen under fremstillingen for opnåelse af en ønsket konsistens eller bearbejdelighed. Ved

konstant cementindhold vil variationer i disse tilslagsegenskaber, der altså giver variationer i vandbehovet og dermed i v/c-forholdet, kunne resultere i varierende styrke.

En irregulær, f.eks. skarpkantet kornform i tilslagets stenfraktion nødvendiggør en større sandprocent end en afrundet kornform, hvilket alt andet lige viser sig at give et mindre styrkefald. På den anden side giver den kantede kornform en bedre vedhæftning til mørtelmatricen og dermed mulighed for en styrkeforøgelse. Alt i alt kan det siges, at et skarpkantet stenmateriale, f.eks. knust klippegranit, vil kunne give lidt højere betonstyrker end et materiale med afrundet kornform, f.eks. sømaterialer.

Fremstillingsteknikken

Der er mange faktorer i fremstillingsprocessen, der influerer på betonens styrke. Nævnes skal her blot blandeprocessen (styrken vokser med voksende blandetid) og betonens komprimering, hvis effektivitet er afgørende for, om den tilstræbte styrke opnås i den færdige konstruktion. Alle disse forhold er nærmere behandlet i kapitel 6.

Også gennem valg af særlige fremstillingsmetoder, såsom vakuumkomprimering, sprøjtestøbning, injektionsstøbning, efterimprægnering (med f.eks. plast eller svovl) kan man opnå styrkeegenskaber, der afviger fra det normale. Disse metoder er ligeledes nærmere behandlet i kapitel 6.

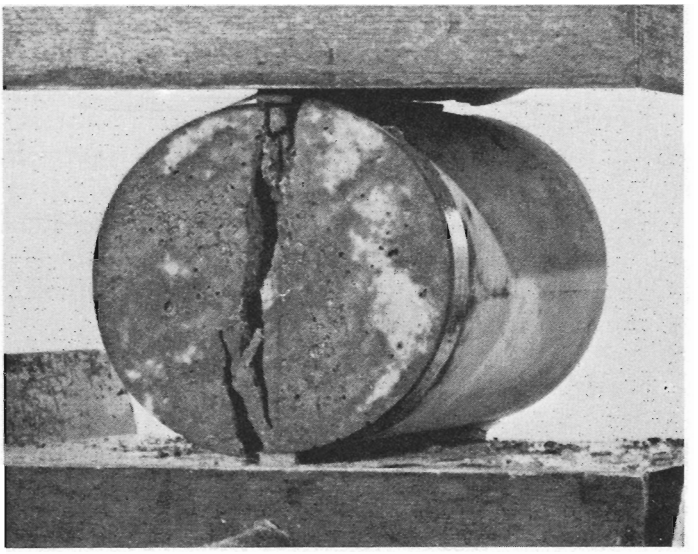
Trækstyrke

Betons (rene) trækstyrke bestemmes (principielt) ved brudforsøg med et trækprøvelegeme. Dette prøvelegeme skal være udformet og belastet således, at der opstår en énakset trækpåvirkning. Man kan anvende en cylinder, der udsættes for træk i en trækprøvemaskine, og hvor trækket overføres til betonen gennem indstøbte skruer eller anden tilsvarende måde.

Trækstyrken er imidlertid meget vanskelig at måle på denne måde, da betonen er et sprødt materiale over for træk. Det kan imidlertid lade sig gøre, og trækstyrken, bestemt på denne måde, kan betegnes som en *referencetrækstyrke,* den rene trækstyrke.

De parametre, som har indflydelse på betonens trykstyrke, har også indflydelse på betonens trækstyrke. Effekten er dog ofte forskellig. Derfor kan man ikke forvente at finde proportionalitet mellem betonens trækstyrke og trykstyrke. Således er eksempelvis knust granits ru overflade mere gunstig for betonens

Figur 3.3-15. Revnemønster ved spaltetrækprøvning.



trækstyrke end for trykstyrken, medens mangelfuld lagring virker mere ugunstig på betonens trækstyrke end på trykstyrken (svindrevner).

Har man brug for at etablere en sammenhæng mellem trækstyrken f_t og trykstyrken f_c, kan følgende matematiske udtryk

$$f_t = \alpha \cdot f_c^{\beta}$$

anvendes. Ved afbildning på dobbeltlogaritmisk papir kan α og β bestemmes, idet

$$\log f_t = \log \alpha + \beta \cdot \log f_c$$

afbildes som en ret linie. Ved sådanne forsøg findes ofte $\beta > 0{,}5$.

Værdien af β ligger som regel i nærheden af 0,5 svarende til, at f_t tilnærmelsesvis er proportional med $\sqrt{f_c}$. Dette indebærer bl.a., at der ikke er en retliniet afhængighed mellem trækstyrken og den reciprokke værdi af v/c-forholdet, således som det er tilfældet for trykstyrkens vedkommende. Imidlertid siger Ferets formel

$$f_c = k \cdot T^2$$

at der er proportionalitet mellem cementpastatætheden T og $\sqrt{f_c}$, hvorfor man har, at trækstyrken og cementpastatætheden er proportionale.

Trækstyrken bestemmes i praksis enten direkte eller ved spaltning af en betoncylinder ved strimmellaster langs to modstående frembringere (se afsnit 7.6). Den værdi af trækstyrken, der måles på denne måde, betegnes *spaltetrækstyrken.* Man kan vise (teoretisk), at der i et sådant forsøg opstår trækspændinger vinkelret på kraftplanen, og man observerer, at bruddet er en spaltning (adskillelsesbrud). Trækrevnen tvinges dog til at dele sig og danne en kile ved de to strimler, se figur 3.3-15.

Spaltetrækstyrken f_{sp} er en formel, men bekvem kontrolstørrelse, som ikke er identisk med den virkelige spænding i brudøjeblikket. Man kan regne med, at der mellem den rene trækstyrke og spaltetrækstyrken hersker relationen

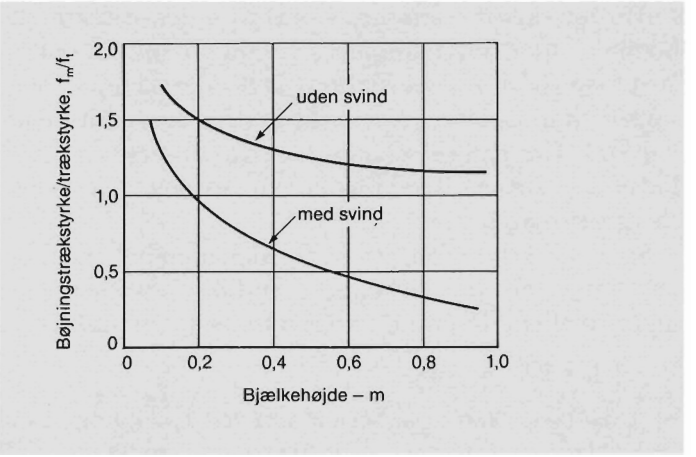
$$f_t = 0{,}6 \cdot f_{sp}$$

En trækstyrke kan også bestemmes ved knækning af en uarmeret betonbjælke med rektangulært tværsnit, jf. nærmere omtale i afsnit 7.6. Herved bestemmer man den såkaldte ***bøjningstrækstyrke*** f_m.

Da trækarbejdslinien er krum, vil bøjningstrækstyrken være en formel, men bekvem regnestørrelse, som ikke er identisk med den virkelige spænding i brudøjeblikket. Bøjningstrækstyrken, bestemt på denne måde, kan derfor kun anvendes til beregning, hvis denne sker formelt efter elasticitetsteorien. Bøjningstrækstyrken er også afhængig af bjælkehøjden, men det tages der normalt ikke hensyn til ved projektering, hvilket dog er påkrævet for høje bjælker, jf. nedenfor.

Bøjningstrækstyrken bestemmes ved ren bøjning. Overlejres med en normalkraft, således at brudsnittet er udsat for ***bøjning med normalkraft,*** kan bøjningstrækstyrken også anvendes. Er normalkraften en *tryknormalkraft,* er brudbetingelsen, at kanttrækspændingen bliver lig med bøjningstrækstyrken. Dette kriterium kan dog ikke anvendes, hvis normalkraften er en *træknormalkraft.* Ved bøjning med træknormalkraft er *ren bøjning* og *rent træk* specialtilfælde. Ved ren bøjning sættes trækbrudspændingen lig med bøjningstrækstyrken f_m, og ved rent træk sættes trækbrudspændingen lig med den rene trækstyrke (referencetrækstyrken) f_t.

Bøjningstrækstyrken og den rene trækstyrke er forskellige, idet f_m kan være både større og mindre end f_t, afhængig af bjælkehøjde og svindbelastning, således som vist af Hilleborg og medarbejdere [20] ved hjælp af en brudmekanisk analyse. Forholdet er illustreret i figur 3.3-16. Derfor må man ved bøjning med træknormalkræft anvende en form for *interpolation mellem rent træk og ren bøjning.* Det simpleste er retliniet interpolation, som også har vist sig brugbar i praksis.



Figur 3.3-16. Teoretisk forhold mellem bøjningstræk- og trækstyrke som funktion af bjælkehøjden. I den nederste kurve er der taget hensyn til parabolsk fordelte svindtøjninger som følge af udtørring [20].

Forskydningsstyrke

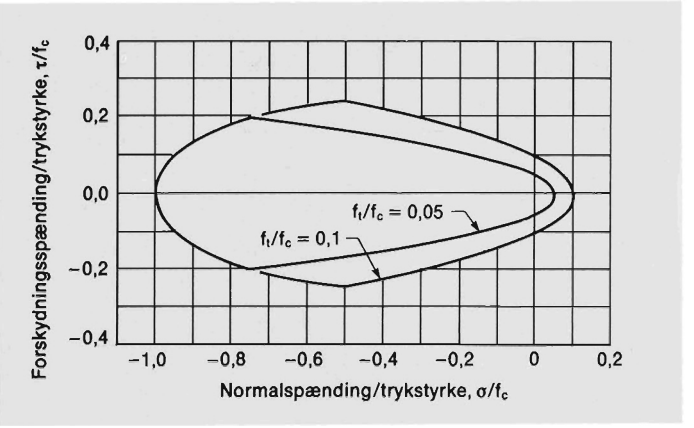
Laboratorieforsøg viser, at brud som følge af forskydningsspændinger (f.eks. ved ren vridning) er et adskillelsesbrud. Ved vridning er forskydningsspændingen og hovedtrækspændingen lige store. Derfor bliver forskydningsstyrken lig med den rene (énaksede) trækstyrke. Man behøver således ikke at indføre det særlige begreb *forskydningsstyrke;* det er allerede dækket med begrebet trækstyrke. Når man alligevel anvender begrebet »betons forskydningsstyrke«, er det bl.a., fordi dette begreb er bekvemt af hensyn til normal dimensioneringspraksis.

Når forskydningsspændingerne i en konstruktionsdel beregnes på basis af elasticitetsteorien, kan man ikke altid få overensstemmelse mellem de beregnede brudværdier og den rene trækstyrke. Dertil kommer, at der ofte anvendes tilnærmede (normerede) simple beregningsmåder. Derfor ser man i normer, at forskydningsstyrken ofte afviger fra værdien af den rene trækstyrke. En ren forskydningstilstand vil ofte være overlejret med en énakset træk- eller trykspændingstilstand (vridning med normalkraft eller bøjning med forskydning). Laboratorieforsøg viser da, at der, afhængigt af spændingstilstanden, kan forekomme begge brudformer, adskillelsesbrud eller »glidningsbrud«.

Er normalspændingen σ og forskydningsspændingen τ i en énakset normalspændingstilstand med forskydning, er hovedspændingerne

$$\left.\begin{matrix}\sigma_1\\ \sigma_3\end{matrix}\right\} = {}^1/_2 \cdot (\sigma \pm \sqrt{\sigma^2 + 4 \cdot \tau^2})$$

Figur 3.3-17. Forskydningsstyrke ved overlejret træk eller tryk.



Betingelsen for *adskillelsesbrud* er, at første hovedspænding (træk) er lig med trækstyrken (Rankines brudbetingelse). Derved fås

$$1/2 \cdot (\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 \cdot \tau^2}) = f_t$$

Betingelsen for »glidningsbrud« er, at

$$k \cdot \sigma_1 - \sigma_3 = f_c$$

Med k = 4 fås

$$4 \cdot 1/2 \cdot (\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4 \cdot \tau^2}) - 1/2 \cdot (\sigma - \sqrt{\sigma^2 + 4 \cdot \tau^2}) = f_c$$

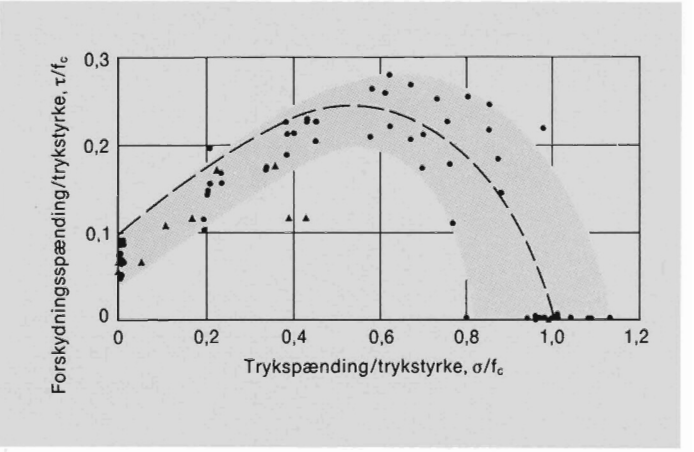
Ved omskrivning af ovenstående formulering fås brudbetingelserne

$$\frac{\sigma}{f_c} + \frac{f_c}{f_t} \cdot \left(\frac{\tau}{f_c}\right)^2 = \frac{f_t}{f_c}$$

$$4 \cdot \left(\frac{\sigma}{f_c}\right)^2 + 3 \cdot \frac{\sigma}{f_c} + 25 \cdot \left(\frac{\tau}{f_c}\right)^2 = 1$$

for henholdsvis adskillelsesbrud og »glidningsbrud«, idet trykstyrken f_c tages som reference.

Udtrykkene viser, at brudbetingelsen for adskillelsesbrud er en parabel og for »glidningsbrud« en ellipse som illustreret i figur 3.3-17.



Figur 3.3-18. Forsøgsresultater for brudforsøg udført af Bresler og Pister (markeret med cirkel) og af Reeves (markeret med trekant) med tyndvæggede betoncylindre. I figuren er tryk-spændinger regnet positive. Til sammenligning er indtegnet brudbetingelsen svarende til f_t/f_c = 0,1, jf. figur 3.3-17.

I figur 3.3-18 er forsøgsresultater vist. Forsøgene er udført af Bresler og Pister og af Reeves med tyndvæggede betoncylindre, belastet til brud ved vridning med tryknormalkraft. Mørk signatur afgrænser det område, hvori 95% af forsøgsresultaterne befinder sig. Som det fremgår af figuren, er der stor spredning. Det vil ofte være tilfældet, når trækstyrken er afgørende for bruddet (adskillelsesbrud). De udledte formler viser, at der i det viste koordinatsystem med σ/f_c og τ/f_c som akser kun vil være éntydig sammenhæng, når f_t/f_c er konstant. Forholdet mellem trækstyrke og trykstyrke for beton er imidlertid, som tidligere nævnt, ikke konstant, og ved forsøgene er der anvendt betoner med forskellige trykstyrker.

Er specielt f_t/f_c = 0,1, vil den største forskydningsspænding, som efter ovenstående brudbetingelse kan optages, være

$$\tau_{max} = 0{,}1 \cdot \sqrt{6} \cdot f_c \simeq 0{,}25 \cdot f_c$$

og det sker ved en tryknormalspænding, som er $\sigma = 0{,}5 \cdot f_c$. Dette resultat afviger ikke fra det indtryk, man får af forsøgsresultaterne i figur 3.3-18.

Adhæsionsstyrke

Det er afgørende for armeret betons anvendelse, at der er mulighed for at overføre kræfter (spændinger) mellem armering og beton. Beton hæfter mere eller mindre stærkt til de legemer, hvorimod den støbes. Man kalder dette

fænomen *adhæsion*. Der er således ædhæsion mellem armering og beton og mellem stenene i betonen og cementmørtlen.

Man må skelne mellem *tangentiel adhæsion* og *normal adhæsion*. Den forskydningsspænding, som fremkalder glidningsbrud (ophævelse af tangentiel adhæsion) mellem armering og beton, kaldes armeringens *forankringsstyrke*.

Det er ikke muligt i praksis at stole på normaladhæsionen, idet adskillelsesmodstanden er meget afhængig af overfladens struktur mv.

Fastsiddende rust forbedrer adhæsionen, medens fedt og olie nedsætter adhæsionen. Derfor fjernes olie og fedt fra armeringsstænger, og forskalling indsmøres i formolie. Galvaniseret armering binder godt til betonen, selv om der kan dannes et tyndt lag porøs mørtel (luftbobler) i kontaktfasen mellem beton og armering. Lodrette armeringsstænger får større vedhæftning til betonen end vandrette. Dette skyldes, at betonen ikke kan gennemarbejdes så godt op mod de vandrette armeringsstængers underside. Der er også tilbøjelighed til vandansamlinger under vandrette armeringsstænger, og der kan forekomme sætningsrevner.

På grund af adhæsionen kræves der en vis kraft til at trække eller trykke en indstøbt armeringsstang ud af beton. Den indstøbningslængde, som en armeringsstang skal have for at kunne udnyttes til fuld flydning, kaldes *forankringslængden*. Forankringslængden afhænger foruden af armeringens overflade (glat armering, ribbestål) og udformning (endekroge, hager, svejste net) også af betonens egenskaber og spændingstilstanden i betonen.

Forankringslængden vokser med armeringens diameter og flydespænding samt overfladens glathed.

To armeringsstænger kan føres tæt forbi hinanden over en vis længde. Den længde, som er tilstrækkelig til, at armeringsstængerne kan udnyttes til flydning og overføre kraften fra den ene stang til den anden, kaldes *stødlængden*. I praksis sættes stødlængden som oftest lig med forankringslængden.

Omkring en armeringsstang, der er udsat for udtrækning, opstår en spændingstilstand (træk). I praksis kræves derfor et vist *betondæklag* over armering, der er forankret eller stødt, samt en vis *tværarmering*. Under sådanne omstændigheder er det muligt at beskrive armeringens forankringslængde ved betonens trækstyrke og armeringens flydespænding samt et mål for armeringens overfladestruktur, forankringsfaktoren ζ.

Forankringsfaktoren ζ bestemmes ved et udtrækningsforsøg, hvor det med passende tværarmering er sikret, at der sker et glidningsbrud. Armeringsstangens indstøbningslængde er 12 gange armeringsdiameteren. Forankringsfaktoren ζ er forholdet mellem den målte forankringsstyrke, beregnet som middel-

forskydningsspændingen over indstøbningslængden i brudøjeblikket, og den tilsvarende forankringsstyrke, målt på en veldefineret gevindstang med samme masse pr. længdeenhed som den undersøgte armeringsstang.

For at en armeringsstang skal kunne klassificeres som ribbestål (iht. DS 411), skal den have $\zeta > 0{,}6$. Armeringsstænger med forankringsfaktorer $\zeta < 0{,}6$, klassificeres som glat armering, selv om de i overfladen skulle have en vis prægning, der kunne minde om kamme eller ribber.

Forskellen mellem ribbestål og glat armering kommer tydeligst frem, hvis man ser på brudformen ved udtrækning. Ved glat armering sker der en glidning i kontaktfladen mellem beton og armering. Ved ribbestål trykker ribberne mod betonen, og der dannes skrå trykspændinger. Disse skrå trykspændinger vil have en sprængende virkning på den omliggende beton. Denne sprængningseffekt modvirkes ved passende tværarmering og dæklag. Ved udtrækning sker der glidningsbrud i betonen, og betonen hæfter til armeringen umiddelbart foran kammen.

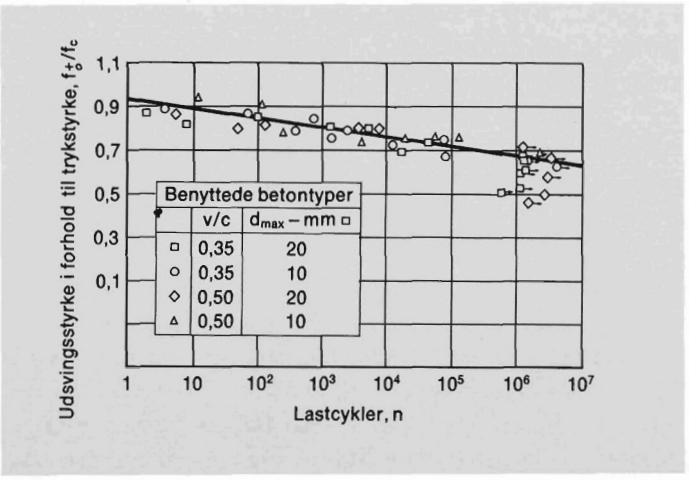
Udmattelsesstyrke

Beton siges at miste sin styrke ved udmattelse, når der sker brud efter et (stort) antal gentagne be- og aflastninger, hvor lastniveauet er mindre end svarende til den statiske bæreevne (brud ved statisk engangslast).

Viden om betons udmattelsesegenskaber er nødvendig i forbindelse med anvendelse af beton til konstruktioner, som er udsat for pulserende last (offshore konstruktioner, skorstene, tårne, vindmøller, fundamenter for turbiner, møller, pumper mv.). Desuden indebærer mulighederne for fremstilling af beton med meget høj styrke, at nyttelasten (pulserende) kan komme til at dominere i forhold til egenvægten (statisk) i mange tilfælde.

De forsøgsemner, som anvendes til undersøgelse af betons udmattelsesstyrke over for tryk, er cylindre og prismer af varierende størrelse, idet prøvelegemernes form og dimensioner ikke er standardiserede. Til undersøgelse af betons udmattelse over for træk, bruges udelukkende uarmerede betonbjælker, således at der bliver tale om bøjningstrækudmattelsesstyrke.

Spændingen σ i prøvelegemet tænkes at variere mellem en maksimalværdi σ_{max} og en minimalværdi σ_{min}. Der tænkes at ske udmattelsesbrud efter n spændingscykler. Mellem σ_{max}, σ_{min} og n er der en indbyrdes afhængighed, som



Figur 3.3-19. Wöhler-diagram for udsvingsstyrken $f_{\pm}$. De benyttede betoner havde v/c-forhold på 0,35 og 0,50, forskellige blandingsforhold og største stenstørrelse d_{max}. Trykstyrken ved statisk éngangslast f_c er således forskellig for de anvendte betoner. Forsøgsresultater, der er markeret med pil til højre, refererer til, at forsøget er standset før udmattelsesbrud er indtruffet.

bedst beskrives ved to diagrammer, *Wöhler-diagrammet* og *Smith-diagrammet,* der skal omtales i det følgende.

De spændingsvariationer, der anvendes ved laboratorieforsøg, er simple. Der anvendes som oftest sinusformede svingninger, men også trekantformede og rektangulære svingninger er blevet anvendt. I en forsøgsserie kan man f.eks. holde σ_{min} konstant og observere sammenhængen mellem det antal spændingscykler n, der kræves, for at en maksimalspænding $\sigma_{max} = f_u$ medfører udmattelse. Man kan imidlertid også holde *middelspændingen*

$$\sigma_m = {}^1/_2 \cdot (\sigma_{max} + \sigma_{min})$$

konstant og observere det antal spændingscykler n, der kræves for at *spændingsgabet*

$$\triangle f_u = \sigma_{max} - \sigma_{min}$$

medfører udmattelse.

Afbildningsformer

Wöhler-diagrammet afbilder enten f_u som funktion af log n for konstant værdi af σ_{min} eller $\triangle f_u$ som funktion af log n for konstant værdi af σ_m.

Et specielt Wöhler-diagram, nemlig det, hvor $\sigma_{min} = 0$, kan siges at have interesse. Når $\sigma_{min}=0$, kaldes $\sigma_{max} = f_{\pm}$ *udsvingsstyrken* svarende til n spændingscykler.

I figur 3.3-19 er Wöhler-diagrammet svarende til udsvingningsstyrken vist. Der er anvendt forskellige betonsammensætninger og største stenstørrelse, således at trykstyrken f_c ved statisk engangslast er forskellig. Det fremgår heraf, at forholdet mellem udsvingsstyrken og trykstyrken er afhængig af trykstyrkens værdi og kun afhængig af antallet af spændingscykler. Desuden fremgår det, at Wöhler-kurven bedst approksimeres med en ret linie

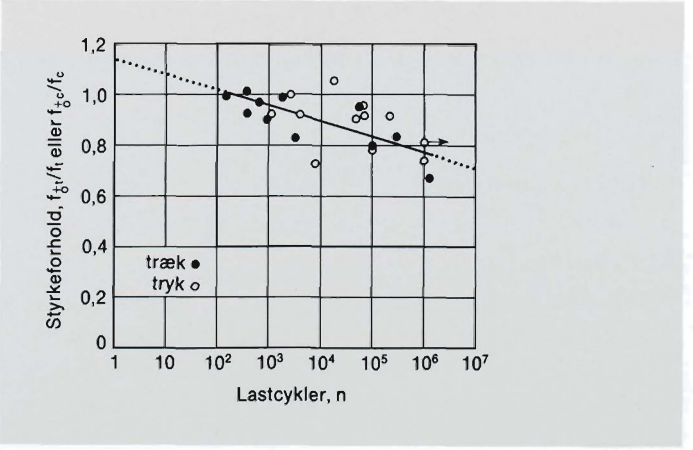
$$f_{\overset{+}{o}}/f_c = 0{,}93 - 0{,}043 \cdot \log n$$

i det undersøgte område, der dækker periodeantal op til 10^7.

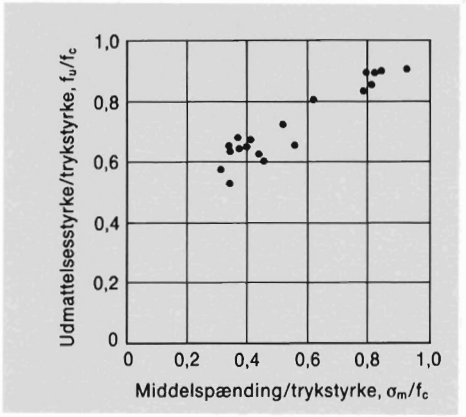
Af figur 3.3-20 fremgår det, at der ikke er væsentlig forskel på betons udmattelse over for trækpåvirkning og over for trykpåvirkning.

Det er bemærkelsesværdigt, at Wöhler-kurven for beton er en ret linie og ikke som for stål en kurve, der har en asymptote. Det undersøgte interval for periodeantallet $n < 10^7$ er imidlertid for lille, specielt da spredningen er meget stor, til at der kan drages vidtgående konklusioner. Alle observerede udsvingsstyrker ses at være større end $0{,}55 \cdot f_c$. Man skulle forvente, at en spænding, som ikke forårsager mikrorevner i betonens cementpasta, skulle kunne tåles uendelig mange gange. På den anden side må man ikke glemme, at beton altid vil have mikrorevner, f.eks. fra svind.

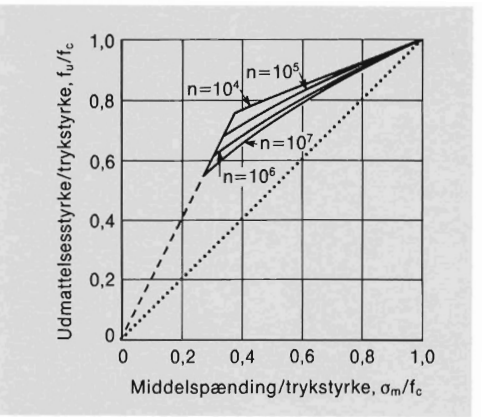
Det fremgår af figur 3.3-20, at udsvingsstyrken er $f_{\overset{+}{o}} \simeq 0{,}75 \cdot f_c$ for $n = 2 \cdot 10^6$ spændingsvekslinger. Samtidig fremgår det også, at spredningen er meget stor – noget der skal tages hensyn til, når betonkonstruktioner undersøges over for udmattelse.



Figur 3.3-20. Wöhler-diagram, som viser, at der ikke er signifikant forskel på betons udmattelse over for træk- og trykpåvirkninger. Resultater fra flere forsøgsserier.



Figur 3.3-21. Øverste halvdel af Smith-diagram svarende til n = $2 \cdot 10^6$ spændingsvekslinger. Resultaterne er samlet fra 8 uafhængige forsøgsserier, som er udført i årene 1934–68.



Figur 3.-22. Øverste halvdel af Smith-diagram for forskellige værdier af n, optegnet på basis af Aas-Jakobsens formel.

Smith-diagrammet afbilder σ_{max} og σ_{min} som funktion af middelspændingen σ_m, svarende til et fastholdt antal spændingsvekslinger n, således at spændingsgabet Δf_u måles som ordinatforskellen mellem de to kurver. I figur 3.3-21 er Smith diagrammet svarende til $n = 2 \cdot 10^6$ vist.

Aas-Jakobsen har angivet en empirisk relation mellem udmattelsesstyrken $\sigma_{max} = f_u$, den nedre spændingsgrænse σ_{min} og antallet af spændingsvekslinger n. Denne relation, *Aas-Jakobsens formel,* har formen:

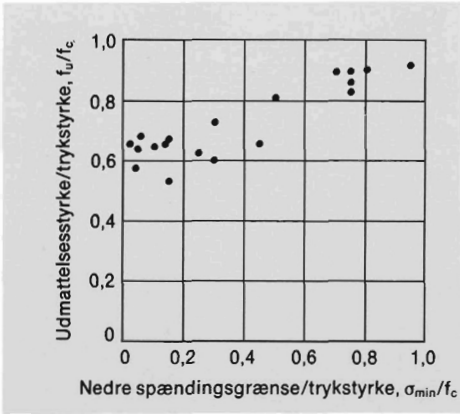
$$\frac{\sigma_{max}}{f_c} + 0{,}064 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right) \cdot \log n = 1$$

På basis heraf og af, at trækstyrken er $f_t = 0$, er Smith-diagrammerne i figur 3.3-22 tegnet. Det ses, at udsvingsstyrken er $f_{\overset{\leftrightarrow}{0}} = 0{,}6 \cdot f_c$ for $n = 2 \cdot 10^6$ spændingsvekslinger.

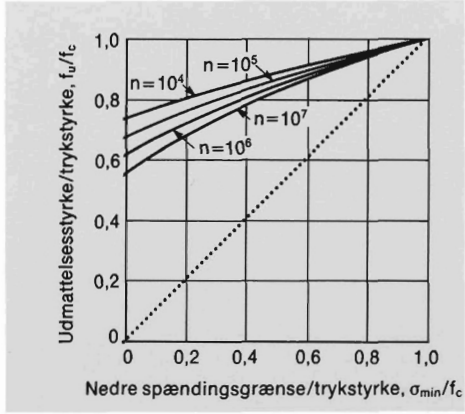
Eksempel 3.3-5

En beton med en (middel-)trykstyrke $f_c = 25$ MN/m² påvirkes til en spændingsveksling fra $\sigma_{min} = 8$ MN/m² til $\sigma_{max} = 20$ MN/m² i tryk. Af Aas-Jakobsens formel findes,

$$\log n = \frac{1 - 20/25}{0{,}064 \cdot (1 - 8/20)} = 5{,}2$$



Figur 3.3-23. Goodman-diagram svarende til n = $2 \cdot 10^6$ spændingsvekslinger. Resultaterne er samlet fra 8 uafhængige forsøgsserier, som er udført i årene 1934–68.



Figur 3.3-24. Goodman-diagram for forskellige værdier af n, optegnet på basis af Aas-Jakobsens formel.

Betonen skulle altså (i middel) kunne modstå $10^{5.2} = 1{,}58 \cdot 10^5$ spændingsvekslinger. Dette resultat kan også aflæses af figur 3.3-22, idet

$$\frac{\sigma_m}{f_c} = \frac{1/2 \cdot (20 + 8)}{25} = 0{,}56$$

$$\frac{\sigma_{max}}{f_c} = \frac{20}{25} = 0{,}8$$

Skulle betonen derimod kunne modstå $n = 2 \cdot 10^6$ spændingsvekslinger med øvre spændingsgrænse $\sigma_{max} = 20$ MN/m², måtte nedre spændingsgrænse σ_{min} ændres. Af Aas-Jakobsens formel findes

$$\frac{\sigma_{min}}{f_c} = \left(1 - \frac{1 - \sigma_{max}/f_c}{0{,}064 \cdot \log n}\right) \cdot \frac{\sigma_{max}}{f_c}$$

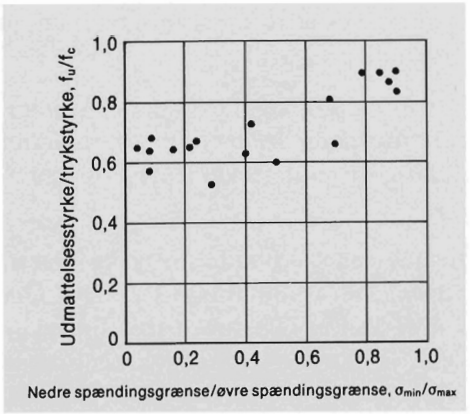
Indsættes de givne værdier, findes

$$\frac{\sigma_{min}}{f_c} = \left(1 - \frac{1 - 0{,}8}{0{,}064 \cdot 6{,}3}\right) \cdot 0{,}8 = 0{,}40$$

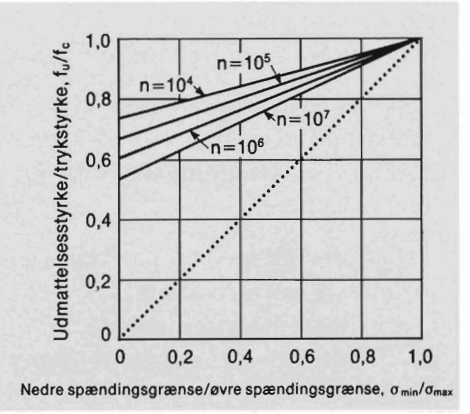
svarende til en nedre spændingsgrænse på

$$\sigma_{min} = 0{,}40 \cdot 25 = 10 \text{ MN/m}^2$$

Også dette resultat kan aflæses af figur 3.3-22.



Figur 3.3-25 Moore-diagram svarende til n = $2 \cdot 10^6$ spændingsvekslinger. Resultaterne er samlet fra 8 uafhængige forsøgsserier, som er udført i årene 1934–68.



Figur 3.3-26. Moore-diagram for forskellige værdier af n, optegnet på basis af Aas-Jakobsens formel.

Goodman-diagrammet anvendes også ofte i betonlitteraturen. Her afbildes øvre spændingsgrænse $\sigma_{max} = f_u$ som funktion af nedre spændingsgrænse σ_{min} svarende til et fastholdt antal spændingsvekslinger n. I figur 3.3-23 er Goodman-diagrammet svarende til $n = 2 \cdot 10^6$ spændingsvekslinger vist, og i figur 3.3-24 er Goodman-diagrammerne for forskellige værdier af n optegnet på basis af Aas-Jakobsens formel.

Moore-diagrammet, eller det modificerede Goodman-diagram, anvendes også ofte. Her afbildes øvre spændingsgrænse $\sigma_{max} = f_u$ som funktion af forholdet mellem spændingsgrænserne $\sigma_{min}/\sigma_{max}$ for et fastholdt antal spændingsvekslinger n. I figur 3.3-25 er Moore-diagrammet svarende til $n = 2 \cdot 10^6$ spændingsvekslinger vist, og i figur 3.3-26 er Moore-diagrammerne for forskellige værdier af n optegnet på basis af Aas-Jakobsens formel.

Belastningsformens indflydelse

Medens en række forhold, som har med selve betonen at gøre (v/c-forhold, hærdningsgrad, luftindblanding, fugtighed mv.), påvirker betonens udmattelsesstyrke og styrke ved statisk engangslast i samme forhold, så har flere forhold ved selve lasten indflydelse på udmattelsesstyrken.

Frekvensen, hvormed spændingerne varierer, har ingen indflydelse på udmat-

telsesstyrken, blot $\sigma_{max} < 0{,}8 \cdot f_c$. Dette kan tænkes at hænge sammen med, at dette netop er grænsen for opståen af krybebrud.

Spændingsvariationens form har en vis betydning. Forsøg har vist, at rektangulære spændingsvariationer er farligere end sinusformede spændingsvariationer (harmoniske svingninger), som igen er farligere end trekantformede spændingsvariationer.

Hvileperioder mellem påvirkningerne giver forøget udmattelsesstyrke. Det er forholdsvis korte perioder, der har betydning, idet udmattelsesstyrken stiger med hvileperiodernes længde, op til ca. 5 min. Der er tale om ca 10% forøgelse af udmattelsesstyrken. Dette fænomen kan tænkes at være resultatet af den spændingsomlejring, som finder sted som følge af relaksation i cementpastaen.

Varierende spændingsgrænser har stor betydning. De udmattelsesstyrker, som bestemmes i laboratoriet under fastholdte spændingsgrænser, svarer ikke til forholdene i praksis. I praksis vil ikke alene spændingsgabet, men også middelspændingernes variation ofte få et med tiden helt tilfældigt forløb.

Til vurdering af betydningen af varierende spændingsgrænser anvendes *Palmgren-Miners hypotese.* Denne hypotese siger, at påvirkes et materiale af n_1 spændingsvekslinger med spændingsgab $\triangle\sigma_1$ og middelspænding σ_{m1} efterfulgt af n_2 spændingsvekslinger med spændingsgab $\triangle\sigma_2$ og middelspænding σ_{m2}, vil der indtræde udmattelsesbrud, når

$$\frac{n_1}{N_1} + \frac{n_2}{N_2} = 1$$

Heri er N_1 det antal spændingsvekslinger, som medfører udmattelsesbrud for et fastholdt spændingsgab $\triangle\sigma_1$ og en konstant middelspænding σ_{m1}. Størrelsen N_2 er defineret tilsvarende. Formlen kan udbygges med N_3, N_4, osv.

Man har ved laboratorieforsøg med beton observeret systematiske afvigelser fra Palmgren-Miners hypotese. Hvis den lave middelspænding kom først i programmet, var hypotesen på den usikre side, men hvis den høje middelspænding kom først, var hypotesen på den sikre side. Teoretisk set må man altså konkludere, at Palmgren-Miners delskadeteori, som forudsætter lineær skadeakkumulation med antallet af spændingsvekslinger, må forkastes for beton.

Nu udsættes konstruktioner i praksis ikke først for spændingsvekslinger ved én middelspænding og derefter for spændingsvekslinger ved en middelspænding på et andet niveau. Middelspændingerne vil også ofte variere tilfældigt. Derfor anvendes Palmgren-Miners hypotese alligevel som en akceptabel tilnær-

melse i praksis. Ved forsøg med skiftevis varierende middelspænding har man da også fået tilfredsstillende overensstemmelse med Palmgren-Miners hypotese.

Eksempel 3.3-6

I eksempel 3.3-5 blev det vist, at en beton med trykstyrke $f_c = 25$ MN/m^2 ville kunne klare $N_1 = 1{,}58 \cdot 10^5$ spændingsvekslinger mellem $\sigma_{min} = 8$ MN/m^2 og $\sigma_{max} = 20$ MN/m^2. Sammesteds blev det også vist, at betonen i stedet kunne klare $N_2 = 2 \cdot 10^6$ spændingsvekslinger mellem $\sigma_{min} = 10$ MN/m^2 og $\sigma_{max} = 20$ MN/m^2. Ved en blandet spændingsveksling med n_1 svingninger af den første slags og n_2 af den anden, vil der ske udmattelsesbrud iht. Palmgren-Miners hypotese, når følgende krav er opfyldt.

$$\frac{n_1}{1{,}58 \cdot 10^5} + \frac{n_2}{2 \cdot 10^6} = 1$$

Er der derfor lige mange svingninger af hver type, $n_1 = n_2 = n$, kan betonen klare

$$n = \frac{10^5}{1/1{,}58 + 1/20} = 1{,}46 \cdot 10^5$$

spændingsvekslinger af hver type, dvs. ialt $2{,}92 \cdot 10^5$ spændingsvekslinger, før udmattelsesbrud indtræffer.

Ved *bøjning med normalkraft* vil man kunne beregne tværsnittets levetid målt i antal vekslende påvirkninger, før udmattelsesbrud indtræffer, på basis af kantspændingernes veksling mellem σ_{max} og σ_{min}. Tværsnittets udmattelsespåvirkning svarende hertil kan derefter beregnes ud fra en formel betonarbejdslinie, som afskæres svarende til σ_{max} og σ_{min}.

Nogle forsøg viser overensstemmelse med dette beregningsprincip, medens man ved andre har fundet større udmattelsesstyrke end beregnet.

Som omtalt tidligere under trykarbejdslinier vil beton, der udsættes første gang for tryk, som er mindre end svarende til brud, dels have en krum arbejdslinie (mod tøjningsaksen), dels få blivende tøjning. Det blev også omtalt, at efter et vist antal af- og belastninger op til det pågældende trykspændingsniveau, vil arbejdslinien være blevet retliniet, og den blivende tøjning vil have stabiliseret sig. Fortsættes nu denne proces, svarende til en udmattelsespåvirkning, viser det sig, at betonen i nærheden af udmattelsesbruddet får en arbejdslinie, som er krum til den anden side (mod spændingsaksen), og at tøjningerne, herunder også de blivende tøjninger, vokser.

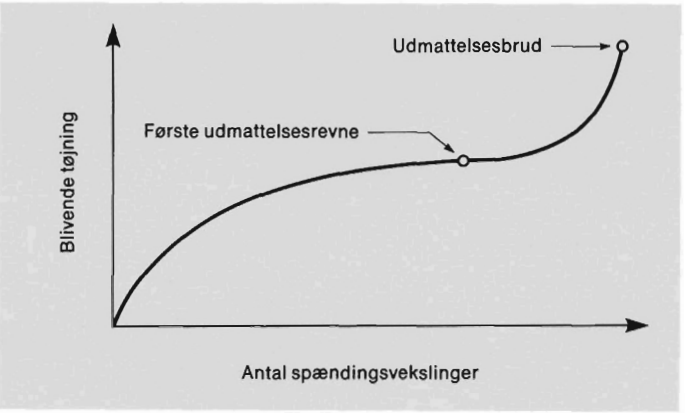
Afsættes den blivende tøjning som funktion af antallet af spændingsvekslinger, får man et typisk forløb op mod udmattelsesbrud som vist i figur 3.3-27. Til at begynde med vokser den blivende tøjning som tidligere nævnt og går

mod en asymptote. Hvis der indtræffer udmattelsesbrud, vil kurven imidlertid få en vendetangent.

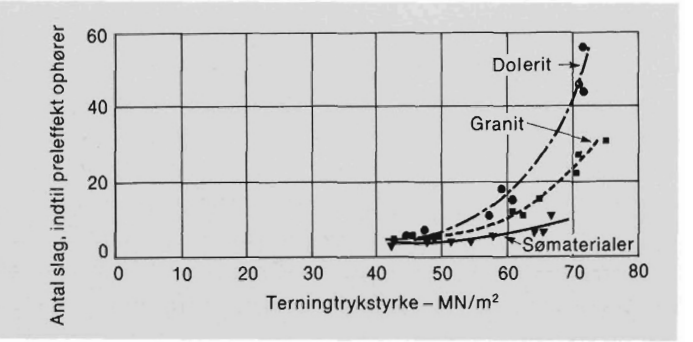
Er der mulighed for spændingsomlejring i tværsnittet, vil dette ske, idet områder med høj spænding revner, og lasten må herefter optages af andre områder, hvor spændingerne tidligere har været mindre, og som derfor ikke er så revnede.

Udmattelsesforløbet i beton kan observeres i relativ lang tid, idet udmattelsesbruddet kan forudsiges gennem kraftig revnedannelse og deformationsforøgelser. Derfor må man sige, at udmattelsesbrud i beton har karakter af et sejt brud, modsat armering, der har et sprødt udmattelsesbrud.

I en armeret betontrykzone, der udsættes for vekslende trykpåvirkninger, vil der ske en spændingsomlejring, efterhånden som den blivende tøjning vokser. Derved vil trykarmeringen optage en større del af påvirkningen end svarende til



Figur 3.3-27. Blivende tøjning som funktion af antallet af spændingsvekslinger. Principielt efter Gaede 1962.



Figur 3.3-28. Relation mellem vådlagret betons terningtrykstyrke og det antal hammerslag, som skal til, for at betonen har mistet sin preleffekt (tilbagekastningsevne) [17].

det, der kan beregnes efter elasticitetsteorien. Kun ved at medtage den blivende tøjning i beregningerne kan man få et realistisk billede af forholdene.

Slagstyrke

I forbindelse med f.eks. ramning af pæle har betonens slagstyrke betydning. Ved måling af slagstyrken har prøvelegemets dimensioner og understøtningsform samt slagmåden væsentlig betydning. Derfor bør man være så realistisk som mulig, hvis der skal udføres forsøg til bestemmelse af slagstyrken.

Til brug ved sammenlignende forsøg, f.eks. til undersøgelse af betonsammensætningens betydning, kan man bruge simple prøvelegemer, der påvirkes af veldefinerede hammerslag. Slagstyrken måles da som det antal hammerslag, der medfører revnedannelse og knusning af betonen.

Slagstyrken er et mål for, hvor megen energi betonen kan absorbere, uden at den indre struktur forstyrres. Slagstyrken er således også et slags sejhedsmål.

Det viser sig, at betonens *tilslag, styrke* og *tilstand* har betydning for slagstyrken. I figur 3.3-28 er der vist et eksempel på relationen mellem betons slagstyrke som funktion af betonens trykstyrke og af forskellige tilslagstyper. Det bemærkes, at slagstyrken stiger eksponentielt med betonens trykstyrke, og at tilslagets art får en væsentlig betydning, når betonens styrke er større end 50 MN/m^2. Det er især (stærk) beton, hvortil der er benyttet tilslag med ru overflade, der har stor slagstyrke. Man kan heraf ledes til den formodning, at det mere er betonens trækstyrke end trykstyrken, der har betydning for slagstyrken.

Betonens tilstand påvirker slagstyrken anderledes end trykstyrken. Våd beton har således større slagstyrke end tør beton, alt andet lige.

Slidstyrke

Hvor beton bruges som belægning, har slidstyrken betydning (betonveje, kørefliser og belægningssten af beton). Slidstyrke er i tidens løb blevet målt på mange forskellige måder og kan næppe siges at være et veldefineret begreb. I dag anvendes en særlig slidprøve til betonbelægninger, hvor der tillige kræves en vis ruhed, f.eks. motorveje. Her lader man automobilhjul overkøre en betonbelægning i en cirkulær bane. Belægningens ruhed måles, og antallet af gennemkørte km i forhold til nedslidningen er et mål for belægningens slidstyrke. Metoden egner sig kun til sammenlignende undersøgelser.

Betons slidstyrke er i mindre grad afhængig af tilslagets slidstyrke end af dets kornstørrelse og af de betonteknologiske forhold. Det har vist sig, at den

vigtigste parameter til styring af betonens slidstyrke er dens trykstyrke. Selvfølgelig bør bløde korn i tilslaget undgås, og hårde korn foretrækkes. Til motorveje anvendes således granit-beton i belægningens øverste lag. Til fliser og trappetrin, der er udsat for meget hårdt slid, kan man erstatte en del af sandet med karborundum, der bevarer sin ruhed og ikke slides i nævneværdig grad.

Betonen slides på den måde, at cementpastaen over og mellem sandkornene slides bort. De opragende sandkorn hæmmer derefter sliddet, indtil de rives løs. Derefter fortsætter sliddet på cementpastaen etc. Det er derfor fordelagtigt at anvende store korn med ru overflade, men det besværliggør afretningen.

Nystøbte belægninger skal tildækkes hurtigt og omhyggeligt, eventuelt påsprøjtes en hærdningsmembran, idet for tidlig udtørring medfører en væsentlig reduktion af betonens slidstyrke.

Litteratur til afsnit 3.3

[1] Bresler, B. (editor): »Reinforced Concrete Engineering«. Vol 1. John Wiley & Sons, London, 1974.

[2] Sargin, M: »Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections«. Solid Mechanics Division, Study No. 4, University og Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 1971.

[3] Brooks, A. E. and Newman, K. (editors): »The Structure of Concrete and its Behaviour under Load«. Proceedings of an International Conference London, 1965. C & CA, London, 1968.

[4] Neville, A. M.: »Properties of Concrete«. Sir Isaac Pitman and Sons Ltd., London, 1975.

[5] Griffith, A. A.: »The Phenomena of Rupture and Flow in Solids«. Philosophical Transactions (Royal Society), Ser. A, vol. 221, 1920.

[6] CEB-FIP: »Model Code for Concrete Structures«. International Recommendations, 3rd Edition, Paris, 1978.

[7] Zielinszki, C.: »Die Entwicklung der Erhärtung der Roman- und Portlandzemente im Brei, im Mörtel und im Beton«. I.A.T.M. Kongres, København, 1909.

[8] Abrams, D. A.: »Design of Concrete Mixtures«. Bull. No. 1. Struc. Mat. Research Lab. Lewis Inst. Chicago, 1918.

[9] Talbot and Richardt: »The Strength of Concrete, its Relation to the Cement, Aggregates and Water«. Bull. 137, Eng. Experiment Station. University of Ill., 1923.

[10] Bolomey, J.: »Détermination de la résistance a la compression des mortiers et bétons«. Bulletin technique de la Suisse romande, 1925.

[11] Aas-Jakobsen, K.: »Fatigue of Concrete Beams and Columns«. Inst. for Betongkonstruksjoner, NTH, 1970.

[12] Richardt, F. E., Brandtzæg, A. and Brown, R. L.: »The Failure of Plain and Spirally Reinforced Columns in Compression«. University of Ill., Experiment Station, Bull. 190, 1929.

[13] Jensen, Aa. P.: »On Failure in Concrete«. Acta Polytechnica Scandinavica, No. 66, København, 1970.

[14] Johansen, K. W.: »Brudbetingelser for sten og beton«. Bygningsstatistiske meddelelser, årg. 24, No. 2, 1958.

[15] Nepper-Christensen, P. og Nielsen, T. P. H.: »Load Induced Crack Formation and Strain Distribution in a Model of Concrete«. Concrete Research Laboratory, Karlstrup, 1969. BFL int. Rep. No. 203.

[16] Fördös, Z.: »Undersøgelse af alkalikiselreaktioner i beton tilsat flyveaske«. CBL Intern Rapport nr. 29. Aalborg Portland, november 1981.

[17] Green, H.: »Impact Strength of Concrete«. Research Series 26, Building Research Station, 1964.

[18] CEB: »Concrete Under Multiaxial States of Stress-Constitutive Equations for Practical Design«. Bulletin d'Information No. 156, Juni 1983.

[19] Ottesen, N. S.: »Constitutive Model for Short-Time Loading of Concrete«. Jour. Eng. Mech. Div. ASCE, Vol. 105, EM 1, Februar 1979.

[20] Hilleborg, Arne: »Brottmekanik tillämpad på betong«. Nordisk Betong, 6: 1978.

[21] Griffith, A. A. Phil. Trans. Royal Soc. London, Ser. A221, 1921.

[22] Bache, H. H.: »Brudmekanik«. Beton-Teknik 3/12/1984. Aalborg Portland 1984.

[23] Hansen, P. F. og Pedersen, E. J.: »Proportioneringsmodel«. Beton- og Konstruktionsinstituttet, marts 1983.

3.4 Fugtmekanik

Beton er et porøst materiale, der kan gennemtrænges af væsker eller luftarter. Når det følgende afsnit er kaldt »fugtmekanik«, skyldes det, at »fugt«, enten som vanddamp eller som flydende vand, er det vigtigste af de stoffer, som bindes i eller drives gennem materialet.

Afsnittet behandler dels betonens evne til at fastholde vand, dels transporten af fugt gennem betonen. Det forudsættes herunder, at betonen er ensartet (homogen) og urevnet. Hvis der er stenreder, dårlige støbeskel eller revner i konstruktionen, vil der kunne drives flere tusinde gange mere vand gennem disse uregelmæssigheder end gennem betonen ved siden af.

Kravene til sammensætning af vandtæt beton fremgår af afsnit 8.2 om betonproportionering. Fremstilling af en vandtæt konstruktion kræver desuden omtanke i forbindelse med de konstruktive detaljer som støbeskel m.v. jf. afsnit 3.5. I »vandtæt« beton er vandtransporten gennem materialet i langt de fleste tilfælde helt uden betydning.

Det er besværligt og langsommeligt at måle fugtvandring i beton korrekt. Det tager tid for vandet at bevæge sig. Desuden er beton ikke ét, men mange materialer, hvis man betragter porestrukturen. Dette har bevirket, at til trods for, at kendskab til fugtmekanikken er meget nødvendig i bygningsteknikken, er emnet endnu ufuldstændigt belyst. Beregningsmodellerne er unøjagtige, og koefficienterne er usikkert bestemt. De her anførte regneregler giver mulighed for at foretage et »kvalificeret skøn« over fugtfiksering og fugtvandring i beton i usammensatte konstruktionsdele.

Temperatur °C	Mætningstryk Pa	Dampindhold g/m³
−20	102,6	0,89
−10	259,9	2,15
− 8	309,3	2,54
− 6	367,9	3,00
− 4	437,2	3,53
− 2	517,2	4,15
0	610,5	4,86
+ 1	657,2	5,18
2	705,2	5,57
3	758,5	5,96
4	813,1	6,37
5	871,8	6,79
6	934	7,26
7	1001	7,74
8	1073	8,27
9	1148	8,83
10	1228	9,40
11	1312	10,03
12	1402	10,67
13	1494	11,38
14	1598	12,05
15	1705	12,83
16	1817	13,66
17	1937	14,49
18	2063	15,36
19	2197	16,29
20	2338	17,3
21	2486	18,3
22	2643	19,4
23	2809	20,6
24	2983	21,8
25	3167	23,0
30	4242	30,4
25	5623	39,6
40	7414	51,1
50	12330	83
60	19920	130
70	31160	204
80	47360	294
90	70110	423
100	101320	598
150	476000	2550
200	1555000	7860

Tabel 3.4-1. Vanddamp i luft. Tryk og dampindhold i mættet luft i afhængighed af temperaturen.

Fugtmekaniske grundbegreber

Ved en given temperatur kan luften maksimalt indeholde en bestemt mængde vanddamp c_s, hvis partialtryk kaldes *mætningstrykket* p_s. Dampmængden ved mætning og mætningstrykket afhænger af temperaturen som vist i tabel 3.4-1.

Den relative luftfugtighed (RF eller φ) udtrykker den brøkdel, som det herskende vanddamppartialtryk p udgør af mætningstrykket p_s ved den pågældende temperatur.

$$RF = \varphi = p/p_s \qquad (1)$$

Tabel 3.4-2. Mætnings-damptryk over krumme flader, menisker, i % af mætningstrykket over plan flade.

Meniskenradius nm	**p/p_s** %
1000 = 1 µm	99,9
100	99
21	95
10	90
5	80
2,1	60

Tør luft har RF = 0%. Vandmættet luft har RF = 100%.

Dugpunktet for luft med et givet vandindhold er den temperatur, ved hvilken vand vil udskilles fra luften som dug. Dugpunktet kan anvendes til måling af den relative fugtighed i luften ved udgangstemperaturen.

I kapillarporer i et materiale, som vædes af en væske, vil væskeoverfladerne altid være krumme. En krum væskeoverflade i en pore kaldes en *menisk*. Umiddelbart over meniskerne vil vanddampenes mætningstryk være mindre end de i tabel 3.4-1 anførte værdier, som gælder for en plan væskeoverflade. De *formindskede damptryk* fremgår af tabel 3.4-2. Hvis den relative luftfugtighed og dermed damptrykket over en given menisk bliver større end værdien i denne tabel, vil der ske kondensation på væskeoverfladen, indtil krumningen er i ligevægt med den nye relative luftfugtighed (kapillarkondensation).

Vandindholdet i et materiale kan beskrives ved vand-tørstof-forholdet, vandindholdet pr. m^3, den kapillære vandmætningsgrad og vakuumvandmætningsgraden.

Vand-tørstof-forholdet (fugtbrøken, vandindhold i vægtprocent) er vandindholdet i et materiale som procent af materialets tørre masse. Størrelsen (u) bestemmes således: En prøve af materialet vejes (m_1 kg) og tørres i 105°C, indtil massen er konstant (m_2 kg). u beregnes af

$$u = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \qquad (2)$$

Vandindholdet pr. m^3, w, kan med kendskab til materialets tørdensitet ϱ beregnes af

$$w = \varrho \cdot u \qquad (3)$$

Den kapillære vandmætningsgrad i et materiale, S_{cap}, er materialets vandindhold målt i forhold til den mængde vand, materialet kan indeholde efter frivillig vandopsugning. Kaldes materialevægten efter kapillær vandopsugning for m_{cap}, beregnes størrelsen således

$$S_{cap} = \frac{m_1 - m_2}{m_{cap} - m_2} \tag{4}$$

Vakuumvandmætningsgraden i et materiale, S_{vac}, er materialets vandindhold målt i forhold til den mængde vand, som materialet kan indeholde efter fuldstændig mætning med anvendelse af vakuum og overtryk. Kaldes vægten efter mætning for m_{vac}, beregnes størrelsen således

$$S_{vac} = \frac{m_1 - m_2}{m_{vac} - m_2} \tag{5}$$

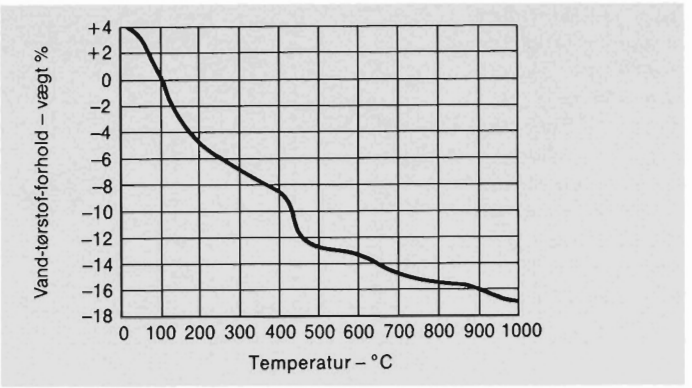
Vand i beton

Vand forekommer i beton i følgende former:

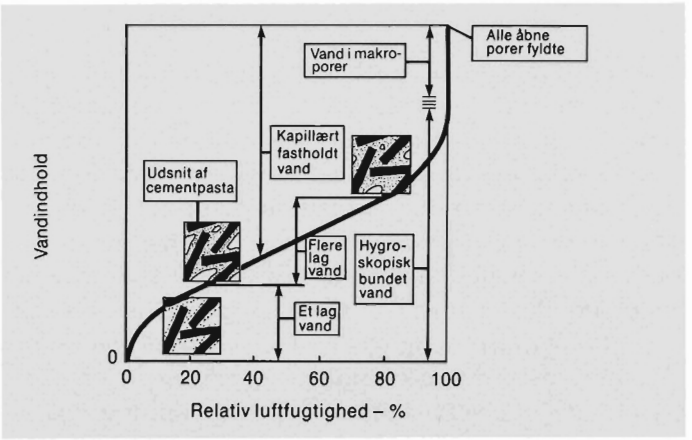
1. *Kemisk bundet* i hydratiseringsprodukterne
2. *Fysisk bundet,* adsorberet, til de indre overflader i porerne i cementpasta og tilslag
3. *Fysisk fastholdt* som kapillarvand i porer, revner og huller.

Angivelserne kemisk bundet og fysisk bundet hentyder til, hvor kraftig bindingen er, og dermed til, hvor stor energi der skal til for at fjerne vandet. Fysisk bundet vand kan afgives ved normale anvendelsestemperaturer. Kemisk bundet vand afgår først ved temperaturer over 100°C og er f.eks. for cementpastas vedkommende først helt uddrevet ved glødning ved 1000°C. Af praktiske grunde har man valgt at skelne mellem de to bindingsformer ud fra en temperatur lidt over vands kogepunkt: Det, som kan drives ud ved 105°C, kaldes fysisk bundet eller *fordampeligt,* medens det, som må drives ud ved højere temperaturer, kaldes kemisk bundet eller *ikke-fordampeligt,* jf. figur 3.4-1. Det nedenfor omtalte hygroskopisk optagne vand er fysisk bundet.

De porøse bygningsmaterialer er hygroskopiske, d.v.s. at de kan optage vand fra og afgive vand til den omgivende luft. Vi siger, et materiale er i *ligevægt* med den omgivende luft, når materialets temperatur og luftens temperatur er



Figur 3.4-1. Vægtændring af cementpasta under langsom opvarmning. Indtil 105°C bortgår det vand, som traditionelt regnes fysisk bundet, »fordampeligt«. Over 105°C bortgår det kemisk bundne vand gradvist fra hydratiseringsprodukterne. (Portlandcement, v/c = 0,5, hydratisering til 28 døgn, 3°C/min. [14].

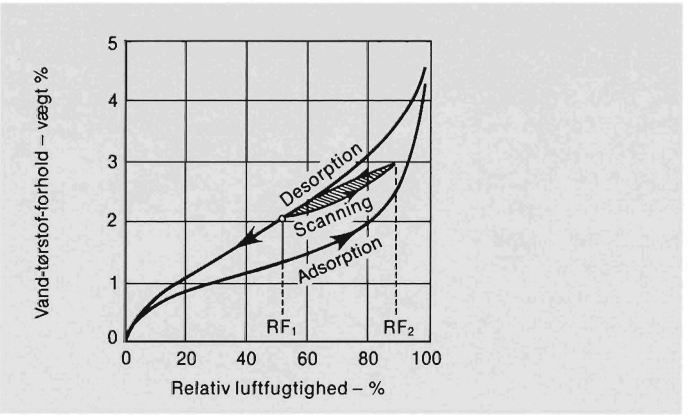


Figur 3.4-2. Ligevægtsvandindhold i beton i afhængighed af relativ luftfugtighed. Kurven er optegnet for vandafgivelse (desorption).

ens, og når vanddampens tryk i materialet porer og vanddampens partialtryk i den omgivende luft er ens. For ethvert materiale er der en sammenhæng mellem luftens fugtighed RF og ligevægtsvandindholdet. Se figur 3.4-2.

Ved relative luftfugtigheder op til 20 à 30% RF bindes vandmolekylerne i et enkelt lag til de indre overflader. Mellem 20 à 30% RF og 60 à 80% RF fastholdes flere lag vand. Over ca. 50% RF begynder der at optræde kapillarkondensation: Ved en given RF vil alle de porer, hvor damptrykssænkningen jf. tabel 3.4-2 er mindre end denne RF, være fyldt med vand.

Et materiales afgivelse af fugt til omgivelserne kaldes for *desorption*. Modsat taler man om *adsorption*, når materialet optager vand. Som fællesbegreb for vandoptagelse og -afgivelse anvendes ordet *sorption*.



Figur 3.4-3. Eksempel på sorptionsforløb for beton (C = 237 kg/m^3, v/c = 0,66, α = 96%). Hvis betonen udsættes for skiftevis udtørring og opfugtning mellem RF_1 og RF_2, vil der indstille sig et ligevægtsvandindhold inden for det skraverede område.

Den kurve, som angiver ligevægtsvandindhold for et materiale, som har afgivet vand til omgivelserne, kaldes for en *desorptionsisoterm*. Ordet *isoterm* hentyder til, at kurven gælder for fastholdt temperatur.

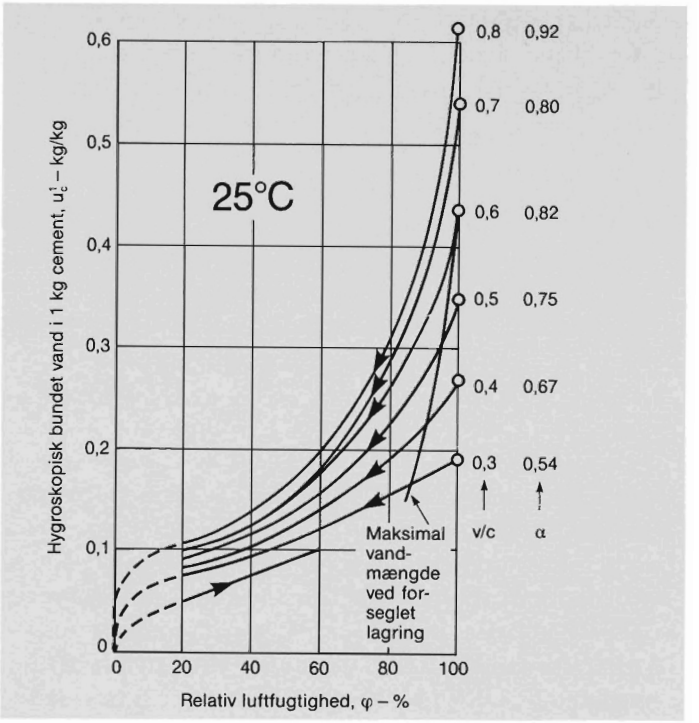
Sammenlignes de ligevægtsfugtigheder, der opnås under adsorption, med dem, som opnås under desorption (figur 3.4-3), ses, at adsorptionsværdierne ligger under desorptionsværdierne. (Afvigelsen mellem de to kurvers forløb kalder man i lighed med andre tilsvarende fysiske fænomener for *hysterese*). Et materiale, der er udtørret til et vist punkt på desorptionsisotermen, vil ved opfugtning indstille sig på ligevægtsvandindhold, som ligger på en kurve, en *scanningkurve*, i hysteresesløjfen. I praksis, hvor den relative luftfugtighed varierer, vil et givet materiales ligevægtsvandindhold indstille sig i et område mellem to scanningkurver, jf. figur 3.4-3, idet der også er hysterese i scanningkurverne.

Den mængde vand, som bindes i en beton, afhænger af betonens porøsitet. Porøsiteten er bestemt af cementpastaens art og mængde, dvs. af cementmængde, v/c, og hydratiseringsgrad, α, samt af tilslagets art.

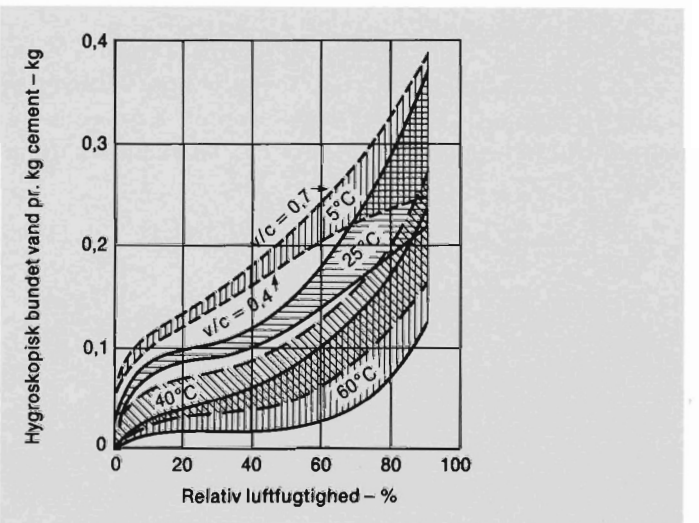
Kendskab til sorptionsisotermer er nødvendigt, når man skal bedømme og analysere fugttilstanden i en konstruktion. Endvidere anvendes ligevægtsvandindholdet under desorption som parameter ved beregning af udtørringsforløb.

På figur 3.4-4 ses desorptionsisotermer for cementpasta af 1 kg cement i beton eller mørtel med forskellige v/c-værdier. Når v/c vokser ændres sorptionskurvens form således, at værdierne ved de høje luftfugtigheder bliver større. Det

Figur 3.4-4. Hygroskopisk bundet vand i cementpasta i beton målt i kg vand pr. kg tilsat cement. Cirklen ved 100% RF angiver det højest opnåelige vandindhold ved vandlagring. Pil nedad angiver desorption. Pil opad angiver adsorption. Efter [1] og [3], let korrigeret.



Figur 3.4-5. Desorptionskurver for cementpasta i beton for forskellige temperaturniveauer. Øverste kurve gælder for v/c = 0,7, nederste for v/c = 0,4. [3].



skyldes, at kapillarporøsiteten øges, når v/c vokser. Toppunktet for isotermen er det punkt, hvor alle porer er fyldt med vand. Ud fra regnereglerne for cementpastas hydratisering s. 366 ff kan dette maksimale vandindhold beregnes som

$$u_c^l, \text{ max.} = v/c - 0{,}20 \cdot \alpha \tag{6}$$

hvor α er hydratiseringsgraden.

Hydratiseringsgraden ændrer også sorptionskurvens form, således at værdierne ved de lave fugtigheder stiger med stigende α. Det skyldes, at cementpastaens specifikke overflade øges, når α vokser. Ud fra figur 3.4-4 ses det, at ordinaterne ved 20% RF kan beregnes som

$$u_{c,\ des,\ 20\%}^l = 0{,}122 \cdot \alpha \tag{7}$$

Ud fra ligning (6), (7) på kurverne i figur 3.4-4 kan desorptionsisotermer for cementpasta af 1 kg cement tegnes for $0{,}3 < v/c < 0{,}8$ og $0 < \alpha < 0{,}9$. α kan næppe blive større end 0,6 for $v/c = 0{,}3$ og ikke større end 0,8 for $v/c = 0{,}4$.

Adsorptionsisotermerne for cementpasta kan beregnes ud fra Powers målinger af geladsorptionsisotermer. En metode er vist i [5]. Det teoretiske resultat, som bekræftes af målinger, viser, at adsorptionsisotermen er retliniet i området 20% RF til 45% RF. Den følger udtrykket

$$u_{c,ads}^l(\varphi, \alpha) = (1{,}60 \cdot 10^{-3} \cdot \varphi + 0{,}038) \cdot \alpha \tag{8}$$

hvor φ er den relative luftfugtighed i %. I figur 3.4-4 er vist et eksempel for $\alpha = 0{,}8$. Resten af adsorptionsisotermen tegnes som en opadhul kurve med den lodrette akse ved 100% RF som tangent. Kurven fortsættes til det maksimale vandindhold bestemt ved formel [6]. Kurven kan ifølge resultater i [5] skrives som

$$u_{c,\ ads}^l(\varphi, \alpha) = u_{c,\ max}^l \left(1 - \left(\frac{1}{3} - 0{,}0233 \frac{\alpha}{u_{c,\ max}^l}\right)(100 - \varphi)^{0.25}\right) \tag{9}$$

α indsættes som rent tal tal, φ som %.

Det ses, at der er ret stor forskel, hysterese, mellem de- og adsorptionsisotermerne. Dette skyldes dels en reel hysterese, dels at de to resultater stammer fra to forskellige forskningsresultater.

Temperaturen har stor indflydelse på sorptionskurvernes forløb, jf. figur 3.4-5 og side 129 i [4].

På basis af formel (6), (7) og (8) og figur 3.4-4 (evt. 3.4-5) og oplysninger om sand- og stenmaterialernes sorptionsisotermer kan en vilkårlig betons vandindhold pr. m^3, w, for enhver RF-værdi beregnes ved forholdsregning efter formlen

$$w = u_c^l \cdot C + u_{Sa} \cdot Sa + u_{St} \cdot St \tag{10}$$

hvor u_c^l er cementpastaens vandbindingsevne pr. kg cement, evt. aflæst på figur 3.4-4, C er cementindholdet i kg/m^3, u_{Sa} er sandets og u_{St} stenenes vand-tørstof-forhold for den givne RF værdi. Sa er sandindholdet i kg/m^3 og St er stenindholdet i kg/m^3.

Der er grunde til at antage, at alkalikiselgel også giver et bidrag til betonens sorptionsisoterm, jf. [4], s. 133.
Det maksimale vandindhold gældende for alle luftbobler og fyldte grove porer beregnes ud fra punktet for 100% RF i formel (10) plus $a \cdot \varrho_w$, hvor a er betonens luftindhold i m^3/m^3 og ϱ_w er vands densitet.

Betonens vand-tørstof-forhold, u_b, kan beregnes, jf. formel (3), af

$$u_b = \frac{w}{\rho} \tag{11}$$

hvor ρ er betonens tørdensitet.

I beton, som hærdner forseglet, dvs. uden at der kan suges vand ind fra omgivelserne, vil der optræde *selvudtørring*, vandmætningsgraden synker. Det skyldes, at vandet ved den kemiske reaktion med cementen mindsker sit volumen, hvorved der opstår gasfyldte hulrum i cementpastaen, jf. figur 3.1-4. Den relative luftfugtighed i disse hulrum er bestemt af radius i de menisker, som begrænser hulrummene, jf. tabel 3.4-2. Ved $v/c > 0{,}6$ vil hulrumsdannelse ske i de grove kapillarporer, hvilket kun giver lille damptrykssænkning. Ved $v/c < 0{,}6$ vil vandet trækkes så langt ind i pastaen, at menisker opbygges i cementgelen. Herved kan man komme ned på lavere relativ luftfugtighed. Den fordampelige vandmængde ved forseglet lagring kan, jf. s. 366 ff, beregnes af

$$u_{c,\,forseglet}^l = v/c - 0{,}25 \cdot \alpha \tag{12}$$

I figur 3.4-4 er vist selvudtørringens størrelse for de givne desorptionsisotermer. Vandindholdet efter formel (12) er afsat på desorptionskurven og punkterne forbundet.

De dele af desorptionskurverne, som ligger over denne grænse, kan kun anvendes for cement, hvor vand har kunnet trænge ind under vandlagring.

Eksempel 3.4-1

I et byggeri anvendes til indendørs konstruktioner en beton med følgende sammensætning

Cement, C	400 kg/m³
Vand (tilsat), V	220 kg/m³
Sand, vandmættet, overfladetørt, Sa	800 kg/m³
Sten, St	930 kg/m³

Sandets vandindhold ved forskellige RF er vist i nedenstående skema linie IV. Værdien for 100% RF er identisk med sandets vandabsorption, a, i vandmættet, overfladetør tilstand, 3,5%.

Stenene er ikke hygroskopiske.

Spørgsmål a

Der ønskes optegnet en desorptionsisoterm og en adsorptionsisoterm for betonen for 25°C ved 80% hydratisering.

Spørgsmål b

Hvorledes varierer vandindholdet, hvis φ veksler mellem 50% og 90% RF?

Spørgsmål c

Hvor meget vand skal der fjernes fra 1 m² af en 100 mm tyk væg af denne beton, før den er i ligevægt med 50% RF, 25°C?

Løsning

Spørgsmål a

Desorptionsisotermen optegnes for nogle RF-værdier ved hjælp af formel (10). Betonen har v/c = 220/400 = 0,55. u_c^l-værdierne aflæses i figur 3.4-4 midt imellem kurverne for v/c = 0,5 og 0,6. Hydratiseringsgraden for de viste kurver er ca. 0,8. $u_{c,max}^l$ beregnes af (6): $u_{c,max}^l = 0{,}55 - 0{,}20 \cdot 0{,}8 = 0{,}39$.

Betonens tørdensitet, ρ, beregnes, jf. s. 47:

$$\varrho = C\,(1 + 0{,}25\cdot\alpha) + Sa\,(1 - a) + St$$
$$= 400\,(1 + 0{,}25 \cdot 0{,}8) + 800\,(1 - 0{,}035) + 930 = 2182 \text{ kg/m}^3$$

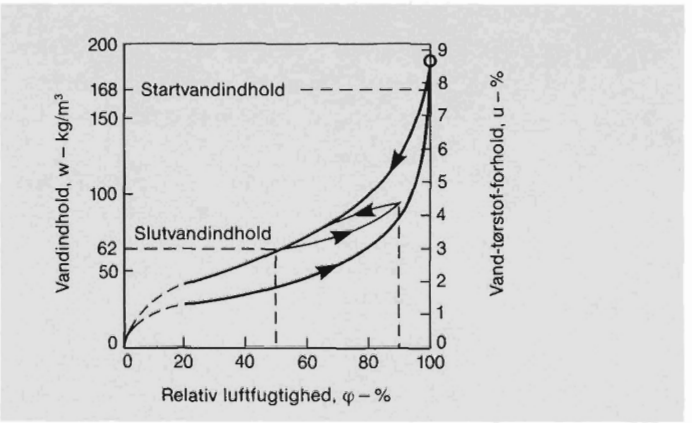
Adsorptionsisotermen for cementen beregnes af formel (9). For eks. fås for 60% RF

$$u_{c,\,ads}^l\,(60\%,\,0{,}8) = 0{,}39\,\left(1 - \left(\frac{1}{3} - 0{,}0233\,\frac{0{,}8}{0{,}39}\right)(100 - 60)^{0{,}25}\right) = 0{,}11$$

Sorptionsisotermerne, udtrykt som vandindhold, w, og vand-tørstof-forhold, u, er beregnet i nedenstående skema og optegnet i figur 3.4-6.

Det skal bemærkes, at det her beregnede maksimale vandindhold ved 100% RF er det, som betonen binder hygroskopisk. Det absolut maksimale vandindhold gældende for alle luftbobler og grove porer fyldte med vand ligger højere endnu.

Figur 3.4-6. Sorptionsisotermer for betonen i eksempel 3.4-1:
C = 400 kg/m³, v/c = 0,55, α = 0,8, hygroskopisk sand med a = 3,5%.



	I	RF	%	20	40	60	80	90	100
Desorption	II	u_c^l (figur 3.4-4 og (6))	kg/kg	0,10	0,13	0,17	0,24	0,30	0,39
	III	$u_c^l \cdot C$	kg/m³	40	52	68	96	120	156
	IV	u_{sa}	%	0,2	0,2	0,3	0,5	0,8	3,5
	V	$u_{sa} \cdot Sa$	kg/m³	1,6	1,6	2,4	4,0	6,4	28
	VI	w(=III+V)	kg/m³	42	54	70	100	126	184
	VII	$u_b = w/\rho$	%	1,9	2,5	3,2	4,6	5,8	8,4
Adsorption	VIII	$u_{c,ads}^l$ (9)	kg/kg	0,06	0,08	0,11	0,15	0,19	0,39
	IX	$u_c^l \cdot C$	kg/m³	24	32	44	62	77	156
	X	w(=IX+V)	kg/m³	26	34	46	66	83	184
	XI	$u_b = w/\rho$	%	1,2	1,6	2,1	3,0	3,8	8,4

Spørgsmål b
Når RF varierer fra 50% RF til 90% RF, vil vandindholdet variere inden for en scanningkurve. Denne må skitseres. Der findes ikke regneregler. Et forslag er vist på figur 3.4-6.

Spørgsmål c
Startvandindholdet beregnes således

$$w_0 = V - C \cdot 0{,}25 \cdot \alpha + a \cdot Sa$$
$$= 220 - 400 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}8 + 0{,}035 \cdot 800 = 168 \text{ kg/m}^3$$

Vandindholdet efter udtørring i 50% RF aflæses i figur 3.4-6 til $w_{50} = 62$ kg/m³.

Overskudsvandet er pr. m^3

$$\triangle w = w_0 - w_{50} = 168 - 62 = 106 \text{ kg/m}^3$$

I en 0,10 m tyk væg er der pr. m^2 i overskudsvand

$$\triangle w \cdot d = 106 \cdot 0{,}10 = 11 \text{ kg/m}^2$$

Spørgsmål d

Betonen til gulvene i samme byggeri fremstilles med v/c = 0,38. Den støbes med tilslag, som ikke er hygroskopisk. Betonen tildækkes med plast. Der tilføres ikke vand.

Der ønskes en vurdering af RF i betonens porer ved en hydratiseringsgrad på ca. 0,7.

Løsning

Af figur 3.4-4, som gælder for 25°C, aflæses for den punkterede kurves krydsning med en tænkt kurve for v/c = 0,38, at

$$RF_{pore} \approx 90\%$$

Transportmekanismer

Vand transporteres gennem et materiale som væske eller som damp. Den drivende kraft er forskelle i væsketryk eller i damptryk.

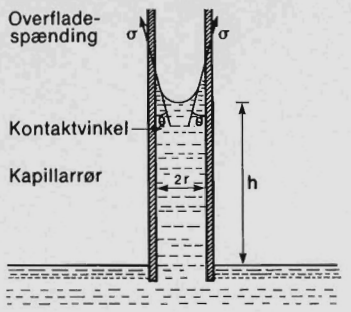
Væsketrykket kan være et udefra kommende vandtryk, eller det kan opstå inde i materialet som følge af, at der dannes krumme væskeoverflader, menisker. Under en krum overflade kan der optræde et betydeligt hydraulisk *undertryk*. Dette kan indses ved at betragte et cylindrisk rør med radius r (figur 3.4-7). I væskens overflade hersker en overfladespænding σ (N/m); væsken hæfter til rørets overflade under en vinkel θ, kontaktvinklen. Ved projektion af kræfterne i systemet på den lodrette akse får man, at det hydrauliske tryk p_h (Pa) bliver

$$p_h = -\frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos\theta}{r} \qquad (13)$$

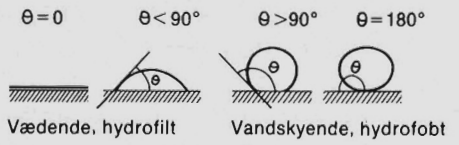
Overfladespændingen, σ, er for vand ved 20°C 0,074 N/m. Den falder ved stigende temperatur. σ er også afhængig af opløste salte og af indblanding af diverse organiske stoffer. Til brug ved de fugtmekaniske overvejelser anvendes den ovenfor anførte værdi.

Randvinklen, θ, er et mål for en væskes tilbøjelighed til at væde et fast stofs overflade, jf. figur 3.4-8. Hvis $\theta < 90°$, vil vandet væde materialet. Materialet kaldes *hydrofilt*, vandtiltrækkende. Hvis $\theta > 90°$, vil vandet ikke væde materialet, som da kaldes *hydrofobt*, vandskyende. Beton er normalt hydrofil. Den kan gøres hydrofob ved indblanding af f.eks. oleinsyre i den friske beton eller påsprøjtning af vandafvisende præparater på den færdige overflade.

Figur 3.4-7. Kræfterne omkring en menisk i et cirkulærcylindrisk kapillarrør.



Figur 3.4-8. Forskellige randvinkler θ ved kontakt mellem et fast stof og en væske.



Ofte sætter man i betonberegninger $\theta = 0$, hvorved $\cos\theta = 1$ og formel (13) får formen

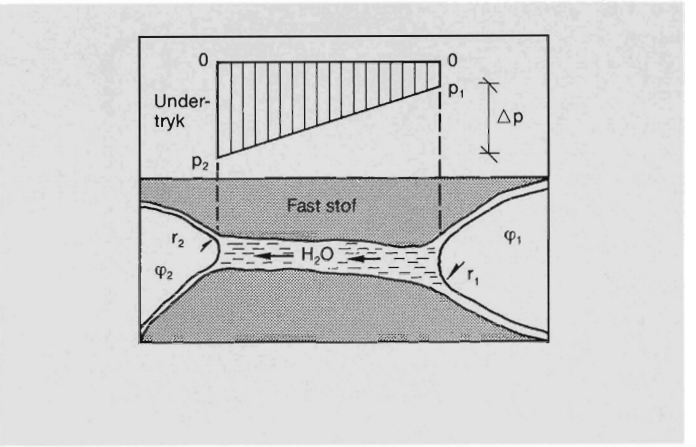
$$p_h = -\frac{2\sigma}{r} \tag{14}$$

Formel (14) kan generaliseres til at gælde for væskeoverflader i vilkårlige porer og revner

$$p_h = -\sigma\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right) \tag{15}$$

hvor r_1 og r_2 er overfladens hovedkrumningsradier regnet positive uden for væsken.

Formel (14) og (15) giver ved meget små radier store undertryk, som langt overstiger de udefra kommende vandtryk, jf. eks. 3.4-3.



Figur 3.4-9. Snit gennem delvis vandfyldt pore, hvor vandet strømmer fra side 1 til side 2 på grund af forskellen i vandtryk Δp, fremkaldt af forskellene i meniskradier $r_1 > r_2$. Den relative luftfugtighed $\varphi_1 > \varphi_2$.

I et fugtigt, porøst materiale vil vandet fordele sig således, at den relative luftfugtighed i porerne og krumningerne i meniskerne svarer til hinanden som vist i tabel 3.4-2.

Hvis den relative luftfugtighed i de dampfyldte porer varierer hen gennem materialet, vil krumningsradierne i de væskefyldte porer variere svarende hertil. Dette vil resultere i en væskestrømning fra den høje mod den lave relative luftfugtighed jf. figur 3.4-9.

Dampdiffusion er vandmolekylernes vandring i gasfase fra højt mod lavt damptryk. Diffusion vil foregå i alle de gasfyldte porer. Diffusion som eneste mekanisme vil kun kunne finde sted ved meget lave relative luftfugtigheder, hvor alle porer er gasfyldte. Ved højere relative luftfugtigheder vil en del af porerne være vandfyldte, og transporten vil her foregå ved kondensation på opstrøms menisk, vandstrøm gennem poren og fordampning fra nedstrøms menisk, jf. figur 3.4-9. Ordet »diffusion« anvendes ofte om den kombinerede diffusions- og kapillarsugningsmekanisme.

Kapillarsugning fra en menisk til en anden transporterer langt mere vand gennem en given pore, end der kan præsteres ved diffusion. Dette betyder, at der i et givet materiale ved høj relativ luftfugtighed, hvor der opstår kapillarkondensation, vil kunne transporteres langt mere vand end ved lav relativ luftfugtighed. Dette forhold bevirker, at de nedenfor behandlede transportkoefficienter ikke er konstante størrelser, men er afhængige af vandindholdet, jf. figur 3.4-12 og -13.

Betonstrukturens betydning

Den hastighed, hvormed vandet drives gennem betonen, er afhængig af betonens struktur.

I beton med normalt tæt tilslag transporteres vandet i cementpastaen, hvorfor det bliver dennes mængde og kvalitet, som bestemmer transporthastigheden. For samme cementpastakvalitet vokser transporten med *cementindholdet.*

I cementpastaen er det mængden af sammenhængende kapillarporer, som har størst betydning for transporten. Højt *v/c* og lav *hydratiseringsgrad* giver stor sammenhængende kapillarporøsitet og dermed mulighed for store transporterede mængder. Ved v/c < ca. 0,6 og fuld hydratisering bliver kapillarporøsiteten diskontinuert, og gennemstrømningen mindskes. Ved v/c < ca. 0,4 og fuld hydratisering er der ikke nogen kapillarporøsitet af betydning. Gelporerne yder meget stor modstand mod vandtransport, hvorfor cementpastaen bliver meget tæt. Den kontinuerlige kapillarporøsitet er brudt allerede efter 3 døgns hydratisering, jf. tabel 3.5-3.

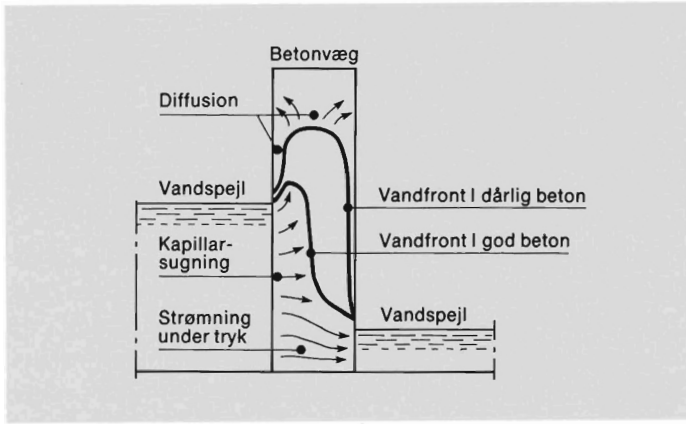
Lavt v/c bevirker også *selvudtørring,* hvilket dels giver mindre overskudsvand i en udtørringssituation, dels giver vanskeligere væsketransport, idet der opstår gasfyldte hulrum.

Kontaktzonen mellem sten og cementpasta vil ofte være mere porøs end cementpastaen pga. bleeding eller revnedannelse. Herved frembyder den en lettere transportvej for vandet end cementpastaen. Store sten vil give de største sammenhængende kontaktzoner. Små sten vil ganske vist give mere kontaktzoneflade, men den vil ikke være sammenhængende. Den vil også være af bedre kvalitet, idet faren for revner og bleeding er mindre omkring små sten.

Revnedannelser af forskellige årsager (jf. tabel 3.5-1) vil naturligvis befordre vandtransporten.

Indblandet luft virker kapillarbrydende, hvorved vand i væskefase tvinges til at vandre en snoet vej mellem boblerne. I en luftindblandet beton med samme styrke som en ikke-luftindblandet beton vil der yderligere være det forhold inde, at cementpastaen mellem boblerne vil have lavere v/c, hvilket også nedsætter transporthastigheden. Vand i dampfase vandrer hurtigere gennem en luftindblandet end gennem en ikke luftindblandet beton, idet luftboblerne yder mindre modstand mod diffusionen end cementpasta.

Betonkonstruktionens *overfladebeskaffenhed* influerer. Et lag maling, frilagt tilslag, beklædning eller en begroning gør fugtafgangen eller -optagelsen vanskeligere.



Figur 3.4-10. Eksempel på sammensat transportmekanisme. Vandet drives gennem væggen ved vandtryk, kapillarsugning og diffusion. Principiel figur.

Klimaet dvs. temperatur, relativ luftfugtighed, slagregn og vindhastighed påvirker også konstruktionens fugtudveksling med omgivelserne.

Ren *kapillarsugning* forekommer, hvor tør beton af dårlig kvalitet, dvs. med højt v/c, dårlig komprimering og revner, kommer i kontakt med flydende vand. Beton med lavt v/c vil principielt også suge vand, men modstanden mod opsugningen bliver så stor, at porerne ikke vil fyldes helt. Det betyder, at transporten bliver en blanding af væsketransport og dampdiffusion, som ovenfor beskrevet.

Figur 3.4-10 sammenfatter de forskellige transportformer og deres drivende kræfter.

Beregningsprincipper

Transporten af vand pr. tidsenhed gennem et enhedsareal af en skive, fluxen, kan beregnes ved hjælp af formlen

$$\text{fluxen} = \text{transportkoefficient} \frac{\text{potentialeforskellen}}{\text{skivens tykkelse}}$$

Transportkoefficientens talstørrelse og enhed afhænger af, hvilken fysisk størrelse der anvendes som potentialeforskel, jf. nedenstående tabel.

Vandmætning	Potentialeforskel		Transportkoefficient
Delvis vandmættet	Damptryksforskel	$\triangle p$, Pa	δ, kg/Pa · m · s
	Dampindholdsforskel	$\triangle c$, kg/m^3	D_c, m^2/s
	Forskel i materialets vandindhold	$\triangle w$, kg/m^3	D_w, m^2/s
Vandmættet	Forskel i hydraulisk tryk	$\triangle p_h$, Pa	K_h, kg/Pa · m · s

Transporten gennem *vandmættet* materiale behandles nedenfor under afsnittet »Skive i vand«. For det *delvis vandmættede* materiale kan fluxen, q, gennem en skive med tykkelsen L således udtrykkes ved tre ligeværdige formler

$$q = \delta(\varphi)\frac{\triangle p}{L} = D_c(\varphi)\frac{\triangle c}{L} = D_w(\varphi)\frac{\triangle w}{L} \qquad (16)$$

Transportkoefficienterne er markeret at variere med φ, som står for den relative luftfugtighed i materialets porer. Denne afhængighed skyldes, at et fugtigt materiale transporterer vandet hurtigere end et tørt, samme potentialeforskel forudsat, jf. foregående afsnit.

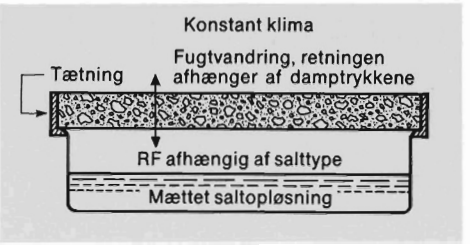
Faktorerne δ, D_c og D_w har rundt om i litteraturen mange betegnelser såsom diffusionskoefficient, fugtledningstal og diffusivitet. Her foretrækkes som vist udtrykket transportkoefficient. Arten af potentiale fremgår af symbolet.

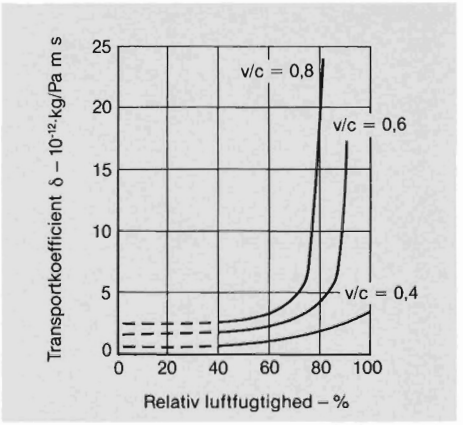
Transportkoefficienterne kan måles ved den såkaldte *kopmetode*, jf. figur 3.4-11 og side 632. Koppen vejes, indtil gennemstrømningen, Q er konstant. Q omregnes til strømning pr. arealenhed, q, indsættes i en af formlerne (16), hvorefter koefficienten kan beregnes.

I det følgende betragtes kun δ og D_w. Omregning mellem δ og D_c kan findes i [4], bilag B.

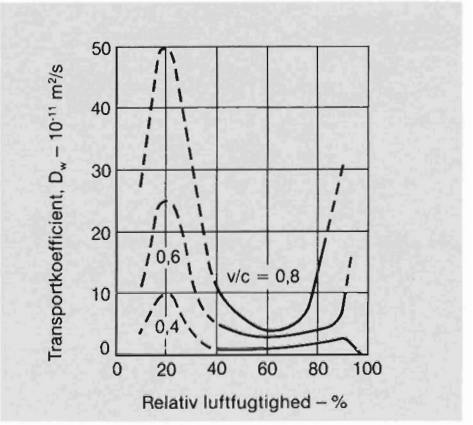
Figur 3.4-12 og 3.4-13 gengiver forsøg fra [1]. Værdierne i de to figurer er beregnet ud fra samme forsøgsserie. I bestemmelsen af δ-værdierne indgår damptrykkene i luften på hver side af prøvelegemet. I bestemmelsen af D_w-

Figur 3.4-11. »Kopmetoden« til bestemmelse af et materiales fugttransportkoefficienter. Fugtvandringen måles ved vejning af kop og prøve med jævne mellemrum.

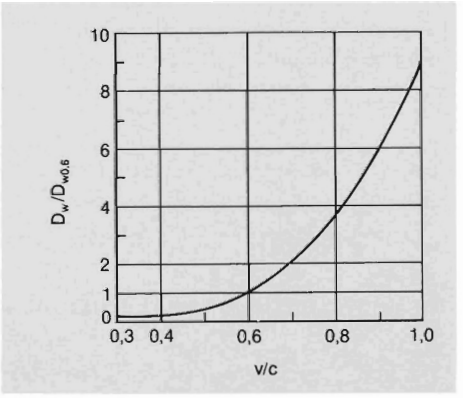




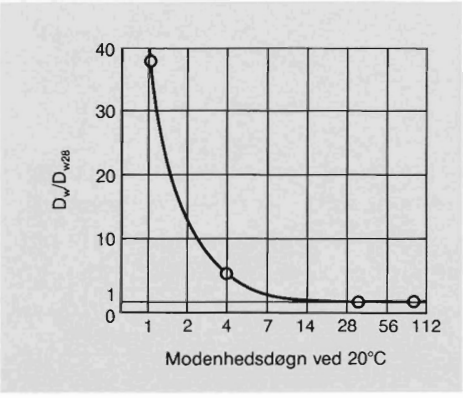
Figur 3.4-12. Cementmørtels transportkoefficient, δ, som funktion af RF. [1].



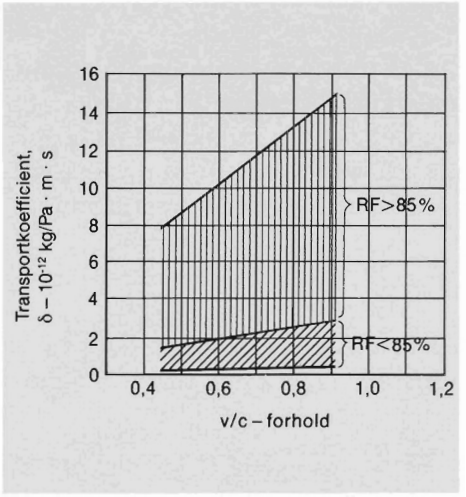
Figur 3.4-13. Cementmørtels transportkoefficient, D_w, som funktion af RF. Samme forsøgsmateriale som for figur 3.4-12. [1].



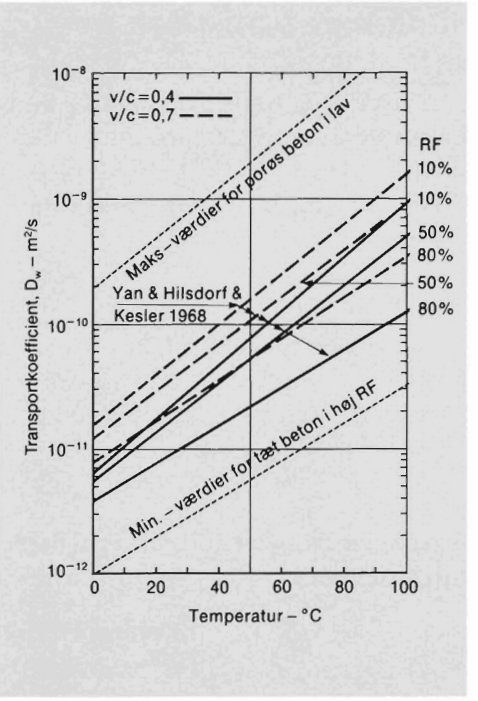
Figur 3.4-14. Indflydelse af v/c på D_w. Tørring i 40% RF. 28 døgn ved forsøgsstart. [1].



Figur 3.4-15. Eksempel på modenhedens indflydelse på D_w. Cementmørtel. v/c = 0,6. [1].



Figur 3.4-16. Omtrentlige værdier for transportkoefficienten δ for beton, som er mere end en måned gammel. De angivne værdier for RF er middelværdier.



Figur 3.4-17. Omtrentlige værdier for transportkoefficienten D_w i beton. De angivne temperatur- og RF-værdier er middelværdier. Efter [3].

værdierne indgår som potentiale forskellen i de vandindhold i materialet, som kan aflæses på sorptionskurven for φ-værdierne.

[1] giver en indgående analyse af de faktorer, som influerer på damppermeabiliteten i cementmørtel og dermed også i beton. Analysen er udført med simple udtørringsforsøg, hvorved et stort antal prøver har kunnet inddrages.

De vigtigste faktorer er, ud over φ, v/c (figur 3.4-14) og modenhedsalderen (figur 3.4-15). Koefficienterne vokser svagt med øget tilslagsmængde og med voksende stenstørrelse. Normal luftindblanding fordobler transportkoefficienten. Temperaturen øger vandbevægelsen kraftigt, jf. figur 3.4-17.

Stationær transport

En fugttransport siges at være *stationær,* når den transporterede mængde vand er konstant, og fugtfordelingen gennem materialet ikke forandres i tidens løb. Følgende tre tilfælde betragtes: En skive (en væg), som står med luft på begge sider, med vand på begge sider og med vand på en side og luft på den anden. Fremstillingen er begrænset til endimensional strømning ved konstant temperatur.

Skive i luft

En skive med tykkelsen L er i ligevægt mellem et rum med damptryk p_1 og et rum med damptryk p_2. Transporten beregnes oftest vha. den første af formlerne (16). Pr. tids- og arealenhed transporteres

$$q = \delta(\varphi)\,\frac{p_1 - p_2}{L} \tag{17}$$

$\delta(\varphi)$ vælges som en middelværdi mellem de δ-værdier, der svarer til de relative luftfugtigheder, φ, på skivens to sider.

Eksempel 3.4-2

Der er givet en 100 mm tyk væg af beton med v/c = 0,7, C = 300 kg/m³ og ρ = 2300 kg/m³. Den er placeret mellem RF_1 = 90% og RF_2 = 50%. Temperaturen er 20°C overalt. Der ønskes et overslag over fugttransporten pr. m² to år efter udstøbningen.

Løsning 1

Efter to år i det beskrevne klima kan forholdene anses for stationære, hvorfor formel (17) kan anvendes. På figur 3.4-12 aflæses for RF = φ = (90% + 50%): 2 = 70% og v/c = 0,7, $\delta = 3{,}2 \cdot 10^{-12}$ kg/Pa · m · s. I tabel 3.4-1 over vanddampes mætningstryk aflæses for T = 20°C, at p_s = 2338 Pa.

Drivtrykket bliver da $p_1 - p_2 = 2338\,(0{,}9 - 0{,}5) = 935$ Pa. Indsættes i (17), fås pr. døgn og m²

$$q = 3{,}2 \cdot 10^{-12}\,\frac{935}{0{,}1} \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 = 2{,}6 \cdot 10^{-3}\ \text{kg/m}^2 \cdot \text{døgn} \simeq 3\ g/m^2 \cdot døgn$$

Løsning 2

Transporten kan også beregnes efter den sidste af formlerne (16)

$$q = D_w(\varphi)\,\frac{w_1 - w_2}{d} \tag{18}$$

På figur 3.4-13 aflæses for RF = φ = 70% og v/c = 0,7, $D_w = 3{,}3 \cdot 10^{-11}$ m²/s. w_1 og w_2 er vandindholdene i betonen i de to overfladelag. De bestemmes af betonens sorptionsisoterm.

På figur 3.4-4 aflæses for v/c = 0,7 og RF_1 = 90%, $u^1_{c,1}$ = 0,37, og for RF_2 = 50% $u^1_{c,2}$ = 0,15. Med 300 kg cement pr. m^3 fås

$$w_1 = 300 \cdot 0{,}37 = 111 \text{ kg/m}^3 \text{ og}$$
$$w_2 = 300 \cdot 0{,}15 = 45 \text{ kg/m}^3$$

Indsættes i (18), fås

$$q = 3{,}3 \cdot 10^{-11} \frac{111 - 45}{0{,}1} \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 = 1{,}9 \cdot 10^{-3} \text{ kg/m}^2 \cdot \text{døgn}$$
$$\approx 2 \text{ g/m}^2 \cdot \text{døgn}$$

Afvigelsen fra resultatet i løsning 1 skal bl.a. søges i usikkerheden på fastsættelsen af transportkoefficienterne δ og D_w.

Skive i vand

En skive af en vandmættet beton er anbragt i en konstruktion med vand på begge sider. Skivens tykkelse kaldes L. Mellem de to sider er der en forskel i hydraulisk tryk på $p_{h1} - p_{h2} = \triangle p_h$. Fluxen gennem skiven kan beregnes efter formlen (d'Arcys lov)

$$q = K_b \cdot \frac{\triangle P_h}{L} \tag{19}$$

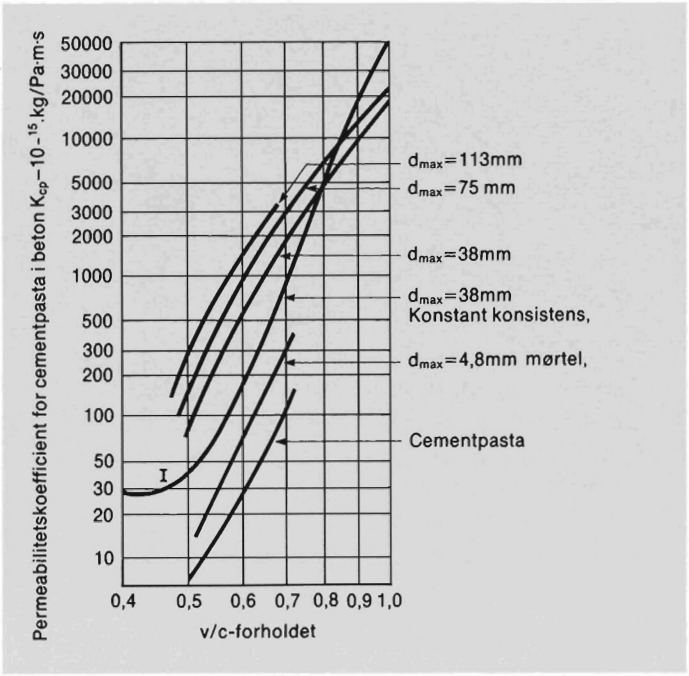
hvor K_b er transportkoefficienten også kaldet *permeabilitetskoefficienten*. K_b er bestemt af cementpastaens volumenandel β og permeabilitetskoefficient K_{cp}, d.v.s.

$$K_b = \beta \cdot K_{cp}$$

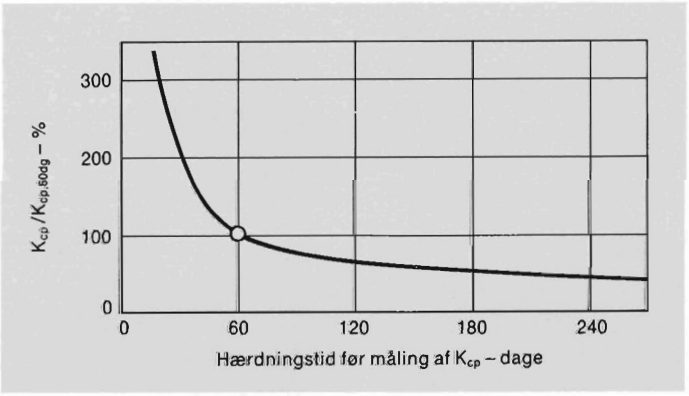
I de fleste ældre litteraturkilder bliver q målt i m^3 og trykket angivet som meter vandsøjle (VS). Trykgradienten bliver da ubenævnt, og K_{cp} får enheden m/s. Omregningen mellem koefficienter i de to enhedssystemer bliver

$$K^{St}_{cp}\left(\frac{kg}{Pa \cdot s \cdot m}\right) = \frac{1}{9{,}81} \cdot K^{VS}_{cp}\left(\frac{m}{s}\right)$$

Ruettgers et al (1935) [6] har udført meget omfattende forsøg for at bestemme betons ægte vandpermeabilitet uden forstyrrelse af kapillarsugning. Fra deres forsøg gengives figur 3.4-18. Af figuren ses, at permeabiliteten vokser markant med v/c. Dette hænger sammen med, at de gennemgående kapillarporers mængde og størrelse forøges med voksende v/c. Endvidere ses det, at permeabiliteten vokser med voksende stenstørrelse. Dette skyldes, at vandet i ret høj grad trænger frem langs kontaktfasen mellem sten og cementpasta, og at mængden af sammenhængende kontaktfladeareal vokser med stenstørrelsen. Figuren gælder for meget gammel, velhydratiseret beton; ved lavere hydratiseringsgrad vil permeabiliteten være større, jf. figur 3.2-19.



Figur 3.4-18. Permeabilitetskoefficienten for cementpasta i beton, alder 60 døgn. Ingen luftindblanding. Forsøgene er udført med konstant pastamængde, undtagen kurve I, som gælder for konstant konsistens. Efter [6]. Nyere forsøg peger på, at for v/c = 0,4 ligger K_{cp} på 1 à 50 · 10^{-15} kg/Pa · m · s.



Figur 3.4-19. Indflydelsen af lagringstiden på permeabilitetskoefficienten [6].

Luftindblanding nedsætter vandgennemtrængeligheden. Boblerne virker som uigennemtrængelige partikler, så længe de er vandfyldte.

Haynes og Highberg [9] har målt permeabilitetskoefficienter på beton nedsænket i havvand til 1500 m dybde. De fandt værdier, som, for de pågæl-

dende v/c, svarer til de laveste værdier i figur 3.4-18. Værdierne havde tendens til at falde med tiden. Dette forklares ved, at porerne stoppes af fortsat hydratisering; af udfældede kemiske forbindelser mellem cement og havvand og af organiske og uorganiske belægninger. I nogle tilfælde bliver permeabiliteten nul. I [7] er det vist, at porøs beton tætnes, hvis den gennemstrømmes af CO_2-holdigt vand.

Den gennemstrømmede vandmængde er også afhængig af vandets densitet ϱ_w og viskositet η og af porestrukturen. For en cylindrisk pore med diameteren 2·r gælder ligning (21) (Hagen-Poiseuilles lov), som er en udvidelse af d'Arcys lov.

$$q = \frac{\varrho_w \cdot r^2}{8 \cdot \eta} \cdot \frac{\Delta p_h}{L} \tag{21}$$

Permeabilitetskoefficienten kan således beregnes efter

$$K_{cp} = \frac{\varrho_w \cdot r^2}{8\eta} \tag{22}$$

Som eksempel beregnes K_{cp} ved 20°C, hvor $\eta = 10^{-4}$ Ns/m², for en kapillar med middelporeradius 2 nm.

$$K_{cp} = \frac{1000 \cdot (2 \cdot 10^{-9})^2}{8 \cdot 10 \cdot 10^{-4}} = 500 \cdot 10^{-15} \text{ kg/Pa} \cdot \text{m} \cdot \text{s}.$$

Dette tal er af samme størrelsesorden som værdierne på figur 3.4-17.

Det skal fremhæves, at d'Arcys lov formel (19) kun gælder for beton med helt vandmættet cementpasta. Hvis udtørret, evt. selvudtørret (side 173), beton udsættes for vandtryk, skal den, for at ligning (18) kan anvendes, først suge vand, således at der dannes hydraulisk forbindelse i porerne. I dette tilfælde bliver transportkoefficienten 5 à 10 gange mindre, end den kan aflæses i figur 3.4-17 [15]. Det skyldes formodentligt, at indespærret luft blokerer porerne.

I eksempel 3.4-3 er vist anvendelsen af d'Arcys lov.

Skive mellem vand og luft

En skive med tykkelsen L adskiller vand med trykhøjden H og et rum med den relative luftfugtighed $\varphi_2 = p/p_s$. De fleste betontypers modstand mod vandtransport vil være så stor, at vandet ikke kan strømme som væske gennem hele væggen. Kun cementpastaen nærmest vandsiden vil være så vandmættet, at d'Arcys lov kan anvendes. I en vis afstand fra vandsiden overgår transporten fra væskestrømning til at blive kombineret diffusion og væskestrømning.

En overslagsmæssig beregningsmetode kan opstilles således. I grænsen mellem den vandmættede og den delvis vandmættede zone vil der være

mellem 90% RF og 100% RF. Man kan fastlægge en arbitrær værdi på f.eks. 95% RF til at være grænsen. I dette grænselag vil der i porerne være menisker med radius 21 nm, jf. tabel 3.4-2.

Under disse menisker vil der ifølge formel (14) herske et hydraulisk tryk på

$$p_{h,95\%} = -\frac{2\sigma}{r_{95\%}} = -\frac{2 \cdot 0{,}074}{21 \cdot 10^{-9}} = -7{,}0 \cdot 10^{6}\ \text{Pa}$$

Den hydrauliske trykforskel bliver

$$\triangle p_h = H \cdot \rho_w \cdot g - p_{h,95\%} \simeq - p_{h,95\%}$$

idet det ydre tryk numerisk viser sig at være langt mindre end $p_{h,95\%}$.

Kaldes afstanden fra luftsiden til fugtfronten for x, bliver d'Arcy-fluxen, jf. formel (19)

$$q = K_b \frac{(-p_{h,95\%})}{L-x} \tag{24}$$

Fra fugtfronten til luftsiden bestemmes fluxen af formel (17)

$$q = \delta(\varphi) \frac{p_s(0{,}95 - \varphi_2)}{x} \tag{25}$$

Fra (24) og (25) fås

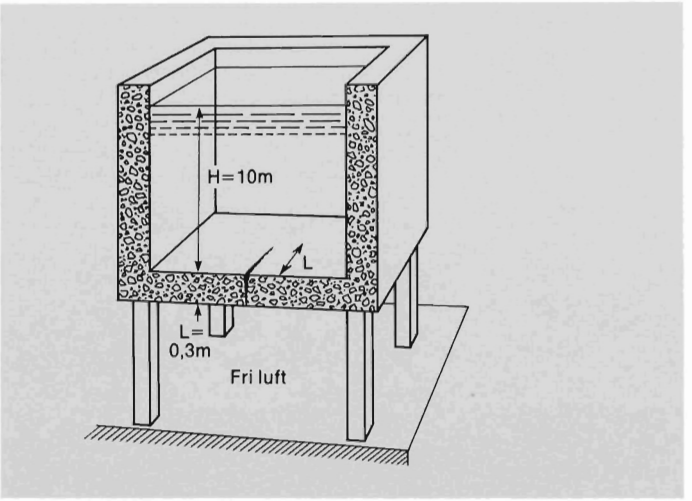
$$x = \frac{L}{1 + \dfrac{K_b\,(-p_{h,95\%})}{\delta(\varphi) p_s\,(0{,}95-\varphi_2)}} \tag{26}$$

Når x er bestemt, kan q beregnes af (24) eller (25). Det ses, at størrelsen af x afhænger af valget af K_b og $\delta(\varphi)$. Da disse størrelser kan variere ret meget, vil x også variere. Den største variation i resultatet kommer dog fra det arbitrære valg af relativ luftfugtighed i fugtfronten. Variationen er dog i mange tilfælde uden betydning, da fluxen q er meget lille.

Eksempel 3.4-3

Der er bygget et vandtarn på søjler, figur 3.4-20. Vanddybden er 10 m. Vægge og bund er 0,3 m tykke. Der er anvendt s.k. vandtæt beton med v/c = 0,50 og C = 300 kg/m³. Maksimal stenstørrelse er 32 mm. Betonen er membranhærdnet i 2 måneder, inden vandtrykket sættes på.

Der ønskes en bedømmelse af vandtabet pr. døgn gennem 1 m² af bassinets bund under nogle forskellige klimaforhold.



Figur 3.4-20. Eksempel 3.4-3. Vandbeholder på søjler. Betonkvalitet: v/c = 0,50, C = 300 kg/m³.

Indledningsvis beregnes cementpastaens volumenandel:

$$\beta = \left(\frac{C}{\varrho_c} + \frac{v}{c} \cdot \frac{C}{\varrho_w}\right) = \left(\frac{300}{3150} + 0{,}5 \cdot \frac{300}{1000}\right) = 0{,}25$$

Situation 1: Luften omkring bassinet har 20°C, 80% RF. Der er gået så lang tid efter, at der er fyldt vand på, at situationen er stationær.

Bunden står mellem vand og luft. Der anvendes derfor den overslagsmæssige beregning ved formel (23)–(26). Hertil skal fastlægges nogle transportkoefficienter.

I figur 3.4-17 aflæses for v/c = 0,5 og d_{max} = 38 mm $K_{cp} = 50 \cdot 10^{-15}$ kg/Pa · m · s. Da betonen er selvudtørret, vælges en lidt lavere værdi f.eks. $K_{cp} = 20 \cdot 10^{-15}$ kg/Pa · m · s. Med $\beta = 0{,}25$ fås $K_b = 5 \cdot 10^{-15}$ kg/Pa · m · s.

I figur 3.4-12 aflæses for v/c = 0,5 og for $\overline{RF}$ = ½(95+80)% = 87,5%. $\delta = 4 \cdot 10^{-12}$ kg/Pa · m · s.

(26) giver nu afstanden fra luftsiden til vandfronten

$$x = \frac{0{,}3}{1 + \dfrac{5 \cdot 10^{-15}\,(-(-7 \cdot 10^{6}))}{4 \cdot 10^{-12} \cdot 2338\,(0{,}95-0{,}80)}} = 0{,}012 \text{ m}$$

(24) giver fluxen. Pr. døgn fås

$$q = 5 \cdot 10^{-15} \frac{7 \cdot 10^{6}}{0{,}300-0{,}012}\, 24 \cdot 60 \cdot 60 = \textit{0,01 kg/m}^2 \cdot \textit{døgn}$$

Som kontrol beregnes efter (25)

$$q = 4 \cdot 10^{-12} \frac{2338\,(0{,}95-0{,}80)}{0{,}012} \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 = \textit{0,01 kg/m}^2 \cdot \textit{døgn}$$

Situation 2: Under klimasvingninger og i tåge kan der dannes kondensvand på undersiden af bassinet. I dette tilfælde stiger RF i betonens porer op mod 100%. Herved falder det kapillære drivtryk bort, og strømningen bliver nærmest en d'Arcy-strømning i hele tværsnittet. Drivtrykket svarer til vandhøjden H = 10 m.

$$p_h = 10 \cdot 1000 \cdot 9.81 \simeq 0.1 \cdot 10^6 \text{ Pa}$$

Fluxen beregnes efter (19)

$$q = 5 \cdot 10^{-15} \frac{0,1 \cdot 10^6}{0,3} \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60 = \textit{0,0001 kg/m}^2 \cdot \textit{døgn}$$

Det ses, at i situation 1, hvor de kapillære undertryk medvirker, at fluxen er to størrelsesordener større end i situation 2, hvor det kun er det ydre vandtryk, som virker.

Situation 3: Der dannes en revne i bundpladen. Vi regner med en revne på 1 m's længde og med en revnevidde overalt på w = 0,1 mm. Det maksimale hydrauliske tryk lige under menisken kan beregnes af (15), hvis vi sætter r = 0,5 · w,

$$p_{h,revne} = -\frac{\sigma}{r} = -\frac{0,074}{0,5 \cdot 0,1 \cdot 10^{-3}} = -1480 \text{ Pa}.$$

Dette er langt mindre end det ydre vandtryk $0,1 \cdot 10^6$ Pa, som derfor bliver bestemmende for transporten.

Det kan ved hydraulikkens regler vises, at vandføringen i revnen vil være

$$q_{revne} = \frac{g \cdot H \cdot l \cdot w^3}{12 \cdot \nu \cdot L} \cdot \varrho_w \qquad (27)$$

Her er

g	=	tyngdeaccelerationen	(m/s²)
H	=	bassinets vanddybde	(m)
l	=	revnens længde	(m)
w	=	revnevidden	(m)
L	=	bundens tykkelse	(m)
ν	=	vandets kinematiske viskositet (ved 10°C $1,3 \cdot 10^{-6}$ m²/s)	
ϱ_w	=	vandets densitet	(kg/m³)

Formel (27) forudsætter, at hele energitabet foregår over revnen, og at strømningen er laminar. Indsættes i formlen, fås pr. 1 m revnelængde pr. døgn

$$q_{revne} = \frac{9,81 \cdot 10 \cdot 1 \cdot (10^{-4})^3}{12 \cdot 1,3 \cdot 10^{-6} \cdot 0,3} \cdot 10^3 \cdot 24 \cdot 3600 = \textit{1811 kg/døgn}.$$

Dette er langt mere, end der kan fordampe. Formlen s. 106 giver fordampningen fra en fri vandoverflade. Ved 10°C, 70% RF og en vindhastighed på 5 m/s fås

$$q_{fordampning} = 3{,}7 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{døgn}$$

Hvis man forestiller sig, at vandet fra vor revne kunne brede sig over 1 m² af bassinets underside, kommer der alligevel langt mere vand igennem, end der kan fordampe.

Den her beregnede vandmængde vil også kunne udlude betonen og forøge korrosionsrisikoen for eventuelle armeringsjern. Eksemplet understreger betydningen af at kunne fremstille revnefri betonkonstruktioner.

Ikke-stationær transport

Ved udtørring, opfugtning og kapillær opsugning ændres flux og vandindhold i materialet hele tiden, situationen er *ikke-stationær.*

Udtørring

I dette afsnit betragtes den situation, hvor fugt transporteres fra det indre af en våd beton ud til en overflade, hvor det kan fordampe.

Udtørringstiden for en bygningsdel af beton vil afhænge af tykkelsen, af betonsammensætningen, af betonoverfladens beskaffenhed og af det klima, bygningsdelen står i.

Nedenfor gennemgås på basis af grundlæggende arbejder af *Pihlajavaara* [2] og [3] nogle regler for, hvorledes man kan få et »kvalificeret skøn« over fugtfordeling og udtørringstid. Når udtrykket »kvalificeret skøn« anvendes, skyldes det, at kendskabet til materialekoefficienterne på grund af den ovenfor skitserede kompleksitet i problemstillingen endnu er for sparsomt til, at man kan få nogen større nøjagtighed i en beregning.

Reglerne gælder for udtørring af membranhærdnet beton med ren overflade i konstant klima.

I metoden anvendes forskelle i materialets vandindhold, $\triangle w$, som potentiale.

Vandindholdet indgår på dimensionsløs form således:

$$U(t) = \frac{w(t) - w(\infty)}{w(o) - w(\infty)} \qquad (28)$$

Her er

w(t) vandindholdet (kg/m³) i det betragtede punkt til tiden t
w(∞) ligevægtsvandindholdet (kg/m³), dvs. vandindholdet efter uendelig lang tids udtørring
w(o) vandindholdet (kg/m³) ved udtørringens start, dvs. for t = 0.

Når brøken forkortes med tørdensiteten ϱ (kg/m³), udtrykkes den dimensionsløse parameter med

$$U(t) = \frac{u(t) - u(\infty)}{u(o) - u(\infty)} \tag{29}$$

Her er u-værdierne de til de ovenfor nævnte vandindhold svarende vand-tørstof-forhold (u = w/ϱ). Størrelsen U(t) benævnes *fugtpotentialet*. Den udtrykker, hvor langt tilstanden i det betragtede punkt er fra ligevægt.

Udtørringstiden t indgår i metoden i en dimensionsløs størrelse, *Fouriertallet*,

$$F_o = \frac{D_w \cdot t}{l^2} \tag{30}$$

Her er l en *karakteristisk dimension* (m). For en plade, der tørrer til begge sider, er l den halve pladetykkelse. For en cylinder og en kugle, som tørrer fra hele overfladen, er l lig med radius. l indgår i kvadrat, dvs. at udtørringstiden vokser med kvadratet på dimensionen.

Betonkvaliteten indføres i metoden gennem transportkoefficienten D_w. Den kan aflæses i figur 3.4-13 og 3.4-17.

Figur 3.4-21 er et dimensionsløst diagram, hvorudfra fugtfordelingen i et tværsnit kan bestemmes.

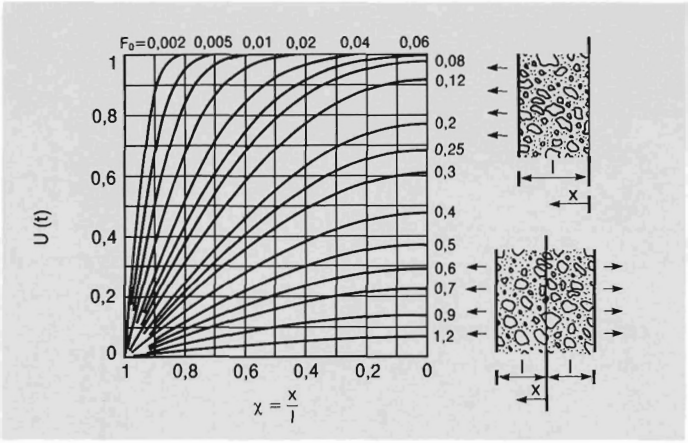
Ofte er det praktisk at kunne beregne middelværdien af vandindholdet i en konstruktionsdel til et givet tidspunkt. Dette kan gøres ved anvendelse af diagrammet figur 3.4-22.

Dette er også dimensionsløst, idet der er indført størrelsen *(middelfugtpotentialet)*

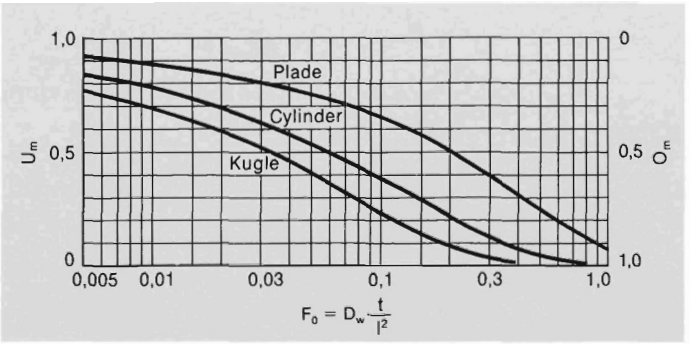
$$U_m(t) = \frac{w_m(t) - w(\infty)}{w(o) - w(\infty)} = \frac{u_m(t) - u(\infty)}{u(o) - u(\infty)} \tag{31}$$

Her er $w_m(t)$ og $u_m(t)$ middelværdien for henholdsvis vandindholdet (kg/m³) og vand-tørstof-forholdet (%) i den betragtede konstruktionsdel til den betragtede tid.

Figur 3.4-21. Fugtfordelingen i en væg udtrykt dimensionsløst som variationen af fugtpotentialet U med den normerede dimension χ.



Figur 3.4-22. Middelfugtindholdets variation med udtørringstiden udtrykt dimensionsløst som middelfugtpotentialets variation med parameteren F_o.



Pihlajavaaras beregningsmetode er baseret på lineær diffusionsteori.

Udtørringsforløbet bestemmes efter den partielle differentialligning

$$\frac{\partial U}{\partial t} = k_u \cdot \left(\frac{\partial^2 U}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \right) \qquad (32)$$

Her er U fugtpotentialet og x, y og z dimensioner i rummet. De regnes positive i udtørringsretningen. Denne ligning er helt analog med varmeledningsligningen.

Ligningen kan løses, når der indføres begyndelses- og randbetingelser. For løsningerne i figur 3.4-21 og 3.4-22 gælder begyndelsesbetingelsen U (χ, t = 0) = 1, dvs. at fugtindholdet er ens = w_0 over hele pladen ved 0. Randbetingelsen er, at U (χ = 1,t > 0) = 0, dvs. at legemets overflade er udtørret til ligevægt med omgivelserne umiddelbart efter udtørringens start.

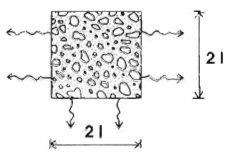
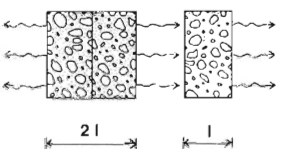
Løsningerne i figur 3.4-22 gælder for plader, cylindre og kugler. Løsningerne kan overslagsmæssigt anvendes for andre former ved at beregne den karakteristiske dimension som

$$l = 2V/A \qquad (33)$$

Her er

V den udtørrede konstruktionsdels volumen(m^3) og

A det areal, hvorigennem udtørringen sker (m^2).

Temperatur	**Transportkoefficient, D_w** jf. figur 3.4-17	**Udtørringstid** – dage, md, år					
		SØJLE 			PLADE 		
°C	m^2/s	Karakteristisk dimension, l – m					
		0,05	0,1	0,2	0,05	0,1	0,2
5	$20 \cdot 10^{-11}$ $1 \cdot 10^{-11}$ $0,1 \cdot 10^{-11}$	1 md 2 år 20 år	5 md 8 år 80 år	1,5 år 30 år 300 år	3 md 5 år 50 år	1 år 20 år 200 år	4 år 80 år 800 år
20	$50 \cdot 10^{-11}$ $2 \cdot 10^{-11}$ $0,2 \cdot 10^{-11}$	15 dg 1 år 10 år	2 md 4 år 40år	8 md 15 år 150 år	1 md 2,5 år 25 år	5 md 10 år 100 år	1,5 år 40 år 400 år
50	$200 \cdot 10^{-11}$ $5 \cdot 10^{-11}$ $0,5 \cdot 10^{-11}$	4 dg 5 md 4 år	15 dg 1,5 år 15 år	2 md 6 år 60 år	10 dg 1 år 10 år	1 md 4 år 40 år	5 md 15 år 150 år
100	$2000 \cdot 10^{-11}$ $50 \cdot 10^{-11}$ $3 \cdot 10^{-11}$	0,5 dg 15 dg 8 md	1,5 dg 2 md 3 md	6 dg 8 md 10 år	1 dg 1 md 1,5 år	4 dg 5 md 6 år	15 dg 1,5 år 25 år

Tabel 3.4-3. Eksempler på skønnede omtrentlige tider for udtørring af beton fra fugtpotentialet U'_m = 1 til U_m = 0,2. [3].

Beregningen af udtørringsforløbet og fugtfordelingen kan gøres nøjagtigere ved at der indføres et udtryk for D_w's variation med vandindholdet og ved at der tages hensyn til overfladens beskaffenhed, temperaturen og klimaændringer under udtørringsforløbet, [11].

I tabel 3.4-3 er anført eksempler på den tid, det tager at udtørre en konstruktionsdel fra $U_m = 1$ til $U_m = 0{,}2$. Observer de ekstremt lange udtørringstider for tæt beton, selv ved 100°C. Tabellen er baseret på figur 3.4-22.

Eksempel 3.4-4

Der er givet en 100 mm tyk betonvæg. Betonen har et cementindhold på $C = 400$ kg/m³ og v/c = 0,55. Tilslaget er ikke hygroskopisk. Betonen tørrer fra begge sider i 35% RF, 25°C. Det antages, at transportkoefficienten $D_w = 3{,}0 \cdot 10^{-11}$ m²/s. Der ønskes et skøn over fugtfordelingen efter 2, 6, 12 og 24 mdr.

Løsning

Fugtfordelingen kan bestemmes ved anvendelse af figur 3.4-21. Det forudsætter kendskabet til parameteren F_0 og til fugtforholdene ved start og sluttidspunkt.

Den karakteristiske dimension er væggens halve tykkelse, idet væggen tørrer fra begge sider

$$l = 100 \text{ mm}/2 = 50 \text{ mm} = 0{,}05 \text{ m}.$$

For hver af de betragtede tider beregnes $F_0 = D_w \cdot t/l^2$.

$$2 \text{ mdr.}, F_0 = \frac{3 \cdot 10^{-11} \cdot (2 \cdot 30 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60)}{0{,}05^2}$$

$$F_0 = 2 \cdot 0{,}031 = 0{,}062$$

$$6 \text{ mdr.}, F_0 = 6 \cdot 0{,}031 = 0{,}18$$

$$12 \text{ mdr.}, F_0 = 12 \cdot 0{,}031 = 0{,}37$$

$$24 \text{ mdr.}, F_0 = 24 \cdot 0{,}031 = 0{,}74$$

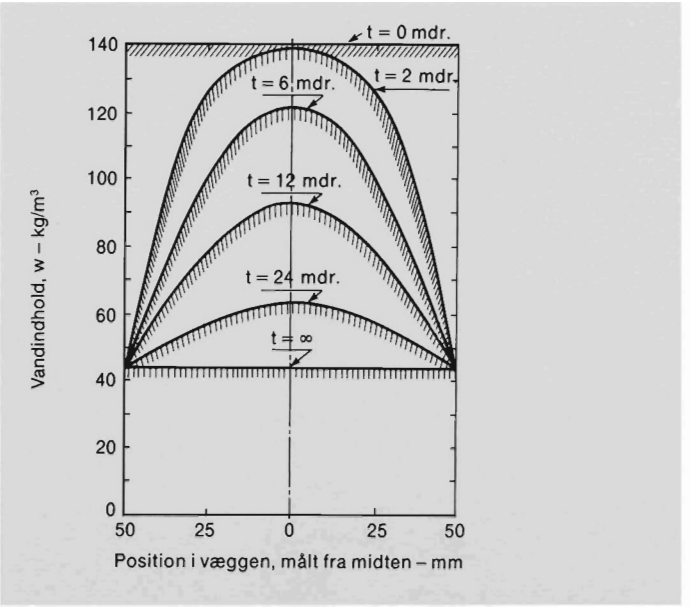
Vandoverskuddet kan beregnes, hvis hydratiseringsgraden er kendt. Denne sættes til 80%, hvilket er rimeligt i betragtning af den lange udtørringstid, som man når frem til. Man får således udgangsvandindholdet, jf. formel (12).

$$w(0) = C\,(v/c - 0{,}25 \cdot \alpha) = 400\,(0{,}55 - 0{,}20) = 140 \text{ kg/m}^3$$

Slutvandindholdet beregnes således.

På figur 3.4-4 aflæses for RF = 35% og v/c = 0,55 $u_c^! = 0{,}11$. Med $C = 400$ kg/m³ fås

$$w(\infty) = 0{,}11 \cdot 400 = 44 \text{ kg/m}^3$$



Figur 3.4-23. Eksempel 3.4-4. Udtørringsprofiler for en 100 mm tyk betonvæg i 35% RF, 25°C. Beregning efter Pihlajavaara, $D_w = 3 \cdot 10^{-11}$ m²/s.

Vandindholdet w for det enkelte punkt i væggen kan beregnes ud fra de U-værdier, som aflæses på kurverne i fig. 3.4-21. Jf. (28) har man

$$w(t) = U(t)\,(w(0) - w(\infty)) + w(\infty) = U(t)\,(140 - 44) + 44$$
$$= U(t) \cdot 96 + 44 \text{ kg/m}^3$$

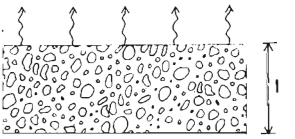
Beregningsresultaterne er anført i nedenstående skema, og fugtfordelingen er optegnet i figur 3.4-23.

Afstand fra centrum	Normeret afstand	t = 2 mdr. F_0=0,062		t = 6 mdr. F_0=0,18		t = 12 mdr. F_0=0,37		t = 24 mdr. F_0=0,74	
x	$\chi = \frac{x}{l}$	U	w	U	w	U	w	U	w
mm	–	–	kg/m³	–	kg/m³	–	kg/m³	–	kg/m³
0	0	1,00	140	0,81	122	0,51	93	0,21	64
25	0,5	0,86	127	0,59	101	0,35	78	0,14	57
50	1,0	0	44	0	44	0	44	0	44

Pihlajavaaras metode giver som resultat fordelingen over konstruktionsdelens tværsnit af vandindholdet pr. m³, w, eller vand-tørstof-forholdet, u. Den tilsvarende fordeling af RF i porerne må aflæses på betonens sorptionsisoter-

Normaltilfældet

Betonkvalitet v/c	0,65
Hærdningstid før udtørring	1 måned under membran
Pladetykkelse l	100 mm
Udtørringsluftfugtighed	RF < 50%
Udtørringstemperatur T	20° C
Underlag	Tæt plastfolie
Gennemsnitsporefugtighed	RF_{pore} = 90%



Nødvendig udtørringstid efter at membranen er fjernet under forudsætning af, at der ikke vandes: 60 døgn

Ved afvigelser fra normaltilfældet bliver udtørringstiden i døgn

$$t = 60 \times a \times b \times c \times d \times e \times f \times g$$

Betonkvalitet, v/c	0,85	0,65	0,65 Luftindb.	0,50	0,50 Luftindbl.
a =	~ 2	1	~ 0,5	0,5 – 0,6	0,3

Hærdningstid før udtørring	1 uge		1 måned
	l ≦ 150 mm	l > 150 mm	
b =	~ 0,7	1	1

Pladetykkelse – mm	60	80	100	120	140	160	200	300
c =	0,4	0,7	1	1,4	1,8	2,3	3,3	6,3

Udtørringsluftfugtighed	20 – 50% RF	60% RF	80% RF
d =	1	1,2	1,5

Udtørringstemperatur	10 °C	20 °C	30 °C
e =	1,4 – 1,3	1	0,7 – 0,6

Underlag	Folie	Styrenskum 50 mm	Letklinker 150 mm	Mineraluld 150 mm
f =	1	0,9 – 1	0,7 – 0,8	0,6 – 0,7

Gennemsnitsporefugtighed	90% RF	80% RF	70% RF
g =	1	~ 4	~ 6

Tabel 3.4-4. Udtørringstider for betongulve. Efter [11].

mer. En enklere metode til vurdering af RF i porerne er vist i tabel 3.4-4. Metoden er udarbejdet af *Nilsson* [11] til brug for det ofte i praksis forekommende tilfælde at bestemme, hvornår der kan limes gulvbelægning på et betongulv. Erfaringen har vist, at den gennemsnitlige luftfugtighed i betonens porer i dette tilfælde højst må være 90% RF.

Eksempel 3.4-5

Eksempel på anvendelse af tabel 3.4-4.

Der udføres et 160 mm tykt dæk af beton med v/c = 0,50, luftindblandet (a = 0,3).

Betonen tørrer til begge sider, hvorfor den karakteristiske pladetykkelse sættes til l = ½ · 160 = 80 mm (c = 0,7). Membran og form fjernes fra betonen efter 2 uger, og der vandes ikke (b = 0,9). Udtørringen foregår i 60% RF (d = 1,2) og ved udtørringstemperaturen 20°C (e = 1). Faktoren f = 1, idet den tosidige udtørring svarer til ensidig udtørring af en plade med den halve tykkelse, jf. bestemmelse af faktor c.

Der tørres, indtil RF_{porc} = 90% RF (g = 1), idet dette krav skal opfyldes, for at der må lægges vinyl.

Udtørringstiden bliver

$$t = 60 \cdot a \cdot b \cdot c \cdot d \cdot e \cdot f \cdot g$$

$$t = 60 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}7 \cdot 1{,}2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = \textit{14 døgn.}$$

Opfugtning

Beton, som er selvudtørret, eller som har fordampet vand til omgivelserne, kan opfugtes igen ved hygroskopisk optagelse af vand fra luften eller ved kapillarsugning.

Forløbet af en hygroskopisk vandoptagelse fra luften kan også beskrives ved Pihlajavaaras i foregående afsnit beskrevne metode. I stedet for fugtpotentialet for udtørring U(t) i formel (28) indføres potentialet for opfugtning

$$O(t) = \frac{w(t) - w(o)}{w(\infty) - w(o)} \tag{34}$$

Ved bogstavsrokeringer ses det, at

$$O(t) = 1 - U(t)$$

hvorved O(t) kan aflæses i figur 3.4-21 og 3.4-22.

Pihlajaavaras diagrammer er som nævnt ovenfor (side 193) en løsning til den almindelige lineære diffusionsligning. Diagrammerne kan derfor også benyttes til at beregne andre diffusionsforløb end fugtvandringer.

Således kan chloridprofiler i beton beregnes ved, at man i (34) indføres Cl^--koncentrationen fra start i stedet for w(o), slutkoncentrationen, dvs. koncentrationen i overfladelaget, i stedet for w(∞) og den variable Cl^--koncentration i stedet for w(t).

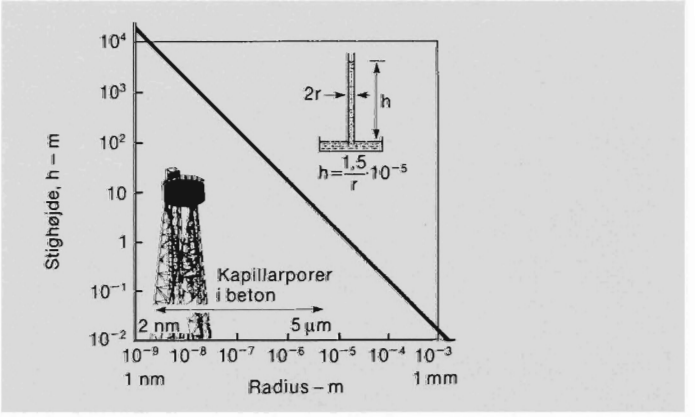
Kapillarsugning

Vand kan suges ind i et porøst materiale ved kapillarsugning (hårrørsvirkning). Det forekommer på beton i praksis f.eks. i fundamenter, i vandbygningskonstruktioner og på facader under slagregn.

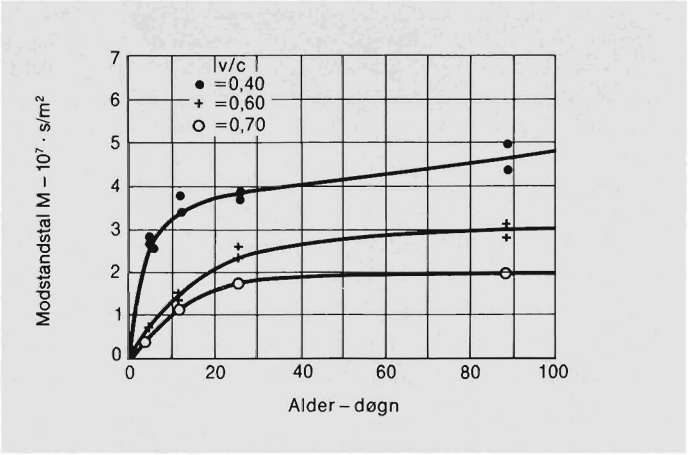
Kapillarsugning skyldes, at vand væder materialet. Der dannes en konkav overflade, en *menisk,* som trækker vandet ind i betonens indbyrdes forbundne porer, jf. side 176.

Porerne i beton er meget små. Radius i de mindste porer er 1 à 10 nm. Stighøjden i ideelle kapillarrør med sådanne radier er formelt 15 à 1,5 km [12], jf. figur 3.4-24. Dette tal siger noget om den kraft, hvormed vandet suges ind i materialet. I cementpastaens snørklede poresystem er modstanden mod strømningen imidlertid så stor, at vandet ikke stiger som væske til disse store højder. Der optræder i stedet diffusion, som beskrevet side 178.

Almindeligvis vil det også være sådan, at vandet vil fordampe fra overfladerne af det vandsugende betonemne. Der indstiller sig en ligevægt, hvor stighøjden, respektive indsugningslængden, er bestemt af fordampningsforholdene. Betonen kan derfor se tør ud på overfladen, selv om den suger kapillært, jf. eks. 3.4-3.



Figur 3.4-24. Den maksimale kapillære stighøjde i et ideelt, homogent kapillarrør som funktion af rørets radius. Til sammenligning er vist Aalborgtårnet afbildet i lineær skala.



Figur 3.4-25. Modstandstal for cementpasta. Værdierne kan også anvendes for beton [10].

Fugtfrontens fremadskriden i et porøst materiale kan beregnes efter formlen

$$z = \sqrt{\frac{t}{M}} \tag{36}$$

hvor z er afstanden fra fugtfronten til den sugende betonflade, t er tiden, og M er en konstant kaldet *modstandstallet*. Den måles i s/m^2.

Tiden for fugtfrontens fremadskriden fås af

$$t = M \cdot z^2 \tag{37}$$

Formlerne (36) og (37) er empiriske formler; de kan begrundes teoretisk som vist nedenfor. Desværre foreligger der kun få målinger af modstandstal for beton og cementmørtel. Resultatet af en enkelt forsøgsserie vises på figur 3.4-25. Det ses, at værdierne er afhængig af v/c og betonalderen, dvs. hydratiseringsgraden. Begge disse faktorer indvirker på porestrukturen.

Modstandstallet for cementmørtel og beton i ligevægt ved 50% RF kan bestemmes af formlen

$$M = \left(11 - 22 \cdot \frac{v/c - 0{,}27}{v/c + 0{,}32}\right) \cdot 10^7 \ (s/m^2) \tag{38}$$

M vokser lidt med øget ligevægtsfugtindhold i betonen [13]. M for nogle gængse betontyper er anført i tabel 3.4-5.

Tabel 3.4-5. Modstandstal M og kapillaritetstal k for nogle betontyper. Usikkerhedsinterval ± 50%.

v/c	M $10^7 \cdot s/m^2$	Cement-indhold kg/m^3	$k_{50\%}$ $kg/m^2 \cdot \sqrt{s}$	$k_{90\%}$ $kg/m^2 \cdot \sqrt{s}$
0,5	4,8	400	0,013	0,005
0,6	3,1	300	0,018	0,007
0,7	1,7	250	0,026	0,011

Formel (36) og (37) kan begrundes teoretisk således:

Lad v være vandets middelhastighed i et kapillarrør med radien r. Vandets dynamiske viskositet kaldes η. Friktionskraften pr. arealenhed af kapillarrøret bliver

$$\tau = 4 \cdot \eta \cdot \frac{v}{r}$$

Den samlede modstand mod vandbevægelsen P_m bliver i hele rørets længde z

$$P_m = 2\pi \cdot r \cdot z \cdot 4 \cdot \eta \cdot \frac{v}{r}$$

Den kapillære drivkraft er, jf. figur 3.4-7, udtrykt ved

$$P_{kap} = \sigma \cdot \cos\theta \cdot 2\pi r.$$

Sættes P_{kap} lig med udtrykket for P_m, fås for hastigheden v

$$v = \frac{\sigma \cdot \cos\theta \cdot r}{4 \cdot \eta \cdot z} \qquad (39)$$

Heraf ses, at hastigheden øger med radien og aftager med indsugningslængden. Idet v = dz/dt, får man efter integration følgende udtryk for indsugningstidens afhængighed af indsugningslængden

$$t = \frac{2 \cdot \eta}{r \cdot \sigma \cdot \cos\theta} \cdot z^2 = M \cdot z^2 \qquad (40)$$

Størrelsen

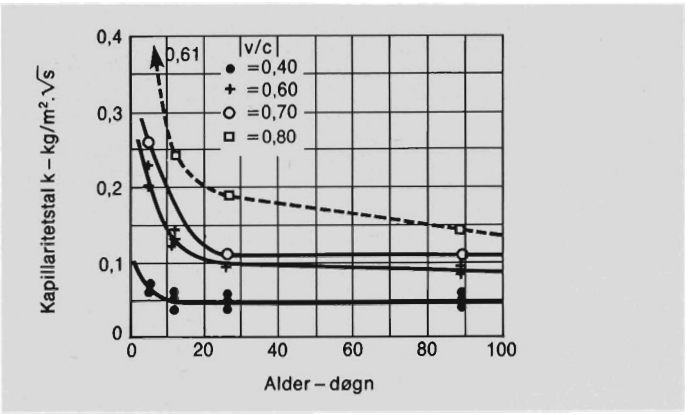
$$M = \frac{2 \cdot \eta}{r \cdot \sigma \cdot \cos\theta} \qquad (41)$$

kaldes for *modstandstallet*. For indsugningslængden som funktion af tiden har man

$$z = \sqrt{\frac{t}{M}} \qquad (42)$$

M varierer med de indgående størrelsers variation med temperaturen. For 10°C fås

$\eta = 0{,}0014\ N \cdot s/m^2$
$\sigma = 0{,}074\ N/m$



Figur 3.4-26. Kapillaritetstal for cementpasta målt på cementmørtel. Ligevægtsfugtighed ved start 50% RF [10].

Sættes $\theta = 0°$, fås da

$$M = 0{,}038 \cdot \frac{l}{r} \text{ s/m}^2 \text{ og} \tag{43}$$

$$z = \sqrt{\frac{t}{M}} = \sqrt{\frac{t \cdot r}{0{,}038}} \tag{44}$$

Formel (44) gælder ved horisontal sugning for alle rørradier. Ved vertikal sugning sætter tyngdekraften en grænse for indsugningen, jf. [8]. Denne begrænsning er uden betydning i det område, som dækkes af betons poreradier.

Formel (36) siger noget om, hvor langt vandet trænger ind, men intet om, hvor meget vand der suges op. *Den totale opsugede vandmængde* Q_{kap} kan beregnes af ligningen

$$Q_{kap} = k \cdot \sqrt{t} \text{ (kg/m}^2\text{)} \tag{45}$$

Her er k en konstant, som kaldes *kapillaritetstallet* (kg/m² · $\sqrt{s}$).

Formlen for den vandmængde, som opsuges pr. tidsenhed q_{kap}, kan fås ved differentiering af (45):

$$q_{kap}(t) = \frac{k}{2\sqrt{t}} \quad \text{(kg/m}^2 \cdot \text{s)} \tag{46}$$

Kapillaritetstallet er, ligesom modstandstallet, ikke kortlagt særlig meget. På figur 3.4-26 ses værdier for cementpasta. Værdier for beton fås ved at multiplicere disse tal med volumenandelen cementpasta β.

$$k_{beton} = \beta \cdot k_{cem.pasta} \tag{47}$$

For beton i ligevægt ved 50% RF er k bestemt af følgende formel

$$k_{50} = \frac{C \cdot (v/c - 0{,}27)}{\sqrt{M}} \tag{48}$$

M er bestemt af formel (38). C er cementvægten pr. m^3. k for nogle gængse betontyper er anført i tabel 3.4-5. Konstanten aftager naturligvis med stigende indhold af i forvejen tilstedeværende fugt i betonen, for at blive nul ved 100% RF. Ved 90% RF har man

$$k_{90} = \frac{C \cdot (0{,}48 \cdot v/c - 0{,}16)}{\sqrt{M}} \tag{49}$$

Kapillaritetstallets dimension og dets sammenhæng med modstandstallet og porøsiteten kan begrundes således:

Vi betragter igen kapillarrøret i figur 3.4-8. Den opsugede vandmængde pr. m^2 af kapillarrørets tværsnit Q er

$$Q = \varrho_w \cdot z \ (kg/m^2)$$

z som funktion af sugetiden kan fås fra formel (40); man får

$$Q = \varrho_w \cdot \sqrt{\frac{r \cdot \sigma \cdot \cos\theta}{2 \cdot \eta}} \cdot \sqrt{t} \ (kg/m^2)$$

Størrelsen under det første rodtegn er 1/M. Man har således for en enkelt kapillar

$$k = \frac{\varrho_w}{\sqrt{M}} \tag{50}$$

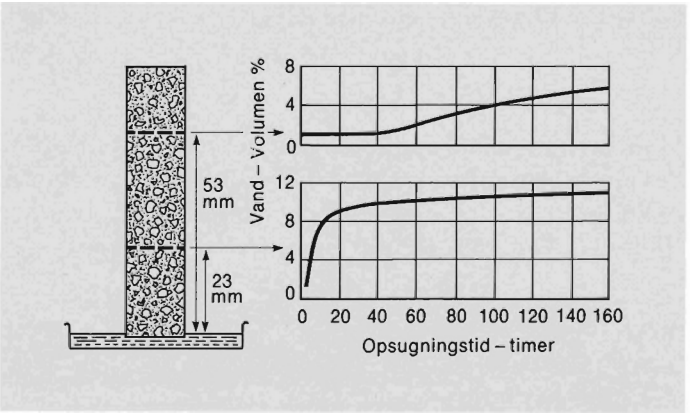
Indsættes de respektive talstørrelser, fås for 10°C $k = 5{,}1 \cdot 10^3 \sqrt{r}$.

I et praktisk materiale er det kun de åbne porer, som suger vand. Volumendelen af åbne, vandfyldte porer kaldes for $p_å$. Man har da for de praktisk forekommende materialer

$$k = \frac{p_å \cdot \varrho_w}{\sqrt{M}} \tag{51}$$

Modstandstal og kapillaritetstal kan bestemmes laboratoriemæssigt ved et enkelt opsugningsforsøg, jf. afsnit 7.6, side 630.

Kvadratrodsformlerne for vandindtrængning, ligning (36) og (45), passer rimeligt godt for beton ved de første halve snes mm's indtrængning. Ved større stighøjder kan man ikke få kvadratrodsloven til at passe, men må anvende et diffusionsudtryk for at beskrive forløbet, jf. figur 3.4-27, og eks. 3.4-3.



Figur 3.4-27. Opsugning i to forskellige højder i et mørtelprisme, v/c = 0,7. Det ses, at vandmængden i den laveste højde bliver ved med at stige, også efter at vandfronten har passeret. Dette skyldes formentlig, at de lukkede kapillarporer fyldes gennem cementgelen. (Måling med γ-stråling). (Anker Nielsen, DtH, 1977).

Litteratur til afsnit 3.4

[1] Nilsson, L.-O.: »Hygroscopic moisture in concrete«. Report TVBM 1003, Div. Build. Mat., LTH, Lund, 1980.

[2] Pihlajavaara, S. E.: »Notes on the drying of concrete«. Stat. Tekn. Forskn. Anst. Helsinki, 1963.

[3] Pihlajavaara, S. E.: »On Practical Estimation of Moisture Content of Drying Concrete Structures«. Concrete Seminar, Helsinki, 26–27 March 1974.

[4] Nielsen, A.: »Byggeteknisk fugtmekanik«. Byggeteknik, Teknologisk Institut, Tåstrup, 1984.

[5] Bergström, Sv. G., og Ahlgren, L.: »Beräkning av absorptionsisotermer för betong«. Nord. Bet. 1969:2, s. 75–86.

[6] Ruettgers, A., Vidal, E. N., og Wing, . P.: »An investigation of the permeability of mass concrete with particular reference to Boulder Dam«. ACI-Proc. Vol. 31. 1935.

[7] Kjennerud, A.: »Korrosion av mørtel/betong ved vanngjennomgang«. Norges Byggeforskn. F-1503, Oslo, 1973.

[8] Nielsen, A.: »Fugt«, Kap. 5 i »Byggematerialer, Grundbog«. Polyteknisk Forlag, 1981.

[9] Haynes, H. H., og Highberg, S.: »Concrete properties at ocean depths«. Journ. of the Waterways. Harbors & Coastal Eng. Div., Nov. 1976.

[10] Fagerlund, G.: »Approximativ metod för beräkning av uttorkningsförloppet för ytbelagda betonplattor på mark«. CBI-forskning 11:76, Stockholm, 1976.

[11] Nilsson, Lars-Olof: »Fugtproblem vid betonggolv«. LTH, Lund, 1977.

[12] »Beton-Bogen«, 1. udgave. Aalborg Portland, 1979.

[13] Fagerlund, G.: Personlig underretning. Juni 1978.

[14] Personlig underretning fra F.L. Smidth & Co., Laboratoriet, 1977.

[15] Upublicerede forsøg. Laboratoriet for Bygningsmaterialer, DTH, 1985.

[16] Thorsen, T.: »Undersøgelse af 7 betontyper. Vandtæthed«. DIA-B, Lyngby, 1984.

3.5 Holdbarhed

Ved en holdbar beton forstås en beton, der kan bevare sine egenskaber i en ønsket tid under de miljømæssige påvirkninger, den er udsat for. Påvirkningerne på materialet i en konstruktion i et givet miljø bestemmes af konstruktionens udformning. Opfyldelsen af det primære krav om lang levetid for en given betonkonstruktion afhænger derfor ikke alene af betonmaterialets egenskaber, men også af konstruktionens form. [6].

Beton kan betragtes som en syntetisk bjergart. Den er udsat for nedbrydning fra »varme, vind og væde« ligesom de naturlige bjergarter, og ligesom ved de naturlige bjergarter er det generel de tætteste materialer, der er de mest bestandige. Hvis vi ønsker at fremstille en holdbar syntetisk sten, må vi derfor tilstræbe et tilstrækkeligt tæt materiale, dvs. arbejde med passende lavt v/c og med en god komprimering.

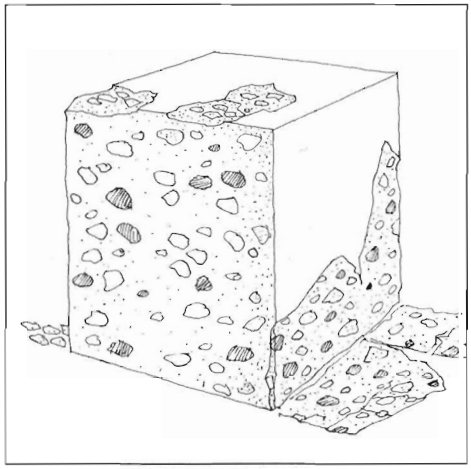
Beskrivelsen nedenfor omhandler primært betonen i almindelig dansk anlægs- og hysbyggeri. Indledningsvis beskrives kendetegn på dårlig holdbarhed. Herefter gennemgås de enkelte processer, som kan omdanne beton og armering, og de forholdregler, man kan tage for at undgå nedbrydning. Til sidst behandles brandbestandighed som et særligt tilfælde af holdbarhed.

Nedbrydningskendetegn

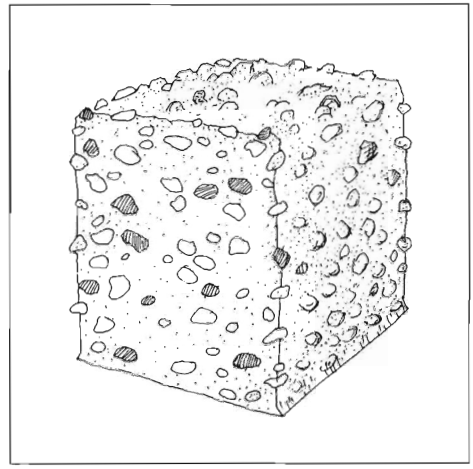
I dette afsnit beskrives de fænomener, hvorved betons nedbrydning ytrer sig. For hvert kendetegn er angivet, hvilke processer der kan forårsage det. Dette skulle være en hjælp ved bestemmelse af årsagssammenhængen i en given skadessituation.

Smuldring og afskalning. Ved smuldring eller overfladeforvitring forstås, at betonoverfladen omdannes til pulver og småstykker af sand og sten, se figur 3.5-1. Med afskalning menes, at større sammenhængende stykker af overfladen går af i skiver og flager, typisk op til 5 mm tykke. Ofte smuldrer cementslamlaget hurtigt, hvorefter angrebet går langsommere.

Smuldring og afskalning er overfladefænomener, som fremkaldes af frostangreb og af angreb af sulfater eller andre salte. Specielt kraftig afskalning forekommer ved brandpåvirkning. Smuldring og afskalning ses yderst sjældent på beton fremstillet med frilagt tilslag i overfladen.



Figur 3.5-1. Smuldring og afskalning.



Figur 3.5-2. Blotlægning af tilslag.

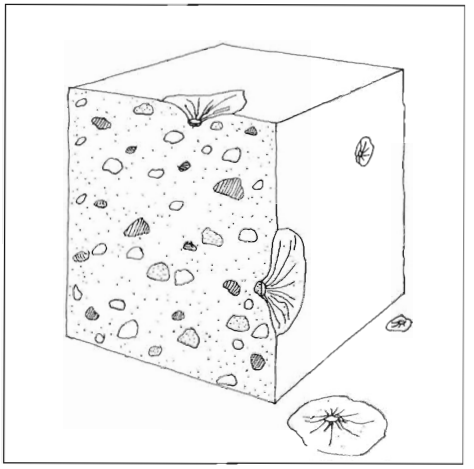
Blotlægning af tilslag fremkommer ved, at cementmørtelen fjernes mellem de større sten, hvorved disse træder tydeligt frem, se figur 3.5-2. Blotlægningen optræder, hvor cementmørtelen angribes kemisk, f.eks. af røggasser i skorstene, ved syreangreb og ved strømmende aggressivt vand. Angrebet kan også skyldes fysiske årsager, f.eks. frostangreb, hvor kun cementmørtelen angribes, samt vind- og vanderosion.

Springere. Ved en springer forstås et kegleformet stykke af betonen, som er presset ud ved tryk fra en ekspanderende sten, se figur 3.5-3. Stykket kan være fra 5 til 100 mm i diameter på overfladen.

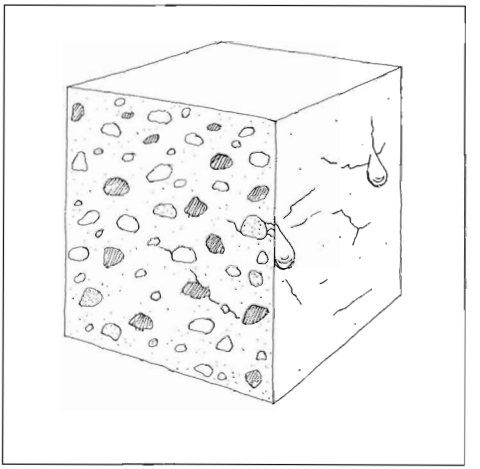
Springerdannelsen kan skyldes *frost.* En porøs sten med tilpas uheldig porestruktur kan mættes med vand. Ved frost afsprænges det karakteristiske kegleformede stykke.

Fænomenet kan også skyldes *alkalikiselreaktion.* Hvis en reaktiv partikel, f.eks. en porøs flint, ligger i passende afstand under overfladen og bliver indblandet i en alkalikiselreaktion, vil den suge vand til sig og danne en springer. Andre kemisk ubestandige tilslagskorn såsom lerjernsten, svovlkis m. m. kan forårsage springere.

Urenheder i form af lerklumper eller træstykker samt yderligt liggende armeringsjern kan også give afsprængninger.



Figur 3.5-3. Springere.

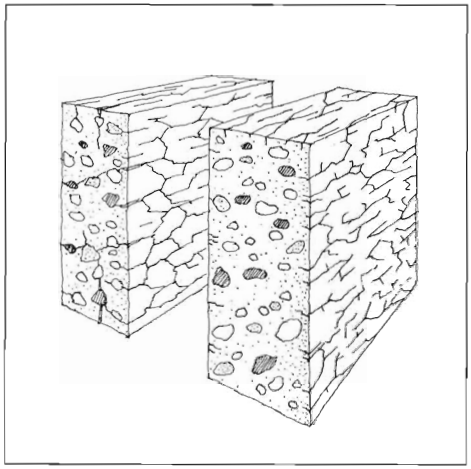


Figur 3.5-4. Alkalikiselgeldråber og revnedannelser.

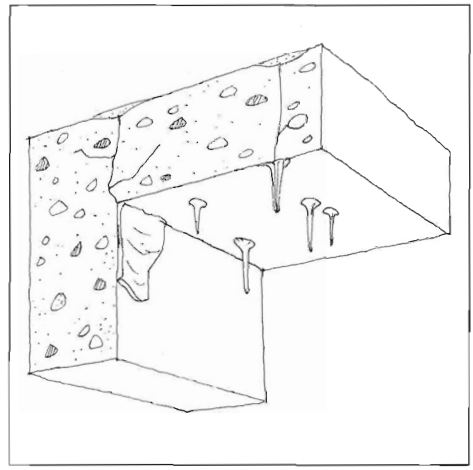
Alkalikiselgel. Undertiden finder man på indendørs betonflader i fugtigt miljø dråber af et harpiksagtigt materiale, alkalikiselgel, se figur 3.5-4. Det fremkommer kun i forbindelse med alkalikiselreaktioner. Gelen er fuldstændig opløselig i vand, hvorfor stoffet vaskes bort fra udvendige flader udsat for regn. Gammel gel er ofte karbonatiseret og derved omdannet til uopløselige krystallinske forbindelser (se videre side 220).

Revner. En revne er en luft- eller vandfyldt spalte ind i betonen, se figur 3.5-5. Den er fremkommet, fordi materialets trækstyrke er overskredet. Revner kan deles i overfladiske og dybtgående revner. Overfladiske revner og krakeleringer kan fremkaldes af svind, alkalikiselreaktioner, frost- og tøsaltangreb og af rustende armering. Dybtgående revner kan fremkaldes af overbelastning og sætninger, af plastisk svind, af for store temperaturforskelle i betonen under den tidlige hærdning, af frostangreb, inden betonen er udtørret i dybden, af alkalikiselreaktioner og ved, at overfladerevner udvikler sig indad ved frostpåvirkning og gentagne belastninger.

Revneforløbet afhænger både af revneårsagen, af konstruktionsdelens geometri og af armeringens mængde og fordeling. Det er derfor ikke muligt at opstille et »katalog« over revneformer, ud fra hvilket revnens årsag direkte og entydigt kan fastlægges.



Figur 3.5-5. Typiske revnedannelser, hhv. dybgående og overfladiske.

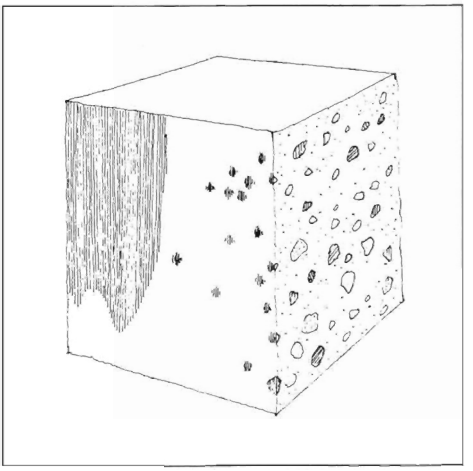


Figur 3.5-6. Drypsten og kalktapeter.

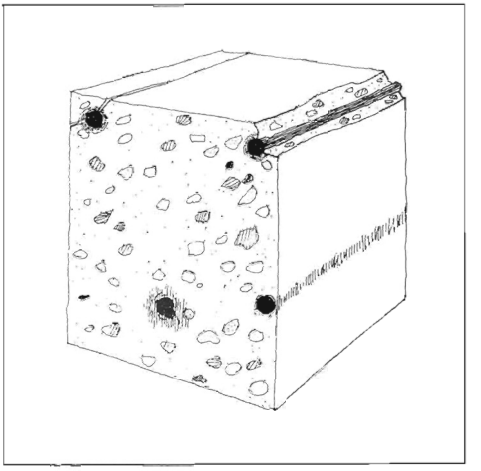
For eksempel opstår netrevner som vist på figur 3.5-5 på en uarmeret eller jævnt armeret stor flade som følge af volumenekspansion, som kan skyldes enten hærdevarme eller alkalikiselreaktion. De samme ekspansionsårsager kan give langsgående revner, hvis de fremkommer i bjælker eller søjler.

Drypsten og belægninger. Drypsten, *stalaktitter,* ses på undersider, og belægninger ses på lodrette flader af konstruktioner, som er udsatte for gennemsivende vand, se figur 3.5-6. Afsætningerne består oftest af kalk dannet ved, at vand, som siver gennem en revne, tager calciumhydroxid ($Ca(OH)_2$) med ud til overfladen, hvor det reagerer med luftens kuldioxid (CO_2) til calciumcarbonat ($CaCO_3$). Omkring revner fremkaldt af alkalikiselreaktioner kan forekomme afsætninger, »udsvedninger«, af alkalikiselgel. Omkring svømmebassiner og under vejbroer kan man desuden komme ud for, at saltvand er trængt igennem konstruktionen og har afsat drypsten og belægninger af salt (NaCl). Specielt på steder med stor fordampningshastighed kan saltet danne hårtynde krystaller, som kan minde om mugdannelse.

Overflademisfarvning. Ved misfarvning af overfladen forstås, at betonens farve inden for et begrænset areal varierer uacceptabelt meget i hvidgrå, grå, mørkegrå, blålige og brune nuancer, se figur 3.5-7.



Figur 3.5-7. Overflademisfarvninger.



Figur 3.5-8. Rustudfældning og -afskalning.

Misfarvninger forekommer ofte lige efter afformningen og skyldes bl.a. uensartet påføring af formolie, ujævn vibrering og varierende betonsammensætning. Desuden vil variationer i vandtilførsel og luftfugtighed under udtørringen give anledning til varierende grader af kalkudfældning på betonoverfladen.

Misfarvninger kan opstå senere i bygværkets levetid ved kalkudfældning eller udsvedning af alkalikiselgel fra små sten under overfladen. I det sidste tilfælde får overfladen i fugtigt vejr et »koparret« udseende. Desuden kan udvendige overflader få et skjoldet udseende på grund af uensartet vandafledning og dermed uensartet afvaskning af smuds. Begroninger af alger og mos er også årsag til misfarvninger.

Se i øvrigt tabel 6.5-1 side 494.

Rustudfældning og -afskalning. Armeringen i beton kan ruste, hvis den ikke er omhyggeligt omstøbt, og hvis dæklaget er utilstrækkeligt. Det almindeligste rustangreb optræder på yderligt liggende jern. Korrosionsprodukterne giver rustpletter på overfladen, eller de vokser så meget, at de sprænger det yderste betonlag bort, hvorved armeringen blottes, se figur 3.5-8.

Undertiden ses spredte rustpletter, som ikke stammer fra armeringen, men skyldes nedbrydning af svovlkis, andre jernholdige bestanddele af tilslaget eller bindetrådsrester.

Dybtliggende armering kan under uheldige omstændigheder tæres, uden at der sker sprængning, idet korrosionsprodukterne kan finde plads i porerne i betonen omkring armeringsjernet.

Omdannelsesprocesser

I dette afsnit behandles de vigtigste af de processer, som – ud over hydratiseringsprocessen – ændrer betonens struktur og egenskaber i tidens løb. Det skal bemærkes, at disse ændringer ikke nødvendigvis medfører, at betonen nedbrydes. Følgende processer behandles:

Karbonatisering
Frostangreb
Alkalikiselreaktioner
Udludning
Mekanisk slid
Angreb af aggressive stoffer
Biologisk aktivitet
Korrosion af armering og andet metal

Processerne forekommer næsten aldrig hver for sig. Det almindeligste er, at to eller flere virker samtidigt og forstærker hinanden. I tilfælde af, at der er opstået en skade, kan den primære årsag til skaden være svær at fastlægge. Kræfterne forårsaget af den ydre last eller forspænding kan også medvirke til at fremme en skadeudvikling.

Side 235 ff. findes 5 eksempler på skader, hvor flere processer medvirker.

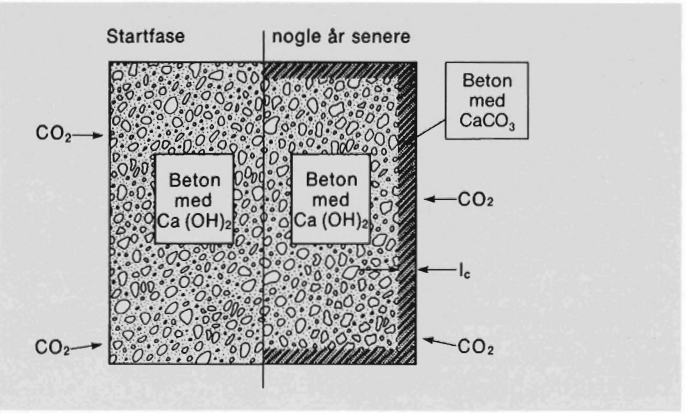
Karbonatisering

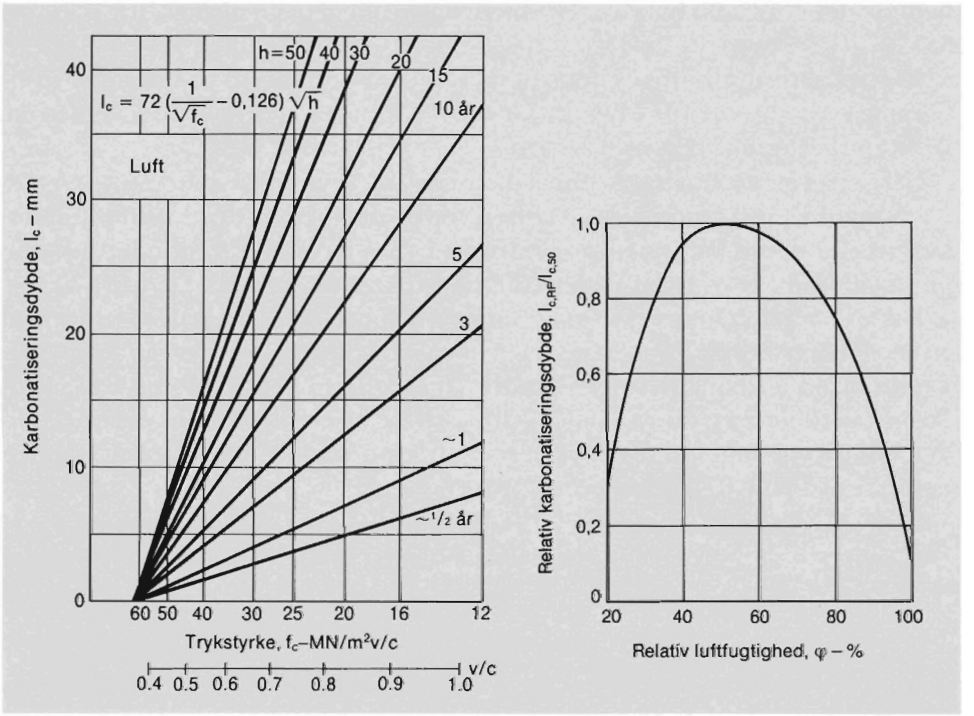
Cementpasta indeholder 25–50 vægt% calciumhydroxid ($Ca(OH)_2$). Dette bevirker, at pH for frisk cementpasta ligger på 12 à 14. I dette afsnit beskrives, hvorledes cementpastaens calciumhydroxid kan omdannes til calciumcarbonat ($CaCO_3$). Det kan ske, hvis der tilføres kuldioxid (CO_2) enten fra *luften* (se figur 3.5-9) eller fra *kuldioxidholdigt vand*. Omdannelsen kaldes karbonatisering. Den kemiske proces kan skrives således:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$$

Når $Ca(OH)_2$ fjernes fra cementpastaen, vil de hydratiserede calciumsilikater afgive calciumoxid (CaO), som efter hydratisering også karbonatiserer.

Figur 3.5-9. Princippet i betons karbonatisering i atmosfærisk luft.





Figur 3.5-10. Karbonatiseringens indtrængen i beton. – T.v. for 50% RF. Diagrammet angiver middelværdier. Man må være forberedt på afvigelser på op til 25% af middelværdien. h angiver eksponeringstid. Efter Pihlajavaara [33]. – T.h. karbonatiseringsdybdens variation med omgivelsernes RF. Optegning på basis af resultater gengivet i [34].

Karbonatiseringsprocessen sker overalt, hvor atmosfærisk luft kommer i kontakt med betonens calciumhydroxid, dvs. i overfladen og langs revner. Indtrængningen afhænger af betonens tæthed og fugtindhold. Stor tæthed, dvs. lavt v/c og god komprimering, giver ringe indtrængning. Meget tæt og stærk beton ($f_c > 60$ MN/m^2) karbonatiseres praktisk taget ikke. Beton med stor porøsitet kan omdannes fuldstændigt efter 10 à 20 år.

Karbonatiseringens dybde i forskellige betontyper kan skønnes af diagrammet, figur 3.5-10.

Karbonatiseringshastigheden afhænger af betonens fugtighedsindhold. Processen kræver tilstedeværelsen af vand, idet CO_2 skal opløses i vand til kulsyre, H_2CO_3. Den kan derfor ikke finde sted i meget tør beton. I meget våd beton kan kuldioxiden vanskeligt trænge ind, da CO_2's opløselighed i vand er lav, hvorfor processerne går langsomt der. Processen foregår hurtigst, når fugtigheden i den luft, som omgiver betonen, ligger mellem 40 og 70% RF, jf. figur 3.5-10.

Karbonatiseringshastigheden vokser med temperaturen. 10°C temperaturøgning giver ca. en fordobling. I tropiske klimaer må man regne med at reaktionshastigheden øges 4 à 5 gange.

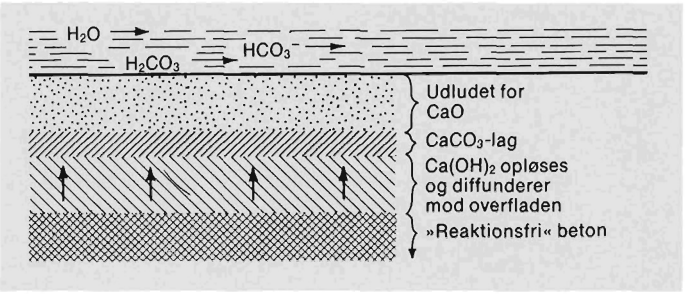
CO_2 vil trænge hurtigere ind i betonen ad revner og inhomogeniteter. Karbonatiseringsfrontens ensartethed bliver derfor et udtryk for betonens kvalitet. En ujævn karbonatiseringsfront er tegn på en varierende betonkvalitet, medens en jævn front peger på ensartet kvalitet.

For uarmeret beton er karbonatisering en fordel, idet tætheden og dermed styrken bliver større. For armeret beton er omdannelsen farlig, fordi pH-værdien ved karbonatiseringen ændres fra de ovennævnte 12 à 14 til ca. 7. Denne værdi er ikke tilstrækkelig til at passivere armeringen, som vil ruste, hvis der kan trænge fugt ind til den. Det sker, hvis luftfugtigheden omkring betonen er større end 70% RF i gennemsnit.

> Omfanget af karbonatiseringen på en snitflade eller boreprøve af betonen kan konstateres ved, at overfladen påsprøjtes en opløsning af indikatoren *phenolphtalein*. Der, hvor pH er større end 9, dvs. hvor betonen ikke er karbonatiseret, farves betonen rød. Andre steder forbliver den ufarvet. Prøvningen skal foregå på en frisk brudflade.

Karbonatisering er behandlet mere detaljeret i [21] og [34]. I [21] belyses bl.a. virkningen af cementtype, mikrosilica og flyveaske.

Beton, som udsættes for en strøm af ***blødt, kulsurt vand,*** karbonatiseres også. Denne vandtype kan forekomme i betonrørledninger eller i svømmebassiner med CO_2-neutraliseringsanlæg.



Figur 3.5-11. Reaktionszoner i beton udsat for strømmende kuldioxidholdigt vand [12].

I god, velkomprimeret beton vil der foregå en karbonatisering som vist på figur 3.5-11. Yderst dannes et lag, som er frit for CaO, der dels er opløst og ført bort udad, dels er det ført indad og har dannet $CaCO_3$ efter ligningen

$$Ca(HCO_3)_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow 2\,CaCO_3 + 2H_2O$$

Calciumcarbonatet danner et tæt uopløseligt lag, som forhindrer videre opløsning. Laget vokser indad, for så vidt $(HCO_3)^-$ kan trænge igennem og reagere med $Ca(OH)_2$, som diffunderer ud inde fra betonen. Indtrængningsdybden kan skønnes fra figur 3.5-10.

Ovenstående betyder, at god, tæt beton kan anvendes i forbindelse med blødt, kulsurt vand (se [12]). Hvis en grovporøs beton eller mørtel udsættes for denne type vand, kan $CaCO_3$-dannelsen ske ude på betonoverfladen i klumper uden beskyttende virkning. Dette er f.eks. set ved dårligt komprimerede fuger i svømmebassiner.

Frostangreb

Frostangreb kan føre til smuldring og afskalning fra overfladen eller til dybtgående revnedannelse. Ødelæggelsen skyldes, at vand udvider sig 9% ved omdannelsen til is. Hvis der ikke er plads i porerne til udvidelsen, trykker is og vand på porevæggene med en sådan kraft, at cementpastaen revner. Hvis cementpastaen skulle kunne modstå dette tryk, skulle den have trækstyrke som stål.

I dette afsnit gennemgås først begreberne kritisk og aktuel vandmætningsgrad. Herefter behandles urevnet betons forhold, herunder frysning af ung beton. Til slut beskrives holdbarheden for beton med revner og hulrum, som utilsigtet opstår under udstøbning og hærdning.

Som parameter til bedømmelse af risikoen for frostangreb anvendes *vandmætningsgraden,* som er forholdet mellem det vand, som findes i porerne i

forhold til det totale porevolumen. Denne vandmætningsgrad er identisk med den i afsnit 3.4 definerede vakuumvandmætningsgrad.

> Da frostødelæggelsen skyldes vandets 9% volumenudvidelse, kunne det være rimeligt som parameter at anvende volumenforholdet mellem det fryselige vand i porerne i forhold til volumen af det fryselige vand plus volumen af de luftfyldte porer. Det fryselige vand er ikke identisk med det fordampelige vand. Den del af det fordampelige vand, der er adsorberet til de indre overflader, er så stærkt bundet, at den ikke kan fryse. Det er det vand, som findes i kapillarporer og hulrum, som kan fryse. Denne skelnen mellem fryseligt og fordampeligt vand er imidlertid laboratoriemæssigt så vanskelig at måle, at man er tvunget til at se bort fra den i praksis og her anvende vakuumvandmætningsgraden.

Ved bedømmelse af et porøst, skørt materiales (her betons) risiko for at blive ødelagt af frost er det vigtigt at skelne mellem *materialets iboende egenskaber* og den *klimabelastning,* dvs. regn, salt og temperatursvingninger, som det bliver udsat for.

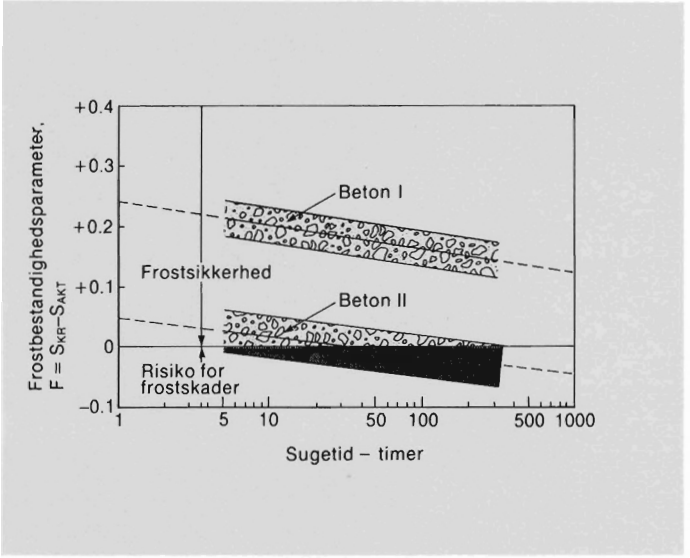
> Denne skelnen er parallel til forholdene ved en statisk dimensionering, hvor man skelner mellem brudspændingen og spændingen hidrørende fra belastningen. Forholdet mellem dem udgør sikkerhedsgraden.

Betonens iboende egenskaber karakteriseres ved *den kritiske vandmætningsgrad* S_{KR}. Herved forstås den vandmætningsgrad, ved hvilken betonen netop kan modstå frysning uden at revne. S_{KR} er en egenskab hos betonen på linie med trykstyrken. Den bestemmes eksperimentelt ved frysning af et antal prøvelegemer med forskellig vandmætningsgrad [7]. Den ligger for beton på 60 til 90%.

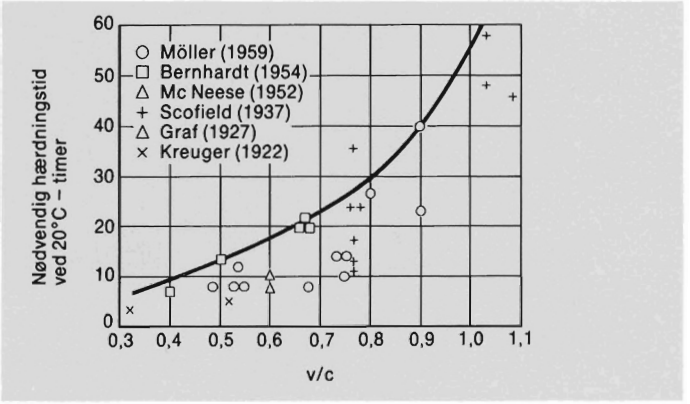
Den kritiske vandmætningsgrad for urevnet beton afhænger af betonens trækstyrke, porestrukturen og frysehastigheden. I [2], [7] og [8] behandles beregning af S_{KR} ud fra primærdata. Afhængigheden af frysehastigheden er dog lille ved de frysehastigheder, der forekommer i naturen.

Frysehastigheden i Danmark ligger normalt mellem 0 og 3°C/h. Den største værdi, som er opmålt, ligger på 6,5°C/h. Den forekommer gennemsnitligt en gang hvert tolvte år. Frysehastigheden ved frostprøvning (se afsnit 7.6) er ca. 3°C/h.

Det, som er afgørende for, om en given beton er frostbestandig, er, at der er ringe sandsynlighed for, at den udsættes for frysning, samtidig med at *den faktisk forekommende, aktuelle vandmætningsgrad* er større end den kritiske vandmætningsgrad. Størrelsen af den aktuelle vandmætningsgrad i porerne varierer med tiden $S_{AKT}(t)$. Jo længere tid betonen har mulighed for at suge vand, desto større bliver $S_{AKT}(t)$. Frostbestandigheden bliver derfor afhængig af tiden. Man kan



Figur 3.5-12. To eksempler på bedømmelse af frostbestandighed. Beton I indeholder 7,1% luft, beton II har ingen luftindblanding. For beton I er S_{AKT} i meget lang tid mindre end S_{KR}, hvorfor denne beton vil kunne modstå frysning i denne periode. Sandsynligheden for, at beton II udsættes for frysning ved negative F-værdier, er større end for beton I, hvorfor beton II ikke er så frostbestandig som I. (Resultat af forsøg ved 5 europæiske laboratorier [8]).

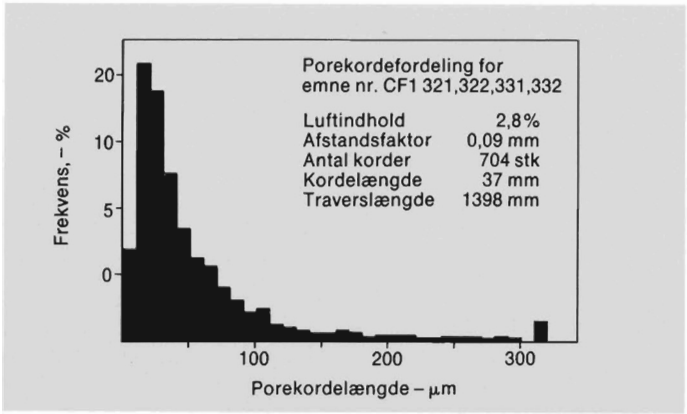


Figur 3.5-13. Nødvendig hærdningstid ved 20°C for opnåelse af frostsikkerhed ved første frysning. Forseglet hærdning. Almindelig portlandcement. Den viste øvre grænsekurve, som giver rimelig frostsikkerhed, svarer til en styrke på ca. 5 MN/m². Efter Möller (1962).

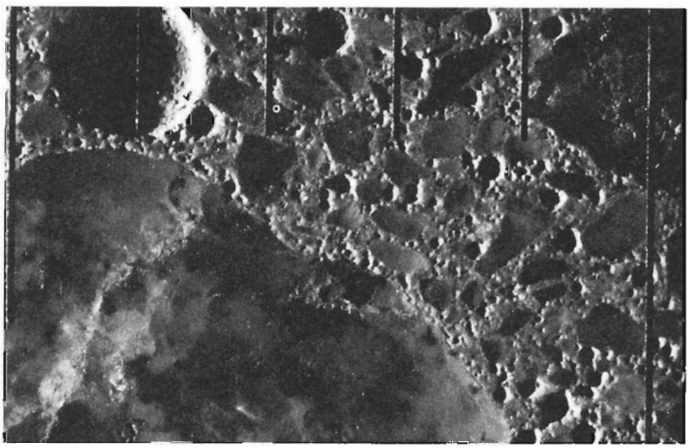
udtrykke en frostbestandighedsparameter F(t) som forskellen mellem S_{KR} og $S_{AKT}(t)$.

$$F(t) = S_{KR} - S_{AKT}(t) \quad (1)$$

Så længe forskellen er positiv, kan betonen ikke fryse i stykker. Så snart F(t) bliver negativ, vil betonen frostskades, hvis temperaturen kommer under 0°C. $S_{AKT}(t)$ kan bedømmes laboratoriemæssigt ved et vandopsugningsforsøg (jf. figur 3.5-12).



Figur 3.5-14. Fordeling af luftporekorder i en frostbestandig beton, jf. omtalen af luftporeanalyse i afsnit 7.6 (Thorsen (1977)).



Figur 3.5-15. Foto af slebet betonflade med synlige sfæriske luftbobler. Afstand mellem stregerne er 1 mm. (Thorsen, 1977).

Velblandet, velkomprimeret og urevnet beton, som hærdner uden tilførsel af ekstra vand, vil kunne tåle frysning relativt kort tid efter udstøbningen (fra 10 til 60 timer afhængigt af v/c, jf. figur 3.5-13). Dette skyldes for det første, at cementpastaen opnår en vis, omend ringe trækstyrke, hvorved S_{KR} stiger. For det andet udtørres pastaen under cementens hærdning. De luftfyldte hulrum er i stand til at optage isens ekspansion, $S_{AKT}(t)$ er blevet lavere, således at forskellen mellem S_{KR} og $S_{AKT}(t)$ bliver positiv.

Den urevnede betons fremtidige frostbestandighed afhænger af v/c, af luftindblanding og af, om tilslaget er frostbestandigt.

v/c influerer på frostbestandigheden. Lavt v/c giver stor trækstyrke og dermed en høj S_{KR}. Endvidere er vandgennemtrængeligheden lav for lave v/c, hvorved $S_{AKT}(t)$ vokser langsomt. Højt v/c bevirker, at der dannes mange gennemgående kapillarporer i cementpastaen, hvorigennem vand hurtigt kan ledes ind.

En anden virkning af lavt v/c er, at mængden af fryseligt vand nedsættes. I en velkomprimeret, fuldstændig hydratiseret cementpasta med v/c < 0,4, vil der kun være få kapillarporer til stede, som kan indeholde fryseligt vand. Det fordampelige vand er bundet på gelpartiklernes overflader. Bindingen er så stærk, at vandet ikke kan fryse ved normalt frysepunkt. En sådan cementpasta vil være frostsikker også uden luftindblanding.

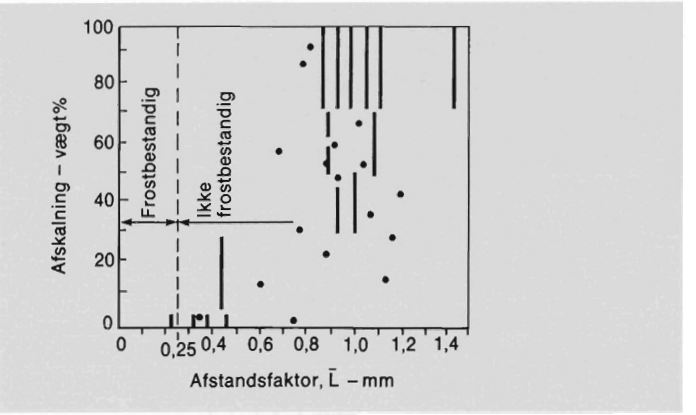
For at forbedre frostbestandigheden indblandes luft i betonen i en mængde på 15 à 25 volumenprocent af cementpastaen. Luftindblandingen fordrer, at betonen for at holde styrken udstøbes med mindre v/c. Herved stiger S_{KR}. Desuden går vandopsugningen langsommere, fordi vandet skal ledes uden om luftblærerne, som virker kapillarbrydende. Herved vokser $S_{AKT}(t)$ langsomt. Resultatet er, at F(t) holder sig positiv i længere tid end F(t) for en ikke-luftindblandet beton med samme konsistens og styrke, jf. figur 3.5-12.

Der er fremsat en del teorier for, hvorfor betonen går i stykker ved frysning. En teori går ud på, at der ved iskrystaldannelsen opstår et *hydraulisk tryk* i porerne. Dette tryk sprænger pastaen. En anden teori går ud på, at der dannes *mikroskopiske islinser* i porerne. Disse islinser trækker vand til sig fra omgivelserne og virker derved sprængende. Begge teorier leder frem til, at der må være en vis mindste tykkelse, *den kritiske tykkelse,* under hvilken materialet ikke kan fryse i stykker.

Luftindblandingens virkning er ifølge teorien om hydraulisk tryk, at luftblærerne virker trykudlignende, og ifølge islinseteorien, at iskrystallerne dannes i luftboblerne, hvor der er plads til dem. For at luftboblerne skal virke, må afstanden fra et hvilket som helst punkt i cementpastaen og ud til en luftboble maksimalt være lig med den halve kritiske tykkelse. Da den kritiske tykkelse for cementpasta ligger på 0,5 à 1,0 mm, betyder dette, at luften skal være meget fint fordelt i pastaen. Desuden betyder det, at det ikke er tilstrækkeligt ved en kontrol at måle det totale luftindhold; man må også måle luftboblernes fordeling.

Der er erfaring for, at boblestørrelser fra 0,005 til 0,2 mm er de mest effektive. Bobler over 0,2 mm forbedrer ikke frostsikkerheden.

Som mål for boblernes fordeling anvendes den såkaldte *afstandsfaktor* $\bar{L}$. Det er en teoretisk størrelse beregnet under forudsætning af, at alle bobler er lige store og fordelt i et simpelt kubisk mønster i pastaen (jf. beskrivelsen af luftporeanaly-



Figur 3.5-16. Resultat af frysnings- og tøsaltpåvirkning. Afskalning afbildet som funktion af afstandsfaktoren. Under 0,40 mm ses ingen skader. Kravet om, at $\bar{L} <$ 0,25 mm, giver en vis sikkerhed. Punkterne er amerikanske enkeltforsøg, stregerne er tyske serier. (Springenschmied (1967)).

se side 606). Der er international erfaring for, at hvis $\bar{L}$ er mindre end 0,25 mm, er betonen frostbestandig (jf. figur 3.5-16). Hvis betonen kan blive udsat for tøsalt, peger nyere erfaringer på, at $\bar{L}$ bør ligge under 0,20 mm.

Porøse sten (porøs kalk og flint) kan danne springere i betonens overflader, hvis de fryser med en vandmætningsgrad, som er større end deres kritiske vandmætningsgrad. Sandsynligheden for dette er størst, når stenene anvendes ved udendørs betonfremstilling om vinteren. Her kan stenene blive vandmættede af regn og blandevand. Når stenene er tørret ud inde i betonen, bliver de vanskeligt vandmættede gennem cementpastaen, hvis deres porer er grovere end cementpastaens, idet vandet ikke kan suges til store fra små kapillarrør. Dette er baggrunden for, at de fleste springersår på ældre konstruktioner skyldes porøs flint (se side 310). Det samme er baggrunden for, at der kan støbes frostbestandig beton af letklinkertilslag. De grovporøse klinker kan aldrig eller kun meget langsomt mættes med vand gennem den finporøse cementpasta.

Anvendelse af *tøsalte* forstærker de skader, som frysning med rent vand forårsager. Dette gælder uanset tøsalttypen. De vigtigste årsager til den forstærkende virkning er følgende [9]:

1. Saltopløsningens tilstedeværelse i cementpastaen forstærker det osmotiske tryk, som virker sammen med trykket fra isen.
2. Afkølingshastigheden forøges, hvorved både hydraulisk og osmotisk tryk forøges, og de mekaniske spændinger vokser på grund af den termiske sammentrækning.

3. Vandmætningsgraden forøges, fordi saltet omdanner is og sne til vand og fastholder vandet over længere tid. Herved stiger $S_{AKT}(t)$, og risikoen for frostskader øges.

Desuden kan visse salte angribe cementpastaen kemisk, men sådanne bør naturligvis ikke anvendes.

Tidligere tiders metoder til prøvning af betons frostbestandighed var ret brutale med meget store afkølingshastigheder. Desuden skelnede man ikke mellem materialeegenskab og påvirkning, dvs. mellem S_{KR} og $S_{AKT}(t)$. Der findes nu udviklet metoder til bedømmelse af frostbestandigheden, som synes at være mere rationelle, jf. side 633.

Revnet beton. Alt det oven for anførte har drejet sig om beton, som fra starten er uden revner. Velblandet, velkomprimeret og urevnet beton, som i velhærdnet tilstand udsættes for vejrligets påvirkninger, vil, hvis den ikke er frostbestandig, nedbrydes ved afskalninger og smuldring fra overfladen og indefter. Dette skyldes, at vandopsugningshastigheden i beton er meget lav, hvorfor kun de yderste lag af betonen når op over S_{KR}. Der kan imidlertid dannes revner og hulheder under udførelsen. Disse revner kan lede vand dybt ind i konstruktionen, hvor det kan fryse og udvide revnerne. De vigtigste årsager til revnedannelse er opregnet i tabel 3.5-1.

Tabel 3.5-1. Årsag til dybtgående revnedannelser. Overfladekrakelering er omtalt i teksten.

Revneårsag	Revne i ro	Revne i bevægelse
Utilstrækkelig komprimering	●	
Vandseparation (bleeding)	●	
Sætning af frisk beton og plastisk svind	●	
Termospændinger	●	
Svind	●	●
Varmetøjning		●
Patologiske ekspansioner (alkalikiselreaktioner)		●
Fundamentssætninger	●	●
Belastning	●	●

Revner i betonen vil nedsætte den kritiske vandmætningsgrad, fordi betonens trækstyrke nedsættes. Desuden vil revnerne bevirke, at den aktuelle vandmætningsgrad hurtigt kan stige, f.eks. under et regnvejr, fordi vandet ledes hurtigt af sted langs revnerne. Frostangreb i en revnet beton kan finde sted, uden at hele betonmassivet er vandmættet. Hvis blot vandmætningsgraden i og lige omkring revnen er over den kritiske værdi, kan revnen udvides og vokse videre ind i betonen.

Yderligere kan der under byggeperioden ske det, at betonen vådholdes med rindende vand. Herved ledes vandet langs revnerne dybt ind i konstruktionen. Betonen kan ikke nå at tørre ud, idet udtørring er en meget langsom proces, og ved første frysning kan revnerne udvides yderligere.

Revnebilledet vil være bestemt af de primære revners forløb og af konstruktionsdelens form og armeringens placering og størrelse. Således vil et brodæk med netarmering i over- og underside sprænges i lameller i dækkets plan. En massiv konstruktionsdel med netrevner p.g.a. termospændinger kan få disse netrevner udvidet ved frostangreb.

Luftindblanding kan kun sikre en revnet beton mod at fryse i stykker, hvis revnevidden er under en vis kritisk størrelse, som afhænger af mængden af indblandet luft. F.eks. finder man for 4% luft i beton ved frysning i saltvand, at den største tilladelige revnevidde langs en sten er 0,1 mm [18].

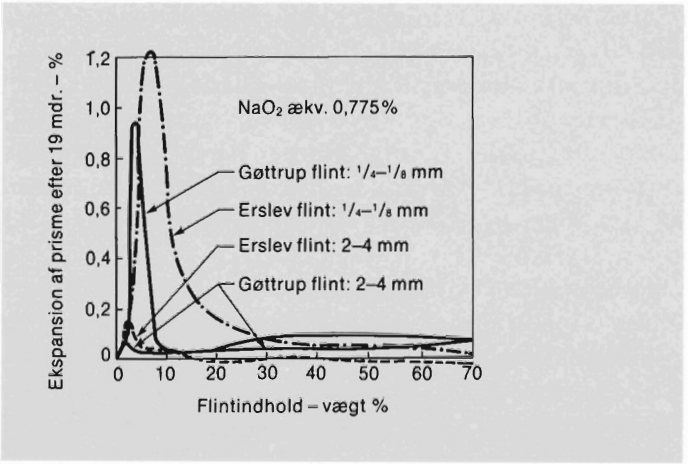
Alkalikiselreaktioner

I beton kan der mellem alkalier fra cement eller omgivelser og visse tilslagstyper dannes kemiske forbindelser, som kan svelle og sprænge betonen. I udlandet kendes alkali-carbonat-reaktioner (se side 318). I Danmark findes risiko for reaktion mellem alkalier og kiselholdige tilslagsmaterialer, først og fremmest porøse flinter.

Ved skadelige alkalikiselreaktioner dannes udsvedninger af gel på overfladen, springersår over porøse flintesten og i alvorligere tilfælde dybtgående revner og netrevnemønster på overfladen. Revnerne kan, især efter samvirken med frostangreb, blive 1 à 2 millimeter brede.

Alkalikiselgel kan kendes således: Hvis en vandig opløsning af gelen tilsættes en opløsning af $CaCl_2$, fås et hvidt bundfald af calciumsilikat.

De kemiske reaktioner i alkalikiselreaktionerne er langt fra at være klarlagte. Meget kort kan den nuværende viden sammenfattes således: Alkaliioner (Na^+ og K^+) fra cement, blandevand eller omgivelser bevirker, at OH^--



Figur 3.5-17. Ekspansion af mørtelprismer (25 × 25 × 125 mm) med varierende mængder reaktivt tilslag i forskellige kornstørrelser. Der er anvendt to typer flint. (Fra alkaliudvalgets forsøg 1966).

koncentrationen i porevæsken stiger. OH^- opløser tilstedeværende amorf kisel (SiO_2), f. eks. i flintpartikler, og danner en gel. Denne gel er hygroskopisk og kan trække vand til sig fra omgivelserne. Herved opstår der et tryk på omgivelserne ud fra partiklen. Hvorvidt dette tryk overhovedet opstår og i givet fald leder til revnedannelser og skader, afhænger af de nærmere omstændigheder i den pågældende beton. Man kan skelne mellem følgende situationer:

1. Koncentrationen af alkalier, kisel og vand er så ugunstig for processen, at den forløber uden skader. Denne situation er den oftest forekommende.

2. Koncentrationen af alkalier, kisel og vand er gunstig for processen. Trykket giver revnedannelser i hele betonvolumenet eller krumninger og kastninger af bygningsdelene.

3. I reaktive partikler, som ligger nær en overflade, kan der i nogle tilfælde ske reaktioner, hvorved der dannes en springer, i andre tilfælde kan gel presses ud gennem betonens overflade og danne dråber eller mørke pletter på overfladen. I det sidste tilfælde får betonen et »koparret« udseende (se figurerne 3.5-3, 3.5-4 og 3.5-7).

De materialemæssige betingelser for, at alkalikiselreaktioner kan opstå, er, at der i betonen findes alkalier, reaktivt tilslag og vand. Skader forebygges ved at udelukke en eller flere af disse komponenter.

Alkalier findes i cementen. Erfaringerne synes at vise, at hvis der er mindre end 0,6% ækvivalent Na_2O i cementen, er der ikke fare for revnedannelser, hvis der ikke tilføres alkalier andetsteds fra.

Alkalier tilføres også, hvis der anvendes havvand til blandingen. Endelig kan de tilføres den færdige konstruktion fra omgivelserne; således kan alkalier trænge ind fra havvand og svømmehalsvand, eller i vejbaner fra salt (NaCl). En tysk regel siger, at der i alt højst må være 3,0 kg ækvivalent Na_2O pr. m^3 beton, jf. afsnit 4.1, side 279 ff.

Reaktivt tilslag er i Danmark hovedsageligt *porøse flinter.* I Nordtyskland og Holsten forekommer *grøn opalsandsten,* som er særlig farlig. Jf. side 315–317.

Tilslagsmængden virker således, at meget små mængder og meget store mængder ikke er farlige. For hver kornstørrelse inden for hver flinttype findes der en farligste mængde, hvor ekspansionerne er størst. (Figur 3.5-17).

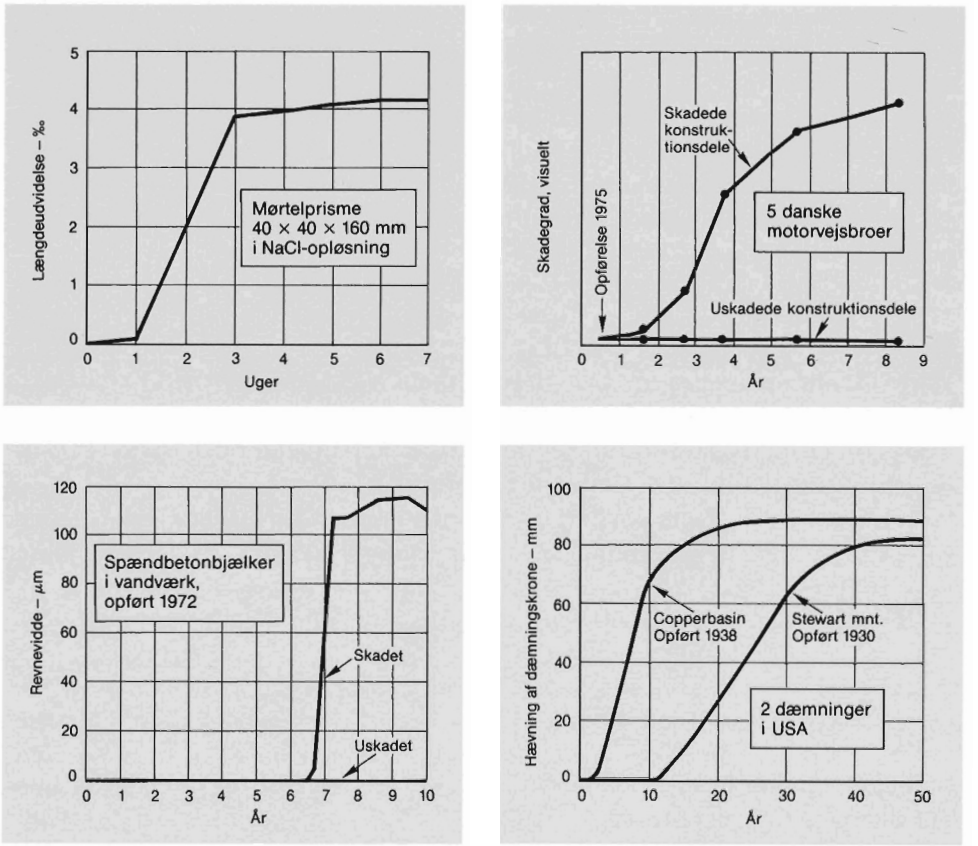
Erfaringen fra næsten alle skadetilfælde gør det nødvendigt at fremhæve, at det især er sandfraktionen der er farlig, og her særligt fraktionen 2–4 mm.

De allerfleste danske grusforekomster indeholder reaktivt materiale. En metode til at udskille de farligste bestanddele er densitetsortering. Den reaktionsfarlige porøse flint er lettere end de øvrige bestandige korn i gruset og kan derfor skilles fra i dertil indrettede anlæg.

Vand medvirker i reaktionen, men ikke nødvendigvis som flydende vand. De senere års undersøgelser [23, 24] synes at vise, at revne- og springerdannelse foregår ved 85–95% RF i betonens porer. Gelen er da i fast tilstand. Ved yderligere vandtilførsel dannes flydende gel, som kan fylde revner og sprækker, trænge ud på overfladen og se dramatisk ud, men som ikke kan frembringe revner og ekspansioner.

Alkalikiselreaktionernes tidsmæssige forløb er belyst i [24]. Se figur 3.5-18. Geldannelsen foregår i en initieringsperiode, hvor der ikke er noget usædvanligt at bemærke. Når de indre spændinger er blevet tilstrækkeligt store, udløses revner og ekspansioner. Udvidelserne foregår herefter over en vis tid, hvorefter de går i ro; de fortsætter ikke i det uendelige.

Initierings- og udviklingsperiodernes længde og angrebets voldsomhed afhænger af betonsammensætningen og tilførslen af alkalier, af konstruktionsdelens dimensioner og af, om konstruktionsdelen har revner indbygget fra produktionen. Der er eksempler på, at i serier af identiske bygningsdele er det åbenbart kun dem med termorevner og andre støbefejl som revner, jf. figur 3.5-18. Hvor alkalikiselreaktioner og frostangreb virker sammen, kan revnedannelsen fortsætte, indtil nedbrydningen er total.



Figur 3.5-18. Eksempler på tidsforløbet af skader på forskellige konstruktioner udsat for alkalikiselreaktioner [24].

Et lavt v/c modvirker alkalikiselreaktioner, idet betonen bliver stærkere, og vandopsugningen går langsommere. Desuden vil betonen selvudtørre ved hydratiseringen, hvorved risikoen for reaktioner i massive konstruktioner nedsættes.

Man kan iagttage, at ældre konstruktioner (fra før 1925) klarer sig pænt. De er udstøbt meget stift og med stampning. Konstruktioner efter 1925 klarer sig væsentligt dårligere. Omkring denne tid begyndte man at støbe med »rendebeton«, dvs. beton, som blev gjort så tyndtflydende ved vandtilsætning, at den selv kunne flyde ud i formen uden stampning. Denne beton fik et meget højt v/c.

Luftindblanding modvirker også skadelige alkalikiselreaktioner, formentligt fordi vandoptagelsen forsinkes på grund af luftporernes kapillarbrydende virkning. Tilsætning af puzzolan til betonblandingen formindsker risikoen for skadelige reaktioner. Puzzolanerne kan være flyveaske, moler og mikrosilica. F.eks. tilsættes al cement i Island nu 5–7½% mikrosilica, hvilket synes at have formindsket skadefrekvensen betragteligt. [23].

Også tilsætning af granuleret højovnsslagge nedsætter risikoen for reaktioner [23].

Udludning

Med udludning menes, at betonens indhold af calciumhydroxid ($Ca(OH)_2$) fjernes af gennemsivende vand.

De synlige tegn på udludning er dannelse af kalktapeter og drypsten (stalaktitter) på konstruktioners underside (se figur 3.5-6).

Hvis betonen er meget porøs (højt v/c) eller er revnet af en eller anden grund, kan vand sive igennem betonmassen ad de dannede kanaler. Undervejs opløser det $Ca(OH)_2$.

Når opløsningen når ud til overfladen, reagerer den med luftens kuldioxyd, CO_2, og danner calciumcarbonat, $CaCO_3$:

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$$

Denne reaktion foregår i vanddråbens periferi, hvorfor drypsten bliver hule og kalktapeter meget porøse.

Hvis vandet indeholder kuldioxid, CO_2, kan det blive særligt aggressivt. Da foregår opløsningen efter formlen

$$Ca(OH)_2 + 2\,CO_2 \rightarrow Ca(HCO_3)_2$$

$Ca(HCO_3)_2$ er meget letopløseligt. På ydersiden af konstruktionen afgives det overskydende CO_2, og man får udfældet calciumcarbonat, idet

$$Ca(HCO_3)_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O + CO_2.$$

Mekanisk slid

Mekanisk slid forekommer på gulve, fortove og vejbaner, og hvor betonkonstruktioner er udsat for sandflugt og bølgeslag.

Beton vil som de naturlige bjergarter nedbrydes af sandflugt og bølgeslag. Ofte fremtræder overfladen med blotlagt tilslag, idet den blødere cementpasta fjernes først – og længst ind.

Mekanisk slid modvirkes ved anvendelse af så lavt v/c som muligt og ved anvendelse af stærkt tilslag (tæt flint, granit, basalt, kvartsit). Til industrigulve udsat for meget tung trafik anvendes granit som tilslag. Til tynde belægninger på trapper og lignende anvendes undertiden karborundum- eller korundpulver som tilslag.

Aggressive stoffer

Beton kan angribes af en lang række vandopløselige stoffer og af vegetabilske olier og syrer. De fleste af disse stoffer virker ved, at de angriber cementpastaen fra overfladen og indefter. Urene mineralolier kan også angribe beton.

Betonens porøsitet er af afgørende betydning for et angrebs hastighed og karakter. I en tæt beton tager det lang tid for det angribende stof at diffundere ind. Yderligere kan uopløselige reaktionsprodukter udfældes i porerne og gøre diffusionen endnu vanskeligere (jf. angreb af kulsurt vand side 212). En tæt beton, som angribes af et stof, som giver opløselige reaktionsprodukter, vil selvfølgelig have større modstandskraft, end en porøs beton vil have over for det samme stof. Neville anfører, at ved forebyggelse af angreb er det vigtigere at sørge for at få tæt beton end at anvende specialcement. Med tæt beton menes velkomprimeret beton med lavt vandcementforhold (0,40 à 0,45).

Det skal fremhæves, at de fleste af de i litteraturen angivne resultater med angreb af aggressive stoffer, herunder sulfater, er baseret på laboratorieforsøg med betoner med høj porøsitet. Den høje porøsitet vælges ofte, for at der hurtigere skal »ske noget«. Resultaterne er ikke altid repræsentative for, hvad der foregår i praksis.

Alle *syrer* angriber beton, kulsyre dog på en særlig måde, jfr. side 210. Cementpasta er basisk. Dens bestanddele nedbrydes derfor ved kontakt med syre; f.eks. nedbrydes calciumhydroxid ($Ca(OH)_2$) efter følgende reaktion

$$2\,HX + Ca(OH)_2 \rightarrow CaX_2 + 2\,H_2O$$

idet X står for den pågældende syres syrerest.

Ødelæggelsen afhænger foruden af betonens porøsitet også af syrens koncentration, af opløseligheden af syrens calciumsalt (CaX_2) samt af væskebevægelsen langs betonen. Tungtopløselige salte vil aflejres i porerne og delvis stoppe angrebet. Calciumsaltene af eddikesyre, salpetersyre og saltsyre er letopløselige;

disse syrer angriber stærkt. Calciumsaltene af fosforsyre, oxalsyre og humussyre er tungtopløselige, hvorfor disse syrer er mindre farlige. Svovlsyre angriber beton særligt stærkt, idet man her får en kombination af syre- og sulfatangreb.

Sulfater træffes i havvand, mosevand og spildevand. De virker i starten ved at omdanne calciumhydroxiden ($Ca(OH)_2$) til gips, som udfældes i porerne. Herved bliver betonen tættere. Senere reagerer sulfationerne med de aluminatholdige dele af cementpastaen og danner forbindelsen *ettringit* ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaSO_4 \cdot 32H_2O$). Efterhånden omdannes alle hydratiserede calciumsilikater til gips og ettringit, hvorved betonen mister sin styrke. Desuden sker der en ekspansion af cementpastaen, som får det yderste lag af betonen til at revne og falde af. Særligt farlige er magnesium- og ammoniumsulfat, som foruden at reagere med C_3A's hydratiseringsprodukter også reagerer med calciumhydroxiden, f.eks.

$$MgSO_4 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaSO_4 + Mg(OH)_2$$

Herved fjernes $Ca(OH)_2$ fra cementpastaen, samtidig med at det dannede $Mg(OH)_2$ virker ekspanderende. Ovenstående nedbrydningsforløb gælder for beton med almindelig portlandcement. Angrebet kan begrænses, evt. helt forhindres ved anvendelse af sulfatbestandig cement eller ved tilsætning af flyveaske eller formalet højovnsslagge. Se videre i [34].

Mineralske olier er råolie og raffineringsprodukter heraf (petroleum, benzin, benzen, smøreolie, brændselsolie, vaseline etc). Rene mineralske olier er ikke aggressive. Disse olieprodukter kan kun nedbryde cementpastaen, hvis de indeholder sure bestanddele (fenol og organiske syrer). Oliens viskositet har også betydning. Højviskøse olier (svær og middelsvær brændselsolie) kan opbevares i betonbeholdere, idet de ikke trænger særligt dybt ind i betonen, således at et eventuelt angreb kun bliver overfladisk. Lavviskøse olier (let brændselsolie) kan trænge dybt ind i betonen, som da kan nedbrydes indefra af eventuelle urenheder i olien. De lette olier kan dog opbevares i betonbeholdere med vandmættede vægge. Bizók [1] anbefaler overfladebehandling med natriumsilikat.

I [3] er (fra [4]) givet en oversigt over 128 stoffers aggressivitet over for beton. Det fremgår, at beton uden overfladebehandling er anvendelig i mange tilfælde. Endvidere ses, at beton med fordel kan bruges, også når den kommer i forbindelse med angribende stoffer, blot man giver betonen en passende overfladebehandling. Der er for hvert stof givet forslag til overfladebehandling af betonen. Dette er også gjort ved stoffer, der ikke er aggressive over for beton,

af hensyn til brugere, som ønsker at give beton en dekorativ behandling, der kan tåle det pågældende stof. Overfladebehandling bruges også, hvor man ønsker at forhindre, at betonen suger væske fra stoffer i beholderen, eller i tilfælde, hvor man ønsker at forhindre, at en væske (fødevarer etc.) bliver »forurenet« af betonen.

I forbindelse med brugen af ovennævnte tabel skal det dog fremhæves, at tabellen ikke tager hensyn til betonens porøsitet. Porøsiteten har imidlertid overordentlig stor betydning, ikke alene for angrebets hastighed, men også for dets karakter, jf. ovenstående.

Biologisk aktivitet

Planter og dyr kan medvirke til nedbrydningen af beton.

Lav, mos, alger, vedbend og større træer kan skade mekanisk, ved at rødderne trænger ind i revner og porer og sprænger betonen. En anden mekanisk virkning er, at belægninger af mos og græs kan holde på fugtigheden og derved fremme frostangreb. Det er derfor vigtigt at holde disse belægninger borte fra konstruktionerne.

Lav, mos og alger kan virke kemisk ved at danne humussyre, som angriber cementpastaen.

Et andet kemisk angreb forårsages af sulfatreducerende og sulfatoxiderende bakterier. De kan leve i afløbsrør og ved deres livsaktivitet danne svovlsyre, som kan nedbryde rørvæggene ved en mekanisme som ovenfor beskrevet.

Bakterier og svampe er også medvirkende i den organiske omsætning i mosejord. Ved disse processer kan der dannes jernsulfider. Når de oxideres, dannes jernsulfater eller endog fri svovlsyre, hvorved mosevandet bliver stærkt aggressivt.

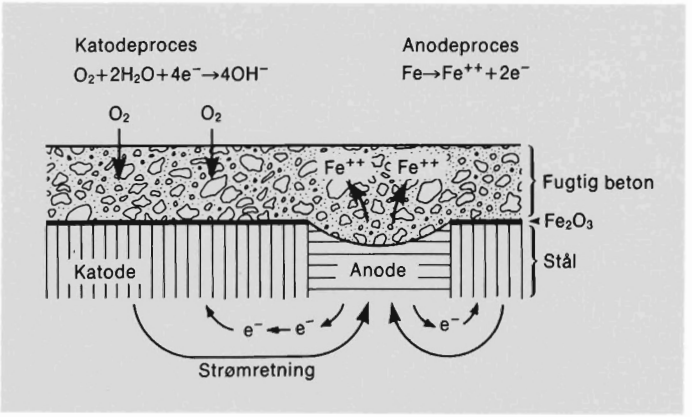
Et eksempel på en gunstig virkning finder man i begroning på armerede konstruktioner i havvand. Her anvender planterne alt oxygen, inden den kan trænge ind i betonen og medvirke i en korrosionsproces.

Korrosion af armering og andet metal

I dette afsnit gennemgås elementær korrosionskemi, passivering og aktivering af jern i cementpasta og betydningen af forholdet mellem katode- og anodeareal. Til slut behandles korrosion af andre metaller.

Korrosionskemi. Ubeskyttet jern nedbrydes efter følgende kemiske formel (jf. figur 3.5-19).

$$Fe \rightarrow Fe^{++} + 2e^{-} \qquad (3)$$



Figur 3.5-19. De grundlæggende kemiske processer ved korrosion af armering i beton. Fe_2O_3-laget virker passiverende. Sammensætningen af korrosionsprodukterne afhænger af tilførslen af oxygen, jf. figur 3.5-20.

Det areal, hvor denne proces sker, kaldes *anoden.* Hvis der findes vand og oxygen ved jernoverfladen, forbruges elektronerne efter ligning (4)

$$O_2 + H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^- \qquad (4)$$

Det areal, hvor denne proces sker, kaldes *katoden.*

Resultatet af (3) og (4) er, at der dannes Fe^{++}- og OH^- - ioner. De medvirker i dannelse af korrosionsprodukter, *rust.* Rust er imidlertid ikke et bestemt stof. Dets sammensætning vil afhænge af, hvor meget oxygen (ilt) der er til stede.

I oxygenfattige omgivelser får man processen

$$Fe^{++} + 2OH^- \rightarrow Fe(OH)_2 \qquad (5)$$

$Fe(OH)_2$, *ferrohydroxid,* er et hvidt, tungtopløseligt stof. Det kan nedbrydes til det sorte *ferro(II)oxid.*

$$Fe(OH)_2 \rightarrow FeO + H_2O \qquad (6)$$

FeO kan oxideres til det sorte Fe_3O_4, *magnetit.*

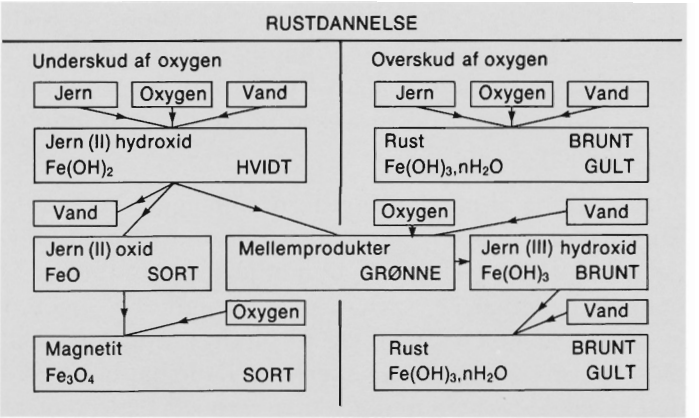
Hvis det hvide $Fe(OH)_2$ udsættes for oxygen, f.eks. når det udtages inde fra en betonkonstruktion og kommer ud i luften, vil det oxideres gennem nogle grønlige forbindelser til rødbrunt *ferrihydroxid:*

$$2Fe(OH)_2 + H_2O + {}^1/_2O_2 \rightarrow 2Fe(OH)_3 \qquad (7)$$

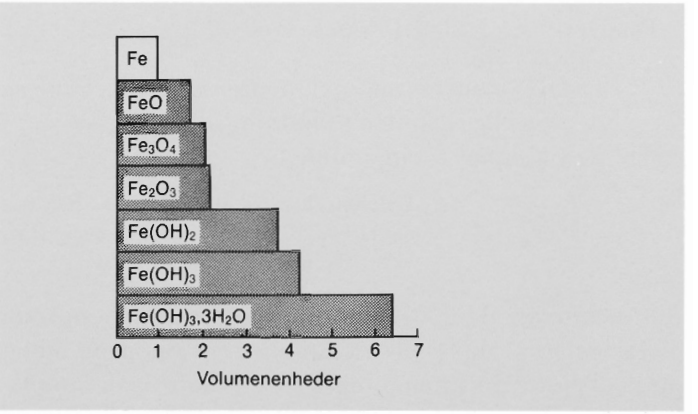
Hvis det sorte FeO (6) udsættes for fugtig luft, omdannes det til brunjernsten (rust):

$$2FeO + {}^1/_2O_2 + (n + 3)H_2O \rightarrow 2Fe(OH)_3 \cdot nH_2O \qquad (8)$$

Figur 3.5-20. Oversigt over jerns korrosionsprodukter og deres farve.



Figur 3.5-21. Volumen af korrosionsprodukter i forhold til en volumenenhed jern.



I normale, oxiderende omgivelser vil ionerne fra (3) og (4) omdannes til brunjernsten (rust) efter en proces som denne

$$2Fe^{++} + 4OH^- + {}^1/_2O_2 + (n + 1)H_2O \rightarrow 2Fe(OH)_3 \cdot nH_2O \qquad (9)$$

Figur 3.5-20 giver en oversigt over korrosionsprodukterne.

Korrosionsprodukternes volumen. Alle korrosionsprodukter fylder mere end det jern, de er dannet af (figur 3.5-21). Ved den sædvanlige atmosfæriske korrosion dannes brunjernsten $Fe(OH)_3 \cdot nH_2O$, som fylder 4 à 8 gange mere end jernet. Rusten formes som krystaller. Betondæklaget kan ikke yde tilstrækkelig trækkraft til at modstå krystallisationstrykket, hvorfor dæklaget revner eller skaller af.

I oxygenfattige omgivelser dannes reaktionsprodukter, som fylder mindre. Desuden sker processen langsomt og i vand. Alle disse ting gør, at korrosionsprodukterne kan finde plads i porerne i den omkringliggende beton. Korrosionsangrebet kan derfor ske, uden at man udefra kan se revner eller afskalninger.

Nedbrydning af passivering. Jern, som ligger i tæt cementpasta, er beskyttet på grund af pastaens høje indhold af calciumhydroxid $Ca(OH)_2$, som gør porevandet basisk ($12 < pH < 14$). Den høje koncentration af OH^--ioner formindsker opløseligheden af Fe^{++}. Den ringe mængde Fe^{++} vil hurtigt oxideres og danne et tæt lag af Fe_2O_3. Dette lag forhindrer videre jernopløsning. Overfladen er blevet *passiveret.* Den passive jernoverflade har et meget højt elektrisk potential; den er ædel i forhold til den aktive jernoverflade, omtrent som kobber i forhold til jern.

Passiveringen kan nedbrydes, hvis

1. OH^--koncentrationen nedsættes, hvilket kan ske gennem karbonatisering eller gennem udludning, eller hvis
2. Cl^--ioner trænger ind.

Desuden kan et rustangreb starte, hvis armeringen udsættes for vildfarende elektrisk strøm *(vagabonderende strøm)* fra nærliggende elektriske anlæg.

Karbonatisering. Høj OH-koncentration kan ikke opretholdes, når Ca^{++} bindes til carbonat. Omdannelsen sker hurtigt omkring støbefejl og stenreder og i porøs beton. Indtrængningsdybden kan bedømmes af figur 3.5-10. Ved karbonatisering vil passiveringen brydes over et stort område, omtrent samtidig. Korrosionsangrebet får derfor karakter af *fladetæring,* dvs. angreb over hele den ubeskyttede flade.

Udludning kan ske langs revner. Hvis udludningen bliver så stærk, at OH^--koncentrationen bliver for lille, kan jernet tæres. Dette angreb vil få karakter af *grubetæring,* dvs. et lokalt angreb.

Chloridioner Cl^- er i stand til at nedbryde det passiverende lag, når de forekommer i tilstrækkelig mængde. Evnen hos Cl^- til at bryde det passiverende lag skyldes antagelig dens tilbøjelighed til at polariseres. Cl^--virkningen er vist principielt på figur 3.5-22. Et chloridangreb vil ofte give anledning til grubetæring, idet de elektriske kræfter bevirker, at Cl^--ioner tiltrækkes til de steder, hvor angrebet først er kommet i gang.

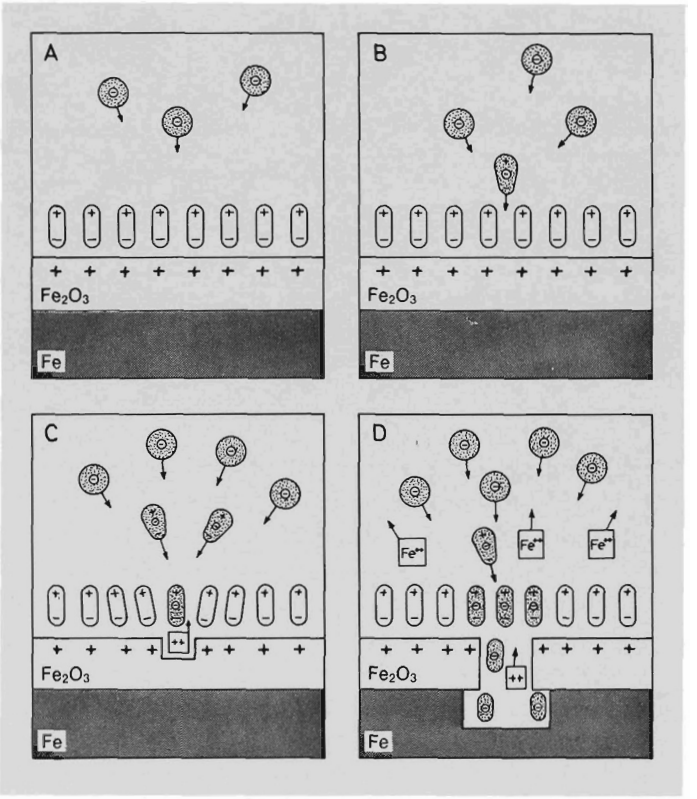
Figur 3.5-22. Chloridvirkningen principielt.

A. En passiveret jernoverflade med et elektrisk dobbeltlag af diverse ioner. Cl^--ioner tiltrækkes.

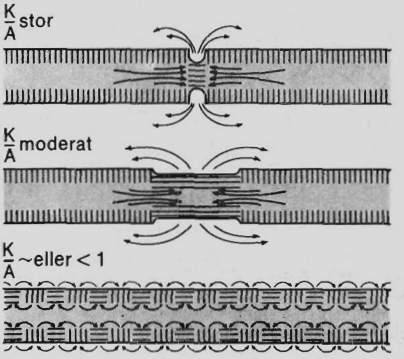
B. Nær ved overfladen polariseres Cl^--ionen og bliver aflang.

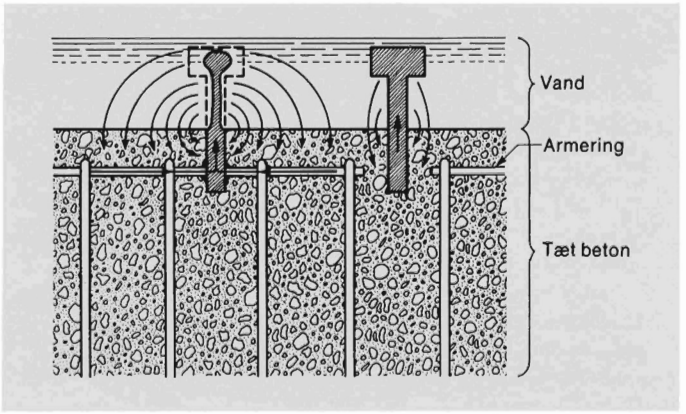
C. Cl^--ioner indgår i dobbeltlaget, hvorved jernioner Fe^{++} opløses.

D. Flere Cl^--ioner tiltrækkes til det sted, hvor kredsløbet først er begyndt. Virkningen forstærkes. Der opstår *grubetæring*.



Figur 3.5-23. Betydningen af forholdet mellem katodisk (K) og anodisk (A) areal på jernoverfladen. Strømtætheden er stor i anoden, når K/A er stor. Dette giver grubetæring.





Figur 3.5-24. Korrosion på faststøbte dele i beton. Bolten tv. er i elektrisk forbindelse med armeringen og tæres hurtigt på grund af den store værdi af K/A. Bolten th. er isoleret fra armeringen og tæres langsomt, idet K/A < 1. Pilene viser den elektriske strøms retning.

Cl^- diffunderer ind i beton med diffusionskoefficienter mellem 0 og $28 \cdot 10^{-12}$ m^2/s [16]. Indtrængningen kan beregnes vha. figur 3.4-21 og 3.4-22. Cl^- og vands indtrængning er styret af de samme betonteknologiske faktorer. Det gælder også revner. Armeringen kan ruste i en iøvrigt perfekt konstruktion, hvis dæklaget er revnet, så Cl^--holdigt vand kan suges ind.

Oplysninger om, hvor meget Cl^- der kan tolereres i betonen, før korrosionen begynder, varierer mellem 0,03 og 0,4 vægt% af betonmassen. Årsagen til den store variation synes at være, at det ikke er alt Cl^-, der er aktivt, dvs. i stand til at angribe armeringen. Cl^- kan bindes i komplekse kemiske forbindelser med cementgelen, og den kan absorberes af cementgelen. Endelig afhænger dens aktivitet også af mængden af andre ioner i porevandet, såsom Na^+, Ca^{++} og OH^-. Desuden skal katodeprocessen (4) kunne foregå; ellers vil korrosionen gå i stå. Beton kan således være fuldstændigt mættet med havvand, hvorved Cl^--koncentrationen kommer op over 0,03 vægt%, uden at der kommer korrosion af armeringen, hvis oxygentilførslen stoppes.

Katode/anodeforholdet. Hvornår der opstår fladetæring, og hvornår der opstår grubetæring, afhænger af, hvor stor en del af jernoverfladen der er omdannet til anode. Betydningen af forholdet mellem katode- og anodearealer er vist principielt på figur 3.5-23. Katode/anodearealforholdet er også medbestemmende for den hastighed, hvormed angrebet går i dybden. Der er eksempler på, at man kan få 5 à 10 mm dybe gruber i løbet af ét år.

Grubetæring er særlig farligt på dybtliggende jern, idet der dannes oxygenfattige korrosionsprodukter, som ikke sprænger betonen, men finder plads i porerne omkring skadestedet. Herved kan skaden ikke ses udefra, men må

konstateres ved hugning eller boring. Der er dog nu udviklet målemetoder, *potentialemålinger,* med hvilke korrosion kan indikeres udvendigt på våd beton.

Korrosion af ubeskyttede ståldele, som er faststøbt i betonkonstruktioner i fugtige omgivelser, f.eks. havvand, er også afhængig af katode/anodearealforholdet (se figur 3.5-24). Den del af stålet, som stikker uden for konstruktionen, vil være anode og tæres. Katoden i processen vil være den del af stålemnet, der sidder inde i betonen og er passiveret. Hvis ståldelen er i elektrisk ledende kontakt med armeringsnettet i betonen, vil hele armeringsnettet virke som katode. Herved øges muligheden for korrosionsstrøm, og ståldelen vil hurtigt tæres. »Hurtigt« kan være nogle få år.

Korrosion af andre metaller. *Zink* angribes af frisk beton under dannelse af hydrogenbobler. Angrebet stopper dog i tør beton. *Forzinket (galvaniseret) armeringsjern* kan anvendes, hvis man vil have større beskyttelse end den passivering, en sund, tæt beton giver. Forzinkningen virker bedst, når den er udført således, at der er rent zink i overfladen. Gråzink, en legering mellem jern og zink, udvikler meget mere brint og har ti gange større korrosionshastigheder end renzink. Renzink synes at udvikle et beskyttende overfladelag. Ved anvendelse af forzinket armering må man undgå, at denne type armering kommer i elektrisk ledende forbindelse med almindeligt sort stål, idet zinken ellers tærer for hurtigt.

Syrefast rustfrit stål og tinbronce angribes ikke af beton. Disse materialer anvendes som armering og indstøbningsdele i særligt kritiske positioner, f.eks. mellem for- og bagstøbning i sandwichkonstruktioner.

Aluminium og aluminiumlegeringer angribes også af frisk beton under dannelse af hydrogenbobler. Angrebet ophører, når betonen bliver tør. Hvis betonen forbliver fugtig i hærdnet tilstand, korroderer metallet. Korrosionsprodukterne har større volumen end metallet, hvorfor afsprængninger kan forekomme.

Bly angribes af frisk beton og af fugtig hærdnet beton.

Kobber angribes ikke af beton.

Revner og holdbarhed

Revner kan være dybtgående eller overfladiske (overfladekrakelering).

Dybtgående revner opstår af mange forskellige årsager. En oversigt ses i tabel 3.5-1. I denne tabel er også angivet, om revnen er i ro, eller om der kan være bevægelser i den. Dette er vigtigt at vide i forbindelse med reparationsarbejder.

En revne vil kunne transportere vand, oxygen, kuldioxid og chlorider ind i betonen, hvor der kan ske omdannelser, jf. de foregående afsnit.

Spørgsmålet om, hvor bred en revne kan tillades at være, stilles ofte i forbindelse med dimensionering af armerede betonkonstruktioner. Spørgsmålet kan imidlertid ikke besvares entydigt, fordi farligheden af en revne vil afhænge af en mængde faktorer:

1. Betonkvaliteten (v/c, cementtype, cementindhold).
2. Muligheden for selvheling af revnen.
3. Tilstedeværelsen af chlorid.
4. Revnens geometri.
5. Det omgivende klima, herunder vandtryk.
6. Revnens vinkel med armeringen.

Som eksempler skal nævnes følgende:

I en indendørs konstruktion, hvor der ikke kan forekomme korrosion på armeringen på grund af mangel på vand, er den acceptable revnevidde kun bestemt af æstetiske hensyn.

I en konstruktion helt neddykket i vand med ens vandtryk overalt i revnen, således at der ikke kan transporteres ioner med vandstrømmen, vil nedbrydningen være uafhængig af revnevidden.

I en udendørs konstruktion, hvor passiveringen nedbrydes ved karbonatisering, eksisterer der ikke nogen revnevidde, under hvilken der ikke er nogen fare for korrosion.

I en konstruktion udsat for ensidigt vandtryk kan det strømmende vand udlude OH^--ioner og lede muligt tilstedeværende Cl^--ioner ind. I dette tilfælde findes der heller ikke nogen sikker revnevidde.

Krakelering er revner, som opdeler betonens overflade i felter med udstrækning på 10 à 80 mm. Revnerne er op til 50 mm dybe, oftest kun 10 à 20 mm. Krakelering kan opstå på grund af

1. temperaturforskel mellem konstruktionsdelens indre og dens overflade og/eller
2. udtørring af overfladen

Fordampning af vand medfører både afkøling og svind af overfladen. Til at fordampe 1 gram vand medgår ca. 2450 J. Denne varme tages fra betonen, hvorved temperaturen synker i overfladelaget, som trækker sig sammen i forhold til de indre dele. Differenssvindet pga. selve udtørringen mellem betonoverfladen og de indre dele kan være op mod 0,1%, hvis overfladen er særlig cementpastaholdig.

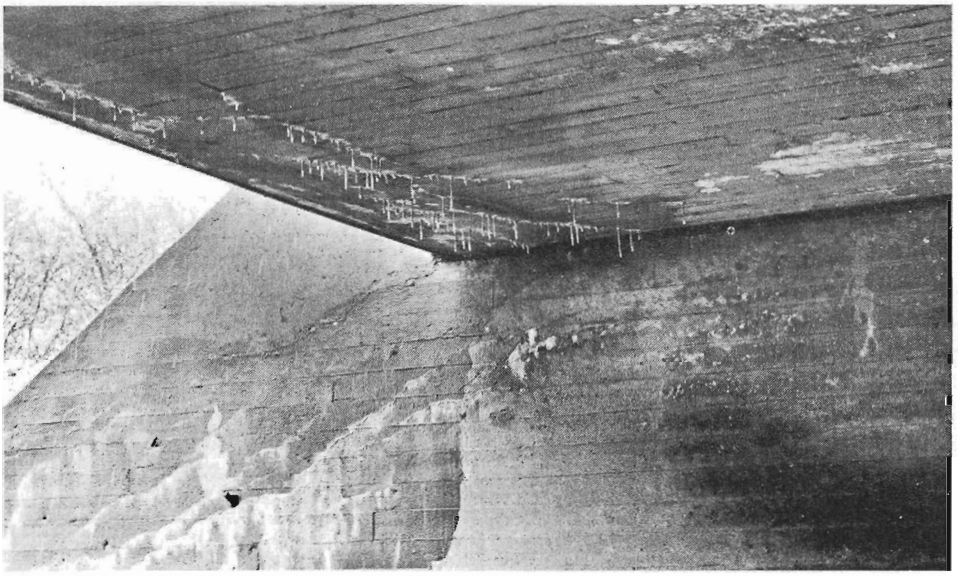
Betonoverfladens evne til at modstå påvirkningerne afhænger af dens trækstyrke på det tidspunkt, hvor påvirkningerne forekommer, dvs. af v/c, cementpastaindhold, hærdningsgrad og komprimering. Cementpastaindholdet kan blive forøget i betonoverfladen ved overdreven bearbejdning.

Risikoen for krakelering på en given beton mindskes ved beskyttelse af betonen mod fordampning og afkøling så længe som muligt og ved forhindring af kuldechok ved afkøling.

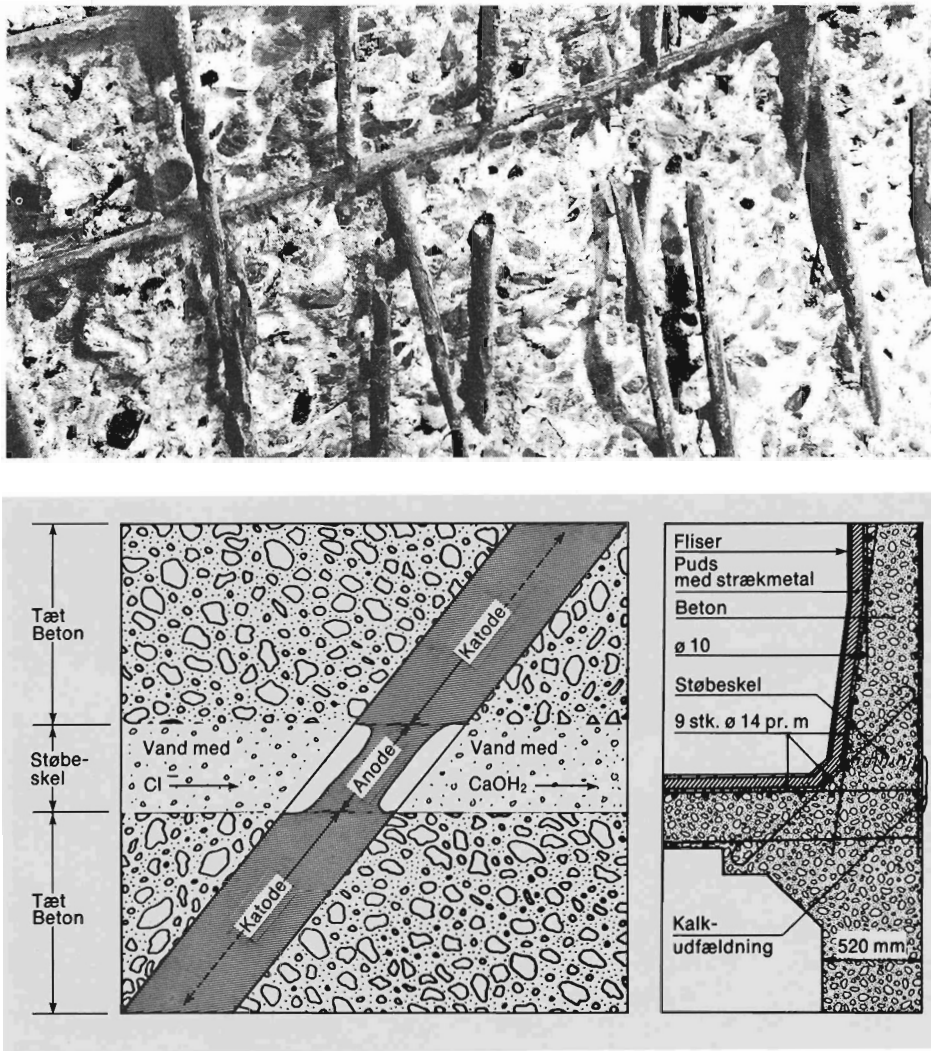
Krakelering kan danne udgangspunkt for frostangreb, men har ellers mest æstetisk betydning. Revnerne kan tiltrække snavs og derved skæmme en i øvrigt pæn betonoverflade.

Eksempler på skadede bygværker

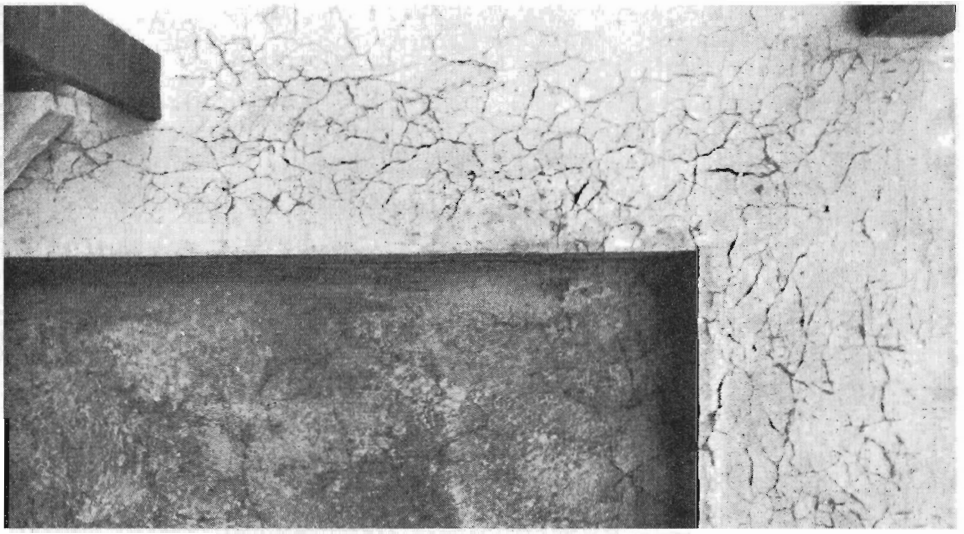
Dette afsnit indeholder 5 eksempler på skadede bygværker. Hvert eksempel beskrives ved en figur med tilhørende figurtekst.



Figur 3.5-25. Fodgængertunnel under motorvej, Lyngby. Der ses drypsten og udfældninger af vejsalt på loftet. Vejsaltet danner hårede, filtagtige belægninger. På støttemuren er parallelrevnemønster fremkaldt af alkalikiselreaktionr og frost og fremhævet ved senere kalkudfældninger fra gennemsivende vand. I støttemuren ud for loftets underside en skrå revne fremkaldt af brobanepladens temperaturbevægelser. Pladen vil, når den udvider sig, forsøge at presse den øverste trekant af støttemuren ud, idet der ikke er tilstrækkeligt stor ekspansionsfuge. Denne revne har været repareret. Alder ved fotografering ca. 20 år. Foto: T. Thorsen 1976.

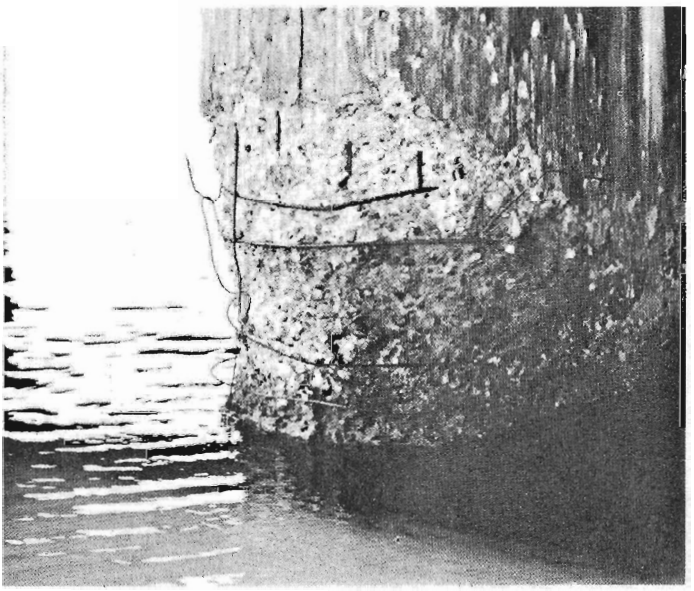


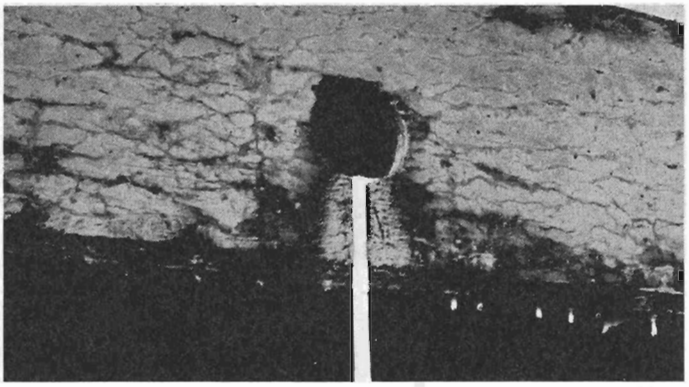
Figur 3.5–26.
Frederiksberg Svømmehal.
Armering med grubetæring fra 40 år gammelt bassin. Skaderne er startet i støbeskellet mellem bund og sider. Her har jernene været omgivet af et slamlag med urenheder. Dette lag har været porøst. Chloridholdigt vand er strømmet ind og har startet korrosionen, som er blevet meget stærkt lokalt pga. det store katode/anodeforhold. Senere har korrosionen bredt sig langs de dårligt omstøbte jern. Skaden kan være sket de første år. Senere er gennemstrømningen stoppet af aflejrede urenheder og af karbonatisering. Korrosionshastigheden er da gået ned, [5]. Foto: L. Allesen-Holm.

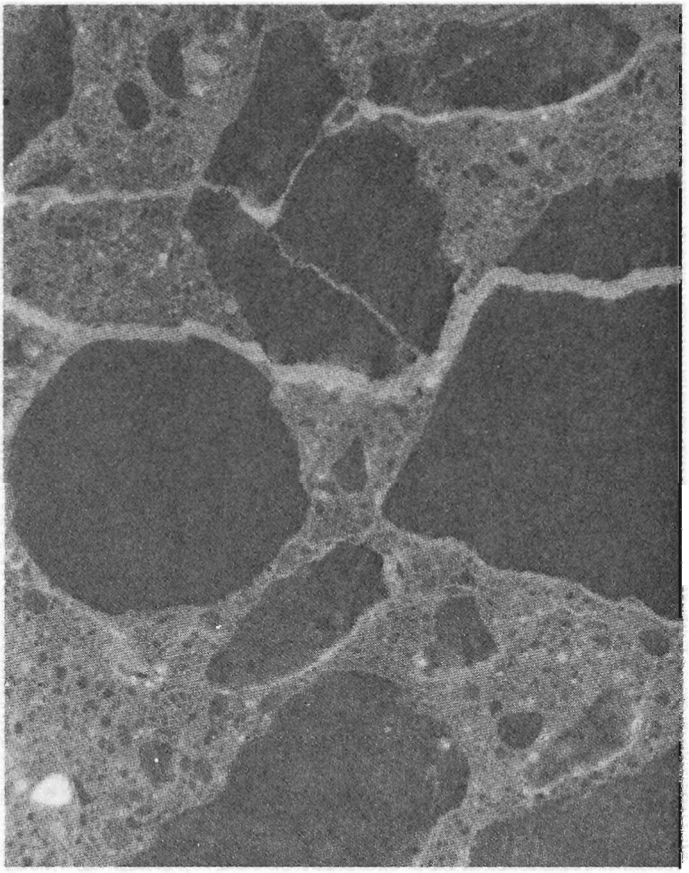


Figur 3.5-27.
Varmehærdet altanelement med netrevnemønster. De første revner er opstået på grund af for store temperaturforskelle mellem betonens indre og ydre dele under hærdningen. De er senere udvidet af alkalikiselreaktioner og frost. Frosten vil fortsætte nedbrydningen, så længe revnerne er åbne for vandindtrængning. Alder ved fotografering 3 år. Foto: Anders Nielsen.

Figur 3.5-28.
Bropille i havvand, Limfjorden. Betonen er nedbrudt som følge af alkalikiselreaktioner, frostangreb, sulfatangreb, udludning og erosion fra bølger og is. Endvidere er armeringsjernene naturligvis rustne. Det vides, at betonens begyndelseskvalitet var dårlig med højt v/c og alkalireaktive tilslagsmaterialer. Opførelsestidspunkt 1932. Alder ved fotografering 26 år. Foto: SBI.







Figur 3.5-29.
Vejbro i Nordjylland. Øverst: Kantbjælke med parallelrevnesystem fremkaldt af alkalikiselreaktioner og frost. Betonens begyndelseskvalitet har været for ringe på grund af utilstrækkelig luftindblanding, vandseparation og termorevner. Alder ved fotografering 10 år. Hullet i bjælken er boret, 4 måneder før billedet blev taget. I denne tid har hullet drænet vandet fra bjælken, hvorved et kalktapet er dannet under hullet. Foto: A.N.

Nederst: Lodret snit i prøvecylinder udboret af brodækket. Revnerne er hovedsageligt vandret orienteret. Dette skyldes, at netarmeringen i pladens over- og underside modvirker dannelsen af lodrette revner. Revnerne er gjort synlige med fluorescens. Armeringsjernets diameter er 14 mm. Foto: T. Thorsen 1977.

Forebyggelse af nedbrydning

Alle nedbrydningsprocesserne forudsætter, at der er vand til stede. Derfor går bestræbelserne på at sikre betonkonstruktionernes holdbarhed primært ud på at forhindre vandindtrængning. Desuden kan man ved at vælge kemisk modstandsdygtige delmaterialer mindske risikoen for skader, hvis vandet alligevel skulle komme ind.

Forebyggelse skal ske konstruktivt, materiale- og udførelsesmæssigt, og skal sikres ved, at der udføres kontrol. Forholdsreglernes omfang bestemmes af, hvilket miljø konstruktionen befinder sig i.

I Danmark har arbejde igangsat af et ATV-udvalg resulteret i en del forslag til krav til forebyggende foranstaltninger. Mulige materiale- og kontrolmæssige krav er behandlet i [25]. De deri foreslåede krav er i flere tilfælde en skærpelse af DS 411.

Miljøklasser. DS 411 definerer i pkt. 1.2.2 tre miljøklasser, men der er strengt taget fire klasser. For passiv, moderat og aggressiv miljøklasse foreskriver normen diverse forholdsregler. Den fjerde klasse er »særligt aggressive miljøer«. Her foreslår normen kun enkelte vejledende foranstaltninger.

Passivt miljø er »tør, ikke-aggressiv atmosfære, dvs. navnlig indendørs klima«.

> Foruden indendørs tørre konstruktioner nævner normens vejledning også, at jorddækkede konstruktioner og fundamenter normalt kan regnes til denne miljøklasse. Denne vejledning er utilstrækkelig, når jordens karakter ikke er kendt.

Moderat miljø er »fugtig, ikke-aggressiv, udendørs såvel som indendørs atmosfære samt strømmende og stillestående ferskvand«, dvs. et miljø, hvor der ikke i nævneværdig grad tilføres alkalier og chlorider til konstruktionen.

> Konstruktioner, som kan regnes til denne klasse, er karakteriseret ved, at de hårdest belastede områder er lodrette eller skrå flader, som kan udsættes for vand og frost, men ikke vandtryk eller salt [25]. Til denne klasse henregnes almindeligvis beholdere, tårne, tribuner, indendørs gulve, jorddækkede tunneler, vandledninger, gennemløb, uopvarmede bygninger, udendørs beton i bygningskonstruktioner, indendørs beton i fugtige lokaler og særligt udsatte kældervægge, kældergulve og fundamenter.

Aggressivt miljø er »salt- og røgholdig atmosfære, havvand og brakvand«.

> Konstruktioner, som henregnes til denne klasse er karakteriseret ved, at de har vandrette flader, der udsættes for vand og frost, samt flader, der

udsættes for alkalier, chlorider og svage sulfater [25]. DS 411 nævner som hørende til denne miljøklasse udendørs armerede konstruktioner nær kyster og konstruktioner i stærkt røgholdig atmosfære, vandbygningskonstruktioner i saltvand, broer (men ikke nødvendigvis brofundamenter), svømmebassiner, udendørs dæk, altaner og uafdækkede belægninger.

Særligt aggressivt miljø er miljøer, hvor der forekommer stoffer, der kan nedbryde beton kemisk i højere grad end i aggressiv miljøklasse; på side 225–227 nævnes nogle eksempler. DS 411 dækker konstruktioner i disse miljøer sikkerhedsmæssigt, men ikke holdbarhedsmæssigt.

Konstruktioner, som henregnes i denne klasse kan være gulve og beholdere i den kemiske industri.

Konstruktiv forebyggelse

Fremstilling af en holdbar betonkonstruktion begynder på tegnestuen. Man kan vælge ukomplicerede konstruktioner, udforme detaljer, så de kan udføres rent praktisk, og tænke en eventuel reparationsfase igennem.

Konstruktionstypen har indflydelse på holdbarheden. Som almindelig regel kan anføres, at man bør vælge udformninger, som giver så få og små revner som muligt. Dette vil ofte betyde, at man bør anvende statisk bestemte konstruktioner med simpelt understøttede bjælker og plader.

Spændingsniveauet i slapt armerede konstruktioner kan vælges lavt. Herved mindskes omfanget af revnedannelserne. Forspændte konstruktioner vil generelt være mere fri for revner og dermed mere modstandsdygtige end slapt armerede konstruktioner. Sådanne konstruktioner kan imidlertid ofte være meget komplicerede at reparere på grund af de store trækkræfter, som ligger i tråde og kabler.

Vandafledningen fra konstruktionens horisontale dele skal være sikret. Som eksempel kan nævnes, at på broer bør længdefaldet være mindst 20‰, tværfaldet mindst 30‰, og kantbjælkers oversider bør have mindst 150‰ fald ind mod bromidte. Konstruktioners vandrette undersider skal beskyttes mod vand fra oversiden ved effektive drypnæser.

Dæklag forcskrives af DS 411, f.eks. som vist i tabel 3.5-2.

Armeringens placering skal være således, at betonen med den foreskrevne maksimale kornstørrelse kan bringes på plads omkring jernene og fuldstændigt omslutte disse. Mindsteafstande mellem armeringsstængerne anbefales i

Miljøklasse	Maksimalt v/c	Min. f_{ck} MN/m²	Dæklag	
			Minimum	Foreskrevet
Aggressiv	0,50	30	30 mm	30 mm + tolerancetillæg
Moderat	0,60	25	20 mm	20 mm + tolerancetillæg
Passiv	–	15	10 mm	10 mm + tolerancetillæg

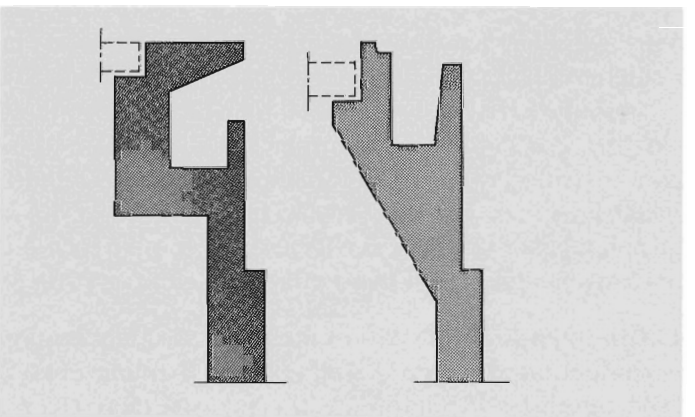
Tabel 3.5-2. Krav i DS 411 for de forskellige miljøklasser til maksimal v/c-værdi, min. f_{ck}, minimalt og foreskrevet dæklag ved skærpet og normal kontrol.

vejledningen til DS 411. F.eks. bør den vandrette frie afstand være mindst $2 \cdot d_a$ eller d_{max} + 10 mm. Dette anbefales af hensyn til, at stenene rent geometrisk skal kunne komme ned. Der bør imidlertid også tages hensyn til vibreringsmateriellet. Den mindste stavvibrator med rimelig effekt har en kolbediameter på 50 mm. Der bør være plads til stavvibratoren, eller der bør anvendes formvibrator.

Revneanvisninger bør undgås. Ved bratte ændringer af en murs tværsnit og omkring åbninger i vægge kan man få revner ved konstruktionens afkøling og senere svind. Særlig ved beholdere og bassiner, som kan blive udsat for ensidigt vandtryk, skal man være opmærksom på dette og om fornødent indlægge ekstra armering.

Støbeformen bør udformes således, at betonen løber let ned i formen, og således at vibreringen kan udføres sikkert (se figur 3.5-30).

Støbeskel placeres således, at de kan udføres omhyggeligt.



Figur 3.5-30. Eksempler på udformning af svømmebassinkant med skvulperende. Formen th. bør foretrækkes, da den er lettere at fylde og nemmere at vibrere i.

Materialemæssig forebyggelse

Cementtype. *Cement med lav og langsom varmeudvikling* bør i almindelighed foretrækkes fremfor hurtighærdnende cement, hvor der er risiko for termorevner. Hvis der anvendes alkalireaktive tilslagsmaterialer, kan risikoen for skader nedsættes ved at anvende *cement med lavt alkaliindhold.* Til havvandskonstruktioner kan risikoen for sulfatangreb nedsættes ved anvendelse af *sulfatbestandig cement* dvs. portlandcement med lavt indhold af C_3A.

Cementindholdet bør ligge under 350 kg/m^3 for at formindske termorevneproblemerne og svindet. Cementindholdet kan holdes lavt ved at arbejde med velgraderet grus. Det bør ligge over 300 kg/m^3 af hensyn til vandtætheden.

v/c skal sættes så lavt, at man får en tæt beton. Tabel 3.5-2 giver retningslinierne fra DS 411. Hvis der skal stilles særligt strenge krav til betonen, f.eks. hvis den kommer i kontakt med optøningsstoffer, bør v/c maksimalt være 0,40 ifølge vejledningen til DS 411.

Flyveaske og mikrosilica bidrager til betonens tæthed. De bør dog normalt ikke anvendes samtidigt. De kan tages i regning ved fastsættelsen af v/c med en aktivitetsfaktor på 1, jf. side 675.

Kornkurven skal sammensættes således, at den giver minimum hulrumsprocent og maksimum bearbejdelighed. Det er to krav, som ofte vil modvirke hinanden. Maksimal kornstørrelse bestemmes af armeringstætheden, jf. ovenfor. Ved vandtæt beton skal summen af vægten af cement og sandkorn mindre end 0,25 mm□ være større end 375 kg/m^3. Betonens svind mindskes med voksende maksimal kornstørrelse.

Tilslagstypen. Krav til tilslagsmaterialet skal sikre mod frostspringere og skadelige alkalikiselreaktioner. Som påpeget på side 313 kan stenenes densitet tages som vikarierende egenskab for deres frostbestandighed og alkalikiselreaktivitet. For sandets vedkommende kan en standardiseret mørtelprismeekspansion (side 572) udtrykke alkalireaktiviteten. I tabel 3.5-3 er vist et forslag til hvilke krav til de nævnte vikarierende egenskaber der kan stilles i de forskellige miljøklasser [25]. For særligt aggressivt miljø formuleres ingen forslag. Her må kravene vurderes i hvert enkelt tilfælde.

Luftindblanding foreskrives normalt i al udendørs konstruktionsbeton. Det er cementpastaen, som skal sikres mod frostangrebet. [25] foreslår et luftindhold på mindst 15 volumen% af cementpastaen. Det svarer til 4–6 volumen%

Tabel 3.5-3. Forslag til krav til betontilslag efter [25].

Miljø	Krav	
	Sten	Sand
Aggressivt	Maks. 5,0 vægt% over 2500 kg/m³ Maks. 1,0 vægt% over 2400 kg/m³	Maks. mørtelprismeekspansion efter 8 uger 0,10% Maks. 2,0 vægt% reaktive korn bedømt visuelt
Moderat	Maks. 3,0 vægt% over 2300 kg/m³	Maks. mørtelprismeekspansion efter 8 uger 0,20% Maks. 3,0 vægt% reaktive korn bedømt visuelt
Passivt	Ingen	Ingen

af betonen. Mængden er afhængig af kornkurve og største stenstørrelse. Luften skal findes fint fordelt i små porer. Afstandsfaktoren (jf. side 217) skal være højst 0,25 mm, ved beton som udsættes for tøsalte højst 0,20 mm. Betonvarer, dvs. fliser, rør og belægningssten, fremstilles normalt af jordfugtig beton uden luftindblanding. Disse produkter bliver frostbestandige på grund af betonens lave v/c.

Plastificerende tilsætningsstoffer har indirekte indflydelse på holdbarheden ved at sikre en letflydende beton med lavt v/c.

Overfladebehandlinger anses undertiden for at være »kosmetik«. Imidlertid er der adskillige eksempler på, at en vandafvisende, endog helt vandtæt overfladebehandling har sikret en konstruktions holdbarhed [32].

Udførelsesmæssig forebyggelse (se også kapitel 6)

Blandetiden skal være tilstrækkelig for den anvendte blandertype. Utilstrækkeligt blandet beton vil indeholde cementfattige partier, som kan suge vand og danne udgangspunkt for angreb.

Transporten skal foregå uden separering. Placeringen i formen skal foregå således, at betonen ikke skiller i sten og mørtel.

Komprimeringen skal foregå meget omhyggeligt for at sikre en tæt betonmasse. Betonen må ikke transporteres med vibratorerne, idet man da risikerer afblanding. Formvibratorer kan i mange tilfælde være at foretrække for stavvibratorer, idet de giver en mere ensartet påvirkning over et større felt. Vibrering må ikke foretages på armeringsjernene, idet disse ved vibrationerne kan samle cementslam omkring sig, hvilket kan give dårligere vedhæftning. Yderligere risikerer man ved større støbninger at ryste jernene løse i allerede afbundet beton. Herved dannes revner langs jernene. Revnerne kan, hvis de kommer i forbindelse med overfladen, lede vand ind i konstruktionen. Sætning og plastisk svind skal forhindres.

Støbeskel skal være så få som muligt inden for konstruktionens dilatationsafsnit. De udgør en inhomogenitet, som kan være udgangspunkt for angreb. Bassinkonstruktioner bør så vidt muligt støbes i én arbejdsgang. Ved overgang fra bund til væg bliver et støbeskel oftest nødvendigt. Inden man fortsætter støbningen mod et afbundet støbeskel, skal den først udstøbte beton oprenses omhyggeligt med sandblæsning og vandspuling. Der bør ikke placeres fugebånd af gummi eller plast i støbeskellet, da de besværliggør oprensningen og viderestøbningen. De bør kun anvendes, hvor der kommer bevægelse i fugen.

Efterbehandlingen består i fugtisolering og temperaturstyring. Fugtisolering med plastfolie eller »curing«-membran skal hindre vand i at fordampe fra betonen. Der behøver ikke at tilføres ekstra vand, hvis betonen er støbt med fugtige grusmaterialer og med v/c > 0,4. Fugtisoleringen skal opretholdes, mindst indtil den kontinuerte kapillarporøsitet er brudt, jf. tabel 3.5-4. Temperaturstyringen skal sikre, at betonen opnår tilstrækkelig hærdning, og at temperaturforskellene mellem betonens indre og ydre dele ikke bliver så store, at der opstår revner, jf. s. 482 ff.

Kontrol

Kontrollen bør gennemføres i alle led, fra det konstruktive arbejde med tegninger og beskrivelse, over betonsammensætningen til udførelsen. – Se også om kontrol i afsnit 7.

Kontrol af konstruktionsarbejdet kan være tegningskontrol og kontrol af beskri-

Tabel 3.5-4. Tid til sammenhængende kapillarporer er brudt og anbefalet fugtisoleringstid.

Middel v/c	**Tid ved 20°C,** til sammenhængende kapillarporer er brudt	**Anbefalet fugtisoleringstid** ved 20° C
0,40	3 døgn	6 døgn
0,45	7 døgn	10 døgn
0,50	14 døgn	18 døgn
0,60	6 mdr.	–

velsens formuleringer. Et sikkert papirgrundlag for et projekt er med til at forhindre fejltagelser.

Den materialemæssige kontrol er bl.a. beskrevet i [25]. Den omfatter følgende punkter:

1. Forundersøgelse af sand, sten, frisk betons egenskaber og den hærdnede betons styrke.
2. Prøvestøbning under omstændigheder, der kommer så tæt som muligt på produktionsforholdene.
3. Proceskontrol af vigtige nøgleegenskaber såsom kornkurver, konsistens, densitet, luft, stenindhold, modenhed og styrke.
4. Godkendelseskontrol baseret på undersøgelser af udborede prøver af den færdige konstruktion.

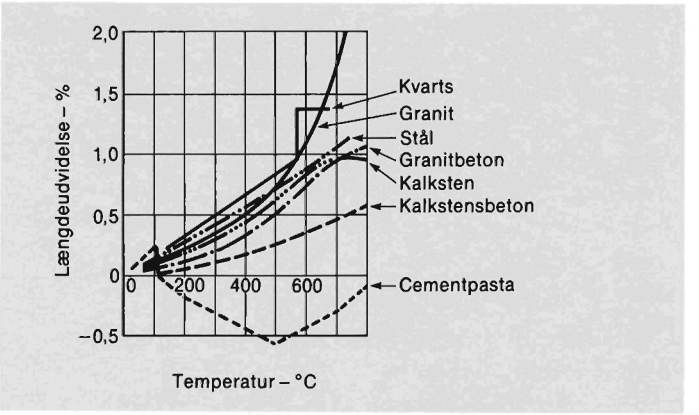
Udførelseskontrol omfatter opsyn med, at arbejdet bliver udført korrekt, såsom at armeringen er placeret korrekt, formarbejdet udført solidt, at blandetiden overholdes, at der ikke forekommer separation, at vibreringen er omhyggelig, at støbeskel renses, og at hærdning og efterbehandling foregår som foreskrevet.

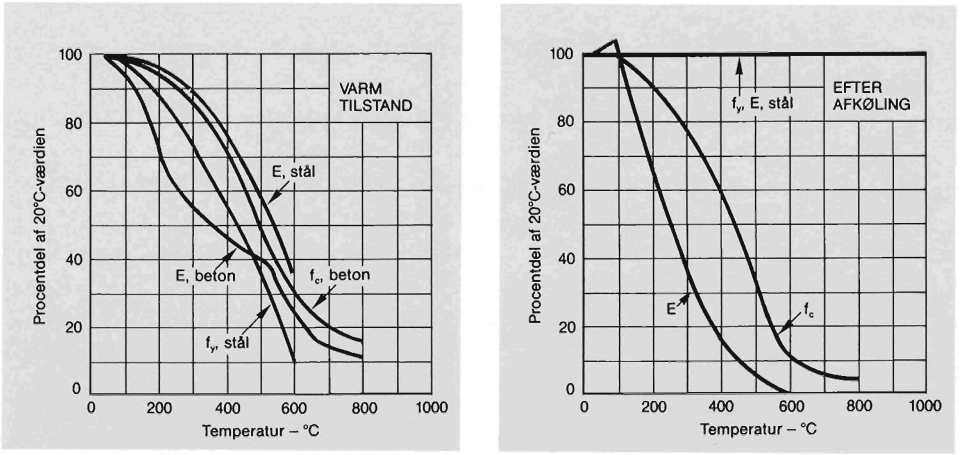
På side 510–513 er beskrevet DS 411's kontrolklasser, normal og lempet kontrol. Udsatte betonkonstruktioner bør kontrolleres med skærpet eller normal kontrol.

Omdannelse under brand

I dette afsnit behandles betonmaterialets forhold under brandpåvirkning. Disse forholds betydning for betonkonstruktionens brandegenskaber diskuteres kortfattet. Fremgangsmåden ved en egentlig brandteknisk dimensionering må søges i speciallitteraturen [27, 29, 30]. Til sidst i afsnittet omtales fremstilling af varmebestandig beton.

Figur 3.5-31. Længdeudvidelse hos komponenterne i beton under opvarmning til brandtemperaturer [17].





Figur 3.5-32. Karakteristiske eksempler på udvikling af styrke og stivhed (E-modul) for beton under og efter brandpåvirkning. Bearbejdet efter [26]. Til sammenligning er for almindeligt stål indtegnet flydespændingens og elasticitetsmodulens variation under opvarmningen.

Cementpastaen og tilslaget i betonen opfører sig væsensforskelligt under opvarmningen. Cementpastaen vil gradvis afgive det kemisk bundne vand, jf. figur 3.4-1. Denne vandafgivelse følges af et svind, jf. figur 3.5-31. Mellem 400 og 500°C afgives der særligt meget vand. Over 500°C er der afgivet så meget vand, at varmeudvidelsen atter bliver dominerende. Tilslagsmaterialerne og armeringsstålet udvider sig ved opvarmningen, jf. figur 3.5-31. De to fasers indbyrdes forskellige bevægelser bevirker, at der inde i betonen opstår store

spændingsforskelle og revnedannelser. Dette forhold og den omstændighed, at cementpastaen taber styrke ved afvandingen, bevirker, at betonens styrke og stivhed mindskes med øgende temperatur, jf. figur 3.5-32. Efter opvarmning til 800°C kan normal dansk beton smuldres med fingrene.

Betonens tab af styrke og stivhed forøges under og efter afkølingen, bl.a. fordi den calciumoxid (CaO), som er dannet under opvarmningen, vil optage vand og danne calciumhydroxid ($Ca(OH)_2$), hvilket bevirker volumenudvidelse og nye indre sprængninger og revner. Vandindtrængningen tager tid. Først efter en uge eller mere har betonen nået sin laveste styrke. I modsætning hertil genvinder varmvalset konstruktionsstål sin styrke, så snart det er afkølet, jf. figur 3.5-32.

Brandbestandigheden er afhængig af, hvilket tilslag der anvendes. Granit og andre kvartsholdige tilslag har stor varmeudvidelse ved høje temperaturer. Specielt skal fremhæves kvartsomdannelsen ved 573°C, hvor α-kvarts går over til β-kvarts. De store udvidelser giver stor revnetilbøjelighed og stort styrketab. Kalksten regnes for det bedste af de naturlige danske tilslag på grund af dets mindre varmeudvidelse og på grund af, at det under branden afgiver kuldioxid og herved forbruger varme, jf. figur 3.5-31. Tabel 9.2 viser varmeudvidelseskoefficienter for en række tilslagsmaterialer.

Keramiske letklinker er dog bedre som tilslag end naturlige sten. Dette skyldes, at klinkerne ved fremstillingen er brændt ved 1000–1100°C og derfor ikke brydes ned ved brand. Desuden har de mindre varmeudvidelse ($4 \cdot 10^{-6}$° C^{-1}) end de naturlige sten (8 à $12 \cdot 10^{-6}$° C^{-1}) og lavere varmeledningstal. Som følge heraf bliver varmespændinger og sprængvirkning mindre i letklinkerbeton end i normal beton. Som illustration skal nævnes et engelsk forsøg, hvor almindelige betonbjælker modstod en brand i 1½ time, hvorefter de brød sammen, medens tilsvarende bjælker med letklinkertilslag modstod en lignende brand i 4 timer uden at brydes.

Når beton udsættes for brandpåvirkning i længere tid, sker der ofte det, at de yderste lag af betonen springer af som følge af den termiske udvidelse i forhold til de indre lag og som følge af trykket fra indespærret vanddamp. Dette er mest udpræget ved hjørner af bjælker og søjler. Fugtig beton er mere udsat for disse afskalninger end tør beton.

Under slukningsarbejdet kan afsprængninger også forekomme på grund af de store termiske spændinger, der opstår, når koldt vand sprøjtes på betonen. En mere detaljeret fremstilling af betons egenskaber under og efter brand gives i [26].

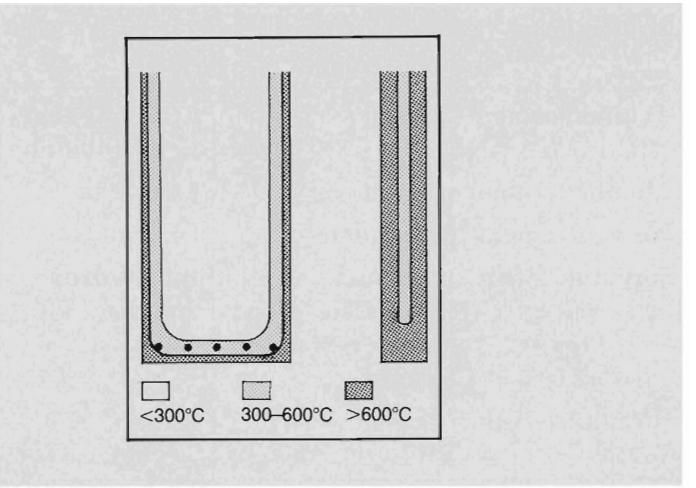
Højstyrkebeton, hvor porøsiteten er formindsket, f.eks. ved anvendelse af mikrosilica, har større risiko for at afsprænge dæklag, ja ligefrem eksplodere, end normal beton har [31].

Under brandpåvirkningen vil mange betontyper ændre farve som vist i tabel 3.5-5. Farveændringerne skyldes, at jernforbindelserne i tilslaget oxideres. Ændringernes omfang afhænger derfor af tilslagets art. Således vil dansk beton med bakkemateriale ændre farve, medens beton med sømaterialer ikke ændrer farve. Farveskiftet kan anvendes til vurdering af omfanget af ødelæggelse af en betonkonstruktion. Al farvet beton bør hugges væk inden en reparation. Da farveskiftet ikke altid forekommer, bør en brandhærget, ufarvet betons kvalitet dog også kontrolleres på anden vis, f.eks. med capotest, ultralyd og rekylhammer eller ved en simpel vurdering af betonemnets klang ved slag med en hammer (tabel 3.5-5).

Beton anses nu som tidligere for at være det bedste byggemateriale ud fra et brandteknisk synspunkt. Når denne opfattelse kunne brede sig trods det, at beton, som det ses ovenfor, ved en korrekt materialemæssig sammenligning er ringere end stål, skyldes det følgende. Beton nærer ikke ilden og afgiver ikke brandbare gasser. Den har stor varmekapacitet og en, i forhold til stål, dårlig varmeledningsevne. Betonkonstruktioner med store tværsnitsdimensioner vil derfor være længe om at blive opvarmet så meget, at bæreevnen svigter.

Tabel 3.5-5. Farveskift og klang for brandpåvirket beton (efter Hertz).

Farveskift for beton med tilslag med jernforbindelser, f.eks. bakkemateriale		Klang	
Omslagstemperatur	Farve	Temperatur, °C	Klangbillede
300°C	Normal, grå	100	Klinker
		200	Porcelæn
600°C	Rosa, rødlig	300	Krystal
		400	Glas
950°C	Grå-grøn	500	Stentøj
		600	Revnet tegl
1200°C	Brun	700	Træ
		800	Papmaché
	Gul, brune pletter	900	–
		1000	–



Figur 3.5-33. Temperaturprofiler i en kraftig og en spinkel betonkonstruktion efter en times standard brandpåvirkning.

Spinkle konstruktioner som f.eks. spændbetonbjælker og slanke søjler af højstyrkebeton kan imidlertid gennemvarmes i hele tværsnittet i løbet af en times tid, således at betonen bliver ødelagt. Dette forhold er illustreret i figur 3.5-33.

Faren for nedstyrtning af en betonkonstruktion er størst på det tidspunkt, hvor armeringen er svagest og på det tidspunkt, hvor betonen er svagest. Armeringens flydespænding aftager, efterhånden som varmen transporteres gennem dæklaget. Det tidspunkt, hvor den er svagest, optræder et stykke tid efter, at brandens maksimumstemperaturer er nået. Betonens trykstyrke aftager som ovenfor nævnt også efter, at branden er slukket. Det tidspunkt, hvor konstruktionen er svagest, kan optræde en til to uger efter, at branden er slukket. På det tidspunkt har stålet genvundet sin styrke, hvorfor man kan komme ud for, at betonbjælker bryder sammen ved uvarslet trykbrud i betonen. Disse forhold gør, at efterslukning og oprydning i betonkonstruktioner kan frembyde særlige faremomenter, som ikke kendes fra træ- og stålkonstruktioner.

En betonkonstruktions brandmodstandsdygtighed afhænger således af udformningen foruden af den brandbelastning, den udsættes for. Der er udviklet metoder til branddimensionering [26, 27, 29, 30]. Branddimensionering af huse bør altid foretages i forbindelse med projekteringen.

Varmebestandig betons fremstilling er rapporteret i [11] og kommenteret i [26]. Se tabel 3.5-6.

Bindemiddel	Pulvertilsætning (Puzzolan)	Tilslag	Tilladelig temperatur
Aluminatcement	Ingen	Chromholdige jernforbindelser	1400°C
Aluminatcement	Ingen	Chamotte	1300°C
Portlandcement	Chamotte	Chamotte	1200°C
Portlandcement	Teglmel, flyveaske, knust højovns-slagge	Basalt, diabas andesit	700°C
Portlandcement	Ingen	Slagge Teglskærver	350°C

Tabel 3.5-6. Varmebestandig beton, delmaterialer og tilladelig temperatur [11].

Principielt sørger man for at vælge tilslag med lav varmeudvidelse, reducere mængden af calciumhydroxid med puzzolan og for konstruktioner, som ikke kan blive fugtige, at anvende aluminatcement.

Afvandingen og genvædningen af calciumhydroxid medvirker ved ødelæggelsen. Man kan derfor forøge varmebestandigheden ved at indblande puzzolaner, f.eks. flyveaske.

Yderligere forbedring af beton med portlandcement fås ved at anvende chamotte, som i sig selv er varmebestandigt til 1730°C. Chamotten anvendes både som pulver og som tilslag.

Litteratur til afsnit 3.5

[1] Biczók, I.: »Concrete Corrosion – Concrete Protection«, Budapest, 1967.

[2] Fagerlund, G.: »Significance of critical degree of saturation at freezing of porous and brittle materiale«, Rapport 40. Inst. f. Byggnadsteknik, Lund, 1973.

[3] Kjær, Ulla: »Beton i aggressivt miljø«. Beton-Teknik 3/03/1974.

[4] Anonym: »Effect of chemical agents and commonly used protective treatments«. J. of ACI 63 (1966):12, s. 1305–1392.

[5] Nielsen, A.: »Hvid, grøn og sort rust«. Nord. Betong, 2, 1976.

[6] Nielsen, A.: »Betonkonstruktioners levetid«. Nord. Betong 5, 1976.

[7] Fagerlund, G.: RILEM Recommendation: »The critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete«. CBI Report F.7607, Stockholm, 1976.

[8] Fagerlund, G.: »The international cooperative test of the critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete«. CBI Report F.7608, Stockholm, 1976.

[9] Herholdt, Aa. D.: »Beton og tøsalte«. Nord. Betong, 1, 1975, s. 29–36.

[10] Idorn, G. M.: »Durability of Concrete Structures in Denmark«. København, 1967.

[11] Nekrassow, K. D.: »Hitzebeständiger Beton«. Wiesbaden og Berlin, 1961.

[12] Nielsen, J. & Skovgaard, P.: »Blødt, kulsurt vands indvirkning på betonrør«. Nord. Betong, 3, 1962, s. 235–246.

[13] Fagerlund, G.: »Non-Freezable water contents of porous building materials«. Rapp. 42. Inst. f. Byggnadstekn., Lund, 1974.

[14] Hansen, P. Freiesleben: »Hærdeteknologi 2. Dekrementmetoden«. Aalborg, 1978.

[15] Kjær, Ulla & Nepper-Christensen, P.: »Alkalireaktioner i beton«. Beton-Teknik 3/02/1973.

[16] Hjorth, L.: »Chloridindtrængning i beton«. 9 sider A4, CtO-informationsdag 1984.

[17] Thelandersson, S.: »Betongkonstruktioner vid höga temeraturer«. VAST, Stch. 1974.

[18] Fagerlund, G.: »Frost Resistance of Concrete with Porous Aggregate«. CBI. Stch. Fo 2: 78.

[19] Samuelsson, P.: »Kalkudblomstringer på betonoverflader«. Beton-Teknik 3/07/1977.

[20] Justesen, C. F.: »Revner i beton«. Beton-Teknik 3/09/1981.

[21] Justesen, C. F.: »Karbonatisering af beton«. Beton-Teknik 3/11/1982.

[22] »Durability of concrete structures«. CEB-RILEM Workshop, Kbh. 1983.

[23] »Alkalis in Concrete«. Proc. 6th Int. Conf. København 1983.

[24] Nielsen, A.: »Alkali silica reactions and crack development«. Nord. Bet. 3-4: 1984, s. 87–90.

[25] »Detailkrav til holdbar beton«. ATV-udvalget vedr. betonbygværkers holdbarhed, Teknologisk Institut, juli 1984.

[26] Hertz, K. D.: »Betonkonstruktioners brandtekniske egenskaber«. Rapport no. 141, Instituttet for Husbygning, DTH, Lyngby, 1980, 210 p.

[27] Hertz, K. D.: »Design of Fire Exposed Concrete Structures«. Report no. 160. Institute of Building Design, Technical University of Denmark, Lyngby, 1981, 50 p. CIB W14/81/20 (DK).

[28] Hertz, K. D.: »Beton og brand«. Brandværn nr. 3:82, p. 4–5, Kbh. marts 1982.

[29] Herts, K. D.: »The Anchorage Capacity of Reinforcing Bars at Normal and High Temperatures«. Concrete Research Vol. 34, No. 121, p. 213–220, December 1982.

[30] Hertz, K. D: »Equivalent Time of Fire Exposure for Concrete Structures«. Report No. 163, Institute of Building Design, Technical University of Denmark, Lyngby 1983, 24 p. CIB W14/83/3 (DK).

[31] Hertz, K. D.: »Heat-Induced Explosion of Dense Concretes«. Report No. 166, Institute of Building Design, Technical University of Denmark, Lyngby 1984, 20 p. CIB W14/84/33 (DK).

[32] Nielsen, A.: »Udendørs beton under tæt belægning«. Nord. Bet. 5, 1983, s. 17–20.

[33] Pihlajavaara, S. E.: »Inverkan av karbonatiseringen på betongs egenskaper och på betongkonstruktioner«. Nord. Bet. Forsk. møde. Hotel Scandinavia, Oslo 1976. (19 sider håndskrevet foredrag).

[34] Ervin Poulsen m.fl.: 13 betonsygdomme. ATV-holdbarhedsudvalget. Publ,. nr. 4. SBI, Hørsholm, 1985.

3.6 Forhold over for varme, lyd, el og stråling

I praksis kommer man undertiden ud for at skulle tage hensyn til eller udnytte specielle egenskaber ved beton. Dette afsnit handler om, hvordan beton reagerer over for påvirkninger med varme, lyd, elektricitet og radioaktiv stråling.

Termiske egenskaber

I det følgende er der givet en oversigt over betons evne til at optage og lede varme samt de deformationer, der følger af en varmepåvirkning.

Varmefylde

Et materiales varmefylde (eller *specifikke varme)* er defineret som den varmemængde i Joule, som skal tilføres 1 m^3 af materialet*) for at opvarme det 1 °C. Enheden for varmefylde c er altså J/m^3 °C eller – til praktisk brug – MJ/m^3 °C.

Betons varmefylde afhænger kun lidt af arten af de materialer (cement, sand og sten), som betonen er sammensat af, og også kun lidt af disses indbyrdes blandingsforhold. Grunden hertil er, at disse materialers varmefylder kun er lidt forskellige. Derimod spiller betonens vandindhold en ikke uvæsentlig rolle, idet varmefylden vokser med voksende vandindhold. Under betonens hærdning

*) Ofte ses varmefylden også defineret som varmemængde pr. masseenhed af materialet pr °C, dvs. med enheden J/kg °C. Den her benyttede enhed er praktisk at anvende i forbindelse med varmetransportberegninger.

Tabel 3.6-1. Varmefylder for betonmaterialer og beton.

Materiale	Varmefylde	
	MJ/m^3 ° C	kJ/kg°C
Vand	4,2	4,2
Cement	2,5	0,8
Tilslagsmaterialer	2,1	0,8
Frisk, almindelig beton	2,3–2,6	1,0–1,1
Hærdnet, almindelig beton	1,9–2,3	0,8–1,0
Hærdnet letklinkerbeton	0,5–1,8	1,0–1,3
Stål	3,8	0,48

bindes en del af vandet i cementens hydratiseringsprodukter, hvilket medfører en reduktion af varmefylden på 10–20%.

I tabel 3.6-1 er anført talværdier for betonmaterialers og betons varmefylder.

Eksempel 3.6-1

1 m^3 beton er sammensat af 325 kg cement, 170 l vand, 1780 kg tilslagsmaterialer og 5% luft. Beregn den friske og hærdnede betons varmefylde.

Materiale	Densitet	Mængde		Varmefylde	Varmefyldebidrag
	kg/m^3	kg	m^3	MJ/m^3 °C	MJ/°C
Cement	3150	325	0,103	2,5	0,26
Vand	1000	170	0,170	4,2	0,71
Luft	0	0	0,050	0,0	0,00
Tilslag	2630	1780	0,677	2,1	1,42
I alt		2275	1,000		2,39

Den friske betons varmefylde er altså i dette eksempel ca. 2,4 MJ/m^3 ° C. Den hærdnede betons varmefylde kan regnes at være ca. 15% lavere, altså ca. 2,0 MJ/m^3 °C.

Varmeledningsevne

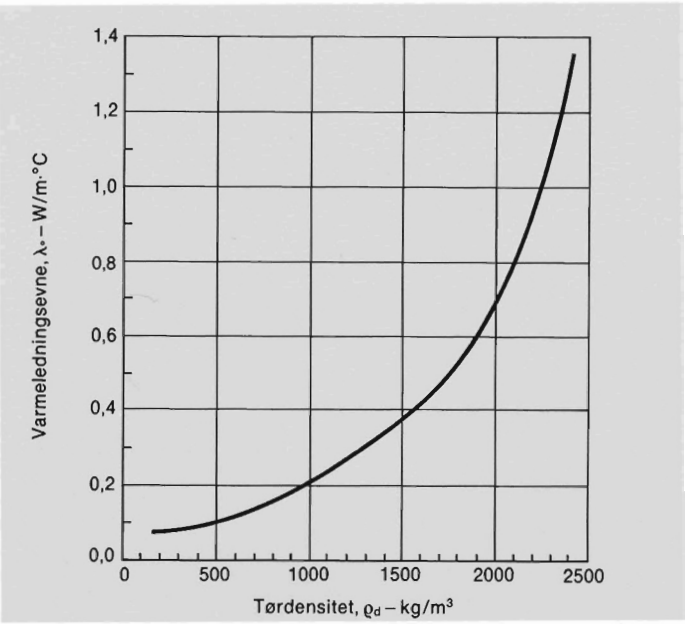
Et materiales varmeledningsevne er defineret som den varmemængde i Joule, som under stationære forhold i løbet af 1 sekund passer gennem 1 m^2 af en 1 m tyk væg af det pågældende materiale, når temperaturforskellen mellem de to sider af væggen er 1 °C.

Enheden for varmeledningsevnen λ er altså W/m°C, idet man benytter enheden W (=J/s) for varmestrømmen.

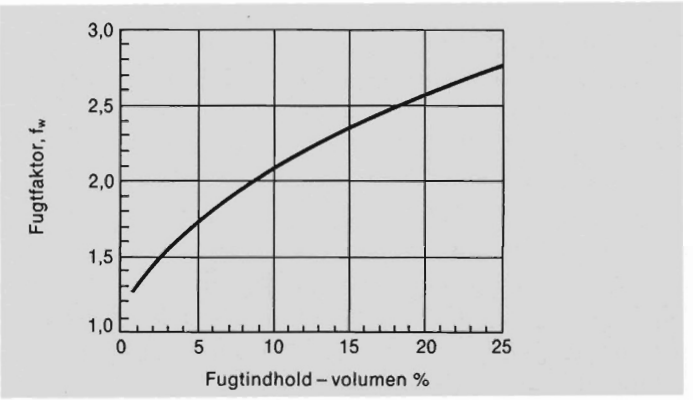
Varmeledningsevnen afhænger især af materialets densitet og dets fugtindhold, men også temperaturniveauet spiller en vis rolle. For beton er de afgørende parametre betonens densitet, fugtindholdet, hærdningsgraden og temperaturen.

Hensyntagen til densitet og fugtindhold kan ske ved anvendelse af figur 3.6-1 og figur 3.6-2, der angiver henholdsvis varmeledningsevnen λ_0 for ovntørre materialer som funktion af tørdensiteten og en fugtfaktor f_w som funktion af fugtindholdet i volumenprocent. Et skøn over den aktuelle varmeledningsevne λ for et materiale med kendt tørdensitet og fugtindhold fås da af *Laudons formel* [1]:

$$\lambda = f_m \cdot f_w \cdot \lambda_0,$$



Figur 3.6-1. Varmeledningsevnen λ_0 for ovntørre materialer som funktion af tørdensiteten [1].



Figur 3.6-2. Fugtfaktor til beregning af fugtige materialers varmeledningsevne [1].

hvor f_m er en materialefaktor, der for betonmaterialer med god tilnærmelse kan regnes at være 1,0. Nøjagtigheden på varmeledningsevner beregnet på denne måde er skønsmæssigt af størrelsesordenen ± 10%.

Ved anvendelse af figurerne 3.6-1 og 3.6-2 finder man, at varmeledningsevnen for almindelig, hærdnet beton med et fugtindhold på 2–3 vægtprocent, dvs. under i praksis ofte forekommende omstændigheder, kan regnes at ligge i

området 1,6–2,1 W/m°C, medens letbetoner i densitetsområdet 400–1000 kg/m^3 og med et fugtindhold på 5–6 vægtprocent vil have varmeledningsevner i området ca. 0,1–ca. 0,4 W/m°C.

Eksempel 3.6-2

En let konstruktionsbetons fugtindhold er målt til 55 l vand pr. m^3 og tørdensiteten er bestemt til 1650 kg/m^3. Fugtindholdet svarer til 5,5 volumenprocent, og hertil svarer, jf. figur 3.6-2, et f_w på 1,8. I figur 3.6-1 aflæses λ_0 til 0,44 W/m°C. Betonens varmeledningsevne skønnes da til $\lambda = 1{,}8 \cdot 0{,}44 =$ ca. 0,8 W/m°C.

Varmeledningsevnen benyttes ved beregning af materialekomponenters isoleringsevne og i forbindelse med varmetabsberegninger for bygninger m.v.

Et ubrudt, homogent materialelags *isolans* m_d er defineret ved

$$m_d = \frac{d}{\lambda} \ (m^2\,°C/W)$$

hvor d er materialelagets tykkelse. Isolansen kan altså betragtes som forholdet mellem temperaturforskel og varmestrømstæthed [2].

Ved varmetabsberegninger benyttes *transmissionskoefficienten* k, der for en plan væg er defineret som den varmemængde i Joule, som under stationære forhold i løbet af 1 sekund passerer igennem 1 m^2 af væggen, når temperaturforskellen mellem rummene på de to sider af væggen er 1° C. Enheden for k er altså W/m^2 °C.

For et ubrudt, homogent materialelag er de tre begreber isolans, varmeledningsevne og transmissionskoefficient, når der ikke tages hensyn til overgangsisolanser ved materialelagets begrænsningsflader, knyttet sammen ved ligningen

$$m_d = \frac{d}{\lambda} = \frac{1}{k}$$

Eksempel 3.6-3

Beregn k-værdien for en 230 mm tyk garagevæg af letbeton med en varmeledningsevne $\lambda = 0{,}2$ W/m°C, idet den samlede overgangsisolans kan sættes til 0,17 m$^2 \cdot$ °C/W.

Væggens samlede isolans M er da

$$M = m_d + 0{,}17 = \frac{0{,}23}{0{,}2} + 0{,}17 = 1{,}15 + 0{,}17 = 1{,}42 \ m^2\,°C/W$$

$$k = \frac{1}{M} = \frac{1}{1{,}42} = 0{,}70 \ W/m^2\,°C$$

Varmediffusion

Til varmediffusionen knytter man *varmediffusionstallet* a, tidligere kaldet temperaturledningstallet, der er et mål for, hvor hurtigt temperaturforandringer foregår i et materiale.

Varmediffusionstallet er knyttet sammen med de øvrige termiske egenskaber ved ligningen

$$a = \frac{\lambda}{c} \quad (m^2/s)$$

Ved indsættelse af de foran anførte værdier for varmeledningsevne og varmefylde finder man, at diffusionstallet for almindelig hærdnet beton vil være af størrelsesordenen

$$a = 0{,}9 - 1{,}0 \cdot 10^{-6}\ m^2/s$$

Varmeudvidelse

Ved opvarmning vil beton – ligesom de fleste andre materialer – udvide sig. Varmeudvidelsens størrelse afhænger såvel af cementpastaens og tilslagets varmeudvidelse som af betonens blandingsforhold og hærdningsgrad.

Inden for det normale anvendelsesområde foregår varmeudvidelsen imidlertid med en så godt som konstant *varmeudvidelseskoefficient* β, der for de fleste praktiske formål kan regnes at være 10^{-5} pr. °C.

Emnet er i øvrigt nærmere behandlet i afsnit 3.2 om deformationer.

Lydtekniske egenskaber

Et byggemateriales lydtekniske egenskaber bedømmes efter dets ydeevne i henseende til

1. Luftlyd-isolation mellem to rum.
2. Lydforplantning over længere afstande gennem råhuset.
3. Dæmpning af efterklang for bygningslyd i råhuset.
4. Lydabsorption i et og samme rum.

De materialeegenskaber, som har betydning i disse henseender, er densitet, indre dæmpning, dynamisk stivhed og overfladebeskaffenhed – og den eneste af disse egenskaber, som hos almindelig beton kan siges at være gunstig, er dens ret betydelige densitet på ca. 2300 kg/m^3. Den betydelige fladevægt, som en betonvæg besidder i kraft af densiteten og af vægtykkelsen, giver et godt

grundlag for den del af lydisolationen, som netop beror på væggens modstand imod at lade sig accelerere som en helhed, dvs. ved lave frekvenser.

I det følgende er der givet en nærmere beskrivelse af betonens lydtekniske egenskaber, mens metoder til måling af disse er beskrevet i afsnit 7.6.

Indre dæmpning

Ved lydbølger over den såkaldte laveste koincidensfrekvens kommer der – som ved de fleste andre byggematerialer – et dyk i en vægs isoleringsevne, fordi der nu optræder *bøjningssvingninger* i væggen, og over for disse stiller de uorganiske byggematerialer, heriblandt betonen, sig ikke særlig gunstigt. Det hænger sammen med materialets *indre dæmpning.*

Hovedparten af uorganiske byggematerialer, såsom murværk, gasbeton, letklinkerbeton og almindelig beton, har ringe indre dæmpning over for lydsvingninger, kendetegnet ved et *logaritmisk dekrement* δ på ca. 1,5–2%, medens træs indre dæmpning ligger mellem 5% og 8%, afhængig af frekvensen.

I et vist omfang kan et utilfredsstillende støjmiljø i visse betonhuse henføres til den ringe δ-værdi i forbindelse med monolitisk udførelsesmåde; lydbølger breder sig fra kilden til fjerntliggende dele af huse, f.eks. i kraft af, at vægge eller etagedæk kommer i bøjningsbevægelser, der forplanter sig gennem hele den sammenhængende konstruktionsdel og almindeligvis fortsætter videre, fordi det er meget vanskeligt at undgå lydbroer til naboplader osv.

Denne betragtningsmåde gælder, hvad enten lyden stammer fra trinstøj og stødlyd, eller den oprindelig frembringes af luftlyd fra højttalere eller råben.

Det er konstateret [3], at en høj indre dæmpning hos de anvendte byggematerialer eller konstruktioner er gunstig, da den medfører kortere efterklangstid for bygningslyden (trinstøj, stødlyd), samt da den nedsætter bygningslydens forplantning over større afstande gennem bygningens dele.

Til yderligere illustration af dette kan det nævnes, at undersøgelser har vist, at en forøgelse af det logaritmiske dekrement δ med en faktor på 4 vil give en forbedring på 6 dB i en almindelig betonvægs *reduktionstal,* og efterklangstiden i en given bygningsdel vil selv nedsættes til $^1/_4$.

Dæmpning af bygningslyden i betonhuse kan desuden ske ved tekniske foranstaltninger, såsom sandlag udlagt oven på de rå dæk som underlag for gulvet. Undersøgelser har endvidere godtgjort [4], at en omhyggelig tætning imellem betonelementer ved hjælp af passende understopning og fugning er meget vigtig, idet man herved kan opnå en lydteknisk forbedring på 1–3 dB i forhold til gængs praksis.

Dynamisk stivhed

Den tredie lydteknisk virksomme egenskab er betonens dynamiske elasticitetskoefficient E_{dyn}, som typisk kan være 20000–40000 MN/m^2. Dens indflydelse på lydmiljøet er noget vanskelig at klarlægge kortfattet; men i hvert fald indgår den i udtrykket for lydhastigheden gennem beton. Eksempelvis er hastigheden v af længdesvingninger igennem en lang, tynd konstruktionsdel bestemt ved

$$v = \sqrt{\frac{E_{dyn}}{\varrho}}$$

hvor ϱ er densiteten.

Ved lydudbredelse i et »uendeligt halvrum« af beton eller igennem en plade, for hvilken kun tykkelsen er lille i sammenligning med bølgelængden ved den pågældende frekvens, fremkommer hastigheder, som tillige afhænger af Poissons forhold ν. For beton ligger Poissons forhold mellem $^1/_6$ og $^1/_3$ og er typisk 0,25. I disse situationer er lydhastigheden bestemt ved

$$v = \sqrt{\frac{E_{dyn}}{\varrho} \cdot \frac{1-\nu}{(1+\nu)\cdot(1-2\nu)}}$$

Eksempel 3.6-4

På en beton af høj kvalitet har man målt en dynamisk elasticitetskoefficient E_{dyn} på 40000 MN/m^2. Lydhastigheden i en lang, tynd konstruktionsdel vil da være

$$v = \sqrt{\frac{40000 \cdot 10^6}{2300}} = \sqrt{17{,}39 \cdot 10^6} = 4170 \text{ m/s}$$

På tværs i en plade må lydhastigheden påregnes at være

$$v = \sqrt{\frac{40000 \cdot 10^6}{2300} \cdot \frac{1-0{,}25}{(1+0{,}25)\cdot(1-0{,}5)}}$$

$$= \sqrt{17{,}39 \cdot 1{,}2 \cdot 10^6} = 4570 \text{ m/s}$$

I øvrigt er E_{dyn} medbestemmende for den nævnte laveste koincidensfrekvens og har derved indflydelse på en vægs reduktionstal.

Lydabsorption

Lydabsorption er en egenskab ved et givet materiales forhold over for luftlyd, der rammer et rums begrænsningsflader. Hvis disse er af udækket beton, får rummet en lang efterklangstid, fordi betonen er »lydhård«; det kender man bl.a. fra trappegange. I så henseende ligger beton på linie med andre uorganske

byggematerialer, der har uporøse overflader, såsom murværk, og hvis man vil regulere rummets akustik, må man påføre overfladen materialer med større absorptionskoefficient.

Dette har f.eks. været gjort ved påsprøjtning af cementvælling indeholdende asbestfibre eller lignende. Også træbetonplader har vist sig egnede. Til mere egentlig akustisk regulering kan også anvendes særligt dimensionerede akustikplader eller -paneler.

Svingningstekniske egenskaber

De ovenfor behandlede lydtekniske egenskaber hører til mekaniske svingninger med meget små udsvingsamplituder. I modsætning hertil står stivhed og dæmpning i betonkonstruktioner, som påvirkes til *store udsvingsamplituder.*

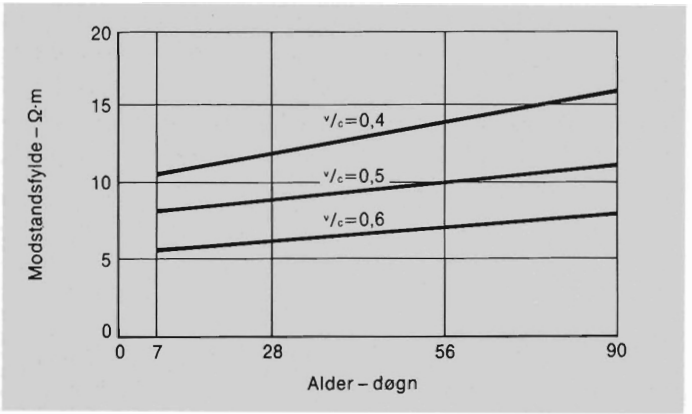
Forholdene herved er næppe undersøgt så grundigt; der er eksempelvis tale om jernbetonmaster, som i kraft af pulserende vindkræfter kan komme i så kraftige resonanssvingninger, at materialetøjningen nærmer sig en brudtilstand.

I så fald kan der optræde revnedannelser, specielt mikrorevner, over større partier af materialet, og derved sker der en væsentlig forøgelse af den indre dæmpning ved gnidning. Man har således målt δ-værdier på 5–10% i forspændte betonkonstruktioner og 10% i slapt armeret beton. Formodentligt indbefatter disse værdier også bidrag til dæmpningen hidrørende fra fundamenter, barduner og lignende.

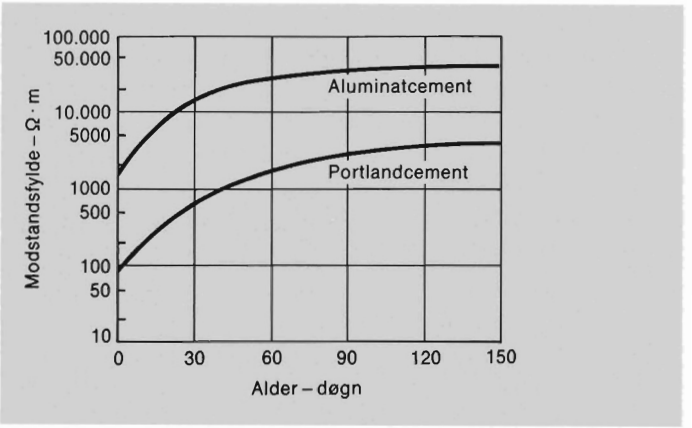
Elektriske egenskaber

Betons elektriske egenskaber, dvs. elektrisk modstand, kapacitet og dielektrisk gennemslagsfeltstyrke, omtales kortfattet i det følgende. De har interesse i forbindelse med f.eks. elektrohærdning, hvor en strøm sendes igennem den friske beton med henblik på opvarmning for dermed at fremskynde hærdningen, ved anvendelse af beton til jernbanesveller, der skal bære strømsignalførende skinner, og ved studier af korrosion af betonens armeringsjern.

Betonens modstand mod elektrisk strømpassage afhænger først og fremmest af dens fugtighed. Vandmættet beton opfører sig således i det store og hele som en elektrolyt med en *modstandsfylde (specifik modstand)* af størrelsesordenen $10^2\ \Omega$ m, medens ovntørret betons modstandsfylde er af størrelsesordenen 10^8 – $10^{10}\ \Omega$ m.



Figur 3.6-3. Fugtlagret cementpastas modstandsfylde som funktion af alder og v/c-forhold. Data fra [5].



Figur 3.6-4. Luftlagret betons modstandsfylde som funktion af alderen. Kurverne vedrører beton med et cementindhold på ca. 300 kg/m^3 og et v/c = ca. 0,5, fremstillet med henholdsvis aluminatcement og portlandcement [6].

For fugtig beton har porevæskens sammensætning stor betydning for den elektriske ledningsevne, hvilket vil sige, at faktorer som v/c-forhold, hærdningsgrad og tilstedeværelse af f.eks. chlorider (hidrørende f.eks. fra tilsætning af calciumchlorid eller brug af havvand som blandevand) influerer stærkt på modstandsfylden. Dette er illustreret i figur 3.6-3 for fugtlagret cementpasta, hvoraf det fremgår, at modstandsfylden stiger med alderen og med aftagende v/c-forhold. I figur 3.6-4 er lagringstidens indflydelse på luftlagret betons modstandsfylde illustreret. Heraf fremgår bl.a., at aluminatcementbeton har en modstandsfylde, der er omkring 10 gange så stor som portlandcementbetons. Modstandsfylden kan også øges stærkt ved tilsætning af mikrosilica til betonen.

Modstandsfyldens størrelse afhænger kun lidt af, om der er tale om jævnstrøm eller vekselstrøm. Størrelsen af den påtrykte spænding har derimod stor betydning. Således stiger modstandsfylden for ovntørret beton fra ca. 10^9 til ca. $5 \cdot 10^9$ Ω m, når spændingen øges fra 100 V til 1000 V.

Betons elektriske *kapacitet* aftager med alderen og med voksende frekvens. For luftlagret beton med et cementindhold på ca. 300 kg/m^3 og et v/c-forhold på ca. 0,5 er kapaciteten fundet at variere mellem ca. 0,03 µF ved 50 Hz til ca. 0,001 µF ved 25000 Hz.

Den *dielektriske gennemslagsfeltstyrke* er for beton med samme sammensætning som nævnt foran fundet at være på omkring 1500 kV/m for første gennemslag og på omkring 1000 kV/m for tredie gennemslag.

Strålingsafskærmende egenskaber

Strålingsbeskyttende beton er påkrævet omkring atomreaktorer, røntgen- og isotopkilder, kerneforskningsmaskiner samt ved forsvarsanlæg mod atomvåben.

Idet talen er om at beskytte organismer imod ydre stråling, samler interessen sig om røntgenstråling, γ-stråling og neutronstråling.

De to første af disse strålingsarter består af elektromagnetiske fotoner og kan behandles under ét. Det virksomme bidrag til afskærmningen beror på skærmens tykkelse og dens densitet.

Neutronstrålingen kan bestå af hurtige neutroner, som først skal bremses, så de bliver langsommere (eller »termiske«), for derefter at indfanges – på hvert trin under udsendelse af γ-fotoner.

Uanset de mangfoldige muligheder for kerneprocesser fungerer stråleskærmen ved at reducere den radioaktive stråling trinvist til γ-kvanter af stedse mindre energi.

Hvor lavt strålingsniveauet skal være for at kunne betragtes som ufarligt, beror på dosis, dosishastighed og tilladelig dosis for medarbejdere, operatører eller besøgende. Myndighedernes anvisninger herom er blandt forudsætningerne for at dimensionere stråleskærme, herunder også den del af disse, som er af beton.

Omkring en atomreaktor vil der inderst være en varmeskærm, der anbringes i form af vekslende lag af kølevand og stålplader omkring reaktorkærnen for at dæmpe neutron- og γ-strålingen samt for at beskytte den omgivende betonskærm imod ophedning.

Tabel 3.6-2 Nødvendige materialetykkelser for beskyttelse mod γ-stråling [7].

Intensitet af radioaktiv kilde	Tykkelse af beskyttelseslag i mm for en afstand mellem strålingskilde og person på					
millicurie	1 m		2 m		3 m	
	Bly	Beton	Bly	Beton	Bly	Beton
1000	–	516	–	375	–	290
500	–	445	–	302	34,5	221
200	–	376	33,3	211	17,5	127
100	–	254	20,7	140	5,8	51
50	32,7	208	7,7	64	0,0	0,0
20	15,8	115	0,0	0,0	0,0	0,0
10	4,3	38,5	0,0	0,0	0,0	0,0

Sædvanligvis vil den langt overvejende neutronbremsning finde sted i varmeskærmen, så betonskærmens virkning over for neutroner væsentligst består i at indfange langsomme neutroner samt at dæmpe den herved fremkomne γ-stråling. I henseende til denne indfangning indtager brintatomet en særstilling, og vandindholdet i betonen spiller derfor en væsentlig rolle. Det vil i almindelighed være γ-strålingen, som bestemmer den biologiske skærms tykkelse. Undersøgelser har godtgjort, at i forhold til betonens vægt er dens absorptionsevne over for den energirigeste og dermed dimensionsbestemmende γ-stråling i det pågældende energiinterval ca. det halve af blys absorptionsevne – men en vægtenhed bly koster ca. 100 gange så meget som en vægtenhed beton. Beton er derfor meget billigere som stråleskærm end bly, der tilmed ikke er selvbærende ved de her krævede dimensioner (se tabel 3.6-2). Også jævnført med jern og andre tilgængelige stoffer viser beton sig som det billigste materiale, der er fysisk og teknisk egnet som hovedbestanddel af den »biologiske« skærm omkring en kraftig radioaktiv kilde. Til betonens tekniske egnethed hører bl.a., at den i modsætning til organiske materialer og metaller modstår årelang intensiv neutronbestråling uden påviselig ændring af dens mekaniske egenskaber.

Ofte vil krav om pladsbesparelse m.m. medføre, at det er økonomisk fordelagtigt at fremstille den biologiske skærm af tung beton, eksempelvis med en densitet på 4000 kg/m^3 i stedet for sædvanlig betons 2300 kg/m^3.

Sådan beton fremstilles med tilslag af særlig tunge mineralforekomster såsom baryt, limonit og magnetit, eller endogså med jernstykker i stedet for sten, jf. afsnit 3.1. På grund af den slags specielle tilslagsmaterialers forholdsvise kostbarhed bliver tung beton dyrere pr. vægtenhed end almindelig beton, fremstillet af umiddelbart tilgængelige materialer.

Sikkerhedsmæssige hensyn stiller strenge krav til betonen i den biologiske skærm, specielt til homogenitet og uforanderlighed. Fordeling af revner, støbeskel og fuger kan være kritisk og føre til overvejelser om hensigtsmæssigt valg af konstruktionsopdeling, lagringsmåde, betoningredienser, svindarmering og om muligt regulering af temperatur- og fugtighedsforhold ved opførelse og drift.

Materialet må kunne modstå eventuelle påvirkninger til forvitring, og betonmaterialernes kemiske og mekaniske egenskaber må vælges derefter – eksempelvis fordi ekspansioner som følge af alkalikiselreaktioner kan nedbryde betonen alt for hurtigt ved den ret høje arbejdstemperatur og fugtighedsgrad, som råder. Overvejelse om varmeudvidelseskoefficient og elasticitetskoefficient er også påkrævede. Hertil kommer varmeledningsevne, trykstyrke, svind, adhæsionsstyrke som egenskaber, der skal betragtes.

Selve udstøbningen i den ofte særdeles komplicerede form kan gøre det nødvendigt at forlade den almindelige støbemetode og gå over til pakbeton (=injektionsbeton), hvis stenskelet først anbringes og derefter udfyldes med injektionsmørtel (se side 463). Også nedvibrering af det tunge grovtilslag i lagvist udlagt mørtel kan komme på tale.

Radioaktiv stråling

Alt i vore omgivelser indeholder radioaktive stoffer, der afgiver stråling. Også fra solen og rummet kommer der stråling (kosmisk stråling). Jordskorpen består af forskellige bjergarter, der indeholder større eller mindre mængder af radioaktive stoffer; vulkanske bjergarter (såsom granit) og skifre indeholder mest.

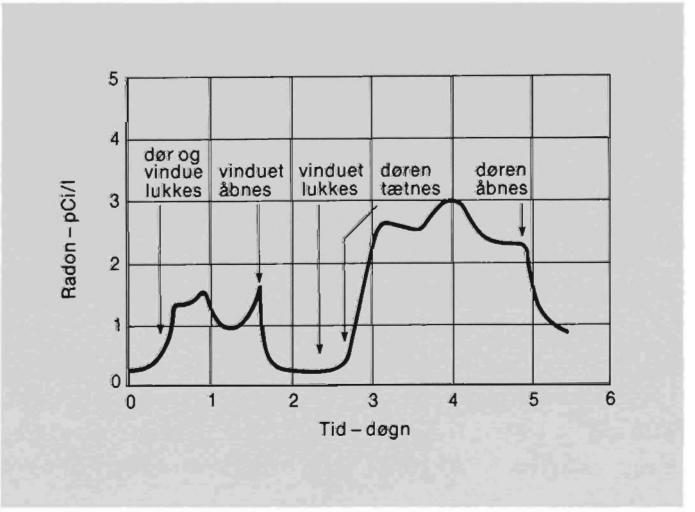
Byggematerialer som tegl, cement, beton og gasbeton fremstilles af ler og grus og vil derfor indeholde radioaktive stoffer. Den, som opholder sig i en bygning opført af disse materialer, vil derfor blive udsat for bestråling fra bygningens vægge.

Et radioaktivt stofs aktivitet (kerneomdannelser pr. sekund) måles i curie (Ci); i praksis anvendes enheden pCi (picocurie). Strålingen transporterer energi. Ved afsættelse af energi i levende væv kan dette ødelægges. Den i vævet afsatte energi pr. masseenhed kaldes *strålingsdosis* og måles i enheden *rad*.

Kun de radioaktive stoffer, hvis henfald giver anledning til *gammastråling*, kan forårsage nogen strålingsdosis i dybden af menneskelegemet. I tabel 3.6-3 er anført aktiviteten for forskellige byggematerialer. Et aktivitetsindhold på under 20 pCi/g anses for lavt.

Materiale		Thorium 232 pCi/g	Radium 226 pCi/g	Kalium 40 pCi/g	Totalt pCi/g
Tegl	lavest	2	1	15	11
	middelværdi	3,4	2,6	25	19
	højst	5	4	30	26
Beton	lavest	2	0,9	2	9
	middelværdi	2,3	1,3	19	12
	højst	4	2	28	17
Betongrus	lavest	0,07	0,2	4	1
	middelværdi	1,9	1,3	22	11
	højst	13	5	35	42
Cement	lavest	0,9	0,6	0,6	3
	middelværdi	1,3	1,5	6,3	8
	højst	3	5	10	15
Gasbeton (sandbaseret)	lavest	0,3	0,3	2	2
	middelværdi	1,8	2,8	11	13
	højst	5	9	15	24
Gasbeton (skiferbaseret)	lavest	2	18	20	49
	middelværdi	2,0	40	23	98
	højst	3	62	25	144

Tabel 3.6-3 Aktivitetsindhold i forskellige byggematerialer. Sumkolonnen til højre refererer alene til den del af aktiviteten, der skyldes γ-stråling [8].



Figur 3.6-5. Radonindholdet i en lejlighed påvirkes af ventilation og udluftning.

Figuren viser radonindholdets variation over nogle døgn i et værelse i et flerfamiliehus opført af tegl og beton i 1967. Det ses, at radonindholdet vokser, når dør og vindue lukkes. Oplukning af et smalt udluftningsvindue medfører et stærkt fald i radonindholdet [8].

Man kan dog også blive udsat for stråling fra byggematerialer på anden måde end i form af gammastråling. Ved henfald af den radium, der findes i byggematerialerne, dannes først datterproduktet *radon,* der er en radioaktiv luftart. Radon har en halveringstid på 3,8 døgn. Inden radon derfor henfalder, kan den og dens datterprodukter nå at sive ud af byggematerialet og blive indåndet, således at luftrør og lunger får en strålingsdosis, fortrinsvis i form af *alfastråling* hidrørende fra radondøtrene.

Det gennemsnitlige radonindhold i boliger er som regel forholdsvis lavt, nemlig mindre end 10 pCi pr. liter luft. I lukkede, uventilerede rum kan det imidlertid blive væsentligt større. Nogen generelt accepteret grænseværdi for, hvad der ud fra helbredsmæssige hensyn kan tolereres, foreligger ikke. Det har imidlertid vist sig, at en effektiv ventilation af beboelsesrum (et luftskifte på f.eks. 0,5 pr. time) forhindrer, at der opbygges høje radonkoncentrationer (se også figur 3.6-5). En sådan effektiv ventilation må derfor under alle omstændigheder anbefales.

Hvad strålingsdosis angår, har den internationale strålingsbeskyttelseskommission (International Commission on Radiological Protection, IRCO) anbefalet, at intet individ udsættes for højere dosis end 500 mrad pr. år totalt fra alle strålingskilder.

Litteratur til afsnit 3.6

[1] Loudon, A.G.: »U-Values in the 1970 Guide«. The Journal of the Institution of Heating and Ventilating Engineers, 1968, Vol. 39 (Sept.), pp. 167–174.

[2] DS 418 »Dansk Ingeniørforenings regler for beregning af bygningers varmetab«. 4. udgave, november 1977.

[3] Larris, F.: »Lydforplantning i huse«. Meddelelse nr. 9. Teknologisk Instituts Lydtekniske konsultation. København, 1965.

[4] Kristensen, Jørgen: »Lydisolation i betonbyggeri«. SBI-rapport 101. Statens Byggeforskningsinstitut 1977.

[5] Monfore, G. E.: »The Electrical Resistivity of Concrete«. Journal PCA Research and Development Laboratories. 10 (1968): 2, pp 35–48.

[6] Hammond, E. and Robson, T.D.: »Comparison of Electrical Properties of Various Cements and Concretes«. The Engineer, (London), V.199, Jan. 21, 1955, pp. 78–80 og Jan. 28, 1955, pp.114–115.

[7] Anon: »Concrete and Penetrating Rays«. Bulletin du Ciment, 1950:7 (July).

[8] »Strålingen i våra bostäder«. Information från Statens strålskyddsinstitt. Stockholm, juni 1976.

[9] Saare, E. & Jansson: »Measurement of the Thermal Conductivety of Moist Porous Building Materials«. Byggforskningen, Stockholm, 1962.

[10] Campbell-Allen, D. & Thorne, C. P.: »The Thermal Conductivity of Concrete«. Magazine of Concrete Research, 15, No. 43, (Marts 1963) p. 39–48.

[11] Lentz, A. E. & Monfore, G. E.: »Thermal Conductivities of Portland Cement Paste, Aggr. and Concrete down to very Low Temperatures«. Journ. of the PCA Research and Development Lab., Vol, 8, no. 3, (Sept. 1966) pp. 27–33. PCA Research Department Bull. No. 207.

[12] Nevander, L. E., Bankvall, C. & Sandberg, P.I.: »Fukt, Kompendium i byggnadsteknik I«, Inst. för byggnadstekn., LTH, Lund, 1971.

[13] Weigler, H. & Nicolay, J.: »Temperaturdehn- und Wärmeleitzahlen von gefügedichtem Leichtbeton«. Beton, p. 486–490, 1973.

[14] Bergström, Nielsen, Ahlgren og Fagerlund: »Byggnadsmateriallära«. Kompendium, pp 4–2 til 4–3. Lund, 1970.

[15] Cremer & Heckl: »Körperschall«. Springer-Verlag. Berlin/Heidelberg, 1967.

[16] Ingerslev, Fritz: »Akustik«. Teknisk Forlag, 1949.

[17] Emnedage om vibrationsteknik. Byggetekniske problemer. 6. dec. 1977. Teknologisk Inst.

[18] Trudsø, Erik: »Lydtekniske målemetoder anvendt på byggematerialer«. Ingeniøren 1958:2. SBI-særtryk nr. 93.

[19] »Electrical Properties of Concrete«. Concrete and Constructional Engineering, (London), 58 (1963) : 5, p 195.

[20] Trudsø, Erik: »Strålingsbeskyttende beton«. Ingeniøren, København, 1958 : 7, pp 239–256. SBI-særtryk nr. 96.

[21] Swedjemark, Gun Astri: »Radon i bostäder, några preliminära resultat av långtidsregistrering«. Nordiska Sällskapets 4. möte, Helsingfors, juni 1974.

[22] Jonassen, Niels: »Afgasning af radioaktive luftarter fra byggematerialer«. 2. nordiske murværkssymposium, 12.–15. oktober 1975. DtH, Lyngby.

4. Betonmaterialer

I dette kapitel gives i 5 afsnit en gennemgang af de materialer, som benyttes ved fremstilling af en betonkonstruktion. Det er for det første betonens primære bestanddele: *Cement, tilslag* og *vand.* Hertil kommer *tilsætningsstoffer,* som hyppigt anvendes for at ændre på visse af den friske eller hærdnede betons egenskaber. Endelig er der *armeringsmaterialerne.* De er nødvendige i en betonkonstruktion, hvis betonen udsættes for trækpåvirkninger, som overskrider trækstyrken.

I cementafsnittet lægges der mest vægt på omtalen af portlandcement med beskrivelse af fremstillingsprocesserne, den kemiske sammensætning, kornstørrelse og finhed, afbinding, volumenbestandighed og styrke. Foruden en række portlandcementer omtales såvel forskellige modificerede portlandcementer, f.eks. flyveaskecement, som forskellige blandingscementer, f.eks. slaggecement. Endelig nævnes nogle cementtyper, der fremstilles af andre materialer eller efter andre principper end portlandcement. Til slut i cementafsnittet omtales mineralske tilsætninger, dvs. pulverformige materialer, såsom flyveaske og mikrosilica, der ofte tilsættes cement og beton med henblik på forbedring af betonens egenskaber.

Tilslagsafsnittet omfatter en beskrivelse af de sand-, grus- og stenmaterialer, som anvendes til betonfremstillingen. De geometriske, fysiske og kemiske karakteristika behandles. Danske grusforekomster omtales i et særligt underafsnit, og endelig beskrives specielle tilslagsmaterialer. Afsnittet vedrørende vand drejer sig især om, i hvilken grad urenheder kan tillades, hvis kvaliteten af den fremstillede beton ikke må nedsættes.

Tilsætningsstoffer benyttes i vid udstrækning for at styre betonens egenskaber. I et afsnit beskrives de accelererende, retarderende, luftindblandende og plastificerende tilsætningsstoffer. Desuden gives en kort omtale af frysepunktssænkende, klæbeforbedrende, vandafvisende, vandtætnende, ekspansionsfremkaldende, korrosionsbeskyttende og strålingsskærmende tilsætningsstoffer.

Kapitlets sidste afsnit giver en kort oversigt over armeringsmaterialerne, såvel stålarmering som armeringsfibre af andre materialer.

4.1 Cement

Cement er i videste forstand fællesbetegnelsen for bindemidler. I byggeteknikken anvendes betegnelsen cement normalt om *hydrauliske bindemidler,* dvs. pulverformede bindemidler, der hærdner (opnår styrke) ved reaktion med vand til et produkt, der er bestandigt i vand.

De vigtigste eksempler på sådanne bindemidler er *portlandcement* og *aluminatcement.* Derimod er hydratkalk ikke et hydraulisk bindemiddel, idet hærdningen sker ved reaktion med luftens kuldioxid under udskillelse af vand.

Visse uorganiske pulverformige materialer, såsom naturlige puzzolaner, flyveaske, mikrosilica og granuleret højovnsslagge, danner bindemiddel ved reaktion med calciumhydroxid og er omtalt sidst i dette afsnit under overskriften »Mineralske tilsætninger«.

I det følgende er der givet en beskrivelse af en række cementtypers sammensætning og egenskaber. Krav til portlandcements sammensætning og egenskaber og eftervisning af kravenes opfyldelse ved prøvning er beskrevet i afsnit 7.3.

Cementer kan inddeles på forskellig måde efter deres sammensætning og egenskaber. Her er valgt en inddeling som anført i tabel 4.1-1, der i det væsentlige svarer til den i den europæiske cementnorm EN 197 anvendte.

Tabel 4.1–1. Oversigt over cementtyper.

CEMENTTYPER	EKSEMPLER
På portlandbasis	
Portlandcementer	almindelig portlandcement hurtighærdnende portlandcement sulfatbestandig cement lavalkaliecement lavvarmecement hvid portlandcement farvet portlandcement olieboringscement ekspanderende cement svindkompenseret cement
Modificerede portlandcementer	portlandpuzzolancement portlandflyveaskecement portlandslaggecement
Blandingscementer	slaggecement supersulfatcement puzzolancement murcement
Andre cementtyper	aluminatcement sorelcement diverse cementer

Portlandcement, fremstilling og egenskaber

Portlandcement er cement fremstillet ved formaling af portlandklinker, en lille mængde gips samt eventuelt små mængder af ikke skadelige uorganiske materialer.

Portlandklinker er et mellemprodukt, der i det væsentlige består af *calciumsilikater,* og som er fremstillet ved brænding til delvis smeltning af en homogen blanding af stoffer, der i hovedsagen indeholder forbindelser af calcium, silicium, aluminium og jern.

Fremstilling

Alle portlandcementtyper fremstilles på principielt samme måde, om end råmaterialernes sammensætning kan være forskellig fra fabrik til fabrik, betinget af de lokale råmaterialeforekomster. Råmaterialesammensætningen og dermed klinkersammensætningen kan også varieres bevidst med det formål at opnå specielle egenskaber hos cementen.

Portlandcement fremstilles efter en af følgende to metoder: Vådmetoden eller tørmetoden.

Ved begge metoder kan fremstillingen opdeles i to processer:

1. Fremstilling af cementklinker
2. Formaling af klinker under tilsætning af gips og evt. andre tilsætninger

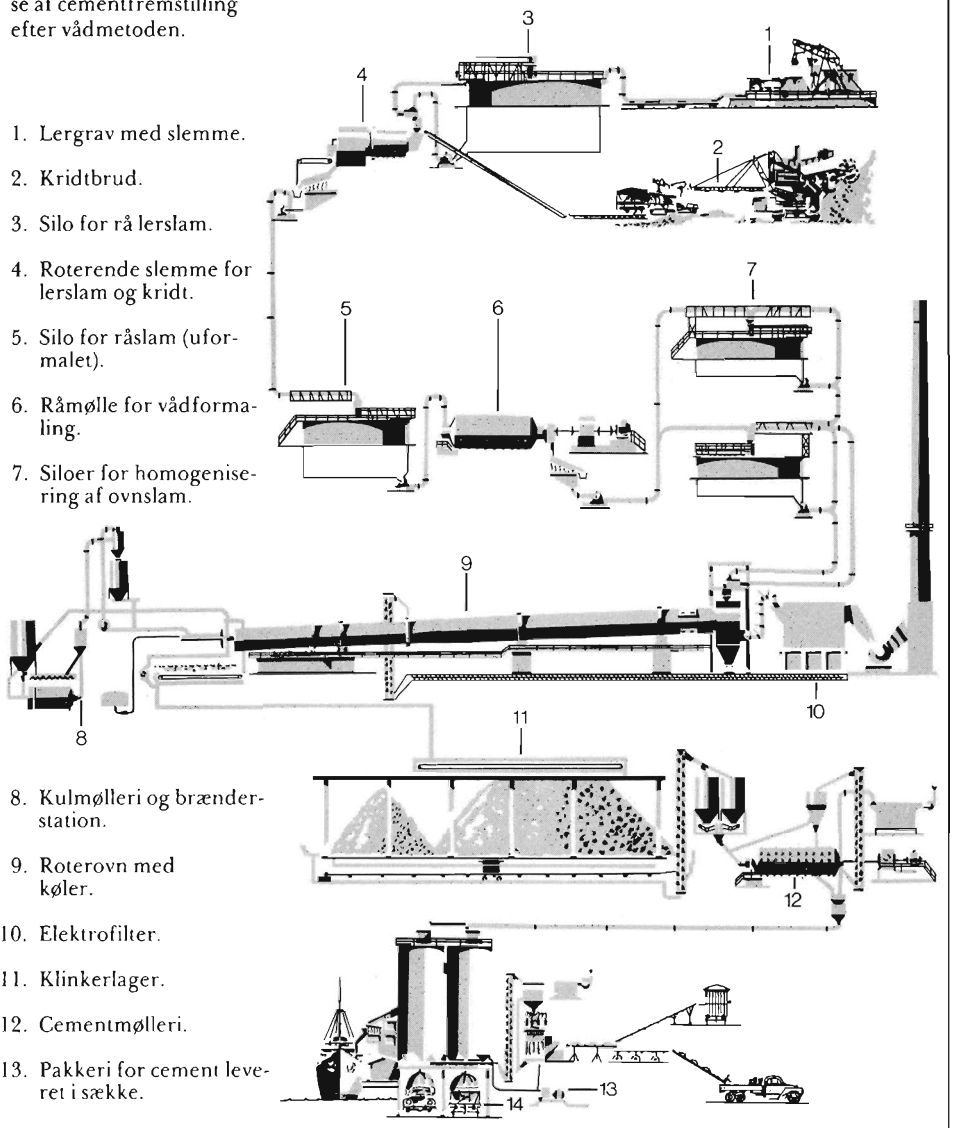
Ved **vådmetoden,** der er illustreret i principskitsen i figur 4.1–1, blandes og formales råmaterialerne opslemmet i vand, således at den færdige råblanding fremkommer som en slam.

Fremstilling efter vådmetoden kan i øvrigt i korte træk beskrives på følgende måde, idet der for en mere detaljeret redegørelse henvises til speciallitteraturen.

Som råmaterialer anvendes en eller flere kalkholdige komponenter, såsom kalksten, kridt, aflejringer af muslinge- eller østersskaller (f.eks. i Island og på USA's vestkyst), samt en eller flere kiselholdige komponenter, såsom ler, skifer, sand, aske og højovnsslagge. Hvis råmaterialerne ikke foreligger i tilstrækkelig findelt form fra naturens hånd, skal de først knuses, hvorefter de sammen med vand føres til en *rørmølle* i et sådant forhold, at kalkmængden (beregnet som CaO) er ca. 3 gange så stor som kiselmængden (beregnet som SiO_2). I rørmøllen samformales råmaterialerne til stor finhed og bliver til slam.

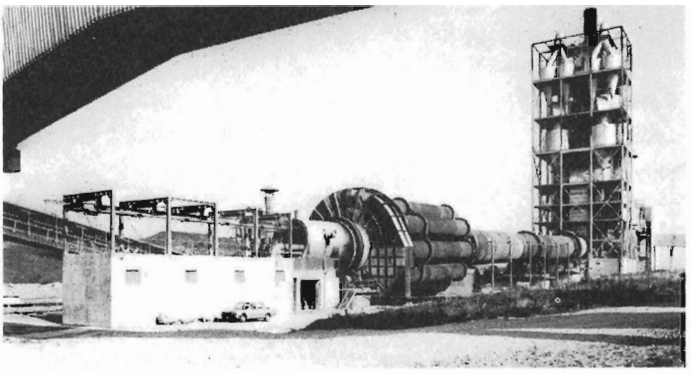
Fra rørmøllerne føres slammen til bassiner, hvor dens kemiske sammensætning eventuelt korrigeres, og hvorfra den til sidst pumpes til roterovne. En *roterovn* er et langt stålrør forsynet med en ildfast foring. En roterovn kan have en længde på op til ca. 200 m og en største diameter på omkring 7 m. Ovnrøret

Figur 4.1-1. Principskitse af cementfremstilling efter vådmetoden.



1. Lergrav med slemme.
2. Kridtbrud.
3. Silo for rå lerslam.
4. Roterende slemme for lerslam og kridt.
5. Silo for råslam (uformalet).
6. Råmølle for vådformaling.
7. Siloer for homogenisering af ovnslam.
8. Kulmølleri og brænderstation.
9. Roterovn med køler.
10. Elektrofilter.
11. Klinkerlager.
12. Cementmølleri.
13. Pakkeri for cement leveret i sække.
14. Udlevering af cement.

Figur 4.1–2. Roterovn til cementfremstilling efter tørmetoden.

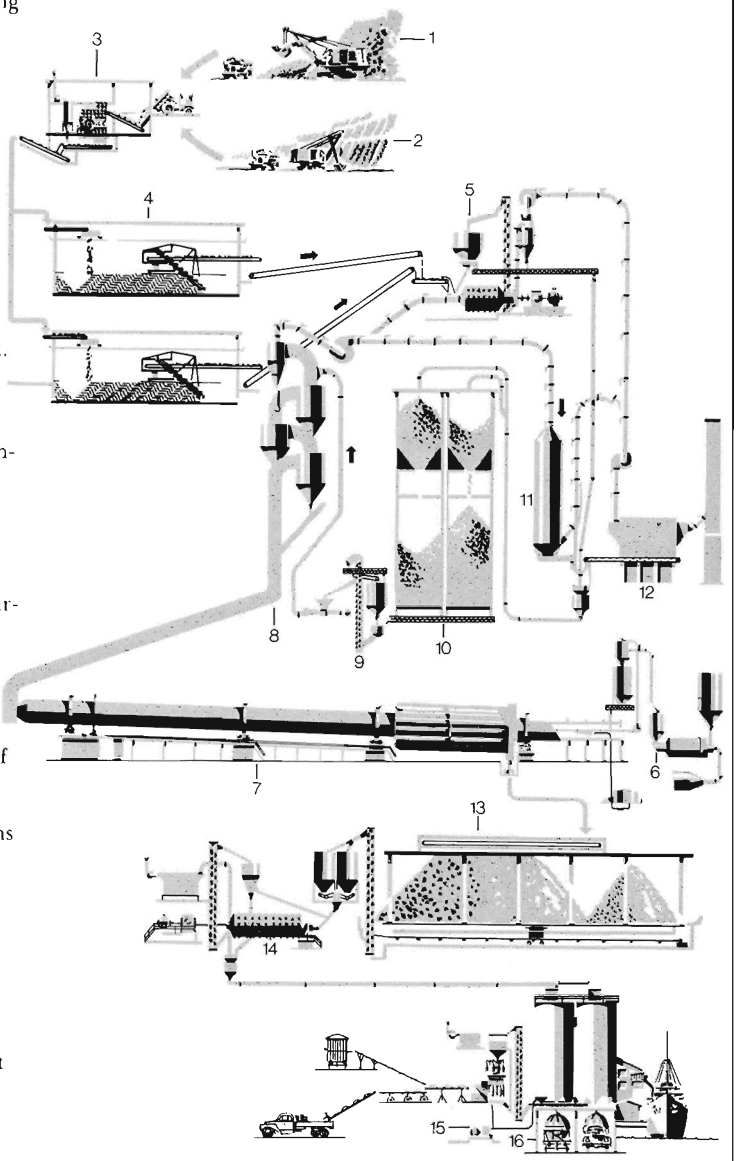


har en hældning på nogle få grader i forhold til vandret. Slammen pumpes til den øverste ende af ovnen, mens brændslet, der normalt er kulstøv eller olie, blæses ind i den nederste ende.

I den øverste ende af ovnen udtørres slammen, så vandindholdet på 30–40% fjernes. Efterhånden som materialet, på grund af ovnens rotation, transporteres ned gennem ovnen, opvarmes det yderligere, hvorved calciumcarbonatet (kalksten eller kridt) afgiver sin kuldioxid (kalcineres). Ved den fortsatte opvarmning af materialet når det op på temperaturer på 1400–1500°C, hvor de vigtigste kemiske reaktioner sker. Ved brændingen, der er en delvis smeltning (sintring), dannes de såkaldte klinkermineraler, hvoraf hovedparten er calciumsilikater. Efter brændingen afkøles materialet, der nu kaldes klinker, i særlige kølere, som er anbragt ved ovnens nederste ende. Klinkerne er runde i formen p.g.a. ovnens rotation.

Ved **tørmetoden,** der er illustreret i figur 4.1–2 og figur 4.1–3, foretages en udtørring af råmaterialerne, samtidig med at de blandes og formales. Til tørringen anvendes overskudsvarme fra ovnens røggasser, efter at disse har passeret ovnsystemet, evt. suppleret med varme fra et hjælpefyr. Det tørrede fine pulver, råmelet, pumpes til en homogeniseringssilo og videre til lagersiloer. Herfra doseres det til ovnsystemet. Dette består af en cyklonforvarmer og en kort roterovn. Råmelet fødes til cyklonforvarmeren, der består af 1, 2, 4 eller 5 cyklontrin anbragt over hinanden i et tårn. Råmelet fødes til foroven i forvarmeren, og de meget varme røggasser fra roterovnens suges op gennem cyklonstrengen fra neden. I cyklonerne mødes derfor røggasserne og råmelet, og en meget effektiv varmeudveksling finder sted, hvorved råmelet opvarmes til kalcineringstemperatur. Faktisk er det som regel delvist kalcineret, før det efter udskilning i nederste cyklon føres ind i roterovnen, hvor det færdigkalcineres og

Figur 4.1–3. Principskitse af cementfremstilling efter tørmetoden.



1. Lerbrud.
2. Kalkbrud.
3. Knuseri for råmaterialer.
4. Forhomogeniseringslager for henholdsvis ler og kalk.
5. Råmølleri.
6. Kulmølleri og brænderstation.
7. Roterovn med køler.
8. 4-trins cyklonforvarmer for råmel.
9. Fødeapparat for råmel.
10. Homogenisering af råmel.
11. Køletårn for ovnens røggasser.
12. Elektrofilter.
13. Klinkerlager.
14. Cementmølleri.
15. Pakkeri for cement leveret i sække.
16. Udlevering af cement.

Tabel 4.1-2.
Typisk sammensætning af portlandcement.

Oxider	Indhold – %		Klinker-mineral	Indhold – %
	Variations-område	Typisk sammensætning		Typisk sammensætning
CaO	60–67	65	C_3S	55
SiO_2	17–25	22	C_2S	20
Al_2O_3	2–8	4	C_3A	7
Fe_2O_3	0–6	3	C_4AF	9
MgO	0,1–4,0	1	$CaSO_4$	3
SO_3	1–4	2,5	Fri CaO	1
Alkalioxider	0,2–1,5	0,8		

brændes til klinker. Tørovnen er energibesparende i forhold til vådovnen, da der ikke skal fordampes store vandmængder. Man regner således med, at der til fremstilling af 1 kg cement efter vådmetoden anvendes en energimængde på ca. 6.000 kJ, medens der ved tørmetoden kun anvendes ca. 3.500 kJ.

De ved enten våd- eller tørmetoden fremstillede klinker formales i *cementmøller* til portlandcement under tilsætning af nogle få procent gips samt eventuelt små mængder (de fleste landes standarder tillader op til 5%) af ikke skadelige, uorganiske materialer. Sådanne materialer kan f.eks. være flyveaske, mikrosilica, fintformalede naturlige bjergarter (såsom kalksten og granit), højovnsslagge, tørret ovnslam og råmel til cementfremstillingen, returstøv fra cementovnene, mv. En nærmere beskrivelse af nogle af disse materialer findes senere i dette afsnit under overskriften »Mineralske tilsætninger«.

Kemisk sammensætning

Portlandcement reagerer med vand under dannelse af bl.a. forskellige calciumsilikathydrater (se nærmere herom i kapitel 5). En blanding af cement og vand – cementpasta – får derved bindemiddelegenskaber. Disse egenskaber er nøje knyttet til cementens kemiske sammensætning, der behandles nærmere i det følgende.

Bortset fra eventuelle tilsætninger ligger den kemiske sammensætning af portlandcement, som det fremgår af tabel 4.1-2, inden for et forholdsvis snævert variationsområde. Men selv inden for dette område kan variationer føre til temmelig store udsving i klinkermineralsammensætningen – et forhold, der udnyttes ved fremstilling af portlandcementer med specielle brugsegenskaber.

Tabel 4.1-3.
Bogstavsymboler for portlandcements oxider og klinkermineraler.

Oxider	*Symbol*
Calciumoxid – CaO	C
Siliciumoxid – SiO_2	S
Aluminiumoxid – Al_2O_3	A
Jernoxid – Fe_2O_3	F
Svovltrioxid – SO_3	$\bar{S}$
De vigtigste klinkermineraler	*Symbol*
Tricalciumsilikat – $3CaO \cdot SiO_2$	C_3S
Dicalciumsilikat – $2CaO \cdot SiO_2$	C_2S
Tricalciumaluminat – $3CaO \cdot Al_2O_3$	C_3A
Tetracalciumaluminatferrit – $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$	C_4AF

Under fremstillingen styres cementens sammensætning ud fra nogle nøgleværdier, beregnet på grundlag af måling af indholdet af navnlig siliciumoxid (SiO_2), calciumoxid (CaO), aluminiumoxid (Al_2O_3) og jernoxid (Fe_2O_3). I den færdige cement indgår disse oxider i visse karakteristiske forbindelser, de såkaldte klinkermineraler. I overensstemmelse med almindelig cementkemisk terminologi anvendes her og i det følgende de i tabel 4.1-3 anførte bogstavsymboler for cementens oxider og klinkermineraler.

De forannævnte nøgleværdier til styring af cementens sammensætning er ***kalkmætningsgraden (KM)***, der beregnes som $(CaO - 0{,}7\ SO_3)/(2{,}80\ SiO_2 + 1{,}18\ Al_2O_3 + 0{,}65\ Fe_2O_3)$, ***silikatmodulet (SiM)***, der beregnes som $SiO_2/(Al_2O_3 + Fe_2O_3)$, samt ***jernmodulet (FeM)***, der beregnes som Al_2O_3/Fe_2O_3, idet man indsætter materialemængderne (CaO, SiO_2, osv.) i procent. For portlandcement vil kalkmætningsgraden normalt ligge i området 0,80 til 1,00. Silikatmodulet og jernmodulet kan også falde inden for vide grænser. Typiske værdier for en almindelig grå portlandcement kan være henholdsvis 2,6 og 1,5. For hvid portlandcement kan disse værdier hos nogle producenter være væsentligt større, f.eks. henholdsvis 10,0 og 6,0. Sulfatbestandig cement er karakteriseret ved et ret lavt jernmodul, f.eks. mindre end 1,0.

Indholdet af klinkermineraler i en foreliggende klinker- eller cementprøve kan bestemmes ved mikroskopi eller røntgendiffraktometri. Til rutinemæssige, daglige bestemmelser er disse metoder dog endnu for omstændelige. I stedet foretages en formel beregning af klinkersammensætningen på basis af resultaterne af en kemisk analyse af sammensætningen. Ved denne analyse bestemmes

som regel desuden indholdet af en række sekundære komponenter, hvoraf de vigtigste, der kan have en vis indflydelse på cementens brugsegenskaber, er følgende:

Fri kalk	fri CaO
Magnesiumoxid	MgO
Alkalioxider	K_2O og Na_2O
Svovltrioxid	SO_3

Ved beregningen af klinkermineralsammensætningen benyttes nogle formler, der oprindelig er udviklet af amerikaneren R. H. Bogue. Efter denne betegnes metoden *Bogues metode.* Formlerne er anført i tabel 4.1–4. En typisk klinkermineralsammensætning for almindelig portlandcement er anført i tabel 4.1–2.

$C_3S = 4{,}07\ C - (7{,}60\ S + 6{,}72\ A + 1{,}43\ F + 2{,}85\ \bar{S} + 4{,}07\ \text{fri C})$
$C_2S = 2{,}87\ S - 0{,}754\ C_3S$
$C_3A = 2{,}65\ A - 1{,}69\ F$
$C_4AF = 3{,}04\ F$
$C\bar{S} = 1{,}70\ \bar{S}$

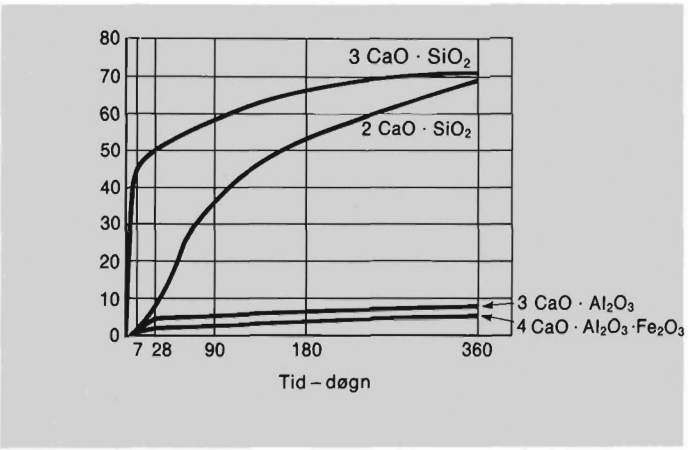
Tabel 4.1-4. Støkiometrisk beregning af klinkersammensætning efter Bogues metode.

I det følgende gennemgås i korte træk de enkelte klinkermineraler samt nogle af cementens sekundære komponenter.

Tricalciumsilikat (C_3S). For C_3S benyttes undertiden også den mineralogiske betegnelse *alit.* Dette er strengt taget ikke korrekt, idet C_3S er den rene krystal, medens alit er den i cement forekommende tricalciumsilikatkrystal med indbyggede fremmedatomer i krystalgitteret. C_3S er hovedkomponenten i portlandcement. I moderne portlandcementer er indholdet oftest over 50%.

Ved tilsætning af vand reagerer C_3S under dannelse af calciumsilikathydrater og calciumhydroxid. Denne reaktion, hvor et klinkermineral reagerer med vand og danner hydrater, benævnes hydratisering. Der opstår en calciumsilikathydratgel, der er den vigtigste styrkegivende komponent i hærdnet cementpasta.

C_3S er af væsentlig betydning for cementpastaens styrkeudvikling, specielt i den tidlige fase. Dette skyldes, at C_3S sammenlignet med C_2S reagerer hurtigt. Hydratiseringsforløbet for C_3S er i nogen grad afhængigt af tilstedeværelsen af cementens øvrige komponenter. Det viser sig således, at både C_3A og gips fremmer hydratiseringen af C_3S. Også de sekundære komponenter (f.eks. alkaliforbindelser) påvirker hydratiseringsforløbet.



Figur 4.1–4. Styrkeudviklingen for hærdnende klinkermineraler. Fra [1].

For C_3S gælder det ved fuld hydratisering, at ca. 25 vægtprocent vand bindes kemisk i de dannede hydrater. Hydratiseringsprodukterne er bestandige over for sulfationer.

Reaktionen mellem C_3S og vand ledsages af en varmeudvikling på ca. 500 kJ/kg omsat C_3S. Denne varmemængde er – set i relation til de øvrige klinkermineralers hydratiseringsvarme – moderat.

Dicalciumsilikat (C_2S). For dette klinkermineral benyttes også den mineralogiske betegnelse *belit*. Om berettigelsen heraf, se ovenfor under omtalen af C_3S. C_2S-indholdet i portlandcement kan f.eks. være af størrelsesordenen 20%. Ligesom C_3S danner C_2S calciumsilikathydrater og calciumhydroxid ved hydratiseringen, men i et andet indbyrdes mængdeforhold. C_2S reagerer betydeligt langsommere end C_3S, hvorfor C_2S først får betydning for de sene styrker. Figur 4.1–4 illustrerer de enkelte klinkermineralers reaktionsforløb, udtrykt ved de hærdnende mineralers styrkeudvikling.

Vandforbruget ved hydratisering af C_2S er af samme størrelsesorden som for C_3S, idet der til fuld hydratisering medgår ca. 21 vægtprocent kemisk bundet vand.

Ved fuldstændig hydratisering af C_2S udvikles der en varmemængde på ca. 260 kJ/kg. Karakteristisk for klinkermaterialet C_2S er således en langsom reaktion og en lav varmeudvikling.

De dannede hydratiseringsprodukter er bestandige over for sulfationer.

Tricalciumaluminat (C_3A). Indholdet af klinkermineralet C_3A i portlandcement ligger som regel under 15%. Ren C_3A reagerer meget hurtigt med vand. Blandingen størkner (binder af) i løbet af få minutter. For at undgå så hurtig afbinding i portlandcement indmaler man nogle få procent rågips ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) i cementen. Gipsen forsinker C_3A's reaktion med vand, formentlig derved at der hurtigt efter vandtilsætningen udfældes et calciumsulfoaluminat-hydrat ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) med den mineralogiske betegnelse *ettringit* på C_3A-kornenes overflade, hvorved den videre hydratisering af C_3A hæmmes i nogen tid.

C_3A bidrager til hurtig styrkeudvikling, men kun i begrænset omfang til cementens senere styrkeudvikling.

C_3A's reaktionsprodukter har et højt indhold af hydratvand. Ved hydratiseringen af C_3A bindes således 40–210 vægtprocent vand afhængigt af, hvilke reaktionsprodukter der dannes. Vandforbruget ved C_3A's hydratisering er altså væsentligt højere end for C_3S og C_2S.

Varmeudviklingen ved hydratisering af C_3A er betydelig – ca. 870 kJ/kg ved fuldstændig hydratisering.

Hvis betonen udsættes for sulfater, kan der ske ekspansive reaktioner mellem disse og C_3A eller dettes metastabile reaktionsprodukter. Indholdet af C_3A har derfor afgørende betydning for cementpastaens bestandighed over for sulfatangreb. Man kan fremstille sulfatbestandig cement ved at sørge for, at cementen får et lavt C_3A-indhold. Er indholdet af C_3A mindre end 5% i portlandcement, kan cementen normalt anses for at være sulfatbestandig.

Tetracalciumaluminatferrit (C_4AF). Under denne betegnelse regnes en gruppe af calciumaluminatferritter med en gennemsnitlig sammensætning omtrent som C_4AF. Mængden af denne gruppe af klinkermineraler i portlandcement vil som regel være mindre end 15%, oftest af størrelsesordenen 5–10%. Sammenholdt med de tidligere beskrevne klinkermineraler C_3S, C_2S og C_3A bidrager C_4AF kun i begrænset omfang til cementpastaens styrkeudvikling.

Ved de tidlige reaktioner med vand danner C_4AF ligesom C_3A en række metastabile hydrater, der ved efterfølgende reaktioner i et vist omfang omdannes til et stabilt slutprodukt.

Vandforbruget ved hydratisering er større end silikaternes, men mindre end C_3A's. Det ligger på 37–70 vægtprocent afhængigt af, hvilke reaktionsprodukter der dannes.

C_4AF reagerer dog betydeligt langsommere end C_3A, og hydratiseringsvarmen er moderat lav, ca. 420 kJ/kg.

C_4AF og dets reaktionsprodukter er mere bestandige over for sulfatangreb end C_3A, men er dog knap så modstandsdygtige som C_3S og C_2S og deres reaktionsprodukter.

Gips ($C\bar{S}H_2$). Ved formaling af cementklinker tilsættes 2–5% calciumsulfat, f.eks. i form af rågips ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$). Gipsen har især betydning som regulator af cementens afbindingsreaktioner, specielt den hurtige reaktion mellem C_3A og vand, således som beskrevet under afsnittet om C_3A.

Under cementklinkernes formaling i cementmøllen sker der en temperaturstigning, typisk til omkring 100–115°C. Ved for høje temperaturer, der f.eks. kan forekomme, hvis klinkernes egen temperatur er høj ved formalingens begyndelse, vil den tilsatte gips i større eller mindre omfang kunne blive afvandet til halvhydratet $CaSO_4 \cdot {}^1/_2H_2O$, enten i møllen eller under den efterfølgende oplagring af cementen i silo. Denne afvanding har ingen indflydelse på gipsens normale afbindingsregulerende effekt, men kan undertiden resultere i en tilsyneladende hurtig afbinding, såkaldt *falsk afbinding*. Man mener, at fænomenet skyldes, at den afvandede gips opløses hurtigt og derefter udfældes som nåleformet gips, hvorved betonblandingen stivner. Man benytter betegnelsen »falsk«, fordi den opståede stivhed normalt kan ophæves ved genblanding. Derefter forløber afbindingen normalt.

I cementindustrien søger man at undgå fænomenet, dels ved at sørge for en passende afkøling af cementklinkerne og af cementen, dels ved at foretage en vis indsprøjtning af vand i cementmøllerne. Det indsprøjtede vand fordamper hurtigt og medfører ingen styrkereduktion hos cementen.

Fri kalk. Ved kalcineringen af kalksten (f.eks. kridt) i cementovnen omdannes dette til det basiske calciumoxid. Hovedparten heraf bindes af de sure oxider SiO_2, Al_2O_3 og Fe_2O_3 i klinkermineralerne. Den del, der ikke bindes, benævnes »fri kalk« (fri CaO).

Den fri CaO reagerer med vand under dannelse af calciumhydroxid:

$$CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2$$

Reaktionen kan give anledning til ekspansion under cementens hydratisering. Erfaringerne viser dog, at indholdet af fri CaO skal være højt og kornene forholdsvis store, før ekspansionen kan få skadelige virkninger. Typisk ligger indholdet af fri kalk under 2–3%, oftest omkring 1%.

Magnesiumoxid. Selv om magnesiumoxid (MgO) kemisk set er nært beslægtet med CaO, bindes det dog ved klinkerdannelsen ikke i nært samme omfang som dette af de sure oxider. Kun op til ca. 2% bindes i klinkermineralerne.

Overskydende MgO vil efter brændingen hovedsagelig findes som krystallinsk MgO *(periklas).*

Periklas reagerer langsomt med vand under dannelse af magnesiumhydroxid:

$$MgO + H_2O \rightarrow Mg(OH)_2$$

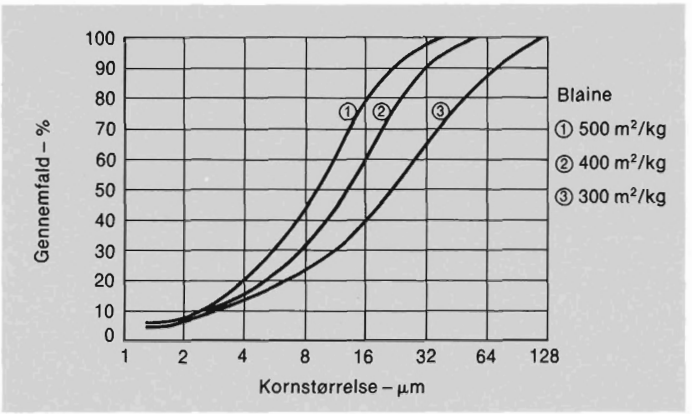
Ligesom reaktionen mellem CaO og vand kan reaktionen mellem MgO og vand give anledning til ekspansion. Indeholder cement større mængder MgO (> 5 vægtprocent), kan ekspansionen give anledning til revnedannelser i betonen, og da reaktionshastigheden som nævnt er meget lav, kan der gå flere år, før sådanne skader evt. indtræffer. Volumenekspansioner som følge af MgO's hydratisering registreres på grund af reaktionens træghed ikke altid ved de i praksis almindeligt anvendte volumenstabilitetsprøvninger. Man fastsætter derfor i cementnormerne som supplerende krav en maksimalgrænse for cements indhold af MgO. Grænserne varierer fra land til land, i USA f.eks. er den 5%, i Danmark 3%.

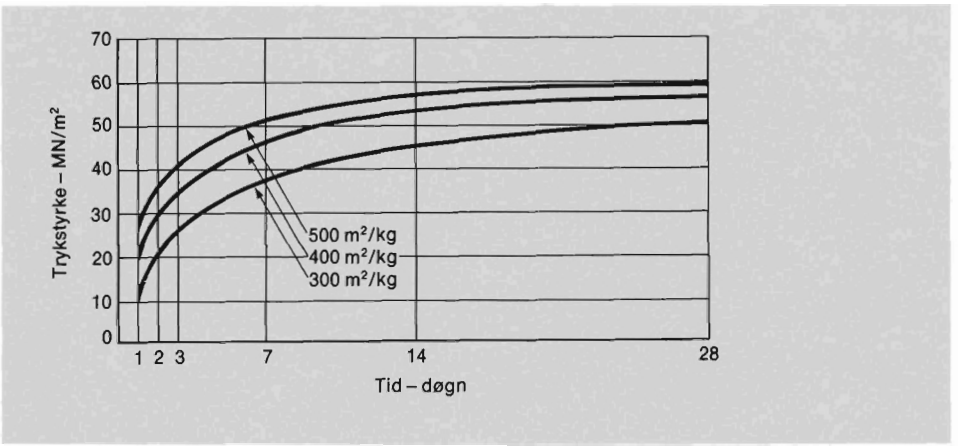
Alkaliforbindelser. Portlandcement indeholder som regel små mængder alkalimetalforbindelser, fortrinsvis natrium- og kaliumforbindelser, stammende fra råmaterialerne. De findes dels indbygget i klinkermineralerne, hvor de erstatter (substituerer) CaO, dels som letopløselige alkalisulfater. Ved angivelse af en cements kemiske sammensætning anføres alkaliforbindelserne som natriumoxid (Na_2O) og kaliumoxid (K_2O). Ofte opgives en cements samlede alkaliindhold som Na_2O-ækvivalenter, dvs. K_2O-indholdet omregnet til den ækvivalente mængde Na_2O og adderet til Na_2O-mængden efter formlen:

$$\%\ \text{ækvivalent}\ Na_2O = 0{,}658 \cdot (\%K_2O) + (\%Na_2O)$$

Indholdet af alkaliforbindelser i en cement afhænger som nævnt af råmaterialernes alkaliindhold. Men også den brændingsteknik, der anvendes ved cementens fremstilling, spiller en betydelig rolle. Ved vådproces-fremstilling uddrives en betydelig del af alkaliforbindelserne under brændingen og opfanges i ovnens elektrofiltre. Hensyn til ovnens foring og varmeøkonomi sætter dog en grænse for, hvor hårdt der kan brændes, og dermed for, hvor stor en del af alkalierne der kan uddrives. Af praktiske og økonomiske grunde vil man også undertiden gerne recirkulere en del af det støv, der indfanges i elektrofiltrene. Typisk ligger alkaliindholdet i cement fremstillet ved vådproces under 1,0–1,2%. Anderledes forholder det sig med cement fremstillet ved den mere økonomiske tørproces. Her vil der ikke ske så kraftig en alkaliuddrivning som ved vådprocessen, og alkaliindholdet i cementen vil ofte komme op på omkring 1,5% eller højere.

Figur 4.1-5. Typiske kornkurver for cement.





Figur 4.1-6. Styrkeudvikling for cementer med forskellig finhed.

Selv om alkaliforbindelserne kun findes i mængder mindre end 1% Na_2O-ækvivalent, har de indflydelse på hydratiseringsforløbet. Et øget alkaliindhold i cement vil give acceleration af den tidlige styrkeudvikling, men et lavere slutstyrkeniveau. Forholdene omkring alkaliforbindelsernes indflydelse på styrkeudviklingen er dog ikke fuldt klarlagte.

Betontilslagsmaterialer, der indeholder visse kiseltyper (såsom opal og kalcedon) eller visse vandholdige silikater (fyllit, zeolit, etc.), vil kunne reagere med cementens alkaliforbindelser under dannelse af alkalikisel-gel. I fugtigt miljø vil denne gel kunne ekspandere og eventuelt give anledning til revnedannelser.

Dette fænomen betegnes *»skadelige alkalikiselreaktioner«*. Cementer, hvis alkaliindhold er under 0,6%, anses normalt at give sikkerhed mod skadelige alkalikiselreaktioner. Se i øvrigt nærmere herom i afsnit 3.5.

Kornstørrelse og finhed

Cementklinker, gips og eventuelle tilsætninger formales til pulverfinhed på særlige *cementmøller*. Malelegemerne er som regel af stål eller stållegeringer og kan have form som kugler eller cylindre. Under formalingen, der enten kan udføres som *ligeløbsformaling*, hvor den færdigformalede cement kommer ud af møllen efter et enkelt gennemløb, eller som *omløbsformaling*, hvor de groveste partikler i første omgang frasorteres ved vindseparation og derefter recirkuleres i møllen, tilsættes som regel små mængder formalingsfremmende additiver, f.eks. *triethanolamin*.

Cementpulveret kan finhedsmæssigt karakteriseres ved dets kornstørrelsesfordeling (kornkurve) og dets specifikke overflade. Hvad kornkurven angår, vil det for de fleste cementtyper gælde, at mindst 95 vægt-% af cementen vil have kornstørrelser under 0,1 mm, se figur 4.1-5. Omløbsformalet cement vil ifølge sagens natur have en stejlere kornkurve, dvs. have et snævrere kornstørrelsesspektrum, end ligeløbsformalet cement. Hvad den *specifikke overflade* angår, gælder det, at de fleste cementtyper vil ligge i området 200–600 m^2/kg. Metoder til måling af cements kornstørrelsesfordeling og specifikke overflade er beskrevet i afsnit 7.3.

Cementens finhed har betydning for en række af dens anvendelsestekniske egenskaber. Allerede det tørre pulvers egenskaber afhænger af finheden. Mellem de enkelte cementkorn virker der elektrostatiske overfladekræfter, der hæmmer en fri pakning af kornene. Denne effekt får desto større betydning, jo finere cementen er formalet. En cement med stor finhed vil derfor være løsere lejret – og dermed have en mindre densitet – end en grovere cement.

I en blanding af cement og vand, cementpasta, har overfladekræfterne mellem cementpartiklerne ligeledes indflydelse på partiklernes indbyrdes bevægelighed. Også i dette tilfælde vil effekten få større betydning, jo finere cementen er formalet. Vandbehovet for opnåelse af samme konsistens øges derfor med finheden.

Ud over disse fysiske effekter har finheden afgørende indflydelse på cementens reaktionshastighed. Cementens reaktion med vand (hydratiseringen) sker på overfladen af cementkornene og forløber derfor desto hurtigere, desto finere cementen er formalet. Derfor vil også styrkeudviklingen foregå desto hurtigere i cementpasta, mørtel eller beton, jo finere den til fremstilling heraf

anvendte cement er formalet. Dette er illustreret i figur 4.1-6. Forskellen i styrkeniveau som følge af forskelle i finhed er mest udpræget på de tidligste hydratiseringstrin (op til ca. 3 døgn) og vil relativt set mindskes med tiden.

Ved cementens reaktion med vand udvikles der varme. En øget reaktionshastighed som følge af øget cementfinhed vil derfor samtidig medføre en hurtigere varmeudvikling. Se også kapitel 5.

Cementer, der kun adskiller sig ved deres finhed, danner de samme reaktionsprodukter under hydratiseringen. Den hærdnede cementpastas kemiske resistens er derfor for sådanne cementer uafhængig af cementfinheden.

Afbinding

Portlandcements indhold af gips bevirker – som omtalt under afsnittet om gips – at C_3A's hydratisering retarderes. Hvis denne retardering ikke fandt sted, ville blandingen af cement og vand (cementpastaen) størkne (binde af) få minutter efter vandtilsætningen. Dette fænomen, der betegnes *lynafbinding,* og som altså kun kan optræde, såfremt cementen ved en fejltagelse ikke er tilsat gips, er ledsaget af en kraftig varmeudvikling. En lynafbunden cementpasta eller beton kan ikke igen gøres bearbejdelig, og den efterfølgende styrkeudvikling vil i øvrigt få et unormalt forløb.

Gipsen bevirker, at afbindingen forsinkes. Normalt tilstræber man en sådan gipsdosering (stigende med voksende cementfinhed), at begyndende afbinding under normale omstændigheder, dvs. ved stuetemperatur og normalkonsistens, indtræffer efter 1½–3 timers forløb. Variationer i tidspunktet for afbindingens begyndelse beror under disse omstændigheder på variationer i cementens kemiske sammensætning (herunder gipsdoseringen), cementens finhed og cementens lagringsforhold.

Under brugsforhold vil yderligere en række faktorer kunne indvirke på afbindingsforløbet. Her skal især fremhæves betonens og/eller omgivelsernes temperatur (afbindingen indtræffer desto tidligere, desto højere temperaturen er), vand/cement-forholdet (ved lavt v/c-forhold forløber afbindingen lidt hurtigere end ved højt) og brugen af tilsætningsstoffer, der kan forstyrre afbindingsforløbet kraftigt. Disse effekter kan konstateres ved laboratorieforsøg med en standardiseret prøvningsmetodik, jf. afsnit 7.3. Men i praksis må man desuden være opmærksom på, at også betonsammensætningen og de mekaniske påvirkninger, som betonen udsættes for (f.eks. under transport), influerer på, hvor længe betonen er bearbejdelig.

Fænomenet *falsk afbinding* er nærmere behandlet ovenfor under afsnittet om gips.

Volumenbestandighed

Det er vigtigt, at cementpasta, når først afbindingen har fundet sted, ikke ekspanderer væsentligt. Manglende volumenbestandighed kan optræde, hvis cementen indeholder for store mængder af fri kalk (CaO), magnesiumoxid (MgO) og calciumsulfat, f.eks. i form af gips. Virkningen af fri kalk og magnesiumoxid på cementens volumenbestandighed er nærmere beskrevet foran under omtalen af disse komponenter. Hvis cementen indeholder væsentlig mere gips, end det er nødvendigt til retardering af C_3A's afbinding, vil der ligeledes kunne ske en efterfølgende langsom ekspansion af cementpastaen. Derfor indeholder cementnormer og -standarder krav til maksimal ekspansion, bestemt ved hjælp af forskellige standardiserede prøvningsmetoder, se herom i afsnit 7.3, og/eller maksimalt indhold af fri CaO, MgO og SO_3 (ofte benyttet kemisk målestok for indholdet af calciumsulfat).

Styrke

Cements væsentligste brugsegenskab er, at den ved reaktion med vand danner et produkt med betydelig styrke. Derfor indeholder cementnormer og -standarder altid krav til cementens styrke. Cement anvendes hovedsagelig til fremstilling af beton, og det er derfor nærliggende at stille krav til den styrke, som en given cement kan give ved anvendelse til beton. Der er imidlertid flere vanskeligheder forbundet hermed; de væsentligste er, at betonens styrke foruden af cement og blandingsforhold afhænger af det anvendte tilslagsmateriale, samt at prøvelegemer af beton nødvendigvis må være forholdsvis store og derfor er upraktiske, når der skal fremstilles og lagres et stort antal prøvelegemer som led i en produktionskontrol. Derfor har man i næsten alle lande valgt at stille styrkekravene til en mørtel, der fremstilles på basis af den foreliggende cementprøve og i et standardiseret blandingsforhold med et standardiseret sandmateriale. Herved kan man komme ned på acceptable prøvelegemedimensioner, og man har mulighed for at lagre et stort antal prøver samtidig under standardiserede lagringsforhold indtil prøvningstidspunkterne, der ligeledes er standardiserede.

Styrkeprøvningen kan foregå ved direkte trækpåvirkning, ved bøjning eller ved direkte trykpåvirkning. Alle former har været anvendt og anvendes stadig. Hvad der foretrækkes, kan variere fra land til land, men den af ISO anbefalede metodik foretrækkes i flere og flere lande. Metoden er nærmere beskrevet i afsnit 7.3. Kravene til cements normstyrke varierer fra cementtype til cementtype og fra land til land, beroende på lokale produktionsvilkår og traditioner.

Portlandcementtyper

Portlandcement fremtræder som regel som et gråt pulver. Dette grå pulver kan imidlertid gives forskellige specielle egenskaber ved bevidst variering af den kemiske sammensætning og ved andre justeringer i fremstillingsprocessen. De produkttyper, der udbydes til salg, varierer meget fra land til land og fra fabrik til fabrik. Råmaterialetyper, produktionsapparat og tradition er de faktorer, der betinger det lokale sortiment.

Almindelig portlandcement og hurtighærdnende portlandcement

Foruden en almindelig portlandcement har de fleste fabrikker en hurtighærdnende portlandcement, dvs. en cement med høj tidlig styrke, på programmet. En sådan cement fremstilles normalt ved en mere vidtdreven formaling af cementklinkerne end ved fremstilling af den almindelige portlandcement, der som regel har en finhed svarende til 250–300 m^2/kg Blaine. Den hurtighærdnende portlandcement derimod vil typisk have finheder svarende til 350–450 m^2/kg Blaine eller evt. endnu højere, hvis særlig høj tidlig styrke ønskes. En cementfinhed svarende til ca. 600 m^2/kg Blaine anses i almindelighed for at være den største, der kan nås med fordel. I nogle lande tillades, at cementfabrikanten imaler små mængder (op til 2%) calciumchlorid i cementen for yderligere at øge den tidlige styrke. Dette er ikke tilladt i Danmark.

Sulfatbestandig portlandcement

De reaktionsprodukter, der dannes ved klinkermineralet C_3A's reaktion med vand, er ikke bestandige i sulfatholdige opløsninger. Sulfatbestandig portlandcement er derfor cement, hvor indholdet af C_3A er begrænset. I praksis har det vist sig, at når C_3A-indholdet er under 5%, vil beton fremstillet med en sådan cement være bestandig over for en moderat sulfatpåvirkning. I USA foreskriver normerne desuden, at en cement for at kunne betegnes sulfatbestandig skal opfylde kravet, at mængden af C_4AF plus 2 gange mængden af C_3A skal være mindre end 20%. Andre sulfatbestandige cementer er bl.a. visse puzzolan- og slaggecementer samt aluminatcement, der er nærmere omtalt senere i dette afsnit. Spørgsmålet om sulfatangreb og sulfatbestandighed er i øvrigt mere detaljeret behandlet i afsnit 3.5.

Lavalkali-portlandcement

Til brug i områder, hvor de lokale tilslagsmaterialer indeholder alkalireaktive bestanddele, kan man fremstille lavalkali-portlandcement. En sådan cement skal

ifølge amerikanske normer (ASTM) have et alkaliindhold, beregnet som ækvivalent natriumoxid, der er mindre end 0,6%, for at give sikkerhed mod skadelige alkalikiselreaktioner. Se også foran under omtalen af cements alkaliforbindelser.

Lavvarme-portlandcement

Ved udførelse af store massive betonkonstruktioner kan den varme, der udvikles ved cementens reaktion med vand, frembyde store praktiske problemer. Hvis der ikke træffes særlige foranstaltninger, kan der udvikles så høje temperaturer, f.eks. op mod 100°C, i det indre af en sådan konstruktion, at temperaturudvidelsen resulterer i revnedannelse. I sådanne tilfælde kan det være hensigtsmæssigt at anvende en *lavvarmecement,* hvorved temperaturstigningen begrænses. Som omtalt foran under de enkelte klinkermineraler er disses bidrag til cementens samlede varmeudvikling ved hydratisering meget forskellig. Størst varmeudvikling har C_3A og C_3S med henholdsvis 870 kJ/kg og 500 kJ/kg, medens der ved hydratisering af C_2S kun udvikles ca. 260 kJ/kg. En portlandcement med lav varmeudvikling bør derfor for det første være ret groft formalet og for det andet indeholde mest muligt C_2S og mindst muligt C_3A og C_3S.

Ifølge de amerikanske normer må en lavvarmecement (ASTM, type IV) højst indeholde 7% C_3A og 35% C_3S, medens C_2S indholdet skal være mindst 40%. De tyske normer (DIN 1164) definerer en lavvarmecement som en cement, hvis varmeudvikling efter 7 døgn højst er 270 Joule pr. gram cement. Lav varmeudvikling og dermed også ret langsom styrkeudvikling kan også opnås ved iblanding af puzzolan eller formalet slagge i cementen. Sådanne cementer behandles senere i dette afsnit.

Hvid portlandcement

Cementpulverets normale grå farve skyldes indholdet af jernforbindelser (i klinkermineralet C_4AF) og forskellige andre urenheder, der forekommer i små mængder i cementen. Ved anvendelse af jernfri råmaterialer, ved anvendelse af en særlig brændingsteknik, samt ved i det hele taget at sørge for mindst mulig forurening med jern samt chrom- og manganforbindelser under hele fremstillingsprocessen kan man fremstille en helt hvid portlandcement. De råmaterialer, der anvendes, kan f.eks. være rene, udsøgte kalksten, formalet kvartssand og kaolin. Hvid portlandcement vil typisk have ret høje slutstyrker, fordi indholdet af de mest styrkegivende klinkermineraler, C_3S og C_2S, vil være relativt højt. Ofte vil endvidere alkaliindholdet være lavt på grund af et lavt alkaliindhold i de anvendte råmaterialer.

Farvet cement

Farvet cement fremstilles ved *pigmentering* af almindelig grå portlandcement eller hvid portlandcement. Til mørke farver kan anvendes grå cement, til lyse og stærke farver bør anvendes hvid cement som basis. Der tilsættes som regel mellem 2% og 10%*) pigment, afhængigt af pigmenttype og den ønskede farveintensitet.

De anvendte pigmenter skal være cement- og lysægte. Kravet til lysægthed kan være vanskeligt at opfylde med blå farver, der næsten uundgåeligt vil falme.

Det er fortrinsvis metaloxider, især jernoxider, der kan anvendes. Farver på tjærebasis – de såkaldte anilinfarver – kan ikke anvendes. I tabel 4.1-5 er angivet en oversigt over anvendelige pigmenter.

Brune:	**Sorte:**	**Røde:**
Jernoxidbrun	Jernoxidsort	Jernoxidrød
Brun okker	Mangandioxidsort	Naturlig jernrød
Rå umbra		Rød okker
Brændt umbra		Persisk rød
		Cementægte ultramarinrød
Blå:	**Gule:**	**Grønne:**
Manganblå	Jernoxidgul	Cromoxidgrøn
Cementægte ultramarinblå	Naturlig okker	Cromoxidhydratgrøn
	Neapel gul	Cementægte ultramaringrøn
	Titanoxidgul	

Tabel 4.1–5. Oversigt over cement- og lysægte pigmenter.

Olieboringscement

Ved olieboring anvendes en særlig olieboringscement (eng.: *oil-well cement)* til udfyldning af hulrummet mellem borerøret og borehullets vægge samt til indpresning i porøse lag for at forhindre vand og gas i at strømme til de olieførende lag. Olieboring kan finde sted i så store dybder som 5–6000 m eller mere. I sådanne dybder hersker der ofte ret høje temperaturer, f.eks. op til omkring 200°C, samt høje tryk. Under disse forhold ville normale portlandcementer afbinde og hærdne, inden de var blevet pumpet på plads. Olieboringscement blandes med 40–50% vand og danner derved en pasta eller slam, der bringes på plads ved pumpning. Heraf følger kravene til en olieboringscement: Den skal blandet med vand være pumpelig i op til 3 timer efter vandtilsætnin-

*) Hvis pigmenttilsætningen overstiger 5% falder cementen udenfor de fleste landes standarder og definitioner for portlandcement.

gen, selv når den udsættes for tryk på op til omkring 150 MPa og temperaturer på op til ca. 150°C.

Disse krav kan imødekommes med portlandcement som basis på to forskellige måder: Ved afpasning af cementens kemiske sammensætning, således at C_3A-indholdet bliver næsten nul, og afbindingstiden, dvs. tiden indtil begyndende størkning, dermed forholdsvis lang, eller ved tilsætning af retarderingsstoffer, eventuelt til dels i stedet for gips, til selve cementen eller til den udrørte cement-vand-blanding.

De egenskaber, der stilles krav til, og som kontrolleres på olieboringscement, er – foruden den kemiske sammensætning – navnlig den såkaldte *tykningstid* (eng.: thickening time), der er den tid, der går, indtil den udrørte cement-vand-blanding ved relevant prøvningstemperatur og -tryk bliver for tyk eller viskøs til at kunne pumpes, eventuelt kontrolleres også den friske cement-vand-blandings vandudskillelse. Evnen til at fastholde blandevandet kan forbedres ved hjælp af forskellige tilsætningsstoffer, såsom ler, blandinger af soyabønne-protein og natriumhydroxid, samt methylcellulose.

Andre tilsætningsstoffer bruges også undertiden, herunder for eksempel jernfilspåner eller baryt for at forøge blandingens vægt, hvilket kan være hensigtsmæssigt ved boring på store dybder.

Internationalt anerkendte krav til olieboringscement er indeholdt i en standard udgivet af American Petroleum Institute (API Spec. 10A). I denne standard er olieboringscementer opdelt i forskellige klasser (Class A, B osv.), der er kendetegnet ved forskellige egenskaber med hensyn til kemisk sammensætning, til styrken under forskellige temperaturforhold og tykningstiden under forskellige temperatur- og trykforhold. De tilhørende specielle prøvningsmetoder er beskrevet i API RP 10B.

Ekspanderende cement

En anvendelsesteknisk ulempe ved portlandcementbundne produkter er, at de svinder (omkring 0,03–0,05% lineært) ved udtørring i almindelig luft. Der har derfor naturligt nok været gjort forskellige forsøg på at fremstille cementtyper, der ekspanderer netop så meget under hærdningen, at udtørringssvindet ophæves. Sådan cement betegnes også *svindkompenseret cement,* men typer der ekspanderer derudover har også været søgt fremstillet. Man kan anvende sådanne typer cement, hvor udtørringssvindet er særligt generende, såsom til vej- og gulvbelægninger, til reparationsarbejder, til understøbning af konstruktionsdele, hvor sætninger ikke kan tolereres, m.v. Der er imidlertid problemer med at få udtørringssvind og ekspansion til at foregå samtidig. Udnyttelse af

ekspansioner til at opnå en »automatisk« forspænding af armeringsstål har også været søgt anvendt, dog ikke med større held.

Ekspanderende cement fremstilles ved tilsætning af et ekspanderende stof til portlandcement. Dette stof kan være fremstillet på forskellig måde, men det er således sammensat, at det ved tilsætning af vand reagerer under dannelse af calciumsulfoaluminat ($C_3A{\cdot}3CaSO_4{\cdot}32H_2O$ = ettringit), der fylder væsentligt mere end udgangsstofferne og derfor resulterer i en ekspansion.

Modificerede portlandcementer

Ved modificerede portlandcementer forstås cementtyper, hvori mindst ca. 10% og højst ca. 35% af cementen udgøres af mere eller mindre reaktive, uorganiske substitutionsmaterialer, medens resten er portlandcement (uden tilsætning) som beskrevet i foregående afsnit.

Sådanne cementer fremstilles enten ved samformaling af portlandklinker plus gips og de aktuelle substitutionsmaterialer eller ved separat formaling og efterfølgende sammenblanding.

De anvendte substitutionsmaterialer kan være helt inaktive, såsom kalksten, sandsten og granit, men er normalt reaktive i vandigt eller alkalisk miljø, såsom naturlige puzzolaner, flyveaske, mikrosilica og højovnsslagge. En nærmere omtale af nogle af disse materialer findes senere i dette afsnit under overskriften »Mineralske tilsætninger«.

Portlandflyveaskecement

Portlandflyveaskecement er cement, hvor substitutionsmaterialet hovedsagelig består af flyveaske. Indholdet af flyveaske vil ofte ligge i området 20–30%.

Cementer af denne type fremstilles i stadig flere lande, bl.a. også de skandinaviske, på grund af stærkt stigende produktion af flyveaske, der er en følge af elektricitetsværkernes stigende anvendelse af kul som brændsel i stedet for olie.

For cementer, hvori substitutionsmaterialet består af naturlig puzzolan, flyveaske eller en blanding af disse materialer, benyttes også fællesbetegnelsen portlandpuzzolancement.

Portlandslaggecement

I denne cementtype består substitutionsmaterialet hovedsagelig af højovnsslagge.

Portlandslaggecement fremstilles bl.a. i Vesttyskland *(Eisenportlandzement)* og Frankrig *(Ciment de fer)*.

Blandingscementer

Blandingscement er her defineret som enhver cementtype, der består af portlandcement samt ét eller flere andre materialer, og hvori disse andre materialer udgør over 35 vægtprocent af blandingsproduktet. Fremstillingen sker oftest ved, at portlandklinker og indblandingsmaterialer formales sammen til cementpulver, men kan også foregå ved, at klinker og indblandingsmaterialer formales hver for sig og derefter sammenblandes.

I det følgende gennemgås de vigtigste af de typer blandingscementer, der fremstilles og anvendes rundt om i verden.

Slaggecement

Slaggecement fremstilles ved samformaling af portlandklinker og granuleret højovnsslagge. Slaggecements indhold af slagge ligger inden for vide grænser, fra ca. 35 til ca. 85 vægtprocent, afhængigt af lokale traditioner og normer. Slaggecement med mindre indhold af slagge, er omtalt foran som portlandslaggecement. Slaggecementer med et stort slaggeindhold fremstilles og sælges f.eks. i England og USA under betegnelsen *Portland blast-furnace cement* (maks. 65% slagge), i Frankrig som *Ciment de haut fourneau* (maks. 75% slagge) og i Vesttyskland som *Hochofenzement* (maks. 85% slagge).

Grundlaget for slaggecementproduktion er, at man har adgang til tilstrækkelige mængder af slagge af tilstrækkelig god kvalitet og til en pris, der er lavere end prisen for portlandklinker. Hvis økonomien skal være i orden, er der ikke basis for nogen længere transport af højovnsslaggen, og slaggecementproduktion finder derfor fortrinsvis sted på fabrikker, der ligger i tilknytning til eller i nærheden af stålværker.

Slaggecement har nogenlunde samme egenskaber som ren portlandcement og anvendes derfor også til nogenlunde samme formål.

Styrkeudviklingen – og derved varmeudviklingen – vil dog ved normale temperaturer være noget langsommere end hos portlandcement, afhængig af slaggeindholdet. Dette gør slaggecementen særlig egnet til massive betonkonstruktioner og til andre konstruktioner, hvor varmeudvidelsesspændinger er kritiske. Ved støbning i koldt vejr må man dog være opmærksom på, at styrkeudviklingen er væsentlig langsommere end portlandcements.

Slaggecement har bedre bestandighed over for sulfater og svage syreopløsninger end portlandcement. Denne egenskab, der skyldes andre hydratiseringsprodukter og et lavere indhold af calciumhydroxid i den hærdnede

cementpasta, er desto mere udpræget, jo højere slaggeindholdet er. Af den årsag har slaggecement fundet en vis anvendelse til havvandskonstruktioner.

Volumenbestandigheden er stort set som for portlandcement. Hvis slaggecement imidlertid formales meget fint, for at styrkeudviklingen kan svare til portlandcements, kan der dog være en tendens til et større udtørringssvind.

Supersulfatcement

Denne cementtype omtales her, fordi den fremstilles på basis af højovnsslagge, men den hører på grund af sit ringe indhold af portlandcement strengt taget ikke til den i dette afsnit behandlede gruppe af cementer.

Supersulfatcement (eng.: *Supersulphated cement;* fr.: *Ciment sursulfaté;* ty.: *Sulfathüttenzement)* fremstilles ved formaling af en blanding af 80–85% granuleret slagge, 10–15% calciumsulfat (i form af dødbrændt gips eller anhydrit) samt 1–7% portlandklinker eller kalk. Den formales som regel til ret stor finhed, f.eks. til en specifik overflade på omkring 500 m^2/kg.

Det, der adskiller supersulfatcement fra portlandcement, er i øvrigt navnlig følgende: styrkeudviklingen er langsom de første par døgn, derefter på niveau med portlandcement; hærdningshastigheden stiger med stigende temperatur op til 35–40°C, derefter falder den; varmeudviklingen er lav; bestandigheden over for sulfater, svage syrer og olier er god.

Det er navnlig supersulfatcementens holdbarhedsegenskaber, der har betinget dens anvendelse i praksis, f.eks. til konstruktioner, der placeres i aggressiv jordbund. På grund af den langsomme styrkeudvikling i de første døgn er det særlig vigtigt, at hærdebetingelserne tilrettelægges omhyggeligt, specielt at betonen beskyttes mod udtørring i denne periode. Varmehærdning kan være skadelig og må frarådes.

Puzzolancement

Betegnelsen puzzolancement dækker cementer, der består af portlandcement og op til ca. 40% naturlig puzzolan, enten samformalet eller sammenblandet. Naturpuzzolan er nærmere beskrevet i afsnittet »Mineralske tilsætninger«.

Begrundelserne for fremstilling af puzzolancement er dels af økonomisk karakter, idet det kan være fordelagtigt at erstatte en del af cementen med et billigere, let tilgængeligt materiale, dels af teknisk karakter, idet puzzolancement til visse formål kan være teknologisk fordelagtig. I Europa fremstilles puzzolancement fortrinsvis i Italien og Grækenland samt, i mindre omfang, i Vesttyskland *(Trasszement).*

Egenskabsmæssigt adskiller puzzolancement sig fra ren portlandcement på

stort set de samme punkter som slaggecement. Karakteristisk for beton, hvortil puzzolancement er anvendt, er således en langsommere styrke- og dermed varmeudvikling, men langtidsstyrker, der kan være højere end for ren portlandcement, bedre holdbarhed over for sulfatangreb og nedsat risiko for alkalikiselreaktioner. Øvrige egenskaber, bl.a. svind og krybning, er sædvanligvis kun lidt forskellige fra portlandcements.

Murcement

Ved murcement forstås en cementtype, der blandet med sand og vand, frembringer en mørtel, der er egnet til opmurings- og pudsningsformål.

Ren portlandcement er af flere grunde ikke særlig egnet til disse formål: Den friskblandede mørtel udskiller vand, den binder ret hurtigt af, den er stiv og usmidig at arbejde med, den udvikler unødvendig og eventuelt uhensigtsmæssig høj styrke, og den har efter hærdningen ret stort udtørringssvind.

Murcement er udviklet med henblik på at overvinde disse problemer. Den består af en blanding af portlandcement og et finkornet, uorganisk fyldstof, f.eks. kridt, flyveaske mv. Hertil er sat forskellige tilsætningsstoffer med det formål at opnå god vandholdeevne, tilpas langsom afbinding samt et betydeligt luftindhold (15–20%), der bidrager til at smidiggøre mørtelen og sikre frostbestandighed.

Fremstillingen sker som regel ved sammenblanding af formalet portlandcement og fyldstof. Eventuelt foretages en afsluttende ekstra formaling af blandingen. Forholdet mellem portlandcement og fyldstof i murcement er typisk omkring 1:1, hvoraf følger, at styrken af murcementmørtel er væsentlig mindre end styrken af ren cementmørtel.

Andre cementtyper

De i dette afsnit kortfattet beskrevne cementtyper er karakteriseret ved, at de er fremstillet af andre materialer og efter andre principper end portlandcement.

Aluminatcement

Denne cementtype (eng.: *Aluminous cement* eller *High alumina cement;* fr.: *Ciment fondu;* ty.: *Schmelzzement* eller *Tonerdezement)* er den mest udbredte af den her omhandlede gruppe af cementer.

Aluminatcement fremstilles ved brænding til smeltning (ca. 1600°C) af en blanding af kalksten og *bauxit* (et i naturen forekommende mineral bestående

hovedsagelig af aluminiumoxid). Den afkølede smelte formales til cementpulver med specifik overflade på omkring 250–320 m^2/kg. Den kemiske sammensætning afviger stærkt fra portlandcements idet SiO_2-indholdet typisk er 3–10%, Al_2O_3-indholdet 35–45% og CaO-indholdet typisk 35–42%.

Hvor portlandcement, hvad mineralsammensætning angår, hovedsagelig består af calciumsilikater, er aluminatcement karakteriseret ved hovedsagelig at bestå af calciumaluminater, navnlig *monocalciumaluminat* CA ($CaO \cdot Al_2O_3$). Desuden forekommer $C_{12}A_7$ ($12CaO \cdot 7Al_2O_3$) eller CA_2 ($CaO \cdot 2Al_2O_3$) samt mindre mængder af andre mineraler.

Aluminatcements reaktioner med vand (hydratisering), strukturdannelse og styrkeudvikling er nærmere beskrevet i afsnit 5.4.

Det, der karakteriserer beton fremstillet med aluminatcement egenskabsmæssigt i forhold til portlandcement, er navnlig følgende: Styrkeudviklingen, og dermed varmeudviklingen, er væsentlig hurtigere (hovedparten af styrken udvikles inden for de første 24 timer); svind, krybning og temperaturudvidelse er stort set som for portlandcementbeton; bestandigheden over for sulfater er særdeles god, og også syrebestandigheden er bedre, hvilket bl.a. hænger sammen med, at hydratiseret aluminatcement ikke indeholder calciumhydroxid. Den vigtigste egenskab ved aluminatcement og dermed den væsentligste årsag til dens anvendelse er imidlertid, at den i hærdnet tilstand er bestandig over for meget høje temperaturer; anvendes den sammen med temperaturbestandige tilslagsmaterialer, får man beton, der kan holde til en temperaturpåvirkning på op til 1500–1600°C.

Aluminatcement har en uheldig egenskab: Dens hydratiseringsprodukter er ikke stabile, men vil efterhånden omdannes til produkter med lavere styrke. Denne proces er særlig udpræget i fugtig, varm (over 25°C) atmosfære (se i øvrigt nærmere herom i afsnit 5.4). Derfor er det i dag i de fleste lande ikke tilladt at anvende aluminatcement til beton til bærende konstruktioner.

Sorelcement

Denne cementtype kendes også under betegnelserne *magnesitcement* eller *magnesiumoxychloridcement.*

Den fremstilles ved blanding af brændt, pulveriseret magnesit og en koncentreret opløsning af magnesiumchlorid. Det hydratiserede produkt er hårdt og stærkt, men nedbrydes af vand, hvorfor denne cementtype ikke kan betegnes hydraulisk. Cementen anvendes hovedsagelig til fremstilling af fugefri gulve, idet man tilsætter en inaktiv filler og eventuelt et pigment. Overfladen beskyttes mod vand ved imprægnering med voks opløst i terpentin.

Diverse cementer

Ud over de ovenfor beskrevne cementtyper findes der en række andre typer, hvis udbredelse og anvendelse dog er meget begrænset.

Ud over den foran omtalte aluminatcement findes der f.eks. forskellige typer af *ildfast cement,* der oftest er baseret på magnesium- eller aluminiumforbindelser. Såkaldt *syrefast cement* er baseret på organiske polymere (plaster), tjære eller vandglas.

Det skal også nævnes, at man ved fremstilling af cement har prøvet at erstatte kalkkomponenten med materiale, der i stedet består af strontium- eller bariumforbindelser. På tilsvarende måde har man prøvet at erstatte silicium med germanium. Efter brænding får man mineraler, der også har hydrauliske egenskaber. Det er normalt sådanne cementers temperaturbestandighed, der motiverer deres fremstilling og anvendelse, idet de kan anvendes som ildfaste cementer ved temperaturer op til 1600–1800°C.

Mineralske tilsætninger

Ved mineralske tilsætninger (eng.: *mineral additions*) forstås her findelte eller fintformalede uorganiske materialer, som tilsættes cement eller beton med det formål at spare portlandcement og/eller at forbedre nogle af cementens eller betonens egenskaber.

Sådanne materialer kan bestå af nedknuste, fintformalede, ikke reaktive bjergarter og mineraler, såsom granit, kalksten og kvarts. Som tilsætning til cement finder sådanne materialer anvendelse f.eks. i Finland og Frankrig.

Mere udbredt er det at tilsætte materialer, der er reaktive i et vandigt og/eller alkalisk miljø, og som på den måde kan bidrage positivt til nogle af cementens og betonens egenskaber. Eksempler på sådanne materialer er naturpuzzolaner, flyveaske, mikrosilica, *risskalaske* og granuleret højovnsslagge, der omtales nærmere i det følgende.

De reaktive mineralske tilsætninger karakteriseres i øvrigt undertiden ved en *aktivitetsfaktor,* hvorved forstås forholdet mellem det pågældende materiales bidrag til en bestemt betonegenskab i forhold til portlandcements. Som eksempel kan nævnes, at for betontrykstyrken ved 28 døgn har god flyveaske en aktivitetsfaktor på 0,3–0,5, medens mikrosilica har en aktivitetsfaktor på 3–5. Ved andre aldre og for andre egenskaber kan aktivitetsfaktorerne afvige stærkt fra de nævnte talstørrelser.

Puzzolaner

Ved *puzzolan* forstås et kiselmateriale, der ikke i sig selv har bindemiddelegenskaber, men som i findelt form ved normale temperaturer vil reagere med calciumhydroxid og derved danne svært opløselige produkter med bindemiddelegenskaber. Navnet stammer fra en lokalitet nær Vesuv i Italien, hvor en aflejring af vulkanske udbrudsprodukter (tuf) oprindelig blev fundet at have egenskaber som de her beskrevne.

Eksempler på naturlige puzzolaner er *diatoméjord* (moler), *opalholdige skifre* og *flinter, vulkansk aske* og *tuf, santorinjord, trass* og *pimpsten.* Nogle naturlige puzzolaner får forbedret deres puzzolanegenskaber ved calcinering (brænding); det gælder f.eks. moler. Visse materialer, såsom ler og lerskifer, kan få puzzolanegenskaber ved calcinering; således kan knust teglsten anvendes som puzzolan. De fleste naturlige puzzolaner er karakteriseret ved at indeholde enten vulkansk glas, opal, lermineraler, zeolitter eller hydrater af aluminiumoxid eller kombinationer heraf.

Den kemiske sammensætning af puzzolaner varierer inden for vide grænser. Svarende hertil er også puzzolaniteten, dvs. evnen til at reagere med calciumhydroxid og danne bindemiddel, forskellig fra puzzolan til puzzolan. Typiske kemiske sammensætninger for puzzolaner er anført i tabel 4.1-6.

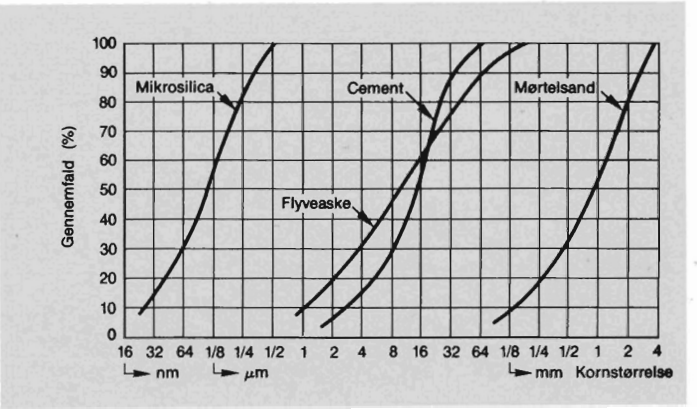
Ved anvendelse som tilsætning til cement skal puzzolaner som regel opfylde visse krav til puzzolanitet.

Flyveaske

Flyveaske er den forbrændingsrest, der opstår ved fyring med fint formalet kul i kraftværker. Asken udskilles og opsamles fra forbrændingsluften ved hjælp af mekaniske eller elektrostatiske udskilningsanlæg. Flyveaske består hovedsagelig af glas i form af kuglerunde småpartikler med samme størrelse som cementkorn. Et eksempel på en kornkurve for flyveaske er vist i figur 4.1-7 og sammenlignet med kornkurver for cement, mørtelsand og mikrosilica.

Flyveaske har puzzolanegenskaber, idet den ligesom naturpuzzolaner reagerer med calciumhydroxid, f.eks. frigivet ved portlandcements hydratisering, under dannelse af calciumsilikathydrat-bindemiddel.

Flyveaske finder derfor udstrakt anvendelse som tilsætning til cement og beton, idet en del af betonens normale indhold af portlandcement erstattes af flyveaske under bevarelse eller forbedring af nogle af betonens egenskaber.Karakteristisk for beton, hvortil flyveaske er tilsat, enten via cementen eller direkte, er således en bedre bearbejdelighed af den friske beton, f.eks.



Figur 4.1-7. Eksempler på kornkurver for mikrosilica, flyveaske, cement og mørtelsand. Kurven for mikrosilica er skitseret alene på baggrund af kendskab til max.- og middelkornstørrelse.

bedre pumpelighed, og en langsommere styrke- og dermed varmeudvikling, men langtidsstyrker, der ofte er højere end for ren portlandcement (se figur 4.1-8), lidt bedre holdbarhed over for sulfatangreb, nedsat risiko for alkalikiselreaktioner, mindre permeabilitet, dvs. større vandtæthed, samt øget modstand mod chloridindtrængning. Flyveaskens indflydelse på betons styrkeegenskaber er også omtalt i afsnit 3.3, se specielt figur 3.3-14.

Øvrige betonegenskaber, bl.a. svind og krybning, påvirkes kun lidt af flyveasketilsætning.

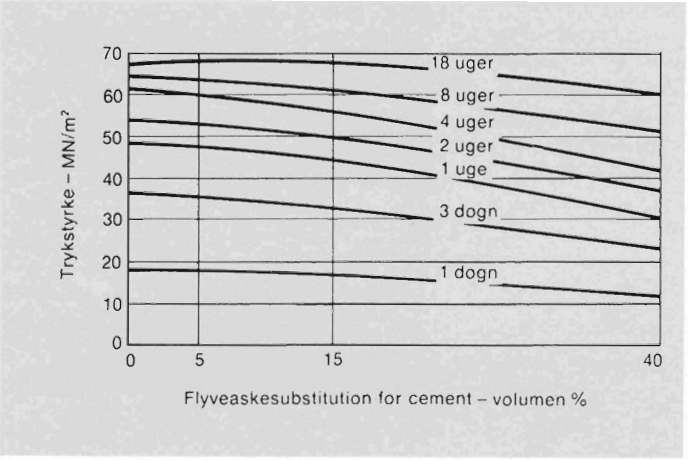
Flyveaskes kemiske sammensætning er anført i tabel 4.1-6.

Glødetabet hos flyveaske skyldes hovedsagelig et større eller mindre indhold af uforbrændt kul. Dette kan medføre visse besværligheder, navnlig i

Tabel 4.1-6. Typisk kemisk sammensætning af naturlige puzzolaner, flyveaske og mikrosilica (stammende fra produktion af siliciummetal).

Bestanddel	**Naturlige puzzolaner Indhold - %**	**Flyveaske Indhold - %**	**Mikrosilica Indhold - %**
SiO_2	50-65	35-55	94-98
Al_2O_3	10-20	20-35	-0
Fe_2O_3	4-6	3-30	0-0,5
CaO	3-6	1-10	0-0,3
MgO	1-2	1-4	0-1
SO_3	0-2	0-3	0-0,3
Na_2O+K_2O	3-10	1-8	0-1
Glødetab	5-10	2-15	1-1,5

Figur 4.1-8. Trykstyrke af mørtel fremstillet med flyveaske. Fra [2].



form af farvevariationer samt vanskeligheder med indblanding af tilstrækkelig luft i betonen, når dette er påkrævet, idet kulstoffet binder en del af det til betonen tilsatte luftindblandingsstof. Såfremt glødetabet er under ca. 5%, byder luftindblanding i beton dog ikke på vanskeligheder, når blot man husker at øge mængden af luftindblandingsstof passende, typisk 3–4 gange sammenlignet med beton uden flyveaske.

Mikrosilica

Mikrosilica fremkommer som et biprodukt ved produktionen af siliciummetal og ferrosilicium i elektriske smelteovne.

I tør tilstand fremtræder mikrosilica som et ekstremt finkornet pulver, bestående af kuglerunde partikler af amorf kisel med en maksimal kornstørrelse på omkring 1 μm. Den specifikke overflade, målt ved den såkaldte BET-metode, ligger mellem 15.000 og 25.000 m^2/kg. Kemisk sammensætning er anført i tabel 4.1-6.

Mikrosilica har udprægede puzzolanegenskaber, jf. beskrivelsen foran, hvortil ved tilsætning til beton kommer en såkaldt mikrofillereffekt, der består i, at mikrosilicapartiklerne – på grund af deres ringe størrelse i forhold til cementkornene – virker tætnende på cementpastabindemidlets struktur.

Mikrosilica anvendes som tilsætning til beton, idet den på grund af de førnævnte egenskaber har en særdeles positiv virkning på nogle af betonens egenskaber. Ved tilsætning af nogle få procent mikrosilica (f.eks. 8–10% i

forhold til cementindholdet) kan man således opnå en kraftig forøgelse af betonens trykstyrke (40–50%), en kraftig forøgelse af vandtætheden og dermed også af frostbestandigheden samt en væsentlig nedsættelse af risikoen for alkalikiselreaktioner.

Af praktiske grunde opbevares, transporteres og tilsættes mikrosilica undertiden i form af en vandig opslemning, hvor forholdet mellem mikrosilica og vand typisk vil være 1:1.

Højovnsslagge

Granuleret højovnsslagge fremkommer ved afskrækning af smeltet slagge, der er et biprodukt ved stålfremstilling. Med hensyn til kemisk sammensætning er slagge nært beslægtet med portlandcement. Hovedbestanddelene er kalk, kiselsyre og aluminiumoxid, idet dog kalkindholdet er lavere end for portlandcement. Slaggens kemiske sammensætning kan variere meget, men typisk vil den indeholde 30–40% SiO_2, 10–20% Al_2O_3 og 30–50% CaO. Derudover kan den indeholde magnesiumoxid, calciumsulfid, manganoxid, jernoxid, metallisk jern samt alkaliforbindelser. Mineralsammensætningen er derimod meget forskellig fra portlandcements. Hovedbestanddelene er glasagtige forbindelser. Det eneste med portlandcement fælles mineral er dicalciumsilikatet C_2S.

Højovnsslagge kan reagere med vand under dannelse af bindemiddel, men reaktionerne forløber så langsomt, at slagge ikke kan komme i betragtning som selvstændig cement. Men ved samtidig tilstedeværelse af calciumhydroxid vil reaktioner svarende til dem, der foregår ved portlandcements hydratisering, komme i gang. Som tidligere beskrevet frigøres store mængder calciumhydroxid ved portlandcements reaktion med vand, hvilket betinger slaggens reaktion i slaggecement.

Litteratur til afsnit 4.1

[1] Bogue, R. H.: »The Chemistry of Portlandcement«. Reinhold, New York, 1955.

[2] Jensen, S. Aa., Nepper-Christensen, P. og Schultz, H.: »Flyveaske og beton«. Beton-Teknik 1/03/78. Aalborg, 1978.

Czernin, W.: »Zementchemie für Bauingenieure«. Bauverlag GmbH, Wiesbaden-Berlin, 1977.

Lea, F.: »The Chemistry of Cement and Concrete«. Edward Arnold Ltd., London, 1970.

Robson, T. D.: »High-alumina Cements and Concretes«. John Wiley & Sons. New York, 1962.

CtO: »Portlandcement«. Beton-Teknik 1/01/78. Aalborg, 1978.

Fulton, F. S.: »Concrete Technology – A Southafrican Handbook«. The Portland Cement Institute. Johannesburg, 1961.

Neville, A. M.: »Properties of Concrete«. Sir Isaac Pitman & Sons Ltd. London, 1975.

Orchard, D. F.: »Concrete Technology, Vol. 1 – Properties of materials«. Applied Science Publishers Ltd. London, 1973.

Blanks, R. F. og Kennedy, H. L.: »The Technology of Cement and Concrete, Vol. I – Concrete Materials«. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1955.

Hansen, P. F. »Hærdeteknologi – 1, Portlandcement«. Aalborg Portland, 1978.

Hjorth, L.:.»Mikrosilica og beton«. Beton-Teknik 1/06/1982. Aalborg, 1982.

4.2 Tilslag

Tilslaget er den billigste af de faste komponenter i betonen, og man vil derfor vælge indholdet heraf så højt, som hensynet til de øvrige krav tillader. I praksis vil dette betyde, at tilslaget typisk udgør ca. tre fjerdedele af det samlede betonrumfang.

I sin egenskab af fyldmateriale påvirker tilslaget ikke alene prisen i gunstig retning, men også svindet, idet tilslaget er mere volumenbestandigt end cementpastaen. Herudover spiller tilslaget en afgørende rolle i nogle af de ødelæggelsesmekanismer, som kemisk eller fysisk kan nedbryde den hærdnede beton. Tilslaget er desuden i høj grad medbestemmende for den friske betons bearbejdelighed.

Hovedparten af de tilslagsmaterialer, der bruges her i landet, udvindes af naturlige grusaflejringer. Hertil kommer i mindre omfang klippeskærver, der fremstilles af fast fjeld ved sprængning og knusning, og som tilvejebringes dels ved produktion på Bornholm, dels ved import. Udover sådanne materialer af geologisk oprindelse benyttes undertiden industrielle affaldsprodukter eller kunstigt fremstillede tilslagsmaterialer, når naturlige materialer ikke lader sig fremskaffe til en rimelig pris, eller når der ønskes en beton med specielle egenskaber.

Uanset tilslagets karakter benyttes inden for dansk betonteknik betegnelsen *sand* for partikler, der ved en normeret sigteproces passerer en standardsigte med maskevidde 4 mm, og *sten* for partikler, der tilbageholdes af en sådan sigte. En blanding af sand og sten betegnes *grus*.

Ordet betongrus har fra gammel tid hævd som navn på en handelsvare bestående af 80–90% sand og 20–10% små sten. Ordet dækker altså ikke betonens samlede indhold af sand og sten, som derfor benævnes betonens

(samlede) tilslag. Ordet tilslagsmateriale bruges om sand, sten eller grus, der anvendes til beton.

Et godt tilslagsmateriale kan kun defineres fyldestgørende som et materiale, hvormed der under de givne forhold kan laves god beton. Ved brug af specielle tilslagsmaterialer er denne lidt intetsigende definition i realiteten det eneste holdepunkt, medens der for tilslagsmaterialer af geologisk oprindelse foreligger viden, der gør det muligt ved undersøgelse af selve tilslagsmaterialet at bedømme dets anvendelighed. De egenskaber, der tillægges betydning i så henseende, kan inddeles i geometriske, fysiske og kemiske karakteristika. Det skal pointeres, at dersom samtlige disse karakteristika er tilfredsstillende, kan materialet også påregnes at være det, hvorimod det omvendte ikke behøver at være tilfældet.

Geometriske karakteristika

Det samlede tilslag i en kubikmeter beton indeholder flere millioner korn, og en nøjagtig beskrivelse af tilslagets geometri er derfor utopisk. Med en for praktiske forhold rimelig tilnærmelse kan tilslagsgeometrien karakteriseres ved

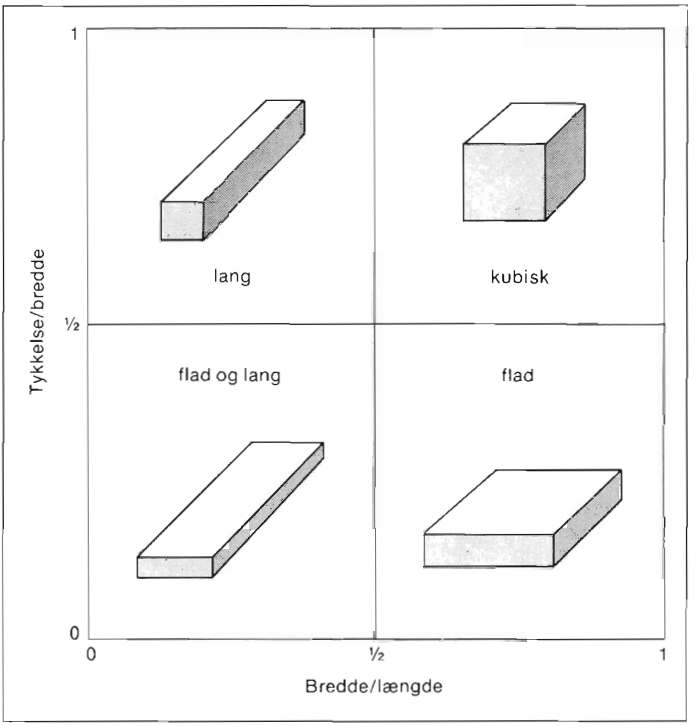
1. kornenes fordeling på forskellige geometriske kategorier inden for nærmere angivne kornstørrelsesfraktioner, ofte blot sand og sten, og
2. kornenes fordeling efter størrelse, uanset udformningen af det enkelte korn.

Kornform. Kantethed. Overfladekarakter

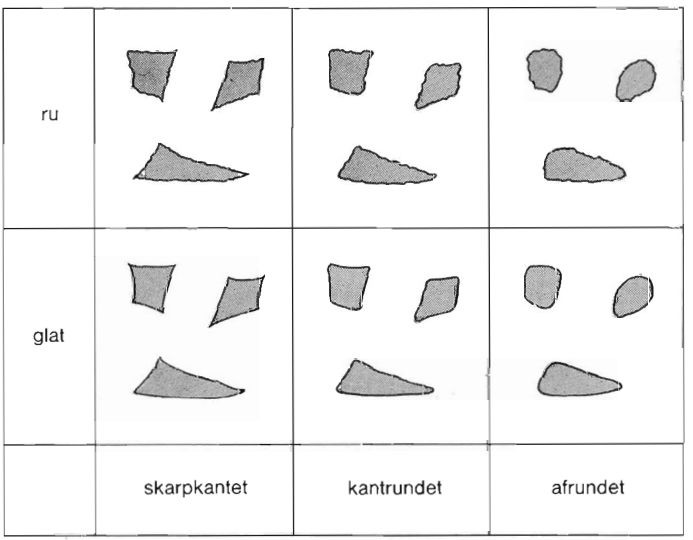
Det enkelte korns geometriske udformning beskrives ved 3 af hinanden uafhængige parametre: Kornform, kantethed og overfladekarakter.

Kornformen karakteriseres som kubisk, lang, flad eller lang og flad på grundlag af forholdene bredde/længde og tykkelse/bredde, idet længde, bredde og tykkelse defineres som henholdsvis største, mellemste og mindste kantlængde i den mindste kasse, der kan omskrives kornet; grænserne mellem de 4 kornformer fremgår af figur 4.2–1. Kornformens betydning er først og fremmest den, at kubiske korn alt andet lige giver bedre bearbejdelighed end korn af de tre øvrige kategorier. Til ugunst for flade korn taler også, at det vand, som under komprimeringsprocessen søger op mod betonens overflade, kan samle sig under vandretliggende flade sten. Sådanne vandlommer forhindrer etablering af god kontakt mellem sten og cementpasta og mindsker derved betonens mulighed for at virke som en samlet, ensartet masse.

Figur 4.2–1. Inddeling af partikler efter kornform.



Figur 4.2–2. Inddeling af partikler efter kantethed og overfladekarakter [16].



Kantethed. Det enkelte korn karakteriseres som skarpkantet, kantrundet eller afrundet i overensstemmelse med figur 4.2–2. Kantetheden har som kornformen især betydning for bearbejdeligheden; jo mere skarpkantede kornene er, desto dårligere bearbejdelig bliver betonen, fordi de skarpe kanter griber fat i hinanden med sammenlåsning af partikelstrukturen til følge.

Overfladekarakteren (teksturen) af det enkelte korn karakteriseres som glat eller ru, jf. figur 4.2–2. Overfladekarakteren har gennem sin indflydelse på tilslagets indre friktion betydning for betonens bearbejdelighed, således at ru korn giver dårligere bearbejdelighed end glatte. Ru korn vurderes dog ikke udelukkende negativt, idet de har bedre adhæsion til cementpastaen end glatte og derfor giver en stærkere beton, især hvad (bøjnings-)trækstyrken angår.

Kornstørrelsesfordeling (gradering)

Partiklerne i betontilslagsmaterialer har uregelmæssig form, hvorfor en umiddelbar definition af begrebet *kornstørrelse* ikke frembyder sig. Blandt mulighederne for at omgå dette problem har sigtning vist sig brugbar for materialer med kornstørrelser mellem ca. 75 μm og 100–500 mm. I afsnit 7.4 er nærmere beskrevet, hvordan ethvert korn på denne måde kan henføres til et kornstørrelsesinterval, og hvorledes den forholdsmæssige fordeling af materialets korn i en sammenhængende række af passende snævre intervaller kan bestemmes. Der er ligeledes redegjort for, hvordan resultatet af sigteanalysen kan bearbejdes til den såkaldte *kornkurve,* der udtrykker, hvor stor en procentdel af materialets korn der er mindre end en given kornstørrelse.

Definitioner i relation til kornkurven. Kornkurven er lidt uhåndterlig, og i mange tilfælde kan man klare sig med simple, afledte parametre, blandt hvilke de mest brugte er maksimalkornstørrelsen og finhedsmodulet. Ved *maksimalkornstørrelsen* forstås den mindste standardmaskevidde, som lader hele materialet passere. Som *effektiv* eller *nominel maksimalkornstørrelse* d_{max} benyttes den mindste standardmaskevidde, som lader mindst 90% af materialet passere, eftersom grusets egenskaber, f.eks. m.h.t. vandbehov, bedre svarer til denne værdi*). Figur 4.2–3 viser eksempler på aflæsning af d_{max}.

Mange grusteknologer har interesseret sig for det problem at udtrykke graderingen ved et enkelt tal, og blandt de foreslåede fordelingsparametre har det såkaldte *finhedsmodul* vundet nogen udbredelse inden for dansk betonteknik.

*) Sml. omtalen af handelsvarer side 321.

Tabel 4.2–1. Eksempel på beregning af finhedsmodul FM. Kornkurven er optegnet i figur 4.2–4, hvor også den geometriske fortolkning af FM er vist.

(Dette skema kan hensigtsmæssigt sammenbygges med det, der er vist som tabel 7.4–2. De her anførte kolonnenumre 1, 4 og 5 svarer til placeringen i dette fælles skema).

1	4	5
Sigte-maskevidde mm	**Kornkurve** % gennemfald	**Bidrag til FM** × 100
128	100	0
64	100	0
32	100	0
16	70	30
8	50	50
4	35	65
2	25	75
1	17	83
1/2	10	90
1/4	5	95
1/8	2	49
(0)	–	–
Sum	–	537
		FM = 5,37

Finhedsmodulet defineres som

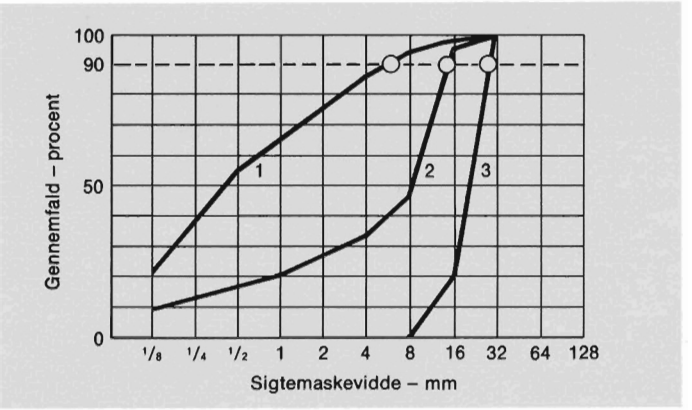
$$FM = \frac{1}{100}\,(^1/_2 t_{1/8} + t_{1/4} + t_{1/2} + t_1 + \ldots + t_{128})$$

hvor t betegner den tilbageholdte mængde, altså 100 minus gennemfaldet i %, for den sigte, hvortil indeks refererer. Ved kun at medregne halvdelen af den tilbageholdte mængde på 1/8 mm-sigten opnår man at kunne give en simpel geometrisk fortolkning af FM. Med den konstante afstand mellem på hinanden følgende sigter som enhed i abscisseaksens retning bliver FM nemlig lig med arealet af den figur, der begrænses af kornkurven, den lodrette linie svarende til maskevidden 1/8 mm og den vandrette linie svarende til 100% gennemfald. Beregningen af FM er illustreret i tabel 4.2–1, medens den hertil hørende geometriske repræsentation af FM i kornkurvediagrammet er vist i figur 4.2–4. Det er en ret udbredt misforståelse, at FM er et udtryk for kornstørrelsesfordelingen; reelt er det nærmest et mål for, hvilken kornstørrelse der svarer til 50% gennemfald (mediankornstørrelsen).

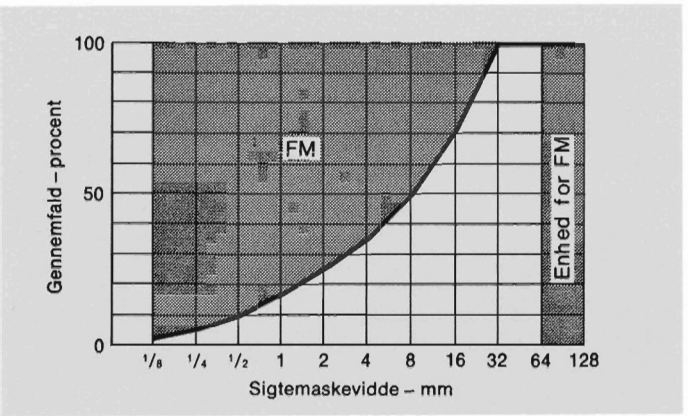
Figur 4.2–3. Definition af d_{max}.

De tre materialer, hvis kornkurver er mærket 1, 2 og 3 har alle en faktisk maksimalkornstørrelse på 32 mm □, men den effektive maksimalkornstørrelse d_{max} er forskellig, idet

d_{max} (1) = 8 mm □
d_{max} (2) = 16 mm □
d_{max} (3) = 32 mm □



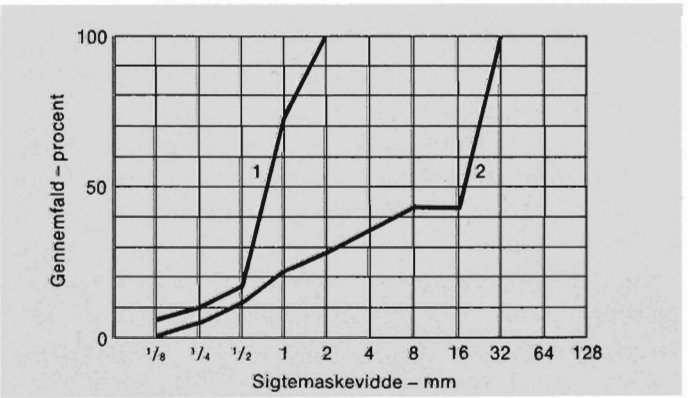
Figur 4.2–4. Geometrisk fortolkning af finhedsmodulet. Arealet af det mørke område mærket FM vil være lig med materialets finhedsmodul, når det måles med den enhed, der er vist til højre i diagrammet. Jf. tabel 4.2–1.

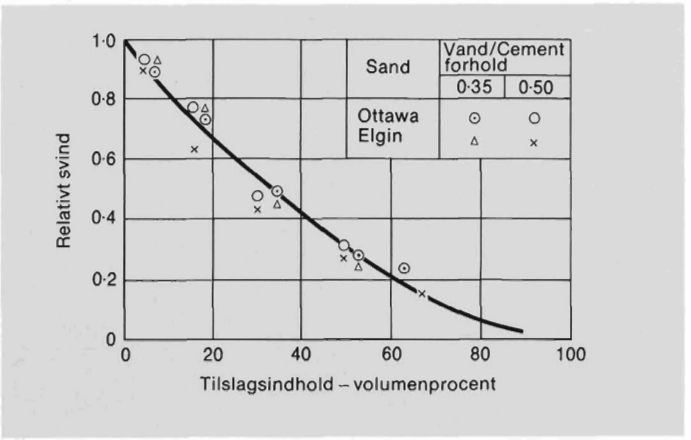


Figur 4.2–5. Definition af partikelinterferens og partikelspring.

Materialet, hvis kornkurve er mærket 1, udviser partikelinterferens i fraktionen 1/2–1 mm □.

Materialet, hvis kornkurve er mærket 2, udviser partikelspring i fraktionen 8 – 16 mm □.





Figur 4.2–6. Svind af beton (i forhold til svind af ren cementpasta) i afhængighed af betonens indhold af tilslag (i volumenprocent) [20].

Kornstørrelsesfordelingen kan udarte på forskellig vis. Ved *partikelspring* forstås, at et materiale mangler én eller flere fraktioner, således at kornkurven i det eller de tilsvarende intervaller bliver vandret (se figur 4.2–5). Ved *partikelinterferens* forstås, at et materiale har et stort overskud af en fraktion, således at kornkurven bliver meget stejl (se ligeledes figur 4.2–5). Ved en *sandpukkel* forstås, at materialet har et vist overskud af én eller flere fraktioner i sandområdet, således at kornkurven udviser et afsnit med nedadvendende hulhed, en »pukkel« – i modsætning til, hvad der betragtes som »normalt«, nemlig at kornkurven i det store og hele vender hulheden opad.

Kornstørrelsesfordelingens betydning

Kornstørrelsesfordelingen har betydning for en række egenskaber hos såvel den friske som den hærdnede beton. Således er den friske betons *bearbejdelighed* og *stabilitet* i væsentlig grad bestemt af kornstørrelsesfordelingen, hvorigennem en hensigtsmæssig kornkurve er med til at sikre den hærdnede betons *kompakthed* og *homogenitet.* Mere direkte er graderingen bestemmende for de egenskaber hos den hærdnede beton, som influeres gunstigt af et lavt cementpastaindhold, hvilket især gælder *deformationsegenskaber* og *pris.* Med hensyn til disse sidstnævnte egenskaber er idealet altså en gradering, som giver minimum af hulrum mellem gruspartiklerne. Med henblik på forståelse af kornstørrelsesfordelingens indflydelse på den resulterende hulrumsandel kan man tænke sig betonen opbygget successivt, begyndende med de største korn i gruset. Hulrummene mellem disse kan udfyldes med lidt mindre korn, hvis størrelse og mængde bør

være afpasset, så hulrummet udfyldes bedst muligt; er mængden for lille, bliver udfyldningen dårlig, er den for stor, presses de store korn fra hinanden, hvilket også fører til forøgelse af hulrummet. Mellemrummene i systemet af to kornstørrelser kan igen udfyldes med mindre partikler og så fremdeles indtil mindste kornstørrelse i gruset. Resthulrummet må udfyldes med cementpasta. Det skal bemærkes, at opbygning af tilslaget efter det skitserede princip indicerer partikelspring i den næstgroveste fraktion.

Selve det forhold, at bindemiddelmængden holdes lavest muligt, er gavnligt i henseende til fugtbetingede volumenændringer. Som figur 4.2-6 viser, kan der imidlertid konstateres en svindformindskelse, som går ud over, hvad »fortyndingen« af cementpastaen kan forklare. Dette hænger sammen med, at et tætpakket skelet af gruspartikler i nogen grad hindrer svindtendensen i at udløses som deformationer; den blokerede del af svindtendensen omsættes i stedet til spændinger, som optages i grusskelettet – og som i øvrigt vil mindskes med tiden på grund af relaksation.

Der er imidlertid grænser for, hvor langt man med fordel kan gå i retning af at pakke kornene tæt sammen. En beton, hvis tilslagskornkurve er opbygget med hulrumsudfyldning som eneste mål, vil uvægerligt blive strid at arbejde med. Man må derfor dels fremstille betonen med et vist cementpastaoverskud, dels afpasse graderingen, så betonen får en forsvarlig bearbejdelighed.

Bearbejdelighed. Under udstøbning og komprimering flyttes gruskornene i forhold til hinanden og bibringes en tættere lejring. Omlejringen modvirkes af kornhobens indre friktion, der er bestemt af kornform, kantethed, overfladekarakter og gradering; modstanden overvindes af den tilførte komprimeringsenergi i forbindelse med den smøring, som cementpastaen giver.

Fastlæggelse af betonens blandingsforhold ud fra bearbejdelighedshensyn er således et optimeringsproblem – i praksis dog ofte reduceret til valg mellem et begrænset antal muligheder. Her koncentreres opmærksomheden om graderingen, hvis betydning for bearbejdeligheden stærkt forenklet kan anskues som en art kuglelejeeffekt, der består i, at de små korn nedsætter friktionen mellem de store korn, som derved lettere glider på plads. Erfaringen viser, at denne virkning især afhænger af *mængdeforholdet mellem sand og sten.*

Den optimale sandprocent vil være afhængig af niveauerne for de øvrige faktorer, som indvirker på bearbejdeligheden. I det følgende er disse faktorers kvalitative virkning analyseret, medens det i kapitel 8 om betonproportionering er vist, hvordan man kan skønne en foreløbig talværdi for sandprocenten; den endelige værdi må derefter fastlægges ved forsøg.

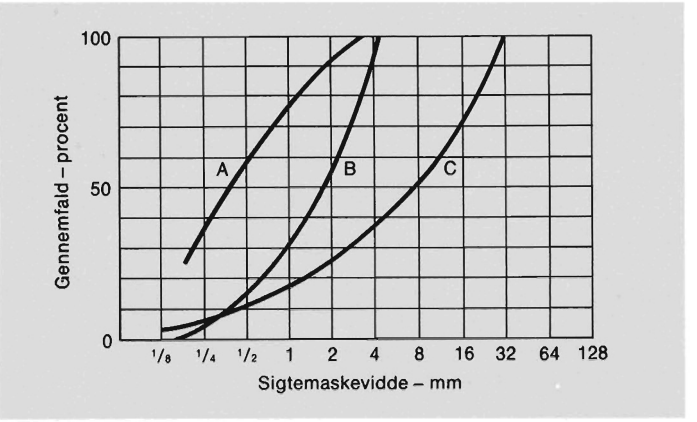
Som tidligere berørt er de to kilder til reduktion af den indre friktion i betonen sand og cementpasta, og i en vis udstrækning kan de i denne henseende erstatte hinanden. Den optimale sandprocent varierer derfor med cementindholdet, således at højere cementindhold tillader lavere sandprocent.

Blandt de parametre, der vedrører tilslaget, afhænger den nødvendige sandmængde for det første af d_{max}. Jo større maksimalkornstørrelsen er, des mindre bliver det samlede antal sten og antallet af disses indbyrdes berøringspunkter pr. kubikmeter, og des mindre sand kræves der.

Dernæst afhænger den nødvendige sandprocent af kornform, kantethed og overfladekarakter. Kuglerunde, glatte partikler glider let på hinanden og kræver ikke meget sand. Jo mere kornene afviger herfra, desto mere sand skal der til. Videre har sandets egen finhed, f.eks. udtrykt ved FM, betydning for bearbejdeligheden. Alle andre forhold lige vil en højtliggende kornkurve (dvs. et fint sand og lille FM) være gunstig for kuglelejevirkningen, men til gengæld har et sådant sand et stort vandbehov. Sænkes kornkurven (FM forøges), formindskes den gunstige virkning, men samtidig falder vandbehovet. Indtil et vist punkt er forbedringen på grund af det mindskede vandbehov dominerende i forhold til forværringen af friktionen, men når dette punkt passeres, vil forringelsen få overvægt. For en bestemt beliggenhed af kornkurven optræder altså et minimum for betonens vandbehov svarende til en given bearbejdelighed.

Vibrering er i stand til at overvinde større friktion end håndbearbejdning, og beton til vibrering kræver derfor mindre sand end beton til håndbearbejdning. I armeret beton er armeringsudformningen medbestemmende for komprimeringens resultat; tætliggende armeringsdele er vanskeligere at omstøbe end åbne og kræver derfor en beton med højere sandindhold. Endelig gælder det, at i luftindblandet beton overtages en del af sandets virksomhed af luftboblerne, således at sandprocenten kan reduceres.

Stabilitet. Tilslagets indhold af fint materiale, *filler,* dvs. korn mindre end ¼ mm □, spiller en vis rolle for betonens stabilitet. På grund af sin store finhed virker filler stærkt vandbindende og modvirker derved betonens tendens til vandudskillelse (»bleeding«). På den anden side vil netop denne egenskab medføre, at et stort fillerindhold giver et forhøjet vandbehov, hvorfor et lavt fillerindhold er ønskeligt. Et fillerindhold på omkring 5% af det samlede tilslag kan sædvanligvis regnes for et rimeligt kompromis. Dersom betonen er luftindblandet, kan fillerindholdet reduceres, idet luftboblerne virker som stødpuder mellem gruskornene, således at vandet ikke så let presses ud. Luftindblanding



Figur 4.2–7. Vejledende grænsekurver for sand (A og B) og vejledende »ideal«-kurve for samlet tilslag (C) gældende for typiske danske tilslagsmaterialer, jf. teksten.

kan dermed også benyttes til helt eller delvis at kompensere for manglende filler i tilslaget.

Fillerindholdet har desuden betydning for betonens vandtæthed, jf. side 673.

Idealkornkurver. Det fremgår af det foregående, at en lang række faktorer har indflydelse på, hvilken gradering der er bedst egnet i det enkelte tilfælde. Det er derfor ikke muligt i fuld almindelighed at angive idealkornkurver for tilslag til beton. Det vil dog naturligvis gælde, at for grusforekomster af samme eller næsten samme geologiske oprindelse er de pågældende faktorer – kornform, overfladebeskaffenhed m.v. – omtrent ens, hvorfor det i sådanne tilfælde har en vis mening at angive vejledende »ideal«-kornkurver. For danske tilslagsmaterialer er således i relation til de i figur 4.2–7 viste kurver opstillet følgende retningslinier: »Hvis sandets kornkurve ligger mellem A og B, og hvis det samlede tilslags kornkurve har en form, som minder om kurve C og ikke afviger væsentligt fra kurve C, vil man normalt kunne regne med, at betonen vil kunne undgå separation ved udtømning og transport.« Sådanne kurver må imidlertid aldrig betragtes som mere end vejledende; det vil ofte være muligt ved afpasning af proportionering og/eller arbejdsudførelse at fremstille beton af acceptabel kvalitet med et tilslag, som ikke opfylder de anførte krav.

I almindelighed må jævnt krummede kurver, som f.eks. kurve C i figur 4.2–7, foretrækkes, dvs. såvel partikelspring som partikelinterferens bør undgås. En beton, som er strid, f.eks. på grund af dårlig kornform, kan dog under visse omstændigheder blive bedre bearbejdelig, dersom tilslaget ændres, så det får partikelspring. Normalt strækker partikelspringet sig kun over én fraktion, i jordfugtig beton dog undertiden to, og den udeladte fraktion er altid den næst- eller tredjegroveste.

Sammensætning af tilslag

I almindelighed er man nødt til at sammensætte flere materialer for at få et tilslag med en god gradering. Det sammensatte materiales kornkurve kan på simpel måde afledes af de givne materialers kornkurver og blandingsforholdet, således som det er vist i det følgende.

For simpelheds skyld betragtes i første omgang kun to materialer 1 og 2, der sammenblandes i forholdet $c_1 : c_2$, hvor $c_1 + c_2 = 1$. Idet de to materialers gennemfald på en bestemt sigte betegnes henholdsvis y_1 og y_2, bliver deres respektive bidrag til blandingens gennemfald y på denne sigte c_1y_1 og c_2y_2, således at

$$y = c_1y_1 + c_2y_2 \tag{1}$$

Formlen gælder naturligvis såvel kornkurver efter masse som efter volumen, ligesom den umiddelbart udvides til at gælde et vilkårligt antal delmaterialer.

Ved ligefrem brug af formel (1) kan det sammensatte materiales kornkurve bestemmes, når blandingsforholdet er fastlagt. Nok så vigtig er imidlertid den omvendte brug, idet formlen da bliver et middel til at fremskaffe et ønsket gennemfald på en bestemt sigte. Denne sigte vil i øvrigt i langt de fleste tilfælde være 4 mm-sigten, da kravet til tilslagets kornkurve som omtalt i det foregående altid vil omfatte krav til sandprocenten. Når y'erne er givet, bestemmer formel (1) sammen med betingelsen $c_1 + c_2 = 1$ det blandingsforhold, der fører til det forlangte resultat.

Eksempel 4.2-1

Der foreligger to grusmaterialer med sandprocenter 20, henholdsvis 90. Materialerne ønskes sammensat i et sådant forhold, at blandingens sandprocent bliver 41.

For 4 mm-sigten gælder da

$$41 = c_1 \cdot 20 + c_2 \cdot 90$$

For de to materialers andele i blandingen gælder

$$c_1 + c_2 = 1.$$

Disse to ligninger har løsningen $c_1 = 0{,}70$ og $c_2 = 0{,}30$. Der skal med andre ord benyttes *70% af det første materiale og 30% af det andet.*

Når der er to materialer til disposition, kan man styre gennemfaldet på en enkelt sigte – naturligvis inden for de grænser, som materialernes egne gennemfald afstikker. Er der flere materialer at gå ud fra, kan blandingens gradering selvsagt reguleres i højere grad, idet den resulterende kornkurve kan fikseres i et antal punkter svarende til antallet af givne materialer minus én. Det siger sig selv, at udgangsmaterialerne også her sætter visse grænser (se eksempel 4.2-2).

Med tre materialer vælges det sædvanligvis udover sandprocenten at fastlæg-

Tabel 4.2–2. Kornkurver (masseprocent gennemfald) for de 3 materialer i eksempel 4.2–2.

Sigte-maskevidde mm	Materiale nr.		
	1	2	3
32	100	100	100
16	100	70	60
8	95	45	35
4	90	30	20
2	80	25	5
1	65	20	0
1/2	50	17	0
1/4	30	10	0
1/8	10	5	0

ge gennemfaldet på 1/4-mm-sigten, idet jo fillerandelen af materialet har betydning for stabilitet, vandtæthed m.v.

Flere end tre delmaterialer foreligger kun relativt sjældent.

Eksempel 4.2-2

De tre materialer, hvis kornkurver er opført i tabel 4.2–2, skal sammensættes til et materiale med sandprocent 40. Inden for hvilket interval kan dette sammensatte materiales gennemfald $y_{1/4}$ på 1/4 mm-sigten vælges?

De tre materialers relative andele i blandingen betegnes c_1, c_2 og c_3. Intet af de tre tal kan være negativt, hvilket sammen med sandprocenten på 40 afgrænser det søgte interval.

$$\begin{aligned} 4\text{ mm:}\quad & 90\,c_1 + 30\,c_2 + 20\,c_3 = 40 \\ 1/4\text{ mm:}\quad & 30\,c_1 + 10\,c_2 + 0\,c_3 = y_{1/4} \\ & c_1 + c_2 + c_3 = 1 \end{aligned}$$

De tre ligninger har løsningen

$$\begin{aligned} 40\,c_1 &= 20 - y_{1/4} \\ 40\,c_2 &= 7y_{1/4} - 60 \\ 40\,c_3 &= 80 - 6y_{1/4} \end{aligned}$$

Det må derfor kræves, at

$$\begin{aligned} 20 - y_{1/4} &\geqq 0, \text{ dvs. } y_{1/4} \leqq 20 \\ 7y_{1/4} - 60 &\geqq 0, \text{ dvs. } y_{1/4} \geqq 8{,}6 \\ 80 - 6y_{1/4} &\geqq 0, \text{ dvs. } y_{1/4} \leqq 13{,}3. \end{aligned}$$

Når alle tre betingelser skal være opfyldt, må gennemfaldet på 1/4 mm-sigten opfylde betingelsen

$$8{,}6\% \leqq y_{1/4} \leqq 13{,}3\%$$

Fysiske karakteristika

Den hærdnede betons styrke er betinget af, at tilslaget har fornøden styrke. Således falder trykstyrken markant med stigende indhold af blot moderat porøse sten (lettere end ca. 2400 kg/m^3), og indholdet af sådanne sten må derfor søges begrænset. Desuden må smuldrende korn kun forekomme i forsvindende mængde.Den hærdnede betons modstandsevne over for frysning og optøning kan lettest sikres, hvis tilslaget overvejende består af frostbestandige korn.Tilslagets egenskaber i henseende til de ovennævnte forhold vurderes ud fra kornstyrke og kornstruktur – undertiden sammenfattende betegnet tilslagets fysiske sundhed.

Begrebet fysisk sundhed omfatter strengt taget også volumenbestandighed under såvel vekslende temperaturer (over frysepunktet) som skiftevis vædning og udtørring; men danske tilslagsmaterialer frembyder ingen problemer i så henseende. I udenlandske tilslagsmaterialer træffes derimod undertiden bestanddele, der udviser så store svind- og svelningsdeformationer, at betonen beskadiges. Det gælder især basaltiske bjergarter, herunder doleritter, samt visse lerholdige sandsten.

Ved proportioneringen har man brug for at kende talværdier for grusets korndensitet og undertiden også kornhobens densitet. Betonens brugsegenskaber har ingen direkte sammenhæng med disse størrelser, men afledte parametre som porøsitet og absorption kan benyttes som klassifikationsegenskaber.

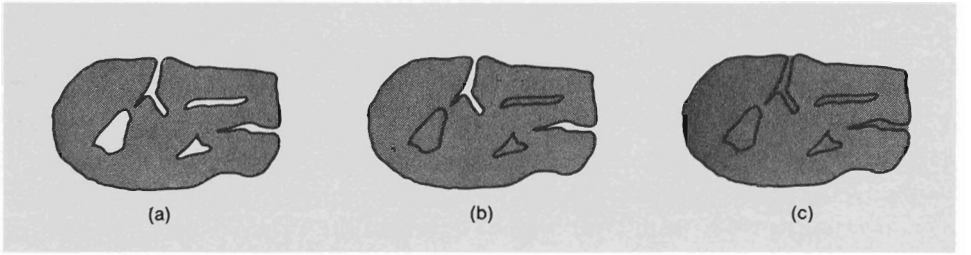
Kornstyrke og kornstruktur

Kornstyrke og kornstruktur undersøges som beskrevet i afsnit 7.4. Resultatet er kornenes fordeling efter masseprocent i de 3 grupper:

faste, frostbestandige korn
faste, frostfarlige korn
smuldrende korn

Skadeligheden af en svag eller frostfarlig partikel vokser med dens størrelse, således at et materiales fysiske sundhed i det væsentlige er bestemt af kornene i stenfraktionerne. (Prøvningen er derfor også normalt begrænset til korn større end 4 mm □, i praksis endda ofte til korn større end 8 mm □.) Desuden må skadeligheden vurderes på baggrund af den klimatiske påvirkning, betonen vil blive udsat for, og der kan derfor ikke generelt opstilles regler for, hvor stort indhold af frostfarlige og smuldrende korn der kan tolereres.

For at en sten skal være frostfarlig, må den nødvendigvis være porøs. Men det er ikke alle porøse sten, der er frostfarlige. Såfremt porerne i stenene



Figur 4.2–8. Rumfangsdefinitioner.
(a) absolut faststofrumfang (faststof)
(b) tilsyneladende faststofrumfang (faststof + lukkede porer)
(c) kornrumfang (faststof + lukkede porer + åbne porer)

er grovere end i cementpastaen, sker vandoptagelsen i kornene meget langsomt, og frostskader opstår ikke. Er porerne derimod af samme størrelse som cementpastaens eller finere, kan stenene vandmættes, således at frostskader kan opstå.

Det har vist sig, at porøse kalksten er grovporøse i forhold til cementpastaen, hvorimod dette ikke er tilfældet for porøs flint. Frostspringere er derfor praktisk taget altid forårsaget af porøse flintkorn [36].

Densiteter, absorption m.v.

Ved proportioneringen indgår ***korndensiteten*** i beregningen af de materialemængder, som forbruges pr. kubikmeter beton. I almindelighed ligger den mellem 2500 og 2700 kg/m^3, afhængig af den mineralogiske sammensætning og kornenes porøsitet.

For porøse korn er korndensiteten ikke noget entydigt begreb. Inden for betonteknologien arbejder man alt efter sammenhængen med de 4 densitetsbegreber

absolut faststofdensitet	ϱ_0
tilsyneladende faststofdensitet	ϱ_1
korndensitet i tør tilstand	ϱ_d
korndensitet i vandmættet, overfladetør tilstand	ϱ_{ssd}

og de dermed sammenhørende parametre til karakterisering af porøsitetsforholdene

porøsitet	p
absorption	w_a.

Størrelserne ϱ_0, ϱ_1 og p anvendes dog temmelig sjældent.

De forskellige rumfangsbegreber, der ligger til grund for definitionen af de forskellige densiteter, er illustreret i figur 4.2–8. Definitionerne er forklaret og til en vis grad motiveret i det følgende.

Absolut faststofrumfang betegner rumfanget af selve den mineralske substans, hvoraf kornene er opbygget. Det kan bestemmes på en pulveriseret prøve.

Tilsyneladende faststofrumfang betegner rumfanget af det, der set udefra fremtræder som faststof, dvs. faststof + lukkede porer (se nedenfor).

Kornrumfanget betegner det rumfang, kornene beslaglægger, når de indgår i betonen. Det fastlægges altså principielt ved grænsefladen mellem korn og cementpasta, i praksis som rumfanget i den såkaldte vandmættede, overfladetørre tilstand. Kornrumfanget udgøres af faststof + lukkede porer + åbne porer.

Lukkede porer betegner porer, der ikke er tilgængelige for vand.

Åbne porer betegner porer, der er tilgængelige for vand, men ikke for cement.

Den absolutte faststofdensitet defineres som kornets masse i tør tilstand divideret med det absolutte faststofrumfang.

Den tilsyneladende faststofdensitet defineres som kornets masse i tør tilstand divideret med det tilsyneladende faststofrumfang.

Korndensiteten i tør tilstand defineres som kornets masse i tør tilstand divideret med kornrumfanget.

Korndensiteten i vandmættet, overfladetør tilstand defineres som kornets masse i vandmættet, overfladetør tilstand divideret med kornrumfanget. Denne densitet er særlig vigtig, fordi den i regelen svarer til kornenes tilstand i den friske beton, således at den får karakter af en slags »effektiv« densitet.

Porøsiteten er forholdet mellem porerumfang og kornrumfang. Udtrykt ved de tidligere definerede densiteter er porøsiteten

$$p = \frac{\varrho_0 - \varrho_d}{\varrho_0}$$

Massen af det vand, der kan rummes i de åbne porer, divideret med massen af tørre korn betegnes *absorptionen.* Den hænger sammen med de to korndensiteter ved ligningen

$$w_a = \frac{\varrho_{ssd} - \varrho_d}{\varrho_d}$$

Det absorberede vand må betragtes som en del af tilslaget og ikke som en del af betonens egentlige vandindhold; det er ikke til rådighed for cementens hydratisering og bidrager ikke til betonens bearbejdelighed. Betonens vandbehov skal altså kun korrigeres for eventuelt overfladevand på tilslagspartiklerne (også kaldet frit vand), når vandtilsætningen udregnes. Omvendt hvis man arbejder med tilslagsmaterialer, hvis naturlige vandindhold er mindre end absorptionen; vandtilsætningen

må da øges med den vandmængde, som forsvinder ind i kornene. Denne vandmængde vil i øvrigt som oftest være mindre end absorptionen; er kornene nemlig delvis vandmættede, er der ikke plads til så meget; er de helt tørre, kan de ikke nå at suge sig fuldstændig vandmættede. I så fald vil man naturligvis have større glæde af at bestemme den vandmængde, der opsuges i løbet af 10–30 minutter, end den totale absorption.

Lette korn. Løbende kontrol af stenmaterialers *frostfarlighed* – forstået som risikoen for, at de ved anvendelse i betonkonstruktioner bidrager til frostsprængning af betonen – kan iht. DS 401 baseres på indholdet af potentielt frostfarlige korn. Som vikarierende egenskab herfor kan benyttes indholdet af såkaldte lette korn (se side 566), indholdet af frostfarlige korn som defineret side 570 eller eventuelt vandabsorptionen i de enkelte kornstørrelsesfraktioner [9].

Indholdet af lette korn er altså vikarierende i forhold til indholdet af potentielt frostfarlige korn, som igen er vikarierende i forhold til frostfarligheden. Dette til trods er densitetsfordelingen i et stenmateriale faktisk ikke noget dårligt grundlag at bedømme dets frostfarlighed på. Det forholder sig nemlig sådan, at al granit o.l., al (homogen) tæt flint og hovedparten af kalken har korndensiteter på 2500 kg/m³ eller derover, medens al (homogen) porøs flint har korndensiteter på 2400 kg/m³ eller derunder. Hertil kommer, at frostspringere så godt som altid er forårsaget af korn(dele) med densitet under 2300 kg/m³ [36]. For materialer bestående af de nævnte bjergarter skulle altså en sorteringsgrænse på 2300 à 2400 kg/m³ med rimelig sikkerhed udskille potentielt frostfarlige sten. Denne opfattelse kommer eksempelvis til udtryk i [37], som foreskriver, at maksimalt 3% af stenene må have $\rho_{ssd} < 2300$ kg/m³, hvis betonen skal være frostbestandig.

Densitetskriterier anvendes imidlertid også ved klassifikation af sten mht. *alkalikiselreaktivitet;* og her sløres beklageligvis det ovenfor opridsede klare mønster af de sten, der består af tæt flint med porøs skorpe. På grund af skorpen må de anses for farligt alkalireaktive (jf. side 317); men de kan ikke uden videre identificeres vha. densiteten, idet denne er bestemt af mængdeforholdet mellem tæt og porøs flint. Problemet kunne naturligvis klares ved, at sorteringsgrænsen blev lagt så højt, at alle sten, der overhovedet indeholder porøs flint, faldt under den; men herved ville samtidig mange uskadelige sten blive placeret i kategorien lette korn. Ved klassifikation af stenmaterialer efter densitetskriterier er det derfor mest hensigtsmæssigt at supplere disse med passende grænser for indholdet af tæt flint med porøs skorpe. I [37] er således krævet, at til beton i aggressivt miljø må maksimalt 1% af stenene have $\rho_{ssd} < 2400$ kg/m³, og maksimalt 5% må have $\rho_{ssd} < 2500$ kg/m³; i tilslutning hertil er angivet, at sten med porøs hvid (reaktiv) skorpe kun bør forekomme i begrænset mængde.

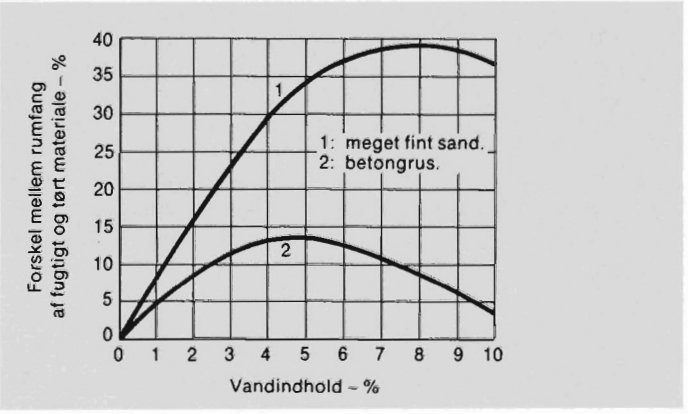
Kornhobens densitet

Kornhobens densitet angiver materialets masse pr. rumfangsenhed, idet kornmellemrummene medregnes til rumfanget. Kornhobens densitet er følgelig ikke nogen materialekonstant på samme måde som de ovenfor omtalte densiteter, eftersom den afhænger af kornenes lejringstæthed, der igen afhænger af gradering, kornform, kantethed, fugtindhold, forudgående bearbejdning m.v.

Kornhobens densitet har især interesse, når tilslagsmaterialerne indkøbes efter rumfang og anvendes efter vægt – samt naturligvis i de tilfælde, hvor materialerne afmåles efter rumfang. For almindelige sedimentære grustyper ligger denne densitet fra ca. 1200 til ca. 1700 kg pr. m^3, hyppigst fra ca. 1400 til ca. 1600 kg pr. m^3. Det gælder generelt, at enskornede materialer har mindre densitet end graderede materialer – jf. omtalen af hulrumsudfyldning, side 304.

Rumfang og dermed densitet af sand afhænger af vandindholdet. Bestemmes rumfanget af en given portion sandpartikler for en række vandindhold, vil resultaterne kunne afbildes som en kurve, hvis forløb er som vist i figur 4.2–9. Kurven viser, at let fugtigt sand under givne indstampningsforhold lejres løsere end tørt, hvilket forklares ved, at meniskerne mellem de tynde vandhinder om kornene virker hæmmende på bevægeligheden i systemet, således at kornene vanskeligere pakkes. Ved høje vandindhold eksisterer sådanne menisker ikke, og kornene lejres derfor lige så tæt som i tørt sand. Kurven udviser følgelig et maksimum. Almindeligvis vil pakningen hindres desto mere, jo mere finkornet sandet er; rumfanget af sten udviser således ingen eller kun ganske ringe fugtafhængighed.

Da det naturlige fugtindhold i sand og grus ofte er 3–5%, vil »fortyndingen« – regnet i forhold til det tørre materiale – beløbe sig til 10 à 20%, undtagelsesvis endda mere. Ved blanding efter rumfang må der kompenseres for dette forhold.



Figur 4.2–9. Relation mellem fugtigt og tørt sands og betongrus' rumfang [18].

Kemiske karakteristika

Tilslagets kemiske forhold er af stor vigtighed for betonens modstandsevne over for visse former for nedbrydende påvirkning. De krav, der må stilles til grusmaterialet med henblik på en god bestandighed, kan sammenfattes i følgende tre punkter:

1. Tilslaget må i sig selv være bestandigt over for nedbrydning.
2. Skadelige reaktioner mellem cementpasta og tilslag må ikke kunne finde sted.
3. Tilslaget må ikke indeholde urenheder, som påvirker cementpastaens styrke og sundhed.

Tilslagets egen bestandighed

Bestanddele som *lerjernsten* og *sulfider* er kemisk ubestandige i betonen. De iltes og hydratiseres under volumenforøgelse, hvad der i uheldige tilfælde kan fremkalde revnedannelser og afskalninger. Desuden frigøres under sulfidernes omdannelse svovlsyre, der nedbryder cementpastaen. I mindre alvorlige tilfælde giver reaktionen sig til kende ved rustpletter på betonoverfladen.

Skadelige reaktioner

Det er en stadig mere udbredt opfattelse, at betontilslagsmaterialer af naturlig oprindelse altid reagerer med portlandcementpasta, men at så godt som alle sådanne reaktioner er harmløse eller endog gunstige for kontaktstrukturen. Der findes imidlertid bjergarter, der reagerer på en måde og i et omfang, så betonen beskadiges eller undergår uacceptable ekspansioner. De vigtigste skadelige reaktioner er *alkalikiselreaktioner* og *alkalicarbonatreaktioner.*

Alkalikiselreaktioner. Med skadelige reaktioner mellem cementpasta og tilslag menes her i landet normalt alkali(kisel)reaktioner. De bestanddele i gruset, der er farlige i denne henseende, er alkaliopløselig kisel, hvilket her vil sige *flint,* dvs. opal og eventuelt kalcedon samt disse mineraler i forbindelse med kalk. Dersom cementpastaen indeholder alkalimetalioner (Na^+ eller K^+) – fra cementen, fra støbevandet eller tilført fra omgivelserne – bliver indholdet af OH^--ioner i visse tilfælde så højt, at der kan ske en reaktion mellem disse ioner og flint i gruset, hvorved der dannes en alkalikiselgel. Hvis denne gel får lejlighed til at optage vand, vil den svelle og kan derved udøve så stort et tryk, at det kan beskadige betonen.

Som omtalt senere indeholder så godt som alle naturlige grusforekomster her i landet betragtelige mængder flint, og de fleste betonkonstruktioner vil

Tabel 4.2–3. Oversigt over de vigtigste bjergarter i danske grusmaterialer.

Bjergart	Kort karakteristik	Skadelig virkning	Forekomst i danske grusmaterialer
Granit, gnejs	Krystallinske bjergarter, dannet ved omkrystallisering af magma- eller sedimentbjergarter. Vigtigste mineraler: kvarts, feldspat og glimmer	Ingen	Hyppige
Sandsten	Sandskorn – oftest bestående af kvarts – sammenkittet af kiselsyre eller calciumcarbonat	Sædvanligvis ingen	Ikke særlig hyppige
Kvartsit	Krystallinsk bjergart, opstået ved omkrystallisering af sandsten, hvori bindemidlet er kiselsyre	Ingen	Ikke særlig hyppig
Mørk, tæt flint	Mikrokrystallinsk kisel (kalcedon), udskilt som konkretioner i skrivekridt	Svagt alkalireaktiv	Hyppig
Lys, porøs flint	Hovedsagelig amorf kisel (opal) med indhold af kalk og/eller mikrokrystallinsk kisel. Forekommer ofte som skorpe på tæt flint	Alkalireaktiv*) og frostfarlig**)	Hyppig
Hvid eller grå, tæt kalksten	Består væsentligst af mineralet kalkspat ($CaCO_3$)	Ingen	Sjælden
Hvid, porøs kalksten	Består væsentligst af mineralet kalkspat ($CaCO_3$)	Sædvanligvis ingen	I bakkematerialer relativt hyppig undtagen i Vestjylland, i sømaterialer normalt sjælden
Lerjernsten, svovlkis, magnetkis		Kemisk instabile. Iltes og hydratiseres under volumenforøgelse, svovlkis desuden under dannelse af svovlsyre	Gennemgående sjældne. Kan lokalt forekomme i større mængder

*) især i sandområdet
**) kun i stenområdet

derfor teoretisk være disponeret for alkalikiselreaktioner. Det er dog kun et begrænset antal af de mulige alkalikiselreaktioner, som kommer til udfoldelse, og af disse er det igen et fåtal, som får et skadeligt forløb. Selve ødelæggelsesmekanismen og de forholdsregler, man kan træffe med henblik på formindskelse af den som regel i forvejen beskedne risiko, er omtalt andetsteds. Her skal blot fremdrages enkelte forhold angående tilslagets rolle i alkalikiselproblematikken.

Det meget store antal mineraler og bjergarter, som findes i de fleste af de naturlige grusforekomster, der udnyttes til betontilslag, kan med hensyn til deres indflydelse på betonens holdbarhed inddeles i nogle få grupper. En sådan inddeling er for danske grusmaterialer vist i tabel 4.2–3, som tillige giver en kort beskrivelse af dannelsesmåde og/eller mineralogisk sammensætning. Tabellens sidste kolonne giver kvalitativ oplysning om den relative forekomsthyppighed.

I oversigten er skelnet mellem tæt og porøs flint. Det er også anført, at porøs flint er frostfarlig, men dette er ikke den eneste motivering for at dele flinten op i to grupper; tæt og porøs flint udviser også forskelle i deres forhold over for alkalier. Med ganske få undtagelser har fastslåede alkalikiselskader i Danmark kunnet henføres til porøs flint i sandområdet. Et lidt mere fuldstændigt billede tegnes af alkaliudvalgets undersøgelser [23, 25], hvoraf det fremgår, at stenene bør være helt frie for porøs flint, herunder tæt flint med porøs skorpe, hvorimod kravet ikke er helt så kategorisk med hensyn til tæt flint. I sandområdet må al flint regnes for skadelig, men uheldige reaktioner er ikke konstateret, når flintindholdet i sandet er under 2%, og stenene samtidig er flintfrie.

> Opfattelsen er siden gået mere og mere i retning af, at i hvert fald i stenområdet er kun porøs flint farligt reaktiv. Forskellige forslag til klassifikationskriterier og krav [36, 37] afspejler dette.

I det store og hele har de omfattende undersøgelser, der er foretaget, ikke afsløret nogen klar sammenhæng mellem tilslagets art og sammensætning og det forløb, alkalikiselreaktionerne tager. Da de fleste danske grusaflejringer indeholder mere flint end de meget små mængder, der kan anses for sikre, er fuld sikkerhed mod skadelige alkalikiselreaktioner i praksis ensbetydende med brug af særlige materialekvaliteter fra bestemte, udsøgte forekomster. Petrografisk undersøgelse af danske grusmaterialer (med henblik på risikoen for skadelige alkalikiselreaktioner) i forbindelse med en konkret betonstøbningsopgave må derfor normalt anses for overflødig.

I udenlandske bjergarter træffes også andre former for reaktiv kisel, bl.a. tridymit og vulkansk glas. De bjergarter, der frembyder en vis risiko for skadelige alkalikiselreaktioner, er f.eks. opalsandsten, basalt, diabas og forskellige vulkanske lava- og askebjergarter.

Alkalicarbonatreaktioner. Visse dolomitiske kalksten kan reagere med alkalier, hvilket under fugtige betingelser kan føre til skadelige ekspansioner. Reaktionen omfatter bl.a. af-dolomitisering, altså en selektiv opløsning af magnesiumbestanddelen, men den samlede reaktionsmekanisme er stadig ikke fuldstændig klarlagt. I særdeleshed er der uklarhed om den rolle, ler i tilslagspartiklerne spiller, men ekspansionsfremkaldende reaktioner synes næsten altid forbundet med tilstedeværelsen af ler. Ligeledes er det fastslået, at såvel dolomit- som calcitkrystallerne i ekspanderende partikler er meget små. Kun nogle dolomitiske kalksten (eksempelvis forekomster i visse dele af Ontario) er reaktive, men der findes ingen simpel prøve, hvormed de kan identificeres.

Urenheder

De hyppigst forekommende urenheder er *humus* og *ler.*

Humus opstår ved formuldning af organiske stoffer i de øverste jordlag. Dybereliggende sand- og grusaflejringer kan forurenes ved, at denne humus tilføres med regnvandet. Humusurenhederne lægger sig som en tynd hinde uden om de enkelte korn, og benyttes et sådant materiale som betontilslag, vil humusstofferne kunne sinke eller forhindre cementens afbinding.

En orienterende undersøgelse af et materiales humusindhold foretager man ved at sammenryste den del af materialet, der er mindre end 4 mm □, med en 3% NaOH-opløsning i forholdet 1:2 efter absolut rumfang og iagttage væskens farve, når blandingen har henstået i ro i 24 timer. Materialets brugbarhed bedømmes da således:

Væskens farve	Materialets brugbarhed
vandklar til lys gul	velegnet
gul til gulbrun	brugeligt, men styrkeforringelse må forventes
brun til mørkebrun	ubrugeligt

Også strand- og havmaterialer kan undtagelsesvis indeholde organiske urenheder hidrørende fra tang.

Ler. Et vist indtryk af lerindholdet fås »gratis« ved humusundersøgelsen. Leret vil nemlig på grund af den ringe partikelstørrelse bundfældes sidst og lægge sig

som et sammenhængende lag oven på sandet, tydeligt adskilt fra dette. Overstiger lerhøjden ca. 5% af det bundfældede materiales højde, bør anvendeligheden undersøges ved prøvestøbninger. Ler som sådant er ikke skadeligt – i små mængder endda nærmest gavnligt – men hvis det sidder som en belægning på kornenes overflade, kan det forhindre etablering af en god adhæsion mellem tilslag og cementpasta. I sandfraktionen foreligger et eventuelt lerindhold næsten altid som klumper. Ved betonens udtørring svinder lerklumperne og efterlader uønskede huller i strukturen, som herved svækkes mekanisk og undertiden tillige i henseende til frostmodstandsevne.

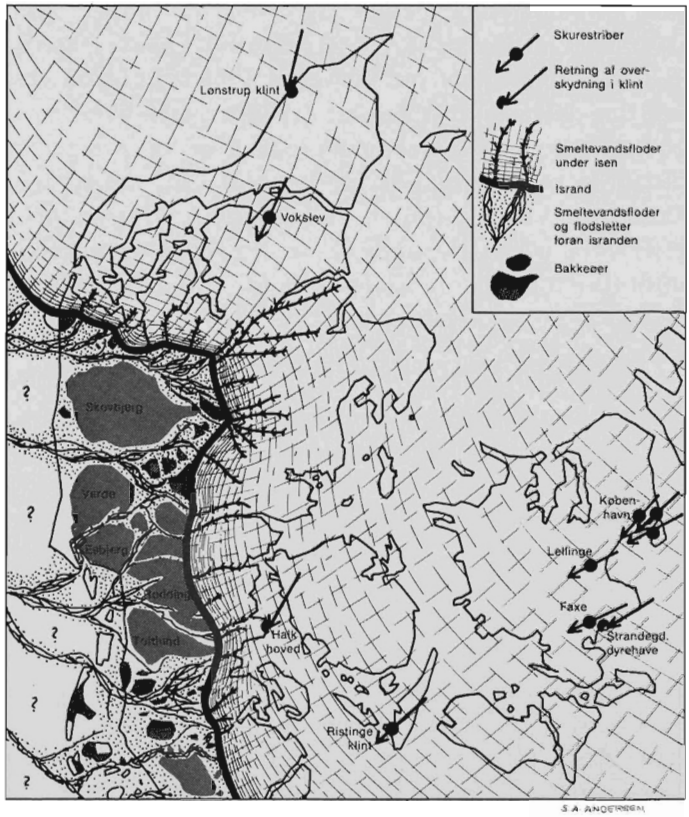
Danske grusforekomster

De danske grusforekomster, der er genstand for teknisk udnyttelse, har ikke alle samme geologiske oprindelse og afviger derfor indbyrdes i såvel fysisk som mineralogisk henseende. Inden for dansk betonteknik skelner man traditionelt – med lidt misvisende betegnelser – mellem *bakkematerialer,* der udvindes ved gravning i grusgrav, og *sømaterialer,* som oppumpes fra havbunden eller graves på stranden.

Bakkematerialer

Hovedparten af de aflejringer, der graves som bakkematerialer, er dannet i istiden. Ved isens afsmeltning har smeltevandet medført en del af det materiale, isen på sin vej har rodet op fra underlaget, og når smeltevandsstrømmen er blevet passende langsom, er materialet begyndt at bundfældes. Ved en proces af denne art sker der en vis størrelsessortering, men i de fleste tilfælde har de vekslende strømningsforhold bevirket, at der i én og samme aflejring findes partikler af meget varierende størrelse. Det vil dog ofte være muligt i gravefronten i en grusgrav at erkende en tydelig lagdeling, der imidlertid i mange tilfælde er noget forstyrret som følge af senere fremstød af isranden. Både de skiftende strømningshastigheder og israndens bevægelser har bidraget til, at mange forekomster indeholder partikler i alle størrelser fra ler til store sten. Undertiden har isen gjort hele arbejdet og aflejret et materiale, der efter frasortering af de største sten er direkte anvendeligt som betontilslag; men som oftest må rågruset opdeles i flere sorteringer, som derefter sammensættes i et passende blandingsforhold, enten på grusværket eller arbejdspladsen.

Det slid, kornene har udøvet på hinanden under vandtransporten, ytrer sig, dels ved at kornene er noget afrundede, dels ved at svage og bløde partikler er blevet nedslidt og eventuelt senere udvasket.



Figur 4.2–10. Kort over isens største udbredelse under den sidste istid. (Her gengivet efter [12]).

Bakkematerialernes sammensætning udviser en vis systematisk variation med grusgravens placering i landet, således at man i denne henseende kan skelne mellem 3 hovedområder, undertiden ligefrem kaldet grusprovinser. På øerne og i Østjylland stammer gruset fra en isbræ, som er trængt ind over landet fra Østersøen (se figur 4.2–10). Aflejringerne er alle kalkrige, medens indholdet af flint aldrig er ekstremt højt. En relativt stor del af flinten er porøs. I Nordjylland er isen kommet fra Norge; det materiale, den har afsat, er flintrigt og som regel kalkholdigt. Dog forekommer enkelte kalkfri aflejringer. En relativt stor del af flinten er porøs. Den sydvestlige del af Jylland har ikke været isdækket under sidste istid, og på bakkeøerne ligger efteristidens aflejringer derfor direkte over aflejringer fra næstsidste istid. På grund af disse lags høje alder har kalken kunnet nå at forvitre og udvaskes, hvorimod den mere resistente flint har overlevet. Sådanne grusforekomster er derfor altid kalkfri og flintrige. Mængden af porøs flint er forholdsvis lav.

Tabel 4.2–4. Oversigt over nogle almindelige handelsvarer med angivelse af sorteringsgrænser.

Betegnelse	Grænser – mm □	
	nedre	øvre
Singels	32	64
Nøddesten	16	32
Ærtesten	8	16
Perlesten	4	8
Betongrus	0	8–10

Sømaterialer

I sammenligning med bakkematerialerne udgør sømaterialerne en mere uensartet gruppe. Forklaringen herpå må søges i, at materialer oppumpet fra havbunden ikke behøver at være oprindeligt havaflejrede. Udover egentlige havaflejringer træffes nemlig moræner og smeltevandsgrus fra istiden samt strandvolde fra istiden og efteristiden.

De fleste havmaterialer har på grund af langvarig slidpåvirkning velafrundede korn og et ringe indhold af svage partikler.

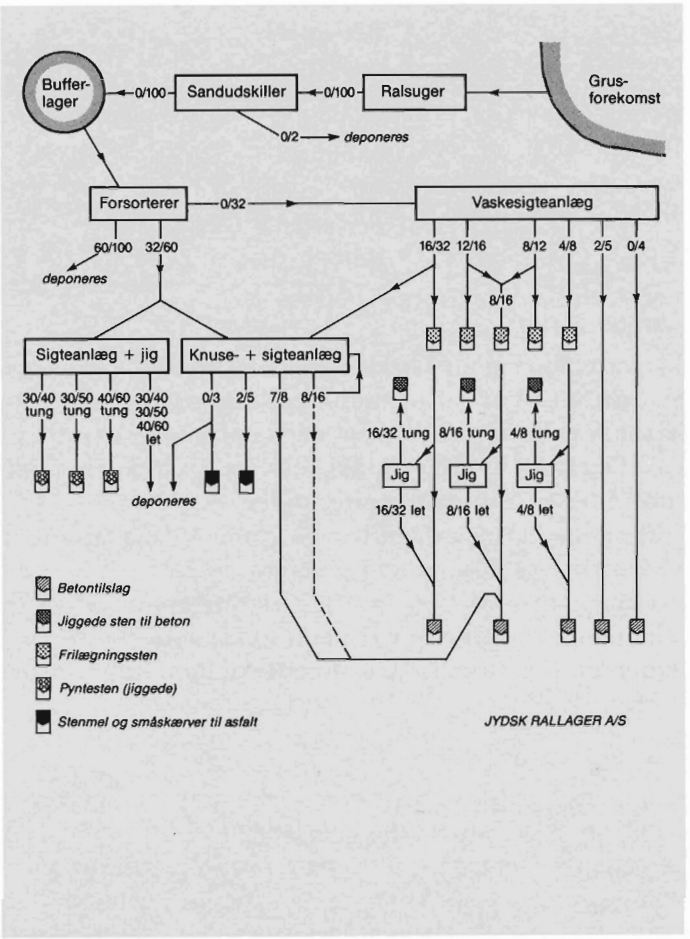
Den store variation i geologisk forhistorie afspejler sig i de fysiske og mineralogiske forhold. Gruppen sømaterialer spænder lige fra stærkt bearbejdede, flintrige strandvoldsdannelser til flintfattige, uforvitrede og ubearbejdede istidsmaterialer.

Handelsvarer

De større grusproducerende virksomheder leverer gruset *sorteret,* og for nemheds skyld knyttes specielle betegnelser til de forskellige handelsvarer. Disse betegnelser kan variere noget fra producent til producent, men enkelte navne, nemlig de i tabel 4.2–4 opførte, benyttes dog generelt.

Det fremgår af tabellen, at sorteringsgrænserne stort set følger standardsigterne. Standardiseringen er dog ikke slået fuldt igennem, så disse grænser kan udvise en vis variation, ikke alene fra firma til firma, men også inden for samme firma. Således kan man eksempelvis komme ud for, at perlesten har grænserne 6–10 mm □, eller at singels ligger fra 35–70 mm □. Desuden leveres fraktionerne *ikke rensigtede,* idet indholdet af materiale under den angivne nedre grænse ofte andrager 10–20% og materialet over den angivne øvre grænse 5–10%.

Ofte kan stenmaterialerne leveres *vaskede;* dette gælder undertiden også for betongruset, men i så tilfælde går det gerne under en anden betegnelse – vaskegrus, vaskesand el. lign.



Figur 4.2-11. Produktionsgangen i en virksomhed, der oparbejder rågrus til betontilslag mv., vist i skematisk oversigt (»flow-diagram«).

De væsentligste operationer, der kan indgå i fremstillingen af det enkelte produkt, er sigtning, sigtning i kombination med vaskning, nedknusning og densitetssortering. Sidstnævnte proces foregår her efter pulsationsprincippet vha. en såkaldt jig.

Udover de standardvarer, der er anført i diagrammet, kan det omhandlede firma levere en række specialprodukter efter ordre. Det gælder bl.a. hvide sten, der fremstilles ved, at den lette del af én gang jiggede sten, jigges endnu en gang. Den lette del af den lette del vil da praktisk taget kun indeholde lyse sten.

Nogle grusvirksomheder kan levere *densitetssorterede* stenmaterialer, hvorfra (hovedparten af de) lette, porøse korn er fjernet ved tungvæske- eller pulsationsseparation.

Knuste materialer, skærver, træffes undertiden i sorteringer, som ikke svarer til standardsigterne.

Produktionsgangen i en virksomhed, der oparbejder grus til betontilslag, kan eksempelvis være som vist i figur 4.2-11.

Specielle tilslagsmaterialer

Interessen for anvendelse af andre tilslagsmaterialer end naturligt forekommende grus eller nedknust klippe er opstået, hvor materialer af denne art ikke er disponible i tilstrækkelig mængde. Senere er de forskellige surrogatmaterialers virkninger rendyrket, således at man nu fortrinsvis støber med sådanne tilslagsmaterialer for at opnå specielle virkninger.

Lette tilslagsmaterialer

Beton med lav densitet kan være ønskelig med henblik på at nedbringe konstruktionens egenvægt eller forøge varmeisoleringsevnen, eventuelt begge dele. I konstruktionsbeton kan den lave densitet opnås ved støbning med lette tilslagsmaterialer. Sådanne materialer kan være naturligt forekommende lette bjergarter, især af pimpstenstypen (*»Bims«*), industrielle affaldsprodukter som opskummet forbrændingsslagge, højovnsslagge og lign. eller specielt fremstillede produkter såsom *ekspanderet ler* eller lerskifer og *sintret flyveaske;* visse steder i verden fremstilles desuden ekspanderede produkter af *perlit* (en glasagtig vulkansk bjergart, der bl.a. findes i Ulster, Italien og Amerika samt i Island) og *vermikulit* (et ekspanderende lermineral, der bl.a. graves i Afrika og Amerika, men som i øvrigt findes mange andre steder).

Her i landet har kun ekspanderet ler vundet større udbredelse. Såkaldte *letklinker**) af ekspanderet ler (exlérklinker) fremstilles af plastisk ler, som ved brænding i rotérovn ved 12–1400°C blærer op under dannelse af utallige, indbyrdes adskilte celler. Efter brændingen foretages en sortering og evt. en knusning. Skal betonen være særlig let, støbes den med ekspanderet ler både som sand- og stenmateriale. Det er imidlertid vanskeligt at fremstille klinkersand i de finere fraktioner, hvorfor det er nødvendigt at fremskaffe disse fraktioner ved knusning af grovere klinker. En betonblanding med et sådant tilslag har desværre en ret udtalt tilbøjelighed til at blive strid, og hvor der ikke stilles krav om en ekstremt lav densitet, støbes derfor med natursand sammen med letklinker i stenstørrelse.

Tunge tilslagsmaterialer

Beton med høj densitet finder især anvendelse til kontravægte og i strålingsbeskyttende konstruktioner. Ganske vist fremstilles strålingsbeskyttende beton helst med normal densitet, fordi man derved undgår håndteringsproblemer

*) Det samme som *betonklinker* – en betegnelse, der dog er ved at gå af brug.

med den friske beton og er mere sikker på at opnå tilfredsstillende egenskaber hos den hærdnede beton. Men hvor tykkelsen af strålingsskærmen dikteres af den disponible plads, kan beton med høj densitet være påkrævet. Tung beton fremstilles ved støbning med tunge tilslagsmaterialer, i hvert fald i stenområdet. De materialer, der kan komme på tale i så henseende, er stål og tunge mineraler som jernmalm og – især – *baryt.*

Litteratur til afsnit 4.2

Se litteraturfortegnelsen i afsnit 7.4.

4.3 Vand

Vand (støbevand) benyttes til fremstilling af beton. Og vand udgør undertiden den færdige betonkonstruktions omgivende medium i hele konstruktionens levetid (havvandskonstruktioner, vandtårne, fundamenter i grundvand, etc., etc.).

Betydningen af vandets kvalitet er forskellig i de to tilfælde. I støbevand vil effekten af eventuelle »betonskadelige« stoffer i vandet ofte være et engangsfænomen, idet stofferne neutraliseres eller bindes af cementens hærdningsprodukter. Derfor vil man normalt kunne acceptere et væsentligt større indhold af sådanne stoffer i støbevand end i vand, der kommer i langvarig berøring med betonens overflade.

Rent vand, f.eks. almindeligt *drikkevand,* vil altid være egnet som støbevand. Der kan dog accepteres et vist indhold af forskellige stoffer – i opløst eller opslemmet tilstand – i støbevandet, uden at der sker nogen nævneværdig forringelse af betonens kvalitet. Generelt kan man sige, at man bør undgå fedt-, syre- og olieholdigt vand samt vand, hvori der findes sukker eller store saltmængder. *Saltindholdet* bør således ikke overstige 3,5%. Et mindre indhold af uorganiske syrer er uskadeligt, og man vil, svarende hertil, normalt kunne acceptere vand, hvis *surhedsgrad (pH)* er større end 4. Er vandet mere surt, dvs. med lavere pH-værdi, kan det eventuelt neutraliseres ved tilsætning af kalk inden anvendelsen som støbevand.

En oversigt over, hvilke krav det kan være hensigtsmæssigt at stille til støbevands indhold af urenheder af forskellig art, er givet i tabel 4.3–1. Betydningen af nogle hyppigt forekommende urenheder er omtalt lidt nærmere i det følgende.

Tabel 4.3–1. Vejledende grænser for maksimalt indhold af forskellige urenheder i støbevand i g/kg.

Urenheder	Uarmeret beton	Armeret beton
Opslemmede bestanddele	5	2
Total mængde opløste salte	30	15
Sulfater som svovlsyreanhydrid (SO_3)	3	3
Sulfider	5	5
Chlorider, beregnet som $CaCl_2$	20	10
Organiske stoffer	3	3

Sulfater og sulfider

Nogle sulfater og sulfider (f.eks. ferrosulfat) har en styrkeforbedrende effekt på beton, når de forekommer i betonens støbevand, andre har en styrkereducerende effekt. Natriumsulfat og magnesiumsulfat forekommer i havvand og har en vis styrkereducerende effekt. Derudover har sulfater i støbevandet næppe synderlige virkninger på betonens kvalitet, og en grænse for indholdet bør derfor fastlægges ud fra, om der kan accepteres styrkereduktioner. Man har fundet, at såfremt den totale sulfatmængde (målt som svovlsyreanhydrid SO_3) og den samlede mængde af sulfider i støbevandet ikke overstiger henholdsvis ca. 3 g og ca. 5 g pr. kg støbevand, vil effekten på betonens styrke være forsvindende.

Chlorider

Chlorider i støbevandet har to principielt forskellige effekter på betonens egenskaber:

1. De påvirker hærdningsforløbet og dermed styrkeudviklingen. Små koncentrationer (under ca. 20 g pr. kg støbevand) virker hærdningsaccelererende og fører dermed til en forøgelse af de tidlige styrker, medens store koncentrationer fører til kraftige styrkereduktioner, både for de tidlige og de sene styrkers vedkommende.
2. De virker – selv i ret små koncentrationer – korroderende på betonens armeringsstål (slap eller forspændt). En begrænsning af chloridindholdet i støbevand, der skal anvendes til armeret beton, er derfor strengt påkrævet.

Chlorider forekommer i havvand, navnlig i form af natriumchlorid og magnesiumchlorid. Det vil derfor normalt ikke være tilrådeligt uden videre at benytte havvand som støbevand til armeret beton. Det kan dog under visse

Tabel 4.3–2. Indhold (mg/kg) af de væsentligste ioner i havvand. (Fra DIN 4030, 1. udgave). I Kattegat og Østersøen vil koncentrationen af disse ioner ligge imellem værdierne for den Baltiske bugt og Vesterhavet.

Ion	Baltiske bugt	Vesterhavet	Atlanterhavet
SO_4^{--}	580	2220	2810
Mg^{++}	260	1110	1410
Ca^{++}	50	430	480
Cl^-	3960	16850	20000
Na^+	2190	12200	11100
K^+	70	550	400

forhold, f.eks. hvis ferskvand er vanskeligt tilgængeligt, være ønskeligt at anvende havvand. En oversigt over forskellige haves indhold af forskellige stoffer er anført i tabel 4.3–2.

Anvendeligheden af en foreliggende havvandstype beror især på dens indhold af chlorider. I de fleste landes betonnormer er der fastsat grænser herfor. I Danmark og Norge må betonens samlede chloridindhold, beregnet som vandfri calciumchlorid, højst udgøre 2,5%, 1,5%, og 0,5% af betonens cementindhold for henholdsvis uarmeret beton og beton med slap og spændt armering.

I en vandanalyse er chloridindholdet som regel angivet som mængden af chloridioner (Cl^-) i mg/kg (eller mg/liter). Dette kan omregnes til vandfri calciumchlorid i procent af cementindholdet efter følgende formel:

$$\% CaCl_2 = 1{,}56\,[Cl^-] \cdot 10^{-4} \cdot v/c$$

hvor v/c betegner den aktuelle betontypes vand/cement-forhold og $[Cl^-]$ chloridmængden i mg pr. kg støbevand.

Eksempel 4.3-1

Til en beton med et v/c-forhold på 0,6 tænkes anvendt havvand fra Nordsøen som støbevand. Chloridindholdet er 16850 mg pr. kg, jf. tabel 4.3–2. Den hertil svarende mængde af vandfri calciumchlorid vil andrage:

$$1{,}56 \cdot 16850 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}6 = 1{,}58\%$$ af cementindholdet.

Konklusion: Hvis der ikke tilføres betonen chlorider på anden måde, vil vandet kunne anvendes til støbning af uarmeret beton, men ikke til armeret beton.

Man bør endelig være opmærksom på, at et stort chloridindhold i støbevandet kan føre til udblomstringer på betonens overflade; desuden vil betonen have en tendens til at være konstant fugtig på grund af chloridernes evne til at optage og binde vand.

Alkaliforbindelser

Tilstedeværelsen af alkaliforbindelser i støbevandet har navnlig interesse, såfremt vandet skal anvendes til fremstilling af beton, hvortil der benyttes tilslagsmaterialer indeholdende alkalireaktive bestanddele, se afsnit 3.5 og afsnit 4.2.

I praksis vil det fortrinsvis være ved brug af havvand, at støbevandets tilskud af alkalier til betonen kan få afgørende betydning for, om der udvikles skadelige alkalikiselreaktioner i betonen.

Som beskrevet i afsnit 4.1 indeholder cementen en større eller mindre mængde af alkaliforbindelser; det samlede alkaliindhold beregnes og opgives som ækvivalent natriumoxid (ækvivalent Na_2O) i procent af cementmængden.

Af alkaliforbindelser indeholder havvand som regel navnlig natriumchlorid samt små mængder kaliumsulfat. Ved vurdering af en havvandstypes egnethed til betonstøbning bør vandets indhold af alkalier omregnes til ækvivalent Na_2O, således at støbevandets tilskud af alkalier kan bedømmes i forhold til den med cementen tilførte alkalimængde.

På basis af en vandanalyse indeholdende oplysninger om vandets indhold af natrium- og kaliumioner (i mg pr. kg vand) kan den ækvivalente mængde Na_2O i procent af cementmængden i en given beton beregnes ud fra formlen:

$$\% \text{ ækvivalent } Na_2O = (1{,}35\,[Na^+] + 0{,}79\,[K^+]) \cdot 10^{-4} \cdot v/c,$$

hvor v/c betegner den aktuelle betons v/c-forhold og $[Na^+]$ og $[K^+]$ støbevandets indhold af henholdsvis natriumioner og kaliumioner i mg pr. kg vand.

Eksempel 4.3-2

Til en beton med et v/c-forhold på 0,55 tænkes anvendt Atlanterhavsvand som støbevand. Jf. tabel 4.3–2 vil dette vand give et alkalitilskud på

$$(1{,}35 \cdot 11100 + 0{,}79 \cdot 400) \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}55 = 0{,}84\% \text{ af cementindholdet}$$

Konklusion: Selv om der anvendes en cement med et meget lavt alkaliindhold, f.eks.0,3%, vil det samlede alkaliindhold blive så højt, at man ikke har sikkerhed mod skadelige alkalikiselreaktioner, såfremt der anvendes reaktive tilslagsmaterialer.

Kuldioxid

Vand, der indeholder fri (aggressiv) kuldioxid, er som regel udmærket som støbevand, fordi kuldioxiden hurtigt neutraliseres af den calciumhydroxid, der frigøres ved cementens hydratisering. Tilsvarende vil ***blødt vand*** hurtigt blive mættet med calciumhydroxid.

Organiske urenheder

Organiske urenheder kan bl.a. forekomme i søvand og brakvand. Eksempler på sådanne urenheder er *humusstoffer, kulhydrater* og *alger.*

Humusstoffer og kulhydrater (sukkerstoffer) virker som regel retarderende på betonens afbinding og hærdning. Humusstoffer, der ofte giver vandet en gullig eller brunlig farve, kan accepteres i begrænset mængde, medens kulhydrater helt bør undgås. Er man i tvivl om en foreliggende vandtypes egnethed på grund af et muligt indhold af humus eller kulhydrater, bør vandets indflydelse på afbindings- og hærdningsforløbet afprøves på en mørtel- eller betonblanding.

Alger i støbevandet har vist sig at kunne føre til indblanding af ret store mængder luft i den friske beton. Man må være opmærksom på den styrkereduktion, som dette fænomen utilsigtet kan medføre.

Litteratur til afsnit 4.3

Kjær, Alice og Christensen, Werner: »Danske vandtypers indvirkning på beton«. Ingeniøren 70 (1961):4, p 156–161.

Steinour, Harold H.: »Concrete Mixing Water – How impure can it be?« Portland Cement Association Research Department, Bulletin 119, Nov. 1960, p 32–50.

Fulton, F. S.: »Concrete Technology – A Southafrican Handbook« The Portland Cement Institute, Johannesburg, 1961.

Biczók, Imre: »Betonkorrosion – Betonschutz«. Bauverlag, Wiesbaden – Berlin, 1968.

4.4 Tilsætningsstoffer

Ved tilsætningsstoffer til beton (eller mørtel) forstås stoffer, der i væske- eller pulverform i små mængder tilsættes blandingen af cement, tilslag og vand umiddelbart før eller under blandingsprocessen med det formål at opnå en eller anden gunstig virkning på egenskaberne af den friske eller hærdnede beton.

Betegnelsen tilsætningsstoffer omfatter en stor og forskelligartet gruppe af stoffer med varierende indvirkning på betonens egenskaber. For hver hovedtype af tilsætningsstof på markedet udbydes et stort antal forskellige handelsprodukter, og de tekniske oplysninger om kemisk sammensætning og evt. fortyndingsgrad er ofte sparsomme. Som regel er oplyst art af aktiv hovedkomponent,

indhold af chlorider, pH-værdi samt anbefalet dosering i procent af cementmængden.

Virkemåden af tilsætningsstoffer kan være af såvel kemisk som fysisk art. Af kemisk virkende stoffer kan først og fremmest nævnes *acceleratorer* og *retardere*, som indvirker på cementens kemiske reaktioner med vand. *Luftindblandingsstoffer* og *plastificeringsstoffer* (vandreducerende tilsætningsstoffer) er de vigtigste fysisk virkende stoffer, hvor virkningen normalt er af overfladeaktiv art. I øvrigt vil mange tilsætningsstoffer have virkninger af både den ene og den anden art, idet stofferne ofte modificeres eller sammenblandes fra fabrikantens side i et forsøg på at dæmpe eventuelle uheldige bivirkninger.

Til hver hovedvirkning af et tilsætningsstof knytter sig i reglen én eller flere bivirkninger, som man må være yderst opmærksom på ved anvendelsen, især hvis bivirkningen er af negativ art. Virkningen kan endvidere afhænge af faktorer som cementtype, tilslagsart, indhold af finstof, indhold af andre tilsætningsstoffer, v/c-forhold og konsistens, betontemperatur, bearbejdningsproces o.a., hvorfor den af producenten foreslåede doseringsmængde ikke altid kan følges. Det må derfor tilrådes altid at udføre prøveblandinger med de valgte delmaterialer.

Det optimale doseringstidspunkt og evt. doseringsrækkefølgen bør ligeledes fastlægges ud fra en prøveblanding. Ofte opnås den største virkning, når tilsætningsstoffet forblandes med en større eller mindre del af vandet, eller doseres sammen med en del af vandet.

Udover de ovennævnte tilsætningsstoffer findes en lang række forskellige typer, hvoraf kan nævnes *frysepunktssænkende, klæbeforbedrende, vandafvisende, ekspansionsfremkaldende, gasdannende, korrosionsbeskyttende og strålingsskærmende* tilsætningsstoffer.

Acceleratorer og retardere

Hastigheden af cementens kemiske reaktioner med vand og dermed hastigheden af varme- og styrkeudviklingen i betonen, afhænger af en række faktorer (jf. kapitel 5), hvoraf kan nævnes:

1. cementens finhed
2. v/c-forholdet
3. betontemperaturen
4. cementens kemiske sammensætning, specielt indhold af gips, C_3A og alkali.

Herudover kan man yderligere påvirke reaktionsforløbet ved tilsætning af små mængder kemiske forbindelser, *acceleratorer og retardere.*

Acceleratorer

Acceleratorer er stoffer, der på en eller anden måde kan fremskynde afbindingen og/eller den tidlige hærdning af cement i en friskblandet beton, hvorved reaktionsvarme og styrke udvikles hastigere.

Anvendelse af en accelerator kan være begrundet i følgende tilfælde:

1. Ved vinterforhold, hvor koldt vejr kan sinke styrkeudviklingen og derved udskyde tidspunktet for afforskalling uforholdsmæssigt længe, eller hvis der er risiko for, at betonen i frisk tilstand kan blive ødelagt af frost.
2. Hvor hurtig afformning kan udnyttes til besparelser på formmateriel.
3. Ved ønske om ekstrem accelerering ved f.eks. tætning af lækager eller støbning i rindende vand.
4. Ved ønske om afkortet fugtlagringsperiode eller i tilfælde, hvor tildækning er vanskelig.

Afbindings- og hærdeforløbet fremskyndes i øvrigt ved:

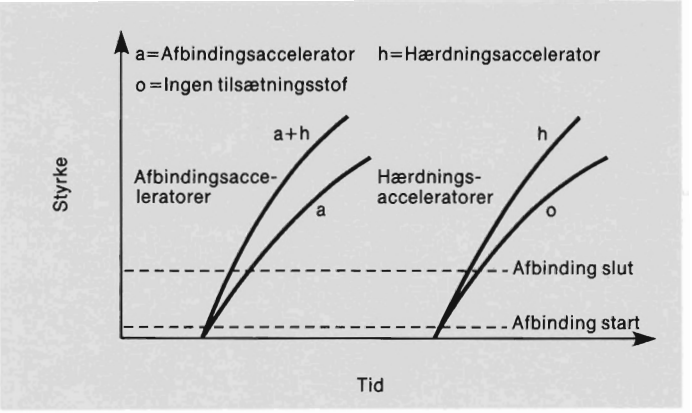
1. Anvendelse af en cement med tidlig afbinding og hurtig styrkeudvikling.
2. Anvendelse af opvarmet blandevand.
3. Anvendelse af varmehærdning.
4. Forøgelse af cementindholdet.
5. Nedsættelse af vandindholdet.
6. Vakuumbehandling.
7. Kombinationer af pkt. 1–6.

Disse muligheder bør, hvor en accelerering skønnes nødvendig, vurderes som alternativer til anvendelse af en accelerator. Hvis det alligevel skønnes, at anvendelse af en accelerator vil være formålstjenlig, bør der altid udføres prøveblandinger med de valgte delmaterialer, så korrekt dosering kan opnås. Nogle acceleratorer kan f.eks. ved små doseringer virke retarderende, og virkemåden er i høj grad afhængig af cementtypen.

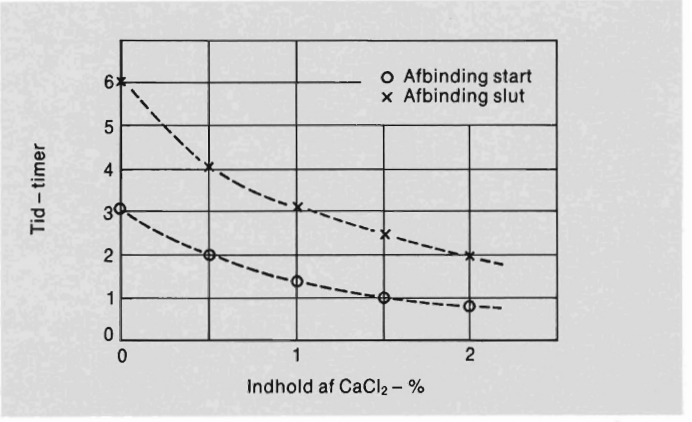
På figur 4.4–1 ses den principielle virkemåde af acceleratorer afbildet. Nogle stoffer fremskynder såvel afbindings- som hærdningsforløb, mens andre kun indvirker på ét af forløbene.

Calciumchlorid ($CaCl_2$), som er langt den mest anvendte, billigste og mest effektive accelerator, benyttes, hvor afbindingsforløb og tidlig styrkeudvikling

Figur 4.4–1. Principiel virkemåde af accelera-torer.



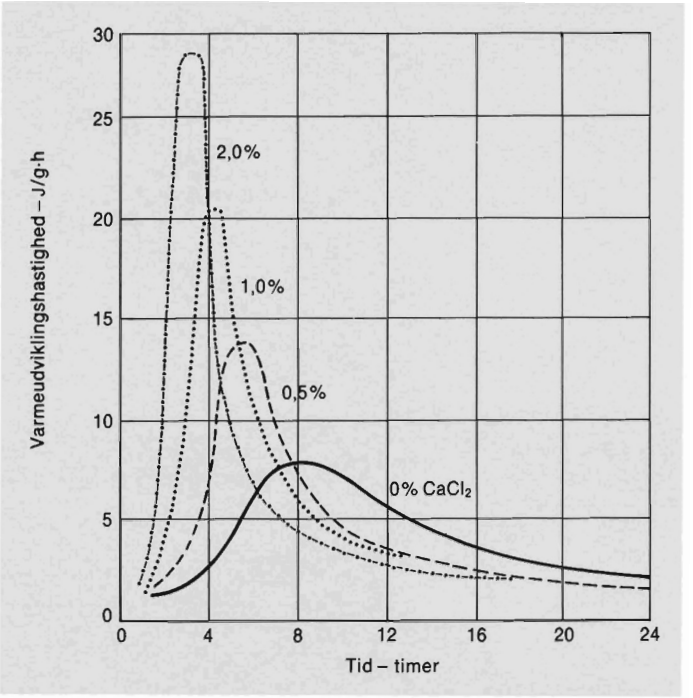
Figur 4.4–2. Indvirkning af $CaCl_2$ på afbindings-forløb i cementpasta [1].



ønskes fremmet. $CaCl_2$ er et af de mest udforskede tilsætningsstoffer, men til trods herfor findes der i litteraturen varierende opfattelser af mekanismen for $CaCl_2$'s virkemåde [1]. Dette hænger til dels sammen med, at mekanismerne for hydratiseringen af portlandcement endnu ikke er fuldt klarlagte. $CaCl_2$-tilsætning bevirker bl.a., at pH-værdien i porevandet sænkes, hvorved opløsning af cementmineralerne C_3S og C_2S samt udfældning af reaktionsprodukter (CSH-gel) accelereres. Om yderligere indvirkning kan tilskrives forskellige kompleksdannelser (calciumoxychloridhydrater) eller en ren katalytisk virkning, hvor $CaCl_2$ ikke indgår i nogen kemisk forbindelse, diskuteres stadig.

$CaCl_2$ tilsættes blandevandet i opløsning, normalt svarende til en dosering på 0,5–2,5% i forhold til cementvægten. På figurerne 4.4–2 og 4.4–3 ses indvirk-

Figur 4.4-3. Indvirkning af $CaCl_2$ på varmeudvikling i en cementpasta [2].



ning på afbindingsforløb og varmeudvikling (og dermed styrkeudvikling) afbildet for en cementpasta med portlandcement. Ved anvendelse af $CaCl_2$ sker der ingen forøgelse af total udviklet hydratiseringsvarme, og den opnåelige slutstyrke er uændret til lidt lavere for de højere doseringer.

Den alvorligste indvending mod anvendelse af $CaCl_2$ er, at chloridioner øger faren for armeringskorrosion. I DS 411 er der sat grænser for tilladeligt indhold af chlorid på 2,5% for uarmeret beton, 1,5% for slapt armeret beton i passivt og moderat miljø og 0,5% for slapt armeret beton i aggressivt miljø og for spændarmeret beton. Procenterne er angivet som vandfrit $CaCl_2$ i forhold til cementvægten. I andre landes normer findes tilsvarende grænser, der dog kan variere en del fra land til land. F.eks. er tilsætning af $CaCl_2$ til spændbeton de fleste steder forbudt.

Når $CaCl_2$ anvendes sammen med andre tilsætningsstoffer, bør stofferne tilsættes betonen hver for sig. Ved direkte sammenblanding forøges risikoen for, at Ca-ioner danner tungtopløselige udfældningsprodukter med andre stoffer og derved inaktiverer disse.

I øvrigt er flere plastificeringsstoffer og luftindblandingsstoffer tilsat $CaCl_2$ for at modvirke en eventuel retarderende effekt af disse stoffer.

Af øvrige bivirkninger kan nævnes, at der i varmt vejr er øget risiko for revnedannelser i betonen på grund af den accelererede varmeudvikling. Også under koldere forhold kan der ved massive konstruktioner være fare for for store temperaturgradienter.

Der er rapporteret øget svelningstendens og udtørringssvind, men dette kan imødegås ved hensigtsmæssige lagringsbetingelser i den første tid efter tilsætningen. Også tilsætning af en blanding af 1% $CaCl_2$ og 0,5% Na_2SO_4 siges at modvirke en eventuel øget svindtendens [3].

Anvendelse af $CaCl_2$ kan endvidere medføre formindsket sulfatresistens og forøget risiko for alkalikiselreaktioner, men også herom udviser litteraturen divergerende opfattelser [1].

$CaCl_2$ er også tilskrevet at bevirke en forøget udblomstringstendens på betonoverflader, men grundet saltets *hygroskopiske* egenskaber vil det ved en udtrædning på en betonoverflade tiltrække fugt, hvorved udblomstringstendensen nedsættes [1].

Såvel andre chlorider som andre calciumsalte, der ikke danner tungtopløselige forbindelser med ioner i cementpastaens porevæske, virker accelererende på lignende vis som $CaCl_2$. Blot er disse stoffer oftest mere følsomme og kræver forholdsvis højere doseringer.

Anvendelse af organiske stoffer såsom *TEA (triethanolamin), paraformaldehyd* og *myresyresalte (formater)* i små doser virker accelererende og endda slutstyrkeforøgende. Sådanne stoffer antages at virke katalytisk fremmende på hydratiseringen af C_3S og C_2S.

Tilsætning af aluminatcement vil også virke accelererende på styrkeudviklingen, men anvendelsen heraf bør absolut begrænses til helt specielle formål (jf. afsnit 4.1 og 5.4).

Ved tætning af lækager o.l., hvor en kraftig accelerering er nødvendig, kan man anvende tilsætning af stoffer som *natriumhydroxid* (NaOH), *kaliumhydroxid* (KOH), *natriumcarbonat* (Na_2CO_3), *natriumsulfat* (Na_2SO_4) o.a., der alle danner tungtopløselige calciumsalte med calciumioner i betonens porevæske. Ved større doseringer kan fås en *lynafbinding,* hvilket medfører en meget lav slutstyrke, mens der ved lavere doseringer kan opnås en forkortelse på 60–90% af afbindingens varighed samt en mere »moderat« reduktion af slutstyrken (30–60%). Ved sådanne anvendelser kan man efterstøbe med normalt hærdnende beton til sikring af reparationen.

Retardere

Retardere er uorganiske eller organiske stoffer, der tilsættes beton eller mørtel under blandingen med det formål at forsinke afbindingen og/eller den tidlige hærdning af cementen. Ved anvendelse af retardere kan opnås forsinkelser på fra nogle få timer til flere døgn. I uheldige tilfælde kan man ved overdosering risikere, at betonen ikke binder af.

Anvendelse af retardere kan være begrundet f.eks. under følgende forhold:

1. Ved ønske om længere tids mulighed for bearbejdning af den friske beton ved f.eks. lange transportveje eller som kompensation for den accelerering af afbindingen, som sker i varmt vejr.
2. I tilfælde, hvor støbeskel ønskes undgået.
3. Ved ønske om overflader med frilagt tilslag på f.eks. betonelementer.

Retardere indvirker først og fremmest på aluminaternes reaktion med vand. Retardere reducerer opløseligheden af aluminaterne ved at danne film på specielt C_3A- og C_4AF-overflader i cementpartiklerne, hvorved afbindingen udskydes. Samtidig fremmes hydratiseringen af C_3S og C_2S, der er de styrkegivende komponenter i cementen.

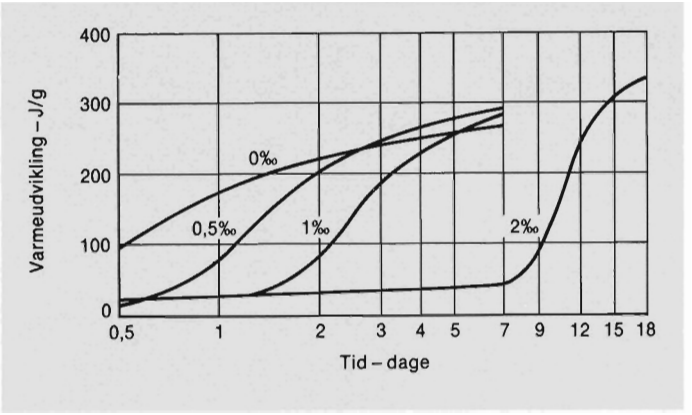
Anvendelsen af retardere medfører, at C_3S og C_2S bidrager mere end normalt til styrkeudviklingen, hvorved opnås *slutstyrker*, der kan være op til ca. 25% højere end normalt [4]. Jo lavere C_3A-indhold og alkaliindhold i cementen, desto større vil den retarderende effekt være. Endvidere vokser retarderingen med faldende betontemperatur.

Ved retarderingens ophør er styrkeudviklingen hastigere end normalt, hvorfor tidlige styrker (f.eks. efter 3 døgn) kan være op til 40% højere. Senere aftager *styrkeudviklingshastigheden* og kan til senere terminer ligge under det normale.

Med hensyn til varmeudvikling vil betonen normalt undergå de samme temperaturstigninger som en beton uden tilsat retarder, blot vil tidspunktet for den maksimale temperaturstigning blive udskudt.

Den forventede slutstyrkeforøgelse ved anvendelse af en retarder kan også udnyttes til, for en beton med retarder og et lavere cementindhold, at opnå slutstyrke som en beton uden retarder og med højere cementindhold. Herved kan varmeudviklingen reduceres, hvilket især vil være af betydning i massive konstruktioner.

Hvor retardere anvendes til f.eks. en retardering natten over, må der foretages revibrering før støbearbejdet genoptages. Det må også iagttages, at det tryk, der udøves på en form eller forskalling af den friske beton forøges, i og



Figur 4.4–4. Sukkers retarderende virkning målt ved varmeudvikling i cementpasta [7].

med at betonen fortsætter med at udøve et hydrostatisk tryk i hele retarderingsperioden og vil stå i større højder end normalt.

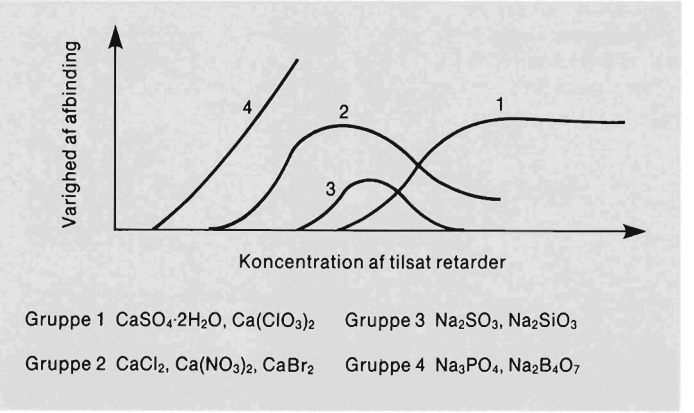
Størst udbredelse har de organiske retardere, specielt *lignosulfonater,* der udover at virke retarderende samtidig kan virke plastificerende og luftindblandende. Lignosulfonater giver en moderat retardering (f.eks. 1–4 timer). Lignosulfonat er ikke en eksakt betegnelse, idet der ikke findes en entydigt defineret formel for dette. Det er fællesbetegnelsen for en fraktion, der fremkommer som biprodukt ved celluloseudvinding fra træ.

Hydroxycarboxylsyrer virker ligeledes retarderende. Virkningen øges med stigende antal hydroxy- eller carboxylsyregrupper. Eksempler på sådanne forbindelser er *gluconsyre, citronsyre* og *salicylsyre.*

Sukkerstoffer er nogle af de ældst kendte retardere for cement. Selv ganske små mængder (1‰ af cementvægten) virker kraftigt retarderende (jf. figur 4.4–4), hvorfor det f.eks. er meget væsentligt, at lignosulfonatfraktionen er renset bedst muligt for sukkerstoffer. Derimod vil en koncentreret sukkeropløsning (f.eks. svarende til 10% af blandevandet) have modsat effekt, afbindingen accelereres kraftigt [6].

Uorganiske retardere er *syrer* eller *salte,* hvoraf et udsnit er angivet i teksten til figur 4.4–5. Saltene er efter virkemåde inddelt i fire grupper. Hyppigt anvendt er *fosfater,* hvor der ønskes en markant retardering (mere end 8 timer og op til ca. 48 timer).

Som omtalt i afsnit 4.1, side 278 tilsættes portlandcement gips ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) under formalingen for at forsinke C_3A's hurtige reaktion med vand, således at lynafbinding undgås. Gips er i denne sammenhæng ikke et tilsætningsstof, men



Figur 4.4–5. Inddeling af uorganiske retardere efter indvirkning på afbindingsforløb [4].

kan i specielle tilfælde tilsættes ved blandingen af beton. Her er virkningen ved små doseringer retarderende og ved store doseringer accelererende, men i begge tilfælde fås reduktion af slutstyrken.

Luftindblandingsstoffer og plastificeringsstoffer

De to væsentligste grupper af fysisk virkende tilsætningsstoffer er de *luftindblandende* og de *plastificerende* (vandreducerende) tilsætningsstoffer. Disse grupper omfatter de såkaldte *overfladeaktive stoffer,* der først og fremmest virker ved adsorption i grænseflader.

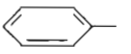
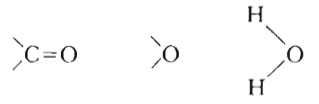
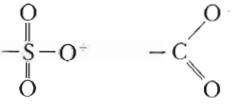
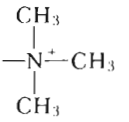
Luftindblandende tilsætningsstoffer

Luftindblandingsstoffer tilsættes beton først og fremmest med det formål at bibringe den hærdnede beton en mikroluftporestruktur, der kan gøre betonen frostbestandig (jf. afsnit 3.5, side 216). Herudover medfører tilsætningen, at en række af betonens egenskaber i såvel frisk som hærdnet tilstand forbedres.

Normalt foreskrives et luftindhold på 4–6%, hvor frostbestandighed ønskes, og på 5–8%, hvor betonen samtidig er udsat for tøsaltpåvirkning. Kun luftbobler i størrelsesordenen 5–200 μm er af betydning, større bobler har ingen gunstig virkning med hensyn til frostbestandigheden.

Luftindblandingsstoffer er normalt organiske forbindelser med lange, lige molekylkæder med en *hydrofob* gruppe i den ene ende og en *hydrofil* gruppe i den anden. Eksempler på sådanne grupper ses i tabel 4.4–1.

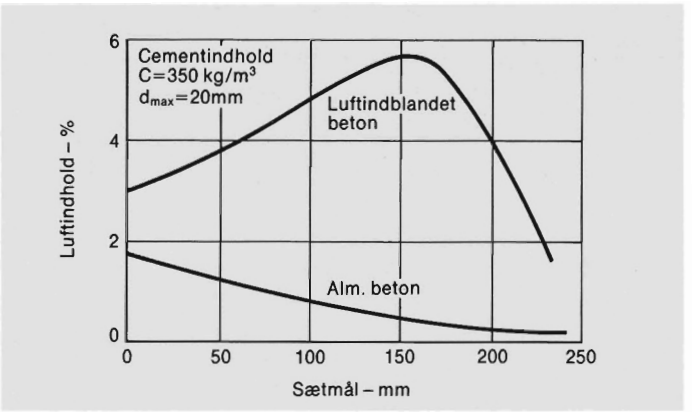
Tabel 4.4–1. Molekylgrupper ved overfladeaktive tilsætningsstoffer [7].

Navn	Forenklet skitsering	Konv. skitsering (eksempler)
Upolær (kæde) (hydrofob)	——	CH_3-CH_2-CH_2-CH_2- 
Polær (gruppe) (hydrofil)		 (vand)
Anion (hydrofil)	⊖	
Kation (hydrofil)	⊕	

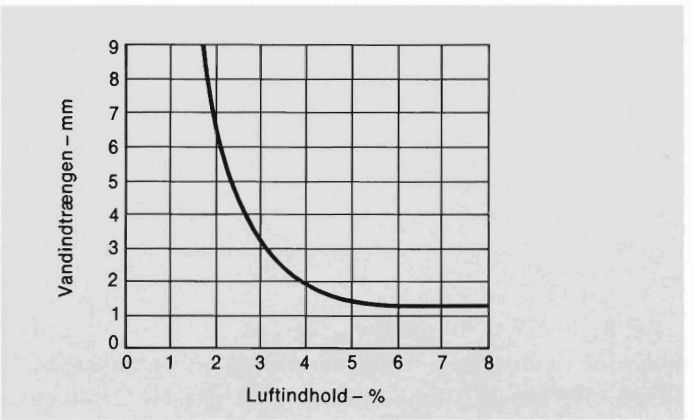
De hydrofile grupper bevirker, at stofferne er opløselige i vand, mens de hydrofobe grupper normalt medfører en sænkning af vandets overfladespænding og derved gør det nemmere at få blandet luft i betonen. I princippet vil alle stoffer, der nedsætter vands overfladespænding, f.eks. sulfosæbe, altså virke luftindblandende. For at det kan betragtes som et godt luftindblandingsstof, er det imidlertid nødvendigt, at stoffet også er i stand til at stabilisere den indblandede luft i betonen.

Neutraliserede træharpikssyrer (også kaldet *»vinsol resin«)* og *abietater* hører til de hyppigst anvendte luftindblandingsstoffer. Disse stoffer indeholder bl.a. abietinsyre. Af andre typer kan nævnes *vandopløselige fedtsyresæber* og *lignosulfonater.*

De fleste luftindblandingsstoffer vil give øget luftindhold ved øget dosering op til visse grænser. Luftindholdet kan også være afhængigt af, om man som blandevand anvender meget blødt eller meget hårdt vand, idet man så ofte skal reducere eller forøge doseringen af luftindblandingsstoffet i forhold til normal praksis. Virkningen af et givet luftindblandingsstof afhænger i øvrigt af en lang



Figur 4.4–6. Opnået luftindhold for varierende sætmål (udtryk for konsistensen) med given dosering af luftindblandingsstof [8].



Figur 4.4–7. Eksempel på vandindtrængen i afhængighed af luftindhold [9].

række andre faktorer, hvorfor doseringsmængden altid må fastlægges ved forsøg med de aktuelle betonmaterialer. Af faktorer der må tages i betragtning ved ønske om et bestemt luftindhold, kan nævnes:

1. Tilslagets art og kornkurve: Øget fillerindhold giver øget luftindhold op til en vis grænse, hvorefter forholdet bliver omvendt.
2. Blandetid og blandingsmetode, omfang af mekanisk bearbejdning.
3. Cementtype: Lavt gipsindhold kræver større dosering.
4. Betontemperatur: Jo lavere temperatur, desto højere luftindhold opnås.
5. v/c-forhold: Meget stive eller meget bløde betoner vil medføre et lavt luftindhold (se figur 4.4–6).

6. Andre faktorer: Restkulindhold i flyveaske og portlandflyveaskecement vil adsorbere de hydrofobe molekyler, hvilket nødvendiggør højere dosering, når disse bestanddele indgår i betonen.

I frisk beton har de små luftbobler en smørende effekt, hvorved bearbejdeligheden forøges, og separations- og bleedingtendens samt faren for slamlagsdannelse nedsættes. Den plastificerende effekt kan udnyttes til reduktion af vandindholdet for i øvrigt uændret konsistens. Ligeledes bevirker luftindholdet, at den friske beton bliver mere klæbrig og kohæsiv, samt at der i den hærdnede beton opnås større vandtæthed (se figur 4.4-7) og dermed forøget holdbarhed. For så vidt vil luftindblanding være gavnlig også til betoner, der ikke udsættes for frostpåvirkning.

Luftindblanding medfører normalt en mindre styrkereduktion, men ved udnyttelse af de ændrede egenskaber af den friske beton, som tilsætningen medfører, kan denne reduktion helt eller delvis undgås (f.eks. pga. reduktion af vandbehovet). For fuldstændighedens skyld skal nævnes, at der også findes stoffer, der har den modsatte effekt, altså virker luftuddrivende. Disse stoffer er de såkaldte *skumdæmpere.* Skumdæmpere kan f.eks. anvendes i kombination med lignosulfonater, hvor luftindblanding, f.eks. af hensyn til betonens styrke, er uønsket. Skumdæmpere er normalt enten *silikoner* eller *alkylfosfater,* f.eks. *dimethylsilikone* eller *tributylfosfat.*

Plastificeringsstoffer

Plastificeringsstoffer (vandreducerende tilsætningsstoffer) er ligeledes oftest overfladeaktive stoffer; i modsætning til luftindblandingsstofferne har de normalt ingen, eller ikke særlig udtalte, hydrofobe grupper, men det er vanskeligt at adskille disse to typer tilsætningsstoffer særligt klart.

Plastificeringsstoffer findes normalt i gruppen *lignosulfonater,* men også *polyhydroxycarboxylsyrer* kan betragtes som sådanne. De såkaldte *superplastificeringsstoffer,* som hovedsagelig er udviklet i Japan og Tyskland, består normalt af enten *sulfonerede melamin-harpiksformaldehydkondensater* eller *sulfonerede naftalenforbindelser.* Af de nævnte typer plastificeringsstoffer virker kun lignosulfonaterne yderligere luftindblandende, mens såvel disse som polyhydroxycarboxylsyrerne virker retarderende. Superplastificeringsstofferne virker kun plastificerende, medmindre en modificering er foretaget.

Plastificeringen skyldes normalt, at stofferne virker *dispergerende,* dvs. de virker som »smøremidler«, men derudover vil såvel en eventuel luftindblanding som en eventuel retardering ligeledes forøge betonens bearbejdelighed. Plastifi-

cering anvendes normalt til at opnå en bestemt bearbejdelighed (se afsnit 8.2). Anvendelsen kan bl.a. udnyttes til reduktion af v/c-forholdet (og dermed opnåelse af højere styrker).

Superplastificeringsstofferne kan udnyttes til fremstilling af *flydebeton,* dvs. en beton med et udbredelsesmål på 500 mm eller mere, der stadig besidder god sammenhængskraft. Dette kan opnås for v/c-forhold, der ikke overstiger 0,4. Bearbejdelige betoner med v/c-forhold ned til 0,25 kan ligeledes opnås, hvilket kan udnyttes til fremstilling af beton med ekstremt høje styrker (større end 100 MN/m^2).

Andre tilsætningsstoffer

Udover de tidligere nævnte tilsætningsstoffer, som er langt de hyppigst anvendte, findes en række mere specielle stoffer, hvoraf nogle kort skal omtales i det følgende:

Frysepunktssænkende tilsætningsstoffer anvendes ved beton- eller mørtelstøbning om vinteren, hvor man kan risikere, at mørtelen eller betonen kan blive udsat for frost, inden den har opnået tilstrækkelig styrke til at modstå en sådan påvirkning.

Traditionelt har man på byggepladser ved opmuring om vinteren anvendt at sætte *sprit* til kalkmørtel for således at nedsætte vandets frysepunkt og hindre, at mørtelen frøs. Dette er imidlertid uheldigt ved støbning med cementholdige bindemidler, idet spritten dels virker retarderende på cementens reaktion med vand, dels vil kunne reducere mængden af eventuel indblandet luft. Undertiden anvendes tilsætning af *calciumchlorid* for at nedsætte frysepunktet, men såvel for calciumchlorid, tilsat i de ifølge DS 411 »lovlige« mængder, som for sprit gælder det, at frysepunktet af vandet normalt højst sænkes 2–3 °C. Ønskes en større sænkning, må man anvende andre forbindelser (f.eks. *kaliumcarbonat)* i betragtelige mængder (10–15% af cementmængden), hvorved slutstyrken ofte nedsættes betydeligt.

Generelt kan man derfor ikke tilråde anvendelse af frysepunktssænkende stoffer til cementholdige bindemidler. I stedet bør man anvende varm beton eller mørtel samt isolerende afdækning.

Klæbeforbedrende tilsætningsstoffer anvendes enten rene til svumning eller som emulsion tilsat cementmørtel, især ved reparationsarbejder. Det er normalt

plastbaserede materialer, f.eks. *polyvinylacetat (PVA)* eller *acrylforbindelser.* Ved vedvarende fugtpåvirkning er flere af disse stoffer ubestandige.

Vandafvisende og *vandtætnende* tilsætningsstoffer anvendes, som navnet angiver, til at forbedre betons og især mørtels vandafvisende evne eller vandtæthed. Dog vil grove porer og revner, der måtte opstå i en beton, ikke kunne tætnes ved sådanne tilsætninger. De vandafvisende stoffer er normalt *silikoner* eller *stearater,* mens de vandtætnende stoffer kan være enten et inaktivt fillermateriale (som f.eks. *kalkmel*) eller et *puzzolan* eller stoffer, der danner tungtopløselige forbindelser med calciumhydroxid og derved fælder ud i betonens porer (sæber). Som allerede nævnt vil luftindblanding normalt forbedre en betons vandtæthed.

Ekspansionsfremkaldende tilsætningsstoffer kan enten være *skum-* eller *gasdannende* stoffer, f.eks. finfordelt *aluminiums-* eller *zinkpulver,* der reagerer med vand under tilstedeværelsen af betonens calciumhydroxid og danner hydrogen. Dette er som oftest tilfældet i *injektionsmørtler,* ligesom fremstillingen af gasbeton er baseret herpå.

En anden mulighed er at tilsætte stoffer, der ved reaktion med enten vand eller cementpasta udvider sig (ekspanderer). Et eksempel herpå er vandfrit *calciumsulfoaluminat,* der fremstilles ved brænding ved 1400–1500°C af en blanding af kridt, bauxit og gips (se afsnit 4.1).

Korrosionsbeskyttende tilsætningsstoffer kaldes også ofte for *inhibitorer.* Det er stoffer, der nedsætter risikoen for korrosion af armeringen, idet stofferne forbruger oxygen. Eksempler herpå er *natriumnitrit* ($NaNO_2$), *natriumsulfit* (Na_2SO_3) og *natriumchromat* (Na_2CrO_4).

Strålingsskærmende tilsætningsstoffer er en meget speciel type tilsætningsstoffer, der tilsættes beton, der skal virke som afskærmning for radioaktiv stråling. Stofferne tilsættes normalt i ret store doseringer, 10–15%. De tilsættes for at reducere neutronstrålingen og består normalt af *borforbindelser.* Som det fremgår af figur 4.4-5 virker borforbindelser retarderende, hvilket man bør være opmærksom på, når man anvender sådanne stoffer til strålingsafskærmningsbeton.

Litteratur til afsnit 4.4

[1] Ramachandran, V. S.: »Calcium Chloride in Concrete, Science and Technology«. Applied Science Publishers Ltd., London 1976.

[2] Lerch, W.: »The Effect of Added Materials on the Rate of Hydration of Portland Cement Pastes at Early Ages«. Portland Cement Assoc. Fellowship, 1944.

[3] Duriez, M.: »Die Betonzusatzmittel«. Betonstein-Zeitung Vol. 24, No. 3, 1958.

[4] »Admixtures for Concrete«. C & CA Translation Number 131, 1965 C & CA, London.

[5] Venuat, M.: »Adjuvants et Traitements des Mortiers et Bétons«. Centre d'Etude et de Recherches de l'Industrie des Liant Hydrauliques, Paris 1971.

[6] Joisel, A.: »Admixture for Cement, Physico-Chemistry of Concrete and its Reinforcement«. Ecole Polytechnique, Paris 1973.

[7] Rapport af Dansk Betonforenings studiekreds vedrørende tilsætningsstoffer til beton (1971–72)

[8] »Foreløbige retningslinier for fremstilling af luftindblandet beton«. Dansk Ingeniørforening. Teknisk forlag 1954.

[9] Bruere, G.M.: »Fundamental Actions of Air-entraining Agents« Rilem, Bruxelles symp. IV. (1967).

Maslow, P.: »Chemical Materials for Construction«. Structures Publishing Company, Farmington, Michigan 1974.

Dansk Ingeniørforenings anvisning i brug af »tilsætningsstoffer til beton«. Teknisk Forlag. Normstyrelsens Publikationer NP-III-R 1973.

ASTM C 494–77: »Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete«.

DIF-EU: Kursus i Praktisk Betonteknologi I (1970). S. Nørregaard: »Tilsætninger«.

Morgan, D. R. & Bruere, G. M., (ed.): »The Use of Chemical Admixtures in Concrete«. A Workshop, Sydney, 1975. Kensington, The School of Civil Engineering.

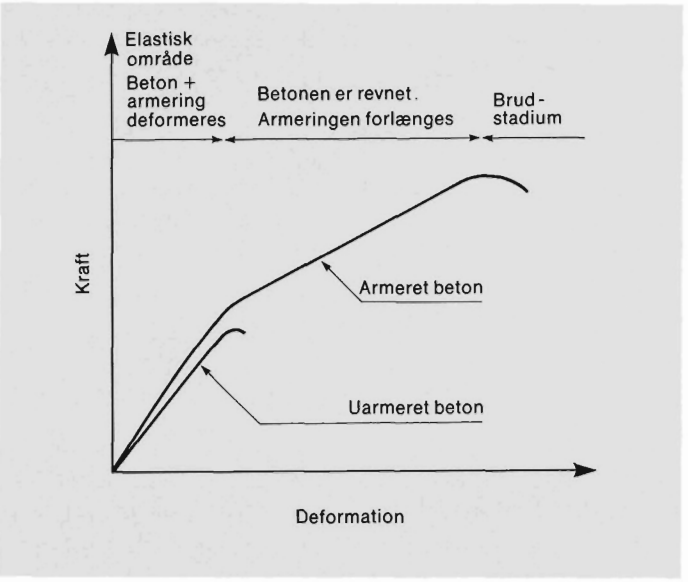
Kjær, U.: »Tilsætningsstoffer til beton, en håndbog«, Beton- og Konstruktionsinstituttet, Lyngby, 1982.

4.5 Armeringsmaterialer

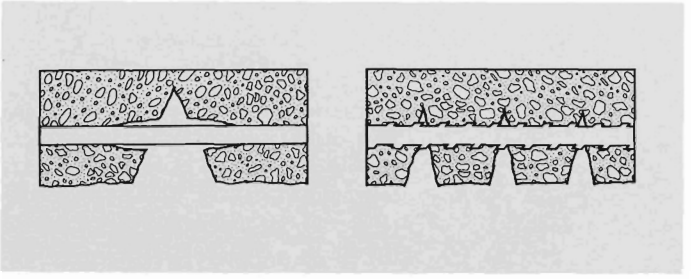
Cementpasta og beton har stor trykstyrke og meget lille trækstyrke. De kan bruges selvstændigt i konstruktioner, hvor de er trykbelastede, ubelastede eller kun har små trækpåvirkninger. Hvis de kombineres med materialer, som kan tage trækpåvirkning, får materialerne den store anvendelighed, som kendes (se figur 1–3). Materialer, som anvendes således til at tage trækpåvirkning, kaldes under et for *armeringsmaterialer* eller kort *armering*. Der anvendes stålstænger og -tråde, ståltrådsnet og mange slags fibermaterialer.

Revnefordeling

Et slapt armeret betonelement, som belastes med træk- eller bøjningspåvirkning, vil deformeres, som det i princippet er vist på figur 4.5-1. Til at begynde med samvirker beton og armering over hele tværsnittet. På et vist tidspunkt er påvirkningen så stor, at betonens trækstyrke overskrides, hvorfor betonen revner, og armeringen alene overtager trækzonens funktion. Det er således en



Figur 4.5–1. Principfigur for uarmeret og armeret betons arbejdslinie ved træk eller bøjning.

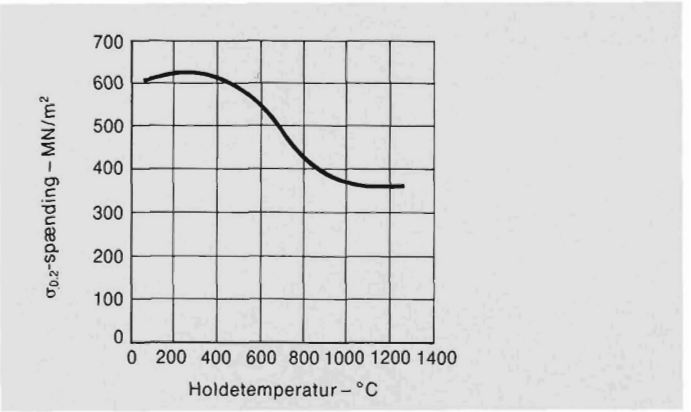


Figur 4.5–2. Udsnit af trækzonen i en jernbetonbjælke, principielt. For armeringsstænger *med samme* spændingsniveau dannes flest revner langs den stang, som bedst kan overføre trækkræfterne til betonen (til højre).

nødvendighed for armeringens funktion i elementet, at betonen revner. Revnelasten markeres på kurven med et forholdsvis skarpt knæk.

Revnevidden tilstræbes at være så lille som muligt. Dette gøres af æstetiske grunde og, forsåvidt angår konstruktioner, som skal være tætte, og konstruktioner i fugtigt miljø, af holdbarhedsmæssige grunde. Revnevidden bestemmes af armeringens tøjning, vedhæftningen mellem armering og beton og af dæklagstykkelsen.

Udnyttelse af højstyrkestål til slapt armerede betonbjælker forudsætter, at stålet er forsynet med kamme til forbedring af vedhæftningen, for at revnerne ikke skal blive urimeligt store, se figur 4.5-2. Dette skyldes, at højstyrkestålet



Figur 4.5–3. Reststyrken hos tentorstål efter opvarmning til forskellige temperaturer. Styrkeforøgelsen ved opvarmning til ca. 300° C skyldes ældning.

Opvarmning til ca. 800° C reducerer styrken til det oprindelige materiales styrke, ca. 350 MN/m². (Forsøg ved DIAB, 1963.)

kun har fået styrken forbedret, medens elasticitetskoefficienten er uændret ca. $2 \cdot 10^5$ MN/m², jf. figur 4.5-4. De højeste stålstyrker kan kun udnyttes i urevnede betonkonstruktioner, dvs. spændbetonkonstruktioner.

Til illustration af revneviddernes størrelsesorden betragtes følgende eksempel. En armeringsstang i en bjælke er belastet til en spænding på 200 MN/m². Dens tøjning bliver

$\varepsilon = \sigma/E = 200/(2 \cdot 10^5) = 1$ ‰,

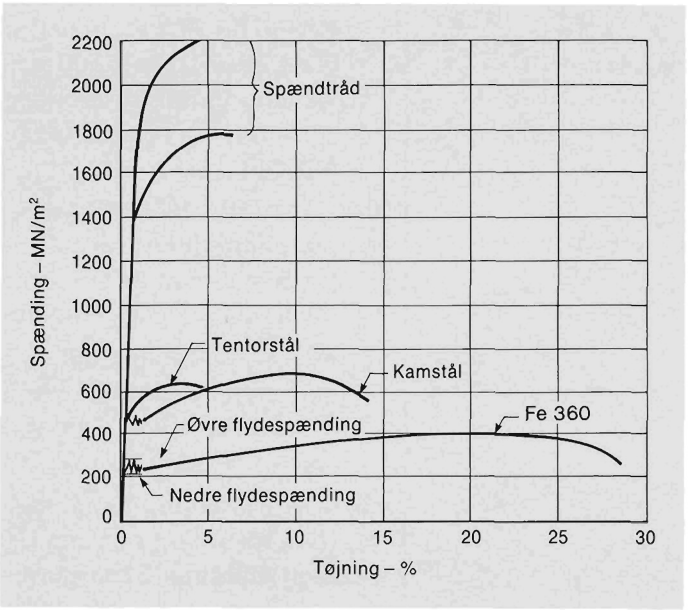
hvilket er større end betons trækbrudtøjning. Betonen uden om armeringsstangen vil derfor revne. Hvis der kun dannes én revne pr. m, bliver denne ca. 1 mm bred. Dannelse af en revne forudsætter imidlertid, at armeringsstangen bliver frigjort fra betonen på et stykke på begge sider af revnen. Hvor langt et stykke, der frigøres, bestemmes af vedhæftningen mellem beton og stål. Hvis vedhæftningen er god, som det f.eks. er tilfældet ved stål med kamme, vil trækkræfterne effektivt kunne overføres til betonen, som derfor revner med mindre revneafstand, end hvis vedhæftningen er dårlig. Kammene anviser også revnerne. Dannes der 5 à 10 revner pr. m, bliver revnevidden 0,2 à 0,1 mm.

Sammenfattende kan siges, at de egenskaber, som har betydning for et armeringsmateriales funktion, enten det er stålstænger eller fibre af forskellige materialer, er følgende:

1. Trækstyrke, korttids- og langtids-.
2. Stivhed, dvs. elasticitetskoefficient og krybeegenskaber.
3. Vedhæftningsevne.

Desuden skal det naturligvis have en god

4. Holdbarhed.



Figur 4.5–4. Arbejdslinier for armeringsstål.

Stål

Stål er i kraft af sin metalstruktur et sejt materiale med stor stivhed og stor styrke (om metalstruktur mv. se [1]). Normkrav til armering er givet i DS 411, DS 13080 (slap armering), DS 13081 (spændarmering) og DS 13082 (svejste net).

Almindeligt »blødt« stål, Fe 360, består af jern med maksimalt 0,2% kulstof. Stålets styrke kan forbedres ved *tillegering* af kul, mangan, silicium, chrom, kobber, nikkel, molybdæn og vanadium. Således er dansk *kamståls* styrke forhøjet ved tillegering af niob eller vanadium. *Kul* (C) er det enkeltstof som har den største virkning. Den samlede mængde legeringsstoffer jævnføres med et kulindhold ved beregning af *kulstofækvivalenten* C_w.

$$C_w = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cu + Ni}{15} + \frac{Cr + Mo + V}{5}$$

hvor bogstaverne angiver de respektive grundstoffer i vægtprocent (Mn = mangan, Cu = kobber, Ni = nikkel, Cr = chrom, Mo = molybdæn og V = vanadium).

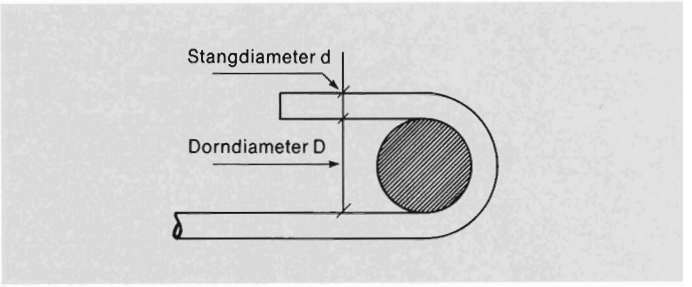
En anden vigtig metode til at forhøje stålets styrke på er *kolddeformation*. Som

Tabel 4.5-1. Inddeling af ståltyper til slap armering efter DS 411.

a.	Fe 360 og Fe 430 efter DS/ISO 630, St 37 og St 44 efter DIN 17100 samt lignende varmvalsede, standardiserede, glatte stål med en garanteret øvre flydespænding på højest 300 MN/m^2.
b1.	Fe 510 (DS/ISO 630) og St 52 (DIN 17100) samt lignende varmvalsede, standardiserede, glatte stål med en garanteret flydespænding mellem 300 og 360 MN/m^2.
b2.	Karmvalsede ribbestål og glatte stål med en garanteret øvre flydespænding mellem 360 og 450 MN/m^2 og med maksimale chargeværdier for C på 0,26% og for C_w på 0,52%.
b3.	Varmvalsede ribbestål med en garanteret øvre flydespænding mellem 450 og 600 MN/m^2, og med maksimale chargeværdier for C på 0,28% og for C_w på 0,56%.
c.	Andre varmvalsede, glatte stål eller ribbestål.
d.	Glat stål, fremstillet ved trådtrækning.
e.	Ribbestål, som er kolddeformeret, f.eks. ved strækning, vridning eller kombinationer heraf.
f.	Ikke-glat stål, fremstillet ved trådtrækning og med overfladeprofilering.

eksempel nævnes *tentorstål,* som har fået forhøjet 0,2-grænse og styrke ved trækning (*ten*sion) og snoning (*tor*sion) i kold tilstand. Virkningen af kolddeformationen forsvinder ved glødning, jf. figur 4.4-3. En opvarmning til ca. 300°C gør dog materialet en anelse stærkere, men også noget sprødere. Denne forsprødning af materialet, *ældning,* kan også ske ved normal temperatur i løbet af konstruktionens brugstid. Dette gælder alle kolddeformerede stål i større eller mindre grad, hvorfor mekanisk prøvning i disse altid skal ske efter kunstig ældning ved opvarmning til 100°C i 16 timer eller 250°C i 30 minutter.

DS 411 opdeler stål til slap armering som vist i tabel 4.5-1. Opdelingen er baseret på fremstillingsteknikken, fordi denne teknik nødvendiggør, at der



Figur 4.5-5. Bøjeprøvning af armeringsstål efter DS 13080. Stålet skal kunne bøjes 180° om dornen uden at revne.

stilles forskellige krav i de forskellige grupper, bl.a. til om stålene må koldbukkes, og om de må svejses.

I de kullegerede stål er der risiko for dannelse af sprøde hærdestrukturer ved uheldig svejsning. Hvis man ønsker at svejse på et varmvalset, legeret stål, skal man vælge en kvalitet beregnet til svejsning. Disse kvaliteter er mærket med S, f.eks. Ks 410S og Ks 550S. Kolddeformerede stål må ikke svejses.

Kombinationer af de tre principper legering, varmebehandling og kolddeformation anvendes ved fremstilling af de forskellige typer *spændstål.* Disse stål kan derfor normalt ikke svejses.

Styrke- og deformationsegenskaber for et antal armeringsståltyper illustreres af *arbejdslinierne* i figur 4.5-4. Figuren viser det i foregående afsnit nævnte forhold, at elasticitetskoefficienten ikke ændres, når styrken stiger. Middelværdien af elasticitetskoefficienten antages almindeligvis at være $210 \cdot 10^3$ MN/m^2. DS 411 fastsætter den karakteristiske værdi til $E_{sk} = 200 \cdot 10^3$ MN/m^2. Det ses af figur 4.5-4, at jo højere brudspænding stålet har, desto mindre brudforlængelse har det. Stålets trykflydespænding er normalt den samme som værdien for træk. Dette gælder dog ikke kolddeformerede stål (gruppe d, e og f), hvor trykflydespændingen er blevet mindre end trækflydespændingen (Bauschingereffekten). For tentorstål har man således, at 0,2-spændingen for tryk er ca. 80% af 0,2-spændingen for træk.

Arbejdsliniens oplysning om deformationsevne kan ikke anvendes til bedømmelse af bearbejdeligheden af stålet på byggepladsen. Til brug herfor er der i DS 13080 indført en dornprøve, jf. figur 4.5-5. Denne prøvning skal også udføres efter ældning. Regelerne for armeringens bukning varierer med de forskellige ståltypers deformationsevne, jf. side 434.

Krybning og *relaksation* forekommer praktisk taget ikke i slap armering. Det forekommer derimod i spændarmering.

Krybning og relaksation er metallurgisk set det samme fænomen, forskydning af atomlag i metalkrystallerne under indflydelse af et spændingsfelt. Hvis spændingsfeltet udefra set er vedvarende, resulterer forskydningerne i en med tiden voksende deformation, *krybning*. Hvis spændingsintensiteten aftager med tiden, medens den påførte deformation er vedvarende, kalder vi fænomenet for *relaksation* jf. s. 55 ff.

Opspænding af betonkonstruktioner sker til en spænding på ca. 70% af stålets brudspænding. I tidens løb synker stålets spænding på grund af svind og krybning i betonen og relaksation i stålet. Man har erfaring for, at dette forspændingstab er ca. 20%, hvoraf de ca. 15% stammer fra betonens svind og krybning og ca. 5% fra stålets relaksation.

Relaksationens størrelse afhænger af

1. belastningstiden,
2. ståltypen,
3. startspændingens størrelse i forhold til brudspændingen,
4. temperaturen.

Ved omfattende forsøg har det vist sig, at det er praktisk at beskrive relaksationens *tidsforløb* ved en potensfunktion

$$\frac{\triangle\sigma}{\sigma_o} = k \cdot t^b$$

hvor t er tiden, k er relaksationen efter tiden l, og b er en konstant; σ_0 er startspændingen. Formlen er empirisk og ikke logisk rigtig, idet den fører til spændingstab større end 100% efter meget lang tid.

Figur 4.5–6 viser relaksationskurver fra et stort hollandsk forsøg. Resultatet kan beskrives inden for en vis tid med ovenstående formel.

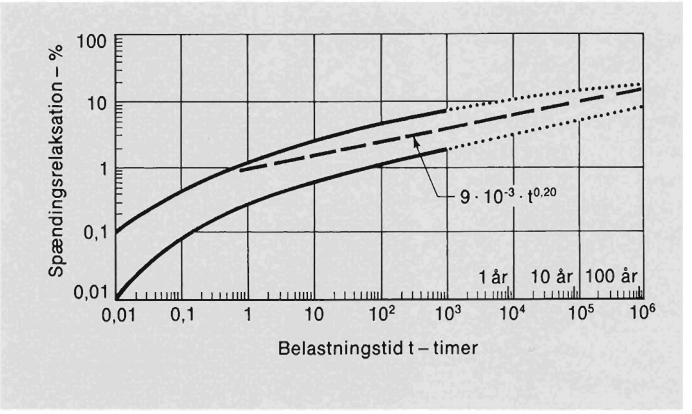
Til illustration af ståltypens, startspændingens og temperaturens betydning for relaksationen vises figur 4.5–7. På figuren ses det, at det først er ved startspændinger på over 50–60% af brudspændingen, at relaksationen betyder noget. Dette forklarer, hvorfor slap armering ikke relakserer, idet den normalt kun belastes op til 50% af brudspændingen.

Af figur 4.5-7 ses yderligere, at der er stor forskel i stålenes relaksationstendens. Da der sker en stadig udvikling og forbedring af spændståltyperne for at formindske deres relaksationstendens, er det ikke muligt at angive alment gældende talværdier for relaksationen. Det er derfor nødvendigt, hvis der ønskes nærmere oplysninger om et bestemt stål, at søge disse hos leverandøren.

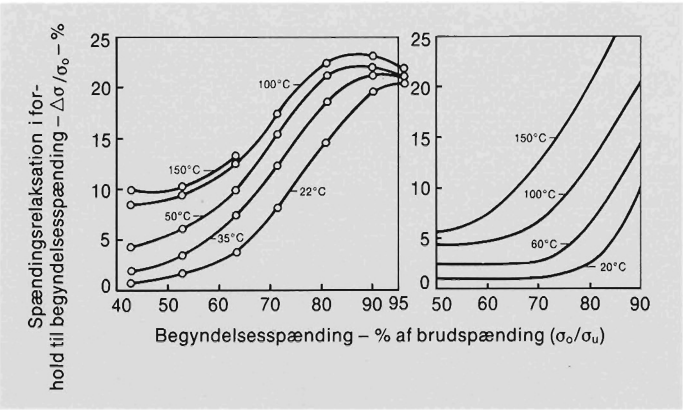
Galvaniseret armering anvendes en del i udlandet, særligt i USA. Anvendelsen af denne sikkerhedsforanstaltning mod korrosion er dog ikke problemfri, jf. afsnit 3.5 side 233.

Figur 4.5–8 viser de dansk fremstillede armeringsståls udseende.

Figur 4.5–6. Resultat af relaksationsforsøg med stabiliseret forspændingstråd fra 8 fabrikker i Belgien, Tyskland, England og Holland. Området mellem kurverne illustrerer forsøgsresultaternes variation. De prikkede linier antyder en ekstrapolation. Den punkterede linie viser et eksempel på en potensfunktion til beskrivelse af resultatet.



Figur 4.5-7. Spændingsrelaksation i forspændingsstål efter 1000 timer i afhængighed af begyndelsesspænding og temperatur. T.v. 7 mm tråde af tysk stål, St 150/170, koldtrukket og anløbet *(Papsdorf og Schwier (1958))*, t.h. »Dyform L-R Strand« fra British Ropes, hvilket er et lavrelaksationsstål.



Figur 4.5-8. Danske armeringsstål. Fra oven:

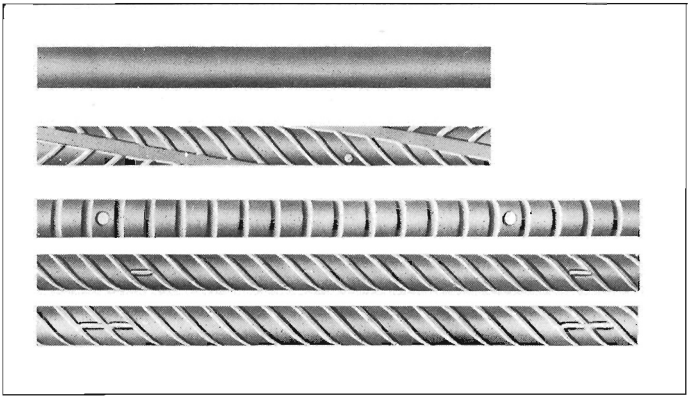
Rundstål.

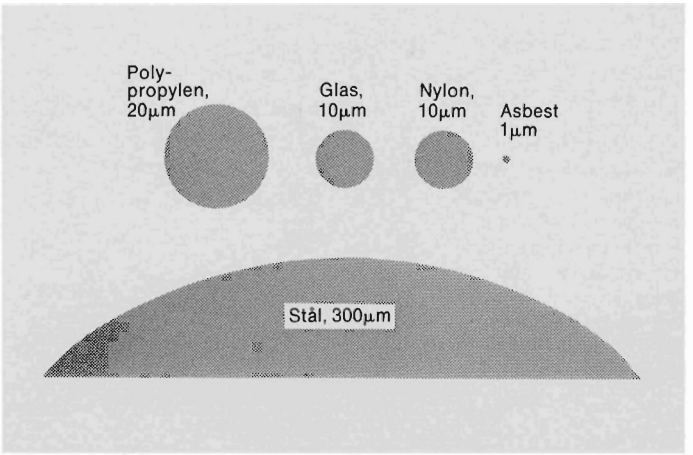
Tentorstål.

Kamstål Ks410.

Svejsbart kamstål Ks410S.

Svejsbart kamstål Ks550S.





Figur 4.5-9. Sammenligning mellem forskellige enkeltfibres størrelse. Tallene angiver diameter. – Glasfibre leveres som bånd, »strands«, 0,6 mm brede og 0,08 mm tykke, indeholdende 204 fibre.

Fibermateriale	**Diameter** μm	**Længde** mm	**Densitet** $10^3 \cdot kg/m^3$	**Elasticitets-koefficient** $10^3 \cdot MN/m^2$	**Træk-styrke** MN/m^2	**Brudfor-længelse** %	**Relative priser** pr. kg (1984)
Asbest	0.02–20	1–5	2.6–3.4	170–200	3000	2–3	1
Cellulose							
Papirpulp	10–40	0.5–1	1.2	50–70	500–800	2–10	1
Træ og halm	15–40	0.5–4	1.5	8–10	300–500	2–10	1
Sisal	10–50	–1000	1.5	–30	–800	–3	1
Bomuld	10–30	–60	1.5	10	300–900	3–9	2
Glas							
E-glas	5–20	Uendelig	2.5	74	2000	2–3	2–10
Alkali-resistent	10–15	Uendelig	2.7	63	2000	2–3	2–10
Mineraluld							
Glasuld	2–10	2–20	2.6	70–120	1000–1500	1–2	1
Stenuld	2–10	2–20	2.9	70–120	1000–1500	1–2	1
Kul	8–10	–1000	1.4–1.9	200–500	2000–3500	0.7–1.0	20–100
Plast							
Polypropylen mv.	20–200	Uendelig	0.91	5	350–1500	8–20	3–10
Forædlet nylon	10	Uendelig	1.5	140	3000	3–4	60–80
Stål	100–600	Uendelig	7.8	200	400–3000	10–15 2–3	2

Tabel 4.5-2. Typiske talværdier for fibre til cementbundne materialer. Efter [3] og [5].

Fibre

Både uorganiske og organiske, naturligt forekommende eller syntetisk fremstillede fibre kan komme i betragtning som armering i cementpasta, cementmørtel eller beton. Tabel 4.5–2 giver en oversigt. Figur 4.5–9 jævnfører nogle fibres diametre.

*Asbest*cementplader, *eternit,* er blevet fremstillet siden omkring 1920. Asbest har fremragende styrkeegenskaber, men fiberlængden er for kort til, at der kan komme tilstrækkelig vedhæftning til, at de kan udnyttes. Bruddet sker som udtrækning af fibrene. Asbestfibrene har som det ses af figur 4.5–9 ekstremt lille diameter. Asbeststøv får derfor stor evne til at trænge ind i vævet i lungerne, hvis det indåndes. Dette er noget af baggrunden for asbestens sundhedsfarlige virkning, hvorfor man ved arbejde med asbest og asbestholdige produkter må træffe foranstaltninger, så man undgår at indånde støvet.

Cellulosematerialerne træ og halm har været anvendt noget til byggeplader uden at være defibreret. Da svind og svelning for disse materialer er langt større end for cementmatricen, kan sådanne plader vanskeligt anvendes, hvor de bliver udsat for vekslende fugtbelastninger. Defibrerede cellulosefibre synes at have store anvendelsesmuligheder. *Sisal* og *bomuld* har interesse for de lande, som producerer disse fibre selv.

Glasfibre fremstilles oftest som fiberbundter i ubegrænset længde, garn, med godt 200 enkeltfibre i hvert garn. Ved anvendelsen hugges de op til 20–60 mm længde. Ved en anden fremstillingsmåde fabrikeres ark af enkeltfibre. Normalt er A- eller E-glas* ikke modstandsdygtigt over for cementpastaens alkaliske miljø. Det opløses og ophører at eksistere som fibre. Der er udviklet alkaliresistente glastyper, hvor denne opløsning går langsommere, men absolut bestandige er disse fibre ikke. De anvendes dog i en vis udstrækning til permanente forme og facadematerialer, hvor langtidsegenskaberne ikke har så stor betydning.

Mineraluld af glas eller sten kan også anvendes som armering. Her kan udformningen i ark (jf. papir) med fordel anvendes. Fibrenes holdbarhed vil, afhængig af den kemiske sammensætning, være dårlig. Glasuldfibre vil således være dårligere end E-glasfibre. Stenuldsfibre, specielt basaltfibre, vil være mere resistente, men dog ikke så gode som de ovenfor omtalte alkaliresistente glasfibre.

Kul som fibermateriale nævnes som kuriosum. Dårlige forsøgsresultater og høj pris afskrækker indtil videre fra at prøve det i en produktion af cementbundne materialer.

Plastfibrene fremstilles normalt ved ekstrudering gennem et batteri af meget fine dyser. Umiddelbart efter ekstruderingen bliver plasten strakt og spundet til garn. Garnerne kan anvendes enten ophugget til 40–80 mm længde eller vævet i duge. Til trods for, at plast hæfter dårligt til cementpasta, og at elasticitetskoefficienten er meget lavere end cementpastaens, er det muligt at fremstille anvendelige produkter

* De mest benyttede glastyper.

til konstruktionselementer, som ikke er under konstant træk eller bøjning. Det skyldes formentlig, at fibrene i højere grad virker som fordelingsarmering, som gør cementpastaen dimensionsstabil og sej, så den ikke nedbrydes af svingende temperatur og fugt og kortvarige stød. *Stål* har været anvendt som fiberarmering siden ca. 1960. Det er næst efter asbest det fibermateriale, som har været mest anvendt. Fibrene fremstilles ofte ved koldtrækning, hvilket giver en meget glat overflade. Fibrene kan også stanses ud af tynd plade. Herved har man mulighed for at stanse forankrende profiler ind. Stålfibre anvendes oftest i en meget fed cementmørtel, hvorfor de kun angribes svagt af rust i overfladen, men ikke dybere ind.

Litteratur til afsnit 4.5

[1] Hagemann, E. og Nielsen, A.: »Metallære for bygningsingeniører«. Polyteknisk Forlag, Kbh. 1985.

[2] »*Ferrocement*«. Beton-Teknik 8/01/1972.

[3] »Fiberbetong«. Nordforsks projektkommitté för FRC-material. CBI. Stockholm 1977.

[4] Fördös, Z.: »Fiberarmerede, cementbaserede materialer«. Beton-Teknik 8/02/1979.

[5] Krenchel, H.: Internt notat. DtH, 1983.

5. Hærdning

Rent sprogligt betyder ordet hærdne blot blive hård. Betonteknologisk betegner hærdning derfor i snævreste forstand det forhold, at den friske beton efterhånden bliver hård, dvs. udvikler styrke. Almindeligvis benyttes ordet hærdning dog tillige som en sammenfattende betegnelse for de omdannelser, der har styrkeudviklingen som resultat.

Betonens styrke – og for den sags skyld alle dens øvrige egenskaber – er betinget af dens struktur. Den forøgelse af styrken, der sker under hærdningen, er især knyttet til opbygningen af cementpastaens struktur, hvortil bestanddelene fremkommer ved reaktion mellem cement og vand, også kaldet cementens *hydratisering*. Hydratisering og hærdning er således ikke identiske begreber, idet hydratiseringen kun udgør en del af hærdningen, men i daglig tale bruges de ofte i flæng. I det følgende er sondringen søgt opretholdt, dog ikke rigoristisk, da ordet hærdning har vundet hævd i en del sammensætninger, hvor hydratisering ville være mere korrekt.

Uden et vist kendskab til cements hydratisering og cementpastas struktur vil det næppe være muligt at træffe fuldt hensigtsmæssige dispositioner i forbindelse med anvendelsen af cement til beton. Emnet hærdning er imidlertid stort og omfattende, og nærværende kapitel er kun en kortfattet indføring i de vigtigste forhold. Der er lagt vægt på overalt at anskue problemerne ud fra cementbrugerens situation, ligesom fremstillingen er begrænset til at omfatte sådanne forhold, som med dagens viden direkte kan sættes i relation til praktisk betonteknologi.

Cementpasta

Når cement og vand blandes i et passende forhold, dannes en plastisk masse, som betegnes cementpasta. Blandingen mister efter nogen tids forløb sin plasticitet og stivner, men til trods herfor benyttes fortsat betegnelsen cementpasta om det system, som oprindelig bestod af cement og vand. For tydeligheds skyld skelnes da mellem *frisk* (eller uafbundet) og *afbundet* cementpasta; *hærdnet* cementpasta betegner afbundet cementpasta, der har opnået en vis styrke.

Hærdningsprocessens fænomenologi

I samme øjeblik cementkorn og vand kommer i kontakt med hinanden, indledes de fysiske og kemiske omdannelser, der under ét betegnes hærdningsprocessen. I den første periode observeres ikke nogen forandring udadtil, idet cementpastaen bevarer sin karakter af en opslemning af cementkorn i vand. Da partiklerne ikke berører hinanden, vil tyngdekraften efterhånden få dem til at synke et vist stykke, hvilket iagttages som en *vandudskillelse* på pastaoversiden (»bleeding«) – i beton også under tilslagspartikler og armering; vandudskillelsen ledsages af en vis *»sætning«* af betonen.

Omkring 2 timer efter blandingen begynder pastaen at stivne, og under normale forhold har den efter 4–5 timers forløb mistet sin plasticitet fuldstændigt. Denne del af hærdningsforløbet betegnes *afbindingen* eller *størkningen.*

> Afbindingstidens begyndelse er et mål for, hvor lang tid der er til rådighed til blanding, transport, udstøbning og komprimering. Ved vurdering af disse forhold må man være opmærksom på, dels at afbindingen påvirkes af såvel blandingsforhold som ydre faktorer og derfor ikke behøver at være ens ved forsøg og i praksis, dels at komprimering med held kan gennemføres efter afbindingens begyndelse – under visse omstændigheder endda med kvalitetsforbedring til følge.

Efter afbindingen fortsætter hærdningsprocessen, og under gunstige vilkår, herunder rigelig fugtighed og ikke for lav temperatur, er størstedelen af cementen omdannet i løbet af få uger. Den sidste del af hærdningen sker stadig langsommere, og cementen vil i de allerfleste tilfælde først efter års forløb have reageret fuldstændigt med vand.

Som ydre tegn på hærdningsprocessen observeres, at cementpastaen eller betonen udvikler *styrke* og *varme.*

5.1 Kemiske forhold

Ved reaktionen mellem cement og vand omdannes klinkermineralerne til nye komplekse forbindelser, blandt hvilke de vigtigste er en serie kalksilikathydrater, hvis sammensætning tilnærmet kan angives ved $C_3S_2H_3$*). Cementens bindemiddelegenskaber er knyttet til dette stof, der fremkommer ved hydratisering af C_3S og C_2S.

> Også hydraulisk kalk og naturcement hærdner under dannelse af $C_3S_2H_3$ eller forbindelser med nærlig denne sammensætning.

*) Bogstavsymbolerne er brugt i overensstemmelse med sædvanlig cementkemisk praksis jf. tabel 4.1-3 side 274.

For $C_3S_2H_3$ har betegnelsen *tobermorit* vundet indpas, fordi stoffet ved de tidligste cementpastastudier blev anset for at være næsten identisk med et naturligt forekommende, sjældent mineral af dette navn.

De Al-holdige klinkermineralers reaktionsprodukter bidrager ikke væsentligt til cementpastaens slutstyrke, men har betydning for afbindingen, idet deres reaktion med vand forløber meget hurtigt (se nedenfor).

Hydratiseringen af klinkermineralerne er i øvrigt en særdeles kompliceret samling af processer, der langt fra er klarlagt endnu. Dette gælder navnlig processernes indbyrdes samspil, men som en grov tilnærmelse kan man regne med, at de fire hovedkomponenter hydratiserer uafhængigt af hinanden.

Uafhængigheden gælder den rent kemiske side af hydratiseringen, således at forstå, at det enkelte klinkermineral og dets reaktionsprodukter ikke i nævneværdigt omfang indgår i de andre klinkermineralers reaktionsskemaer. Derimod eksisterer der en vekselvirkning, som består i, at de enkelte klinkermineraler i langt højere grad »følges ad« i deres reaktion med vand, når de hydratiserer sammen, end når de gør det hver for sig. Herved bliver det til mange praktiske formål muligt med tilstrækkelig god tilnærmelse at behandle cementens hydratisering som en enkelt proces. Dette forhold er lidt nærmere belyst side 359.

De enkelte klinkermineralers reaktionsforløb

C_3S og C_2S. De silikatholdige klinkermineraler kan uden større fejl regnes at hydratisere som følger:

$$2\,C_3S + 6\,H \rightarrow C_3S_2H_3 + 3\,CH$$
$$2\,C_2S + 4\,H \rightarrow C_3S_2H_3 + \quad CH$$

I begge tilfælde er reaktionsprodukterne altså tobermorit og calciumhydroxid (CH).

Opfattelsen af hydratiseringen er under stadig revision, bl.a. med hensyn til støkiometrien. Reaktionen mellem C_2S og vand anses i øjeblikket for bedst beskrevet ved

$$2\,C_2S + 4\,H \rightarrow C_{3,3}S_2H_{3,3} + 0{,}7\,CH$$

C_3A, afbindingsforsinkelse. Kendskabet til de aluminatholdige klinkermineralers hydratisering er temmelig mangelfuldt; det vides dog, at C_3A via forskellige mellemprodukter omdannes til slutproduktet C_3AH_6. Bruttoprocessen kan derfor skrives

$$C_3A + 6\,H \rightarrow C_3AH_6$$

Reaktionen mellem C_3A og vand sker nærmest momentant, og det er nødvendigt at bremse den, hvis alt for hurtig størkning skal undgås. Som afbindingsforsinker benyttes rågips $CaSO_4 \cdot 2\ H_2O$, der sammenmales med cementklinkerne som sidste led i cementens fremstillingsproces. I tilstedeværelse af rågips vil ovennævnte hydratiseringsreaktion for C_3A undertrykkes og følgende reaktion finde sted

$$C_3A + 3\ C\bar{S}H_2 + 26\ H \rightarrow C_6A\bar{S}_3H_{32}$$

Først når al gips er opbrugt – hvilket i almindelighed vil ske inden for de første 24 timer – starter rektionen $C_3A + 6\ H \rightarrow C_3AH_6$. Det oprindeligt dannede $C_6A\bar{S}_3H_{32}$ (ettringit) omdannes da formentlig til det sulfatfattigere dobbeltsalt $C_4A\bar{S}H_{14}$.

Forstyrrelser i afbindingsforsinkelsen vil som regel ytre sig ved, at afbindingen indtræffer for tidligt. Årsagen hertil kan enten være for lille gipsdosering eller (delvis) dehydrering af gipsen til $CaSO_4 \cdot {}^1/_2\ H_2O$ (brændt gips) under formalingsprocessen. I førstnævnte tilfælde fås en egentlig afbinding på grund af reaktion mellem C_3A og vand. I sidstnævnte tilfælde vil semihydratet gå i opløsning og genudfældes som nåleformede krystaller, der ved indbyrdes sammenlåsning får massen til at stivne. Der er ikke tale om nogen egentlig afbinding, og fænomenet betegnes derfor *falsk afbinding*. Virkningen kan ophæves ved bearbejdning af cementpastaen eller betonen.

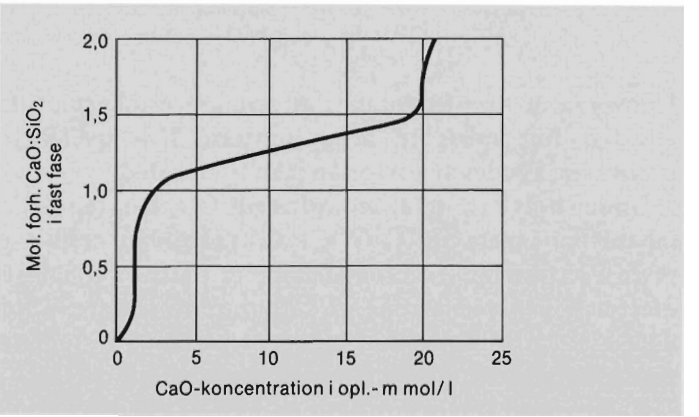
Afbindingen kan i øvrigt inden for visse grænser reguleres ved hjælp af tilsætningsstoffer.

C_4AF. Reaktionsmekanismen for C_4AF er den dårligst undersøgte af samtlige. Dette hænger dels sammen med, at der ikke er tale om et enkelt klinkermineral, men om en række stoffer, hvis gennemsnitlige sammensætning er C_4AF, dels med, at disse forbindelser er af relativt ringe betydning. Følgende reaktionsskema anses for et brugbart udtryk for den totale stofomsætning:

$$C_4AF + 2\ CH + 10\ H \rightarrow C_3AH_6 + C_3FH_6$$

De vigtigste reaktionsprodukter

Tobermorit. Som tidligere nævnt hydratiseres C_3S til $C_3S_2H_3$ (tobermorit), altså et kalksilikathydrat med et molært forhold mellem CaO og SiO_2 på 1,5. C_2S hydratiseres til en lignende forbindelse, idet dog det sandsynligste molære forhold her er 1,65. Foruden disse forbindelser kan der imidlertid også forekomme kalksilikathydrater med andre sammensætninger, især hvis den væskefase, de er i kontakt med, ikke er mættet med calciumhydroxid.



Figur 5.1-1. Ligevægt mellem vandholdige calciumsilikater og opløsninger af calciumoxid [6].

Ligevægten mellem C i C-S-H-forbindelser og C i opløsning fremgår af figur 5.1–1, der viser molarforholdet C:S som funktion af C-koncentrationen i væskefasen. Følgende karakteristika bemærkes:

1. Op til en koncentration på 1 à 2 m mol/l (= 0,06 – 0,11 g CaO pr. liter) består den faste fase af (næsten) kalkfri SiO_2. Ligger koncentrationen netop på denne grænse, er væskefasen i ligevægt med en blanding af 2 faste faser, hvis sammensætninger tilnærmet er SH_n og CSH_m.
2. Når koncentrationen øges fra den nævnte grænse til ca. 20 m mol/l (= ca. 1,12 g CaO pr. liter), stiger molarforholdet C:S fra 1,0 til 1,5. Den skrå linie repræsenterer en gradvis optagelse af C i krystalstrukturen, altså ikke en blanding af 2 komponenter som beskrevet under 1 (og 3).
3. Ved en koncentration på ca. 20 m mol/l optræder en blanding af 2 faste faser, nemlig $C_{1,5}SH_x$ og C_2SH_y. Forbindelsen C_2SH_y svarer til en overmættet opløsning af C; den er instabil og vil efterhånden omdannes til $C_3S_2H_3$.

Figur 5.1–1 rummer i øvrigt forklaringen på, at beton kan ødelægges ved udludning. Selve udludningen består i, at gennemsivende vand optager kalkhydrat fra cementpastaens væskefase og fører det med sig ud af betonen. Såfremt denne proces får lov at ske tilstrækkelig længe, vil koncentrationen følgelig kunne synke under den værdi, som er nødvendig for at stabilisere tobermorit med C:S = 1,5. Den faste fase vil derfor fraspalte kalk, indtil ligevægt igen er opnået. Efterhånden kan kalken blive fjernet i et sådant omfang, at gelens bindemiddelkarakter går tabt, idet en ren SiO_2-gel ikke har bindemiddelegenskaber.

Calciumhydroxid. De store mængder $Ca(OH)_2$, der frigøres under de silikatholdige klinkermineralers reaktion med vand, gør cementpastaens væskefase stærkt basisk (pH = 12–14).

En mættet opløsning af $Ca(OH)_2$ har ved 20–25°C pH = ca. 12,5. Alkalier vil påvirke værdien i opadgående, sulfater i nedadgående retning.

Udover som ovenfor omtalt at stabilisere tobermoritten er det basiske miljø gunstigt for indstøbte armeringsjern, hvis overflade under disse forhold passiveres, således at korrosion ikke finder sted.

Under indvirkning af atmosfærens CO_2 kan (en del af) kalkhydratet i tidens løb karbonatiseres til $CaCO_3$ (calcit). Herved sænkes pH-værdien under den grænse, hvorover jernets overflade er passiveret, og eventuelle armeringsjern i den karbonatiserede zone vil da kunne korrodere. Tilpas tykkelse og tæthed af dæklaget kan i reglen forhindre, at karbonatiseringen trænger så dybt ind, at rustbeskyttelsen går tabt. (Se også afsnit 3.5, side 211).

Kalkhydratet i cementpastaen kan nyttiggøres i styrkemæssig henseende ved hjælp af puzzolan, med hvilket det kan reagere under dannelse af calciumsilikathydrater, der ligner de forbindelser, klinkermineralerne giver.

Vandforbrug

På basis af de indgående stoffers molekylmasser kan det beregnes, hvor stor en vandmængde hvert af klinkermineralerne binder kemisk ved fuldstændig omsætning. Ud fra de fundne værdier og cementens klinkersammensætning kan man da beregne mængden af kemisk bundet vand for cementen som helhed. Det viser sig, at klinkersammensætningen ikke har særlig stor indflydelse på resultatet, hvilket bl.a. og især hænger sammen med, at C_3S og C_2S forbruger omtrent lige meget vand pr. gram. Den beregnede, ret konstante mængde kemisk bundet vand har en masse, der andrager 27–28% af cementens masse.

Eksperimentelt bestemte værdier af mængden af kemisk bundet vand i fuldstændig hærdnet cementpasta ligger på 25–30%, altså i god overensstemmelse med de beregnede værdier.

Mængden af kemisk bundet vand bestemmes eksperimentelt som den vandmængde, der bliver tilbage efter tørring i varmeskab ved 105°C. For at præcisere, at det efter tørring tilbageværende vand ikke nødvendigvis er identisk med det kemisk bundne vand, benyttes betegnelsen »ikke-fordampeligt vand« om det vand, der lades tilbage, og betegnelsen »fordampeligt vand« om det vand, der fjernes ved tørringen.

Ved overslagsmæssige beregninger – især af volumenforholdene i cementpastaen – regnes mængden af kemisk bundet vand (ikke-fordampeligt vand) til 25% af den omsatte cements masse.

Hydratiseringsvarme

Ved reaktion mellem cement og vand udvikles varme; Lerch og Bogue har fundet, at de enkelte klinkermineralers varmeudvikling andrager:

C_3S	500 J/g
C_2S	260 J/g
C_3A	870 J/g
C_4AF	420 J/g

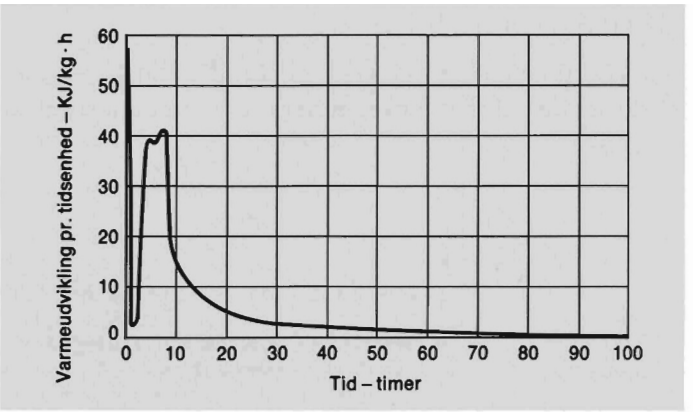
Når C_3A reagerer med vand som bestanddel af cement, er der ikke tale om en »ren« hydratisering, idet reaktionens tidligere stadier også indbefatter gips (se side 356). Ettringitdannelsen ledsages af en væsentlig højere varmeudvikling end C_3A's reaktion med vand alene, hvorfor C_3A's bidrag til hydratiseringsvarmen ifølge Czernin må sættes til omkring 1340 J/g.

For cementen som helhed er varmeudviklingen ca. 500 J/g.

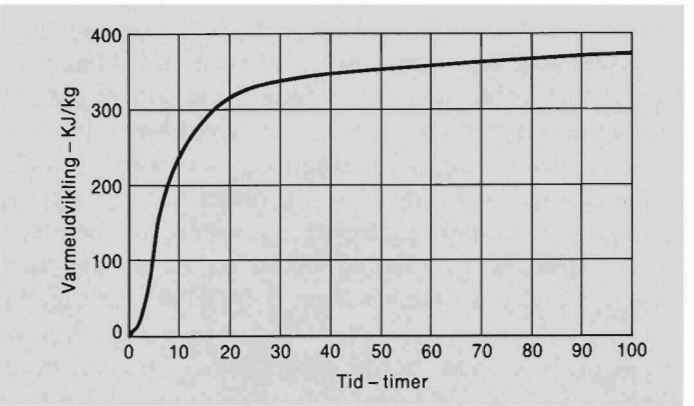
Af væsentlig større interesse end varmeudviklingens totale størrelse er dens tidsmæssige forløb, idet det er dette sidste, som er bestemmende for temperatur og temperaturgradienter i betonen. Som eksempler på tilfælde, der kræver, at sådanne forhold tages i betragtning, kan nævnes støbning af store, massive konstruktioner, støbning i (meget) varmt vejr og støbning i frostvejr. De særlige problemer i temperaturmæssig og anden henseende, som knytter sig til de nævnte specielle udstøbningsvilkår, og de særlige foranstaltninger, der kan komme på tale, er omtalt i afsnit 6.4. Det tidsmæssige forløb af varmeudviklingen som sådan er vist i figurerne 5.1–2 og 5.1–3. Figur 5.1–2 viser varmeudviklingen pr. tidsenhed; denne afbildningsform giver et anskueligt og nuanceret billede, som lader sig fortolke detaljeret som udtryk for hydratiseringsforløbet. Figur 5.1–3 viser den samlede varmeudvikling frem til et givet tidspunkt; denne form er egnet til praktiske beregninger, bl.a. i forbindelse med vinterstøbning.

For det enkelte klinkermineral er hydratiseringen en bestemt kemisk omsætning, og forløbet er derfor kendetegnet ved proportionalitet mellem varmeudvikling og vandforbrug. Proportionalitetsfaktoren er omkring 2100 J pr. g vand for C_3S og for C_3A's egentlige hydratisering (højere for de reaktionsprodukter, hvori også gips indgår) og omkring 1200 J pr. g vand for C_2S og C_4AF. Da de 4 klinkermineraler isolerede hydratiserer med enormt store forskelle i hastighed, ville man umiddelbart vente, at forskellige stadier af cementens hydratisering var domineret af forskellige klinkermineraler; dette skulle igen indebære, at cementen som helhed udviste en ikke-lineær sammenhæng mellem varmeudvikling og vandforbrug. Imidlertid er eksperimentelt bestemt den som figur 5.1–4 viste relation mellem hydratiseringsvarme og indhold af ikke-fordampeligt vand, hvilke to variable ses med god tilnærmelse at være proportionale. En rimelig tolkning heraf vil være, at

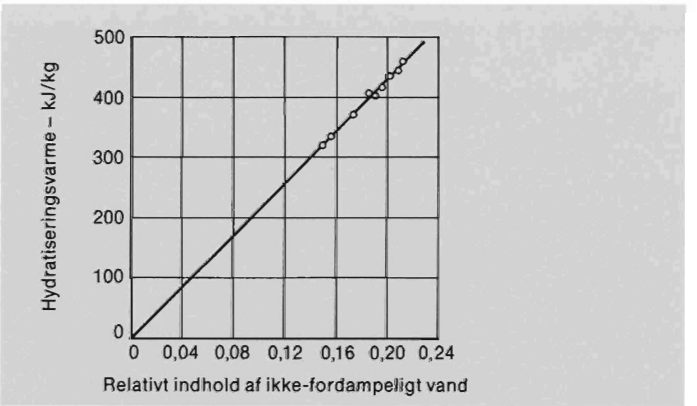
Figur 5.1-2. Typisk varmeudviklingskurve (varmeudvikling pr. tidsenhed) for cement + vand (v/c = 0,50). Målt på CBL.



Figur 5.1-3. Typisk varmeudviklingskurve (samlet varmeudvikling) for cement + vand (v/c = 0,4).



Figur 5.1-4. Eksempel på lineær sammenhæng mellem hydratiseringsvarme og indhold af ikke-fordampeligt vand, gældende for portlandcement [11].



intet af de fire klinkermineraler på noget tidspunkt dominerer billedet, dvs. at de fire hydratiseringsreaktioner i langt højere grad »følges ad«, når de foregår sammen, end når de sker adskilt. I mange henseender vil det derfor kunne forsvares at behandle portlandcementens hydratisering som én enkelt proces.

Det skal bemærkes, at den ovenfor anførte argumentation bekræftes af den konstatering, at den specifikke overflade af reaktionsprodukterne er præcis den samme, uanset hvornår de dannes; eftervisningen heraf dækker perioden fra 1 dag til 14 år.

Hydratiseringshastighed

Hastigheden i et normalt hydratiseringsforløb vil variere med cementens kemiske sammensætning, cementens finhed og temperaturen; derimod afhænger den ikke af v/c-forholdet, med mindre dette antager ekstreme værdier. (Bemærk, at der her foreligger en illustration af forskellen mellem hydratisering og hærdning; førstnævntes tidsforløb afhænger ikke af v/c-forholdet, sidstnævntes gør det, jf. afsnit 5.3.) Hydratiseringsforløbet kan desuden reguleres inden for visse grænser ved hjælp af tilsætningsstoffer.

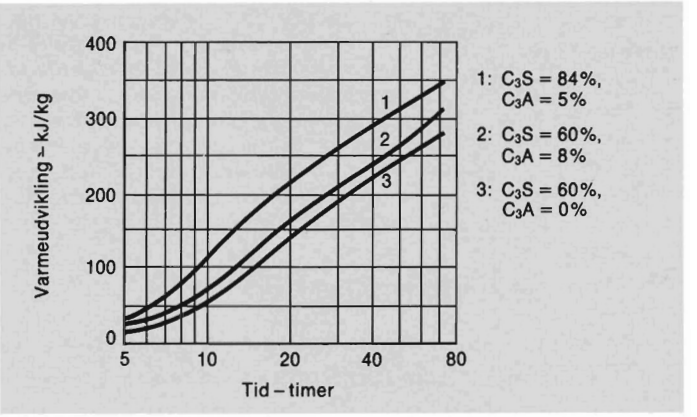
I det følgende er kort redegjort for de enkelte hastighedsinfluerende faktorers kvalitative og i muligt omfang også kvantitative virkninger. I overensstemmelse med sædvanlig og foretrukken praksis er varmeudviklingsforløbet benyttet som udtryk for hydratiseringsforløbet. Fordelen herved ligger i, at varmeudviklingen er langt lettere at følge eksperimentelt end tilvæksten i ikke-fordampeligt vand – for ikke at tale om selve cementomsætningen. Forsvarligheden i den nævnte praksis ligger i, at varmeudviklingen som ovenfor begrundet er proportional med stofomsætningen (målt ved det ikke-fordampelige vand).

Cementens kemiske sammensætning har væsentlig indflydelse på varmeudviklingsforløbet. Specielt C_3A's hydratisering giver anledning til en hurtig varmeudvikling, mens C_3S giver anledning til en betydelig, men knap så hurtig varmeudvikling. For C_2S's og C_4AF's vedkommende er varmeudviklingen betydelig lavere.

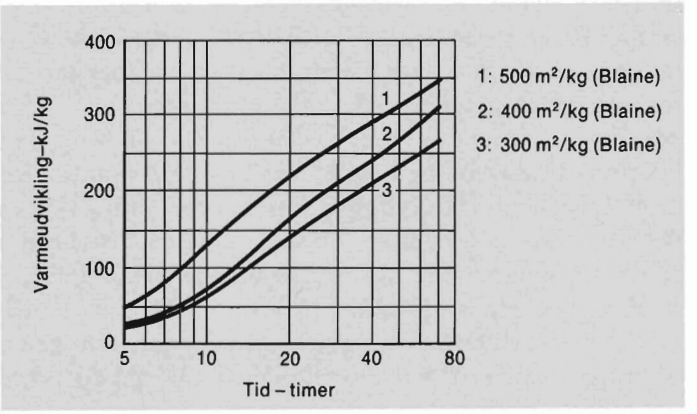
Ved fremstilling af de såkaldte lavvarmecementer sørger man derfor for at holde indholdet af C_3A og C_3S lavt, således at indholdet af C_2S og C_4AF bliver tilsvarende højt. Derved fås en cementtype med såvel langsommere varmeudvikling som lavere totalvarme.

Figur 5.1–5 viser varmeudviklingskurver for 3 cementer med forskellig kemisk sammensætning. Uanset at de ikke dækker hele det mulige variationsområde, giver figuren dog en rimelig forestilling om størrelsen af den kemiske sammensætnings virkning.

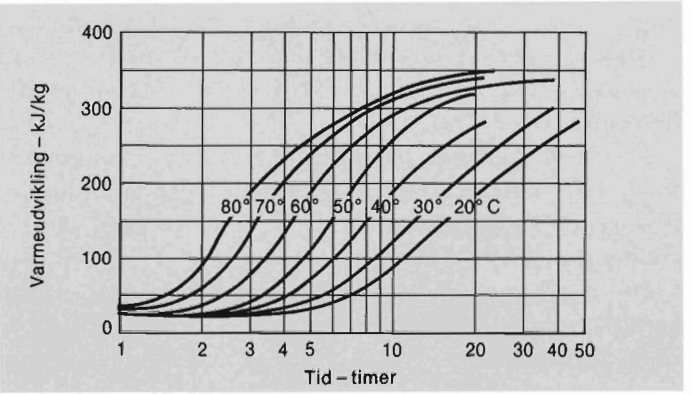
Figur 5.1-5. Varmeudviklingskurver for portlandcementer med forskellig kemisk sammensætning, målt på cementpasta med v/c = 0,4.

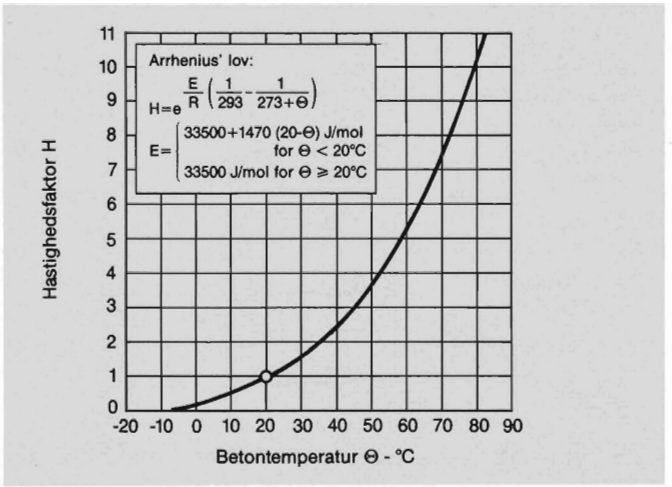


Figur 5.1-6. Varmeudviklingskurver for portlandcementer af forskellig finhed, målt på cementpasta med v/c = 0,4.



Figur 5.1-7. Varmeudviklingskurver for en hurtighærdnende portlandcement i afhængighed af temperaturen, målt på cementpasta med v/c = 0,4 [9].





Figur 5.1-8. Hastighedsfaktor H (= relativ hydratiseringshastighed) i afhængighed af betonens temperatur Θ. Hastighedsfaktoren kaldes også *Freieslebens temperaturfunktion*, og den bygger på Arrhenius' lov for kemiske processers temperaturafhængighed, men er tilpasset cementens hydratisering gennem indførelse af en temperaturafhængig aktiveringsenergi (E).

R står for gaskonstanten.

(På grundlag af [13]).

Finhed. Øget finhed af cementen vil øge reaktionshastigheden for hydratiseringsprocesserne og dermed varmeudviklingshastigheden. Figur 5.1–6 viser karakteristiske varmeudviklingsforløb for nogle cementtyper med forskellig finhed.

Temperatur. Hydratiseringshastigheden øges væsentligt ved stigende temperatur, således som det fremgår af kurverne i figur 5.1–7. Man kan uden større fejl opfatte kurverne som fremkommet ved vandret parallelforskydning af én og samme kurve, og eftersom tidsaksen er logaritmisk inddelt, betyder dette, at forholdet mellem hastighederne ved to forskellige, men hver for sig fastholdte temperaturer er konstant gennem hele procesforløbet. Denne entydige sammenhæng mellem temperatur og hydratiseringshastighed kan udtrykkes enten som en varighedsfaktor eller som en hastighedsfaktor, alt efter hvad der til formålet er mest bekvemt.

Varighedsfaktoren angiver forholdet mellem de tider, der medgår til en given omdannelse ved en vilkårlig (men konstant) temperatur og en fast referencetemperatur. *Hastighedsfaktoren* angiver reaktionshastigheden ved en vilkårlig (men konstant) temperatur i forhold til reaktionshastigheden ved en fast referencetemperatur. Hastighedsfaktoren tillader omregning af procestider ved én temperatur til dermed ækvivalente procestider ved en anden temperatur - hvorfor den undertiden ses betegnet *tids-temperaturfunktion* - og er dermed egnet til kontrol af hærdning ved varierende betontemperatur, herunder specielt vinterstøbning.

Tabel 5.1-1. Hastighedsfaktor (= relativ hydratiseringshastighed = tidstemperaturfunktion) efter Freieslebens temperaturfunktion.

Θ = betontemperatur

$H(\Theta)$ = hastighedsfaktor med basis 20°C.

(På grundlag af [13]).

Θ (°C)	$H(\Theta)$	Θ (°C)	$H(\Theta)$	Θ (°C)	$H(\Theta)$
-10	0,03	6	0,33	25	1,26
- 8	0,04	8	0,41	30	1,57
- 6	0,06	10	0,50	35	1,95
- 4	0,08	12	0,59	40	2,41
- 2	0,11	14	0,70	50	3,59
0	0,15	16	0,80	60	5,22
2	0,20	18	0,90	70	7,42
4	0,26	20	1,00	80	10,35

Den relative hydratiseringshastighed (med 20°C som referencetemperatur) er vist på kurveform i figur 5.1-8 og på tabelform i tabel 5.1-1.

I et vist temperaturinterval (fra ca. 5°C til ca. 25°C) stemmer den angivne hastighedsfaktor overens med den fra kemien velkendte regel, at reaktionshastigheden for mange processer fordobles ved en temperaturstigning på 10°C (*van't Hoff's regel*).

For den ækvivalente hærdningstid ved 20°C benyttes ofte betegnelsen *modenhedsalder* (modenhedstimer eller modenhedsdøgn) med det tilhørende symbol M_{20}.

Eksempel 5.1-1

En beton kan efter udstøbningen regnes tilnærmet at have temperaturen +28°C den første uge, +20°C den følgende uge og derefter +10°C. Hvor længe vil det vare, før betonens normstyrke er opnået?

Betonen opnår sin normstyrke efter 28 døgn ved 20°C. Den faktiske hærdningstemperatur er ikke konstant 20°C, og de faktiske hærdningstider må derfor omregnes til dermed ækvivalente hærdningstider ved 20°C ved hjælp af hastighedsfaktoren i figur 5.1-8.

Δt	Θ	$H(\Theta)$	$\Delta M_{20} = H(\Theta)\,\Delta t$
7 døgn	28°C	1,44	10 døgn v. 20°C
7 døgn	20°C	1	7 døgn v. 20°C
14 døgn			17 døgn v. 20°C

Efter 14 døgn svarer hærdningen altså til 17 døgn ved 20°C, og der mangler følgelig 28–17 = 11 døgn ved 20°C. Den resterende hærdning foregår ved 10°C, hvortil svarer H (10) = 0,50. Hvert døgn bringer altså hærdningen fremad svarende til 0,50 døgn ved 20°C, og det fornødne antal kalenderdøgn er derfor 11/0,50 = 22. Den samlede hærdningstid efter kalenderen bliver således 14 + 22 = *36 døgn*.

Det er en udbredt opfattelse, at dersom betonens temperatur ved udstøbningen er under +5°C, kommer hydratiseringen overhovedet ikke i gang, hvorimod den udmærket kan fortsætte under denne temperatur, når den én gang er startet (»Betonvinteren begynder ved +5°C«). Målinger på Cement- og Betonlaboratoriet har imidlertid vist, at denne opfattelse – der i øvrigt også kan være vanskelig at udtænke nogen begrundelse for – ikke holder stik.

Hydratiseringsgrad

Hydratiseringsgraden til et givet tidspunkt defineres som den indtil da forløbne brøkdel af hydratiseringsprocessen. Definitionen gælder altså principielt den omsatte brøkdel af den oprindelige cementmængde, men da hydratiseringsprocesserne som tidligere begrundet tilnærmet kan beskrives som en enkelt komponents reaktion med vand, kan hydratiseringsgraden også udtrykkes ved det ikke-fordampelige vand eller hydratiseringsvarmen. Hydratiseringsgraden α kan altså udtrykkes på 3 måder:

$$\alpha = \frac{\text{masse af omsat cement}}{\text{masse af oprindelig cement}} = \frac{m_{w_n}}{m_{w_{n,\,slut}}} = \frac{Q}{Q_{slut}}$$

Hydratiseringsgraden vokser med hydratiseringshastigheden og hydratiseringstiden. De faktorer, som influerer hydratiseringshastigheden, vil derfor også være bestemmende for, hvilken hydratiseringsgrad der opnås efter en given tid, og hvilken hydratiseringstid der er nødvendig for opnåelse af en given hydratiseringsgrad.

I praktisk betonteknologi er hydratiseringsgraden en lidt uhåndterlig størrelse, og man foretrækker derfor at omskrive den til betonteknologiske parametre af mindre teoretisk tilsnit. Eksempelvis svarer den normerede prøvningstermin for betonstyrke ikke til en eksplicit fastlagt hydratiseringsgrad, men til den hærdning, der opnås i løbet af en given tid ved en given temperatur.

Litteratur til afsnit 5.1

Se litteraturfortegnelsen i afsnit 5.3.

5.2 Strukturdannelse

Afbundet cementpasta indeholder cementgel (calciumsilikathydratgel), krystaller af $Ca(OH)_2$, calciumaluminathydratkrystaller, ettringitkrystaller (evt. krystaller af et lignende, sulfatfattigere salt), rester af uhydratiseret cement, vand- og luftfyldte kapillarporer og eventuelt indblandede luftbobler. Desuden mindre mængder af andre komponenter.

I cementpasta, hvis hærdning efter praktisk målestok er forløbet til ende, udgør cementgelen rundt regnet 70 volumenprocent og $Ca(OH)_2$ i krystallinsk fase omkring 20 volumenprocent. Cementgelen er således mængdemæssigt dominerende, ligesom det i alt væsentligt er den, der er ansvarlig for cementpastaens – og dermed tillige i høj grad betonens – egenskaber.

Geldannelsen kvalitativt og kvantitativt

Reaktionen mellem cement og vand starter med, at ioner frigøres fra cementkornenes overflade og danner en overmættet opløsning, hvorfra reaktionsprodukterne udfældes som krystaller af kolloide og grovere dimensioner. Hydratiseringsprodukterne dannes især på og i umiddelbar nærhed af cementkornene, hvorfor de efterhånden vil afbryde den direkte kontakt mellem vand og uhydratiseret cement. Reaktionen tvinges derfor til at skifte karakter, idet den kun kan videreføres ved, at vandmolekyler diffunderer gennem skorpen af hydratiseringsprodukter og reagerer med cementen »in situ«. Dette medfører, dels at reaktionerne forløber stadig langsommere, eventuelt at de helt går i stå, inden cementen er opbrugt, dels at hydratiseringsprodukterne får en anden form end de først dannede.

Systemet cement + vand undergår ved hydratiseringen en kontraktion, der som oftest omtales som *skrumpning,* undertiden også som »kemisk svind«; dens størrelse kan beregnes som ca. 25% af det ikke-fordampelige vands volumen.

> Volumenformindskelsen hidrører fra, at de faste reaktionsprodukter har større densitet end ækvivalente mængder cement og vand i gennemsnit. Det er altså ikke vandet i sig selv, som lejres mere kompakt, men naturligvis er der intet til hinder for, at man for simpelheds skyld rent regningsmæssigt henfører hele volumenformindskelsen til vandet.

Skrumpningen resulterer ikke i nogen mærkbar formindskelse af det ydre rumfang, men det er klart, at den vil medføre en vis kontraktionstendens, så længe cementpastaen ikke er størknet. Efter afbindingen vil der derimod være

en ekspansionstendens, fordi mængden af fast stof forøges ved hydratiseringen. Den skrumpning, som cement + vand naturligvis stadig undergår, vil da ytre sig i form af indre, luftfyldte porer, d. v. s. cementpastaen udviser en vis »*selvudtørring*«.

Det vigtigste af hydratiseringsprodukterne $C_3S_2H_3$ – for sproglig bekvemmeligheds skyld ofte benævnt tobermorit, jf. side 355 – udfældes som *partikler af kolloide dimensioner,* typisk af størrelsesordenen 100 Å. Disse partikler udgør den ene fase i den såkaldte *cementgel* (calciumsilikathydratgel, tobermoritgel), hvis anden bestanddel er en som *gelvand* betegnet væskefase*). Gelvandet er indlejret i såkaldte *gelporer,* hvis tværmål i gennemsnit er ca. 15 Å, og hvis andel i gelens samlede volumen er ca. 25%. Gelvandets masse svarer til ca. 15% af den oprindelige masse af den omsatte cement.

Tilstedeværelsen af vand i gelporerne kan ikke sidestilles med vandfyldning af grovporøse materialer, idet gelvandet er en integrerende del af cementgelen. Ganske vist kan det fjernes ved tørring ved 105°C – det hører altså med til det fordampelige vand – og er således i en vis forstand ikke særlig fast bundet, men bindingen til den faste fase i cementgelen er dog så stærk, at gelvandet ikke er i stand til at reagere med uhydratiserede cementpartikler.

> Gelvandet udgør den hårdest bundne del af det fordampelige vand. På fugtligevægtskurven (se figur 3.4-2) repræsenteres det af den del af kurven, der svarer til relative luftfugtigheder under ca. 50%.

Så snart en gelpartikel er dannet, vil dens overflade tiltrække og fastholde den tilhørende portion gelvand, som derved ikke længere står til rådighed for den fortsatte hydratisering. Sagt med andre ord kan hydratiseringen kun videreføres, såfremt den allerede dannede cementgel er fuldt vandmættet, og der endnu er kapillarvand til stede. Eller endnu lidt anderledes udtrykt: hydratiseringen går i stå, når kapillarvandet er forbrugt eller fordampet. En af konsekvenserne heraf er, at den teoretisk mindste vandmængde, der kan give fuldstændig omsætning, ikke er 25%, men 40% (regnet i forhold til cementens masse), nemlig 25% til kemisk bundet vand og 15% til gelvand. I cementpastaer med mindre end 40% vand vil der ske en fordeling i forholdet 25:15 til de to formål.

Cementgelen dannes i en tilstand, som ikke er helt stabil; gelpartiklerne – eller muligvis disses enkelte lag – ligger længere fra hinanden og optager mere plads, dvs. indeslutter mere vand, end i den stabile tilstand. Den først dannede gel har derfor tilbøjelighed til at afgive vand og formindske sit volumen. I den friske

*) I virkeligheden består væskefasen af en (over)mættet opløsning af $Ca(OH)_2$ med et betydeligt indhold af andre opløste stoffer.

cementpasta sker der på grund af pastaens store vandindhold ikke nogen mærkbar kontraktion af gelen, og en sådan ville i øvrigt tilsløres af den fremadskridende hydratisering. Når afbindingen har fundet sted, vil der ved den første tørring ske en irreversibel sammentrækning, efterhånden som gelen omdannes til den mere stabile form; samtidig sker en let forøgelse af den kapillære porøsitet, således at det irreversible ydre svind afsvækkes lidt.

Senere volumenforandringer som følge af vandudveksling med omgivelserne er reversible – bortset fra et eventuelt hysteresefænomen, jf. svindkurven i afsnit 3.2.

Beregningseksempler

Beregninger over volumenforholdene i cementpasta kan have til formål at give et skøn over den totale *porøsitet,* hvis størrelse er bestemmende for de mekaniske egenskaber (styrke, elasticitet etc.), eller over *vandmætningsgraden* i porerne, evt. kun i kapillarporerne, til hvilken frostmodstandsevnen er knyttet.

Til brug i de efterfølgende eksempler anføres et oversigtsmæssigt resumé af beregningsgrundlaget:

1. Massen af det kemisk bundne (= det ikke-fordampelige) vand er 25% af den omsatte cements masse.
2. Cement + vand skrumper svarende til 25% af det ikke-fordampelige vands volumen før reaktionen.
3. Gelvandets masse er 15% af den omsatte cements masse.

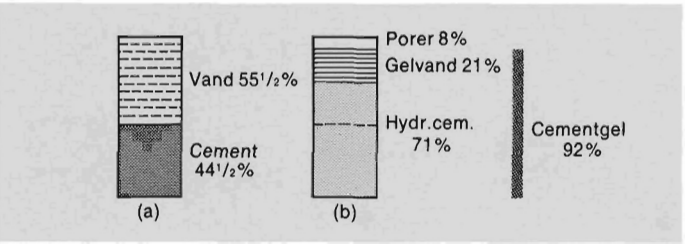
Desuden antages i reglen:

4. Det ydre volumen af cementpastaen ændres ikke under hydratiseringen.

Det er klart, at disse regler kan benyttes til opstilling af almengyldige formler for hver enkelt bestanddels volumenandel i cementpastaen, for den samlede porøsitet, for vandmætningsgraden osv. I formlerne vil indgå v/c-forholdet og hydratiseringsgraden samt densiteterne for cement og vand. De første gange – og såfremt man kun har brug for sådanne beregninger i ny og næ, da i det hele taget – vil det imidlertid være nok så instruktivt at benytte de anførte regler direkte på konkrete tal; denne fremgangsmåde er fulgt i de her gennemregnede eksempler.

Eksempel 5.2-1

100 g cement sammenrøres med 40 g vand; blandingsforholdet svarer til, at fuldstændig hydratisering netop kan opnås.



Figur 5.2-1. Volumenforhold i cementpasta med v/c = 0,40.
(a) umiddelbart efter blanding (hydratiseringsgrad 0%)
(b) efter fuldstændig hydratisering (hydratiseringsgrad 100%)

Med en korndensitet for cementen på 3150 kg/m³ vil den friske blanding bestå af 32 cm³ cement + 40 cm³ vand. Den procentiske sammensætning er vist til venstre i figur 5.2-1.

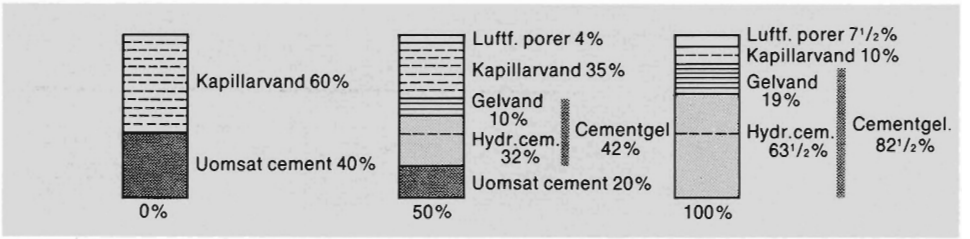
Ved fuldstændig omsætning har 100 g cement reageret med 25 g vand (ikke-fordampeligt vand), hvorved volumen af cement + bundet vand er reduceret med ¼ · 25 = 6 cm³ til 32 + (25-6) = 51 cm³. Gelvandet udgør 100 · 0,15 = 15 g og fylder 15 cm³. Volumen af cementgelen er altså 51 + 15 = 66 cm³. (Gelporernes andel i cementgelens volumen er altså (15/66) · 100 = 23%, jf. side 367.) Da det ydre volumen er uændret, må der være dannet 72-66 = 6 cm³ luftfyldte porer. Sammensætningen af den hærdnede cementpasta er vist til højre i figur 5.2-1.

Eksempel 5.2-2

En cementpasta bestående af 100 g cement + 48 g vand betragtes ved hydratiseringsgrad 0%, 50% og 100%. Beregning af sammensætningen efter masse, volumen og volumenprocent er vist i tabel 5.2-1. Volumenforholdene er illustreret i figur 5.2-2.

Hydratiseringsgrad	0%			50%			100%				
Komponent	g	cm³	vol%	g	cm³	vol%	g	cm³	vol%		
Uomsat cement	100	32	40	50	16	20	0	0	0	Fast-	
Omsat cement	0	0	} 0	50	16	} 32	100	32	} 63½	stof	Cement-
Ikke-ford. vand w_n	0	0		12½	9½		25	19			gel
Gelvand } w_c	0	0	0	7½	7½	10	15	15	19		
Kapillarvand }	48	48	60	28	28	35	8	8	10	Porer	Kapillar-
Luftfyldte porer	0	0	0	0	3	4	0	6	7½		porer
Cementpasta	148	80	100	148	80	101	148	80	100		

Tabel 5.2-1. Sammensætning af cementpasta med v/c = 0,48 ved hydratiseringsgrad 0%, 50% og 100%.



Figur 5.2-2. Volumenforhold i cementpasta med v/c = 0,48 (jf. tabel 5.2-1) ved hydratiseringsgrad 0%, 50% og 100%.

Eksempel 5.2-3

100 g cement sammenrøres med 32 g vand, altså mindre end der kræves til fuldstændig omsætning.

Ved maksimal omsætning er de 32 g vand fordelt mellem ikke-fordampeligt og fordampeligt vand i forholdet 25:15, dvs. henholdsvis 20 g og 12 g.

De 20 g ikke-fordampeligt vand har reageret med 80 g cement under dannelse af 100 g tobermorit med volumen

$$\frac{80}{3{,}15} + \frac{3}{4} \cdot 20 = 25\tfrac{1}{2} + 15 = 40\tfrac{1}{2}\ \text{cm}^3.$$

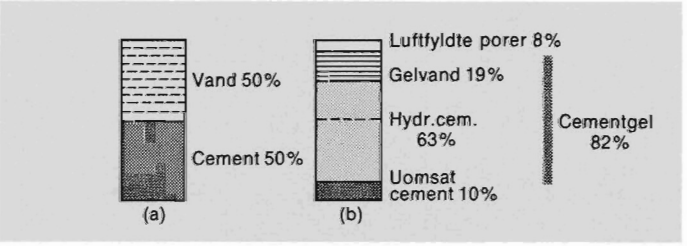
Gelvandet andrager $0{,}15 \cdot 80 = 12$ g og fylder 12 cm³.

Den resterende del af cementpastaen består af uomsat cement (20 g ~ 6½ cm³) og luftfyldte porer (5 cm³).

Ved maksimal omsætning er hærdningsgraden

$$\frac{80}{100} \cdot 100\% = 80\%.$$

En skematisk oversigt over volumenforholdene i cementpastaen umiddelbart efter blanding og ved maksimal omsætning er vist i figur 5.2-3.



Figur 5.2-3. Volumenforhold i cementpasta med v/c = 0,32
(a) umiddelbart efter blanding (hydratiseringsgrad 0%)
(b) ved maksimal omsætning (hydratiseringsgrad 80%)

Eksempel 5.2-4

I de foregående eksempler har det været en underforstået forudsætning, at det reagerende system ikke stod i forbindelse med omgivelserne, specielt at der hverken blev afgivet eller modtaget vand; et sådant system betegnes lukket. Systemet kan imidlertid også tænkes at være åbent, dvs. være i stand til at optage vand fra omgivelserne. Hydratiseringen af en cementpasta med v/c < 0,40 vil i så fald ikke standse så tidligt som i et lukket system, muligvis vil den kunne forløbe helt til ende. Man kan da stille det spørgsmål: Hvad er det laveste v/c-forhold, som tillader fuldstændig hydratisering i et åbent system?

C g cement og V g vand sammenrøres; den friske blandings rumfang er altså

$$\frac{C}{\varrho_c} + \frac{V}{\varrho_w}.$$

Da hydratiseringen skal være fuldstændig, omsættes hele cementmængden C g og binder hermed 0,25 · C g vand som ikke-fordampeligt vand og 0,15 · C g vand som gelvand. Volumen af disse komponenter tages i regning med følgende bidrag

$$\frac{C}{\varrho_c}, \frac{0{,}25C}{\varrho_w} \cdot 0{,}75 \text{ og } \frac{0{,}15C}{\varrho_w}$$

Det følger af problemstillingen, at der ikke optræder hverken kapillarvand eller luftfyldte porer, dvs. de tre opskrevne bidrag udfylder tilsammen hele det disponible rumfang. Altså gælder

$$\frac{C}{\varrho_c} + \frac{0{,}25C}{\varrho_w} \cdot 0{,}75 + \frac{0{,}15C}{\varrho_w} = \frac{C}{\varrho_c} + \frac{V}{\varrho_w}$$

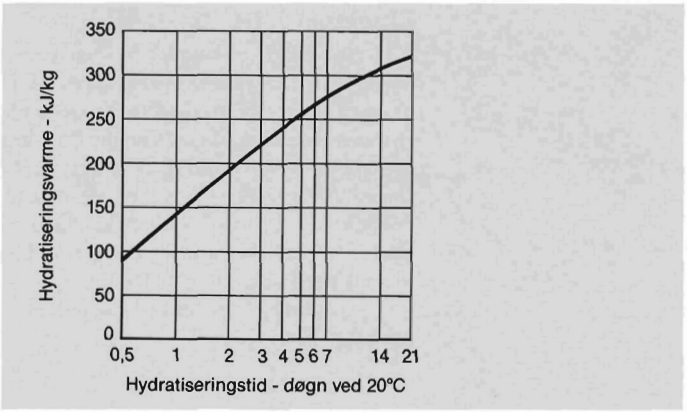
hvoraf

$$0{,}3375\ C = V \Rightarrow \frac{V}{C} = 0{,}3375$$

Det laveste v/c-forhold, som tillader fuldstændig hydratisering i et åbent system, er altså *0,34*.

To kommentarer til resultatet:

1. Man kunne umiddelbart forledes til at tro, at der ikke kan opnås nogen styrkemæssig gevinst, ved at v/c-forholdet sænkes under 0,34. Denne opfattelse er fejlagtig, fordi hydratiseringsprodukterne opbygger en særlig tæt og stærk kontakt til uhydratiserede cementpartikler, der således fungerer som det ideelle tilslagsmateriale.
2. En cementpasta med v/c ≦ 0,34 og hydratiseret som åbent system indeholder teoretisk overhovedet ingen kapillarporer. Den kan derfor heller ikke indeholde vand, som vil fryse ved sædvanlige vintertemperaturer, og er derfor ubetinget frostbestandig uden særlige foranstaltninger – bortset fra fejlfri udstøbning.



Figur 5.2-4. Det tidsmæssige forløb af varmeudviklingen ved 20°C for cementen i eksempel 5.2-5.

Eksempel 5.2-5

En beton til vinterstøbning fremstilles efter recepten:

Hurtighærdnende portlandcement	3 sække à 50 kg
Sand (vandindhold 4%)	390 kg
Sten (vandindhold 1%)	505 kg
Tilsat vand	75 l

Der tilsættes ikke noget luftindblandingsmiddel.

Betonen tildækkes efter udstøbningen, så vandudveksling med omgivelserne kan lades ude af betragtning.

Betonen vil kunne tåle frysning, dersom højst 96% af kapillarporerne er vandfyldte. I dette kriterium er indbefattet, at cementpastastrukturen kan optage en vis trækspænding, og at kun 80% af betonens indhold af kapillarvand omdannes til is, når betonen afkøles under 0°C.

Cementens varmeudvikling Q kan i de første 21 døgn regnes at følge kurven i figur 5.2-4, og dens slutværdi er $Q_\infty = 500$ kJ/kg.

Spørgsmål 1: Beregn volumen af de luftfyldte kapillarporer $V_{k,l}$ udtrykt ved hydratiseringsgraden α.

Spørgsmål 2: Beregn det samlede kapillarporevolumen V_k udtrykt ved hydratiseringsgraden α.

Spørgsmål 3: Beregn den hydratiseringsgrad α_l, ved hvilken betonen som følge af selvudtørring netop kan tåle frysning.

Spørgsmål 4: Angiv, hvor lang tids hærdning ved +20°C den i spørgsmål 3 fundne hydratiseringsgrad α_l svarer til.

Spørgsmål 5: Hvor mange døgn vil det vare, før den nødvendige hydratiseringsgrad er opnået, hvis betontemperaturen de første døgn efter udstøbningen forløber således:

Døgn nr.	1	2	3	4	5
Middeltemperatur (°C)	12	10	8	7	6

Løsning

Spørgsmål 1

Når betonen ikke optager eller afgiver vand, og når der ikke optræder ydre volumenændringer, er volumen af de luftfyldte kapillarporer lig med skrumpningen af cement + ikke-fordampeligt vand.

Det ikke-fordampelige vand udgør 25% *i forhold til massen af omsat* cement ($m_{oms.c}$). Efter hydratiseringsgradens definition er

$$m_{oms.c} = \alpha \cdot m_c = \alpha \cdot 150 \text{ kg}$$

og dermed er massen af det ikke-fordampelige vand

$$m_{w_n} = 0{,}25 \cdot \alpha \cdot 150 \text{ kg}$$

Volumen af det ikke-fordampelige vand er før reaktion med *cementen*

$$m_{w_n}/\varrho_{w,\,frit} = 0{,}25 \cdot \alpha \cdot 150 \cdot \frac{1}{1{,}00} \text{ liter}$$

Skrumpningen kan beregnes som 25% af det ikke-fordampelige vands udgangsvolumen, dvs.

$$0{,}25 \cdot \alpha \cdot 150 \cdot \frac{1}{1{,}00} \cdot 0{,}25 \text{ liter} = \alpha \cdot 9{,}38 \text{ liter}$$

Altså er

$$V_{k.l} = \alpha \cdot 9{,}38 \text{ liter} \quad 0 \leqq \alpha \leqq 1$$

Spørgsmål 2

Det samlede kapillarporevolumen V_k beregnes som summen af det ovenfor beregnede luftfyldte kapillarporevolumen $V_{k.l}$ og af det nedenfor beregnede vandfyldte kapillarporevolumen $V_{k.v}$.

Ved blandingen er betonens vandindhold:

tilsat vand	75 l
vand i sand $390 \cdot \frac{4}{104} =$	15 l
vand i sten $505 \cdot \frac{1}{101} =$	5 l
samlet vandindhold	95 l

Af dette vand er ved hærdningsgrad α omdannet til henholdsvis ikke-fordampeligt vand og gelvand:

$$0{,}25 \cdot m_c \cdot \alpha \quad \text{og} \quad 0{,}15 \cdot m_c \cdot \alpha$$

hvor m_c er massen af cementen. Der resterer altså som kapillarvand

$$V_{k.v} = 95 - (0{,}25 + 0{,}15) \cdot 150 \cdot \alpha \cdot \frac{1}{1{,}00}$$

$$= (95 - \alpha \cdot 60) \text{ liter}$$

Det samlede kapillarvolumen er da

$$V_k = V_{k,l} + V_{k,v}$$
$$= \alpha \cdot 9{,}38 + (95 - \alpha \cdot 60)$$
$$= (95 - \alpha \cdot 50{,}6)\ \text{liter} \quad 0 \leqq \alpha \leqq 1.$$

Spørgsmål 3

Mindst 4% af kapillarporerne skal være luftfyldte, dvs. betingelsen for frostsikkerhed er

$$V_{k,l} \geqq 0{,}04 \cdot V_k$$
$$\alpha \cdot 9{,}38 \geqq 0{,}04\,(95 - \alpha \cdot 50{,}6)$$

Lighedstegnet svarer til $\alpha = \alpha_1$:

$$\alpha_1 \cdot 9{,}38 = 0{,}04 \cdot (95 - \alpha_1 \cdot 50{,}6)$$
$$\alpha_1 \cdot 9{,}38 = 3{,}80 - \alpha_1 \cdot 2{,}02$$
$$\alpha_1 \cdot 11{,}40 = 3{,}80$$
$$\alpha_1 = 0{,}334 \simeq 0{,}34$$

Spørgsmål 4

Mellem α og Q gælder relationen

$$Q = \alpha \cdot Q_\infty$$

Til $\alpha_1 = 0{,}34$ og $Q_\infty = 500$ kJ/kg svarer derfor

$$Q_1 = 0{,}34 \cdot 500 = 170\ \text{kJ/kg}$$

Denne varmeudvikling er efter figur 5.2-4 opnået efter

1,4 døgn ved 20°C.

Spørgsmål 5

De ækvivalente hærdningstider svarende til det opgivne temperaturforløb beregnes vha. tabel 5.1-1. Resultaterne fremgår af nedenstående skema.

t (døgn)	Δt (døgn)	Θ (°C)	H(Θ)	$M_{20} = \Sigma\, H(\Theta)\, \Delta t$ (døgn ved 20°C)
0				0
	1	12	0,59	
1				0,59
	1	10	0,50	
2				1,09
	1	8	0,41	
3				1,50
	1	7	0,37	
4				1,87
	1	6	0,33	
5				2,20

Den nødvendige hærdningstid er altså *3 døgn.*

Cementgelens morfologi

Mange forskere har studeret cementgelens struktur, men tilsammen tegner de opnåede resultater hverken et fuldstændigt eller modsigelsesfrit billede af

gelens opbygning. Enkelte ting hersker der dog nogenlunde enighed om; det gælder således den specifikke overflade af cementpasta og -gel, ligesom visse forhold vedrørende gelens morfologi på partikelniveau og mikromorfologisk niveau synes at have fundet en vis afklaring.

Specifik overflade

Powers angiver for fuldstændig hydratiseret cementpasta en specifik overflade på 210 m^2/g i gennemsnit. Korrigeres for calciumhydroxid, der jo er krystallinsk og følgelig har lille specifik overflade, bliver værdien for den resterende del af cementpastaen ca. 260 m^2/g. Brunauer et al. har undersøgt pastaer af ren C_3S og ren C_2S og har fundet en specifik overflade – efter korrektion for $Ca(OH)_2$ – på 300 m^2/g. Forskellen mellem dette tal og de anførte 260 m^2/g for cementpasta som helhed tilskriver Powers cementpastaens indhold af andre bestanddele end kalksilikathydrater og calciumhydroxid og tilslutter sig dermed værdien 300 m^2/g for selve cementgelen. Det samme gør Diamond – vel at mærke når talen er om tør cementgel; for vandmættet cementgel angiver han den specifikke overflade til ikke mindre end 900 m^2/g.

Morfologi på flere niveauer

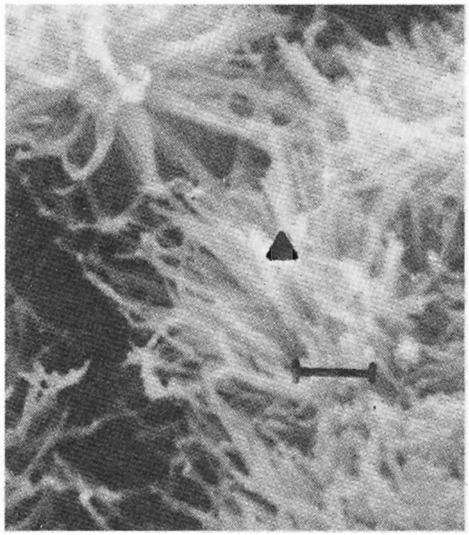
Diamond [2] påpeger nødvendigheden af at behandle cementpastaens struktur på flere niveauer:

a. *det atomare niveau,* hvor man beskæftiger sig med atomernes indbyrdes arrangement, enhedsceller i krystallinske materialer etc. – groft taget svarende til en målestok på nogle få nanometer
b. *den enkelte partikels niveau,* groft taget svarende til en målestok på nogle få mikrometer
c. *det mikromorfologiske niveau,* hvor man undersøger, hvordan partiklerne tilsammen skaber materialets mikrostruktur – svarende til en målestok på flere gange 10 eller 100 mikrometer.

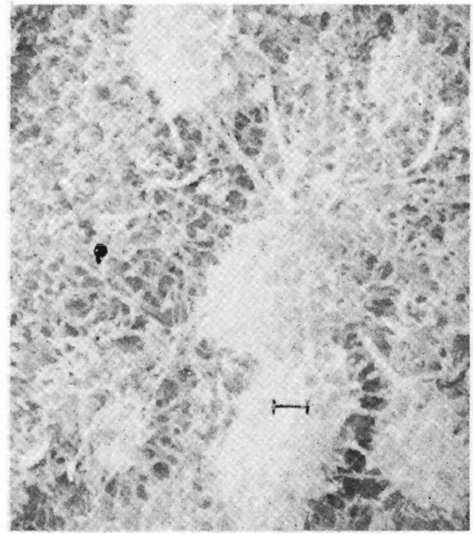
a. Krystalstrukturen mangler stort set fjernorden, og det tjener derfor ikke noget formål at diskutere i detaljer, hvordan atomerne er placeret – så meget mere som dette spørgsmål endnu i høj grad anses for ubesvaret.

b. Gelpartiklerne fremtræder i forskellig form, bl. a. afhængig af, på hvilket stadium i hydratiseringsprocessen de er dannet. I [2] skelnes mellem følgende 4 typer partikelmorfologi:

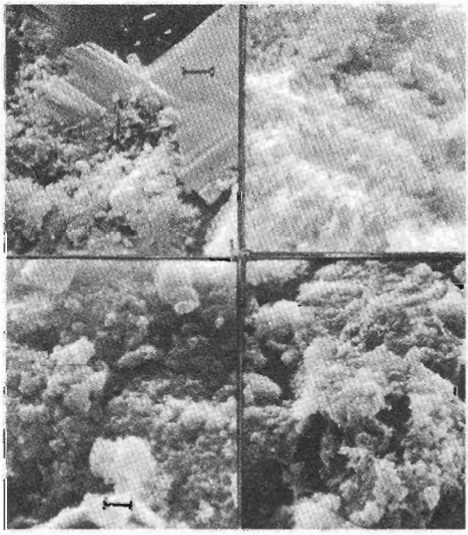
Type I-partikler er tynde og langstrakte og stråler ud fra cementkornene; som beskrivende adjektiv for denne morfologi, som figur 5.2-5 viser et karakteristisk eksempel på, benyttes gerne ordet »fibrøs«. Denne partikelform er den mest fremtrædende, især i pastaer med lav



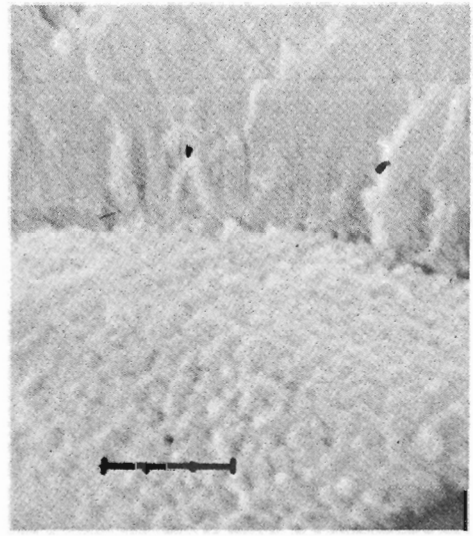
Figur 5.2-5. SEM mikrofoto af »type I«-gelstruktur i pore i portlandcementpasta med v/c = 0,6, lagret 185 døgn ved 40°C [2].



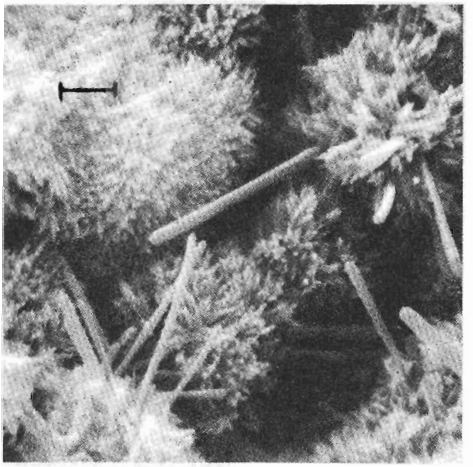
Figur 5.2-6. SEM mikrofoto af »type II«-gelstruktur i portlandcementmørtel med v/c = 0,6, hydratiseret 14 døgn ved 24°C [2].



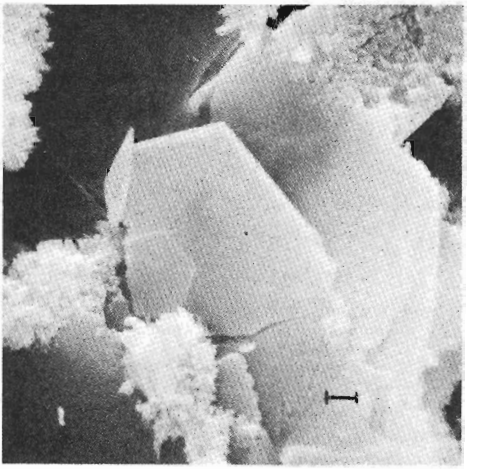
Figur 5.2-7. 4 SEM mikrofotos af »type III«-gelstruktur fra forskellige portlandcementpastaer [2].



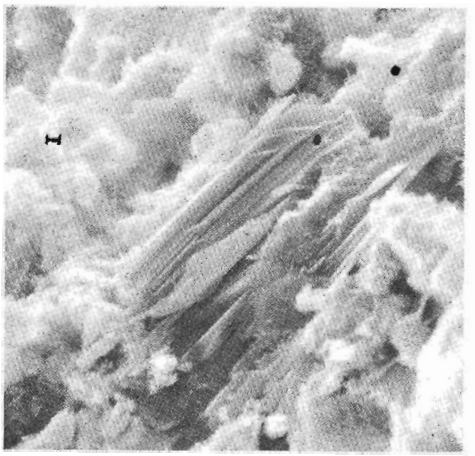
Figur 5.2-8. SEM mikrofoto af »type IV«-gelstruktur i portlandcementpasta med v/c = 0,6, hydratiseret 2 døgn ved 6°C [2].



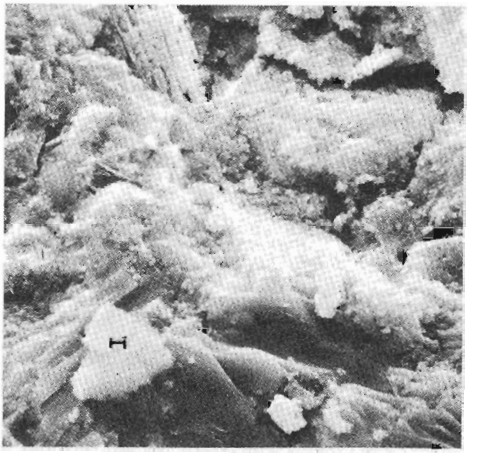
Figur 5.2-9. SEM mikrofoto, der viser gel af »type I« strålende ud fra hvert korn, undertiden med ettringitstave stikkende ud i mellemrummene; portlandcementpasta med v/c = 0,6, hydratiseret 2 døgn ved 21°C [2].



Figur 5.2-10. SEM mikrofoto, der viser heksagonale, pladeformede $Ca(OH)_2$-krystaller, der vokser omkring klynger af »type I«-gel i portlandcementpasta med v/c = 0,6, hydratiseret 5 døgn ved 24°C [2].



Figur 5.2-11. SEM mikrofoto, der viser områder af gelen gennemsat af massive $Ca(OH)_2$-udfældninger i portlandcementpasta med v/c = 0,6, hydratiseret 4 døgn ved 6°C [2].



Figur 5.2-12. SEM mikrofoto, der viser en typisk mikromorfologisk struktur i cementpasta med fremskreden hydratisering og i det væsentlige bestående af »type III«-gel og $Ca(OH)_2$-udfældninger; portlandcementpasta med v/c = 0,6, hydratiseret i 179 døgn ved 6°C [2].

I hver figur er angivet en målestok med længden 1 μm.

hydratiseringsgrad; efterhånden som det oprindelige kapillarhulrum udfyldes med hydratiseringsprodukter, sker partiklernes udvikling mindre frit, således at partikler fra de senere stadier af hydratiseringsprocessen antager andre former.

Det har været diskuteret, om fibrene er hule (oprullede flager eller folier) eller massive; til fordel for det første synspunkt taler, at cementgelens indre overflade er så stor, at den ikke kan hidrøre fra partikeloverfladen alene, men at porer i selve partiklerne også må bidrage.

Type II-partikler er stærkt forgrenede og danner et sammenvokset netværk (figur 5.2-6). Denne morfologi optræder i så godt som enhver cementpasta.

Type III-partikler fremtræder som små, kompakte eller let affladede partikler (figur 5.2-7). Også denne type er ret almindeligt forekommende.

Type IV-partikler er dannet ved en anden reaktionsmekanisme end de førnævnte, idet de er resultatet af den på side 366 omtalte reaktion »in situ« mellem cement og vandmolekyler, der enkeltvis er diffunderet gennem skorpen af allerede dannede hydratiseringsprodukter. De er således beliggende inden for cementkornets oprindelige overflade og betegnes derfor undertiden »indre produkt«. Udseendet kan være som vist i figur 5.2-8. Diamond bemærker, at denne morfologi ikke er almindelig i de fleste af de pastaer, han har undersøgt.

c. Diamond opsummerer cementpastaens struktur på mikromorfologisk niveau omtrent som følger:

Ved lave hydratiseringsgrader består det mikromorfologiske mønster almindeligvis af hydratiserede cementkorn med anselig plads imellem. Gel af type I stråler ud fra hvert korn, lejlighedsvis med ettringitstave stikkende ud i mellemrummene. Denne struktur er vist i figur 5.2-9. Den beskrevne struktur udfylder ikke pastaen fuldstændigt, men ledsages af områder, hvor gel af type II, calciumhydroxidkrystaller, calciumaluminatsulfatkrystaller og her og der gel af type III forekommer. Calciumhydroxidkrystaller begynder at trænge ind i gelen, således som det ses i figur 5.2-10.

Efterhånden vokser gelfiberklyngerne fra de enkelte cementkorn sammen, og nye hydratiseringsprodukter afsættes, i vid udstrækning i form af type III-partikler. Områder af pastaen er gennemsat af massive calciumhydroxidansamlinger. Figur 5.2-11 giver en idé om denne struktur.

I det afsluttende stadium bliver individuelle partikler vanskeligere at skelne i grundmassen. I denne grundmasse er nogle steder calciumhydroxid fremherskende, andre steder type III-partikler. Typisk kan denne struktur se ud som i figur 5.2-12.

Litteratur til 5.2 Se litteraturfortegnelsen i afsnit 5.3.

5.3 Styrkeudvikling

Betons styrke er principielt en funktion af cementpastaens styrke, tilslagspartiklernes styrke, kontaktstyrken mellem cementpasta og tilslag samt betonens geometriske opbygning, herunder ikke mindst pastaens og tilslagets relative volumenandele.

Styrken af middelstærk beton fremstillet med traditionelle tilslagsmaterialer af naturlig oprindelse vil i overvejende grad være bestemt af cementpastaens styrke. Da denne styrkeparameter – og den dermed sammenhængende kontaktstyrke – tillige er den eneste, der »udvikles«, er betonens styrkeudvikling nøje sammenfaldende med cementpastaens.

Cementpastas styrkeudvikling

Cementpastaens styrke er knyttet til cementgelen. Den styrke, en given cementpasta er i besiddelse af til et givet tidspunkt, vil derfor afhænge af, i hvilket omfang cementgelen udfylder det for denne tilgængelige volumen. Forholdet mellem cementgelens volumen og det tilgængelige volumen betegnes *gelmætningsgraden;* i takt med at gelmætningsgraden øges, reduceres porøsiteten, og denne sidste kan derfor også bruges som grundlag for vurdering af styrken.

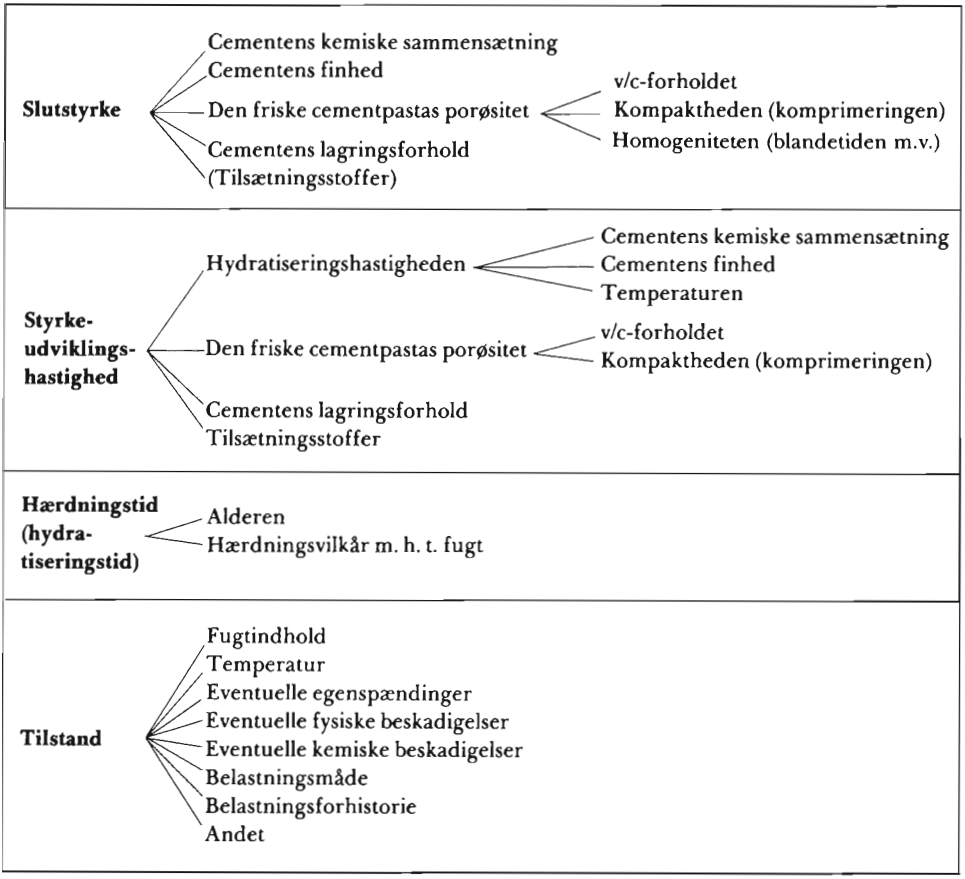
Gelmætningsgrad og porøsitet er begge for abstrakte til at kunne omsættes i praktiske regler; men de kan hjælpe til at holde styr på den ellers næsten uoverskuelige mængde af sædvanlige betonteknologiske parametre, som har indflydelse på styrken.

En oversigt over de vigtigste sådanne parametre er givet i figur 5.3-1, hvori tillige strukturen i de komplicerede relationer er søgt udredt. I summarisk oversigt er de enkelte faktorers kvalitative virkninger følgende:

Slutstyrke

Cementens kemiske sammensætning. C_3S og C_2S danner begge cementgel og giver dermed høje (og lige høje) slutstyrker. C_3A og C_4AF bidrager ikke væsentligt til styrken. Et højt indhold af silikatholdige klinkermineraler er derfor gunstigt.

Cementens finhed. Øget formaling benyttes især som middel til at fremkalde høje tidlige styrker, men samtidig øges slutstyrken en smule. Dette forklares ved, at reaktionsprodukterne er tættest og stærkest i umiddelbar nærhed af cementkornene, således at en finkornet cement giver en mere ensartet fordeling af stærke og svage partier end en grov.



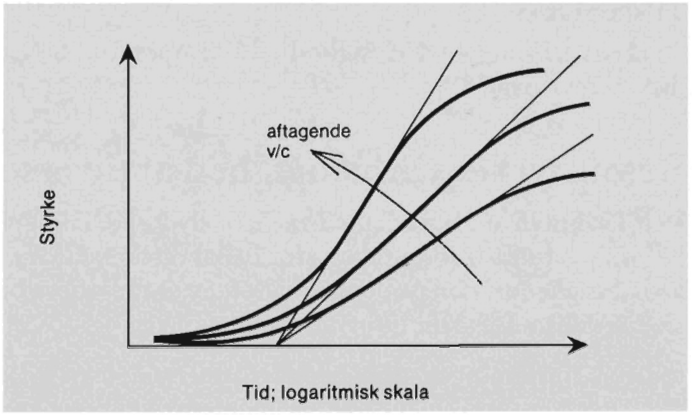
Figur 5.3-1. Oversigt over faktorer, som har indflydelse på cementpastas styrke.

Den friske cementpastas porøsitet. En vis mængde cement vil ved fuldstændig hydratisering frembringe en bestemt mængde cementgel. Jo mindre volumen den skal fordeles over, dvs. jo mindre vand der er i forhold til cementen, og jo bedre komprimeret pastaen er, desto stærkere bliver pastaen.

Cementens lagringsforhold. Ved længere tids påvirkning af vand- og kuldioxid-holdig luft vil der kunne ske overfladehydratisering og -karbonatisering, hvorved der tæres på cementens bindeevne.

Tilsætningsstoffer, der anvendes til at accelerere eller retardere omsætningen mellem cement og vand, påvirker normalt ikke slutstyrken nævneværdigt; afvigelser herfra kan dog forekomme.

Figur 5.3-2. Karakteristisk forløb af styrkeudviklingen ved varieret v/c-forhold og konstant temperatur [9].



Styrkeudviklingshastighed

Hydratiseringshastigheden. Se afsnit 5.1, side 361.

Den friske cementpastas porøsitet. Ved hjælp af de i afsnit 5.2 side 366 beskrevne regneregler kan det eftervises, at den brøkdel af den sluttelige gelmætningsgrad, der er opnået ved en given hydratiseringsgrad, stiger, når v/c-forholdet aftager. Jo stærkere cementpastaen eller betonen er, desto hurtigere vil altså en given procentdel af styrken udvikles. Figur 5.3-2 illustrerer dette forhold.

Cementens lagringsforhold. Ved længere tids påvirkning af vand- og kuldioxid-holdig luft vil der kunne ske overfladehydratisering og -karbonatisering. Disse ændringer kan give anledning til unormale afbindingsforhold og langsommere styrkeudvikling. Uhensigtsmæssige lagringsforhold kan forårsage en afvanding af gipsen med falsk afbinding til følge.

Hærdningstid

Hydratiseringsgraden – og dermed under i øvrigt lige vilkår styrken – stiger med hydratiseringstiden. Denne afhænger primært af alderen, dog naturligvis med det forbehold, at hydratiseringstiden kun direkte følger alderen, såfremt hydratiseringsreaktionerne rent faktisk finder sted. Dette er igen et spørgsmål om tilstedeværelsen af den fornødne mængde vand, og den effektive hærdningstid vil derfor være bestemt af såvel alderen som hærdningsvilkårene m. h. t. fugt.

Tilstand m. v.

Styrkens afhængighed af fugtindhold, temperatur, belastningshastighed m.v. er diskuteret i afsnit 3.3.

Betonstyrkens afhængighed af diverse parametre

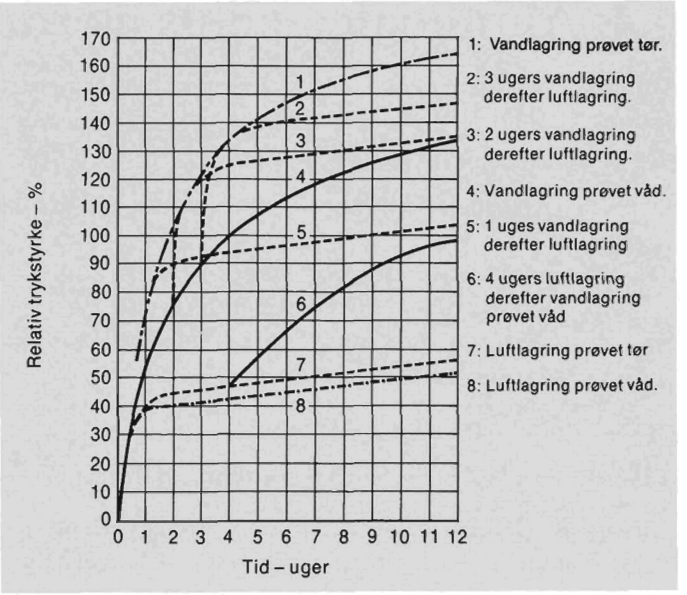
Den kvantitative afhængighed mellem styrkeudviklingen for beton og de mest betydningsfulde blandt de ovenfor behandlede faktorer er fastlagt empirisk. De lovmæssigheder, der på denne måde står til rådighed for betonteknologen, kan alt efter deres karakter udnyttes til eksempelvis

- indretning af arbejdsplads (cementens lagringsforhold)
- valg af cementtype (cementens kemiske sammensætning og især cementens finhed)
- proportionering (v/c-forholdet)
- valg af komprimeringsmåde
- efterbehandling (hærdningsvilkår m. h. t. fugt og temperatur)
- hærdningskontrol (temperaturens indflydelse; især ved vinterstøbning)

Styrkens afhængighed af v/c-forholdet udtrykkes inden for et bredt interval for dette ved Bolomeys formel (se afsnit 3.3 og afsnit 8.2). Temperaturens indflydelse er behandlet i afsnit 5.1, medens figur 5.3-3 belyser, hvilken overordentlig stor betydning efterbehandlingen har.

Kurverne i figur 5.3-3 er bestemt ved hjælp af små prøvelegemer (Ø 50 × 100 mm), således at virkningen af de undersøgte faktorer gør sig gældende over hele prøvens tværsnit. Tilsvarende forsøg med større prøver viser langt mindre effekt, idet såvel hærdningsvilkårene som betonens tilstand under prøvningen kun påvirkes i overfladen. Kærnen er således ens i alle prøverne, og den tilsyneladende virkning af de omhandlede faktorer afsvækkes derfor, efterhånden som prøvens tværsnitsareal vokser. Men reelt gælder naturligvis kurverne i figur 5.3-3, blot skal de angivne hærdnings- og prøvningsomstændigheder henføres til passende små udsnit af betonen. Gør man sig ikke dette klart, bliver man nemt offer for en farlig misforståelse. Den tilsyneladende ringe indflydelse fra det omgivende klima bevirker jo ganske rigtigt, at konstruktionens samlede bæreevne ikke så let kommer i fare, selv om der sløses lidt med lagringsklimaet. Men da en eventuel svækkelse er koncentreret i overfladen, består der en klar risiko for, at dennes modstandsevne over for nedbrydende påvirkning bliver utilstrækkelig, hvad der på længere sigt kan være nok så alvorligt.

Figur 5.3-3. Betonens styrkeudvikling i afhængighed af lagringsforholdene og tilstanden ved prøvningen [3]. Kurverne er baseret på forsøg med små prøvelegemer (Ø 50 × 100 mm) af cementmørtel med v/c = 0,7, udført af H. J. Gilkey.
Sml. figur 7.6-19, side 615.



Litteratur til afsnit 5.1, 5.2 og 5.3

[1] Czernin, W.: »Zementchemie für Bauingenieure«. Wiesbaden/Berlin, Bauverlag, 1977.

[2] Diamond, S.: »Cement paste microstructure – an overview at several levels«. »Hydraulic cement pastes: their structure and properties«. Proceedings of a Conference held at Tapton Hall, University of Sheffield, 8.–9. April 1976, s. 2–30. Cement and Concrete Association, 1976.

[3] Forum, C. S., Krenchel, H., Meyer. E. V.: »Betonbogen«, 2. rev. udg., København, Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor, 1967.

[4] Hansen, P. Freiesleben: »Hærdeteknologien i det første døgn«. Konference om transport og lagring af betonvarer 1976. Fredericia, Dansk Beton-Industri, 1977.

[5] Hansen, P. Freiesleben: »Hærdeteknologi 1–2«. Aalborg Portland, 1978.

[6] Lea, F. M.: »The Chemistry of Cement and Concrete«. Edward Arnold, 1970.

[7] Nerenst, P., Rastrup, E. og Idorn, G. M.: »Betonstøbning om vinteren«. SBI anvisning 17. København, Teknisk Forlag, 1958.

[8] Neville, A. M.: »Properties of Concrete«. London, Pitman Publishers, 1975.

[9] »Portlandcementer«. Beton-Teknik 1/01/1983.

[10] Powers, T. C.: »The Nonevaporable Water Content of Hardened Portland-Cement Paste – Its Significance for Concrete Research and its Method of Determination«. Chicago, Research Laboratories of the Portland Cement Association, Bull. 29, 1949.

[11] Powers, T. C.: »The Physical Structure and Engineering Properties of Concrete«. Chicago, Portland Cement Association, Research Dept., Bull. 90, 1958.

[12] Stein, H. N.: »Influence of some Additives on the Hydration Reactions of Portland Cement. I. Non-Ionic Organic Additives«. Journal of Applied Chemistry, II. 1961, s. 474–482.

[13] »Hærdeteknologi – A«. København, bkf-centralen, 1978.

5.4 Aluminatcements hærdning

Aluminatcement bruges i forhold til portlandcement kun i yderst beskedent omfang. Til visse formål er den dog portlandcement overlegen, idet den udmærker sig på følgende punkter:

1. Den opnår på 24 timer højere styrke end portlandcement på 4 uger, jf. figur 5.4-1.
2. Den er bestandig mod mange kemiske angreb, især af sulfater.
3. Den udvikler tilfredsstillende styrke ved relativt høje v/c-forhold, således at styrke- og bearbejdelighedskrav ikke er i så stærk konflikt som ved portlandcement.

Hertil kommer specielt:

4. Den kan benyttes til fremstilling af ildfast beton.

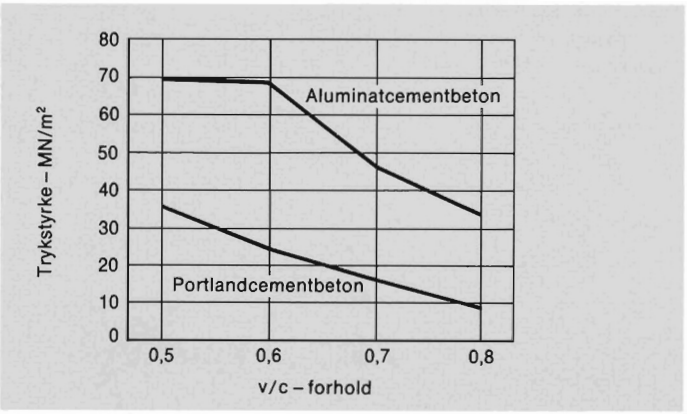
Brug af aluminatcement rummer imidlertid et meget stort problem, der består i, at en væsentlig del af styrken uhyre let går tabt. Det er især med henblik på vurdering af dette forhold, at et nødtørftigt kendskab til hydratiseringen kan være til gavn.

Blandinger af aluminatcement og portlandcement i passende forhold størkner ekstremt hurtigt. Dette forhold kan udnyttes ved hasteoperationer, især tætning af lækager.

Hærdningsprocessens fænomenologi

Ved sammenrøring af cement og vand i et passende blandingsforhold dannes som ved portlandcement en plastisk cementpasta. Der er dog den forskel, at aluminatcement kræver mindre vand (i forhold til cementmængden) for at opnå en given konsistens, end portlandcement gør.

Afbindingen starter 2 til 6 timer efter blandingen, dvs. omtrent som for portlandcement, men nærmest lidt senere. Når aluminatcement trods dette har ord for at afbinde hurtigere end portlandcement, kan det hænge sammen med, at tidsintervallet fra afbindingens start til dens afslutning for de fleste aluminatcementer kun er på 30–45 minutter, altså væsentligt kortere end for portlandcement. Den tid, der i praksis er til rådighed til transport, udstøbning og komprimering, kan derfor godt være en smule længere for portlandcement end for aluminatcement.



Figur 5.4-1. Styrken af aluminatcementbeton (efter 1 døgn) og portlandcementbeton (efter 4 uger) i afhængig af v/c-forholdet [1].

Styrkeudviklingen sker umådelig hurtigt, idet den forløber til ende i løbet af de første 24 timer. Samtidig frigøres hydratiseringsvarmen, der totalt er af nogenlunde samme størrelse som for portlandcement, men som på grund af den tidsmæssigt langt mere koncentrerede hydratisering forårsager en langt større temperaturstigning. Denne opvarmning må imødegås og risikoen for senere opvarmning så vidt muligt undgås, da det har vist sig, at varme og fugt tilsammen bevirker et markant styrketab. Da den skadelige omdannelse begynder ved 25 à 30°C, kan den være vanskelig at undgå, hvorfor kun den reducerede styrke bør tages i regning.

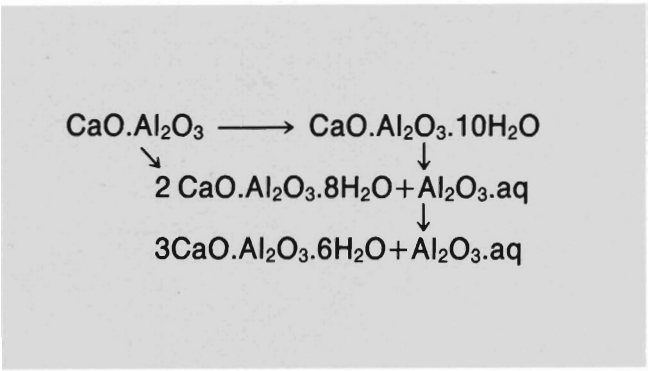
Den omdannelse, der giver det omtalte fald i styrken, medfører sommetider tillige, at betonens farve skifter fra grå-sort til gul-brun.

Kemiske forhold

Det fremherskende klinkermineral er CA, som aluminatcement i alt væsentligt skylder sine karakteristiske egenskaber. Et vist indhold af $C_{12}A_7$ er uundgåeligt, men mængden tilstræbes begrænset mest muligt. For stort indhold af dette mineral kan nemlig forhindre styrken i at udvikles i fuldt omfang, hvilket tilskrives dets overordentlig hurtige afbinding. Også forbindelsen CA_2 findes ofte i nogle af de almindelige aluminatcementer.

Hydratiseringsprodukterne er stort set de samme, uanset hvilket klinkermineral de er dannet ud fra. Termodynamisk er kun CH (calciumhydroxid), C_3AH_6 og fuldt krystalliseret AH_3 (aluminiumhydroxid) stabile, men under hydratisering ved moderat temperatur dannes andre forbindelser, nemlig CAH_{10}, C_2AH_8

Figur 5.4-2. Skematisk oversigt over reaktionsforløbet for CA [2].



og AH_x-gel, som alle er meget bestandige. Deres indbyggede tilbøjelighed til at omdannes til de stabilere produkter udløses først ved temperaturer på 25°C og derover. Denne omdannelse ledsages af et alvorligt styrketab, jf. side 389.

Ved hydratisering under 25°C er det vigtigste reaktionsprodukt CAH_{10}; en vis mængde C_2AH_8 dannes også – især fra $C_{12}A_7$ – men ellers er dette hydrat især at finde i ældre pastaer.

Hydratiseringsprocesserne kan eksemplificeres ved reaktionsforløbet for CA, der er gengivet som figur 5.4-2. Til oversigten skal føjes, at A-gelen (A · aq) ved »ældning« gradvis krystalliserer til AH_3.

Den mængde vand, der er nødvendig til fuldstændig hydratisering, beregnes til mellem 35 og 70% af den omsatte cements masse. Hvor værdien nærmere ligger i dette interval, beror på, hvilke hydratiseringsprodukter temperaturforholdene har betinget. Ved fuldstændig omsætning og maksimal konvertering til stabile produkter finder man ca. 35% kemisk bundet vand. Ved almindelige temperaturer og mindre fuldstændig omsætning, som den forekommer i praksis, bindes op til 50% vand.

Sidstnævnte forhold er baggrunden for, at man tidligere almindeligvis ikke anbefalede v/c < 0,5. På grund af problemet med styrketab forårsaget af omdannelsen til C_3AH_6 og AH_3 foretrækkes nu v/c-forhold omkring 0,35 med 0,5 som maksimum.

Hydratiseringsvarmen er af samme størrelsesorden som for portlandcement, men da langt den største del – ca. 330 J pr. g cement – udvikles i løbet af det første døgn, er effektive forholdsregler til at bortskaffe varmen påkrævede. Ikke blot vil betonen være udsat for de samme skadevoldende påvirkninger, som kraftig opvarmning og store temperaturdifferenser altid medfører risiko for,

men også den ovenfor omtalte omdannelse af reaktionsprodukterne ved temperaturer over 25 °C vil medvirke til at svække betonen.

De sædvanligt foreskrevne modforholdsregler er ifølge [1]:
- udstøbningstemperaturen må højst være 15 °C
- betonen skal udstøbes i lag på højst 30 cm
- formene skal bestå af metal
- formene skal til stadighed oversprøjtes med koldt vand
- afformningen skal ske tidligst muligt
- betonen skal efter afformningen oversprøjtes med koldt vand, til varmeudviklingen er ophørt.

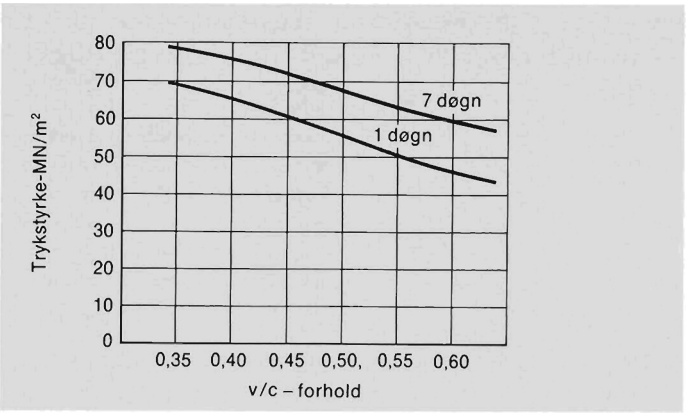
Hydratiseringsreaktionernes temperaturafhængighed kan vurderes ud fra afhængigheden mellem afbindingens begyndelsestidspunkt og temperaturen. For de fleste aluminatcementer sætter afbindingen hurtigst ind ved temperaturer på 5–10 °C. Herefter forsinkes afbindingen gradvis, efterhånden som temperaturen stiger, for at nå sin maksimale afstand fra blandetidspunktet omkring ved 30 °C; maksimumsværdien svarer til en forlængelse på 4–5 gange i forhold til mindsteværdien. Over 30 °C falder tiden til afbindingsstart kraftigt med stigende temperatur.

Strukturdannelse

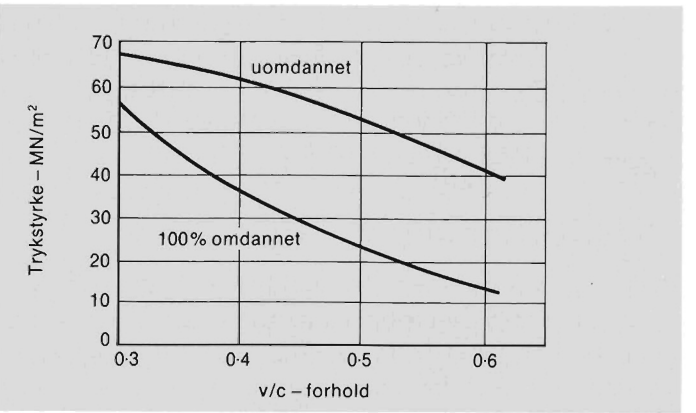
De reaktionsprodukter, der opstår ved hydratisering af aluminatcement, har større rumfang end cementen, men mindre rumfang end cement og vand tilsammen. Dette er helt analogt med, hvad der gælder for portlandcement, og konsekvenserne i henseende til strukturdannelse er da også kvalitativt de samme. Aluminatcementpasta vil derfor inden afbindingen udvise kontraktion på grund af skrumpning og efter afbindingen ekspansionstendens, medens skrumpningen efter afbindingen medfører hel eller delvis selvudtørring. Talmæssigt andrager skrumpningen 10–12 cm^3 pr. 100 g cement – mod portlandcements ca. 6 cm^3 pr. 100 g cement – medens forøgelsen i faststofvolumen beløber sig til 50%, når hydratiseringen sker ved 15 °C, men kun 23%, når den sker ved 45 °C.

Hydratiseringsprodukterne udfældes for størstepartens vedkommende i krystallinsk form, for en mindre dels vedkommende i gelform (AH_x-gel, jf. ovenfor). Dersom hydratiseringen sker ved temperaturer under 25 °C, vil den herved opbyggede struktur bibringe cementpastaen – og dermed betonen – udmærkede mekaniske egenskaber. Sker hydratiseringen derimod ved højere temperaturer, eller udsættes de først dannede produkter samtidig for højere

Figur 5.4-3. Aluminatcementbetons terningtrykstyrke efter 1 og 7 døgn som funktion af v/c-forholdet [6].



Figur 5.4-4. Sammenligning af styrkeniveauet for uomdannet og omdannet aluminatcementbeton i afhængighed af v/c-forholdet [2].



temperaturer og fugt, svækkes strukturen markant. Dette hænger sammen med, at de stabile krystalformer, især C_3AH_6, som dannes, eller hvortil både CAH_{10} og C_2AH_8 omdannes ved opvarmning over 25°C, har større densitet end disse sidste, hvorfor pastaens porøsitet forøges. Tilsvarende virkning vil det have, at kolloide A-hydrater omdannes til makrokrystaller ved en slags ældning, men langt den største del af svækkelsen hidrører fra omdannelsen af de krystallinske reaktionsprodukter. Den forøgede porøsitet vil også medføre en forringelse af modstandsevnen over for frostpåvirkning og sulfatangreb.

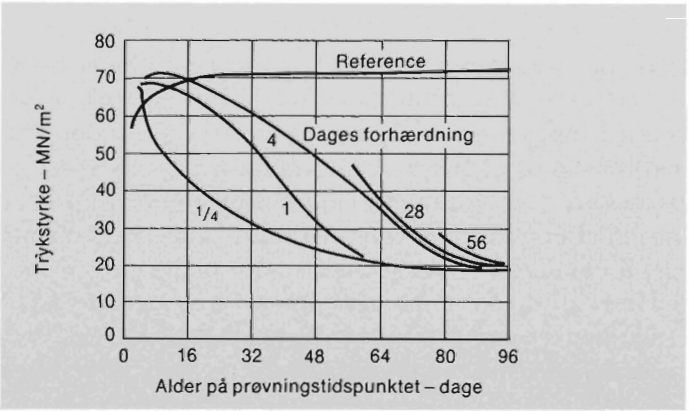
Aluminatcementpastaer med lavt v/c-forhold vil have en vis indbygget evne til at imødegå strukturforandringen, især hvis denne foregår meget langsomt. Sådanne pastaer vil indeholde ureagerede cementpartikler, som vil kunne

hydratiseres, efterhånden som nye porer dannes, således at disse udfyldes, og strukturen bevares nogenlunde intakt. Pastaer med lav porøsitet har desuden den fordel, at vand ikke så let får adgang til det indre af pastaen, hvad der virker bremsende på omdannelsen, der som flere gange nævnt ikke alene er betinget af høj temperatur, men også af tilstedeværelsen af vand.

Styrkeudvikling

v/c-forhold. Som alle andre materialer, heriblandt også portlandcementpasta og -beton, vil aluminatcementpasta og -beton alt andet lige have større styrke, jo mindre porøsiteten er. Fuld komprimering forudsat, stiger styrken altså, når v/c-forholdet aftager, jf. figur 5.4-3. Ganske vist reagerer aluminatcement med en ret høj mængde vand, og styrker, som er mere end tilstrækkelige, kan derfor opnås med et højt vandindhold. Imidlertid påvirkes andre – og ofte vigtigere – egenskaber uheldigt af et højt v/c-forhold, ligesom styrken i sig selv vil være mere følsom for høje temperaturer, dersom v/c-forholdet er højt. Den strukturmæssige begrundelse herfor er givet i foregående afsnit; at stærke betoner svækkes relativt mindre end svage, fremgår direkte af figur 5.4-4. Det er derfor en god regel at vælge det laveste vandindhold, som tillader fuldstændig komprimering.

Styrketab. Styrketabet er en følge af omdannelse fra mindre til mere stabile forbindelser, og det er derfor irreversibelt. Endvidere vil det naturligvis gælde, at når omdannelsen er forløbet til ende, kan der ikke ske yderligere svækkelse, og en given beton vil derfor udvise et karakteristisk *reststyrkeniveau* – uafhængigt



Figur 5.4-5. Det tidsmæssige forløb af styrkereduktionen for aluminatcementmørtler med v/c = 0,45, udsat for omdannelse i vand ved 40°C efter varierende forhærdningstid ved 18°C [4].

af hvilken temperaturmæssig forhistorie der har ført til det, således som det er illustreret i figur 5.4-5.

Reststyrkeniveauet afhænger af det oprindelige v/c-forhold (jf. figur 5.4-4), og et tilfredsstillende slutprodukt skulle derfor kunne opnås selv ved fuld omdannelse, når blot det forventelige reststyrkeniveau benyttes som udgangspunkt for valget af v/c.

Styrken af aluminatcementbeton betragtes ikke desto mindre mange steder som upålidelig; anvendelse til bærende konstruktioner har været forbudt i Vesttyskland siden 1962 og er bragt til ophør i England i 1974.

Brug af aluminatcementbeton havde indtil da været ret udbredt inden for engelsk betonelementproduktion, fordi den meget hurtige styrkeudvikling gjorde det muligt at tilrettelægge produktionen med en cyklus på kun én dag. Årsagen til, at man slog så kraftigt bak i 1974, var 3 alvorlige ulykker, hvor tagkonstruktioner over haller styrtede sammen. Et meget stort arbejde med vurdering af eksisterende bygninger og et omfattende forskningsprogram blev iværksat, og i 1980 fik S. C. C. Bate overdraget den opgave at sammenfatte den samlede viden om aluminatcementbetons opførsel. Hans hovedkonklusion er, at der ikke er nogen grund til at genindføre aluminatcement til produktion af forspændte betonelementer, men at det nok var værd at overveje brug af den til dens oprindelige formål, nemlig beton, som skal kunne modstå havvand eller grundvand [7].

I Frankrig, hvor aluminatcement har en vis position i landets betontradition, nærer man ikke tilsvarende betænkeligheder; men myndighederne har naturligvis opstillet detaljerede forskrifter for brugen af aluminatcementbeton. Under forudsætning af, at sådanne eller tilsvarende myndighedskrav efterleves, skulle der ikke være grund til at fraråde brug af denne betontype.

Blandinger af aluminatcement og portlandcement

Blandinger af aluminatcement og portlandcement størkner overordentlig hurtigt efter sammenrøring med vand, og de egner sig derfor kun til sådanne meget specielle opgaver, hvor denne egenskab i sig selv kan udnyttes. Dette gælder især ved forsegling af lækager, så vandindtrængen standses; men også ved støbning på steder, hvor tidevandet kun levner minimal tid til arbejdets udførelse, kan anvendelsen være motiveret. Det skal bemærkes, at slutstyrken ligger betragteligt under den, der kan opnås med de ublandede cementer.

Hver af de to cementer virker accelererende på den andens afbinding. Aluminatcementens fremskyndede afbinding skyldes calciumhydroxid og gips, medens portlandcementens skyldes, at den sædvanlige afbindingsforsinkelse forsvinder, fordi aluminatcementen beslaglægger gipsen.

En hvilken som helst afbindingstid mellem den for cementen normale og praktisk taget momentan afbinding kan realiseres. De ultrakorte afbindingstider fremkommer i reglen for blandinger i intervallet ca. 20% til ca. 80% aluminatcement; det blandingsforhold, som giver den absolut hurtigste afbinding, varierer med de aktuelle cementtyper, men ligger hyppigst mellem 50 og 70% aluminatcement. Herudover påvirkes afbindingen også af v/c, temperatur etc., og det er derfor absolut nødvendigt, at blandingsforholdet fastlægges ved et forudgående forsøg.

I praksis benyttes almindeligvis som cementblandingens hovedbestanddel portlandcement og som blandingsforhold mellem portlandcement og aluminatcement 3:1, 2:1 eller 1½:1. Den accelererende virkning stiger i den angivne rækkefølge.

Blandinger af portlandcement og aluminatcement anvendes i form af ren cementpasta, mørtel eller (sjældnere) beton – dog ikke armeret. Fremstillingen bør ske i små portioner, for at der ikke skal opstå problemer med at foretage udstøbningen, inden afbindingen sætter ind. Bedst er det at blande de to cementer tørt, men dersom de nødvendigvis må blandes som slam, vil risikoen for, at slammen størkner, før blandeprocessen er tilendebragt, være mindst, når den mindre portion slam hældes i den større.

Beton med ublandet aluminat- eller portlandcement må ikke støbes med direkte kontakt til en utilstrækkeligt hærdnet beton med den anden type cement. Hvis aluminatcementbetonen er støbt først, vil portlandcementbeton efter 24 timer kunne støbes op mod den uden risiko. Er portlandcementbetonen støbt først, er den nødvendige tidsforskel 3–7 døgn.

Skift fra aluminatcementbeton til portlandcementbeton eller omvendt kræver særlig omhyggelig rengøring af blandemaskine og øvrigt grej, for at ikke rester af den først fremstillede beton skal bringe den efterfølgende beton til at størkne i utide.

Litteratur til afsnit 5.4

[1] Czernin, W.: »Zementchemie für Bauingenieure«. Wiesbaden/Berlin, Bauverlag, 1977.

[2] Lea, F. M.: »The Chemistry of Cement and Concrete«. Edward Arnold, 1970.

[3] Neville, A.: »High Alumina Cement Concrete«. The Construction Press, 1975.

[4] Neville, A. M.: »Properties of Concrete«. London, Pitman Publishers, 1975.

[5] Robson, T. D.: »Aluminous Cement and Refractory Castables«. H. F. W. Taylor (ed.): »The Chemistry of Cements«. London/New York, Academic Press, 1964.

[6] Robson, T. D.: »High-Alumina Cements and Concretes«. Amsterdam, Elsevier Publ. Comp., 1962.

[7] Bate, S. C. C.: »High alumina cement concrete – an assessment from laboratory and field studies«. The Structural Engineer, 12, 1980.

6. Betonfremstilling

I dette kapitel vil de forskellige aspekter i forbindelse med fremstillingen af beton blive gennemgået.

Betonen kan udføres uarmeret som grovbeton til fundamenter, støttemure, dæmninger etc. eller som armeret beton med slap eller spændt armering til bærende konstruktioner, såsom søjler, dragere og plader.

Betonen kan fremstilles og udstøbes på byggepladsen som pladsstøbt beton *(in situ-beton)* eller leveres som fabriksfremstillet beton *(fabriksbeton)* for udstøbning på byggepladsen, eller den kan udstøbes under rationelle forhold som *præfabrikerede* bygningsdele på en betonelementfabrik og leveres til byggepladsen for indbygning (montage).

På basis af tabel 1–2 på side 20 over det danske cementforbrug, fordelt på forskellige anvendelsesområder, kan man danne sig et skøn over betonfremstillingen ved bygge- og anlægsarbejder, idet man kan forudsætte, at langt den overvejende mængde af pakket cement er anvendt på byggepladser.

Et sådant skøn vil give følgende fordeling på ovennævnte fremstillingsmetoder:

Byggepladsfremstillet beton:	25%
Fabriksfremstillet beton:	35%
Betonelementer:	15%
Betonvarer:	25%
	100%

Om betonarbejdet udføres på den ene eller den anden måde, betyder i denne forbindelse ikke så meget: Materiel og metoder i forbindelse med betonfremstillingens delaktiviteter i form af forskalling, armering, blanding, udstøbning, komprimering, hærdning, efterbehandling etc. kan stort set behandles generelt – måske dog med et sideblik til forholdene ved industrielt fremstillet beton, idet man ved at betragte forholdene, hvor de er ideelle, kan få idéer, der kan gøre fremstillingen på byggepladsen mere hensigtsmæssig og økonomisk.

Hvis man ser på de direkte omkostninger ved fremstilling af beton på byggeplads, altså ekskl. byggepladsindretning og -drift, generalomkostninger,

risiko og fortjeneste etc., vil man finde en fordeling mellem forskalling, armering og støbning som vist i nedenstående skema, delt op i arbejdsløn, materialer og materiel:

	Arbejdsløn	Materialer	Materiel	Ialt
Forme	15%	10%	2%	27%
Armering	5%	20%	1%	26%
Støbning	10%	25%	12%	47%
I alt	30%	55%	15%	100%

En del af disse omkostninger er fastlagt gennem projektet (armeringsmængde og -art, betonmængde og -kvalitet) eller er afhængige af det valg, der er foretaget i projektet, f.eks. i form af akkordpriser for udførelse af armering, hvorimod andre er afhængige af den planlægning af arbejdsudførelsen og de valg af materiel og metoder, den udførende foretager.

Dette sidste gælder bl.a. udstøbningen af betonen og formarbejdet. Især formarbejdet må siges at være en nøgleaktivitet i betonarbejdet, som det kan betale sig at ofre en hel del planlægning på at få gjort så økonomisk som muligt. Man må her være opmærksom på, at en indsats for at reducere én af omkostningerne kan medføre en forhøjelse af en anden.

Hvis man f.eks. ændrer formarbejdet fra traditionel forskalling til systemforskalling, opnår man nok en reduktion i arbejdslønandelen af de samlede direkte omkostninger, men samtidig øges omkostningerne til materialer, henholdsvis materiel. Tilsvarende, hvis man for at spare arbejdsløn mekaniserer betonudstøbningen, f.eks. ved indsætning af betonpumpe.

6.1 Betonmaterialer

For at man kan fremstille en beton, der har de egenskaber og opfylder de krav, der har været forudsætningen ved proportioneringen, er det nødvendigt

at materialekvaliteten er i orden, herunder at materialerne vedbliver at have de kvaliteter, de havde ved leveringens begyndelse, og

at materialemængderne, der indgår i blandingen, kan styres med tilstrækkelig nøjagtighed.



Figur 6.1-1. Cementsække leveret på paller. Det er vigtigt, at cement lagres hævet fra jord og gulv for at hindre fugt i at ødelægge den.

Opbevaring af materialer

Det er vigtigt, at de i betonen indgående materialer opbevares forsvarligt, således at forurening, kvalitetsændring eller direkte spild undgås.

Opbevaring af cement

Cementen kan leveres enten i sække à 50 kg eller i løs vægt i silo, og det er oftest et spørgsmål om anvendt mængde, der afgør, om det er økonomisk at anvende den ene eller den anden leveringsform.

Pakket cement leveret i papirsække tåler lagring i flere måneder, forudsat den opbevares hensigtsmæssigt.

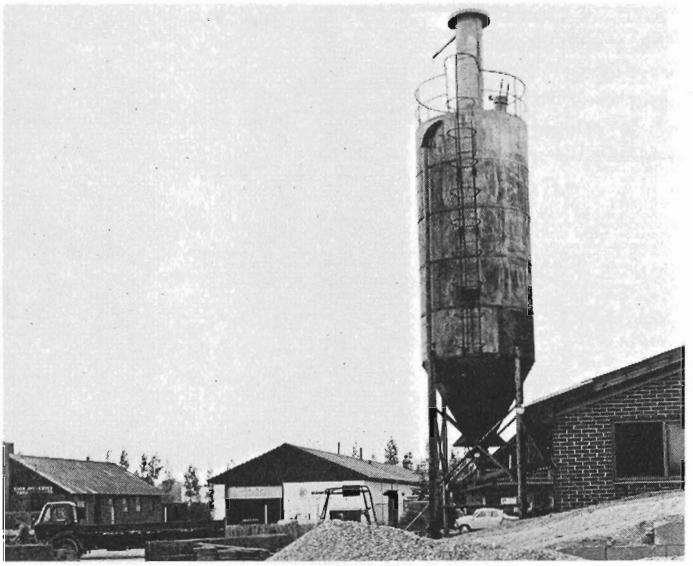
Al fugtighed må holdes borte fra cementsækkene, der ikke bør anbringes direkte på jord eller på gulv, og heller ikke umiddelbart op ad ydervægge.

De kan passende stables på paller (eventuelt på et blindgulv) 150–200 mm over det egentlige gulv (figur 6.1-1).

Man skal være opmærksom på, at også træk kan tilføre sækkene fugtighed, hvorfor døre og vinduer så vidt muligt skal holdes lukkede.

Cementsækkene anbringes i så få og så store stabler som muligt, dog ikke over 10 sække høje (ca. 1,5 meter), og lagerrumskapaciteten kan herudfra opgøres til ca. 0,8 m^3 rum pr. ton cement.

Ved lang tids lagring viser cement tendens til klumpdannelse, forlænget afbindingstid og forringede styrker. Ved gode lagringsforhold kan der være tale



Figur 6.1-2. Cementsilo til opbevaring af løs cement. Siloens størrelse skal svare til ca. 2 gange det maksimale døgnforbrug.

om 10–15 % styrkereduktion i løbet af et halvt år. Cement, der har været lagret længe, må derfor undersøges før brugen, f.eks. ved prøvestøbninger, hvorunder afbinding og hærdning iagttages.

Såfremt cementen indeholder klumper, der kan trykkes i stykker, er skaden ikke så stor, forudsat at prøvestøbningerne viser tilfredsstillende resultat. Hvis klumperne er stenhårde knolde (cementen er *stenløben*), kan den ikke anvendes.

Det kan i perioder, hvor afsætningen af cement er stor, ske, at man modtager *»varm«* cement, hvilket vil sige cement, der er over 80°C, måske op til 100°C. Denne cement er lige så god som kold cement, men man skal blot være opmærksom på den varme, der ved iblanding tilføres betonblandingen, og eventuelt tage modforholdsregler i den henseende. Da cementvægten udgør ca. 10–15% af den samlede blandings vægt, vil temperaturen i betonblandingen kunne stige op til 10°C, og altså måske blive op imod 30–40°C.

Løs cement leveres i tankbiler med normalt 30 tons kapacitet og blæses ved trykluft direkte op i blandeanlæggets *cementsilo,* hvorfra den doseres gennem et udtag i den tragtformede bund. Cementsiloen er normalt en cirkulær, lukket stålbeholder med en kapacitet på ca. 2 gange det maksimale døgnforbrug af cement. Af hensyn til tankbilstørrelsen tilrådes en kapacitet på mindst 50 tons cement (figur 6.1-2).

Ved anvendelse af løs cement i silo skal man være opmærksom på følgende forhold:

1. Såfremt man ikke sørger for, at cementsiloen er helt tør indvendig, inden cementen påfyldes, vil cementen reagere med vandet og danne klumper, som dels naturligvis ødelægger cementen i forhold til den brug, man har planlagt, dels gør udtømningen vanskelig. Her findes ikke andet råd, end at tømme siloen for cement og så håbe på, at cementen har bundet al vandet, der var tilstede.
2. Det kan være svært umiddelbart at konstatere, hvor megen cement der er i siloen, hvilket kan have betydning ved større støbninger gennem flere døgn, hvor man ikke med kort varsel kan få fyldt siloen op, hvis cementen pludselig slipper op.

   Der findes på markedet forskellige indikatorer for siloens fyldningsgrad (niveaumålere), men man kan nøjes med pejling fra toppen.

   I de fleste tilfælde opstår problemet nok, hvor cementsiloen er for lille i forhold til blandekapaciteten. Derfor er det uhyre vigtigt, at de forskellige materielkomponenter kapacitetsmæssigt afstemmes efter hinanden.
3. Cementen kan have tendens til at pakke sig sammen over udløbet i bunden af siloen, så den ligefrem danner bro over åbningen. Dette kan modvirkes ved at anvende en let vibrator på den tragtformede bund, eller ved slag på siloen med en gummihammer eller lignende. Eventuelt kan man med trykluft »fluidisere« cementen og derved løsne den dannede bro.

Opbevaring af tilslag

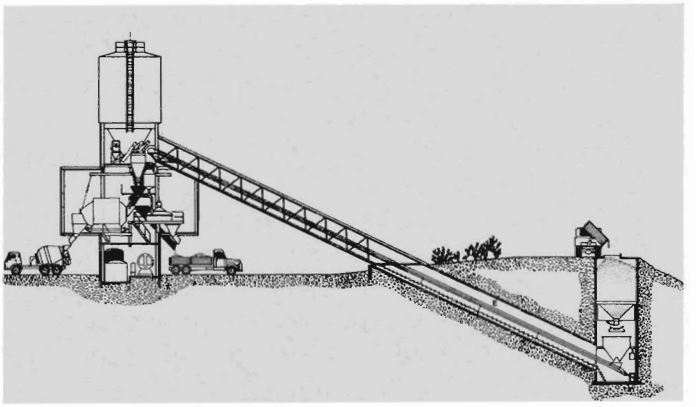
Tilslagsmaterialerne, sand og sten, skal oplægges og opbevares således, at de ikke forurenes eller blandes indbyrdes. Er materialerne udlagt direkte på jord, bør det nederste ca. 0,1 m tykke lag ikke anvendes til betonstøbning.

Ved udendørs lagring af tilslagsmaterialerne er der yderligere to ting, man må være opmærksom på:

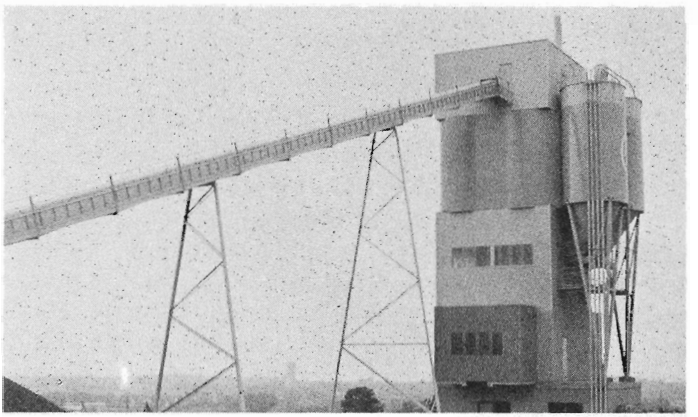
1. at vinden ikke ændrer kornkurven for det enkelte materiale ved at fjerne de finere partikler (og tilføre dem til andre sorteringer), samt
2. at regn og sol ikke ændrer fugtighedsindholdet i tilslaget, uden at der ved blandingen tages hensyn hertil.



Figur 6.1–3. Oplagring af de forskellige fraktioner af tilslag i en såkaldt »stjernegård«. Tilfyldning af blandemaskinen kan ske med skrabespil eller slæbeskovl.



Figur 6.1–4. Underjordisk silo til tilslagsmaterialer. Lastvognene kan direkte tippe materialerne i siloen, hvorfra de føres til blandemaskinen via transportbånd.



Figur 6.1–5. Overjordisk silo, hvor materialerne tilføres via transportbånd.

Ofte placeres tilslaget i en såkaldt *stjernegård* omkring blandeanlæggets tilfyldningselevator, med skillevægge mellem de enkelte fraktioner for at hindre sammenblanding (figur 6.1-3).

Ved store, mere permanente byggepladser vil tilslaget kunne placeres i siloer, under eller over jorden (figur 6.1-4 og 6.1-5), hvorved en del af de ovenfor nævnte gener vil være eliminerede. Ved siloopbevaring har man yderligere den fordel, at man ved vinterstøbning lettere kan komme til at opvarme materialerne, hvilket er en økonomisk måde at fremstille en god, tempereret beton på.

Afmåling af materialer

Afmåling af materialerne kan ske enten efter rumfang eller efter vægt. På grund af fugtighedens indflydelse på materialernes rumfang, især på sandfraktionen, vil en kvalitetsbeton normalt kræve udmåling efter vægt, idet man her lettere kan holde spredningen på styrkeresultaterne nede.

Udmåling efter rumfang sker i sin simpleste form ved hjælp af spande eller specielt fremstillede målekar for hver fraktion.

Ved udmåling efter vægt bør man sikre, at alle vægte jævnligt renses og justeres, således at man opnår den proportionering, der er foreskrevet.

Afmåling af cement

Såfremt man anvender cement i sække, bør blanderecepten altid være baseret på anvendelse af et helt antal sække (à 50 kg).

Ved anvendelse af løs cement er man friere stillet med hensyn til blanderecepten og kan afpasse den efter blandemaskinens kapacitet.

Cement fra silo vil normalt blive afvejet i selvstændig vægt i forbindelse med transporten fra silo til blander, hvilken foregår ved hjælp af en snekke i et stålrør (figur 6.1–6). Her vil antallet af omdrejninger kunne anvendes som vægtangivelse, når først snekken er justeret. Normalt omsættes dette til et tilsvarende tidsinterval, som snekken skal køre for at udveje en given vægt, idet der her samtidig kompenseres for start- og stopperiodens faste tilskud til cementmængden.

I visse tilfælde vil cementen gå over vægten sammen med tilslagsmaterialerne, hvorved man der får kontrol på cementindholdet i betonen, men denne metode har to ulemper, dels at man får to udtømninger (omladninger) af cementen med dertil hørende spildmuligheder, dels at man får ekstra rengøringsvanskeligheder i vægt og tilfyldningselevator, idet det ikke kan undgås, at cementen reagerer med tilslagets fugtindhold og sætter sig fast på materiellets stålplader.

Afmåling af tilslag

Ved afmåling af tilslagsmaterialerne efter vægt kan denne vejning ske ved udvejning af de enkelte fraktioner hver for sig, ved sammenlægningsvejning, hvor fraktionerne vejes oveni hinanden, eller ved en kombination af disse to fremgangsmåder.

Afmåling af vand

Vand tilsættes normalt efter rumfang, i primitive tilfælde med spand eller gennem en doseringsindretning, der i princippet virker som en WC-cisterne. Da disse doseringer ikke er alt for nøjagtige, må de holdes under stadig kontrol og kun anvendes ved betoner, hvortil der ikke stilles for store kvalitetskrav.

Udmåling af vand kan også ske gennem *vandur,* der imidlertid er afhængigt af vandtrykket, hvorfor man bør indskyde et hydrofor til udligning af vandtrykket.

I moderne anlæg tilsættes vandet efter vægt, under hensyntagen til den fugtighed, der findes i tilslaget, specielt i sandet, eller man tilsætter vandet gennem en ventil, styret af et *Watt-meter,* der måler belastningen på blandemaskinemotoren. Herved tilsættes vandet i en mængde, der svarer til den ønskede bearbejdelighed, idet der samtidig automatisk tages hensyn til den vandmængde, der i forvejen er tilført gennem fugtindholdet i tilslagsmaterialerne.

Ved automatiske anlæg, hvor materialerne opbevares i siloer, kan materialernes fugtindhold måles automatisk f.eks. ved hjælp af neutroner, og vandtilsætningen styres »on-line« (dvs. kontinuerligt) på basis af disse målinger.

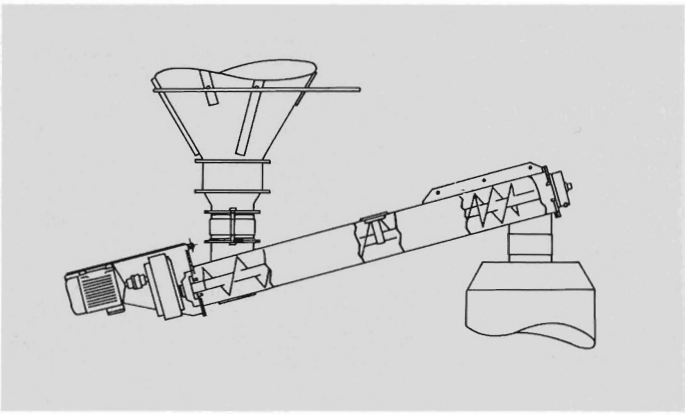
Doseringsanlæg

Ved større permanente anlæg sker tilfyldningen af tilslagsmaterialer gennem doserings- og fødeanlæg, hvor materialerne fra siloerne falder ned på et transportbånd, der eventuelt kan være indrettet til at veje materialerne, og hvorpå de føres til blandemaskinens ophalerspand eller direkte i maskinen (figur 6.1-7).

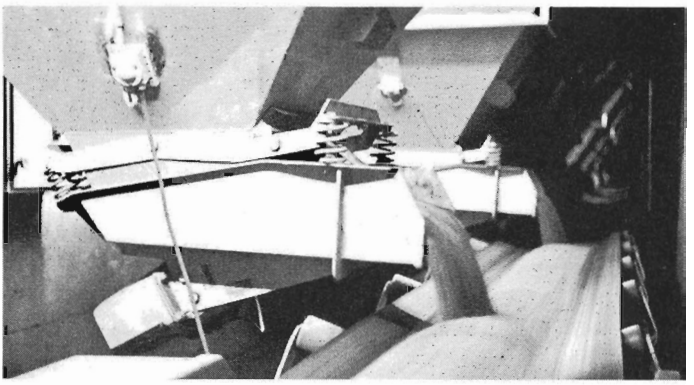
Doseringsanlægget kan være baseret på et af tre hovedprincipper:

1. volumen- eller tidsdosering,
2. vægtkontrolleret vibrationsdosering eller
3. vægtdosering.

Alle tre principper anvender båndfødere eller vibrationsfødere til at transportere materialerne.



Figur 6.1–6. Cementsnekke til dosering af cement fra silo.



Figur 6.1–7. Doseringsanlæg, hvor tilslaget føres fra silo til blandemaskine via transportbånd.

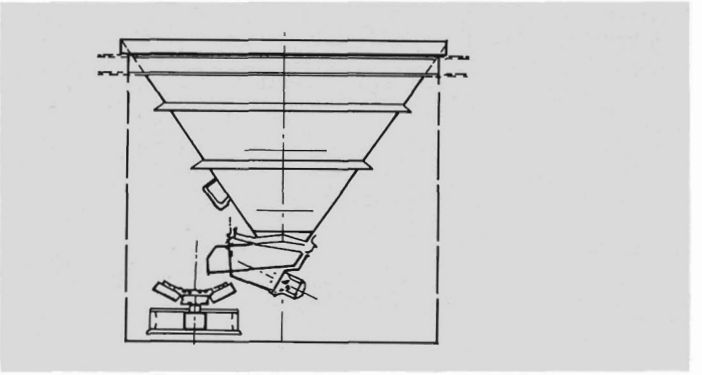
Ved *volumen-* eller *tidsdoseringen* bygger man på princippet om konstant tværsnit A m^2 og konstant hastighed på båndet v m/s, og man opnår således en konstant kapacitet

$$Q = A \cdot v \cdot 3600 \ m^3/h.$$

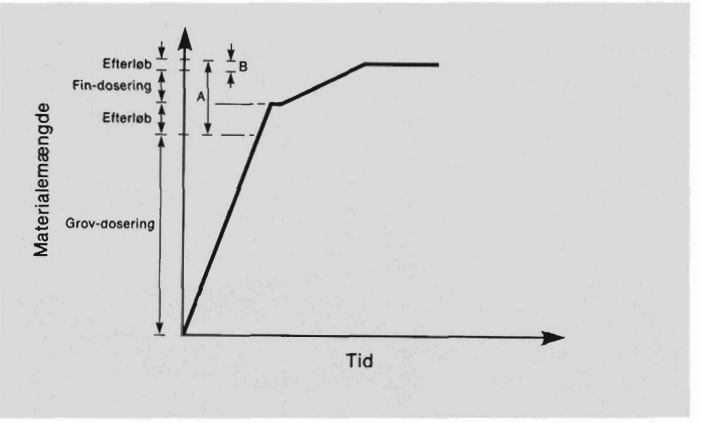
Ved at køre båndet en bestemt tid får man en bestemt mængde materiale. Ved justering kan der tages højde for stop- og startvariationer.

Kapaciteten er imidlertid også afhængig af bl.a. tilskridningsforhold, spændingsændringer i el-forsyningen og materialevariationer, herunder rumfangsfølsomhed over for fugt.

Ved den vægtkontrollerede *vibrationsdosering* er princippet om konstant tværsnit og konstant hastighed bibeholdt, men der er et sted undervejs indskudt



Figur 6.1-8. Transportbåndet kan være ophængt på vejeceller, således at doseringen styres af den udvejede mængde.



Figur 6.1-9. I justeringen af doseringsanlægget må der tages hensyn til, at der ved udvejningen vil være et vist »efterløb«. Normalt opdeles udvejningen i en grov og en fin dosering, der slutter henholdsvis A og B kg under den ønskede mængde.

en vægt, der kontrollerer den samlede charge's vægt. Der er også ved denne metode mulighed for at variere fødehastigheden, således at der derigennem kan kompenseres for rumfangsvariationer.

Ved *vægtdoseringen* er fødebåndet ophængt i eller anbragt på vejeceller, og det er den udvejede mængde, der styrer systemet (figur 6.1-8). Der udvejes normalt kun én fraktion ad gangen.

Normalt vil udtømning af materialer fra silo til bånd ske i to tempi, f.eks. ved at spjældet i bunden af siloen kan åbnes i to stillinger. Først foretages en grov udvejning, hvor måske de 90% af den ønskede vægt hurtigt kommer på båndet, hvorefter en findosering placerer de sidste 10%. I begge udvejninger vil der være et vist såkaldt efterløb af materialer, der hænger i luften på vej til vægten, hvilket man må justere for (figur 6.1-9).

Fyldning af blandemaskine

Fyldning af blandemaskinen med de tre hovedkomponenter (cement, tilslag og vand) kan ikke ske i vilkårlig rækkefølge, f.eks. må cement og vand af hensyn til homogeniteten ikke være alene i blandemaskinen. Om fordelene ved en speciel vand-cementblander i forbindelse med blandeanlægget, se side 410.

Ved byggepladsanlæg sker fyldningen gennem en ophalerspand (tilfyldningselevator), hvori materialerne er anbragt, først det grove tilslag (stenene), så sand og sidst cement, såfremt denne ikke tilføres blandemaskinen direkte fra silo. Eventuelt kan man dele den grove fraktion, således at man anbringer lidt af den til sidst for at holde på de finere materialer. Vandet tilsættes normalt direkte i blandemaskinen, når blandingen er i gang.

Det er vigtigt, at ophalerspanden tømmes helt hver gang, og dette kan eventuelt sikres ved påmontering af en vibrator, der automatisk sætter i gang, når spanden når op i tømmeposition.

Ofte ønskes der anvendt tilsætningsstoffer til betonen (luftindblandende, plastificerende etc.). Disse tilsættes normalt sammen med en del af vandet gennem særskilt doseringsapparatur, idet en nøje styring af mængden er vigtig for at opnå den tilsigtede virkning.

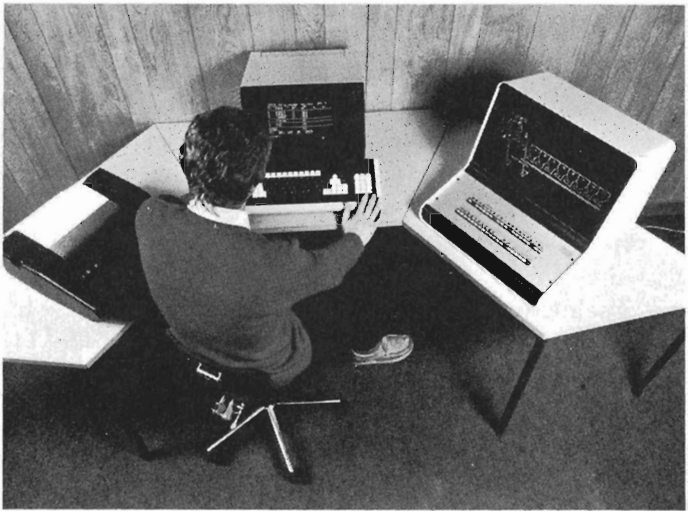
For superplastificerende tilsætningsstoffer (flydemidler) gælder specielt, at de først må tilsættes, efter at vandet er tilsat, og oftest tilsættes de umiddelbart før udstøbning (f. eks. i betonkanonen på byggepladsen ved fabriksfremstillet beton) på grund af, at virkningen ophører efter 2 til 5 kvarters forløb.

Computerstyret betonproduktion

De senere års udvikling inden for betonproduktion er som følge af den fortsat rivende udvikling inden for automatik og elektronik gået i retning af fuldautomatisk styring af alle processer, især for at højne betonkvaliteten og spare råmaterialer, men også for at lette det fysiske arbejde.

De nyeste computersystemer har vist sig at være et effektivt styringsredskab for en virksomhed, idet man på basis af betonteknologisk korrekte receptberegninger kan kontrollere alle i produktionen indgående processer, hvilket betyder ensartet betonkvalitet, cementbesparelse, mindre kassationsprocent, mindre spredning i styrken, etc.

Figur 6.1-10. Computer system som styringsredskab i betonvirksomhed.



Et computersystem kan f.eks. bestå af (figur 6.1-10):

- processcomputer, indeholdende bl.a. sekvensstyring og receptlager
- videoterminal med tastatur
- betjeningsmodul for manuel betjening
- kontaktormodul m/sikringer og motorværn
- printer til udskift af f.eks. følgesedler, recepter, kalkulationer, materialestatistikker, m.m.

Computerstyring gør det muligt at tage hensyn til vandindholdet (det påvirker v/c-forholdet og dermed betonstyrken), luftindholdet, (påvirker betonens tæthed, frostbestandighed og bearbejdelighed), individuelle grov/findoseringsgrænser, fugtighedskorrektion og indkodede værdier.

6.2 Blanding

Blandemaskinen indgår naturligvis som et vigtigt led i betonfremstillingen, idet det er her selve processen med fremstillingen af betonmassen finder sted på basis af de udmålte delmaterialer: cement, tilslag, vand etc.

Der findes tre principielt forskellige blandemaskintyper, karakteriseret ved deres blandemetode:

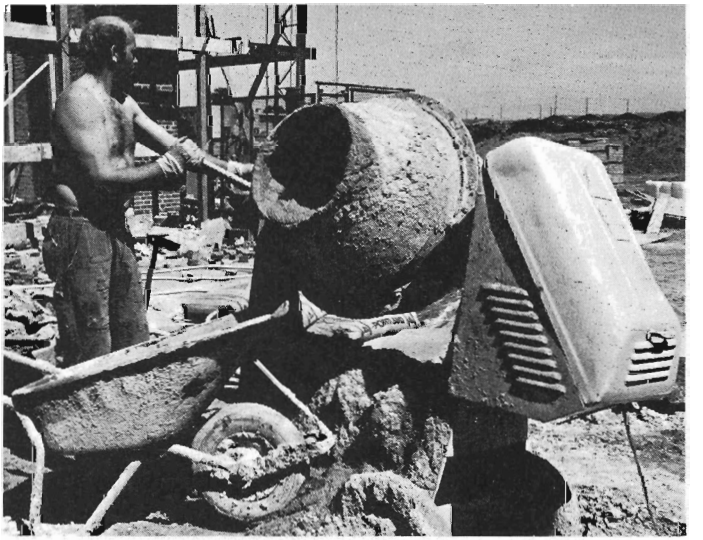
1. Fritfaldsblandere,
2. Tvangsblandere og
3. Kontinuerlige blandere;

men herudover vil en speciel vand-cementblander som eventuel del af et blandeanlæg blive nærmere omtalt.

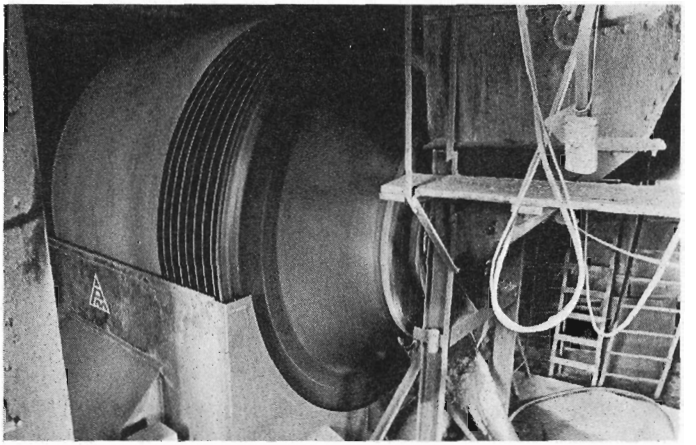
Fritfaldsblandere

Inden for fritfaldsblanderne findes der igen tre principielt forskellige typer, karakteriseret ved den måde, udtømningen er arrangeret på:

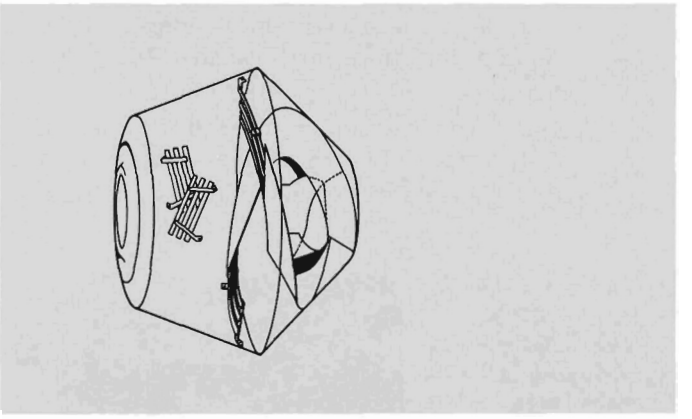
1. Blandere – normalt roterende om en skrå akse – hvor blandetromlen kan tippes, således at maskinens indhold efter endt blanding kan tømmes ud i transportredskabet. Det er især mindre maskiner, der er baseret på dette princip (figur 6.2-1).
2. Blandere, hvor rotationsaksen er vandret, og hvor tømningen sker ved, at en slidske føres ind i maskinen og opsamler betonen under dens fald og fører den ud af maskinen (figur 6.2-2).



Figur 6.2–1. Fritfaldsblander, type T (Tilting), hvor tømningen sker ved tipning af blandetromlen om en vandret akse.



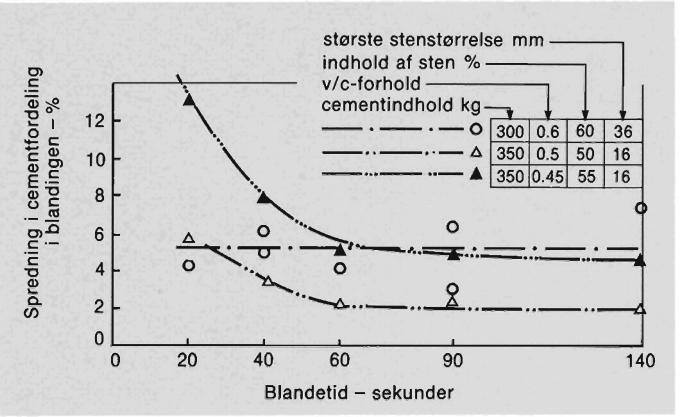
Figur 6.2–2. Fritfaldsblander, typeNT (Non-Tilting), hvor tømningen sker ved, at en slidske føres ind i maskinen og opsamler betonen.



Figur 6.2–3. Fritfaldsblander, type NTK (Non-Tilting-Kaiser), hvor tømningen sker ved, at blandetromlen reverserer (skifter omløbsretning).

3. Blandere, hvor tømningen sker i forbindelse med, at tromlens omløbsretning skifter (Kaiser-blandere). Denne type maskine stiller specielt store krav til de elektriske installationer, idet det er en stor belastning at reversere (at skifte omløbsretning på) en fyldt blandemaskine (figur 6.2-3).

For alle tre typer maskiner gælder, at blandetromlen indvendig er forsynet med et ledeskovlsarrangement, der hjælper med til at løfte materialerne op til det frie fald, der dels har givet maskintypen navn, dels skal sikre en effektiv blanding af betonen.



Figur 6.2–4. Sammenhæng mellem blandetid og spredningen i cementfordelingen i betonblandingen (som mål for blandingens homogenitet) for en 2500 liters fritfaldsblander.

Til fremstilling af kvalitetsbeton bør tromlediameteren være stor, især hvis største stenstørrelse i betonen er relativ lille.

Blandetiden for fritfaldsblandere kan variere mellem 1 og 2 minutter (figur 6.2-4), afhængig af sammensætning, mængde, eventuelle tilsætningsstoffer etc., medens den for tvangsblandere varierer mellem ½ og 1 minut.

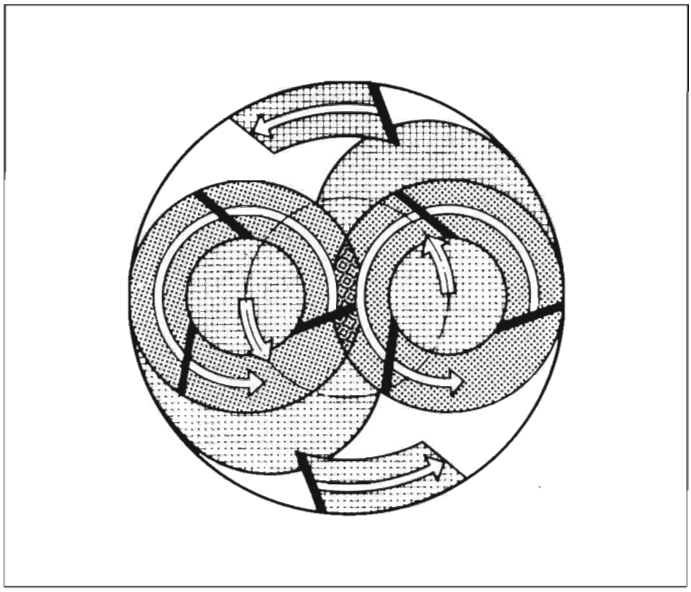
Tvangsblandere

Tvangsblandere består i de fleste tilfælde af et vandret, fladbundet, cirkulært blandekar, hvori ledeskovle rører rundt i betonmaterialerne, som regel ved en såkaldt planetarisk bevægelse, dvs. cirkulære bevægelser om et centrum, der selv bevæger sig cirkulært. Blanderen kan være forsynet med 1 eller 2 sådanne *blandestjerner* (figur 6.2-5).

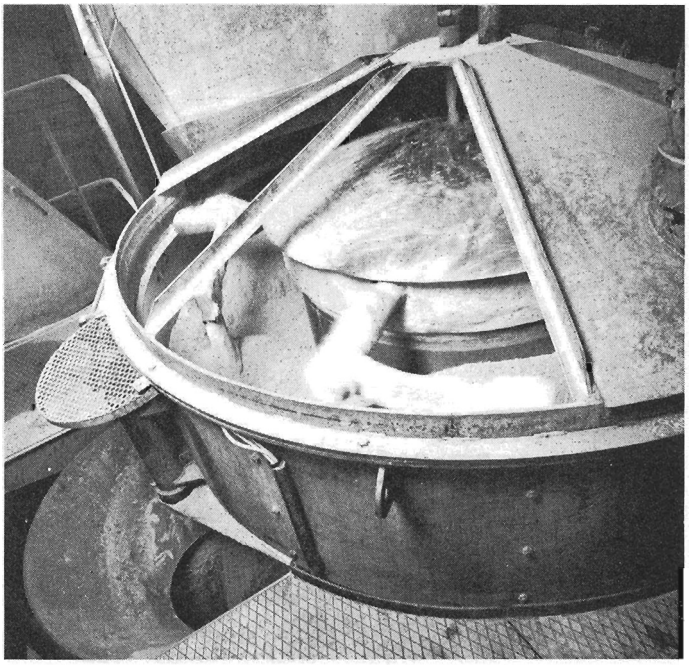
Tømningen af tvangsblanderen sker altid gennem en luge i bunden, hvorigennem materialerne skubbes ud ved passage. Omhyggelig rengøring er her påkrævet for at sikre, at maskinen er tæt under blandeprocessen, da man ellers risikerer, at en del af vandet og cementslammet forsvinder fra betonen.

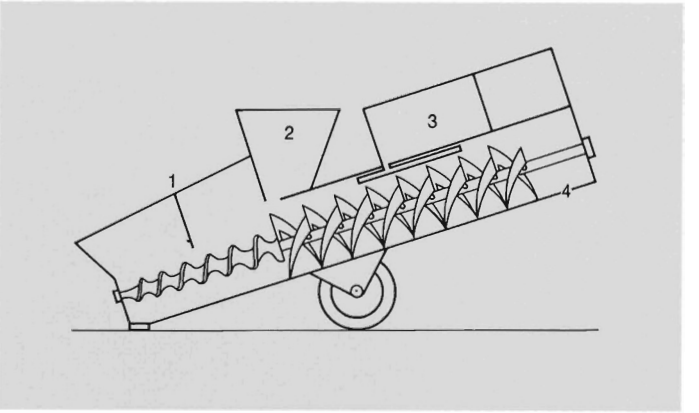
Tvangsblanderen er mere effektiv end fritfaldsblanderen, men også noget dyrere i anskaffelse og drift, idet slitagen på ledeskovle og bundplader er større. Normalt udføres maskinen derfor med udskiftelige bundplader, således at reparationsarbejder lettes. Undertiden forsynes maskinen med gummibeklædning af kar og skovle, hvilket såvel slitage- som støjmæssigt er en fordel.

Figur 6.2–5. Tvangsblander med 2 blandestjerner. På grund af den »planetariske« bevægelse af blandeskovlene er denne type maskine meget effektiv. De øvrige skovle hjælper med ved tømningen af maskinen, der sker gennem en luge i bunden.



Figur 6.2–6. Tvangsblandere forsynes som regel med støvtætte pladeoverdækninger, udført i segmenter af hensyn til eftersyn og reparation.





Figur 6.2–7. Kontinuerlig blander. Ved 1 doseres tilslaget og føres frem til 2, hvor cementen tilsættes. Blandingen sker under kontinuerlig transport frem mod den øverste ende, hvor betonen kommer ud ved 4, efter at vandet er tilsat ved 3.

Specielle tvangsblandere kan fås med vandretliggende aksler, således at ledeskovlene ved deres roterende bevægelse – ligesom ved fritfaldsblanderen – løfter materialerne og lader dem falde ned i det trugformede kar, der karakteriserer denne type maskine. Også her må der påregnes stor slitage på skovle og bundplader, hvilke sidste derfor ofte er udformet som langsgående lameller, der enkeltvis kan udskiftes efter behov.

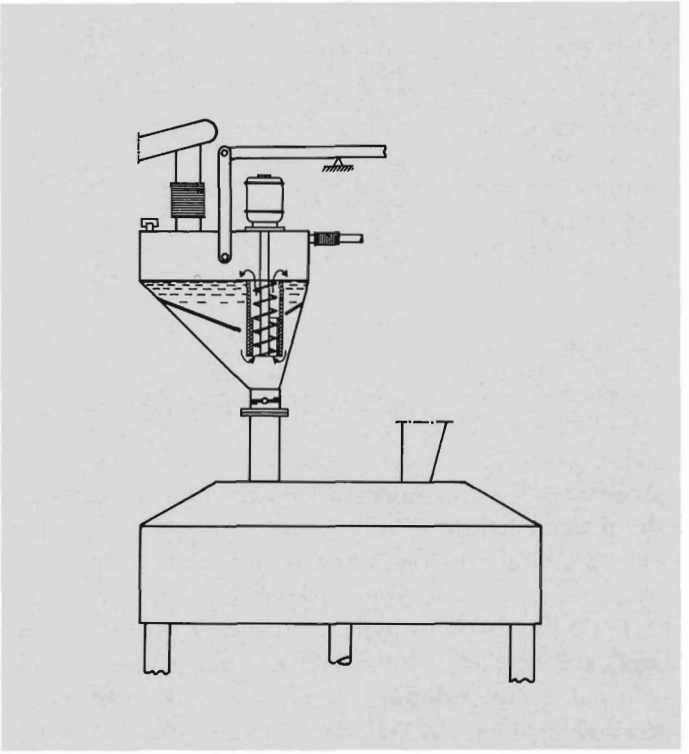
Normalt udføres denne type maskine med to aksler, og blandekarret er derfor sammenbygget af to cylinderformede kar, hvorimellem udtømningen sker gennem et bevægeligt cirkelsegment.

For at undgå støvgener ved tvangsblandere er disse oftest forsynet med støvtætte pladeoverdækninger, der udføres i segmenter for at lette eftersyn, rengøring og udskiftning af skovle og slidplader (figur 6.2-6).

Blandingen i tvangsblanderen er som nævnt mere effektiv end i fritfaldsblanderen, hvorfor blandetiden kan gøres tilsvarende kortere, normalt 30–45 sekunder. Især stiv til jordfugtig beton kan blandes effektivt på denne type maskine.

Kontinuerlig blander

Den kontinuerlige blander består af et lukket rør, hvori en snekke roterer. Materialerne kommer her til på forskellige steder i røret, først tilslaget, derefter cement og sidst vand, og blandingen sker, efterhånden som materialerne bringes frem gennem røret af snekken. Udtømningen sker i den øverste ende af cylinderen, der står lidt skråt for at sikre en effektiv blanding (figur 6.2-7).



Figur 6.2–8. Der kan opnås styrkemæssige fordele ved at centrifugere vand og cement til en vælling, inden den ledes til blandemaskinen.

Den kontinuerlige blander er ikke så udbredt herhjemme, men kan have en fordel f.eks. ved udførelse af cementstabiliseringer med stabilt grus eller ved store støbninger, hvor transporten af betonen videre frem sker ved pumpning, idet betonpumpen kræver en kontinuerlig betonstrøm, et forhold der dog kan klares lige så godt ved at indskyde en mellemsilo mellem blander og pumpe.

Vand-cementblander

Man kan opnå en styrkeforøgelse i betonen på mellem 5 og 15 % ved anvendelse af en speciel vand-cementblander, hvor vand og cement blandes grundigt, f.eks. ved centrifugering, inden disse delmaterialer ledes til blandemaskinen, hvor de blandes med tilslagsmaterialerne (figur 6.2-8). Grunden til denne styrkeforøgelse må nok søges i, at cementkornene overalt bliver vædet med vand, og at

cementen alt i alt bliver bedre fordelt i blandingen. Styrkeforøgelsen viser sig at være størst, hvor man har lavt cementindhold og lavt v/c-forhold.

Også driftsmæssigt har vand-cementblanderen en fordel, idet den giver en tidsmæssig gevinst i blandetiden, altså kortere blandetid og dermed større produktion.

Vand-cementblanderen bør være forsynet med vægt, således at man kan afveje den til betonblandingen korrekte mængde vandcementvælling, forinden den ledes til blandemaskinen.

Blandeanlæg

Ved et blandeanlæg forstås sammensætningen af de forskellige materielkomponenter til fremstilling af beton, dvs. af alt materiel der indgår i produktionen fra råmaterialer til den færdigblandede beton. Blandeanlæg indbefatter derfor også stjernegården med *skrabespil* til ifyldning af blandemaskinens ophejsespand, henholdsvis materialesiloerne med transportbånd, og den eventuelle mellemsilo, hvori betonen placeres inden den videre transport til udstøbningsstedet.

Størrelse af blandeanlæg

Ved fastsættelse af størrelsen for materialesiloer eller stjernegård må man regne med, at der skal kunne opbevares materialer nok til den forestående støbning, respektive til man kan få suppleret op igen, normalt altså til mindst ét døgns forbrug.

Blandemaskinens størrelse, der normalt angives i liter, angiver altid det indhold af løse materialer, maskinen kan rumme. En 750 liters maskine kan altså fyldes med ialt 750 liter tilslag, cement og vand, hvilket efter endt blanding resulterer i, at der kommer ca. 500 liter færdigblandet beton ud af maskinen. Man siger, at denne maskine har en *satsstørrelse* på 500 liter.

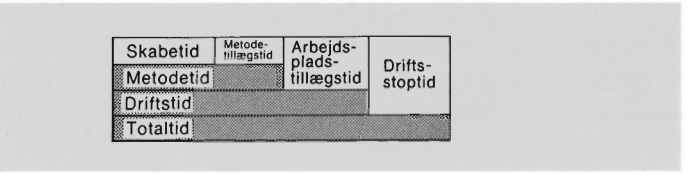
Fritfaldsblandere kan fås i størrelser fra 75 liter til 9000 liter (9 m^3), medens tvangsblandere normalt fås fra 150 liter til 6000 liter (6 m^3).

For mellemsiloens vedkommende bør dens størrelse afpasses efter satsstørrelse og det transportsystem, der skal føre betonen videre.

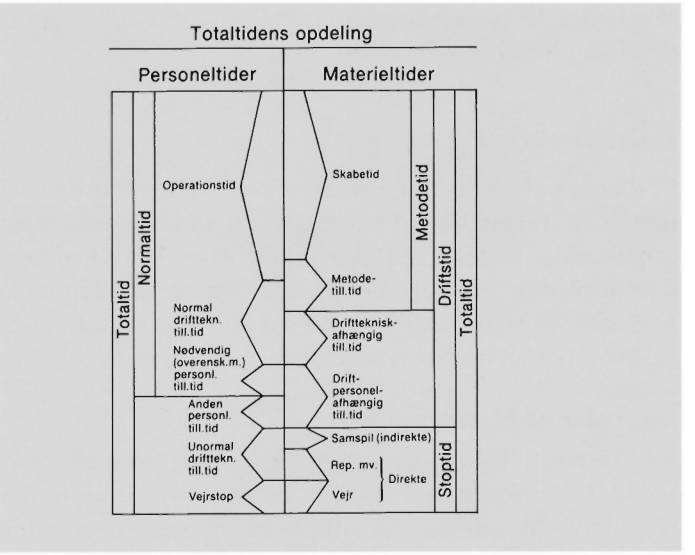
Kapacitet af blandeanlæg

Da man ved blandeanlægget har et sammensat system bestående af et leverings-, et blande- og et aftagersystem, er det klart, at de enkelte systemers kapaciteter må afpasses efter hinanden, således at det samlede systems kapacitet bliver optimal. Man taler her om *koblede systemer* og *koblingseffekt.*

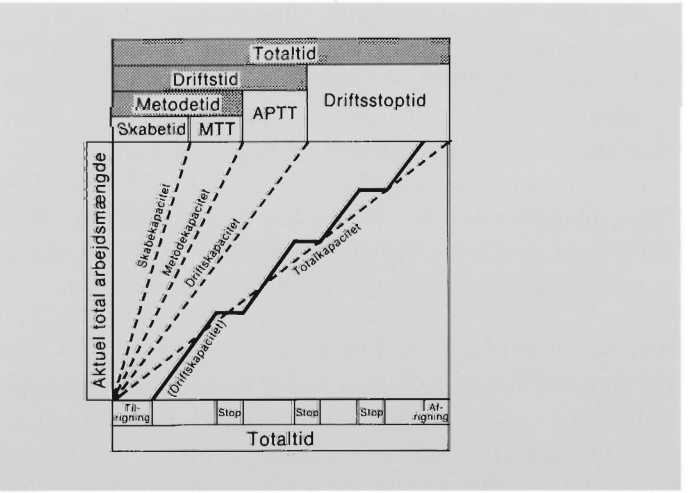
Figur 6.2–9. Sammenhængen mellem forskellige tids- og deltidsbetegnelser for materiel.



Figur 6.2–10. Tidsopdeling for personel, henholdsvis materiel.



Figur 6.2–11. Forskellige kapacitetsbetegnelser udtrykt som produktion pr. tidsenhed.



For blandemaskinens vedkommende kan man udregne en kapacitet på basis af oplysninger om blandetid, satsstørrelse etc. Denne kapacitet, der kaldes *skabekapacitet,* har kun interesse i de tilfælde, hvor man skal bedømme forskellige alternative muligheder for valg af maskine, idet den bygger på ideelle, laboratoriemæssige forhold, der ikke kan anvendes i en planlægningssituation.

Da blandetiden indgår i denne kapacitet, vil det ses, at en tvangsblander af en given størrelse har en større kapacitet end en tilsvarende størrelse fritfaldsblander.

Ved at se på blandemaskinen i forbindelse med leveringssystemet (transportbånd, skrabespil etc.) samt aftagersystemet (mellemsilo, kranspand etc.) og derigennem tage hensyn til den tid, det tager at fylde maskinen med råmaterialer og senere tømme den for færdigblandet beton, får man den tid, der kaldes metodetiden, og derudfra *metodekapaciteten.*

Ved at planlægge og bestemme metoden øver man altså indflydelse på metodekapaciteten, og denne anvendes derfor til at foretage valg mellem forskellige alternative muligheder for opbygning af det aktuelle blandeanlæg.

Ved fastsættelse af metodekapaciteten må der tages hensyn til visse koblingsparametre, idet blandemaskinen kan komme til at vente enten på ifyldning af materialer eller på udtømning af beton på grund af forhold, der kan tilskrives den valgte metode; der bliver her tale om visse metodetillægstider til de metodetider, der kan udregnes for ideel kobling af systemerne.

Udover disse tillægstider kan der blive ventetider i systemet af årsager, der ikke kan lastes den valgte metode: Der kan mangle materialer, eller støbningen kan gå i stå, blandemaskinen skal rengøres ved arbejdstids ophør, der kan være små vedligeholdelsesarbejder, der kan være personlige ventetider i form af toiletgang, ordreafgivelser etc. Tages disse tillægstider (driftstillægstider) med i betragtning, får man det, der kaldes driftstiden, og derigennem *driftskapaciteten,* der er den, man kan anvende i sin planlægning af et støbearbejde.

Udover de ovennævnte tillægstider, der øver indflydelse på kapacitetsfastsættelsen, er der ved større og længerevarende betonarbejder forhold, der kan øve indflydelse på systemets *totalkapacitet.* Der kan være tale om større reparationsarbejder (man regner her normalt med varigheder af over 1 time), og der kan være tale om større, planlagte stopperioder (ferier, vinter etc.). Ved at tage disse forhold i beregning fås som nævnt systemets totalkapacitet, der har interesse, når blandeanlæggets økonomi skal vurderes, idet anlæggets faste omkostninger skal fordeles ud på det antal m^3 beton, der kan præsteres, f.eks. på årsbasis.

På figurene 6.2-9, 6.2-10 og 6.2-11 er ovenstående sammenhænge mellem forskellige tider og kapaciteter anskueliggjort.

Eksempel 6.2-1

Betragter man en 750 liters fritfaldsblander med en blandetid på 2 minutter og en satsstørrelse på 500 liter færdigblandet beton og forudsætter, at det tilsammen tager 1 minut at fylde maskinen og senere tømme den, bliver blandemaskinens skabekapacitet

$$500 \cdot 20 = 10000 \text{ liter/h} = 10\ m^3/h.$$

For det samlede blandeanlæg kan man skønne en koblingseffekt på f.eks. 0,8 (den kan findes nøjagtigere ved et metodestudium af det aktuelle system). Dette giver en metodekapacitet for blandemaskinen på

$$10 \cdot 0{,}8 = 8\ m^3/h.$$

Hvis der anvendes ½ time pr. dag til rengøring og småreparationer på maskinen, og ½ time pr. dag til personlige tillægstider, fås en samlet reduktionsfaktor på

$$0{,}94 \cdot 0{,}94 = 0{,}88$$

dvs. en driftskapacitet for blandemaskinen på

$$8 \cdot 0{,}88 = 7\ m^3/h.$$

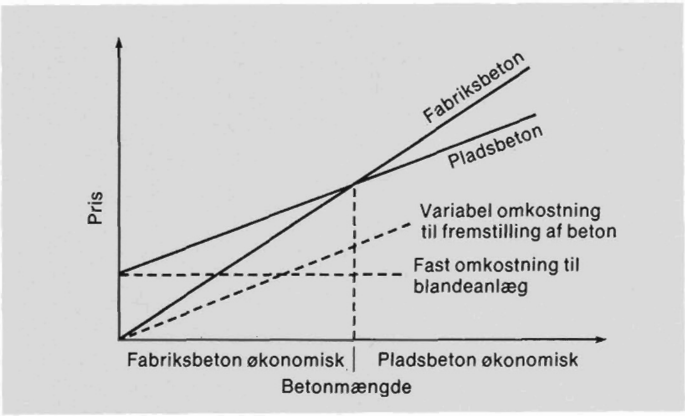
Dette må nok gælde en nogenlunde veltilrettelagt og veldrevet arbejdsplads. Der skal ikke meget til for at reducere den ovenfor fundne driftskapacitet:

Gammelt materiel nøjes ikke med ½ time pr. dag til rengøring og småreparationer, og hvis der ikke er effektiv planlægning og styring af arbejdspladsen, kan man heller ikke påregne, at der kun anvendes ½ time pr. dag til det, der kaldtes personlige tillægstider, således at driftskapaciteten let kan falde til

$$500 \cdot 20 \cdot 0{,}8 \cdot 0{,}88 \cdot 0{,}88 = 6.000 \text{ liter/h} = 6\ m^3/h.$$

Modsvarende kan man se, at med et moderne, automatiseret anlæg, hvor f.eks. næste blanding afvejes og er klar til at fyldes i maskinen, så snart denne har tømt den foregående blanding ud, kan driftskapaciteten øges til op i nærheden af skabekapaciteten.

Totalkapaciteten afhænger af så mange forhold, at det kan være svært at give et tal for den, men man må påregne, at et blandeanlæg på en byggeplads ofte har lange pauser, hvor det ikke anvendes, hvorfor udnyttelsesgraden kan falde meget langt ned, og dermed totalkapaciteten. Her må økonomiske overvejelser omkring fabriksbeton/pladsbeton komme ind i billedet ved planlægning af den aktuelle byggeplads (figur 6.2-12).



Figur 6.2.–12. Økonomiske overvejelser om fabriksbeton/pladsbeton. Sammenhængen mellem faste og variable omkostninger.

Daglig vedligeholdelse

Udover den almindelige vedligeholdelse i form af smøring etc. skal blandemaskine – og i øvrigt alt materiel, der kommer i direkte berøring med beton – altid rengøres omhyggeligt ved arbejdstidens ophør, eller når støbearbejdet er slut, da man ellers får besvær med den på materiellet af afbundne beton, når arbejdet skal igangsættes igen.

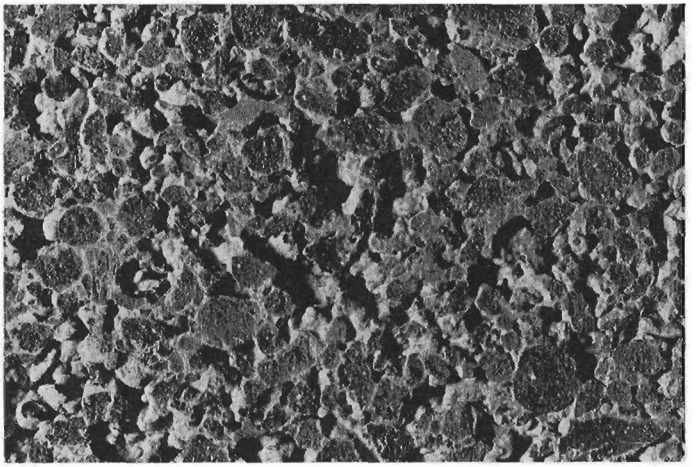
Materiellet spules med en kraftig vandstråle for at fjerne rester af beton og cementslam, hvorefter det sprøjtes med olie, f.eks. formolie eller dieselolie. Olien skal dels beskytte materiellet mod rust, dels skal det lette rengøringen næste gang, idet betonen ikke sætter sig så hårdt fast på den olierede overflade.

Blanding af let isolationsbeton

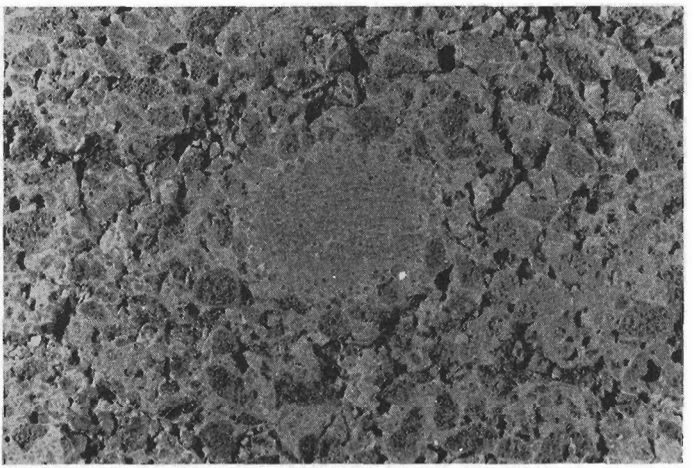
På grund af exlerklinkernes ringe vægt bør blanding af let isolationsbeton foregå i tvangsblandere, der kapacitetsmæssigt bør være så store, at man kan tillade en effektiv blandetid på minimum 5 minutter efter cementtilsætning. Den længere blandetid er nødvendig ved alle lette isolationsbetoner for at sikre en effektiv udnyttelse af den forholdsvis ringe cementmængde i disse betoner og derved muliggøre den ringe densitet og gode isoleringsevne.

Det er vigtigt, at tvangsblanderens blandeskovle indstilles således i forhold til bundkarret, at man undgår, at blandingen vender eller ruller i maskinen, som det f.eks. kendes fra fritfaldsblanderen. Ved exlerbeton vil dette let resultere i klumpdannelse i blandingen. I stedet bør der ske en sammengnidning af klinkerne for derved at opnå en effektiv udnyttelse af cementen gennem en

Figur 6.2–13. Eksempel på velblandet exlerbeton.



Figur 6.2–14. Cementklump i exlerbeton.



effektiv omhylning af klinkerne med cementpasta (figur 6.2-13 og 6.2-14). For at undgå en for stor nedknusning af klinkerne, bør blandeskovlenes afstand fra bundkarret være 1–2 mm.

Da exlerklinkernes overflade er porøs, skal de tilføres vand inden cementen tilsættes for at hindre cementspild i form af, at cementen trænger ind i og udfylder disse huller i overfladen. Ved en effektiv forvanding sikrer man sig også imod, at klinkerne suger vand fra cementpastaen, inden udstøbningen finder sted, hvorved blandingen ville blive for tør.

Det er uden betydning, om denne forvanding sker før eller efter ifyldning i blandemaskine, blot skal man erindre sig, at klinkerne skal bruge ca. 30 sekunder til vandoptagelsen, hvorfor det har betydning for fastsættelsen af blandetiden på hvilket tidspunkt det sker. For at minimere procestiden er det vigtigt, at vandet afleveres hurtigt og helst i tynde stråler, der er godt fordelt over et stort areal.

Til fastsættelse af den vandmængde, der medgår til forvandingen af et afmålt kvantum exlerklinker, kan man benytte sig af en »audio-visuel«-bedømmelse:

Blandingen skal lyde »som sten, der ligger og ruller i strandkanten«, og de skal have et »mat-vådt« udseende. Når forvandingsmængden er bestemt, er der intet til hinder for at tilsætte blandingen hele vandmængden – altså også den vandmængde, der medgår i forbindelse med cementtilsætningen – på én gang.

For lette isolationsbetoner gælder i øvrigt, at man hellere må tilsætte lidt for meget vand end lidt for lidt, idet det ellers kan gå ud over styrken i den udstøbte beton. For betoner til fremstilling af bloksten skal der f.eks. tilsættes så meget vand, at der ved afformning er striber i cementpastaen på blokkenes sider.

Selv om man har bestemt vandbehovet ved de første støbninger, bør man i løbet af dagen holde øje med eventuel variation i klinkernes fugtindhold. For at undgå for store variationer bør materialerne være tildækkede for regn og sol.

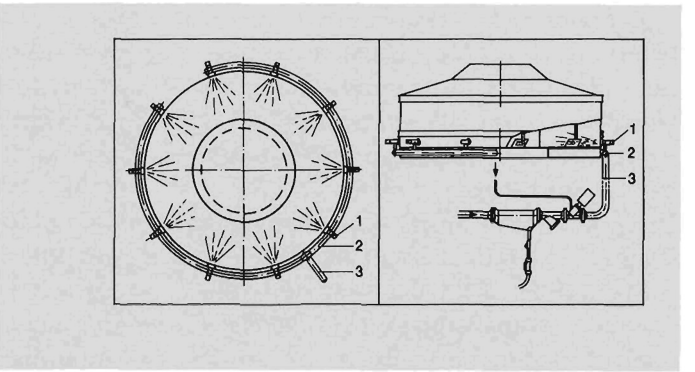
Varm beton

Fremstilling af varm beton kan ske på flere måder. Man kan anvende varmt vand til blandingen; ganske vist er det kun relativ små mængder vand, der skal anvendes (ca. 15–20% af det samlede materialevolumen), men da vandets varmefylde er ca. 5 gange så stort som de faste bestanddeles, kan der ofte opnås tilstrækkeligt varmetilskud på denne måde.

I stedet kan man vælge at opvarme tilslagsmaterialerne, der udgør den store mængde i betonen.

Såfremt tilslaget befinder sig i materialesiloer, kan denne fremgangsmåde forholdsvis let praktiseres og styres.

Hvis materialerne ligger udendørs i en stjernegård, og opvarmningen må ske ved indstikning af dampspyd i bunkerne, bliver problemerne større, idet der herved tilføres materialerne store mængder vand ved fortætningen af dampen, og effekten er måske endda ikke så stor på grund af den store varmeafgivelse til omgivelserne. Alternativt kan man her varme stjernegården op ved at etablere et lukket rørsystem i bunden af stjernegården og lede varmt vand eller damp



Figur 6.2–15. Damptilførsel gennem dyser i blandemaskinens karvæg. En enkel konstruktion uden bevægelige dele.

herigennem, men det kræver større investering og kommer derfor næppe på tale ved midlertidige blandeanlæg.

En effektiv måde at fremstille varm beton på er at forsyne blandemaskinen med *dampinjektionsudstyr*. Normalt er det kun tvangsblandere, man kan udbygge med dette udstyr, fordi man her som regel har stillestående blandekar og derved lettere forsyningsmuligheder.

Ved tilsætning af damp gennem specialventiler direkte i karvæggen kan betontemperaturen øges med 30°C på ca. 60 sekunder, dvs. i den normale blandetid. Der er tale om en enkel konstruktion uden bevægelige dele og med korte faste ledninger, som gør konstruktionen billig i anlæg og drift (figur 6.2-15).

Dampinjektionen kan imidlertid også ske gennem de roterende arme, der i dette tilfælde er gjort hule og i øvrigt også anvendes til den normale vandtilsætning til betonen. Dette system tillader en temperaturstigning op til 65°C på 30–40 sekunder. Normalt vil en maksimal temperatur på ca. 40°C være at foretrække, men i specielle tilfælde, f.eks. ved betonelementstøbning med ønsket hurtig afformning, kan en højere temperatur være ønskelig.

I begge konstruktioner sker opvarmningen direkte i betonblandingen og uden væsentligt varmetab. Dampen, der er lavtryksdamp, kondenserer øjeblikkelig, når den kommer i kontakt med de kolde materialer, som allerede er blandede i maskinen. Specielt ved den sidste metode kunne det tænkes, at cementkornene kunne tage skade af den kraftige opvarmning, men erfaringen viser, at der ikke sker noget ved det, jf. begrebet »varm« cement, side 396.

Man kan påregne, at ca. 1 kg damp er tilstrækkeligt til at hæve temperaturen i 1 m^3 beton 1 °C.

Fordelen ved anvendelse af varm beton ligger deri, at man allerede få timer efter udstøbningen i formene opnår så høj styrke i betonen, at man kan afforskalle. Den herved opnåede besparelse i omkostninger, f.eks. i betonelementfabrikation, gør det økonomisk forsvarligt at investere i dampinjektion.

Af ulemper i forbindelse med anvendelse af varm beton kan nævnes, at der må tages særlige forholdsregler for at beskytte betonen mod vandfordampning, der kan have afgørende indflydelse på betonens holdbarhed.

Transport af beton

Mellem blandeanlægget og udstøbningsstedet, hvor betonen skal anvendes, vil der altid være en vis afstand, hvilket bevirker en transportaktivitet.

Såfremt betonen ikke fremstilles på byggepladsen, men tilføres fra fabrik, er der tale om en *ekstern transport.* Ved fremstilling af betonen på byggepladsen, eller videretransport af leveret fabriksbeton, er der tale om en *intern transport.*

I begge tilfælde må gælde, at transporten ikke må forringe betonens kvalitet, f.eks. i form af separation, luftindholdstab, begyndende afbinding.

Ved valg af transportredskab må dette derfor normalt tilpasse sig betonen og ikke omvendt, man må altså vælge transportredskab og -metode ud fra den sammensætning af betonen, der er bedst for udstøbningen. En undtagelse kan være, hvor betonen ønskes pumpet til udstøbningsstedet.

Ekstern transport – Fabriksbeton

Ved fremstilling af beton på fabrik og tilkørsel til byggeplads indføjes en ekstern transport, der af hensyn til betonens kvalitet ikke bør have en tidsmæssig udstrækning på over $^3/_4$ – 1 time, naturligvis afhængig af vejret, idet varmt vejr resulterer i kortere tilladelig transporttid, medens køligt vejr kan tillade længere transporttid. Såfremt der anvendes langsomt afbindende cement eller retarderende tilsætningsstof, kan dette også tillade længere transporttid.

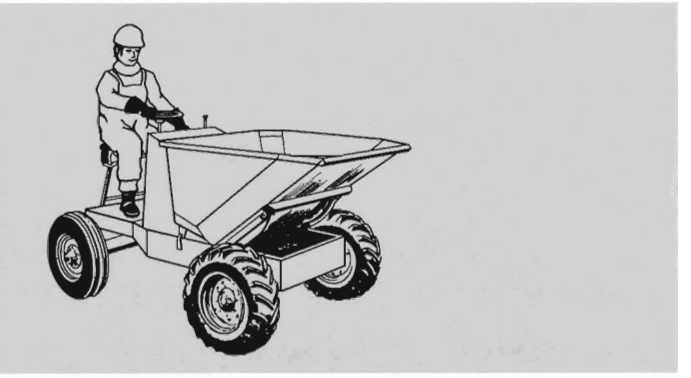
Ved store transportafstande (-tider) bør udstøbningen af betonen være tilsvarende godt planlagt, således at udstøbningstiden reduceres til et minimum, og betonen kan færdigbehandles, inden afbinding finder sted.

Transporten foregår i specielle køretøjer, som regel *rotérvogne,* såkaldte *betonkanoner* (6.2-16), der i sin tid er opfundet af civilingeniør og entreprenør Kristian Hindhede, der i øvrigt var den første i verden, der oprettede en fabrik for færdigblandet beton (København 1926).

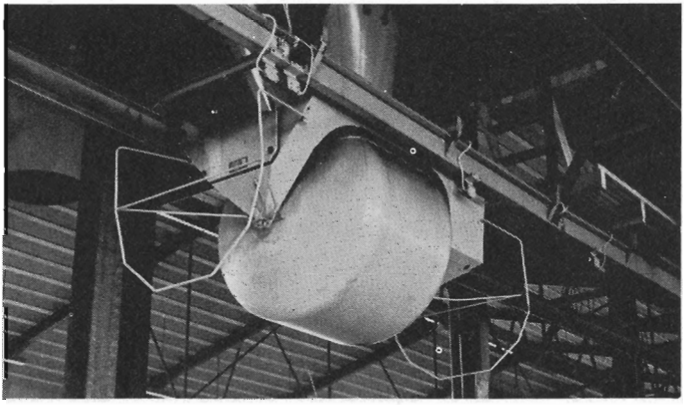
Figur 6.2–16. Rotérvogn (»betonkanon«) til transport af fabriksbeton.



Figur 6.2–17. Motoriseret betondumper til intern transport på byggeplads.



Figur 6.2–18. Conveyor til intern transport af beton på stationær støbeplads. På grund af det kostbare skinnearbejde kan dette system kun svare sig ved store udstøbningsmængder på i forvejen planlagte lokaliteter.



Transporten kan også foregå i store trug, de såkaldte *badekar,* der imidlertid egner sig bedst for de stivere betoner, men til gengæld under disse forhold er en lige så god transportmetode som rotérvognen. *Trugvogne* bør have anordning for overdækning med presenning af hensyn til vejrlig.

Ved store transportafstande er risikoen for separation nok større ved transport i trug end i rotérvogn, men dette må ikke forlede til at opfatte rotérvognen som en betonblander. Den kan til nød under transporten holde betonen levende og hindre separation, men den blander ikke betonen, hvilket kan konstateres ved til en given blanding i rotérvognen at tilsætte flere sten for at ændre sammensætningen. Ved udtømningen kommer sten og den oprindelige beton ud hver for sig. Rotérvognen kan dog anvendes til på byggepladsen at tilsætte superplastificerende tilsætningsstof (flydemiddel) til betonen, men der foreskrives en ekstra blandetid på 5 minutter for at sikre, at midlet er effektivt indblandet.

Der findes materiel, såkaldte *truckmixere,* der kan blande betonen under kørslen.

Truckmixeren er i realiteten en fritfaldsblander, der er monteret på lastvognschassis.

Anvendelsen af truckmixere har størst betydning ved transport over meget store afstande, hvor man transporterer den tørre blanding af betonmaterialer og ved ankomsten til byggepladsen tilsætter den afmålte vandmængde fra en påbygget vandtank. Herved kan man levere frisk beton selv over store afstande med lang transporttid.

Intern transport

Transporten på byggepladsen fra blandemaskine (henholdsvis mellemsilo) til udstøbningssted må også tilgodese det formål at bringe betonen frem i samme gode kvalitet, som den befinder sig i ved blandemaskinen (mellemsiloen).

Problemerne vil her være de samme, hvad enten betonen er fremstillet på byggepladsen eller modtaget som fabriksbeton.

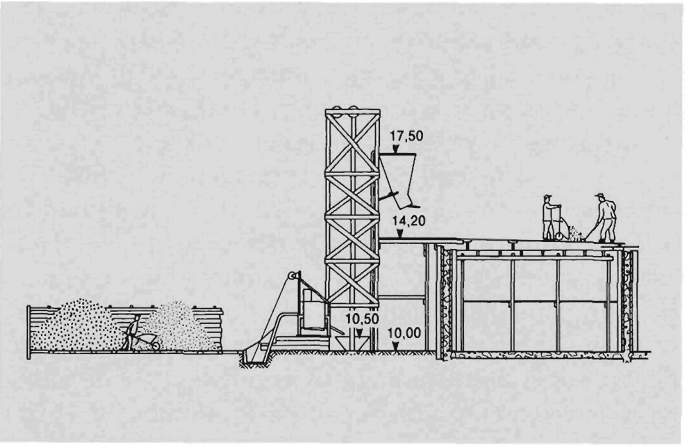
For at sikre en god kvalitet og hindre separation bør man tilstræbe så få omladninger som muligt.

Transporten kan enten være vandret eller lodret, men er som regel en kombination af begge.

Den vandrette transport kan ved mindre mængder ske i trillebøre, der eventuelt kan motoriseres, ved større mængder med dumpers (figur 6.2-17).

Eventuelt kan en vandret transport automatiseres ved anvendelse af skinnekørende materiel (*mono-rails, conveyors* (figur 6.2-18) etc.), der dog på grund af det

Figur 6.2–19. Byggehejs, hvor betonen kan transporteres lodret i silo, hvorfra den tømmes ud i det transportredskab, der senere udfører den vandrette transport.



dyre skinnearbejde kræver store mængder beton til relativt koncentrerede områder, f.eks. større dæmningsbyggerier eller permanente betonelementfabrikker. Til gengæld er disse transportredskaber arbejdskraftbesparende, idet udtømningen på rette sted kan ske helt automatisk.

Den lodrette transport kan ske ved hjælp af *elevatorer* eller *hejs* (figur 6.2-19), hvor betonen kan løftes enten i det materiel, der foretager den eventuelle vandrette transport før eller efter løftet, eller i en silo, hvorfra betonen kan udtømmes i et andet transportredskab.

Som regel vil der som nævnt være tale om en kombineret vandret og lodret transport, og her kommer kranen og kranspanden naturligt ind i billedet.

Kranspandens størrelse vil normalt være sat i relation til blandemaskinens satsstørrelse. Alligevel vil man normalt indskyde en mellemsilo, hvori blandemaskinen tømmer betonen, og hvorfra kranspanden fyldes. Herved kan man reducere de forsinkelser, der let kan opstå i koblingen mellem blandemaskine og kran.

Kranen vil kunne transportere betonen frem til udstøbningsstedet uden omladning, hvilket er en fordel for betonens kvalitet.

En anden mulighed for kombineret vandret og lodret transport er pumpning af beton, der dog fordrer store samlede støbninger på grund af det ikke ringe arbejde med rengøring af pumpe og pumpeledning.

Det er vigtigt, at betonen flyder jævnt til betonpumpen, hvorfor det normalt er nødvendigt med en mellemsilo mellem blandemaskine og betonpumpe. Selv ved anvendelse af kontinuerlig blander må det tilrådes at indføje en mellemsilo,

selv om kapaciteterne er samstemte, idet der ellers let kan opstå koblingsmæssige vanskeligheder.

Mellemsiloen må have så stejle sider, at betonen ikke låser sig fast under udtømning.

Om pumpning af beton i øvrigt, se afsnit 6.3, side 436.

6.3 Udstøbning og komprimering

Medens det ved fremstillingen og transporten af den friske beton er forholdsvis let at kontrollere, at den har de ønskede egenskaber og når frem til udstøbningsstedet med disse egenskaber i behold, er det straks vanskeligere ved de følgende processer at føre den samme kontrol og opnå den samme sikkerhed for arbejdets gode udførelse.

I mange tilfælde kan man ikke se og måle, om betonen udfylder formen fuldstændigt, om al armeringen er på plads og omhyggeligt indstøbt, om eventuelle udsparinger har forskubbet sig, om komprimeringen er tilfredsstillende, om der er stenreder i betonen etc.

De fleste skader, der senere viser sig i forbindelse med betonkonstruktioner, vil kunne føres tilbage til mangler eller fejl i forbindelse med udførelsesfasen.

Det er derfor vigtigt, at denne del af processen udføres af kyndige og omhyggelige folk med forståelse for den rette udførelse.

Form/Forskalling

Den vigtigste funktion, som formen eller forskallingen har, er at bære og fastholde betonen i dens rette position og udformning, indtil betonen opnår tilstrækkelig styrke til at kunne bære sig selv.

Herudover har forskallingen en funktion med hensyn til at give betonen et udseende, der svarer til dens placering og funktion fremover.

Som det fremgik af oversigten i indledningen til dette kapitel, side 394, er de totale, direkte omkostninger til forskallingsarbejdet store, normalt mellem 1/3 og 1/4, i ekstreme tilfælde op til 1/2 af de totale, direkte omkostninger, hvortil kommer, at denne proces er meget arbejdskraftkrævende – op til 3–4 mh/m^2

(mandtimer/m^2) – og tidkrævende i det samlede betonarbejde. Man kan ikke udstøbe betonen, før denne delproces er helt færdig.

Af materialer, der kan anvendes til formfremstilling, og som nærmere skal omtales i det følgende, kan nævnes træ, stål, beton, glasfiberarmeret polyester samt helt specielle, der alene tilsigter en bestemt overfladekarakter. Hvert formmateriale har sine fordele og ulemper, der gør dem mere eller mindre anvendelige til de specielle forudsætninger, der gælder for det pågældende støbearbejde.

Man kan derfor ikke generelt opstille en slags rangorden for formmaterialerne.

Formmaterialer

Træ. Den simpleste form for forskalling fremstilles af løse brædder, sømmet på planker. Normalt vil denne forskalling kun kunne anvendes få gange og kun, hvor kravene til betonoverfladen er små (figur 6.3-1).

Det er vigtigt, at brædderne rengøres omhyggeligt mellem de enkelte støbninger, og at formen er tæt i samlingerne. Opfyldes dette ikke, får man farvevariationer på grund af, at vand og i sværere tilfælde cementslam forsvinder fra betonen. Selv med omhu kan det dog ikke undgås, at betonoverfladen bliver ringere for hver støbning.

Hvor kravene til betonoverfladen derfor er store, bør kun anvendes nyt træ, der dog på grund af, at nyt, harpiksholdigt træ kan virke retarderende på betonens afbinding, må udludes f.eks. med $CaCl_2$ eller på anden måde behandles kemisk inden brugen.

På grund af træets porøsitet er træformen god i henseende til luftporer i betonoverfladen, idet den mod formsiden samlede luft lettere forsvinder.

Træ kan anvendes til at påvirke overfladens udseende og struktur ved speciel behandling af brædderne, f.eks. i form af høvling, savning, sandblæsning og syrebehandling.

Farvevariationer i betonoverfladen kan – foruden ved udsivning af cementslam – opstå af andre grunde. Se endvidere tabel 6.5-1, side 494.

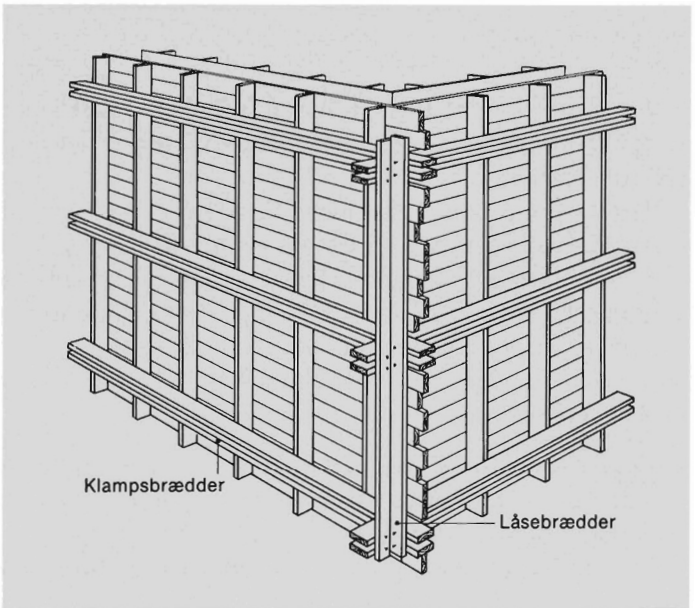
Hvis man ikke på en eller anden måde imprægnerer træformen, vil betonoverfladen skifte mellem lyse og mørke partier på grund af træets varierende tæthed i kærne og splint, der forårsager varierende vandsugning fra betonen, og dermed ændringer af betonens v/c-forhold med farveforskelle til følge.

Også træets varierende fugtindhold inden støbning kan give varierende farve på betonoverfladen.

Tabel 6.3-1. Oversigt over formmaterialer.

Signaturforklaring:
○ Uegnet
★ Mindre egnet
★★ Egnet
★★★ Velegnet
S Specialsystemforme

	Træ	Vandfast finér	Stål	Plast	Beton
Anvendelse					
Byggeplads					
Søjler	★★	★★★	★★★	★★★	○
Vægge	★	★★	★★★S	★★★	○
Bjælker	★★	★★★	★★★	★★★	○
Dæk	★	★★★	★★★S	★★★S	○
Permanent fabrik					
Vandret forskal.	★	★★	★★★	★★★	★★★
Lodret forskal.	★	★★	★★★	★★★	○
Egenskaber					
Krav til overflade	★★	★★★	★★★	★★★	★★★
Overfladestruktur	★★	★	★	★★★	★★
Luftporedannelse	★★★	★★	★	★★	★★
Klangfigurer	★★★	★★★	★	★★	★★★
Farvevar. i beton	★	★★	★★★	★★★	★★★
Tolerance ved fremstilling	★★	★★	★★	★★★	★★★
Tolerance ved brug	★	★★	★★★	★★★	★★★
Holdbarhed	★	★★	★★★	★★★	★★
Økonomi					
Materialeomkost.	★★	★★	★	★	★★★
Arbejdskraftindsats	★★	★★	★	★	★★



Figur 6.3–1. Forskalling fremstillet af løse bræd-der på lodrette ledere og afstivet af vandrette klampsbrædder.



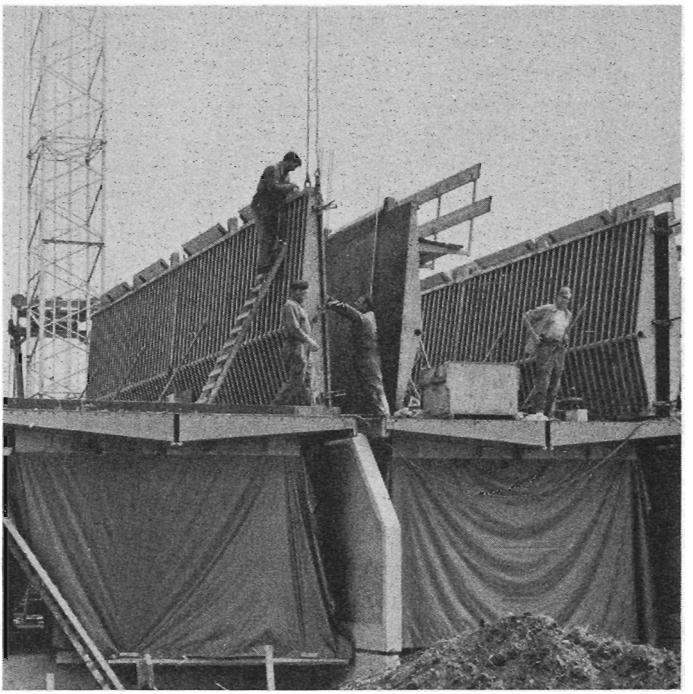
Figur 6.3–2. Forskalling, hvor støbningen sker mod vandfast, plastbehandlet finér, hvilket giver en pænere støbning og en mere holdbar forskalling.

Ved at vandmætte formen inden støbning – eller smøre med formolie – kan man hjælpe på mange af disse forhold, uden at det derfor går ud over træets evne til at aflede luftporer.

Ved at støbe mod vandmættet træ kan man også modvirke mange af de variationer, der kan være i træ på grund af bl.a. forskellige lagringsbetingelser (sol/regn), indhold af sukker, fenol og garvesyre, samt om det er rodende eller topende. Ligeledes kan man på denne måde kompensere for den farvevariation, der vil kunne opstå ved støbninger med stor højde, hvor det forøgede formtryk i bunden af formen ellers ville kunne bevirke størst vandabsorption i bunden, hvilket ville bevirke en mørkere beton.

Vandfast krydsfinér. Det mest anvendte træformmateriale er vandfaste, plastlakerede finérplader, der giver en jævn, ensartet overflade og kan anvendes adskillige gange (figur 6.3–2).

På grund af plastbelægningen, der normalt påføres ved fremstillingen og kan fornys efter nedslidning, har materialet en lang levetid, der dog kan nedsættes



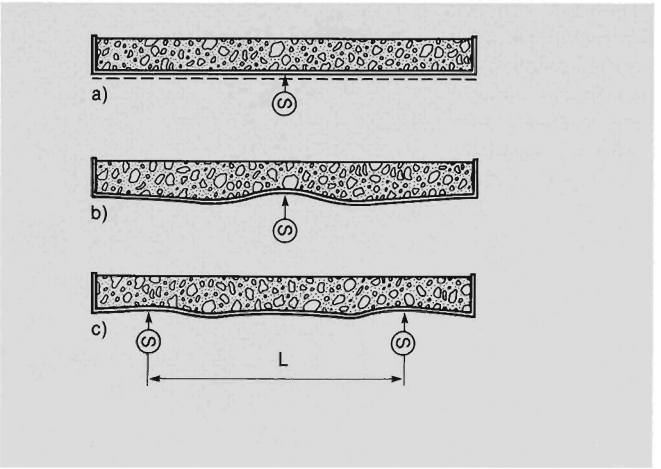
Figur 6.3–3. Stålforskalling anvendes mest i systemforskallinger, da man her kan udnytte dette materiales store holdbarhed i modulopbyggede formsektioner.

betydeligt på grund af faktorer som armering, vibrering, tilslagsmaterialernes kornform, søm etc. Mange af disse faktorer kan påvirkes i heldig retning ved omhu og planlægning.

Plastbehandlingen vil normalt hindre træet i at optage fugt fra betonen og derigennem hindre de ellers opståede deformationer ved kvældning og udtørring, men da samlingerne mellem pladerne og pladernes kanter kan være svage partier i den henseende, skal der ofres særlig opmærksomhed på disse ved formopstillingen for at undgå afvigelser og spring i den færdige betonoverflade.

Den plastbelagte overflade giver på grund af sin tæthed normalt flere luftporer i betonoverfladen end den ubehandlede træoverflade. Til gengæld er den bedre med hensyn til farvejævnhed.

Stål som formmateriale (figur 6.3–3) har sin største fordel i en lang levetid – normalt kan man støbe flere hundrede gange i en stålform, og når den endelig må kasseres, er det som regel ikke på grund af ståloverfladens forringelse, men



Figur 6.3–4. Vibrationerne udbreder sig i horisontale bølger i formbunden med mulighed for forskellig amplitude og resonans.

snarere på grund af de deformationer, formen er påført under opstillling og (især) afformning ved uhensigtsmæssig brug af værktøjer.

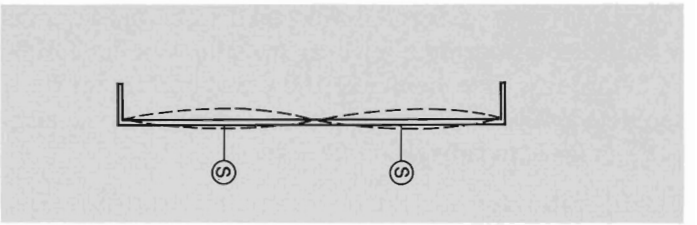
En ulempe ved stålformen er til gengæld, at den ruster, hvilket kan give uheldige konsekvenser i betonoverfladen. Især efter lang tids opbevaring af stålforme ude af brug kan der opstå vanskeligheder ved de første støbninger, idet betonen vil kunne binde fast til stålet med afskalninger til følge. En omhyggelig pleje med rigelig oliering er derfor nødvendig i stilstandsperioder.

En anden ulempe ved stålformen er, at den er fuldstændig tæt i overfladen og ikke suger vand fra betonen, hvilket bevirker, at der må en større vibrationsindsats til for at undgå for mange luftporer i betonoverfladen. Denne større vibrationsindsats kan have uheldige følgevirkninger i form af separation af betonen med farveforskelle til følge eller i form af såkaldte *klangfigurer* af luftporer i betonoverfladen.

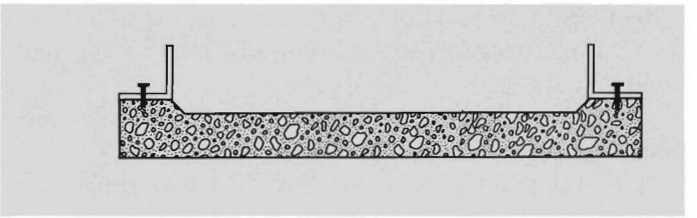
Klangfigurers opståen er afhængig af formgeometri, formaterialets stivhed, densitet og dæmpning, den friske betons stivhed, vibrationsfrekvens og placering af vibratorer.

Hvis formen svinger som et stift legeme, optræder der ikke klangfigurer, men det betyder til gengæld også en tung og dyr konstruktion.

Som oftest er der derfor tale om en mere eller mindre slap konstruktion, hvor vibrationspåvirkningen udbredes som horisontale bølger i formbunden med forskelligt udsving (amplitude) i forskellige positioner (resonans og antiresonans) figur 6.3-4.



Figur 6.3–5. Hvis vibrationsfrekvensen svarer til formens egenfrekvens, kan der opstå klangfigurer i de partier, hvor der ingen amplitude er.



Figur 6.3–6. I visse tilfælde kan det være en fordel at anvende beton som formmateriale, idet man her kan støbe en hel serie ens formbunde på den samme matrice.

Hvis *vibrationsfrekvensen* svarer til formens egenfrekvens (figur 6.3–5), findes der partier af formbunden, der slet ingen amplitude har, og disse partier vil under udstøbning og komprimering holde på luftporerne i betonen og danne klangfigurer. Problemet kan eftervises ved at strø tørt sand eller cement på den vibrerende formbund, idet det fine materiale vil samle sig i disse partier.

Beton som formmateriale finder mest anvendelse på permanente betonelementfabrikker ved vandret støbning af store serier ens elementer, idet betonen anvendes som bundform for plader, søjler og bjælker, kombineret med en sideforskalling af træ, stål eller glasfiberarmeret polyester (figur 6.3–6).

Formen bliver ret tung, hvilket kræver stor vibrationsindsats, men til gengæld er konstruktionen stiv, hvilket er en fordel med hensyn til dannelse af klangfigurer.

Fordelen ved betonformen er i øvrigt, at man på basis af én *matrice* (model) kan fremstille et ubegrænset antal fuldstændig ens forme i modsætning til træ- og stålforme, der normalt fremstilles individuelt med deraf følgende toleranceunøjagtigheder. Samtidig er fremstillingsprisen lav, idet man så at sige har formmaterialet (betonen) til rådighed fra den daglige produktion, og omkostningerne i forbindelse hermed derfor kan regnes små.

Betonformen er bedst egnet til plane flader uden for mange strukturer, og placering af inserts eller udsparinger i bunden af støbningen kan volde vanskeligheder og gå ud over formens levetid.

Ved mætning af formbunden med f.eks. linolie inden brug og omhyggelig rengøring og smøring efter hver støbning kan der foretages mange støbninger i en betonform, ofte henimod 100 gange. Men sker der først skade på formen, kan det være vanskeligt at udbedre den, og oftest betaler det sig bedre at kassere den og tage et nyt aftryk af matricen.

Glasfiberarmeret polyester. Forme af glasfiberarmeret polyester har ligesom stålforme den fordel, at de er stærke og holdbare.

Prismæssigt er plastformen relativ dyr, idet den skal bygges op på et stålskelet for at opnå fornøden stivhed – plastformen er kun selve overfladen, der støbes imod.

Plastformen har sin store fordel, hvor man stiller specielle krav til betonoverfladens udseende, f.eks. i form af mønstre.

Hvis man skal fremstille en betonoverflade svarende til »ru forskalling«, vil en form af glasfiberarmeret polyester være ideel.

På en matrice af sandblæst træ (for at fremhæve strukturen i træet) kan man opbygge en formoverflade, der gang efter gang giver et aftryk af ru brædder i modsætning til den traditionelle ru forskalling, der kun ved første støbning giver dette aftryk, idet ruheden aftager ved gentagne støbninger.

Andre materialer. Til særlige formål kan man anvende specielle formmaterialer, f.eks. mønstrede gummimåtter, jutevæv på træ, strækmetal.

Specielt støbning mod *jutevæv* giver en porefri overflade, idet jutevævet er vandabsorberende, men en ulempe ved dette materialer er, at man efter støbningen må rive vævet af betonen og fæstne det på formen igen.

Formslipmidler

Ved de fleste betonstøbninger anvendes formolie som hjælpemiddel for at få betonen til at løsne fra formen uden at skade beton eller form.

Der findes mange forskellige typer formolie, og ingen formolie kan siges at være ideel i enhver henseende, så man bør foretage en prøve for at finde frem til den til det pågældende formål mest velegnede.

Formolier kan opdeles i følgende typer:

Mineralolier uden tilsætningsmidler,
Mineralolier med tilsætningsmidler,
Emulgérbare olier (olie i vand eller vand i olie),
Kemiske formslipmidler og
Voksbaserede midler.

Formolier uden tilsætningsmidler og olie-i-vand-emulsioner kan dels give mange luftporer, dels give misfarvninger på grund af kalkudfældning og ujævn hydratisering af cementen, hvorfor der må advares mod disse til betonoverflader, hvor der stilles store krav til udseendet.

Forinden påføringen af formslipmiddel må formen være omhyggeligt renset. Olien skal påføres i et tyndt, jævnt lag og dække hele formoverfladen, men overskydende olie er uønskelig og må fjernes, da den kan skade betonen eller overfladens udseende.

Man må være omhyggelig ved betonifyldningen, så man ikke kommer til at fjerne formolien fra visse dele af formen, da man i så tilfælde vil få partier, hvor beton og form vil have vanskeligt ved at skilles, hvilket kan afstedkomme skader på form og/eller beton.

Kemisk virkende formslipmidler er sædvanligvis syrer, der reagerer med betonens alkalier og danner kalksæber. Da der er tale om kemiske forbindelser, er resultatet sædvanligvis en kraftig, bærende oliefilm. Ved overdosering kan den kemiske reaktion imidlertid bevirke, at betonoverfladen bliver blød og støvende.

Formslipmidler bør påføres formen, inden armeringen bringes på plads, for ikke at skade betonens vedhæftning på armeringen.

Kemiske formslipmidler kan suppleres med vandfortrængende additiver, således at man ikke behøver at aftørre en våd form, forinden midlet påføres, idet olien trænger ind under vandet. Ligeledes regner olien heller ikke af, hvis det skulle blive regnvejr efter klargøringen af formen.

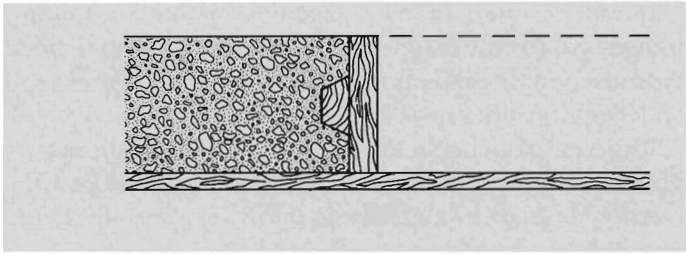
Kombinerede formslipmidler og membranhærdningsmidler (se afsnit 6.4) findes på markedet.

Man kan regne med et forbrug af formolie svarende til 25–75 m^2 formoverflade pr. liter, afhængig af formens porøsitet og påføringsmetoden. Mængden er naturligvis mindst ved påsprøjtning, der også sikrer den mest jævne fordeling af olien.

Støbning mod hærdnet beton

Der kan her være tale om to forskellige processer:

1. Støbning mod hærdnet beton, hvor der ønskes en stærk forbindelse mellem de to betoner (støbeskel).
2. Støbning, hvor man absolut ikke ønsker nogen vedhæftning (betonform).



Figur 6.3–7. Støbeskel skal anbringes konstruktivt og udførelsesmæssigt korrekt i konstruktionen og forsynes med fortanding for at sikre en god sammenstøbning.

Støbeskel. Såfremt der er tale om et støbeskel i en konstruktion, gælder det om, at de to betoner efter afhærdning optræder så vidt muligt som en monolitisk konstruktion.

Placeringen af et støbeskel bør i alle tilfælde planlægges omhyggeligt og i samråd med den projekterende for at sikre, at det placeres på et neutralt sted i konstruktionen.

Improviserede støbeskel, f.eks. på grund af uforudseelige uheld, kan eventuelt klares ved tilsætningsstof i den sidst støbte beton. En retarder vil her kunne holde betonen frisk i mere end et døgn og således sikre en fortsat sammenstøbning, som om der ikke var et støbeskel.

Et støbeskel bør udføres med størst mulig omhu, idet et dårligt udført støbeskel kan ødelægge en konstruktion med ellers god betonstøbning – ingen kæde er stærkere end det svageste led.

Den udstøbte beton i støbeskellet renses omhyggeligt, så eventuel uvibreret beton og betonslam fjernes. Det kan ved vigtige konstruktioner være nødvendigt at afsyre eller sandblæse overfladen for at opnå en tilstrækkelig god sammenstøbning.

For at sikre en effektiv binding mellem betonerne kan støbeskellet eventuelt smøres med en *klæber* af epoxy- eller latextypen. Hvis man ikke anvender klæber, bør overfladen vandes omhyggeligt, således at betonen ikke suger vand fra den nystøbte beton.

Støbeskel bør forsynes med *fortanding*, f.eks. ved ilægning af notliste (figur 6.3–7). Derimod bør ilægning af gummifugebånd frarådes. De bør kun anvendes ved bevægelige fuger.

Betonform. Beton som formmateriale på f.eks. betonelementfabrikker er beskrevet på side 429.

I bygningskonstruktioner kan de samme forhold opstå, f.eks. hvor man ønsker at anvende det *konjugerede fugeprincip*.

Denne metode, der bl.a. blev anvendt ved bygningen af Sallingsundbroen, bygger på, at ethvert element i en præfabrikeret konstruktion støbes direkte mod det umiddelbart foregående element i samme relative position som i det endelige bygværk, hvorved en perfekt pasning mellem elementerne opnås.

På grund af uundgåelige forskelligheder i støbnings- og efterbehandlingstidspunkter samt lagringsforhold (svind og krybning) vil der dog som regel opstå mindre deformationer, hvorved kontaktforholdene mellem de to elementers overflade ved montage ikke længere er helt perfekte. Dette må man afbøde på anden måde, f.eks. ved anvendelse af en limfuge, der kan give en vis pudevirkning.

Ved støbning efter det konjugerede fugeprincip gælder det naturligvis om at hindre de to betoner i at binde sammen, hvilket kan ske ved påføring af formolie, som ovenfor beskrevet.

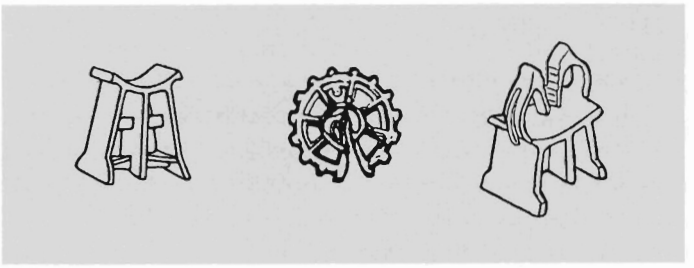
Såfremt man herefter ved montage er nødsaget til at indskyde en limfuge mellem elementerne, må betonoverfladerne forinden sandblæses let for at fjerne det yderste cementslamlag, der indeholder formolierester.

Armeringsarbejde

Armeringsarbejdet er en vigtig aktivitet i forbindelse med forskalling og udstøbning af beton, idet en forkert eller uhensigtsmæssig behandling af armeringen kan ødelægge formmaterialet og/eller det færdige resultat.



Figur 6.3–8. Jernbindere i funktion.



Figur 6.3–9. For at sikre armeringens rette placering i konstruktionen anvendes afstandsklodser, der kan være af beton, eternit, plast eller lignende.

Armeringsarbejdet omfatter klipning af stængerne i de rigtige længder, bukning af hovedarmering og bøjler, sammenføjning og ilægning i form.

Bukningen foretages manuelt eller med maskine, og der er en række forholdsregler, som skal iagttages vedrørende bukkediameter, temperatur etc.

Sammenføjning af slap armering sker normalt ved sammenbinding med *bindetråd,* der er 1 mm udglødet tråd af blødt stål, som snos sammen om de to stænger (figur 6.3–8).

Sammenføjning kan også ske ved svejsning, f.eks. anvendes ofte færdigfremstillede *armeringsmåtter* af modstandssvejste, koldttrukne tråde og stuksvejste bøjler.

Det er også muligt at svejse koldtdeformeret stål, jf. DS 409 og DS 410.

Armeringen skal være så godt sammenbunden, at den ikke kan forskubbe sig under udstøbningen af betonen. Det forlangte dækkende betonlag på armeringen skal sikres ved påførte *afstandsklodser* eller *-brikker,* der kan fremstilles af cementmørtel, eternit eller plast (figur 6.3–9).

Armeringen skal være så nøjagtigt udført, at den passer i formen og ikke beskadiger formsiderne under placeringen; det gælder især længdejernene og eventuelt udragende kroge på bøjler eller strittende bindetrådsender.

Armeringen skal befries for al løs rust, jord og fedt før placeringen i formen, da sammenhæftningen med betonen ellers bliver for ringe, eller formen forurenes, ligesom yderligere rustangreb eventuelt kan blive følgen.

Beton fra tidligere støbning på armeringsjern bør fjernes for at sikre, at al beton omkring armeringsjern får samme komprimeringsgrad.

Under den senere udstøbning af betonen er det vigtigt, at man ikke berører armeringen med vibrationsmateriellet, da dette kan afstedkomme dårlig vedhæftning mellem beton og armering.

Udlægning af beton

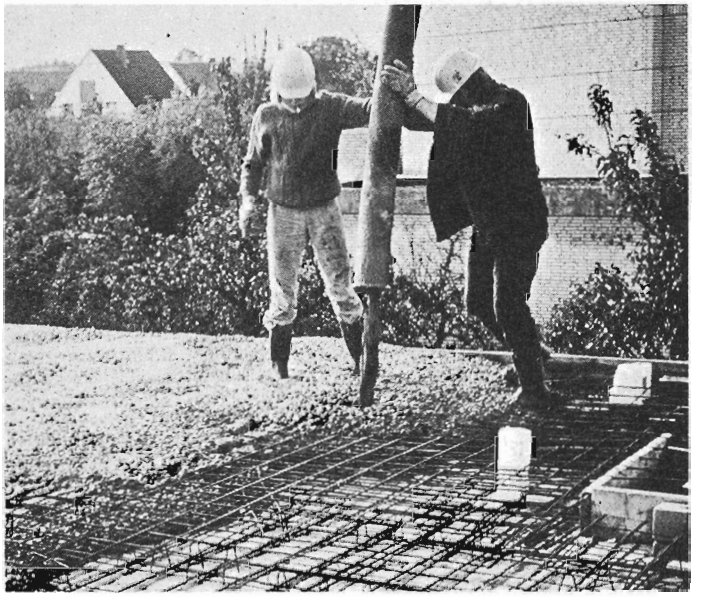
Betonen placeres ved horisontale støbninger normalt i formen i tynde lag (25–50 cm), der komprimeres, således at betonen bliver tæt og samtidig får god forbindelse til det eventuelt tidligere udstøbte lag.

Ved vertikale støbninger afpasses støbehastigheden efter, at man kan nå at komprimere betonen og sikre god forbindelse til den underliggende beton, efterhånden som støbningen skrider frem.

Transportbeholderen med betonen skal bevæges over formen i så lav højde som muligt for at modvirke afblanding under udstøbningen.

Det er vigtigt, at betonen placeres og fordeles korrekt i formen under selve udlægningen, idet der simpelthen ikke kan tillades en vandret transport af betonen i formen ved f.eks. vibratorens hjælp. Herved risikeres nemlig separation af betonen.

Ved anvendelse af superplastificerende tilsætningsstoffer kan det i øvrigt lade sig gøre at fremstille en beton, der af sig selv kan flyde i formen, omslutte armering og udfylde specielt mønstrede eller geometriske former uden at separere (figur 6.3–10), se nærmere herom i afsnit 4.4 *(flydebeton)*.



Figur 6.3–10. Anvendelse af superplastificerende tilsætningsstoffer kan få betonen til selv at flyde og udfylde formen uden at separere.

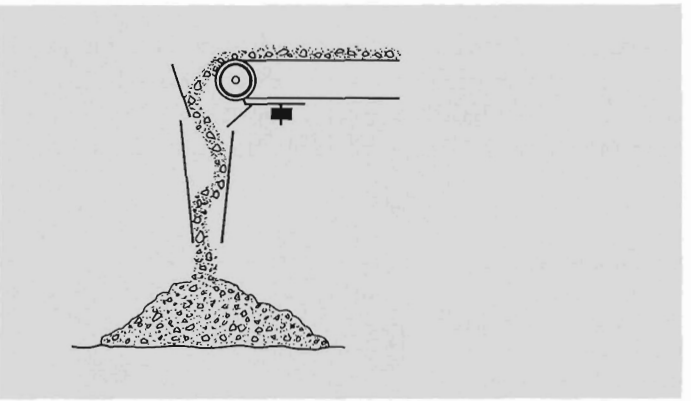
Udstøbning med stor støbehøjde

Af hensyn til faren for separation bør beton ikke have et frit fald på mere end 1 meter, afhængig af konsistens, største stenstørrelse, formgeometri etc.

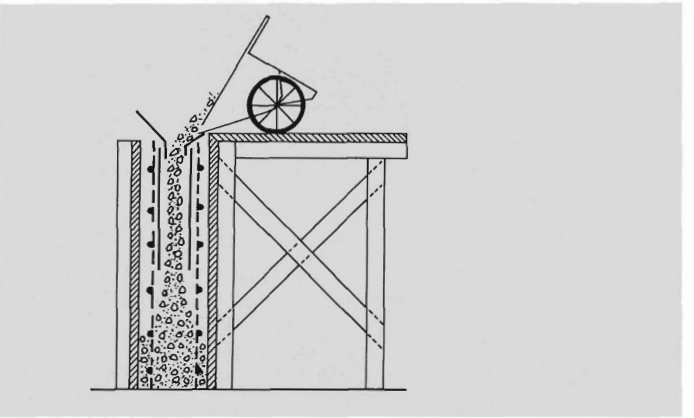
Er større støbehøjde nødvendig, må særlige foranstaltninger iværksættes, f.eks. støbning gennem *rør med indbyggede plader* (figur 6.3–11) eller gennem en såkaldt *strømpe,* der forhindrer betonen i at separere under faldet (figur 6.3–12).

Pumpning af beton

Transporten af betonen fra blandemaskinen (mellemsiloen) til udstøbningsstedet kan som tidligere nævnt ske ved pumpning, hvorved betonen kan føres helt frem og placeres på sin endelige position i én operation (figur 6.3–13).



Figur 6.3–11. Støbning gennem rør med indbyggede plader for at hindre separation ved støbning med stor støbehøjde.



Figur 6.3–12. Støbning gennem strømpe, der skal hindre betonen i at separere.

Figur 6.3-13. Ved pumpning kan betonen transporteres i én operation fra blander (silo) til udstøbningssted.

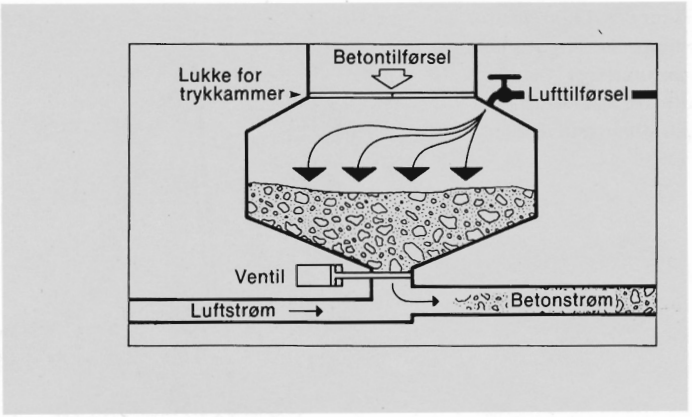


Metoden har været kendt siden 1913, men blev dengang mest anvendt til løsning af transportproblemer under særligt vanskelige forhold.

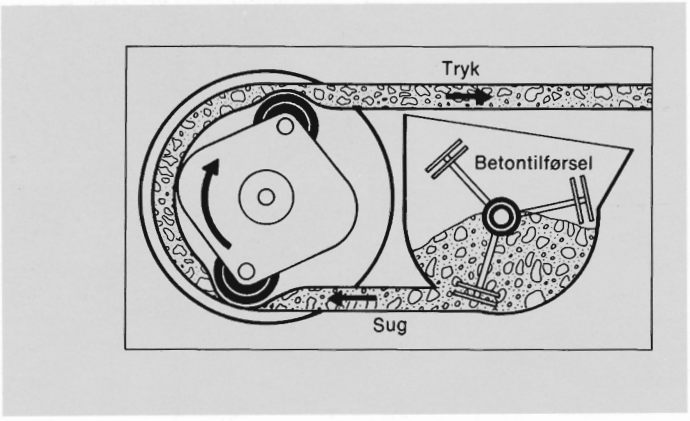
Pumpning af beton anvendes nu alle steder, hvor man er interesseret i en hurtig, kontinuerlig betontransport, og hvor de traditionelle transportmuligheder i form af kærrer, dumpers og kraner vil være uhensigtsmæssige.

Det er vigtigt, at der betonmæssigt er en overkapacitet i forhold til pumpekapaciteten, idet pauser på over 10 minutter kan bevirke, at betonen stivner i rørledningen. Også af økonomiske grunde bør der være overkapacitet betonmæssigt, idet pumpemateriellet er dyrt at have stående ledigt.

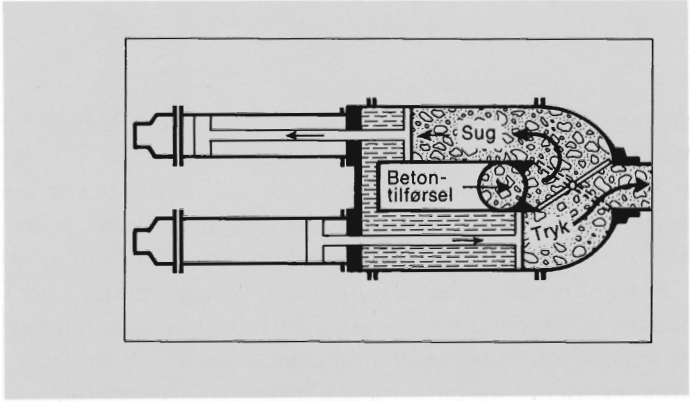
Figur 6.3–14. Pneumatisk pumpe.

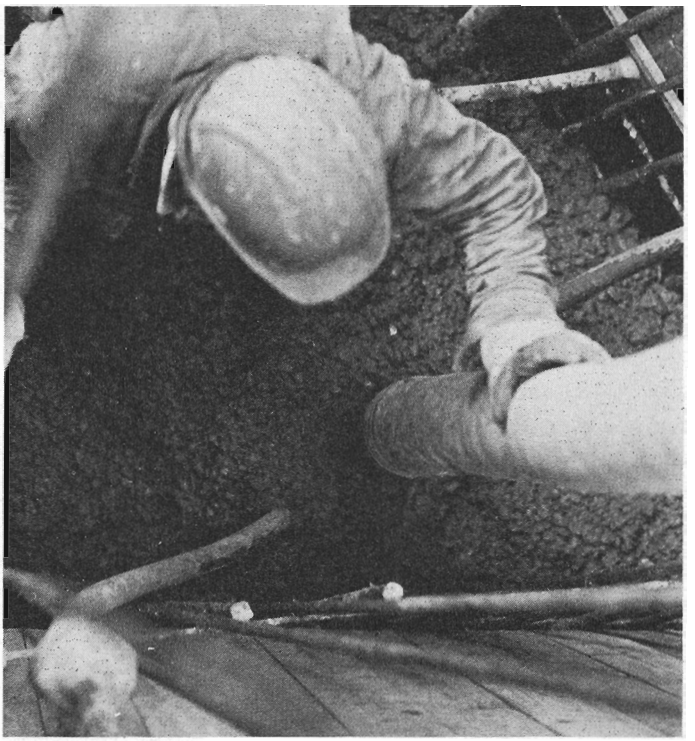


Figur 6.3–15. Slangepumpe.



Figur 6.3–16. Stempelpumpe.





Figur 6.3–17. Det sidste stykke rørledning udføres som regel med gummislange for lettere at placere betonen det rigtige sted.

Materiellet. De hyppigst anvendte pumper er

1. den pneumatiske pumpe (figur 6.3–14)
2. slangepumpen (figur 6.3–15) og
3. stempelpumpen (figur 6.3–16).

Den pneumatiske pumpe virker ved, at luft komprimeres ind i en tæt beholder, der indeholder beton. Herved presses betonen frem igennem rørledningen. Ved et slusesystem fyldes beholderen med beton, der atter presses frem, således at betonstrengen i rørledningen er opdelt i betonpropper med luft imellem. Kapaciteten er ikke så stor ved denne type materiel som ved de følgende, ca. 10 m^3/h.

Slangepumpen er simpel i sin opbygning. Den består af en beholder, inden for hvilken nogle roterende ruller yder en fremadskridende sammentrykning af en elastisk slange, hvorved en konstant strøm af beton trykkes ud i rørledningen. Pumpehuset er under vakuum, hvorved slangen hurtig genvinder sin oprindeli-

ge form og derved suger betonen frem til pumpehuset. Disse pumper har en kapacitet på omkring 25 m^3/h.

Stempelpumpen virker efter cylinderstempelprincippet. Betonen trækkes ned i cylinderen, når stemplet suger, og presses ud i rørledningen, når stemplet trykker. De fleste af disse pumper er hydrauliske og oftest med to cylindre, således at en jævn strøm af beton opnås. Kapaciteten er normalt omkring 25–50 m^3/h, men fås helt op til 150 m^3/h.

Normalt er pumperne monteret på lastvognschassis, således at de er lette at flytte fra støbeplads til støbeplads.

Rørledningen har sædvanligvis diameter fra 100 til 200 mm og består af stålrør eller gummislanger, samlet med koblingsspænder og tætnet med gummiringspakninger.

Stålrør er det bedste, idet de yder mindst friktion mod betonens transport, og det tilrådes derfor, at de lange stræk udlægges som stålrør og kun det sidste stykke inden udmundingen udføres som gummislange, der til gengæld her gør det lettere at styre betonen direkte til dens endelige placering (figur 6.3–17).

Eventuelle krumninger på rørledningen skal udføres med radier større end 2 meter af hensyn til tryktabet i ledningen.

Betonen. Det gælder om at anvende en beton, der er pumpelig, dvs. kan transporteres gennem rørledningen som et sammenhængende materiale. Strømningsmodstanden skal være så lille som mulig, og betonen må ikke afblande.

Hvis betonen har mulighed for at afdræne vandet under tryk, vil det resultere i, at tilslaget kiler sig fast i røret, og pumpningen går i stå. Betonen må derfor indeholde en del finstof (cement og filler) for at kunne holde på vandet. Normalt vil man regne med 350–450 kg/m^3, heraf 250–350 kg/m^3 som cement.

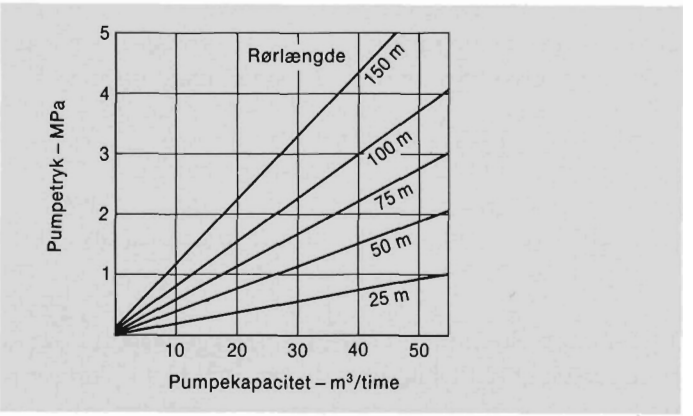
Det kan være hensigtsmæssigt at anvende *flyveaske* som filler i pumpebeton, idet det har vist sig, at en sådan flyveaskebeton er betydeligt lettere at pumpe end flyveaskefri beton. Specielt har flyveaskeindblanding gjort det muligt at pumpe også relativt svage betoner (5–10 MN/m^2).

Betonen må omvendt ikke være for fillerholdig, specielt ikke indeholde for meget cement, idet den herved let bliver for klæbrig og stiv.

Tilslaget må gerne være groft, største stenstørrelse dog ikke over 1/3 af rørdiameteren, og det gælder om at opnå den tættest mulige pakning af partiklerne.

Kornformen spiller en rolle for porerumfanget og dermed for finstofindhol-

Figur 6.3–18. Sammenhæng mellem pumpetryk, rørlængde og kapacitet.



det. Man skal således have større mængde finstof ved pumpning af skærvebeton end ved afrundet tilslag.

Brugen af tilsætningsstoffer til pumpebeton kan give store fordele, forudsat de anvendes korrekt. Man skelner mellem tre typer:

1. stoffer, der kan øge vandets viskositet, såkaldte *tyknere,*
2. plastificerende stoffer og
3. luftindblandingsstoffer.

Hvis man øger vandets viskositet, undgår man, at det udskilles.

Plastificeringsstoffer i form af vandreducerende, svagt retarderende stoffer kan – især ved fede blandinger og lave pumpetryk – have god virkning. De virker dispergerende og nedsætter de overfladekræfter, der hindrer en tæt pakning af materialet. Herved kan man med nedsat vandmængde og reduceret cementindhold opnå en tæt pakning og mindsket modstand mod pumpning.

Luftindblandingsstoffer nedsætter ved dannelsen af fintfordelte, små luftporer vandseparationen og øger betonens bearbejdelighed. Man bør dog ikke tilstræbe mere end 4–5% luft, idet man ellers risikerer, at luften ved store pumpeafstande vil blive presset sammen, således at betonen ikke længere flyttes i røret, men blot står og pulserer på stedet i en elastisk bevægelse.

Dimensioneringen. Beregning af pumpetryk viser en lineær sammenhæng med rørlængden og den ønskede kapacitet (figur 6.3–18).

Den pumpe, der vælges til et stykke arbejde, skal være stor nok til at levere den ønskede betonmængde pr. time over en såkaldt ækvivalent vandret afstand,

hvorved forstås, at der ved udregningen af afstanden tages hensyn til, hvor højt betonen skal løftes, og hvor mange bugtninger der skal forceres, eventuelt hvor lange gummislanger der indgår i systemet.

Følgende omsætningstal kan anvendes:

1 meter lodret svarer til 3 meter vandret,
1 meter gummislange svarer til 2 meter stålrør,
10° krumning svarer til 1–2 meter vandret (krumningsradius skal som nævnt være større end 2 meter).

Udførelsen. Støbningen bør tilrettelægges således, at man starter længst væk fra pumpen, idet man herved undgår at skulle opklodse rørledningen på udstøbt beton. Desuden opnår man, at man skal forkorte ledningen i stedet for at forlænge den, hvilket alt i alt letter rengøringsarbejdet.

Når pumpningen starter, skal rørene først smøres med en cementmørtel, f.eks. i forholdet 2 dele cement til 1 del sand. Forbrug ca. 200 kg cement pr. 100 meter ledning.

For at få den indvendige flade smurt, indføres en smøringsprop foran mørtelen. Den første blanding, der sendes gennem ledningen, bør være ekstra fed, og pumpningen skal begynde langsomt. Al overskudsmørtel skal ud af røret, inden støbning kan begynde, og denne mørtel må ikke komme i formen.

Vejret kan have indflydelse på pumpningen, og i stærk sol bør rørene tildækkes og holdes fugtige. I koldt vejr bør rørene tilsvarende isoleres med måtter, ligesom man kan forvarme rørene ved at sende varmt vand eller damp igennem, forinden pumpning påbegyndes.

Ved arbejdets slutning skal rørene renses omhyggeligt, og dette kan gøres ved at pumpe enten vand, luft eller en prop gennem ledningen, men operationen bør altid afsluttes med en rensning med vand.

Komprimering

Komprimeringen af betonen kan i simple tilfælde (fundamentsbeton af ringe betydning) ske ved *stampning,* hvor man med en træstolpe eller en jernstang støder i betonen og derigennem komprimerer den.

Normalt vil man ved beton, hvortil der stilles lidt større krav til styrke og tæthed, stille krav om komprimering ved vibrering eller lignende, og det er her vigtigt, at komprimeringen sker på en sådan måde, at betonen ikke forringes.

Figur 6.3–19. Stavvibrator.



Vibrering

Den almindeligste form for komprimering er vibrering, og der findes flere forskellige typer materiel at vælge imellem, hver især ideelt til visse typer arbejde og mindre hensigtsmæssigt til andre.

Materieltyper. Af forskellige typer materiel til vibrering kan nævnes:

1. Stavvibratorer,
2. Plade- eller bjælkevibratorer,
3. Formvibratorer og
4. Vibratorborde.

Stavvibratoren (figur 6.3–19) er den mest anvendte og er normalt andre komprimeringsaggregater teknisk overlegen. Sin største fordel har den i lodrette støbninger (vægge, søjler, bjælker etc.), hvorimod den ikke er helt så relevant til tynde vandrette støbninger (dæk, plader under 250 mm etc.). Grunden hertil er at søge i dens virkemåde.

Staven, der normalt har en længde på 300–500 mm og en diameter fra 25 mm og opefter, udbreder vibrationsbølger koncentrisk om staven med en rækkevidde på 8–10 gange stavens diameter.

Derfor er stavens effektivitet størst, hvor der er beton nok at påvirke på tværs af stavens længderetning, medens en del af dens effektivitet går tabt, hvor man ved tynde dækstøbninger har staven liggende vandret i betonen, og en del af påvirkningerne derfor forplanter sig ud i form og i fri luft.

Da virkningsgraden og dermed støbekapaciteten øges med øget stavdiameter, bør man altid anvende størst mulig diameter.

Vibrationerne opstår ved, at en masse i staven sættes i ekscentriske svingninger, enten af en motor i selve staven eller af en fritstående motor, der ved en bøjelig aksel er sat i forbindelse med staven.

Figur 6.3–20. Pladevibrator.



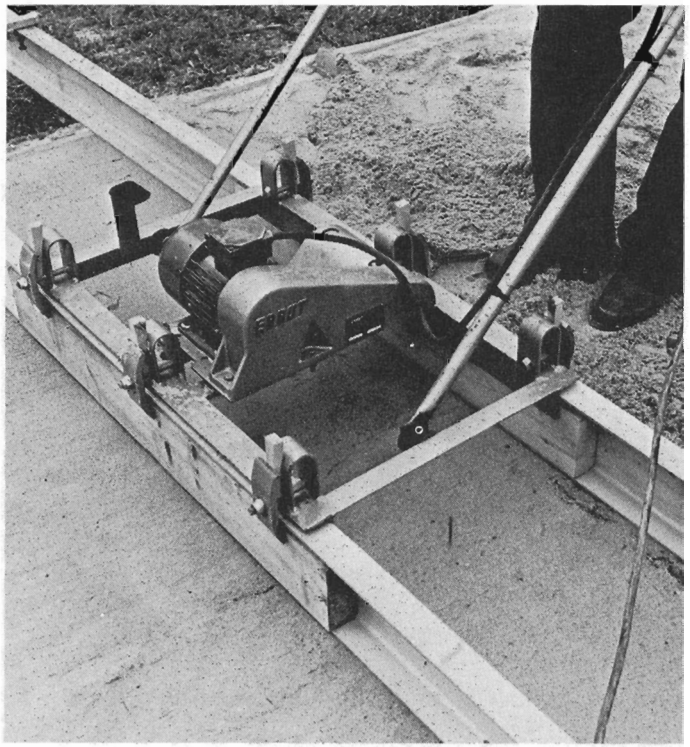
Motorkraften kan komme fra en el- eller benzinmotor eller fra trykluft, for motorer i staven fra enten el eller trykluft. Af hensyn til sikkerheden på arbejdspladsen vil der som regel være tale om en transformeret spænding på højst 42 V.

Da staven ved sine vibrationer så at sige laver et hul i betonen, er det vigtigt, at man ikke trækker staven for hurtigt op af betonen ved flytning til ny position. Placeringen af staven foretages systematisk, således at påvirkningerne i betonen overlapper hinanden, og al beton bliver gennemvibreret, hvilket giver sig udslag i, at luft drives ud af betonen.

Plade- eller bjælkevibratorer anvendes mest til plane støbninger af mindre tykkelse, f.eks. dækstøbninger, gulve eller vejbaner (figurene 6.3–20 og 6.3–21).

På en plade eller en stålbjælke af passende stivhed er opbygget en eller flere vibratorer, der, ved at pladen hhv. bjælken trækkes hen over den udlagte beton, komprimerer denne.

Figur 6.3–21. Bjælkevibrator.

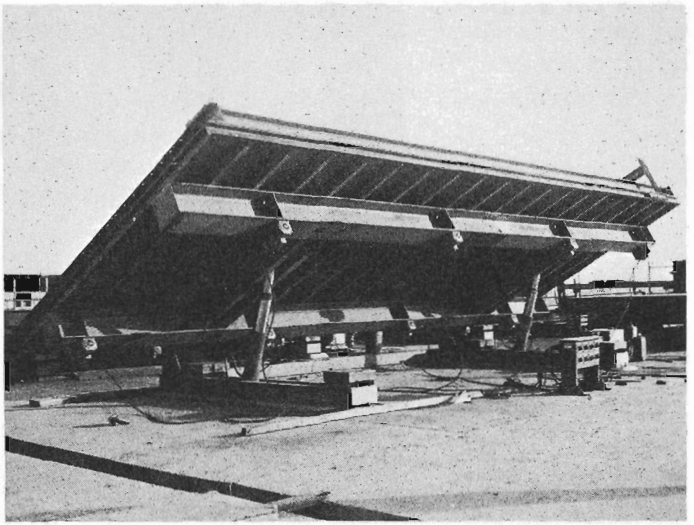


Bjælkevibratoren trækkes normalt på ledeskinner i begge sider med en hastighed af 0,3–0,5 m/minut. Herved sammenpresses betonen, der er udlagt med en overhøjde nogenlunde svarende til komprimeringen, og overfladen afrettes, idet der foran bjælken ruller en mørtelpølse. Efter en eller to overkørsler er overfladen som regel færdig til sin endelige overfladebehandling (vakuumbehandling, pudsning etc.).

Under afretningsprocessen kan der opstå såkaldte *»helligdage«*, dvs. områder, der ikke er fyldt op til rette niveau. Disse må efterfyldes med den anvendte cementmørtel, og en afretning gentages.

Ofte vil der ved denne overfladevibrering opstå et slamlag på overfladen på grund af betonens større eller mindre tendens til vandudskillelse *(bleeding)*. Dette cementslamlag har praktisk taget ingen styrke og må fjernes med en gummiskraber, efter at overfladen har været i ro i ca. 15–30 minutter, hvorefter overfladen kan færdigbehandles.

Figur 6.3-22. Formbord med formvibratorer.



Virker overfladen for fugtig, må man ikke fristes til at drysse tørt cementpulver ned over overfladen, idet man derved kun skaber en cementrig overflade, der kan krakelere eller slå fra.

Formvibratorer er motorhuse, der ved ekscentriske klodsers rotation sættes i vibration. De anbringes direkte på formsiderne, f.eks. ved vægstøbninger, og formene må derfor dimensioneres for denne dynamiske påvirkning (figur 6.3–22). Den mest almindelige afstand mellem formvibratorer er 1,5–2,5 meter. Er en vægform derfor højere end 2,5 meter, bør der anbringes to rækker vibratorer, eller man må flytte vibratorerne opad, efterhånden som støbningen skrider frem.

På stationære betonstøbepladser, f.eks. betonelementfabrikker og betonvarefabrikker, kan der være tale om at opbygge en stationær vibrationsstation, et *vibratorbord,* hvorover produktionen går.

Det er som regel en stålramme af passende størrelse, ophængt på gummiklodser eller i fjedre for at holde vibrationseffekten i bordet (figur 6.3–23).

På denne stålramme har man ophængt en eller flere vibratorer, og det er vigtigt, at disse er afstemt efter hinanden, da deres effekt ellers vil kunne ophæve hinanden.

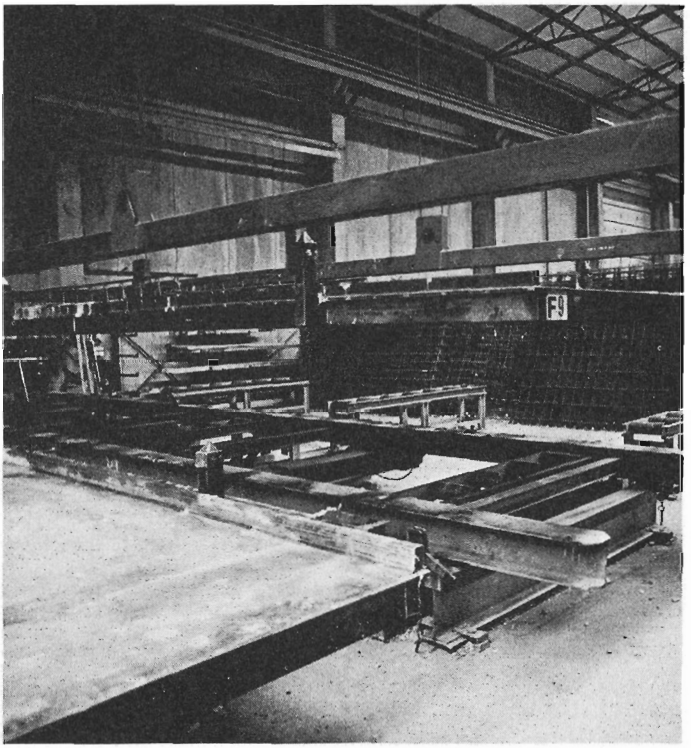
Det vil ligeledes være praktisk, om vibratorerne kan startes uafhængigt af hinanden, da den fornødne vibrationseffekt afhænger af emnets udstrækning og vægt.

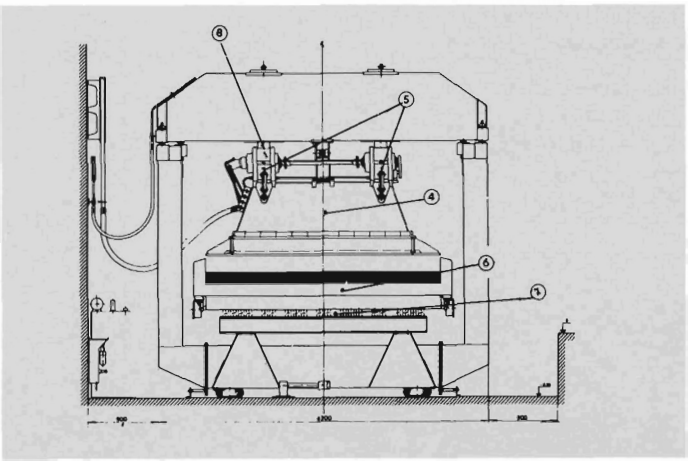
Tabel 6.3-2. Oversigt over vibratorer.

Signaturforklaring:
○ Uegnet
★ Mindre egnet
★★ Egnet
★★★ Velegnet

Vibrator-type / Anvendelse	Stav-vibrator	Bjælke-vibrator	Plade-vibrator	Form vibrator	Vibrations-bord
Byggeplads					
Søjler	★★★	○	○	★★	○
Vægge	★★★	○	○	★★★	○
Bjælker	★★★	○	○	★★	○
Dæk < 25 cm	○	★★★	★	★	○
Dæk > 25 cm	★★	★★	★	★	○
Gulve	○	★★★	★★	○	○
Veje og pladser	○	★★★	★★	○	○
Permanent fabrik					
Søjler	★★★	○	○	★★	★★★
Vægge, vandret støbn.	○	★★★	★	○	★★★
Vægge, lodret støbn.	★★★	○	○	★★★	○
Bjælker	★★★	○	○	★★	★★★
Dæk	○	★★★	★	○	★★★

Figur 6.3–23. Vibratorbord.





Figur 6.3-24. Vibrering og presning (Vibro-presning). Øvre vibratorbord (4) sænkes hydraulisk og vibratorene (5) startes. Vibrationerne går gennem betonen til nedre vibratorbord (6), understøttet på fjedre (7). (6) er i modfase med (4). Samtidig presses fra hydrauliske cylindre (8).

Formen, der skal vibreres, kan enten henstilles løst på bordet eller fastspændes.

Vibrering på et vibrationsbord kan kombineres med en trykbelastning på betonens overside enten gennem en statisk belastning eller ved hjælp af en trykplade med vibrator *(vibropresning)* (figur 6.3–24).

Valg af materiel. Det er vigtigt, at man vælger sin vibratortype og -størrelse passende til det aktuelle formål, og at man har rigelig reservekapacitet til rådighed ved støbeopgaven.

Frekvensen er en af de parametre, der har stor indflydelse på den opnåede betonkvalitet. Det bedste ville derfor være, om frekvensen kunne varieres efter opgaven, men dette er endnu ikke det almindeligste.

På markedet findes dog hydrauliske vibreringssystemer med frekvensvariation samt elmotorer, hvor frekvensen kan varieres gennem en frekvensomformer, f.eks. fra 0–200 Hz.

Vibrationsudbredelsen sker som nævnt ved, at trykbølger breder sig i betonen. Jo højere frekvens, jo hurtigere dæmpes svingningerne, dvs. jo kortere udbredelsesområde.

Ved bestemte frekvenser og emnetykkelser findes såkaldte stående bølger *(resonans)* i betonlaget med $^1/_4$, $^1/_2$, $^3/_4$ og $^1/_1$-bølgelængde, og det viser sig, at komprimeringsforløbet er hurtigere ved disse frekvenser end ved mellemliggende. Der viser sig desuden tendens til, at sten slås løse i overfladen ved $^1/_4$ og $^3/_4$-bølgelængde, men ikke ved $^1/_2$ og $^1/_1$-bølgelængde.

Man bør derfor søge at afstemme sin frekvens efter den halve bølgelængde, hvilket kan gøres ud fra formlen

$$\nu_{\lambda/2} = \sqrt{\frac{2{,}5 \cdot 10^5 \cdot E_{dyn} \cdot A}{h \cdot m}}$$

hvor E_{dyn} er den friske betons dynamiske elasticitetskoefficient i MN/m^2 (typisk 3–5 MN/m^2),
A er arealet i m^2 af den vibrerede flade,
h er betonens tykkelse i m og
m er betonens masse i kg.

Eksempel 6.3-1

Frekvensen for de implicerede vibratorer ønskes afstemt således, at der opstår en halvbølge i betonlaget i følgende betonstøbning:
Støbning af betonelement, 1,2 × 4,8 m i åben form.

$E_{dyn} = 4\ MN/m^2$,
$A = 1{,}2 \cdot 4{,}8 = 5{,}76\ m^2$,
$h = 0{,}15\ m$,
$m = 5{,}76 \cdot 0{,}15 \cdot 2400 = 2074\ kg$

Ved anvendelse af ovenstående formel fås:

$$\nu_{\lambda/2} = \sqrt{\frac{2{,}5 \cdot 10^5 \cdot 4 \cdot 5{,}76}{0{,}15 \cdot 2074}} = 136\ Hz$$

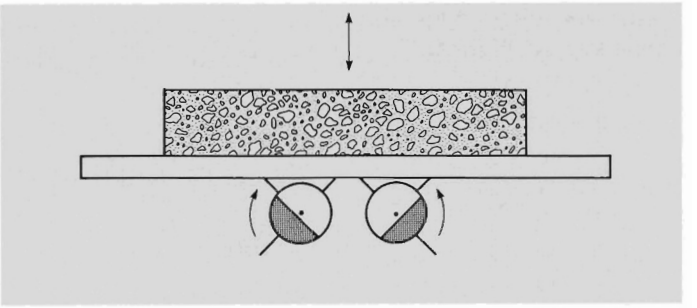
Ved denne frekvens opnås en halvbølge i betonemnet, hvorved komprimeringen går hurtigere.

Amplituden i svingningerne afhænger af frekvensen, således at høj frekvens giver lille amplitude og omvendt. Ved højfrekvent vibrering sker der derfor mindre deformation af formmateriellet, hvilket ved stålforme giver længere levetid for svejsninger m.m.

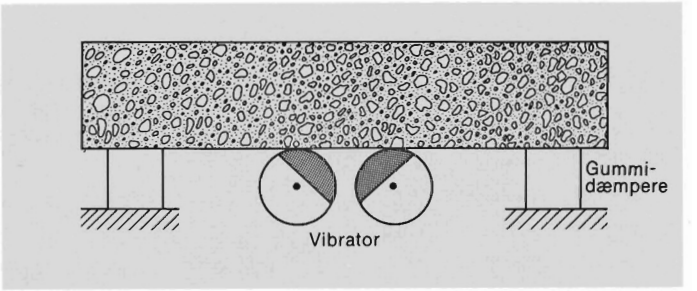
Høje frekvenser giver almindeligvis glatte overflader, og i øvrigt er der sammenhæng mellem optimal frekvens og betontykkelse: jo tyndere emne, jo højere frekvens.

Vibreringstiden kan udtrykkes i antal påvirkninger, der er nødvendige for at komprimere det pågældende emne, afhængigt af betontype og -dimension.

Erfaringstal viser, at 6000–12000 påvirkninger i de fleste tilfælde er tilstrækkeligt ved vandret støbte konstruktioner. Vælger man 9000 påvirkninger og anvender højfrekvent vibrering med 150 Hz, skal der vibreres i 1 minut. Ved lavere frekvens, f.eks. 50 Hz, bliver vibreringstiden 3 minutter.



Figur 6.3-25. En vibrator skal slå vinkelret på den flade, som ønskes pæn. Vibratorerne skal, for at de synkroniserer, monteres i stiv forbindelse med hinanden og helst tæt på midten af formen.



Figur 6.3–26. For at hindre vibrationerne i at forplante sig gennem underlaget (gulv etc.) indskydes gummiklodser eller fjedre mellem formbord og fundament.

Revibrering. Der er delte meninger om vibreringens betydning ved beton, der er begyndt at afbinde; nogle mener, at betonen tager skade, medens andre mener, at betonen bliver bedre af det.

Forsøg har vist, at revibrering kan øge styrken med 15–20%, og at den skulle være gavnlig, så længe det er fysisk muligt at anbringe vibratoren i betonen og få denne gjort plastisk og bearbejdelig. Bedste resultat opnåedes 2–2,5 time efter udstøbning under normale temperaturforhold og anvendelse af almindelig portlandcement.

Revibrering kan (og bør) f.eks. udnyttes ved lukning af sætningsrevner i udstøbt beton, men man skal være varsom med revibrering af bløde betoner, idet der her kan ske separation.

Vibratorplacering. Vibratorens placering og orientering af dens omdrejningsakse i forhold til formens flader er meget vigtig for at få en effektiv komprimering, der sikrer veludstøbt tværsnit, god omstøbning af armering og blærefri overflade.

En vibrator skal slå vinkelret på formens flader, og dens centrifugalkraft skal virke i den retning, hvor underlaget har sin stivhed (figur 6.3–25).

Støjdæmpning. Man må sikre sig, at vibrationsanlægget ikke støjmæssigt overskrider de hygiejniske grænseværdier for støj, der angives i Arbejdsmiljøloven (85 dB(A)).

Ved støjdæmpning af et vibrationsanlæg er det vigtigt at hindre vibrationerne i at brede sig gennem fundamentet til omliggende bygningsdele. Derfor indskydes et fjedrende element mellem form (formbord) og fundament i form af fjedre eller gummiklodser (figur 6.3–26).

Støjbekæmpelsen kan principielt ske ved lyddæmpning af rummet, afskærmning af støjkilden eller støjreduktion ved kilden. Man bør især være opmærksom på denne sidste mulighed, idet en stor del af den støj, der findes i forbindelse med vibration, er raslelyde fra samlinger, løse dele etc.

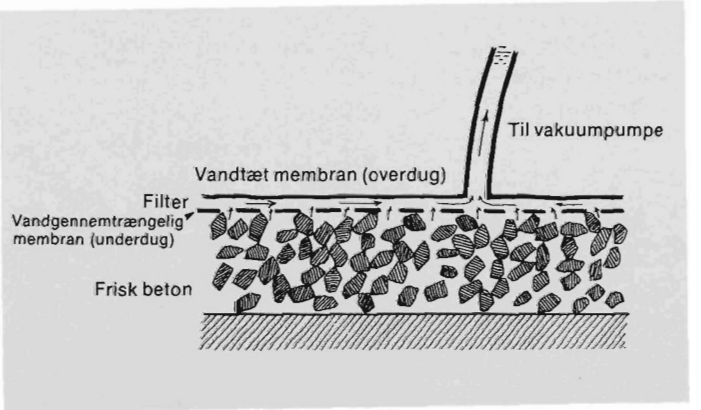
Chokkomprimering

Chokkomprimering er en speciel form for formvibrering, hvor frekvensen er lille og amplituden stor.

Formen med betonen løftes ved hjælp af en ekscentrik ca. 5 mm og falder frit ned på et stift underlag. Påvirkningen gentages 120–150 gange pr. minut og pakker betonen effektivt uden luftporer i formsiden, hvorfor metoden er velegnet til facadeplader.

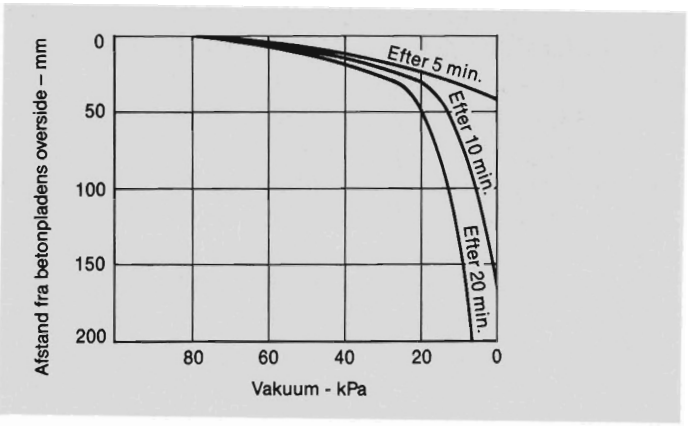
Vakuumkomprimering

For at fremstille en beton med høj styrke kræves normalt et lavt v/c-forhold (ved v/c = 0,4 vil mængden af kapillarvand efter meget lang tid være nul og al cementen hydratiseret).

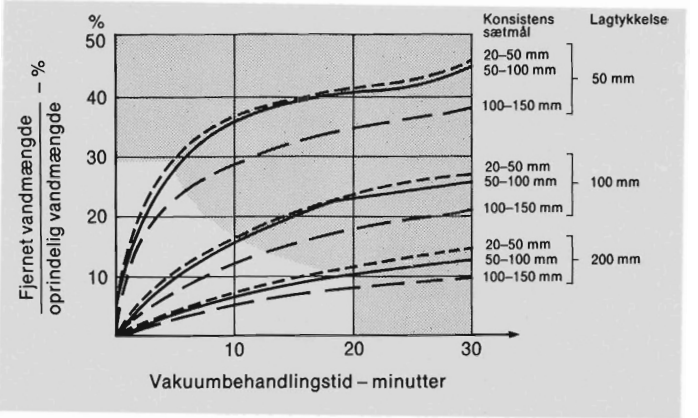


Figur 6.3–27. Principskitse af vakuumkomprimering.

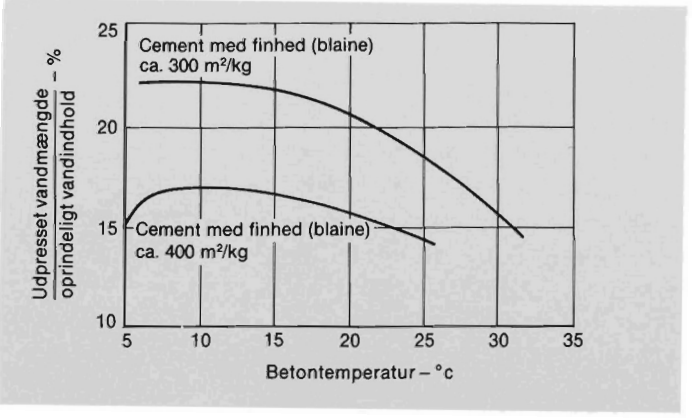
Figur 6.3-28. Komprimeringstrykkets afhængighed af afstand fra oversiden og behandlingstid ved 80 kPa undertryk.



Figur 6.3-29. Sammenhæng mellem vandudpresning og behandlingstid afhængig af lagtykkelse og konsistens.



Figur 6.3-30. Temperaturens og cementtypens indflydelse på udpresset vandmængde.



For at fremstille en let bearbejdelig beton kræves samtidig et sætmål på 60–80 mm. Normalt vil man til dette sætmål få et cementindhold på ca. 400 kg/m^3, hvilket kan få uheldige konsekvenser såvel af økonomisk som af teknisk art (cementudgift, svind, varmeudvikling, revner etc.).

Man står her over for to principielt modstridende krav, som kan løses på flere måder. En af dem er vakuumkomprimering.

Vakuumbehandling af beton er i hovedsagen en komprimeringsproces, idet vandet presses ud af betonen, ved at man reducerer poretrykket til 20 kPa ved at forbinde betonens flydende fase med et ydre vakuum. Derved øges kontakttrykket i kornskelettet (komprimeringstrykket) til 80 kPa (figur 6.3–27).

Komprimeringen starter i betonens overflade og forplanter sig nedad, efterhånden som overskudsvand presses ud. Der er derfor tale om en vis behandlingstid for at få betonen komprimeret (figur 6.3–28).

Behandlingstiden er proportional med kvadratet på lagtykkelsen, dvs. at en fordobling af lagtykkelsen giver en 4 gange så lang behandlingstid, hvilket igen vil sige, at man hellere skal udstøbe og behandle to tynde lag end ét tykt (figur 6.3–29).

Endvidere er behandlingstiden omvendt proportional med partikelstørrelsen, dvs. jo grovere cementpartikler, jo hurtigere behandlingstid. Groftformalet cement er derfor bedre egnet end fintformalet cement.

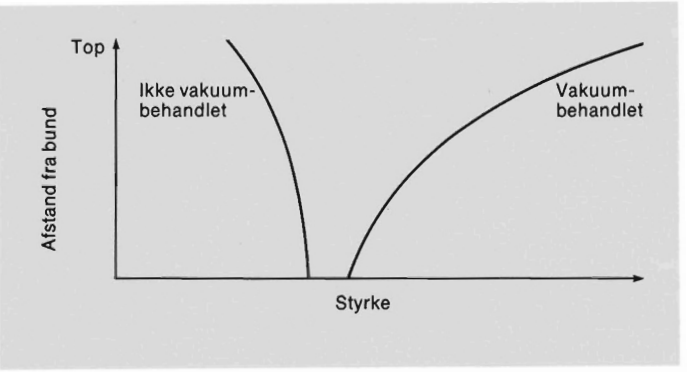
Samtidig med komprimeringen sker der naturligt en rumfangsformindskelse, men denne er ikke så stor, som man skulle forvente efter mængden af udpresset vand. Dette skyldes, at der skabes en del luftporer i betonen, ca. 2%. Normalt kan man regne med en sætning på ca. 2%, hvorfor man må udlægge betonen med en tilsvarende overhøjde.

Udgangskonsistensen for betonen skal helst være sætmål 30–60 mm med et moderat cementindhold (helst under 350 kg/m^3) og ikke for stort vandindhold. En jævn kornkurve med størst mulig stenstørrelse og lidt højere sandindhold end for normal beton vil være ideel for at hindre, at der dannes et stift stenskelet, der låser betonen sammen.

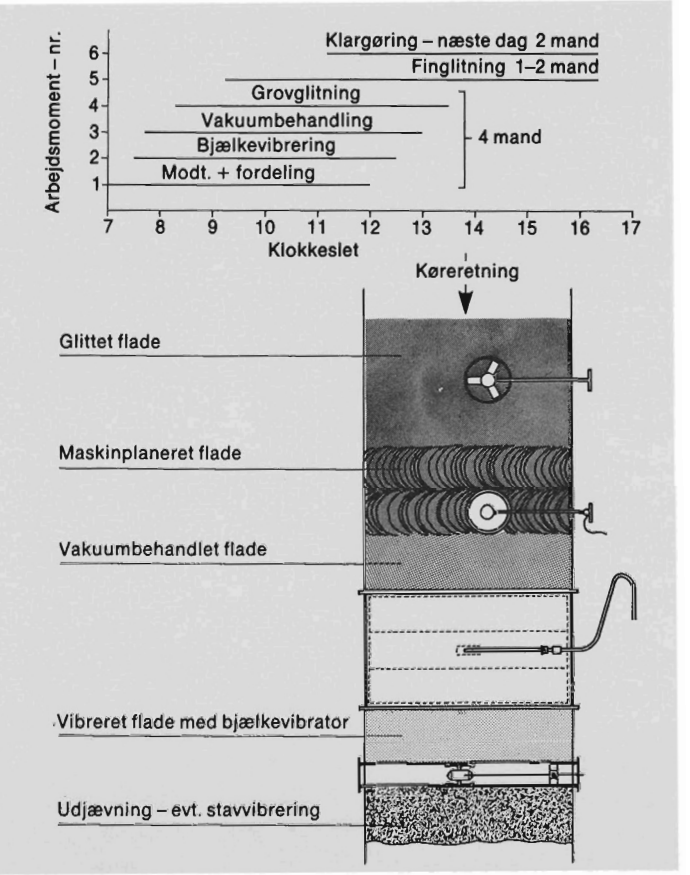
Temperaturen i den friske beton har indflydelse på vakuumbehandlingen. Hvis der er for høj temperatur, vil de kemiske reaktioner starte for tidligt og vanskeliggøre udpresningen af vand. Tilsvarende vil der ved vakuumbehandlingen ske en indre fordampning, der vil sænke temperaturen, således at reaktionerne i koldt vejr starter senere end ventet (figur 6.3–30).

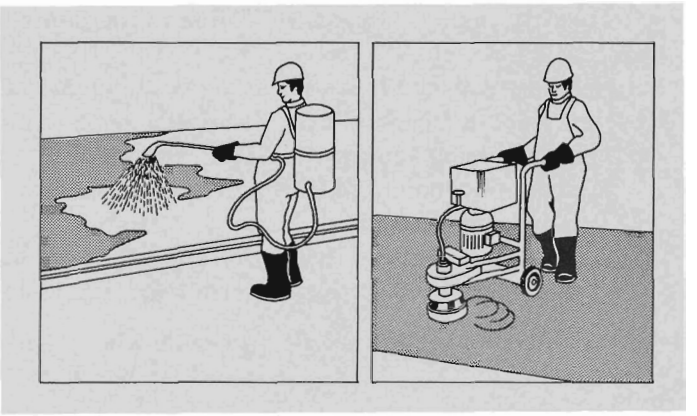
Ved vakuumbehandling af beton opnås der størst styrke i toppen af betonen, hvilket er en fordel ved f.eks. gulvstøbninger, hvor man ved traditionel komprimering normalt opnår størst styrke i bunden (figur 6.3–31).

Figur 6.3-31. Den vakuumbehandlede beton får størst styrke nærmest behandlingsfladen, hvilket bl.a. har betydning ved vakuumbehandling af gulve.



Figur 6.3–32. Eksempel på delaktiviteter ved støbning af betongulv efter vakuummetoden.





Figur 6.3–33. Påsprøjtning af membran og senere slibning i stedet for grov- og finglitning umiddelbart efter udstøbning.

Styrkeudviklingen følger de normale relationer mellem styrke, v/c-forhold og tid. På grund af at der skabes ca. 2% luftporer ved processen, kan der dog blive tale om en 5–10% svækkelse i forhold til en tilsvarende beton med samme v/c-forhold.

For svind og frostbestandighed gør de samme forhold sig gældende som for styrken, dvs. at kvalitetsforbedringen også her stort set svarer til v/c-forholdet efter vakuumbehandlingen, og at forbedringen er størst i oversiden. For svindets vedkommende betyder en reduktion i v/c-forholdet, eksempelvis fra v/c = 0,6 til v/c = 0,4, at svindet reduceres fra ca. 0,45‰ til ca. 0,30‰, altså en reduktionsfaktor på 1,5. Dette kan udnyttes til at forøge afstanden mellem fugerne i et betongulv fra f.eks. 5 meter til 7,5 meter.

Udlægningen af den friske beton må udføres, så der ikke fremkommer separation. Betonen forkomprimeres for at uddrive uønsket luft, men slamdannelse i overfladen skal fjernes, inden vakuumbehandlingen starter, da den kan nedsætte effekten. Efter vakuumbehandlingen kan overfladen, der er ru og nupret efter underdugen, glittes med *tallerken-* og *vingeglitter* (figur 6.3–32).

En anden – og måske bedre – mulighed er at slibe overfladen efter 2–7 døgn. Efter vakuumbehandlingen er det nemlig vigtigt at påføre en membran på overfladen, for at betonen kan undgå udtørring. Resterne af denne membran kan da fjernes ved slibningen, der samtidig fjerner eventuelle farvevariationer i overfladen (figur 6.3–33).

Centrifugalstøbning

Centrifugalstøbning anvendes til fremstilling af betonrør, master og andre cylindriske (eventuelt koniske) emner. Maskineriet for centrifugalstøbning

består af et drivaggregat til at sætte formen i rotation samt et transportbånd til fremføring af betonen.

Betonen har en flydende konsistens og er sammensat af grovformalet cement og et velgraderet tilslag med største kornstørrelse på 12 mm□.

Fyldning af form og komprimering sker i to tempi:

1. ved en rotation af formen med 700 omdrejninger/minut ifyldes halvdelen af betonen,
2. efter ca. 8 minutter ifyldes den anden halvdel, og rotationshastigheden øges til ca. 1400 omdrejninger/minut, som holdes i ca. 10 minutter.

Det overskydende vand fjernes, og overfladen glittes med stålblade.

Maskiner til udstøbning og komprimering

På fabrikker udføres udstøbning og komprimering som regel maskinelt. I det følgende omtales kort en række maskiner.

Huldækelementer

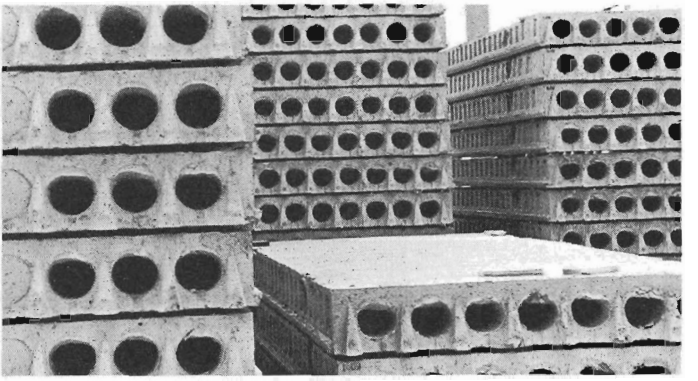
Dækelementer til etageadskillelser er normalt udformede som plader med langsgående udsparinger – derfor benævnelsen »huldækelementer«. Armeringen kan være slap eller forspændt (figur 6.3–34). Dækelementer er standardiserede efter modulsystemet, og da de tilmed indgår i et stort antal i ethvert etagebyggeri, er der grundlag for rationel fremstilling på specialmaskiner.

Maskiner med rørudtræk består af et fast anbragt udstøbnings- og vibrationssted, hvorpå stålformen afsættes. Ståldorne føres ind i formen fra begge ender gennem huller i forskallingen, og jordfugtig beton med maksimal stenstørrelse på 16 mm□ udstøbes under samtidig vibration. Eventuelt kan en afsluttende vibrering og afretning ske under tryk fra en vibratortromle, der kører på formsiderne (fig. 6.3–35).

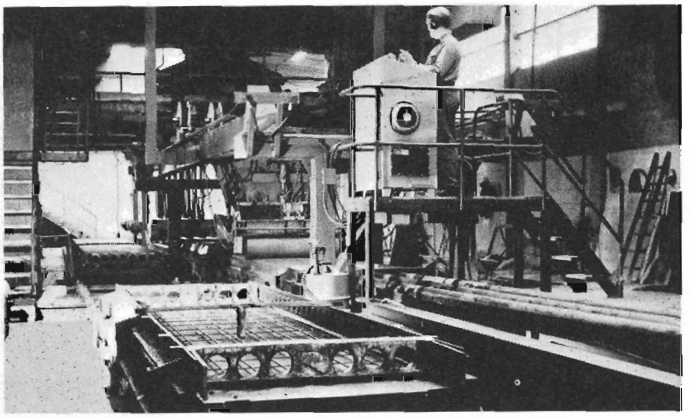
Herefter kan dornene trækkes ud af formen, uden at betonen sætter sig, og formen transporteres videre til hærdekammer. Efter hærdning og afformning af elementet føres formen tilbage, renses, olieres, armeres og forsynes med eventuelle udsparinger, hvorefter processen gentages.

Maskiner af denne type kan fremstille et element på ca. 6 m^2 i løbet af ca. 4 minutter.

Man kan også have en lang form, op til 110 meter lang og i den udstøbe dækelementer med bevægelige maskiner, hvorefter elementerne afskæres i de ønskede længder.



Figur 6.3–34. Huldækelement til etagebyggeri. Normalbredde 12 M (= 1,2 m).



Figur 6.3–35. Produktionsanlæg for huldækelementer. På en central station kan kærnerør skydes ind i formen og overfladen færdiggøres med en afretningstromle.

Vægelementer

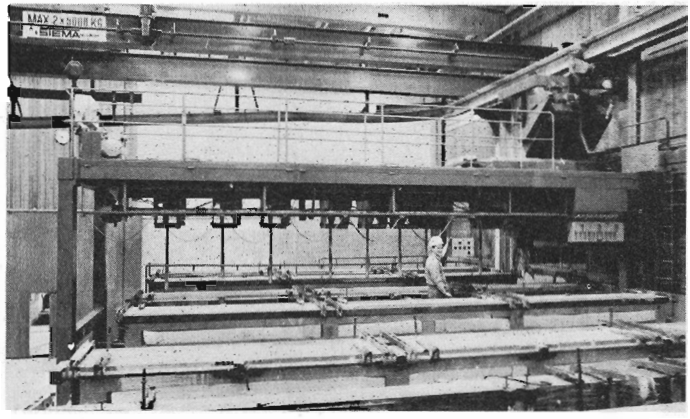
Da vægelementer til etagebyggeri indgår i standardmodulsystemer, kan også de indgå i rationelle produktionsapparater.

Batteriforme består af formsider ophængt i baner (figur 6.3–36).

Efter rensning, placering af udsparinger/indstøbninger, oliering og ilægning af eventuel armering spændes de sammen om kantform til tykkelser svarende til vægtykkelserne og udstøbes fra en skinnekørende støbemaskine fra oven. Vibrering kan ske med nedstukne stavvibratorer eller ved påspændte formvibratorer.

Produktionen kan tilrettelægges således, at formene bevæger sig gennem et hærdekammer, hvorefter afformning kan ske, og formdelene løftes tilbage og indgå i klargøring til ny støbning igen fra den forreste ende.

Eventuelt kan hele batteriformen udstøbes, hærdes og afformes i én cyklus på



Figur 6.3–36. Produktionsanlæg for vægstøbning (batteriform).

det sted, hvor den er bygget op. I sådanne tilfælde kan hærdekammeret erstattes med et varmesystem i formvæggene til fremskyndelse af hærdningen.

Sådanne maskiner kan indgå i produktion 2–3 gange på en arbejdsdag, f.eks. ved anvendelse af varm beton (se side 417).

Specielle maskiner

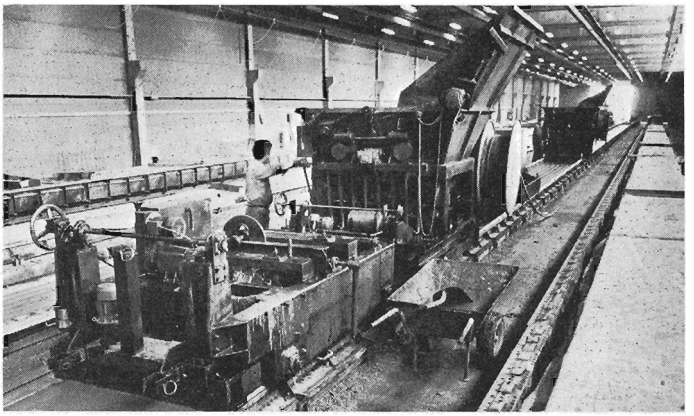
Vipres-maskinen består af en fyldestation og en presse. I fyldestationen fyldes formene med et jævnt betonlag, der forvibreres til ca. 140% af endelig tykkelse. Efter forvibreringen bliver formene ført hen til pressen, hvor elementet komprimeres til endelig tykkelse ved jævn vibrering og sammentrykning ved anvendelse af synkroniserede vibratorer på en stempelplade.

Vipres-maskinen kan producere massive og huldækplader, tynde og tykke massive vægge etc. med dimensioner op til 3,0×7,2 m og 300 mm's tykkelse.

Ved samtidig vibrering og sammentrykning af en stiv friskbetonmasse kan man opnå en cementbesparelse på 30–50% og opnå en kortere takttid med deraf følgende bedre udnyttelse af formmateriellet.

Spanmax-maskinen udlægger betonen og komprimerer og afretter ved overfladevibrering under samtidigt tryk. Rørene til fremstilling af de langsgående huller i dækelementerne trækkes ved en selvstændig kørende maskine i fastlagte intervaller. Elementlængden bestemmes ved indlagte udsparinger (figur 6.3-37).

Spiroll-maskinen udlægger og komprimerer betonen ved samtidig ekstrudering og vibrering. De cirkulære udsparingskanaler fremstilles af roterende snegle, som tillige har indbyggede vibratorer.



Figur 6.3-37. Spanmax-maskine til støbning af forspændte hulelementer (Nordjydsk Spændbeton).

Maskinen bevæger sig med reaktionstrykket fra sneglene frem ad banen med en hastighed på ca. 1 m/minut.

Elementerne skæres i de ønskede længder med en diamantsav.

Nilcon-maskinen fremstiller U-formede elementer efter nogenlunde samme princip som Spiroll-maskinen.

Spanmax-, Spiroll- og Nilcon-maskinerne fremstiller alle forspændte dækelementer.

Go-Con-maskinen fremstiller pladeelementer uden udsparing ved vakuumprincippet under samtidigt tryk. Princippet er tidskrævende – specielt for tykke elementer.

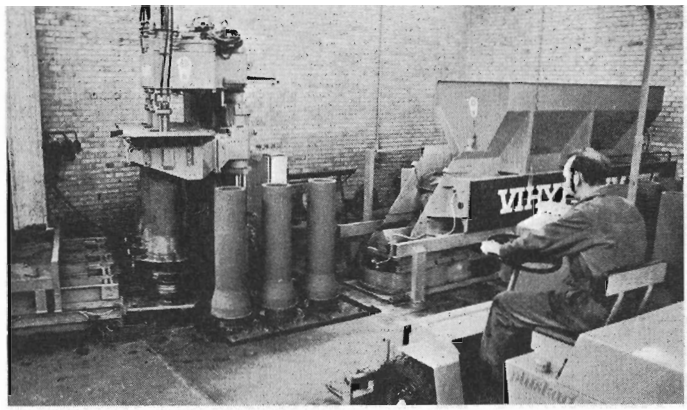
Betonvaremaskiner

Praktisk taget alle betonvarer fremstilles i dag industrielt på avancerede produktionsanlæg, som dels giver en meget større produktion end tidligere, dels sikrer en væsentlig bedre kvalitet, specielt med hensyn til betonens styrke, holdbarhed og dimensionsstabilitet.

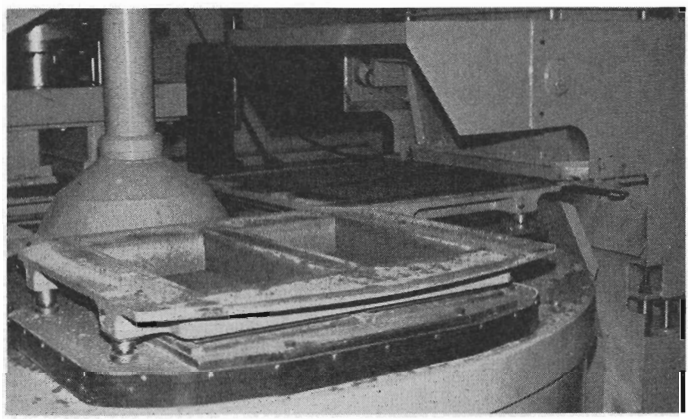
Princippet i fremstillingsprocessen er i store træk ens for alle betonvarer. Der anvendes en jordfugtig beton, der i sin sammensætning er nøje tilpasset den pågældende varetype. Betonen fyldes i form og komprimeres så effektivt, at afformning kan ske umiddelbart efter, at komprimeringen er tilendebragt. Produktet flyttes herefter – normalt på en bundplade – til afstilleplads, hvor det står til næste dags udkørsel til lager, hvorefter bundpladen frigøres og indgår i produktionen igen.

Ved rørfremstilling består formen normalt af en bundring, der danner muffen

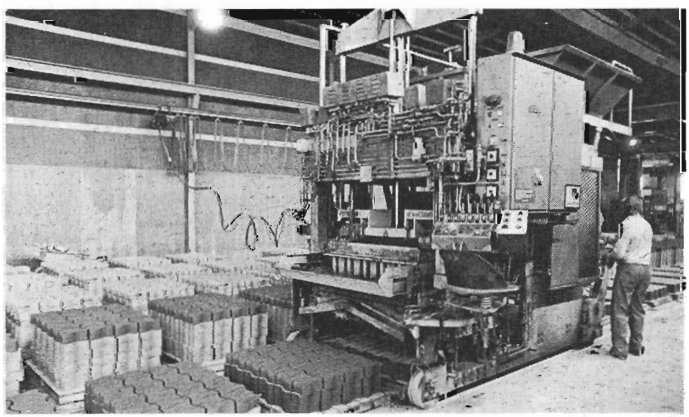
Figur 6.3-38. Betonrørsmaskine, hvor indvendig kerne kan sænkes under gulvet ved afformning.

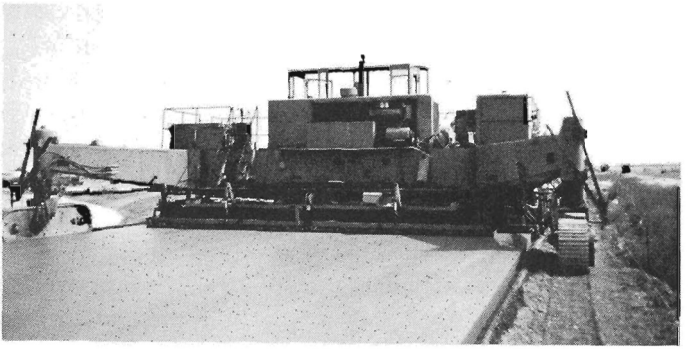


Figur 6.3–39. Rundbordsmaskine til flisproduktion.



Figur 6.3–40. Blokstensmaskine til belægningssten.





Figur 6.3–41. Slipform-paver til større betonbelægningsarbejder, her motorvejsarbejde i op til 18 meters bredde.

i rørets muffeende, en ydre formdel og en indre kerne, der som regel er til at sænke under gulvet ved afformningen. Rørmaskiner kan indstilles til de forskellige diametre, og visse maskiner kan ved små diametre producere 1, 2 eller 3 rør ad gangen (figur 6.3-38).

Ved automatiske maskiner bringes bundringene automatisk på plads fra et magasin, indsmurt i formolie, og medens betonen ifyldes, skydes kernen op i formen. Der er vibrator i kernen og en rotor på kernetoppen, som slynger betonen radialt ud i formen. Efter fyldning og færdigkomprimering sænkes kernen, den ydre formdel løftes lodret i vejret, og det færdige rør flyttes på bundringen til afstillepladsen.

Brøndringe og -kegler produceres på tilsvarende måde.

Fliser, belægningssten etc. fremstilles normalt på specielle maskiner, f.eks. rundbordsmaskiner, hvor udstøbning og komprimering sker i én station, hvorefter bordet drejer og transporterer form og flise til næste station, hvor flisen skubbes ud af formen (figur 6.3-39). De færdige fliser afhærder herefter f.eks. i reolsystemer.

Bloksten fremstilles på specielle blokstensmaskiner (figur 6.3-40), hvorfra de på underlagsplader køres i stabler til reolsystemer, hvor de afhærder.

Slipform-paver

Slipform-paver'en, der især anvendes ved større, plane betonarbejder, såsom vejbelægninger, udfører alle operationer i én kontinuerlig proces: formning, støbning, vibrering og færdigbehandling af overfladen.

Som navnet angiver har maskinen indbygget form, således at det traditionelle formarbejde undgås, og avancerede maskiner kan arbejde med meget stor nøjagtighed.

Jordfugtig til stiv beton aflæsses foran maskinen i et lad og presses derfra ned foran en afretterbjælke, der samtidig vibrerer betonen. En tværgående, rørformet vibrator efter afretterbjælken fuldender konsolideringen og holder betonen bearbejdelig, indtil en presseplade under den fortsatte fremkørsel når hen over den. Denne presseplade er belastet med hovedparten af maskinens vægt, og danner sammen med den indbyggede sideforskalling den »glideform«, der har givet maskinen navn (figur 6.3–41).

Maskinen kan i højde- og sideretning være styret så automatisk, at den fra udspændte ledetråde, der angiver den færdige overflades niveau, af sig selv regulerer udlægningen, uafhængigt af bundlagets jævnhed.

Hastigheden for fremkørslen kan være op til 2 m/minut, og maskinen kan udlægge beton i indtil 18 meters bredde, hvorfor der selvsagt stilles store krav til betonkapacitet og transportapparat (324 m^3/h ved 150 mm's tykkelse).

Særlige fremstillingsmetoder

I visse situationer vil kravene til betonens kvalitet sammenholdt med de betingelser, hvorunder arbejdet kan udføres, gøre det nødvendigt at benytte specielle metoder til betonarbejdet, f.eks. ved betonstøbning under vand, ved reparationsarbejder med sprøjtebeton, ved injicering af kabelgange ved efterspændt beton, ved glideformstøbning og ved helt specielle betontyper som ferrocement og fiberbeton.

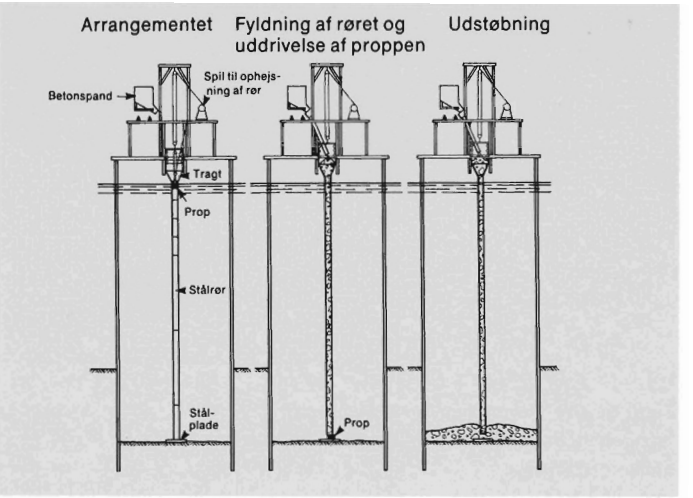
Undervandsstøbning – Injektionsbeton

Ved støbning under vand gælder det mere end andre steder, at betonens kvalitet skal søges bibeholdt under udstøbningsprocessen. Her er risikoen, at cementen udvaskes af betonen, inden den når at afbinde, og princippet må derfor være, at søge at beskytte betonen mod udvaskning.

Tidligere udstøbte man under vand ved at komme betonen i *jutesække,* der sænkedes ned i vandet. Betonen var her nogenlunde beskyttet, men det kneb med sammenhængen mellem de enkelte betonklumper.

Støbning ved hjælp af *klapkasse* foregik på den måde, at betonen sænkedes ned i en kasse, hvorefter betonen forsigtigt tømtes ud gennem bunden af kassen. Ved hele tiden at støbe betonen mod den tidligere placerede beton og ved at skubbe den udvaskede cementslam foran støbningen, eventuelt fjerne den med pumpe, kunne man opnå nogenlunde gode støbninger.

En bedre metode er støbning gennem rør, den såkaldte *Contractor-metode.* Der anvendes rør med diameter 0,2–0,3 m, ophængt på en sådan måde, at de kan



Figur 6.3–42. Contractor-metoden, hvor støbning under vand foregår gennem et rør, der hele tiden holdes passende under betonoverfladen.

hæves, efterhånden som støbningen skrider fremad (opad). Normalt sker støbningen ved denne metode i en form af begrænset omfang. Røret sænkes helt til bunds, lukket med en stålplade, og fyldes med beton. Idet røret derefter løftes lidt, glider betonen som en strøm ud af røret, som man hele tiden holder et passende stykke under betonoverfladen (0,1–0,5 m) (figur 6.3–42).

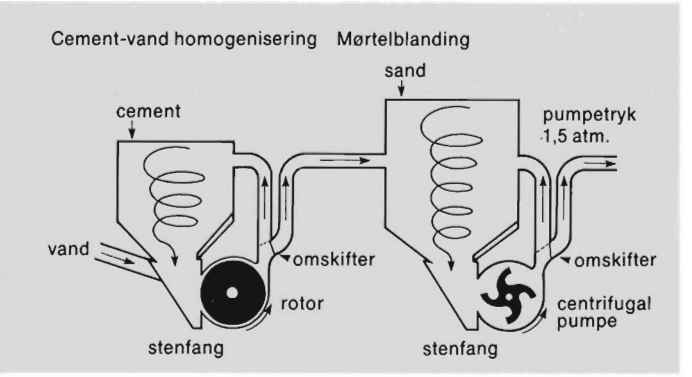
Den først støbte beton løftes derved som et låg, der beskytter betonen under støbningen mod udvaskning. Efter endt støbning kan det øverste lag (0,1–0,2 m) fjernes, og betonen herunder er ved veludført støbning af samme kvalitet som beton udstøbt på land.

På grund af det neddykkede rør og betonoverfladens hældning bort fra røret (1:6 – 1:10 afhængig af betonkonsistensen) kan metoden ikke anvendes til udstøbning i tynde lag. Tykkelsen bør i almindelighed ikke være mindre end ca. 1,5–2,0 m.

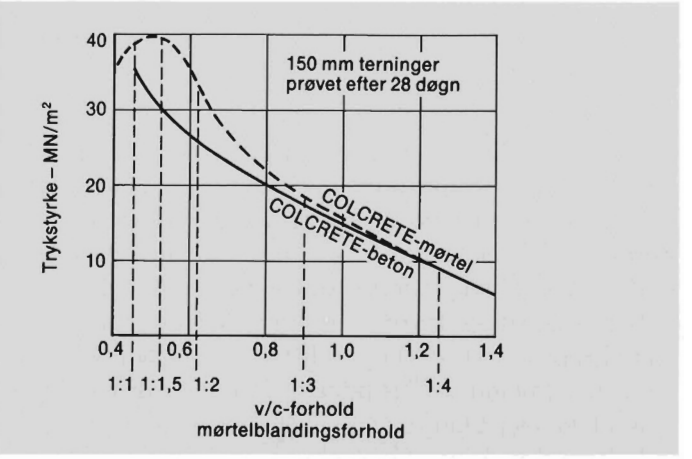
De bedste undervandsstøbninger opnås imidlertid med *Prepact-* og *Colcrete-metoderne,* der begge er injektionsstøbninger (på dansk: *pakbeton).*

Injektionsstøbning består i princippet i at udfylde hulrummene mellem sten, der er fyldt i en form, med cementmørtel gennem rørinjektion fra formens bund.

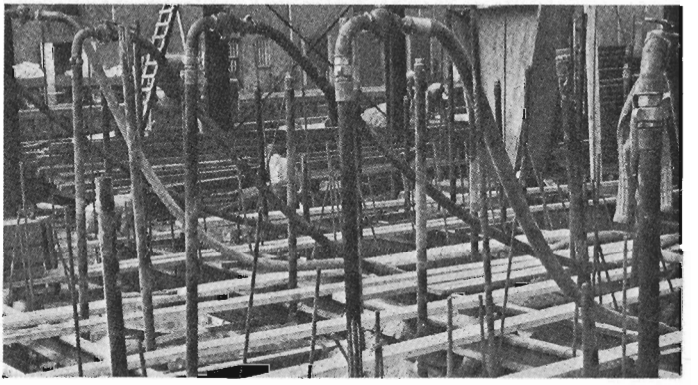
Det er vigtigt ved injektionsbeton, at mørtelen er stabil, dvs. den må ikke separere før, under eller efter injiceringen. Endvidere skal mørtelen være letflydende, således at den uden vanskelighed kan fylde selv de mindste hulrum mellem stenene.



Figur 6.3–43. Mørtelblander til Prepact- eller Colcrete-metoden, hvor undervandsstøbning sker ved injicering af cementmørtel, der udfylder hulrummene mellem de i forvejen placerede sten.



Figur 6.3–44. Sammenhængen mellem injektionsmørtelens v/c-forhold og trykstyrke ved forskellige blandingsforhold.



Figur 6.3–45. Prepact- eller Colcrete-metoden er en alternativ udførelsesmetode, hvor støbeforholdene tidsmæssigt er vanskelige, idet man her kan placere tilslaget gennem flere afbrudte arbejdsperioder og endelig i en kort, intensiv arbejdsperiode injicere cementmørtelen.

Normalt tilstræber man i mørtelen en største kornstørrelse på ca. 1/10 af mindste stenstørrelse. For Prepact-metoden, hvor man går ned til en stenstørrelse på 15 mm□, må sandet derfor højst have kornstørrelse 2 mm□, og sandets finhedsmodul bør ligge mellem 1,2 og 2,0. Blandingsforhold cement/sand er maksimalt 1:2.

Ved Colcrete-metoden er mindste stenstørrelse 40 mm□, og mørtelen, der fremstilles i en speciel *Colcrete-mixer* (en hurtiggående specialblander) i en intensiv blandeproces, har en maksimal kornstørrelse på 4 mm □ og et finhedsmodul på maksimalt 3,5. Blandingsforhold efter vægt er maksimalt 1:5 (figur 6.3-43).

Det er vigtigt, at mørtelstrømmen i stenmaterialet har en stor hastighed, hvorfor man afpasser rørdiameteren, så mørtelen får en hastighed i rørene på 2,5–3,5 m/s.

For at undgå separation i mørtelen under selve injiceringsarbejdet er det vigtigt, at den vandrette transport i formen er meget kort. Injiceringsrørene bør derfor have så kort indbyrdes afstand som muligt, helst ikke over 2 meter. Det er endvidere en fordel at kunne injicere i alle rør på én gang. Selve injiceringsarbejdet må ske kontinuerligt, og forsøg viser, at separationsfaren opstår ved mørtelhastigheder på under 1,4 m/s.

Rørmundingen bør altid ligge i forsvarlig dybde under injektionsmørtelens overflade, hvilket vil sige ca. 0,5 meter. Injiceringen sker fra bunden, og rørene trækkes op i takt med injiceringen.

Hulrumsprocenten i stenskelettet bør være mindst 50%. For at føre kontrol med injektionsmørtelens overflade har man perforerede inspektionsrør af en sådan dimension, at måleudstyr kan passere i røret.

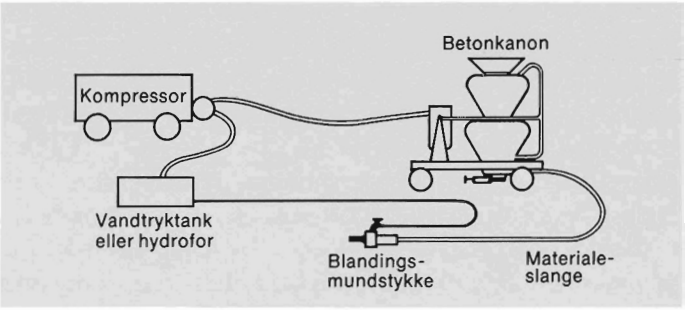
Injektionsmørtelens v/c-forhold bør ligge mellem 0,45 og 0,6 (figur 6.3–44), den største betontrykstyrke fås med blandingsforholdet 1:1,5 og v/c = 0,5. Doseringsrækkefølgen er vand, cement, eventuelle tilsætningsstoffer, og sidst sand.

Foruden til undervandsstøbning har injektionsbeton vist sig velegnet som et alternativ, hvor støbeforholdene tidsmæssigt er vanskelige, f.eks. af hensyn til fortsat produktion, trafik etc. (figur 6.3–45).

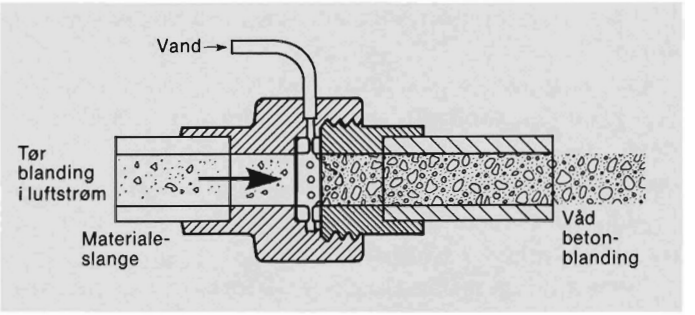
Her kan man i disse afbrudte arbejdsperioder tilkøre og placere stenmaterialerne i formen og endelig udføre injiceringen, dvs. placeringen af de sidste 50% af betonen i én kort, intensiv arbejdsperiode.

Ved et par store brobyggerier, bl.a. Sallingsundbroen, har det vist sig muligt at støbe undervandsbeton ved anvendelse af superplastificerende tilsætningsstoffer. Ved at tilsætte betonen et sådant flydemiddel opnås, at betonen bliver tilstrækkelig sammenhængende til, at udvaskning af cementen undgås.

Figur 6.3–46. Principiel opstilling af materiel til sprøjtebeton.



Figur 6.3–47. Sprøjtedyse til brug ved fremstilling af sprøjtebeton, tørmetoden.



Figur 6.3–48. Sprøjtebeton bygges normalt op nedefra og opefter ved roterende bevægelser, hvorved eventuelt tilbageslag hele tiden renses væk. Sprøjteafstanden er normalt 0,5 – 2,5 meter.



Sprøjtebeton

Sprøjtebeton blev oprindelig anvendt til foring af tunneler og minegange, men anvendes i dag herudover til mange andre opgaver, såvel ved nybyggerier som – måske især – ved reparationsarbejder.

Ved nybyggerier er det især ved konstruktioner, der kræver vanskelig forskalling (tag- og skalkonstruktioner), eller hvor transportforholdene til udstøbningsstedet er vanskelige.

Ved reparationsarbejder er det især brandskadede konstruktioner samt ældre betonkonstruktioner med »indbyggede« skader (for ringe dæklag på armering, stenreder, revner på grund af svind og krybning etc.) eller med skader påført fra det omgivende miljø (salt-/frost-/tø-skader på broer etc.), der er typiske emner for sprøjtebeton.

Ved sprøjtebeton skelnes mellem to forskellige metoder:

1. Tør-metoden og
2. Våd-metoden,

hvor sidstnævnte dog snarere er »udsprøjtet beton« end »sprøjtebeton«.

Fælles for begge metoder er, at der udføres en blanding af betonmaterialerne og en transport af disse til en pneumatisk pumpe, kaldet en *betonkanon,* hvorfra de gennem rør og slanger transporteres frem til en sprøjtedyse ved hjælp af trykluft for derfra at blive placeret på udstøbningsstedet (figur 6.3–46). Forskellen ligger blot i, på hvilket tidspunkt vandet tilsættes.

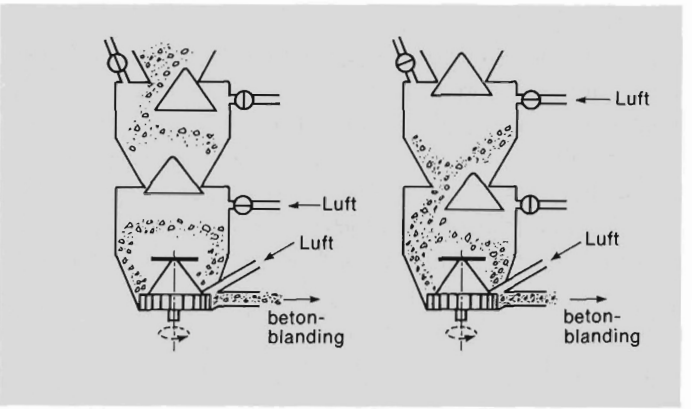
Tør-metoden. Ved denne metode blandes materialerne cement, sand og sten omhyggeligt uden tilsætning af vand. Ved hjælp af trykluft transporteres materialerne derefter frem til *sprøjtedysen* (figur 6.3–47), hvor den nødvendige vandmængde tilsættes gennem en vandring i dysen, idet vandet i fine stråler strømmer ind i beton-/luftstrømmen, der passerer dysen.

Vandmængden reguleres manuelt, hvilket selvsagt stiller store krav til sprøjteføreren. Der tilstræbes et v/c-forhold på 0,45–0,50.

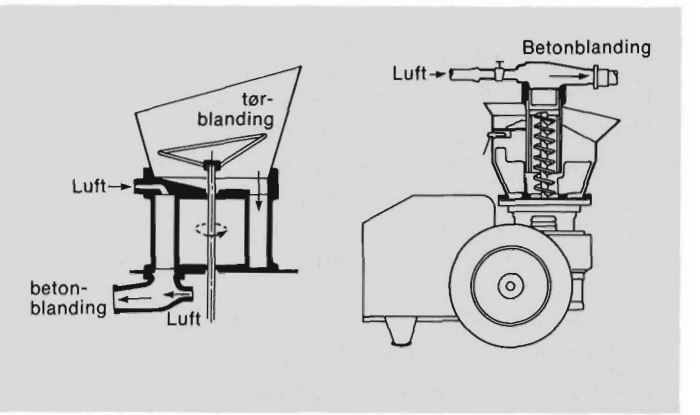
Betonen forlader dysen med en hastighed på ca. 100 m/s og slynges derfor med stor kraft på den flade, hvorpå der sprøjtes, hvilket bevirker en meget effektiv komprimering af betonen.

I starten af sprøjtningen er det kun de fine partikler, der bliver hængende, idet der sker et tilbageslag af de større stenmaterialer, men efterhånden dannes der et lag, hvor også stenene hæfter. Det er vigtigt, at dette tilbageslag hele tiden renses væk, hvilket normalt gøres med sprøjtedysen, der i roterende bevægelser bygger sprøjtebetonen op, normalt nedefra og opefter. Sprøjteafstanden er sædvanligvis 0,5–2,5 meter (figur 6.3–48).

Figur 6.3–49. Betonkanon af to-kammertypen. Nederste kammer er under konstant tryk, og betonen føres i passende mængder ud i slangen ved det roterende cellehjul i bunden.



Figur 6.3–50. Betonkanoner af rotortypen (revolvertypen) og skruetypen.



Det er vigtigt, at sand- og stenmaterialerne har en tilpas fugtighed, 4–6% af tørvægten, da blandingen ellers er tilbøjelig til afblanding, hvis den er for tør, henholdsvis til klumpdannelse og tilstopning, hvis den er for våd.

Våd-metoden er af nyere dato og anvendes kun i mindre omfang, da den ikke giver en beton af samme kvalitet og holdbarhed som tør-metoden. Grunden hertil er bl.a., at betonen ikke får så stor en hastighed ved udsprøjtningen, og komprimeringen derfor bliver ringere. Metoden vil derfor ikke blive nøjere omtalt her.

Materiel. Normalt anvendes en betonkanon af to-kammertypen, som også kort omtalt på side 439.

Betonen fyldes i det øverste kammer og sluses ned i nederste kammer, der er under konstant tryk på 0,15–0,30 MPa. Herfra føres betonen i passende mængder ved hjælp af et roterende cellehjul ud i materialeslangen og videre gennem dysen ved hjælp af trykluft (figur 6.3–49).

Af andre typer betonkanoner kan nævnes *rotor-* eller *revolvertypen,* hvor trykkamrene er udeladt, og betonmængden fordeles gennem en tromle med cylinderformede huller (som i tromlerevolveren), og *skruetypen,* hvor betonen skrues op i luftstrømmen ved hjælp af en lodret transportsnegl (figur 6.3–50).

Materialer. De krav, der stilles til materialerne i sprøjtebeton er normalt de samme som til anden beton, der skal være pumpevenlig.

Største stenstørrelse er normalt 16 mm□ for de almindeligt anvendte betonkanoner og op til 30 mm□ for større materiel. Den bedste kornform er den afrundede, men nedknust materiale kan anvendes. Også exlerklinker kan anvendes, men flade eller aflange sten bør undgås.

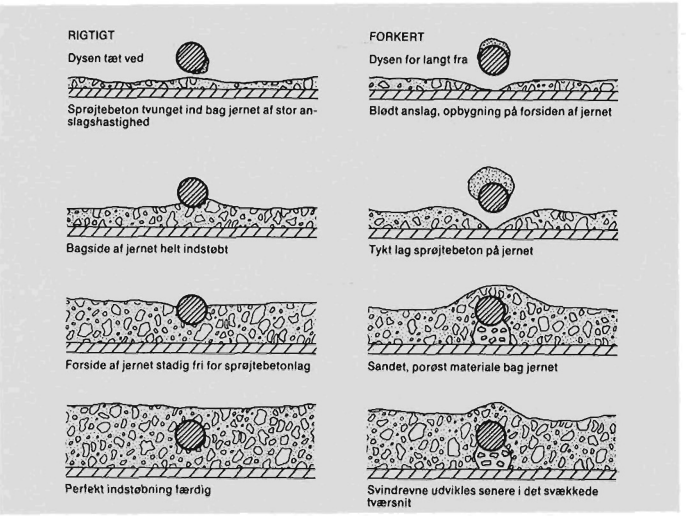
Blandingsforholdet cement/tilslag er normalt 1:3–1:6, afhængigt af største stenstørrelse, f.eks. 1 del cement, 3 dele betongrus, 1,5 dele perlesten 4–8 mm□ og 1,5 dele ærtesten 8–16 mm□.

Sædvanligvis anvendes ikke tilsætningsstoffer, men en accelerator kan eventuelt anvendes, såfremt det er ønskeligt for arbejdsoperationen, at betonen hurtigt binder af (tykkere lag, flader med vandgennemsivning etc.). Retarder kan anvendes i varmt vejr for at kunne nå at færdigbehandle overfladen. Luftindblandingsstoffer anvendes ikke, da man alligevel ikke ved operationen kan opnå den ønskede luftindblanding.

Arbejdets udførelse. Ved sprøjtning på armeret konstruktion bør man være meget omhyggelig med at få betonen ind bag armeringen, idet der ellers her kan dannes svage zoner af tilbageslag. Normalt sprøjtes der vinkelret mod fladen, men ved armering sprøjter man skiftevis skråt ind fra begge sider og fjerner derved tilbageslaget (figur 6.3–51).

Armering skal være omhyggeligt renset for løse skaller og rust. En tæt armering er vanskelig at sprøjte, og man bør derfor tilstræbe at opsætte en dobbelt armering ad to gange for at sikre en god omstøbning. Armeringen bør være passende fastholdt for at hindre vibrationer ved sprøjtningen, da dette kan give dårlige indstøbninger.

Inden sprøjtearbejdet påbegyndes, må fladerne være omhyggeligt rensede, eventuelt sandblæste, og vandet grundigt i to dage, hvorefter de har tørret i én dag. Påføring af klæber skulle ikke være nødvendig, da prøver viser, at støbeskel ved veludført sprøjtebeton er lige så stærke som betonen selv.



Figur 6.3–51. For at få armeringsjernene omhyggeligt omstøbt må der sprøjtes skråt ind fra begge sider.

Sprøjtebetonens naturlige overflade er ru med ujævnheder på op til 10 mm's dybde. Den kan gøres mere jævn ved til sidst at påsprøjte ren mørtel, ligesom den med forsigtighed kan afrives og eventuelt glittes.

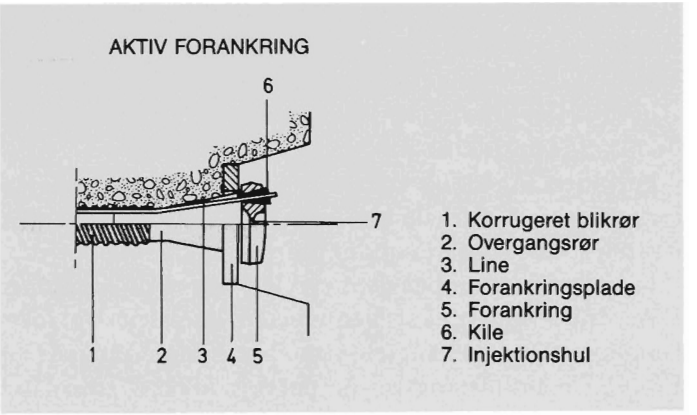
Den nystøbte sprøjtebeton skal holdes våd i mindst 10 dage efter udstøbningen og i øvrigt beskyttes mod vejrliget ved passende tildækning. På grund af det relativt store cementindhold er en omhyggelig pleje nødvendig.

Fordelene ved sprøjtebeton er bl.a.:

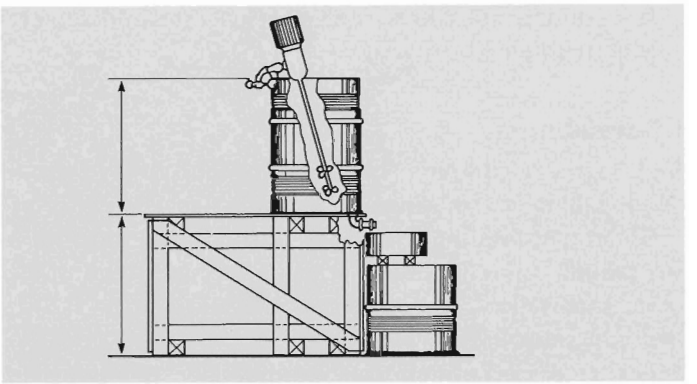
1. Let transport selv til vanskeligt tilgængelige steder
2. Kun simple forskallingskrav (om i det hele taget noget krav)
3. Ingen problemer med støbeskel
4. Vandtæt beton med lavt v/c-forhold
5. Høj styrke af beton (op til 70 MN/m^2) og
6. God frostbestandighed.

Ulemperne er bl.a.:

1. Forholdsvis dyr, meget håndarbejde (specialarbejde)
2. Lav ydelse i forhold til pumpebeton (normalt 1–2 m^3/h)
3. Flere arbejdsoperationer
4. Gener ved tildækning af omgivelser og stort rengøringsarbejde på grund af tilbageslag (20–40%) og
5. Tilbøjelighed til krakelering på grund af højt cementindhold.



Figur 6.3-52. Ved kabelbeton injiceres ekspanderende mørtel gennem et injektionshul i forankringen. Ved udluftningsrør undervejs og i modsat ende sikres, at kablerne bliver helt omstøbt med mørtel.



Figur 6.3–53. Injektionsmørtelen aktiveres i et specielt blandekar, sædvanligvis med afrundet bund og med taphane i bunden. Blandetiden er ca. 5 minutter.

Injektion af kabelgange

Kabelbeton – eller efterspændt beton – er armeret med spændkabler, sædvanligvis liner (wirer) af koldttrukne tråde, der opspændes i blikrør, der er indstøbt i betonen, fastkiles ved forankringer i enderne af konstruktionen og injiceres med mørtel, (figur 6.3–52).

Blikrørene er sædvanligvis korrugerede rør med en diameter på 60 mm og i 6 meters længde, samlet ved hjælp af skruemuffer. Det er vigtigt, at disse rør ikke beskadiges under armering og udstøbning, da injiceringen ellers bliver vanskelig eller umulig.

Injektionsmørtelen har et v/c-forhold på 0,40–0,45 og er tilsat et ekspansionsfremkaldende tilsætningsstof. Doseringsgraden for dette er normalt ca. ¾ –1% af cementmængden.

Det anbefales at anvende et blandekar med afrundet bund og taphane i bunden (figur 6.3–53). Først fyldes vand i karret, herefter cement under omrøring i 3–4 minutter, hvorpå ekspansionsmidlet tilsættes og aktiveringen afsluttes efter yderligere 1 minuts forløb. Den færdige cementpasta skal have en flødeagtig konsistens.

Forinden injicering renses kabelgangene ved en grundig vandspuling, dels for at fjerne eventuelle urenheder, dels for at fugte kanalvæggene, så cementmørtelen ikke udtørres under indpumpningen.

Mørtelen indpumpes med en elektrisk stempelpumpe med et tryk på 0,6–0,8 MPa. Injiceringen sker gennem én låsekegle og fortsættes, indtil mørtelen kommer ud af låsekeglen i modsat ende i en jævn strøm uden luftblærer. Eventuelle udluftningsrør undervejs lukkes, efterhånden som mørtelen når frem til dem.

Injektionen må sikres med specielle forholdsregler under hensyntagen til vejrlig (frost etc.).

Glidestøbning

Ved begrebet *glideform* forstås en forholdsvis lav form, der kontinuerligt glider opad i takt med armerings- og udstøbningsarbejdet.

Glideformstøbning anvendes normalt ved lodrette, relativt høje betonkonstruktioner (siloer, vandtårne, fyrtårne, skorstene, trappeskakte etc.), men kan også, som f.eks. ved Condeep-konstruktionerne i Norge udføres med en vis hældning med lodret (11°) (figur 6.3–54).

For at glidestøbning skal kunne blive økonomisk, bør bygværkets højde normalt være større end 15 meter, vægtykkelsen mindst være 150 mm og fritstående piller have et tværsnitsmål på mindst 500 mm.

Det er vigtigt, at arkitekt og rådgivende ingeniør har kendskab til glideformsteknikken, således at der i videst muligt omfang ved projekteringen kan tages hensyn til arbejdets udførelse ved placering af åbninger, mellemvægge, dæk etc.

Materiel. Glideformen er normalt 1,0–1,2 meter høj, svarende til en glidehastighed på ca. 4–5 meter pr. døgn. Dette svarer til ca. 0,2 m pr. time, hvilket igen vil sige, at betonen, der fyldes i foroven, er ca. 6 timer gammel, når den »afforskalles« i bunden af formen.

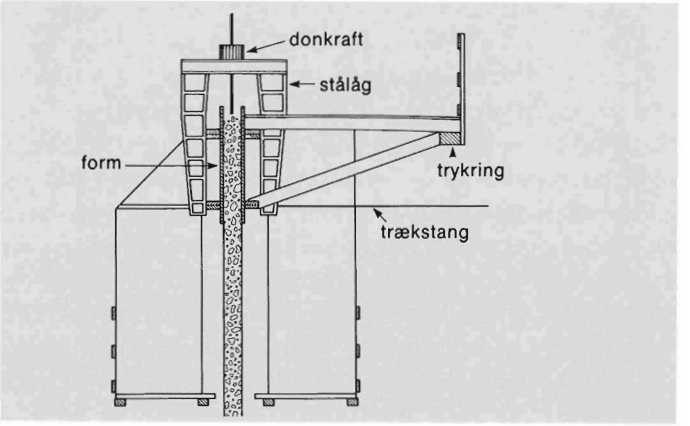
Glideformen er momentstiv og forsynet med arbejdsplatform og hængestilladser for arbejdsoperationer i forbindelse med støbningen (figur 6.3–55).

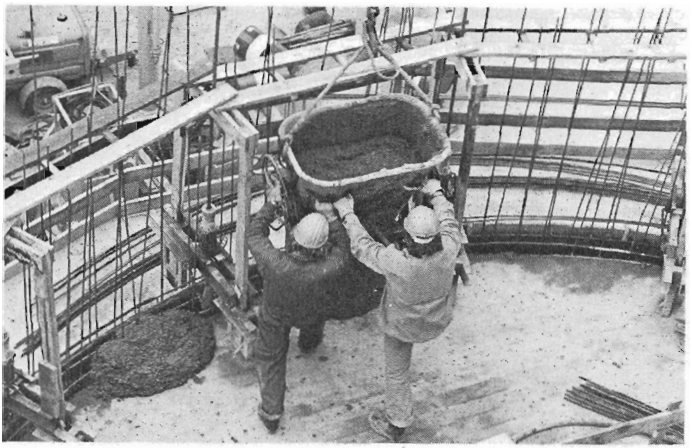
Løftningen af glideformen sker maskinelt med specielle løfteaggregater af hydraulisk art. Ved hvert åg er fæstnet en donkraft, der klatrer på en

Figur 6.3–54. Normalt er glidestøbninger lodrette, men ved Condeepkonstruktionerne i Norge udførte man glidestøbninger med en hældning på 11° med lodret.



Figur 6.3–55. Glideformen er forsynet med arbejdsplatform for selve glidestøbningen og hængestilladser for efterbehandling af den hærdnende beton under formen.





Figur 6.3–56. Arbejdsplatformen, der ligger i højde med formens overkant, kan eventuelt efter endt støbning anvendes som forskalling for et eventuelt tag over konstruktionen.

klatrestang af stål. Samtlige donkrafte er tilsluttet en centralt placeret, elektrisk drevet olietrykspumpe. Denne er tilsluttet en impulsgiver, der ad elektrisk vej automatisk regulerer formløftningshastigheden.

Det er vigtigt at sikre sig, at formen løftes fuldstændig lodret og heller ikke drejer sig under løftningen, hvorfor der må føres kontinuerlig kontrol hermed med lodsnor og teodolit.

Som *klatrestænger* anvendes massive stænger eller rør, der støtter på bunden, hvorfra glidningen starter. Under donkraftene er der omkring klatrestængerne glidende stålrør, der sikrer, at klatrestængerne kan genvindes.

Normalt udføres glideformen helt af træ med lodrette, høvlede og notede brædder holdt sammen ved et øvre og et nedre formbånd. Formsiderne monteres med 3–5 mm »slip«, så at formens glidning gøres lettere (figur 6.3–55).

Ågene er af stål og stilbare for forskellige vægtykkelser. Normalt placeres de med en indbyrdes afstand af 1,5–2,0 meter, men afgørende herfor kan være placering af eventuelle vægåbninger, hjørner samt belastninger fra arbejdsplatform, hængestilladser, elevatorer, materialeoplæg etc.

For visse betonkonstruktioner, såsom koniske skorstene, tårne, bropiller etc., hvor betontværsnittet kontinuerligt varierer i højden, findes specielle, patenterede udrustninger med specialkonstruerede åg, forme og arbejdsplatforme.

Arbejdsplatformen ligger i højde med glideformens overkant (figur 6.3–56). I visse tilfælde kan man med fordel anvende arbejdsplatformen som forskalling for et eventuelt tag over konstruktionen efter endt glidning, forinden formen nedtages.

Hængestilladser anvendes for efterbehandling af betonoverfladerne, kontrol af form og beton, reparation af eventuelle støbesår etc. Deres plan befinder sig ca. 1,7 meter under glideformens underkant.

Transport af personer og materialer til arbejdsplatformen kan ske ved elevatorer med automatisk stop i højde med arbejdsplatformen. Eventuelt kan materialetransporten ske ved kran. Transport af personer mellem platform og hængestillads sker ved fast forankrede stiger med rygbøjler.

Der må naturligvis træffes særlige sikkerhedsforanstaltninger ved glidestøbninger, ikke mindst under nedtagning af form.

Materialer. Betonen til glidestøbning er af sædvanlig art, og det er sjældent, man anvender hurtighærdende cement, hvorimod man ofte med tilsætningsstoffer (luftindblandings- og plastificerende stoffer) kan forbedre bearbejdelighed og frostbestandighed.

Man bør ved planlægning af betontilførsel, henholdsvis produktion af beton have en vis overdimensionering i forhold til planlagt glidehastighed, f.eks. 25%.

Ved støbning under +20°C skal betonen opvarmes, så den er 20°C ved ifyldning i form. Tilsætningsstoffer for at fremme betonens hærdning (eller i varme perioder udsætte den) kan anvendes, dog med forsigtighed, bl.a. skal man være opmærksom på, at rigtig mængde af tilsætningsstof kan variere mellem dag og nat.

Armeringen er normalt kamstål i længder på 5–6 meter, der stødes på forskellige niveauer for at fordele armeringsarbejdet. Vandrette armeringsstænger bør placeres uden for de lodrette, da det vil lette armeringsarbejdet. Ved dobbeltarmerede konstruktioner bør der være samme centerafstand i begge sider.

Ved spændarmerede konstruktioner skal der tages særlige hensyn, f.eks. må kabelrør for lodret armering placeres og samles undervejs. Spændkablerne indføres dog først efter støbningens afslutning. Kabelrør og spændkabler for vandrette kabler kan ilægges under glidningen.

Arbejdets udførelse. Før glidningen begyndes, vandes formen grundigt i 1–2 dage.

Selve starten på glidningen er et kritisk tidspunkt, og det gælder om inden for et tidsrum af 3–5 timer at få formen fyldt til 0,7–0,8 m's højde, hvorefter det første løft sker.

I begyndelsen går det langsomt, men efter ca. ½ døgn opnår man den planlagte glidehastighed på 4–5 meter pr. døgn.

Betonen anbringes i vandrette lag på 150–200 mm's tykkelse, og vibreringen sker ved stavvibratorer med maksimalt 60 mm diameter. Nedstikningsafstanden er sædvanligvis ca. 0,5 m og vibreringstiden forholdsvis kort på grund af den i forhold til stavens diameter tynde væg. Man må sørge for at vibrere lagene godt sammen, men især her er det vigtigt, at man undgår at ramme armeringen med vibratorstaven, da man ellers risikerer, at vibrationer forplanter sig ned i den hærdnende beton under formen.

Lodgangen (og en eventuel drejning) af formen må hele tiden kontrolleres, f.eks. med 2 lodsnore, og der føres protokol over måleværdierne, som skal ligge til grund for en bedømmelse af foranstaltninger, hvis afvigelser opstår.

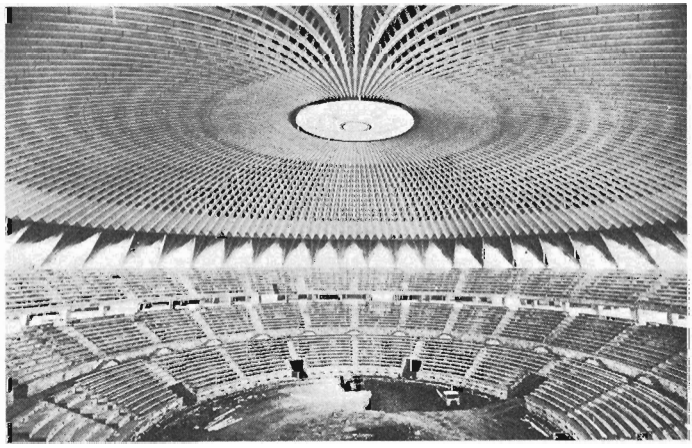
I den kolde årstid kan det være nødvendigt at beskytte den udstøbte beton i de første par døgn, hvilket kan ske ved ophængning af presenninger i forbindelse med hængestilladset og samtidig placering af varmluftsovne på stilladserne.

Også stærk sol kan gøre det nødvendigt med iklædning af hængestilladserne.

Den nystøbte beton under glideformen kan beskyttes mod udtørring på sædvanlig måde ved påføring af membran, se afsnit 6.5.

Ferrocement

Ferrocement er en konstruktionsmetode, udviklet i 1930'erne af den italienske arkitekt og ingeniør Per Luigi Nervi. Oprindelig anvendtes den normalt i tykkelser på 25–50 mm til skibsskrog – og det gør den også i vore dage – men der er i tidens løb opført mange skalkonstruktioner i ferrocement, bl.a. kuplen over Roms Palazzo dello Sport med et spænd på 100 meter (figur 6.3–57). Nervi lod



Figur 6.3–57. Palazzo dello Sport i Rom.

præfabrikerede elementer af ferrocement indgå som forskalling og som led i den bærende konstruktion.

Ferrocement er en finkornet, cementrig mørtel med armeringen jævnt fordelt over hele tværsnittet i form af finmaskede trådnet i tætliggende lag, og har derfor en struktur, der gør den beslægtet med fiberarmerede materialer som asbestcement og glasfiberarmeret plast. Normalt er afstanden mellem trådlagene 2–3 mm, og dæklaget uden på det yderste lag tråde skal være 3 mm. Denne struktur betinger ferrocementens evne til at lade sig formgive i tynde, krumme flader med høj trækstyrke og evne til at modstå store deformationer uden at revne. Desuden er den vandtæt.

Armeringsindholdet fastsættes til 400–500 kg trådnetsarmering pr. m^3 ferrocement, suppleret med krav om en samlet armeringsoverflade på 2,0–3,5 m^2 pr. m^3 ferrocement.

Cementindholdet angives til 600–900 kg/m^3 med et cement/sand-forhold fra 1:3–1:1. Af hensyn til styrken og for at undgå svindrevner bør v/c-forholdet være ca. 0,35–0,40.

Trådnettet kan være af almindelig blødt stål, eventuelt galvaniseret, med tråddiametre 0,5–1,6 mm og maskevidde 5–20 mm. Svejste net er bedre end flettede, eventuelt kan strækmetal anvendes.

Ferrocement behøver ikke form, men kan opbygges på armeringen, opbygget som eller på et stift stålskelet. Mørtelen kan påføres manuelt eller med sprøjte. Vibrering kan give en bedre komprimering af mørtelen, men kan også bevirke separering (figur 6.3–58).



Figur 6.3–58. Vibrering af mørtelen kan give en bedre komprimering, men man bør være opmærksom på risikoen for separering.

Fiberbeton

Med fiberbeton menes cementpasta, mørtel eller beton, der er armeret med fibre tyndere end 1 mm og sædvanligvis fra 10 til 60 mm lange. Se afsnit 4.5. Grundmassens opgave er at holde sammen på det sammensatte materiale og give konstruktionen trykstyrke og stivhed, medens fibermaterialet skal give trækstyrke og hindre (eller fordele) revner i materialet.

Normalt anvendes fibrene i følgende mængder:

Beton med d_{max} = 8–16 mm: 1–2 vol. %
Cementmørtel med d_{max} = 2–4 mm: 2–4 vol. %
Cementpasta: 5–10 vol. %

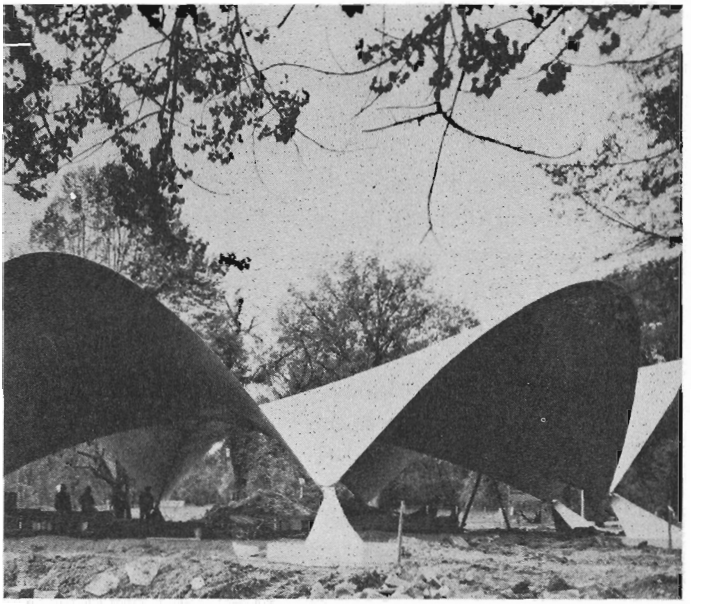
Fiberbeton har været kendt i mange år, f.eks. i form af asbestcement. Her blandes fibermateriale og grundmasse traditionelt i blandemaskiner inden udstøbning eller udlægning. Ved anvendelse af andre fibre, f.eks. stål, polypropylen eller glas er det mere almindeligt at udføre fiberbetonen som en sprøjtebeton og blande grundmasse og fibre i selve udsprøjtningsprocessen.

Stålfibre har hidtil været det mest anvendte materiale, men det medfører ofte, at der kommer rustpletter på betonen, idet man ikke kan undgå, at stålfibre kommer til at ligge tæt på overfladen. Fibre af *polypropylen* har den egenskab, at trækstyrken og elasticitetskoefficienten er lav, hvorfor tøjningen bliver tilsvarende stor. Dette har gjort fiberbeton med polypropylenfibre anvendelig til fremstilling af autoværn, hvor netop disse egenskaber er fordelagtige.

Svagheden ved *glas* som fibermateriale har hidtil været glassets manglende resistens over for betonens alkalier, hvilket bevirkede, at fiberarmeringen forsvandt efter en vis tid. I dag findes der alkaliresistente glasser, der muliggør fremstillingen af glasfiberarmeret beton.

Orienteringen af fibrene i grundmassen er vigtig, og man kan her tilstræbe én- eller to-dimensional orientering eller total tilfældig orientering. Fiberorienteringen må tilpasses den pågældende opgave. Total tilfældig orientering af fibrene kan f.eks. opnås ved sprøjtning med en specielt udviklet sprøjtepistol, hvor fibrene ved trykluft blæses ud af en central dyse, medens cementmørtelen blæses ud i et strålebundt, koncentrisk omkring fiberstrålen og med retning mod et brændpunkt, hvor fibre og mørtel blandes effektivt. Herved opnår man, at de luftbårne fibre ved mødet med mørtelen får en total tilfældig orientering, og at fiberspildet samtidig minimeres.

Den påsprøjtede blanding bliver på grund af strålens hastighed godt komprimeret og efterbehandlingen kan indskrænkes til med en rulle at trykke



Figur 6.3–59. Glasfiberarmeret konstruktion i Stuttgart med spændvidde ca. 32 meter og skaltykkelse på kun 10 mm.

de øverste fibre ned i mørtelen. Eventuelt kan man afslutte med påsprøjtning af ren cementmørtel for at dække fibrene ind.

Fiberbeton er endnu et relativt dyrt materiale på grund af fiberpriserne, men dels må man forvente, at disse priser vil falde ved større efterspørgsel, dels må man forsøge at anvende fiberbetonen på områder, hvor dens specielle egenskaber kan udnyttes fuldt ud, i stedet for at anvende den som et alternativ til traditionel beton. Dens største fordel ligger i, at den kan anvendes til tynde, krumme konstruktioner med store spændvidder, hvor egenvægten ved traditionelle materialevalg sætter grænser for den økonomiske og arkitektoniske anvendelse af beton, træ og stål (figur 6.3–59).

6.4 Hærdning og lagring

Når betonen er udstøbt, må der drages omsorg for, at den beskyttes mod vejrliget under hærdning og lagring, idet man i modsat fald må imødese en styrkereduktion, nedsat vandtæthed, nedsat holdbarhed og revnedannelser.

Det er meget vigtigt, at betonen ikke den første tid udsættes for udtørring, idet cementen behøver vand til hydratiseringsprocessen.

Hærdning

Betons hærdning er et overordentlig kompliceret problemkompleks, hvorfor der ikke her kan gives en udtømmende behandling af emnet, men kun visse retningslinier.

Når cementen reagerer med vandet, udvikles der varme, der ved en ubeskyttet betonflade vil ledes bort til den omgivende luft (forudsat denne er koldere end betonen), bl.a. ved fordampning af vand fra den friske betons overflade, så længe denne kan betragtes som våd.

Så længe betonen er frisk, vil vand forholdsvis let kunne bevæge sig mod overfladen og derfra fordampe, men efter en vis tid, når en væsentlig del af hydratiseringen er forløbet, vil strukturdannelsen i betonen medføre, at vandtransporten inde i betonen bliver hastighedsbestemmende for vandafgivelsen, og denne transport er betydelig langsommere end transporten i den våde overflade.

Forudsætningen for en god hærdning er, at man forhindrer vandtab fra den hærdnende beton, hvilket kan gøres på flere måder. F. eks. kan man arbejde ved lav temperatur, hvorved ganske vist også hærdningen forløber langsommere, eller man kan forsøge at skabe 100% luftfugtighed omkring betonen, eksempelvis ved at pakke den ind i en plastfilm, der slutter tæt til betonoverfladen.

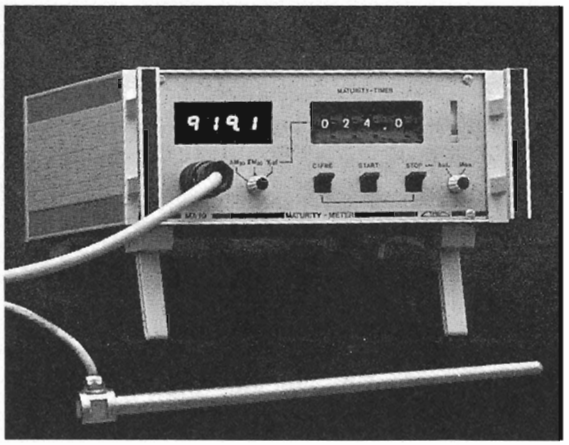
Man kan også påsprøjte en membran på betonoverfladen (»cure«) for derigennem at begrænse fordampningen.

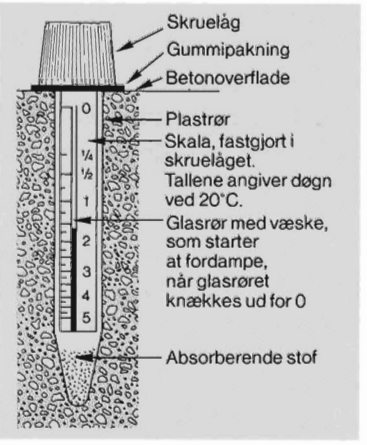
Specielt de to sidste muligheder har vist sig at være anvendelige i praksis, fordi de let lader sig gennemføre.

Metoderne medfører dog samtidig ændringer på en række andre forhold, som man derfor må tage hensyn til, bl.a. ved fastsættelse af tidspunktet, hvor tildækningen igen må fjernes. F.eks. stiger betonens temperatur under hærdningen, hvis fordampningen forhindres.

Vådholdelse af beton ved påsprøjtning af vand kan under tiden komme på tale; men man skal være opmærksom på, at den kan give anledning til dannelse af termorevner, se senere. Desuden vil den normalt forsinke en efterfølgende udtørring af betonen af hensyn til den videre behandling. Se endvidere omtalen under afsnittet Fugtmekanik, side 191.

Membraner til påsprøjtning er normalt på voksbasis, se side 495, og nedbrydes sædvanligvis i løbet af 3–4 uger. De kan være forsynet med et farvepigment, der dels gør det lettere at sikre, at hele overfladen er dækket, dels senere viser, om alt materialet er forsvundet, idet det ellers kan give vanskeligheder, hvis overfladen skal have en efterbehandling, f.eks. i form af maling.





Figur 6.4-1. Modenhedsmålere, t.v. elektrisk føler, t.h. kemisk føler (comameter).

Hærdningens tid-temperaturforløb er bl.a. betinget af varmeudvekslingen mellem betonen og omgivelserne samt af temperaturstigningen betinget af cementens hydratiseringsvarme. Modenheden kan beregnes, når udstøbningsbetingelserne er kendt, hvorved man kan fastsætte det optimale afformningstidspunkt.

Modenheden kan måles elektrisk eller fysisk-kemisk (figur 6.4-1). Den elektriske modenhedsmåler registrerer temperaturen i betonen gennem en speciel føler, der anbringes efter udstøbningen. Temperaturforløbet analyseres kontinuerligt, således at der på et panel kan aflæses:

1. betonens modenshedsalder M_{20} beregnet ved integration,
2. den differentielle tilvækst i modenhedsalder pr. tidsenhed, beregnet som den aktuelle værdi af temperaturfunktionen. Denne værdi anvendes bl.a. ved forudberegning af afformningstidspunktet, og
3. hydratiseringsgraden i % af et forud valgt niveau, der f.eks. kan være minimum hærdningsgrad for afformning.

Herudover er hærdningsmåleren udstyret, således at den kan anvendes til automatisk styring af f.eks. damptilførsel i hærdekamre etc.

Den fysisk-kemiske modenhedsmåler (comameter eller concrete maturity, figur 6.4-1) er baseret på, at en væske fordamper fra et tyndt glasrør. Fordampningen er afpasset efter modenhedsfunktionen, således at væskestanden viser modenheden ved 20°C.

På basis af betonens varmeudvikling, varmeafgivelse til omgivelser, geometriske form etc. kan man opstille en model for hærdningsforløbet og derigennem ved at ændre visse parametre, f.eks. udstøbningstemperatur, isolering, tildækning etc., ændre hærdeforløbet i gunstig retning. Indflydelsen fra disse parametre, når der udstøbes ved lave temperaturer, er gennemgået nedenfor i afsnittet om vinterstøbning. Generelt gælder følgende:

Temperaturspændinger må ikke få en sådan størrelse i betonen, at der kan opstå trækrevner. Erfaringsmæssigt kan der fremkomme trækrevner i betonens overflade, hvis temperaturforskellen mellem midten og overfladen af konstruktionen overstiger 20°C.

Betontemperaturen bestemmer i det væsentlige den hastighed, hvormed hærdeprocessen forløber, se afsnit 5.1.

Betonens temperatur er til en given tid bestemt af balancen mellem varmeudviklingen i betonen og varmeudvekslingen med den omgivne luft.

Betonens hærdning medfører en varmeudvikling, som ved store konstruktionstværsnit kan give temperaturstigninger på 60°C.

I meget svære konstruktioner, eller i stærkt isolerede konstruktioner bliver temperaturen høj, idet hærdevarmen kun vanskeligt kan afgives til den omgivende luft. I tyndvæggede, uisolerede konstruktioner er forholdet omvendt; den udviklede hærdevarme kan let afgives til den omgivende luft, og temperaturstigningen bliver derfor lille.

Af disse forhold vil det fremgå, at det væsentligste element i styringen af hærdeforløbet er kontrollen med betonens hærdevarme. Hvor stor en del af hærdevarmen ønskes afsat som temperaturstigning i betonen, og hvor stor en del af hærdevarmen skal ledes ud til omgivelserne? I praksis har man en række muligheder for at styre denne balance mellem varmeudvikling og varmeudveksling.

En foreskreven tildækning og isolering af betonen for at hindre fordampning og varmeafgivelse bør følges af en angivelse af, hvor længe tildækningen skal være effektiv, for at betonen ikke ved fjernelsen af isoleringen skal blive udsat for større temperaturdifferencer, end den kan klare.

Vinterstøbning

Under vinterforhold kan beton udstøbes og hærdes til fuldt samme kvalitet som resten af året, men det stiller en række krav til arbejdets planlægning og udførelse.

Det specielle for vinterstøbning er,

1. at betonen kan fryse under hærdningen, hvilket betyder, at dens egenskaber forringes permanent,
2. at hærdningen, hvis der ikke træffes særlige forholdsregler, forløber langsomt ved lav temperatur, og betonen opnår derfor sine egenskaber på et senere tidspunkt, og
3. at betonen lettere kan udsættes for store temperaturdifferencer med deraf følgende risiko for revnedannelser.

Beton vil tage varig skade, såfremt den *første frysning* sker, inden betonen kan modstå denne belastning. Erfaringen viser, at betonen skal have en modenhedsalder på 15–20 timer inden den første frysning.

De vigtigste forholdsregler, som bør træffes i forbindelse med vinterstøbning har relation til de fire forhold, som er nævnt i det følgende:

1. Betonens udstøbningstemperatur. Jo højere betontemperaturen er ved udstøbningen, desto hurtigere vil hærdeprocessen indledes, og desto hurtigere vil betonens varmeudvikling forløbe. Betonens temperatur kan normalt hæves til det ønskede niveau ved brug af varmt blandevand og damp, eventuelt kombineret med en vis forvarmning af tilslagsmaterialerne.

2. Formsystem og formisolering. Med anvendelse af traditionelle formmaterialer og isoleringsforanstaltninger kan varmeudvekslingen mellem den udstøbte beton og omgivelserne fastlægges inden for vide rammer.

Varmeledningsmodstanden i en stålform kan f.eks. gennem simple isoleringsforanstaltninger øges 50–100 gange. Inden for vide grænser kan man derfor tilpasse et formsystem, så det under givne forudsætninger sikrer et ønsket hærdeforløb.

3. Afformningstidspunkt. Det tidligst mulige afformningstidspunkt er normalt bestemt af kravet til betonens styrke. I praksis kan man dog undertiden med fordel udnytte en forlænget formperiode som led i en hærdestyring. Dette gælder f.eks. ved enkeltstøbninger, hvor hensynet til temperaturspændinger kræver en efterisolering af konstruktionen efter afformningen.

4. Cementtype og cementindhold. Under visse forhold kan det være hensigtsmæssigt at tilpasse en betonrecept til et støbearbejde, der skal udføres under vinterbetingelser. Ved anvendelse af en hurtighærdnende cement fremfor en almindelighærdnende cement opnås en beton med hurtigere varme- og styrkeudvikling. En næsten tilsvarende effekt kan principielt opnås gennem et øget cementindhold i betonen.

Varmehærdning og damphærdning

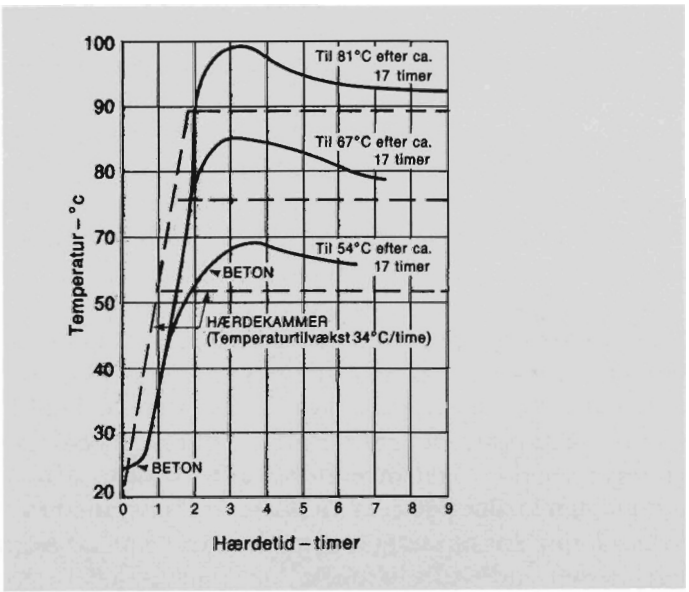
Industrialiseringen inden for byggeriet og anvendelsen af dyrt formmateriel har ført til kravet om hurtigere produktionsrytme og derigennem til accelereret hærdning af betonen.

Ved en ren varmehærdning må man sørge for at hindre vandafgivelse fra betonens overflade. Man risikerer ellers at ødelægge betonen, da den kan miste noget af det vand, der er nødvendigt for hydratiseringsprocessen.

En anden mulighed er damphærdning, idet man herved både opnår varmetilførslen og høj relativ luftfugtighed, hvorved man hindrer betonen i at afgive sin fugtighed til omgivelserne.

Damphærdningen foregår normalt i specielle hærdekamre, og normalt vil man kunne planlægge sin produktion, således at der er tale om en produktionsrytme på ét døgn, dvs. at formene fyldes for hver 24 timer. Ved eventuelt hurtigere produktionsrytme vil de samme forhold gøre sig gældende, som omtales i det følgende.

Såfremt man regner med, at der går 6 timer til afformning af gårsdagens element, rengøring af formen og genopstilling, armering og udstøbning, bliver den totale damphærdningsperiode på 18 timer.



Figur 6.4–2. Typisk forløb af temperaturen i henholdsvis hærdekammer og betonprøvelegemer. Der har i alle tilfældene været 1 times forlagring af betonen.

Denne periode består af en forlagringsperiode, inden damphærdningen indledes, en periode, hvor temperaturen stiger til et vist maksimum, en periode med jævn maksimal temperatur og en afkølingsperiode, hvor temperaturen nedtrappes til omgivelsernes temperatur, se figur 6.4–2.

Forsøg har vist, at en vis hvileperiode, inden damphærdningen påbegyndes, giver øgede tidlige styrker. Det optimale resultat opnås efter en forlagring på fra 3–7 timer. Kortere tid bevirker, at der tilsyneladende dannes en hærdnet tynd skal uden om den ellers plastiske beton. På grund af forskel i udvidelseskoefficienter vil der opstå træk i den dannede skal, når temperaturstigningen når ind til den plastiske beton, hvorved der dannes revner i overfladen. Længere tids forlagring bevirker et fald i styrken, da der bliver for kort tid til selve damphærdningen.

Det er ligeledes af stor betydning, med hvilken hastighed temperaturen øges i den anden periode. Temperaturtilvæksten bør ligge omkring 20°C/h.

Endvidere har den maksimale temperatur betydning for det færdige resultat, og her viser forsøg, at en maksimal temperatur på 65°C er ideel.

Endelig har afkølingsfasen stor betydning, idet der ikke må opstå for store temperaturdifferencer mellem betonens overflade og indre, se tidligere.

Slutstyrker for damphærdnet beton efter ovenstående retningslinier ligger på ca. 85–90% af tilsvarende normalt fremstillede betoner, hvilket der må tages hensyn til ved proportioneringen af betonen.

Elektrohærdning

Varmehærdning af beton kan også ske ad elektrisk vej ved elektrohærdning.

Elektroderne, der anvendes, kan enten anbringes uden på betonen eller indstøbes i betonen. Ved udvendig brug anvendes galvaniserede stålplader, ved indstøbning kobbertråde eller stålstænger (eventuelt kan armeringsstængerne anvendes). Transformeren skal kunne variere spændingen fra 10–20 V til flere hundrede V.

Også ved denne hærdningsform skal der sikres en jævn temperaturstigning og en jævn temperaturfordeling i betonen, således at temperaturdifferencer undgås, og maksimaltemperaturen bør ikke overskride 70° C.

Afkølingen skal ligeledes ske, uden at for store temperaturdifferencer opstår.

Ved elektrohærdning kan man opnå $^2/_3$ af 28-døgnsstyrken i løbet af 1–3 døgn, men metoden er kostbar. Forbruget er ca. 600MJ pr. m^3 beton.

Strålingsopvarmning

Nogle af fordelene ved *infrarød* stråleopvarmning af beton er metodens hurtighed, strålevarmens koncentrerede, målrettede påvirkning og de rimelige omkostninger.

Hovedsagelig anvendes gasopvarmede *keramiske strålere.* Blandingen af gas og luft går gennem en tæt perforeret eller porøs keramisk skive og forbrænder på strålerens yderside ved ca. 900° C.

I stedet for keramisk element, kan anvendes flerdobbelte stålnet, der bedre tåler stød og dynamisk belastning. Virkningsgraden er til gengæld ringere.

Der findes også olieopvarmede strålere.

Ved infrarød stråleopvarmning af stålbeklædte forme skal effekten rettes mod bunden af formen. Man bør følge betonens temperatur ved ibrugtagning af nyt materiel, så man sikrer sig en jævn temperaturfordeling.

Overfladen bør varmeisoleres.

Det er en god foranstaltning også i dette tilfælde at vente med stråling til mindst én time efter udstøbning, da betonen vinder i styrke ved en sådan forlagring, og i øvrigt bør betonen kun opvarmes kortvarigt og til ikke over 70° C for at reducere eventuelt vandtab mest muligt.

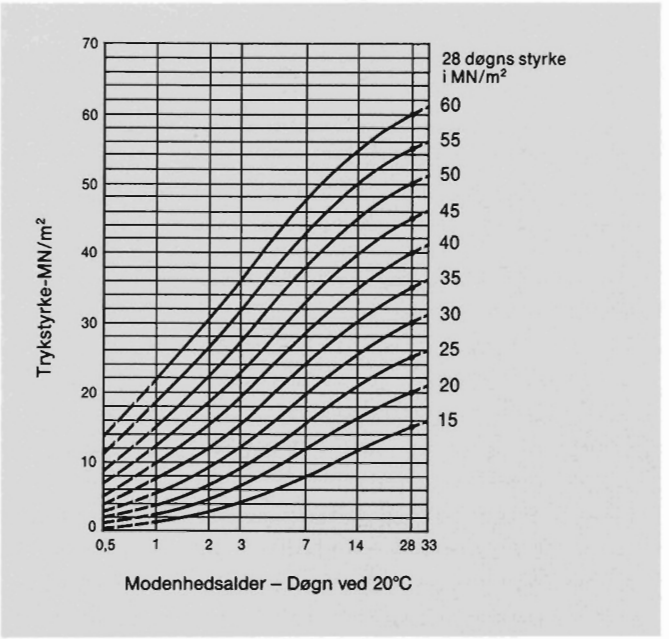
Afformningstidspunktet

Afformningstidspunktet må fastsættes ud fra betonens styrkeudviklingshastighed, termokravene med hensyn til højeste tilladelige temperaturdifferencer mellem betonoverflade og -indre og de belastninger og påvirkninger, konstruktionen udsættes for i forbindelse med og efter afformningen.

Ved afforskalling af bærende, vandrette konstruktioner bør man være opmærksom på, at det snarere er betonens plastiske formændringer end dens styrke, der bestemmer, hvornår formene kan fjernes. Sædvanligvis foreligger der tilstrækkelig styrke hos betonen, længe før den har tilstrækkelig stivhed mod formændringer.

Da cementens reaktion med vand foregår med forskellig hastighed for forskellige temperaturer, kan der opstilles en sammenhæng mellem temperatur-tid-funktionen og betonens styrkeudvikling (figur 6.4–3).

Herigennem kan man få et mål for betonens modenhed, idet man sammenholder den opnåede tid-temperatur-værdi med en standard svarende til hærdning ved 20°C. Denne tid-temperatur-funktion kan udnyttes gennem moderne måleinstrumenter (Maturity-Computer, se side 481) til med stor nøjagtighed at fastsætte det optimale afformningstidspunkt.



Figur 6.4–3. Sammenhæng mellem modenhedsalder og betonens styrkeudvikling for almindelighærdnende portlandcement. Kurverne kan med god tilnærmelse bruges også for andre cementtyper.

Af andre metoder til at bestemme afformningstidspunktet kan nævnes:

1. *Betonhammer* (Schmidthammer), der giver et mål for betonens overfladehårdhed, ud fra hvilken man kan skønne over betonens styrke.
2. *Lok-test* , hvor den nødvendige trækkraft for at trække en i betonen indstøbt stålbolt ud giver et mål for betonens styrke.
3. *Ultralydmåling,* hvor måling af ultralyds forplantningshastighed i betonkonstruktionen giver et ret godt billede af styrken. Eventuelt kan denne målemetode kombineres med anvendelse af betonhammer og derved give en nøjagtigere vurdering.
4. *Bøjningstrækprøvning,* f.eks. *TNS-metoden.* Ved umiddelbart efter støbningen at nedpresse en plastcylinder i betonoverfladen og senere fjerne den, kan man bestemme bøjningstrækstyrken direkte i konstruktionen på den derved frembragte cylinder. Den afbrækkede cylinder kan endda bagefter anvendes til trykprøvning af betonen.
5. *Penetrationsmetoden,* hvor måling af indtrængningsdybden af en indskudt stålspids kan give et billede af styrken. Også indtrykning af en stålspids eller boring i betonen kan anvendes som mål.

6. *Coma-meter* (figur 6.4-1), hvor modenhedsalderen kan aflæses. Ved hjælp af en sammenhæng som vist på figur 6.4-3 kan tidspunktet bestemmes.

I alle den slags metoder til prøvning af betonen for fastsættelse af afformningstidspunktet gælder, at resultaternes vurdering sker på basis af erfaringer fra mange forsøg, der udmøntes i kurver for sammenhængen mellem betonens forventede styrke (eller andre egenskaber) og det målte resultat.

Af foranstaltninger, der kan iværksættes for at fremskynde afformningstidspunktet, kan nævnes:

1. Anvendelse af hurtighærdnende cement.
2. Anvendelse af varm beton.
3. Isolering af betonen.
4. Forhøjet hærdningstemperatur, f.eks. ved damphærdning eller indstøbte varmekabler.
5. Tilsætning af hærdningsacceleraterer, f.eks. calciumchlorid, hvor man dog må overholde visse normkrav, jf. afsnit 4.4.
6. Anvendelse af beton med lavt v/c-forhold, f.eks. ved anvendelse af superplastificerende tilsætningsstoffer.
7. Vakuumbehandling af betonen.

Uanset hvornår afformning finder sted, skal den ske med varsomhed uden kraftige stød eller slag og uden at påvirke betonen.

6.5 Overfladebehandling

Overfladebehandlingen af betonen har til formål, enten at virke forskønnende, eller at beskytte betonen, dvs. virke holdbarhedsfremmende.

Udseendet styres gennem valg af mønstre, struktur og/eller farve; styrke og holdbarhed reguleres efter forventet belastning i mekanisk, fysisk, kemisk eller biologisk retning. Betonoverfladens egenskaber, ikke mindst udseendet, påvirkes gennem foranstaltninger med såvel den friske som den hærdnede beton.

Man kan skelne mellem forskellige overfladebehandlinger:

1. Bearbejdning af overfladen.
2. Belægninger af forskellig art.
3. Imprægnereing af overfladen.

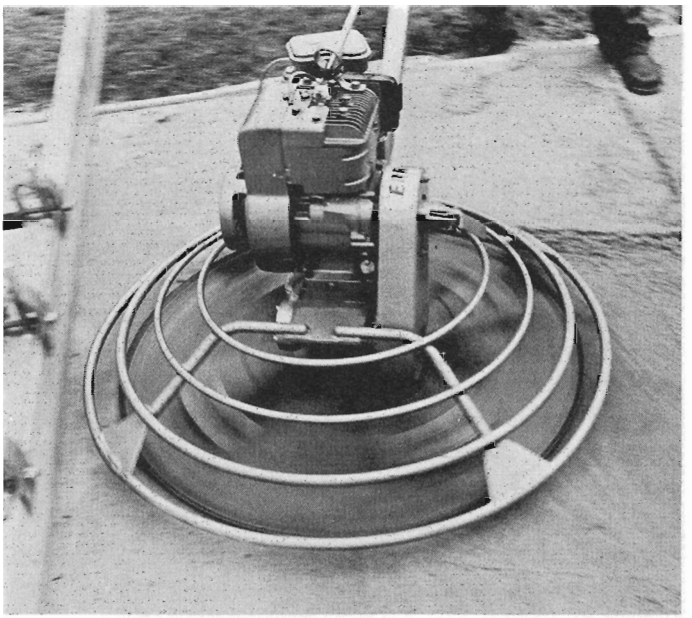
Bearbejdning af overfladen

Den simpleste overfladebearbejdning er afretning, eventuelt pudsning eller glitning.

Afretning af betonoverfladen retter sig efter den senere brug af overfladen. Skal der støbes videre på betonen, f. eks. i form af pudslag eller slidlag, kan afretningen ske med kost eller skovl umiddelbart efter støbningen. Afretningen kan i dette tilfælde også ske med en retskede, og det er her vigtigt, at afretningen sker i »vibrerende« eller »savende« bevægelser og ikke udelukkende i én retning.

Afrivning. Overflader, der ikke skal have belægning, kan afrives i »egen sovs«, dvs. uden tilførsel af mørtelmateriale, eller *pudses* med et brædt (med tilførsel af mørtel) et passende stykke tid efter udstøbningen, nemlig når betonen skifter farve fra mørkegrå til mellemgrå, som tegn på, at overfladen ikke længere er våd.

Glitning. Endelig kan betonoverfladen glittes med et stålbrædt efter samme retningslinier som nævnt ovenfor. Til glitteprocessen er der fremstillet specielle maskiner, tallerken- og vingeglittere (figur 6.5–1), der i roterende bevægelser



Figur 6.5–1. Specialmaskine til glitteprocessen: vingeglitter.

afriver og glitter overfladen. Det er meget vigtigt, at vand, cementslam eller andet finkornet materiale ikke i unødig mængde arbejdes op i overfladen ved en for tidlig eller intensiv bearbejdning, idet overfladen derved bliver svag og støvende. Det samme gælder for gennemfarvet beton, idet man her kan arbejde pigment op i overfladen, der derved farves kraftigere end beregnet og senere ved slid måske kan få farvevariationer.

Rulning af frisk beton giver en mere eller mindre bølget overflade. Ved anvendelse af valser med kraftigt mønster kan man opnå specielle æstetiske virkninger.

En kraftig mønstervirkning kan opnås ved en speciel metode, *Faircrete,* hvor betonen er tilsat meget luftporedannende stof og korte polypropylenfibre. Man opnår herved en meget blød og plastisk deformerbar mørtel uden tendens til sætning eller separation.

Vandspuling af frisk beton kan anvendes til at skabe *frilagte overflader* (overflader med stenfrilægning). Ved denne metode, der kræver en stabil form med hældning, således at det afspulede materiale kan løbe af, har man god kontrol med dybden af frilægningen. Metoden medfører, at en del cementslam forbliver på overfladen. Forsigtig afsyring efter 1–2 døgn kan fjerne dette slam og gøre overfladen ren og klar.

Ved vandspuling – og andre frilægningsmetoder i øvrigt – skal man sikre sig, at det i normerne krævede dækkende betonlag på armeringsjern også er overholdt efter frilægningen.

Retarder-frilægning er baseret på, at en retarder (se side 334) i en vis tid hindrer cementens afbinding og derved gør det muligt af fjerne (afbørste) det yderste cementslamlag og få stentilslaget frilagt. Retarderen kan anbringes på betonens formside eller overside. Mængden og styrken af retarderen bestemmer, hvilken dybde frilægningen får, men det er vigtigt, at retarderen fordeles jævnt over den flade, der skal frilægges, for at få et ensartet resultat.

Retarderen kan i øvrigt fås som et specielt papirindlæg til formen (f. eks. til fliseproduktion). Retarderen frigøres her ved fugten fra den udstøbte beton. Endvidere kan retarderen fås som en pasta, hvilket kan være en fordel ved lodrette flader, hvor det ellers kan være vanskeligt af få retarderen jævnt fordelt, og hvor man kan risikere, at den under støbning og vibrering glider ned mod bunden af formen med uensartet frilægning til følge.

Frilægning kan også udføres ved, at man i bunden af en form nedtrykker det stenmateriale, man ønsker frilagt, i et lag sand. Ved den senere – forsigtige – udstøbning af betonen, hvor man må sikre, at stenene ikke flytter sig eller at beton ikke trænger ned i sandlaget eller sand op i betonen, opnår man en

frilægningsdybde svarende til stenenes nedtrykning i sandlaget, der let børstes af efter afformning. Ved denne individuelle placering af stenene kan der opnås særlige virkninger gennem farvevalg, speciel polering etc.

En tommelfingerregel siger, at højst 1/3 af stenstørrelsen bør frilægges. Da stenmaterialet, der ønskes frilagt, ofte er kostbart, kan man vælge at frilægge fra oversiden og således nøjes med på den afrettede betonoverflade at strø et tyndt lag af materialet ud og arbejde det ned i betonen. Nogle retarderende tilsætningsstoffer kan indeholde sundheds- og/eller brandfarlige opløsningsmidler.

Sandblæsning er velegnet til lodrette overflader, hvor formålet kan være at give overfladen en vis struktur evt. mønstervirkning, eller at fjerne den yderste hud af cementslam.

Ofte sker sandblæsning i to tempi, hvor den grove sandblæsning f. eks. sker dagen efter støbningen, og hvor man så senere ved en finsandblæsning kan gøre overfladen færdig og ensartet. Normalt anvendes kvartssand til sandblæsning.

Med stålkorn er der risiko for senere rustpletter på facaden fra små stålkorn, der har sat sig fast i betonoverfladen.

Ved sandblæsning må man være opmærksom på de arbejdsmiljømæssige krav, der stilles af hensyn til operatørens sikkerhed.

Flammebehandling af overfladen kan også anvendes til frilægning af betonoverfladen, se afsnit 6.6 vedrørende flammerensning.

Afsyring af betonoverfladen sker normalt med saltsyre, men man kan også anvende eddikesyre og fosforsyre. Sidstnævnte virker samtidig som forebyggende middel mod kalkudfældninger. Syrekoncentrationen er normalt 1:20–1:10, og behandlingstiden bør være kort. Betonoverfladen skal inden behandlingen være vandmættet, og straks efter behandlingen skal der skylles grundigt med rent vand.

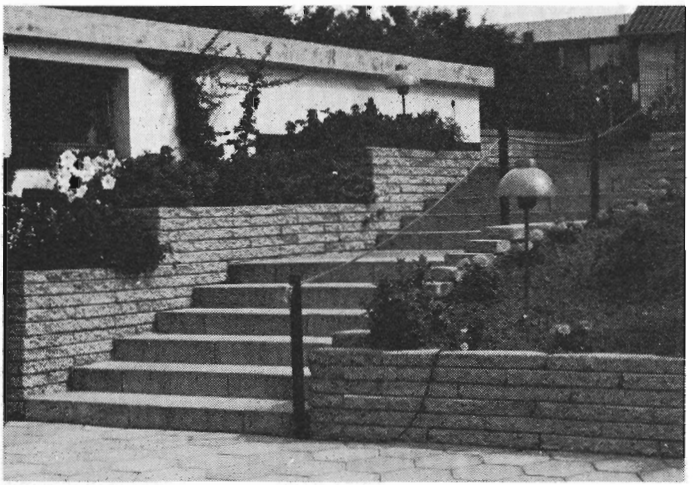
Afsyringen sker normalt med børste og bør foregå nedefra og opefter for at undgå syrestriber, der kan være svære at fjerne.

Kløvning, behugning, savning, slibning og evt. **polering** er andre metoder til overfladebehandling.

Små betonemner, blokke og plader, kan kløves og derved få en brudflade til dekorativt formål. Det er vigtigt, at brudfladen går både gennem sten og cementpasta, hvorfor kløvningen må ske så tilpas sent (og efter samme ensartede lagringsbetingelser og -tider for alle emner), at betonens styrke kan regnes ens og resultatet derfor blive nogenlunde ensartet, (figur 6.5–2).

Ved større overflader, hvor kløvning ikke er mulig, kan man ved behugning opnå en lignende overflade. Behugning kan ske manuelt eller med maskine,

Figur 6.5–2. Kløvede betonsten (knækfliser).



som regel trykluftdreven, og kræver en stærk beton, hvorfor man sjældent bør tage fat på bearbejdningen, før betonen er 8–14 dage gammel. Ved projekteringen må der tages hensyn til, at der ved behugning fjernes op til 20 mm af overfladelaget, således at armeringsjernene placeres tilsvarende længere inde af hensyn til betondæklaget efter processen.

Normalt afsluttes behugningen 15–20 mm fra kanten for at undgå flækning og for at sikre glatte og pæne kanter. Hvis kanter også ønskes behugget, bør de afrundes ved støbningen.

Slibning af overfladen, som det bl. a. kendes fra terrazzo, giver en stærk overflade, der er let at renholde, men som har en lav friktion.

Overfladebelægning

Såvel ind- som udvendige betonoverflader kan gennem maling og imprægnering opnå bedre funktion eller holdbarhed samt få et mere tiltalende udseende.

Bestandigheden mod mekaniske, kemiske og biologiske angreb kan forbedres, og samtidig bliver overfladen lettere at renholde.

Overfladen må forbehandles omhyggeligt for at få en god vedhæftning og derigennem en holdbar overfladebehandling.

Svage og løse partier fjernes, f. eks. ved sandblæsning, stålbørstning, slibning eller afsyring. Eventuel tilbageværende formolie fjernes, og betonens fugtindhold må ikke være for højt (ca. 4 vægt%).

Vedhæftning på porøs eller afsmittende betonoverflade kan eventuelt forbedres ved forbehandling med en imprægneringslak.

Udvendig maling

Det må være rimeligt at stille det krav til en udvendig facademaling, at fugt inde i bygningskonstruktionen kan komme ud ved diffusion af vanddamp, og at vand udefra, f. eks. regn, skal afvises. En udvendig facademaling bør altså være vandafvisende samtidig med, at den tillader underlaget at »ånde«.

Der kan anvendes *uorganiske malinger,* baseret på kalk, cement eller silikat (vandglas), eller *organiske malinger,* f. eks. *vandbaserede latexfarver,* hovedsagelig med akryl eller polyvinylacetat (PVA) som bindemiddel.

Uorganiske malinger er meget diffusionsåbne, men fås sædvanligvis kun i lyse farver.

Organiske, vandbaserede malinger kan tage skade af frost og kan normalt ikke påføres ved temperaturer under + 15° C. Til gengæld besidder specielt akryllatex-malinger god vedhæftning selv til fugtig beton. De fås desuden også i mørke, klare farvetoner.

Af uorganiske malinger på cementbasis skal nævnes *Cempexo,* der kan bruges på alle normalt forekommende byggematerialer. Denne facademaling er holdbar, vandafvisende og smitter ikke af.

Cempexo leveres i pulverform til udrøring med vand, og den kan påføres med hvidtekost eller malerulle (normalt i 2–3 lag) eller med sprøjtepistol (normalt i én omgang). Fladerne må være rene og faste, fri for rester af tidligere maling, kalkning etc. Løstsiddende støv og snavs må fjernes, ligesom fladerne må forvandes til en passende fugtighed, eventuelt i stedet grundes med PVA for at hindre, at fladerne suger vand fra malingen.

Klorkautschuk-, vinyl-, epoxy- eller *polyuretanfarver* kan anvendes, hvor en mere fugttæt og kemikaliebestandig overfladebehandling ønskes. Disse farver er normalt baserede på opløsningsmidler. *Epoxyfarver* har udendørs en tendens til at miste deres glans med tiden.

Asfaltering af beton

I visse tilfælde kan en påstrygning af asfalt på betonen give overfladen forbedrede egenskaber, f. eks. ved asfaltering af piloteringspæle i havvand eller aggressivt miljø, eller ved asfaltering af udvendige kældervægge for at gøre dem vandtætte. Der anvendes normalt asfaltemulsion (bitumenpartikler emulgeret i vand til pastaagtig konsistens), og fladerne er forinden rensede og berappede (udjævnet mørtellag).

Indvendig maling

Kravene til indvendig maling er stigende fra lofter over vægge til gulve.

Cempexo eller andre uorganiske malinger kan anvendes indvendig, dog ikke på gips-puds, gips-plader eller træ.

Til *lofter* kan anvendes højpigmenterede, matte farver på latex- eller alkydbasis.

På *vægge* anvendes først og fremmest de miljøvenlige latexfarver. I våde rum kan anbefales *akryllatexfarver,* medens mindre krævende rum kan klares med PVA-latexfarver.

Ønskes en mere hård, robust og glat overflade, kan man anvende *uretanalkydfarver,* der er baseret på opløsningsmiddel, men betonen må da være nogle måneder gammel. Ren alkyd- og ren PVA-latexfarve må undgås på nystøbt beton, da disse farvers alkalibestandighed er ringe.

Maling af *betongulve* frembyder specielle problemer. I industrilokaler, hvor man stiller store krav til slidstyrke og kemikaliebestandighed, stilles der store krav til såvel betonoverflade som til overfladebehandlingsmiddel.

For at få en god overfladebehandling kræves det, at eventuelt forekommende cementslam er fjernet, enten ad mekanisk eller kemisk vej (syrerester må fjernes omhyggeligt).

Tabel 6.5-1.
Faktorer, der har indflydelse på farvevariationer. (Efter Arne Johansson).

Betons farveindtryk		
Lyst	**Faktor**	**Mørkt**
Lys	Cementtype	Mørk
Højt	v/c	Lavt
Mindre	Filler	Mere
Plader	Formmateriale	Træ
Lavt	Træets vandindhold	Højt
	Solbestrålet træ	+
Tykt lag	Formolie	Tyndt lag
	Vandlæk i form	+
Dårlig	Vibrering	God
	Genvibrering	+
Høj	Udtørringshastighed	Lav
Delvis	Hydratisering	Fuld
	Cementslam	Borte
+	Kalkudfældning	
+	Damphærdning	
+	Hærdning ved +5 – 0°C	
<70% RF	Hærdefugtighed	80–100% RF

Desuden må den relative luftfugtighed i betonens porer ikke overstige 90% og gulvet må være velisoleret mod fugt og grundvand nedefra.

Ved selve overfladebehandlingen grundes gulvet med en klarlak, baseret på epoxy-, polyuretan-, akryl- eller tilsvarende bindemiddel, hvorefter man påfører belægningen dækfarve eller plastmasse. Bedst er 2-komponent epoxy- eller polyuretanfarver eller plastmasse.

Farvevariationer

Betonoverfladen fremviser i almindelighed visse mere eller mindre markerede farvevariationer. Disse giver den grå overflade mere liv og kan til tider være en fordel for udseendet.

I andre tilfælde er farvevariationer uønskede, f. eks. hvor betonen er tilsat farvepigment eller farvet cement.

Betonens grå tone påvirkes af adskillige faktorer, hvoraf nogle gør den mørkere, andre lysere. Det er altså ikke blot tilfældigheder, der styrer farven. I en vis udstrækning kan man derfor ved udførelsen styre mod lysere eller mørkere beton (tabel 6.5–1).

Imprægnering af betonoverfladen

En første imprægnering af betonoverfladen sker måske allerede i form af en membran-påføring (curing) umiddelbart efter afforskallingen for at hindre betonen i at udtørre.

Membranhærdningsmidler til friske betonoverflader er sædvanligvis voksbaserede og tilsat et flygtigt farvestof, således at det er let at se, hvilke flader der er behandlede.

Midlerne indeholder opløsningsmiddel.

Ved overflader, der senere skal pudses eller limes, kan det være nødvendigt at sandblæse overfladen, inden den videre behandling finder sted, for at sikre, at membranhærdningsmidlet er forsvundet igen (normalt går der 3–4 uger).

Der findes også harpiksbaserede membranhærdningsmidler, der ikke indeholder voks eller olie, hvorfor maling, vinylpåklæbning etc. uden videre kan udføres på betonoverfladen bagefter.

Endelig skal nævnes, at der findes kombinerede formslipmidler og membranhærdningsmidler.

Imprægneringsmidler

Betonfacader angribes ofte via regnvandet, der – med en pH-værdi på 4–5 på grund af den almindelige luftforurening – siler ned ad overfladen eller opsuges i det yderste lag.

Et imprægneringsmiddel skal derfor gøre betonen vandafvisende, uden at det i væsentlig grad nedsætter betonens evne til at ånde (dampdiffusion).

Følgende krav må derfor kunne stilles til et imprægneringsmiddel:

1. Det skal trænge så dybt ind som muligt for at give en beskyttelse, der virker i lang tid.
2. Det må ikke give misfarvninger.
3. Det skal være alkalibestandigt.
4. Det skal være vejrbestandigt samt tørre så hurtigt, at det ikke klæber og derigennem samler snavs.

De fleste imprægneringsmidler er på *silikone-harpiksbasis* og kan derfor kun påføres helt tørre overflader.

I den nyeste tid er der fremkommet imprægneringsmidler, såkaldte *silaner,* på ethanol-basis (alkohol). Disse imprægneringsmidler har den fordel, at de kan påføres helt friske betonoverflader. Desuden er molekylstørrelsen meget mindre end i silikoner, hvilket sammen med opløsningen i alkohol bevirker, at de trænger længere ind i betonens porestruktur og derfor får større holdbarhed. Endelig omdannes de af vand til silikoner, hvis vandafvisende egenskaber er velkendte.

Silikone-imprægnering kan regnes at have en holdbarhed på 2–4 år.

Polymerimprægnering af beton

Med polymerimprægnering af beton forstås, at en letflydende plast i monomerform presses ind i den hærdnede betons poresystem for dér at polymerisere (hærde). Man får derved betonens poresystem udfyldt med hård plast i en vis dybde.

Polymerimprægneringen resulterer, for beton af ringe til middel kvalitet, i såvel større betonstyrke som større elasticitetskoefficient. Derudover får overfladen selvsagt større slidstyrke og forbedret bestandighed. Højkvalitetsbeton med lavt v/c er det meget vanskeligt at imprægnere.

Som regel anvendes monomere af typerne *methyl-metacrylat* eller *styrén,* der begge er meget lavviskøse, dvs. mere letflydende end vand, hvorved de trænger dybere ind i betonen.

Betonen skal være udtørret, inden imprægneringen starter. Ved små emner sænkes de ned i et monomerbad, og imprægneringen lettes, hvis emnet før nedsænkning har været i vakuum, og imprægneringen herefter kan ske under tryk.

Efter imprægneringen sker polymeriseringen ved opvarmning til 80°C, f. eks. i vandbad.

Fluatering og ocratering

Behandler man betonoverflader med *fluater* – vandopløselige fluorforbindelser – dannes der uopløselig calciumfluorid, hvorved overfladen bliver modstandsdygtig over for syrer etc.

Tilsvarende effekt, men mere dybtgående, kan fås ved ocratering, hvorved betonen behandles med gas (kiseltetrafluorid) i autoklave (trykkammer).

Metoderne er temmelig kostbare og derfor kun lidt anvendte.

6.6 Vedligeholdelse og reparation

Beton skal vedligeholdes og repareres som alle andre byggematerialer, god beton dog mindre end dårlig beton.

Derudover kan eventuel anden benyttelse af konstruktionen give anledning til ændringer af konstruktionen (skæring eller hugning af huller i hærdnet beton, ændring af udseende etc.).

Vedligeholdelse

Den væsentligste vedligeholdelse af betonoverfladen består i at holde den ren.

Ved indendørs beton, f. eks. gulve i industribyggerier, må man påse, at væsker, der kan skade betonen, olie, syre etc., ikke får lejlighed til at angribe betonoverfladen, men fjernes så hurtigt som muligt ved spuling og skrubning med vand, eventuelt tilsat sæbe.

Ved udendørs konstruktioner gælder det samme om renholdelse, idet der hertil kan tilføjes fjernelse af eventuelle bevoksninger, algevækster etc., som kan angribe betonens overflade eller ved deres rodvækst i revner kan skade betonkonstruktionen.

Ændring af betonens udseende

Såfremt betonoverfladen skal ændres, kan man anvende *flammerensning* som en effektiv metode til rengøring af overfladen.

Farver, olier og andre organiske forureninger brændes bort sammen med cementslam i overfladen.

Ved rigtig udførelse skades betonen ikke, men overfladen opnår en god vedhæftning for beton, maling, plast etc.. Flammerensning kan tillige anvendes til frilægning af betonoverfladen.

Arbejdet udføres med en specialbrænder for oxygen-acetylen (ca. 3100°C). Behandlingen har både termisk og mekanisk virkning, så at overfladelaget skaller bort eller delvis smelter. Efter behandlingen børstes overfladen med stålbørste. Afskalningseffekten afhænger af brænderens hastighed og fugtindholdet i overfladen. Forvandede overflader giver større afskalning end tørre.

Huller

Der kan her være tale om mindre huller i forbindelse med ændringer i installationer (rør etc.) eller større huller for døre, vinduer, porte etc.

Hugning af huller kan foretages for huller større end Ø 100 mm og helst ikke i over 500 mm tyk beton, afhængig af armering, beliggenhed etc. Der anvendes trykluftdrevet værktøj med mejsel etc. (figur 6.6-1).

Omkostningerne øges ved det efterreparationsarbejde, der normalt følger.

Fordele: Maskine og værktøj er ukomplicerede og lette at betjene.

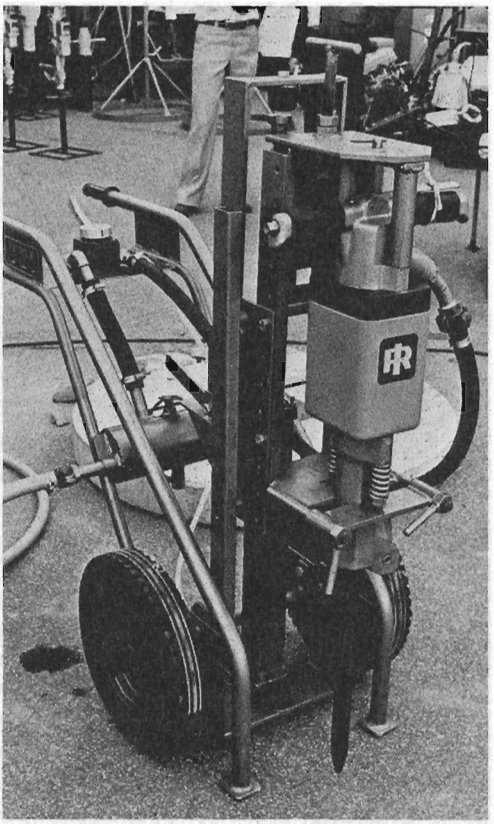
Ulemper: Betonomgivelserne bliver ujævne og sårede. Armeringsjern må kappes med andet værktøj. Meget støjende og ergonomisk en dårlig metode.

Slagboring anvendes ved runde huller, normalt op til 70 mm i diameter. Betontykkelsen kan være op til flere meter. Forholdsvis billig metode, der ikke giver anledning til mange efterreparationer og ikke kræver vandspuling, se senere. Fordele og ulemper er nogenlunde som ved hugning.

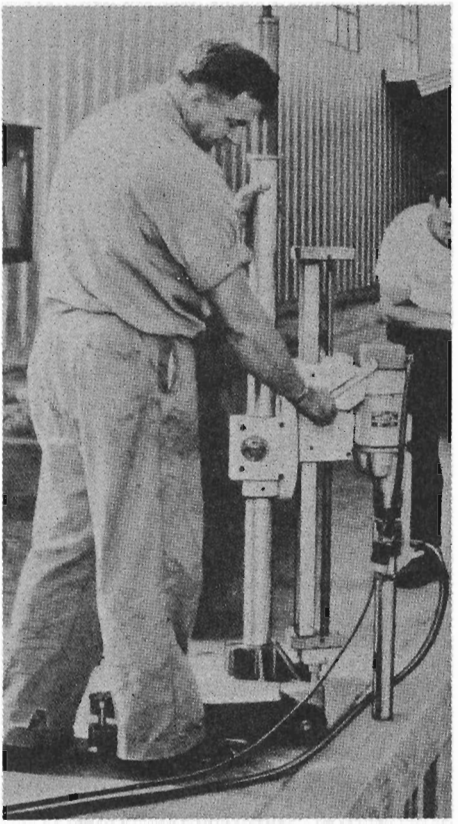
Det kan ikke helt undgås, at der sker udslag på den modsatte side af boringen, hvilket kan give anledning til efterreparationer.

Diamantboring. Ved diamantboring kan man samtidig med boring af hul få en borekærne ud (figur 6.6–2), f. eks. til prøvning af betonen. Normale diametre fra 20 mm bedst op til 200 mm.

Ved større åbninger borer man små huller tæt langs konturen og kan derefter borthugge betonen i åbningen.



Figur 6.6–1. Trykluftdrevet værktøj til fremstilling af huller i beton.



Figur 6.6–2. Diamantboreværktøj til fremstilling af huller. Ved større huller kan man samtidig få fremstillet en borekærne til trykprøvning af betonen.

Boreværktøjet er præcisionsværktøj og fordrer fagmæssig behandling for at være økonomisk.

Normalt kan man regne med op til 25 meters boring pr. borekrone, afhængig af armering etc.

Fordele: Armeringsjern udgør ingen hindring, og udslag på den modsatte side kan undgås. Metoden medfører kun ringe støj, støv og vibrationer og er derfor ergonomisk velegnet.

Ulemper: Metoden fordrer vandspuling, hvilket kan genere og skade omgivelserne.

Figur 6.6–3. Værktøj til savning af større åbninger i beton.



Savning er passende til større åbninger, mindst 1 × 1 m. De fleste save klarer 300 mm tykkelse, men der findes udrustning op til over 1 meter (figur 6.6–3).

Maskinen er udformet med en stålklinge med diamantpulver. Metoden fordrer vandspuling, og savklingen har en periferihastighed på ca. 40 m/s, hvorfor der kræves omhyggelighed for at undgå skader.

Fordele: Metoden er ergonomisk i orden, da den ikke giver væsentlig støj, støv og vibrationer.

Ulemper: Udover vandspulingen, at man må save et stykke forbi hjørner, hvilket kan være generende.

Flammeskæring anvendes i første række til grovere huller i grovere konstruktioner. Lansen (figur 6.6–4) består af et stålrør med indesluttede elektroder.

Gennem lansen strømmer oxygen, som antændes ved mundingen. Ikke blot oxygen, men også stålrør og elektroder brænder, hvorfor lansen efterhånden forbruges.

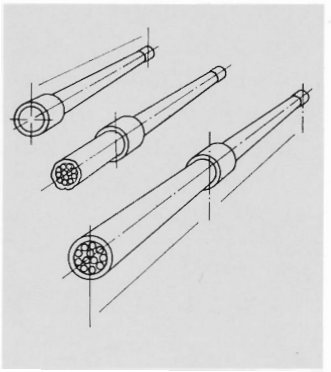
Med lansen brænder man huller, der er noget større end lansens egen diameter, Ø 40 mm.

Fordele: Hurtighed.

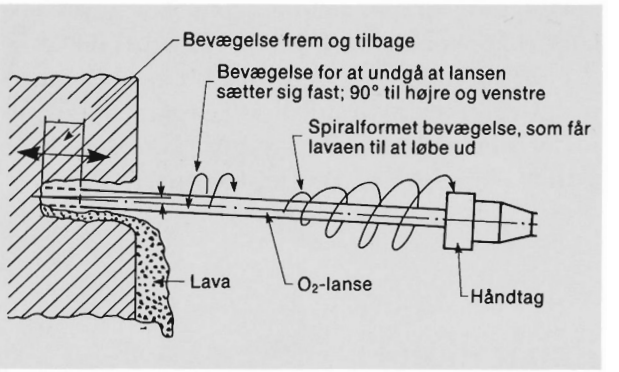
Ulemper: Hulkanten bliver ujævn, og betonen varmeskades 20 – 50 mm uden for hullet. Med den kraftige varmeudvikling er brandrisikoen stor. Desuden kraftig udvikling af aske og støv.

Vandspuling ved højt tryk. Til renhugning af skadet beton, forinden reparationsarbejdet kan påbegyndes, kan anvendes en vandstråle, der med stor hastighed sprøjtes mod betonoverfladen gennem et ca. 2 m langt stålrør (en lanse).

Det herved opnåede tryk (ca. 70–100 MPa) fjerner den skadede beton og



Figur 6.6-4. Lanser til flammeskæring består af et jernrør med elektroder af tråd, firkantjern eller lignende. Lanserne kan som regel forlænges ved muffesamling.



Figur 6.6-5. Bevægelsesmuligheder under flammeskæringen.

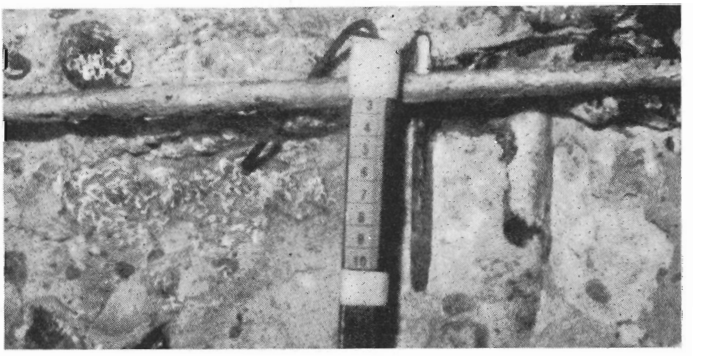
efterlader en sund overflade, der er velegnet til reparation, idet der ikke opstår mikrorevner ved metoden.

Højtryksspuling, der kan foregå såvel under som over vand, udføres af specialister.

Ved iblanding af stålsand i vandstrålen kan effekten øges, og denne metode har ikke sandblæsningens skadelige støvgener.

Metoden har bl.a. været anvendt ved reparationen af Vildsundbroens underbygning, der var stærkt angrebet af alkalikiselreaktioner. Her blev 50–100 mm beton afhugget ved højtryksspuling udført af dykkere, se figur 6.6–6.

Figur 6.6–6. Afrensede overflader under vand (17 m dybde). Armeringsjern blotlagt.



Sprængning er en metode, som kan anvendes ved større åbninger i grove konstruktioner eller ved deling af større blokke.

Langs åbningens konturlinie bores huller med 0,5 meters afstand. I hullerne placeres et hydraulisk kileværktøj med op til 365 tons kraft, hvorved materialet mellem hullerne sprækker. Metoden er miljøvenlig og billig og kan udføres med overraskende stor nøjagtighed.

Reparation

Inden man går i gang med reparationer, kan det være formålstjenligt at stille nogle spørgsmål:

1. Hvorfor er skaden opstået?
2. Hvordan kan den repareres?
3. Kan en eventuel gentagelse af skaden forebygges?

Skadernes opståen kan skyldes mange ting, både direkte påvirkninger i form af påkørsel og lignende, og indirekte på grund af dårlig konstruktion og/eller udførelse.

Mange skader er af en sådan art, at de ofte gentages, om ikke på samme bygværk, så dog på tilsvarende, hvorfor en erfaringsudveksling om skader er igangsat.

Reparationen må rette sig efter skadens omfang og art: Overfladeskader med klar afgrænsning og ringe dybde må indskrænkes til at bringe overfladen tilbage til samme stand, som før skaden opstod.

Dybtgående skader må derimod kræve større omhu og måske indebære, at konstruktionen ikke blot føres tilbage til samme profil, men udbygges for at råde bod på skadevirkningen. Ofte er her skadesudbedringen af sekundær betydning, medens foranstaltningerne til at imødegå gentagelser bliver det primære. Visse skader påvirker i sig selv ikke konstruktionens funktion, f. eks. revner i en armeret bjælkes trækzone, men kan forårsage korrosionsskader på armering og må derfor repareres. Inden for denne gruppe skader findes hovedparten af de revneinjektioner, der udføres i dag.

Materialer til udbedring af skader: *beton, cementmørtel, plast, asfalt etc.* Hvilket materiale man skal vælge, afhænger ofte af skadens omfang, herunder eventuel revnevidde, idet man som en tommelfingerregel kan regne med, at *cementmørtel*

kan injiceres i revner større end 0,1 mm, medens *epoxy-resin* og *acrylamid* har grænserne henholdsvis 0,02 mm og 0,001 mm.

Arbejdets udførelse. En vigtig forudsætning for et godt resultat er, at forbehandlingen af skadestedet har været korrekt.

Al skadet beton skal fjernes, og en vis profilering skal foretages for at sikre god vedhæftning. Her skal man også tilgodese, at der ikke ved reparationen kan dannes luftlommer.

Herefter skal reparationsstedet rengøres. Om man anvender stålbørstning, trykluftmejsling, sandblæsning, flammerensning eller andre metoder, afhænger af forholdene, men resultatet skal blive en ren, ru overflade uden mange, fine revner.

Den sidste rengøring af fladen kan være kemisk og/eller mekanisk. Ofte resulterer rengøringen i en våd overflade, hvilket er godt, såfremt reparationen skal ske med cementbaserede materialer, men er uhensigtsmæssig, hvis det er plastbaserede materialer. I sidste tilfælde må rengøringen altså også indeholde en udtørring.

En komplettering eller supplering af armeringen må indbefatte, at armeringen kommer til at arbejde sammen med den oprindelige armering ved korrekte stødlængder, eventuelt sammensvejsning, hvis det er svejsbart materiale.

Armeringen må befæstes med indborede forankringer og gives tilstrækkeligt dækkende betonlag. Eventuelt kan man i den supplerende armering i stedet for rundjern anvende fladjern med samme areal (eller svejste armeringsnet) for derigennem at skaffe et større betondæklag. Svejste net giver desuden en bedre revnefordeling.

Ved anvendelse af en reparationsbeton med lavt v/c-forhold kan man få en tættere beton, hvilket kan give en bedre beskyttelse af armeringen med en mindre dæklagstykkelse end de normalt krævede. Endelig kan man ved anvendelse af fiberarmeret beton måske undgå det kompletterende armeringsarbejde, især hvis det er stålfibre, der anvendes.

Hvis der kræves formsætning for at lave reparationen, må man være opmærksom på, at kravene til denne formsætning er betydelig større end til forme ved normal støbning, specielt med hensyn til afformningen.

Reparationen kan i visse tilfælde ske efter Prepact-metoden, se afsnit 6.3, side 463, eller ved injicering gennem formvæggen, i hvilke tilfælde formsætningen må tilpasses disse specielle forhold.

Reparation med beton eller cementmørtel er det naturlige for reparation af betonkonstruktioner. Man må tilstræbe nær samme blandingsforhold og samme

cementtype, for at ikke reparationen i farve skal skille sig for meget ud fra den oprindelige beton.

Reparationen kan udføres manuelt eller ved sprøjtning, dvs. med almindelig eller specialiseret arbejdskraft. Om sprøjtestøbning, se afsnit 6.3, side 467.

Efterhærdningen skal følges omhyggeligt med sikring mod udtørring. Ofte sker reparationen i betydelig mere tørt klima end den oprindelige konstruktions støbning, hvorfor farveforskelle kan opstå, hvis efterbehandlingen ikke er omhyggelig.

Cementmørtel kan modificeres ved tilsætning af *vandemulgeret termoplast* af *PVA* eller *akrylplast.* PVA er ikke gunstig i fugtigt miljø, idet det kan optage fugt, hvorved der kan opstå vedhæftningsbrud eller mindsket styrke.

Plastemulsionsiblanding kan, brugt på rette måde, give forbedrede vedhæftningsmuligheder og mulighed for at arbejde med tyndere reparationer. Hovedbindemidlet er dog stadig cement med de deraf følgende egenskaber.

Ved iblanding af *gummilatex* i mørtelen kan man opnå en mere sej og slagfast reparation.

Af rene plastmaterialer til reparation kan nævnes *epoxy, akrylplast, polyuretan* og *polyester.*

Her er polyester normalt ikke alkalibestandig, og da den er fugtfølsom under hærdningen, risikerer man let svind med deraf følgende spændinger, der kan afstedkomme revner. De øvrige plasttyper er alkalibestandige og kan uden risiko anvendes på beton. De svinder alle før geleringen og giver derfor spændingsfri belægninger.

De bør dog kun anvendes på tørre overflader (maks. 3% fugtindhold).

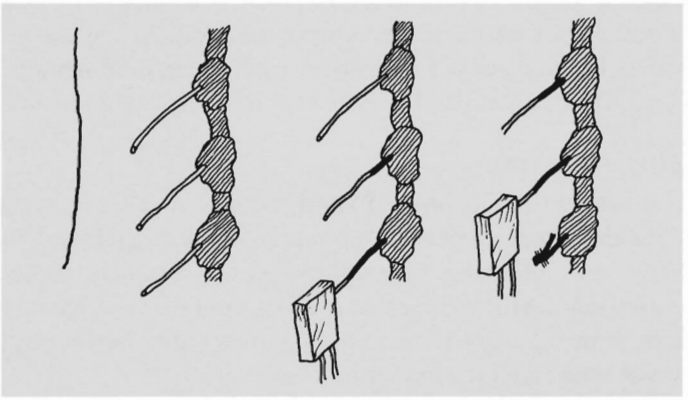
Man skal være opmærksom på de arbejdsmiljømæssige aspekter, idet visse personer kan være overfølsomme over for disse stoffer.

Injektion af revner. Fine revner i betonkonstruktioner (< 0,1 mm) repareres ofte med plastmaterialer, normalt 2-komponentmaterialer (resin + hærder), der injiceres i revnen. Den blandede reparationsmasse skal anvendes inden for ½ – 1 time, afhængig af temperatur.

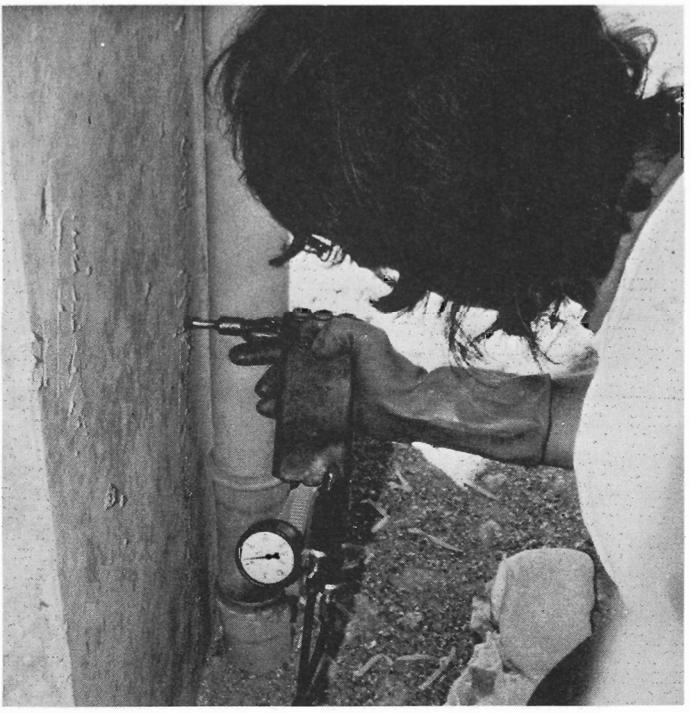
Forarbejdet består af udblæsning af revner med olie- og vandfri trykluft, indsætning af specielle injektionsnipler med en afstand svarende til 1–1,5 gange revnedybden, og afdækning af revnen mellem niplerne, eventuelt på begge sider, hvis der er tale om gennemgående revner.

Herefter presses injektionsmassen ind i den første nippel (ved lodrette revner, den nederste) indtil massen kommer frem ved den næste nippel.

Herefter lukker man den første nippel og injicerer i nr. 2, indtil materialet træder frem i nippel nr. 3 og så fremdeles til hele revnen er fyldt, (figur 6.6–7 og 6.6–8).



Figur 6.6–7. Principskitse af fremgangsmåden ved injicering af epoxyresin eller alkylamid.



Figur 6.6–8. Sprøjtepistol til injicering af revner, der i forvejen er forsynet med nipler (slanger) og tape imellem disse.

6.7 Sundhedsmæssige forholdsregler ved arbejde med cement og beton

Cement udrørt i vand, dvs. frisk, uhærdnet mørtel og beton, er stærkt alkalisk og indeholder små mængder opløst chromat. Begge disse forhold rummer en vis risiko for helbredet hos folk, der arbejder med cement og beton, og man bør derfor træffe foranstaltninger til at imødegå denne risiko.

Ætsen og svien

Når cement reagerer med vand, dannes som tidligere beskrevet en calciumhydroxidopløsning, der er ret stærkt alkalisk (pH omkring 13), og som derfor virker ætsende på øjne og slimhinder og – ved længere tids kontakt – på huden.

Det må derfor tilrådes, at cement opbevares utilgængeligt for børn. Har man fået cementpulver eller stænk af mørtel eller beton i øjne eller svælg, skal man skylle med rigeligt vand i mindst et kvarter.

Man bør endvidere undgå langvarig berøring med frisk mørtel og beton ved at bruge gode beskyttelseshandsker og eventuelt også vandtætte knæbeskyttere (ved gulvarbejde). Har man ikke været forsigtig nok, og optræder der vedvarende svie efter grundig afskylning, bør man søge læge.

Chromateksem

Næsten al portlandcement indeholder små mængder *chrom* (op til ca. 0,02%), der hovedsagelig stammer fra cementens råmaterialer; en mindre del kan hidrøre fra cementovnens foringsmateriale og fra cementmøllens malelegemer.

Når cementen blandes med vand, går en del af chromen i opløsning som chromationer (CrO_4^{--}), der kan være med til at skabe kontakteksem hos mennesker, der arbejder med og kommer i berøring med frisk beton, og som er *allergiske* overfor chromat. I vore omgivelser findes mange andre chromatkilder, såsom tændstikhoveder, galvaniseret jern, rustbeskyttelsesmaling, sko- og handskelæder m. v., der kan være med til at opbygge kontaktallergi overfor chromat.

Det er blevet påvist, at de fleste tilfælde af såkaldt »murereksem« eller »cementeksem« skyldes allergi overfor chromat. Denne allergi udvikles ofte først efter mange års kontakt med chromatkilder (f. eks. frisk mørtel og beton), og da omgivelserne som nævnt indeholder mange andre chromatkilder (og nye opdages hvert år), kan chromateksem være vanskelig at få bugt med, når den først er opstået.

Med henblik på at hindre, at folk der arbejder med mørtel og beton pådrager sig chromateksem gennem deres arbejde, har Arbejdstilsynet i Danmark forbudt, at der anvendes cement med mere end 2 mg vandopløseligt chromat pr. kg cement. Til sikring af dette kravs opfyldelse er danske cementer derfor tilsat et chromatneutraliseringsmiddel. Bestemmelse af cements indhold af vandopløseligt chromat kan foretages efter den i DS1020 beskrevne metode.

Litteratur til afsnit 6.1–6.7

»Betonkomprimeringens teknologi«. Betonelement-Foreningen, 1977.

»Vejledning i god vibreringspraksis«. Betonelement-Foreningen, 1977.

Borrit, S. m. fl.: »Anlægskundskab, bind J-2: Ydelsesdata«. Polyteknisk Forlag, 1974.

Bredesen, Bjørn A.: »Frittstående skråglid«. Nordisk Betong 1:1977, p. 17–20.

»Betonghandbok – Arbetsudförande«. Cementa, 1978.

Drechsel, W.: »Die Gleitschalung«. Berlin, 1950.

Eriksen, Kirsten: »Silaner, silanoler, siloxaner og silikoner med relation til overfladebehandling af beton«. Internt CtO-notat 1978.

Hansen, P. Freiesleben: »Hærdeteknologi-2. Dekrementmetoden«. Aalborg Portland, 1978.

Jespersen, A. m.fl.: »Anlægskundskab, bind B: Materiel og udførelsesmetoder«. Polyteknisk Forlag, 1976.

Johansson, A: »The Relationship Between Mixing Time and Type of Concrete Mixer«. CBI-handlingar nr. 42, 1971, Stockholm.

Nepper-Christensen, P. m.fl.: »Flyveaske og beton«. Beton-Teknik 1/03/1978.

»Ferrocement«. Beton-Teknik 8/01/1972.

Ostenfeld, Klaus: »Spændende teknik bag de Olympiske Lege – Montreal 1976«. Nordisk Betong 5:1977, p: 5–10.

Pedersen, Erik J.: »Pumpebeton«. Beton-Teknik 6/02/1972.

Pedersen, Erik J.: »Hærdning af betonvarer«. DBI-hærderapport 1977.

Pedersen, Svend: »On Automation of Concrete Production«. Nordisk Betong 3:1977, p. 27–31.

Petersen, Flemming: »Sprøjtebeton«. Beton-Teknik 6/03/1975.

Puckman, Knud: »Vakuumbeton«. Beton-Teknik 6/06/1977.

Skovgaard, Poul: »Damphærdning – metode og virkning«. Beton-Teknik 1963:4.

Taylor, W. H.: »Concrete Technology and Practice«. 1965.

»Rapport om vand-cementblander«. Teknologisk Institut, nr. 251.0480.

Waddell, Joseph J.: »Concrete Construction Handbook«. 1968.

Lund, Marianne H.: »Chrom i cement«. Nordisk Betong, 6:1977. p. 28–30.
Fregert, S. og Sandahl, E.: »Praktisk möjligt att minske risken för chromatallergi orsaked av cement«. Arbetsmiljö, februar 1978.
Hansen, A. J.: »Coma-meter – the mini maturity meter«. Nordisk Betong, 4:1981.
Idorn, G. M., Z. Fördös: »Cement-Polymer Materials«. Principal paper to the III International Congress on the chemistry of cement, Moscow, USSR, 1974.
Steinberg, M. et al.: »Concrete-Polymer Materials«. 1–5 Topical Reports. Brookhaven National Laboratory, Radian Div., New York 1968–1972.

7. Kontrol og prøvning

I forbindelse med en betonleverance stilles der krav til betonegenskaberne fra samfundet, bygherren, den projekterende, den udførende og betonproducenten. F. eks. stiller samfundet via betonnormerne det krav, at bygværket skal have den fornødne sikkerhed; bygherren stiller krav om holdbarhed; den projekterende kræver en vis styrke; den udførende kræver en bestemt bearbejdelighed; endelig stiller producenten krav til delmaterialernes kvalitet.

Gennem kontrolforanstaltninger på flere niveauer må man sikre sig, at de stillede krav opfyldes.

I dette kapitel gennemgås de mest almindelige prøvningsmetoder i forbindelse med prøvning af cement, tilslag, frisk og hærdnet beton. Disse prøvningsmetoder benyttes i forbindelse med de ovenfor nævnte kontrolforanstaltninger.

Inden gennemgangen af prøvningsmetoderne omtales principperne for kontrol af beton samt de metoder, som anvendes ved den statistiske behandling af prøvningsresultaterne.

7.1 Betonkontrol

Det er normalt ikke muligt direkte at kontrollere de betonegenskaber, der stilles krav til. Hvis der f. eks. er krævet vandtæt beton, vil man normalt ikke foretage en direkte vandtæthedskontrol. Men på baggrund af betonteknologisk viden kan et krav ofte omformuleres til krav til en eller flere andre egenskaber, som så betegnes *vikarierende egenskaber.* Forudsætningen for, at de vikarierende egenskaber har interesse i denne sammenhæng, er naturligvis, at de er lettere at kontrollere end den primære egenskab.

Drejer det sig f.eks. om vandtæt beton, kan man opnå vandtæthed, hvis en række egenskaber såsom v/c, cementindhold, fillerindhold osv. ligger inden for visse grænser. Kontrol af vandtæthed kan udføres som kontrol af disse vikarierende egenskaber.

emne	skærpet kontrol	normal kontrol	lempet kontrol
journal	kontroljournal kræves	kontroljournal kræves	kontroljournal kræves ikke
slap armering kontrol	i overensstemmelse med DS 13080	i overensstemmelse med DS 13080	i overensstemmelse med DS 13080
spændarmering kontrol	i overensstemmelse med DS 13081	i overensstemmelse med DS 13081	spændarmering må ikke anvendes i forbindelse med lempet kontrol
beton forprøvning	udføres inden betonarbejdet påbegyndes samt ved væsentlige ændringer af materialer og materiel	kan udelades, såfremt materialerne i længere tid har været i løbende produktion og vist sig egnede	ingen
cement kontrol	cementens kvalitet skal dokumenteres ved varedeklaration eller ved prøvning	cementens kvalitet skal dokumenteres ved varedeklaration eller ved prøvning	ingen
grus kontrol	grusmaterialernes egnethed skal dokumenteres ved værkcertifikat eller ved prøvning	grusmaterialernes egnethed skal dokumenteres ved værkcertifikat eller ved prøvning	ingen
vand kontrol	udføres ved forprøvning og under særlige omstændigheder	udføres ved forprøvning og under særlige omstændigheder	ingen
urenheder kontrol	udføres ved forprøvning og under særlige omstændigheder	udføres ved forprøvning og under særlige omstændigheder	ingen
flyveaske kontrol	flyveaskens kvalitet skal dokumenteres ved varedeklaration eller ved prøvning	flyveaskens kvalitet skal dokumenteres ved varedeklaration eller ved prøvning	ingen
mikrosilica kontrol	mikrosilicakvaliteten skal dokumenteres ved varedeklaration eller ved prøvning	mikrosilicakvaliteten skal dokumenteres ved varedeklaration eller ved prøvning	ingen
tilsætning kontrol	ved forprøvning og i øvrigt mindst én gang pr. skift af arbejdshold	ved forprøvning og i øvrigt mindst én gang pr. skift af arbejdshold	ingen

Tabel 7.1-1. DS 411's krav til kontrollens omfang i de 3 kontrolklasser.

emne	skærpet kontrol	normal kontrol	lempet kontrol
konsistens kontrol	skal eftervises ved udstøbningen og i forbindelse med udtagning af eventuelle prøver til styrkemåling	skal eftervises ved udstøbningen og i forbindelse med udtagning af eventuelle prøver til styrkemåling	ingen, se dog DS 411
v/c-forhold kontrol	såfremt der er stillet krav til v/c-forholdet, kontrolleres dette ved at føre kontrol med betonens indhold af vand, cement, flyveaske og mikrosilica	såfremt der er stillet krav til v/c-forholdet, kontrolleres dette ved at føre kontrol med betonens indhold af vand, cement, flyveaske og mikrosilica	såfremt der er stillet krav til v/c-forholdet, kontrolleres dette ved at føre kontrol med betonens indhold af vand, cement, flyveaske og mikrosilica
fabriksbeton modtagekontrol	ja	ja	nej
betonstyrke kontrol inden afformning	udføres efter en i forvejen truffet aftale	udføres efter en i forvejen truffet aftale	ingen
betonstyrke kontrol	skal eftervises ved styrkemåling	skal eftervises ved styrkemåling	skal eftervises ved styrkemåling. For beton med krævet karakteristisk styrke mindre end 15 MN/m^2, kan styrkekontrollen erstattes af kontrol af blandingsforhold og sætmål
formarbejde kontrol	alt formarbejde synes inden hver udstøbning	alt formarbejde synes inden hver udstøbning	stikprøvekontrol af formarbejde
armeringsarbejde kontrol	armeringsarbejdet synes inden hver udstøbning	armeringsarbejdet synes inden hver udstøbning	stikprøvekontrol af armeringsarbejde
udstøbning kontrol	kontrol af hele udstøbningen	lejlighedsvis kontrol af udstøbningen	lejlighedsvis kontrol af udstøbningen
fugtigholdelse kontrol	jævnlig inspektion	lejlighedsvis inspektion	ingen
opspænding kontrol	udføres efter spændlister	udføres efter spændlister	opspænding må ikke finde sted

Krav og kontrol

Krav til betonegenskaberne kan udmøntes i en række forudsætninger for betonproportioneringen. Disse forhold er beskrevet i afsnit 8.1 fra side 642 til side 653. Men hvorledes sikrer man sig, at kravene overholdes?

Kontrollantens værktøj er prøvningsmetoderne, hvoraf de mest anvendte er beskrevet senere i dette kapitel (afsnit 7.3, 7.4, 7.5 og 7.6).

På den ene side foreligger der således en række krav, hvis overholdelse skal kontrolleres. På den anden side foreligger der en række prøvningsmetoder. Men hvor er forbindelsen mellem kravene og prøvningsmetoderne? Den må skabes af en betonteknolog, som til hvert krav må angive, hvilke vikarierende betonegenskaber man skal betragte. I denne forbindelse kræves, at de vikarierende betonegenskaber er defineret ved nøje beskrevne prøvningsmetoder, således at det er muligt at måle dem og udtrykke dem ved talværdier. Betonteknologen må endvidere angive, i hvilke talområder måleresultaterne skal befinde sig, for at kravet kan regnes for opfyldt. Endelig må den statistiske usikkerhed på måleresultaterne tages i betragtning. Dette gøres ved opstilling af et godkendelseskriterium. Er dette kriterium opfyldt, accepterer man, at kravet er opfyldt. Normalt vil det kræve betydelig omtanke at opstille et godkendelseskriterium. Afsnit 7.2 omhandler bl. a. denne problematik.

Eksempel 7.1–1

En bygherre kræver, at der anvendes vandtæt beton.
I beskrivelsen af betonleverancen formuleres dette krav mht. materialerne som:

1. Cementindhold, bestemt ved kontrolvejning inden hver blanding: mindst 325 kg/m^3.
2. Fillerindhold (<0,25 mm □), bestemt udfra gennemsnit af 3 sigteanalyser og kontrolvejning inden hver blanding: mindst 60 kg/m^3.
3. Sandprocent (<4 mm □), bestemt udfra gennemsnit af 3 sigteanalyser og kontrolvejning inden hver blanding: mellem 40 og 50 vægtprocent.
4. Luftindhold, bestemt ved gennemsnit af 2 Press-ur-metermålinger lige før udstøbning af 10 af blandingerne (tilfældigt udvalgt): mellem 4% og 6%.

Godkendelseskriterium: Vandtæthedskravet for så vidt angår materialerne anses for opfyldt, hvis alle enkeltresultater ligger inden for de ovenfor angivne grænser.

Ovenfor er vist et helt arbitrært valgt eksempel på en vandtæthedskontrol. Ikke alle betonteknologer har samme mening om, hvilke prøvningsmetoder (samt heraf afledte måleresultatværdier og godkendelseskriterier) der er mest velegnede til kontrol af et kravs overholdelse. DS 423.1 (Betonprøvning, kontrol ved prøveudtagning og statistisk vurdering af observationer) giver retningslinier, som kan benyttes ved vurdering af måleresultater, se afsnit 7.2.

Kontrolklasser

Ovenfor blev det nævnt, at samfundet stiller krav til betonen. Men det stiller også krav til kontrollen. Normalt differentieres kontrolkravene afhængigt af risikoen for problemer med en konstruktions holdbarhed og sikkerhed. Der opereres med en serie af kontrolklasser, hvor man i den ene ende kræver streng kontrol med alle trin i fremstillingsprocessen, mens der i den anden ende næsten ingen kontrolkrav stilles. Den danske betonnorm (DS 411) opererer med 3 kontrolklasser, *skærpet, normal og lempet kontrol.*

Tabel 7.1-1 viser kravene i de 3 kontrolklasser. Den udgør samtidig en ganske god oversigt over hele kontrolområdet.

Af tabel 7.1-1 fremgår, at der ved skærpet og normal kontrol kræves en kontroljournal. For at sikre kontrollanter og andre en vis ensartethed fra sag til sag er der via Dansk Betonforening udarbejdet en serie kontrolblanketter til anvendelse i forbindelse med betonbyggeri [1].

Modtagekontrol og proceskontrol

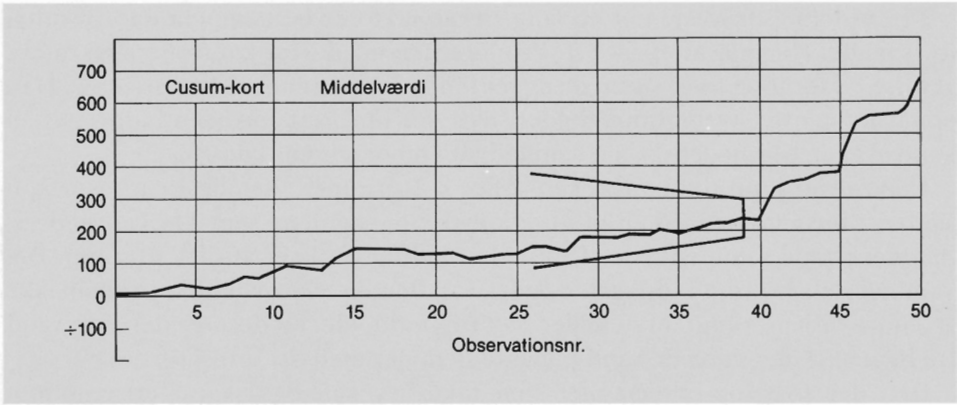
Modtageren af en betonleverance stiller normalt krav til en række *betonegenskaber.* Ved kravformuleringen er det nødvendigt at være meget præcis, for i kontrolmæssig henseende er prøvningsmetoden lig med betonegenskaben. I forbindelse med kontrolformål er det f.eks. ikke korrekt at betegne betons trykstyrke som en betonegenskab. Derimod er betons cylindertrykstyrke bestemt i henhold til DS 423.11, DS 423.21 (fremstilling og lagring af støbte prøvelegemer til styrkebestemmelse) og DS 423.23 (trykstyrke) en betonegenskab.

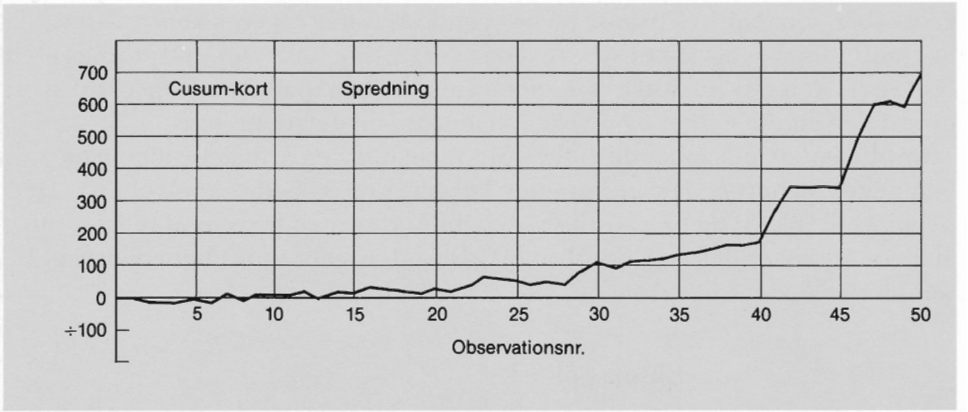
I almindelighed betegner man kontrollen med de betonegenskaber, som modtageren stiller krav til, ***modtagekontrol.***

Heroverfor står, at producenten i produktionsprocessen har indbygget en række kontroller, som tilsammen udgør den såkaldte ***proceskontrol.***

Figur 7.1-1. Cusum-kontrolkort, benyttet til kontrol af afvigelse mellem tilstræbt og opnået cementmængde.

Nr.	x_i kg	Σx_i	$d = \lvert x_i - x_{i-1} \rvert$	$d - 12$	$\Sigma(d - 12)$
1	5	5			
2	1	6	4	- 8	- 8
3	8	14	7	- 5	- 13
4	20	34	12	0	- 13
5	- 4	30	24	12	- 1
6	- 7	23	3	- 9	- 10
7	20	43	27	15	5
8	15	58	5	- 7	- 2
9	0	58	15	3	1
10	20	78	20	8	9
11	16	94	4	- 8	1
12	- 5	89	21	9	10
13	- 10	79	5	- 7	3
14	40	119	30	18	21
15	32	151	8	- 4	17
16	- 1	150	33	21	38
17	2	152	3	- 9	29
18	- 6	146	8	- 4	25
19	- 10	136	4	- 8	17
20	8	144	18	6	23
21	0	144	8	- 4	19
22	- 30	114	30	18	37
23	10	124	40	28	65
24	5	129	5	- 7	58
25	8	137	3	- 9	49
26	15	152	7	- 5	44
27	- 2	150	17	5	49
28	- 9	141	7	- 5	44
29	42	183	51	39	83
30	0	183	42	20	103
31	- 5	178	5	- 7	96
32	16	194	21	9	105
33	0	194	16	4	109
34	22	206	22	10	119
35	- 10	196	32	20	139
36	8	204	18	6	145
37	25	229	17	5	150
38	3	232	22	10	160
39	13	245	10	- 2	158
40	- 10	235	23	11	169
41	105	340	115	113	272
42	16	356	89	77	349
43	8	364	8	- 4	345
44	20	384	12	0	345
45	10	394	10	- 2	343
46	155	549	145	133	476
47	22	571	133	121	597
48	3	574	19	7	604
49	6	580	3	- 9	595
50	103	683	97	85	680





Cusum-kontrolkort for middelværdi og spredning for afvigelse x mellem tilstræbt og opnået cementmængde.

Proceskontrollen opererer på en samling betonegenskaber med tilhørende prøvningsmetoder og godkendelseskriterier (i form af kontrolgrænser). Proceskontrollen er i det ideelle tilfælde opbygget således, at hvis alle godkendelseskriterier fra kontrollerne i produktionsprocessen giver godkendelse, opnår producenten følgende 2 resultater:

1. Der er kun en vis lille sandsynlighed for, at produktet bliver afvist af modtagerens modtagekontrol.
2. Processen forløber således, at ingen dele medfører større omkostninger end nødvendigt.

I fremstillingsprocessen er en lang række faktorer bestemmende for resultatet, som det fremgår af afsnit 8.1. Producenten må derfor kontrollere en række af disse faktorer og sikre sig, at de ligger inden for passende valgte grænser. Han opnår de bedste styringsmuligheder, hvis der i proceskontrollen indbygges en kontrol af de betonegenskaber, som indgår i modtagerens kontrol.

Faktorerne i produktionen kan deles i 2 grupper, nemlig dem, som kan ændres i forbindelse med en produktionsstyring, og dem, som ikke kan ændres. Betonens vand sammensættes f. eks. af ét bidrag fra hver af de 2 grupper. Det kommer dels fra fugt i tilslaget, dels fra vandhanen. Normalt forsøger man ikke at ændre tilslagets fugt. Man måler blot fugtindholdet og doserer derefter vand fra hanen, så den samlede vandmængde stemmer med det foreskrevne.

Det, der ovenfor er betegnet som faktorer, kan også karakteriseres som betonegenskaber. Betonproducenten må udvælge en eller flere styrbare betonegenskaber, som har indflydelse på de egenskaber, modtageren kontrollerer. Via litteratur, forsøg og statistiske analyser (regressionsanalyse) må producenten fastlægge den systematiske sammenhæng mellem par af betonegenskaber, hvoraf den ene er styrbar og den anden indgår i modtagerens krav.

Producenten må løbende holde øje med udsving i måleresultaterne for betonegenskaberne. Hertil benyttes bekvemt de såkaldte kontrolkort. Der henvises til [2], [3] og til statistiks speciallitteratur med hensyn til regressionsanalyse og anvendelse af kontrolkort. Desuden belyses mulighederne i eksemplerne nedenfor.

Eksempel 7.1–2

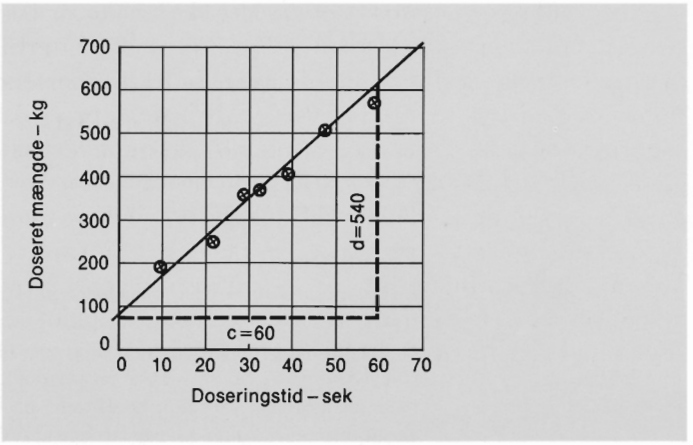
På en betonfabrik aflæser en laborant cementvægten for 4 blandinger hver dag. Derefter udregnes for hver blanding afvigelsen mellem den foreskrevne cementvægt og den målte. Afvigelserne summeres og der optegnes et såkaldt Cusum-kontrolkort (kumuleret sumkort) for afvigelserne. Et eksempel er vist på figur 7.1-1. På et Cusum-kontrolkort viser et stigende forløb perioden, hvor man ligger over det tilstræbte. Et faldende forløb viser perioder, hvor man ligger under det tilstræbte. På denne type kontrolkort kan kontrolgrænser indlægges i form af såkaldte V-masker. En sådan V-maske er indlagt i observations nr. 39 på figur 7.1-1.

Eksempel 7.1–3

Som eksempel på en simpel anvendelse af regressionsanalyse kan nævnes problemet med at styre dosering af tilslag til betonen.

Nogle betonproducenter doserer efter tid. De kan ikke regne med, at der er proportionalitet mellem doseringstid og doseret mængde pga. det

Figur 7.1–2. Regressionsanalyse på doseret mængde som funktion af doseringstid.



Fra blandeanlægget på en betonfabrik, er hentet 7 observationspar:

Doseringstid	Doseret mængde
9,8 sek.	190 kg
21,9 sek.	250 kg
28,1 sek.	360 kg
33,4 sek.	370 kg
39,2 sek.	410 kg
47,3 sek.	510 kg
58,7 sek.	570 kg

Punkterne tegnes ind i et koordinatsystem, se figur 7.1–2, og der indlægges den rette linie, som skønnes at passe bedst muligt til punkterne.

a og b i formlen ovenfor bestemmes på følgende måde:

a er afskæringen på den lodrette akse. Der aflæses

$a = 80$ kg.

b er liniens hældning. Den bestemmes f. eks. ved hjælp at de to indtegnede punkterede linier, hvorpå afskæres stykkerne c og d. Der aflæses c = 60 sek., d = 540 kg. Dvs.:

$$b = \frac{d}{c} = \frac{540}{60} = 9{,}0 \text{ kg/sek}$$

Resultatet er, at det er hensigtsmæssigt at styre produktionen efter

$$\textit{doseret mængde} = 80 + 9{,}0 \cdot \textit{doseringstid}$$

såkaldte *efterløb*. Men sammenhængen mellem doseringstid og doseret mængde er normalt retliniet. Dvs. der gælder

$$\text{doseret mængde} = a + b \cdot \text{doseringstid}$$

a og b må bestemmes ved, at man skaffer nogle samhørende værdier for doseringstid (der svarer til x i formlen for den rette linie $y = a + b \cdot x$) og doseret mængde (der svarer til y i formlen for den rette linie). a svarer i øvrigt til efterløbet.

Eksempel 7.1–4

En betonfabrikant skal levere en beton med en foreskreven karakteristisk trykstyrke $f_{ck} = 15$ MN/m². Med de tilslagsmaterialer, han har adgang til, er der foretaget en proportionering, som fører til en teoretisk middeltrykstyrke på 17 MN/m². Han regner med, at produktionen kan køre med en teoretisk variationskoefficient på 0,10. Denne lave værdi på variationskoefficienten kræver strenge krav for tolerancer til de indgående faktorer. Han benytter følgende proceskontrol i fremstilling af den ovenfor omtalte beton:

1. Kontrol med tilslagsmaterialerne for hver leverance (sigteanalyse).
2. Kontrolvejning af alle doserede mængder (sammenligning mellem de foreskrevne mængder og de faktisk doserede).
3. Kontrol af tilslagets fugtindhold.
4. Kontrol af blandetid.
5. Kontrol af blanderens effektforbrug.
6. Styring af vandmængde ud fra resultatet af 1, 2, 3 og/eller 5.
7. Styring af cementmængde ud fra 1, 2 og 6.
8. Kontrol af opnået luftindhold, sætmål og cylindertrykstyrke (28 døgns værdien).
9. Tilbagemelding fra 8 til cementmængden.

Pkt. 8 kaldes ofte for *efterkontrol*, idet det skal hjælpe producenten til at afgøre, om de kontrolgrænser, der er sat på de øvrige punkter, fører til det ønskede resultat. Men i øvrigt svarer det til kundens modtagekontrol. I visse tilfælde vil modtageren lade producentens pkt. 8 erstatte egen modtagekontrol. De øvrige 8 punkter bruges udelukkende i den interne proceskontrol, hvor der styres mod at holde styrkens middelværdi så tæt ved 17 MN/m² som muligt og variationskoefficienten så lav som muligt, naturligvis helst under 0,10.

Litteratur til afsnit 7.1

[1] »Kontroljournaler«. Dansk Betonforenings publikation 1:1978.

[2] Poulsen, E. og Mohr, G.: »Byggeriets kvalitetskontrol«. Teknisk Forlag, 1980.

[3] Justesen, C. F.: »Betonproduktion og statistik«, Beton-Teknik 4/05/1980, CtO, 1980.

7.2 Betonkontrollens statistiske grundlag*)

Ved bogstavelig talt enhver form for betonkontrol undersøges kun en forsvindende del af den samlede mængde beton. Dette skyldes naturligvis primært, at det er uoverkommeligt at kontrollere en større del af betonen, men også prøvningens i regelen destruktive karakter ville forbyde det. Da imidlertid selv den omhyggeligst fremstillede beton udviser en vis variation, vil de undersøgte prøver nok afspejle egenskaberne i hele den fremstillede betonmængde, men kun med nogen *usikkerhed.* Denne usikkerhed må selvsagt komme til udtryk i den vurdering af betonen, som er kontrollens endelige mål.

På baggrund af denne erkendelse er det indlysende, at en foreliggende samling kontrolresultater vil kunne udnyttes mest effektivt, hvis de analyseres ved passende statistiske metoder. Omvendt vil en given information kunne opnås ved mindst mulig kontrolindsats, dersom denne tilrettelægges ud fra rationelle statistiske overvejelser.

De fundamentale statistiske problemer er altid de samme; men når det statistiske grundlag skal indarbejdes i praktiske kontrolprocedurer, godkendelsesregler etc., kan det ske på mangfoldige måder. Disse kan imidlertid rubriceres under to hovedprincipper, som i den statistiske fagterminologi betegnes »inspektion ved kontinuert måling« og »inspektion ved alternativ måling« [4].

Inspektion ved kontinuert måling er baseret på, at resultatet af målingen udtrykkes ved et tal, som principielt kan variere kontinuert. Måleresultaternes gennemsnit og spredning afgør i forbindelse med det opstillede godkendelseskriterium, om betonen skal godkendes.

Inspektion ved alternativ måling består i, at prøverne kun klassificeres som »gode« eller »dårlige«. Antallet af »dårlige« i forhold til det samlede antal må så ikke overstige en vis grænse, hvis betonen skal kunne godkendes.

Det er klart, at præcise talværdier for hver enkelt prøve giver mere oplysning om betonen end en simpel grovsortering i »gode« og »dårlige« prøver. Alt andet lige må kontinuert måling derfor foretrækkes fremfor alternativ. Det er imidlertid en afgørende betingelse for brug af kontinuert måling, at den omhandlede egenskabs variationsforhold er klarlagt i et sådant omfang, at der kan opstilles en nogenlunde velunderbygget model for egenskabens

*) Dette afsnit dækker kun selve betonmaterialet. Geometriske egenskaber kontrolleres i henhold til DS 1050: »Tolerancer i byggeriet. Anvendelse af måltolerancer«.

fordeling. I betonsammenhæng gælder dette i realiteten kun betonens trykstyrke. Alle andre egenskaber – v/c-forhold, sætmål, luftindhold etc. – må derfor kontrolleres ved alternativ måling.

Inspektion ved kontinuert måling

Som ovenfor nævnt er betonens trykstyrke den eneste egenskab, man har en sådan statistisk viden om, at den kan behandles efter principperne for inspektion ved kontinuert måling.

> Efterhånden som også andre egenskaber bliver genstand for så megen kontrol og så mange eksperimentelle undersøgelser, at deres statistiske forhold bliver tilfredsstillende belyst, vil sådanne egenskaber naturligvis i kontrolmæssig henseende kunne behandles på tilsvarende måde som styrken.

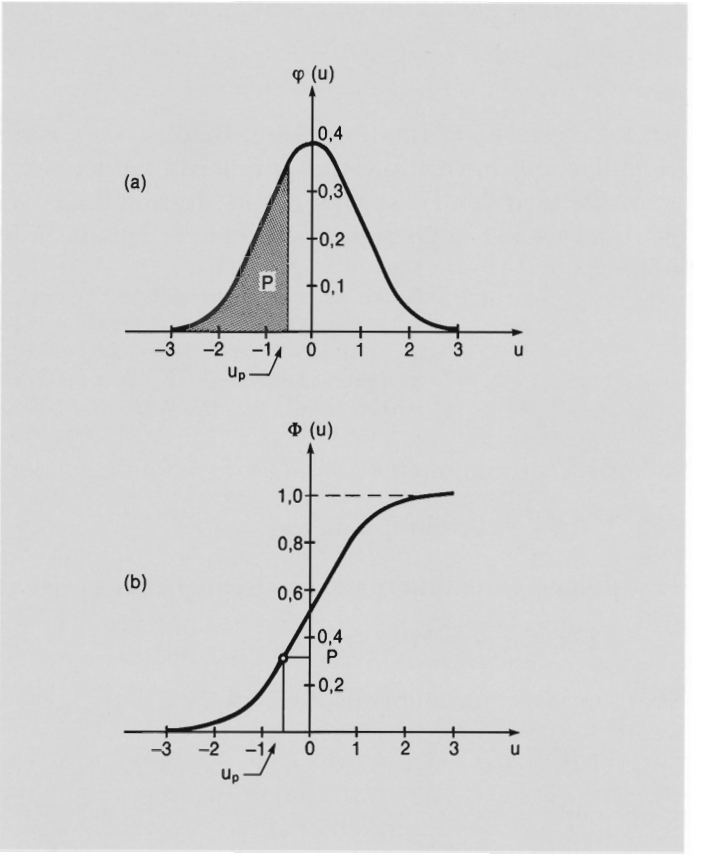
Styrkens fordeling

I kontrolsammenhæng defineres begrebet »betonstyrke« fundamentalt som forholdet mellem brudlast og tværsnitsareal i et støbt, i regelen cylinderformet prøvelegeme. Skal styrkefordelingen i en nærmere angiven betonmængde bestemmes, må derfor al betonen udstøbes som prøvelegemer og disses styrker bestemmes som anført i prøvningsforskriften. Fordelingen af de herved fremkomne tal er da den søgte fordeling.

Rumfanget af et enkelt prøvelegeme er nogle få liter; af 1 m^3 beton kan således fremstilles flere hundrede prøvelegemer, og da den betonmængde, der undersøges, altid omfatter mange m^3, tælles antallet af mulige prøvelegemer i tusinder. Med god tilnærmelse kan fordelingen derfor regnes at indeholde uendelig mange elementer, hvilket medfører den fordel, at problemet kan behandles under anvendelse af kontinuerte fordelinger. En yderligere lettelse er det, at betonstyrker med rimelig tilnærmelse kan behandles ved hjælp af *normalfordelingen.*

Normalfordelingen er bekvem at arbejde med af flere grunde. For det første er fordelingen fuldstændig fastlagt ved kun to parametre, *middelværdien* og *spredningen* (standardafvigelsen). For det andet vil det gælde, at dersom en variabel x er normalfordelt med middelværdi E[x] og spredning D[x], vil den deraf afledte variable

$$u = \frac{x - E[x]}{D[x]}$$



Figur 7.2-1. Den standardiserede normalfordelings tæthedsfunktion (a) og fordelingsfunktion (b).

Den brøkdel P af fordelingen, som er mindre end u_P, repræsenteres i tæthedsfunktionen ved arealet under kurven og til venstre for u_P i fordelingsfunktionen ved ordinaten til det punkt, hvis abscisse er u_P. u_P kaldes fordelingens P-fraktil.

også være normalfordelt; dens middelværdi vil være 0 og dens spredning 1. Følgelig kan ethvert normalfordelingsproblem behandles som et problem i fordelingen af u, den såkaldte standardiserede normalfordeling, der er tabellagt én gang for alle.

Fordelingen af u kan udtrykkes ved *tæthedsfunktionen* $\varphi(u)$ eller *fordelingsfunktionen* $\Phi(u)$, hvis grafiske billeder er vist i figur 7.2-1. De to kurver indeholder den samme information, nemlig hvor stor en brøkdel P af den samlede fordeling der er mindre end en given værdi u_P. Tæthedsfunktionen giver P som arealet under kurven og til venstre for u_P, fordelingsfunktionen giver P som ordinaten til det punkt, hvis abscisse er u_P.

Størrelsen u_P kaldes fordelingens *P-fraktil*, der altså er defineret ved

$$\Phi(u_P) = P$$

Den logaritmiske normalfordeling. Betonstyrker kan sådan set udmærket behandles som normalfordelte. Imidlertid vil det være lidt mere i overensstemmelse med den fysiske baggrund, dersom ikke styrken f_c selv, men dens logaritme $y = \ln f_c$ regnes normalfordelt; f_c siges da at være *logaritmisk normalfordelt.*

> Betons styrke afhænger af mange faktorer, der hver især udviser en vis usikkerhed. Disse faktorer virker sammen på en sådan måde, at der kan argumenteres for, at styrken opfattes som et produkt af en række usikre størrelser, ikke som en sum. Det er derfor teoretisk rimeligst at beskrive styrken ved den logaritmiske form af normalfordelingen.

Da logaritmefunktionen er monotont voksende, vil det gælde, at

$$f_c \leqq f_{cP} \Leftrightarrow y = \ln f_c \leqq \ln f_{cP}$$

Heraf følger, at de tilhørende sandsynligheder er lige store, dvs.

$$\Pr(f_c \leqq f_{cP}) = \Pr(y \leqq \ln f_{cP})$$

Idet f_{cP} er styrkefordelingens P-fraktil, er

$$\Pr(f_c \leqq f_{cP}) = P$$

og dermed

$$\Pr(y \leqq \ln f_{cP}) = P$$

hvilket er ensbetydende med, at

$$y_P = \ln f_{cP}$$

Fraktilerne svarer altså direkte til hinanden, idet en vis fraktil i logaritmens fordeling – f.eks. 10%-fraktilen – er lig med logaritmen til samme fraktil i styrkens fordeling. Specielt for 50%-fraktilen, *medianen,* betyder denne regel, at medianen af styrkelogaritmen er lig med logaritmen til styrkemedianen.

De fundamentale parametre står ikke i en tilsvarende simpel relation til hinanden. Da logaritmen til styrken følger en fordeling af kendt type, nemlig den »almindelige« normalfordeling, er det enklest at tage denne som ud-

gangspunkt og søge fordelingsparametrene for selve styrken karakteriseret herudfra. Indføres for nemheds skyld betegnelserne

$$\mu_y = E[y] = E[\ln f_c]$$

$$\sigma_y = D[y] = D[\ln f_c]$$

kan det udledes, at parametrene i styrkens fordeling bliver

$$E[f_c] = \exp(\mu_y + \tfrac{1}{2}\sigma_y^2)$$

$$D[f_c] = (\exp(\mu_y + \tfrac{1}{2}\sigma_y^2))\sqrt{\exp\sigma_y^2 - 1}$$

Styrkens variationsforhold kan også karakteriseres vha. variationskoefficienten $V[f_c]$, der er defineret som forholdet mellem spredningen og middelværdien, dvs.

$$V[f_c] = \frac{D[f_c]}{E[f_c]} = \sqrt{\exp\sigma_y^2 - 1}$$

Som kort betegnelse for $V[f_c]$ benyttes δ.

Til praktisk brug kan som en acceptabel tilnærmelse benyttes

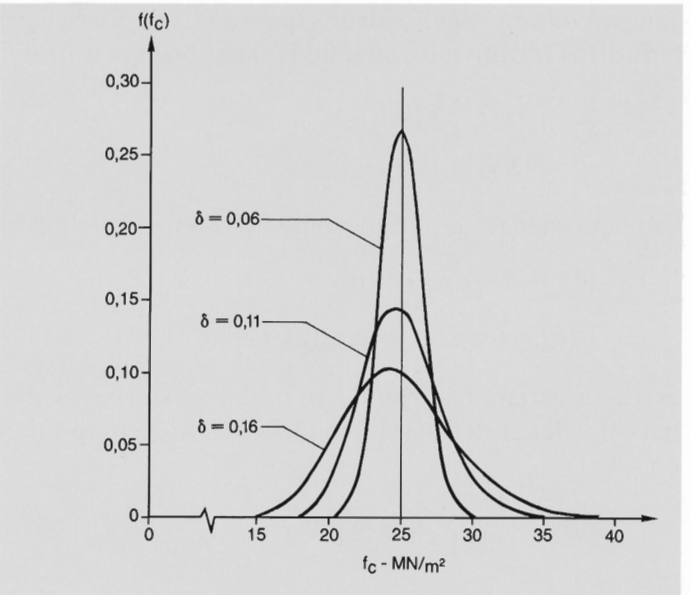
$$E[f_c] \simeq \exp\mu_y \ (\Leftrightarrow \ln E[f_c] \simeq \mu_y)$$

$$V[f_c] = \delta \simeq \sigma_y$$

eller udtrykt i ord: man kan uden større fejl sætte logaritmen til middelværdien lig middelværdien af logaritmen og variationskoefficienten på styrken lig spredningen på logaritmen.

I figur 7.2-2 er optegnet tre logaritmisk normalfordelte styrkefordelinger, udtrykt ved deres tæthedskurver. De tre fordelinger har samme middelværdi, nemlig 25 MN/m², men forskellige variationskoefficienter, nemlig henholdsvis 0,06, 0,11 og 0,16 svarende til en for det omhandlede styrkeniveau typisk, en høj og en ekstremt høj værdi. Det fremgår af figuren, at den logaritmiske normalfordeling er skæv – og desto mere jo større variationskoefficienten er.

Det eksakte udtryk for middelværdien er som ovenfor anført $E[f_c] = \exp(\mu_y + \tfrac{1}{2}\sigma_y^2)$. Da y jo er normalfordelt, er $\mu_y = y_{50\%}$. Da endvidere som ligeledes ovenfor anført fraktilerne direkte overføres i hinanden, er $\exp\mu_y = f_{c50\%}$, og middelværdien kan følgelig skrives $f_{c50\%} \cdot \exp(\tfrac{1}{2}\sigma_y^2)$. Middelværdien er altså større end medianen.



Figur 7.2-2. Styrkefordelingskurver svarende til logaritmisk normalfordeling for 3 betoner med middelstyrke 25 MN/m² og med variationskoefficienter på henholdsvis 0,06, 0,11 og 0,16.

Skævheden ytrer sig også ved, at fordelingens toppunkt er forskubbet mod venstre. Den styrke, der svarer til toppunktet – og som i øvrigt i statistikken betegnes fordelingens *modus* – er $\exp(\mu_y - \sigma_y^2) = f_{c50\%} \cdot \exp(-\sigma_y^2)$. Modus er altså mindre end medianen.

Opstillet i voksende orden er således

$$\text{modus} = f_{c50\%} \cdot \exp(-\sigma_y^2)$$

$$\text{median} = f_{c50\%}$$

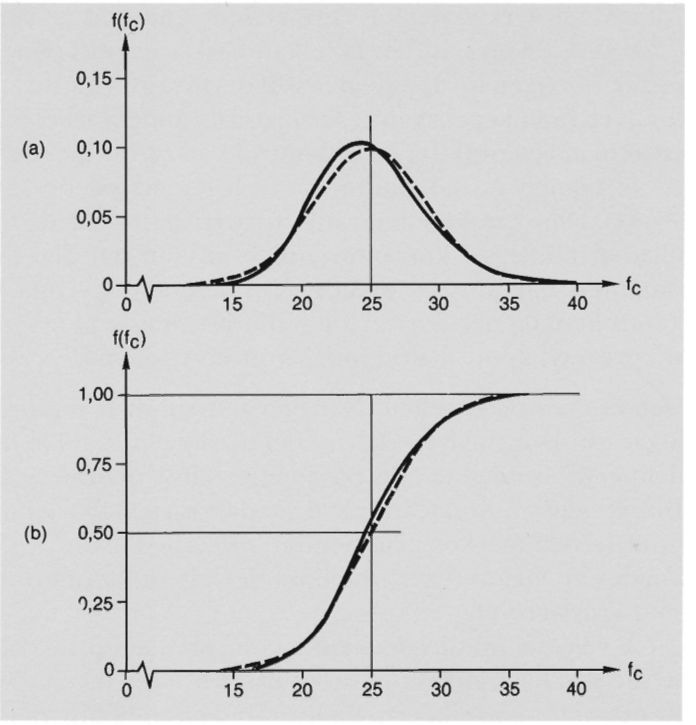
$$\text{middelværdi} = f_{c50\%} \cdot \exp(\tfrac{1}{2}\sigma_y^2)$$

Det fremgår umiddelbart, at skævheden vokser med σ_y, dvs. δ.

Figur 7.2-3 viser tæthedsfunktion og fordelingsfunktion for den mest skæve af fordelingerne i figur 7.2-2. Til sammenligning er indtegnet en sædvanlig normalfordeling med samme middelværdi og samme spredning som den logaritmiske. Som figuren viser, ville man selv i et efter omstændighederne ekstremt tilfælde næppe begå nogen kendelig fejl ved at basere sin kontrol på, at styrken var normalfordelt*). Med en sikkerheds- og kontrolfilosofi anlagt

*) [5] angiver: »I Praksis regnes som Regel med, at Fordelingerne af x og logx begge kan anses for normale Fordelinger, dersom

$$\frac{s_x}{\bar{x}} < \frac{1}{3}\ «.$$



Figur 7.2-3. Styrkens fordeling i en beton med middelstyrke 25 MN/m² og spredning 4 MN/m² (δ = 0,16), illustreret ved tæthedsfunktion (a) og fordelingsfunktion (b). De stiplede kurver svarer til normal fordeling, de fuldt optrukne til logaritmisk normal fordeling.

på de lave fraktiler i fordelingen ses det tilmed at ville være på den sikre side. Da kontrollen imidlertid til praktisk brug udformes som kontante beslutningsregler, hvori fordelingstype og øvrige statistiske forudsætninger er omsat til simple tabeller, er der ingen grund til at vige uden om den logaritmiske normalfordeling, som alt i alt er mest tilfredsstillende.

Udover at være teoretisk bedre begrundet har den logaritmiske normalfordeling fremfor den »almindelige« den fordel, at den mere harmonisk glider ind i hele sikkerhedsapparatet og kontrolprocedurerne. Hertil kommer, at den også vil være mere korrekt til brug ved regressionsanalyser i forbindelse med Neppers formel.

Statistisk kravformulering

Ved opstilling af krav til egenskaber som betons styrke er to forhold af væsentlig betydning. Det ene er, at betonen uundgåeligt vil udvise en vis variation i sammensætning, både fra sats til sats og inden for samme sats, og at den ved prøvningen påførte last ligeledes vil være undergivet en vis variation.

Alt i alt vil styrken derfor være kendetegnet ved en større eller mindre *fysisk usikkerhed,* således at den ikke kan beskrives udtømmende ved et enkelt tal, men kun ved en fordeling; der skal derfor i gunstigste fald to karakteristika til, for at en sådan egenskab er fastlagt. Det andet forhold af væsentlig betydning er, at man ved praktisk betonkontrol kun fremstiller og undersøger ganske få af de mange tusind mulige prøvelegemer, således at de faktisk bestemte styrketal har karakter af en stikprøve fra den samlede fordeling. En stikprøve tillader imidlertid kun omtrentlige udsagn om den fordeling, hvorfra den stammer; når uheldet er ude, kan betonen ligefrem blive fejlvurderet ved kontrollen, og der må derfor ved udformning af kravene tages højde for, at stikprøvevis kontrol altid indebærer en vis *statistisk usikkerhed.*

Den fysiske usikkerhed. Når en egenskab kan regnes at være normalt eller logaritmisk normalt fordelt, er det nærliggende at knytte kravet til normalfordelingens fundamentale parametre, altså middelværdien og spredningen. Direkte eller indirekte indgår disse da også i dimensioneringen, idet de er med til at bestemme konstruktionens sikkerhed (se side 529). De værdier, der således er forudsat ved dimensioneringen, kan derfor umiddelbart bruges som kravværdier.

Nu ville det imidlertid være meningsløst at opstille et krav som: »Betonens styrke skal have en middelværdi på 25 MN/m^2 og en spredning på 3 MN/m^2«. Konstruktionens sikkerhed bliver jo da kun bedre, dersom styrkeniveauet er højere eller spredningen lavere end forudsat. Den eneste rimelige form, et krav af denne art kan gives, er følgelig: »Betonens styrke skal have en middelværdi på mindst 25 MN/m^2 og en spredning på højst 3 MN/m^2«.

Kravet er dog ikke helt godt endnu. Fremstilles nemlig betonen med lavere spredning end den foreskrevne øvre grænse, bliver sikkerheden højere, end der er brug for; man kan altså nøjes med en lavere middelværdi og alligevel opnå den ønskede sikkerhed. Svarende til denne filosofi vil det altså være mest logisk at graduere kravet til den nedre grænse for middelstyrken i afhængighed af betonens faktiske spredning.

> Et krav af denne art har tillige den fordel, at godt udstyr og omhyggeligt arbejde belønnes med en lavere materialepris, dvs. producenten får en vis økonomisk tilskyndelse til at lave mere ensartet beton, hvad der af mange grunde kan være ønskværdigt.

Når kravet angiver nedre grænse for middelstyrken som funktion af spredningen, bliver det næste spørgsmål, hvordan denne funktion nærmere skal se ud. Svaret må naturligvis bero på en analyse af, hvordan middelværdi og

spredning i forening påvirker konstruktionens sikkerhed. (Denne analyse er i virkeligheden allerede gennemført, nemlig som grundlag for det først opstillede, og dengang lidt primitivt formulerede krav.) Den simplest tænkelige type funktion er den lineære – idet den krævede nedre grænse som ovenfor begrundet ikke kan være en konstant, men rent faktisk skal variere med spredningen – og såfremt den lineære model kan bruges, kommer kravet til at lyde

$$E[f_c] \geqq A \cdot D[f_c] + B$$

hvor A og B er konstanter.

Kravet kan omskrives til

$$E[f_c] - A \cdot D[f_c] + B$$

Venstre side angiver nu en fraktil i f_c's fordeling. Når denne fordeling er normal, bliver det den samme fraktil i alle fordelinger, dvs. for alle kombinationer af middelværdi og spredning. Det har vist sig, at den lineære funktion er tilfredsstillende til mange formål, og kravet kan i sådanne tilfælde baseres på den fælles fraktil, som til dette brug har fået tildelt navnet *den karakteristiske værdi.* Kravet ender således med at kunne udtrykkes på formen: »Styrkens karakteristiske værdi skal være mindst 20 MN/m^2«.

Talmæssigt defineres i betonsammenhæng en fordelings karakteristiske værdi som grænsen mellem de dårligste 10% og bedste 90% af elementerne i den omhandlede egenskabs fordeling. For styrkens vedkommende er den karakteristiske værdi altså 10%-fraktilen. Sagt på en anden måde betyder dette, at op til 10% af betonen må udvise styrketal, der ligger under den krævede karakteristiske styrke f_{ck}. Disse 10% kaldes undertiden *den tilladte defektprocent* eller *den tilladte fejlfraktion,* idet ordene defektprocent og fejlfraktion betegner den brøkdel af fordelingens elementer, som ligger under kravværdien.

Det fremgår af ovenstående udredning, at begrebet karakteristisk værdi alene har sin berettigelse derved, at det tillader en bekvem formulering af kravet, når den nødvendige middelstyrke afhænger lineært af spredningen. Formelt er der selvfølgelig intet i vejen for også at benytte begrebet karakteristisk værdi i andre tilfælde, altså når konstanten B i ovenstående uligheder erstattes med en funktion af $D[f_c]$; men som det ses, er det en kunstig måde at stille tingene op på – og samtidig mere omstændeligt end direkte at angive den nødvendige middelstyrke som funktion af spredningen.

For en normalfordelt variabel x med middelværdi E[x] og spredning D[x] vil det gælde, at 10%-fraktilen kan skrives

$$x_{0,10} = E[x] + u_{0,10} \cdot D[x] \Leftrightarrow E[x] - x_{0,10} = - u_{0,10} \cdot D[x]$$

jf. side 520f. Afstanden mellem den karakteristiske værdi og middelværdien fremtræder altså som en *differens* (hvis størrelse afhænger af spredningen).

For en logaritmisk normalfordelt variabel vil det tilsvarende gælde, at 10%-fraktilen i fordelingen af y = ln x kan skrives

$$y_{0,10} = E[y] + u_{0,10} \cdot D[y] \Leftrightarrow E[y] - y_{0,10} = - u_{0,10} \cdot D[y]$$

$$\Leftrightarrow \frac{\exp E[y]}{\exp y_{0,10}} = \exp (- u_{0,10} \cdot D[y])$$

Med de side 523 anførte tilnærmelser

$$E[y] \simeq \ln E[x]$$
$$D[y] \simeq V[x] = \delta$$

kan udtrykket omskrives til

$$\frac{E[x]}{x_{0,10}} \simeq \exp (- u_{0,10} \cdot \delta)$$

Afstanden mellem den karakteristiske værdi og middelværdien fremtræder altså her som en *kvotient* (hvis størrelse afhænger af variationskoefficienten).

Den statistiske usikkerhed. I relation til et givet krav kan enhver beton klassificeres som (tilstrækkelig) god eller (for) dårlig, afhængigt af om den opfylder kravet eller ej. Kontrollen er tilsvarende unuanceret, idet den kun opererer med dommene godkendt og kasseret. Det ideelle ville naturligvis være, at god beton altid blev godkendt og dårlig beton altid kasseret, men dette er uopnåeligt. Stikprøven kan i uheldige tilfælde give et fejlagtigt billede, så at god beton af og til kasseres og dårlig beton af og til godkendes. Begge dele er naturligvis uheldigt; men konsekvenserne er ikke lige alvorlige, og derfor behandles de to muligheder for fejl forskelligt i kravsammenhæng.

Hvis god beton kasseres, lider betonproducenten et vist tab; men herudover får fejlen ingen følger. Det berører overhovedet ikke andre parter, hverken sikkerhedsmæssigt eller på anden måde, og er således alene betonproducentens problem; det klares i øvrigt relativt let som et led i betonproportioneringen, jf. afsnit 8.1.

Hvis derimod dårlig beton godkendes, er det mere alvorligt, fordi sikkerheden da ikke bliver tilstrækkelig stor. Risikoen for fejl af denne art må derfor holdes under en vis grænse, der afstemmes med de øvrige sikkerhedsbestem-

mende faktorer, så det ønskede niveau alt i alt bliver nået. Talværdien for denne grænse anføres i kravet, der således i sin helhed eksempelvis kunne lyde: »Styrkens karakteristiske værdi skal være mindst 20 MN/m^2. Risikoen for, at en beton, som ikke opfylder kravet, godkendes, må ikke overstige 16%«.

De 16%, der i kraveksemplet er fastsat som den maksimalt tilladelige sandsynlighed for uberettiget godkendelse, hænger nøje sammen med det begreb, der i statistikken benævnes *signifikansniveauet*. Signifikansniveauet α defineres som den maksimale sandsynlighed for uberettiget kassation, hvoraf følger, at den maksimale sandsynlighed for uberettiget godkendelse bliver 1-α. I eksemplet er signifikansniveauet altså 84%.

Normkrav

Den danske betonnorm DS 411 indeholder en række bestemmelser, der primært tilsigter, at betonkonstruktioner får fornøden sikkerhed mod brud i den forventede levetid [2]. Hvad angår de generelle principper, herunder den statistiske baggrund, følger betonnormen DS 409 »Sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner« [1], der igen bygger på NKB-rapport nr. 35 »Retningslinier for last- og sikkerhedsbestemmelser for bærende konstruktioner« [6]. De to sidstnævnte publikationer er udtryk for det grundsynspunkt, at en konstruktions sikkerhed skal afpasses efter dens funktion, men være uafhængig af, hvilket materiale den fremstilles af.

Sikkerhedsfastsættelsen sker ud fra sandsynlighedsteoretiske overvejelser, som dog til praktisk brug er omsat til en lettere håndterbar metode baseret på partialkoefficienter. Det overordnede mål er, at der kun må være en ganske ringe, på forhånd fastsat sandsynlighed for, at konstruktionen overskrider en *grænsetilstand,* dvs. en tilstand hvor (en del af) konstruktionen netop er på grænsen til ikke at opfylde de krav, den er dimensioneret for.

Den sandsynlighedsteoretiske metode er den fundamentale sikkerhedsmetode. Dens udgangspunkt er, at der fastsættes en *formel svigtsandsynlighed,* som konstruktionen skal dimensioneres til ikke at overskride.

> Trods betegnelsen svigtsandsynlighed er der ikke tale om sandsynligheden for, at uheld eller sammenbrud rent faktisk indtræffer; det er en regneteknisk størrelse, der bruges til at skabe fornøden afstand mellem konstruktionens modstandsevne og den påvirkning, konstruktionen kan blive udsat for.

Dimensioneringen vil oftest have som forudsætning, at alle variable undtagen én er givet ved deres middelværdi, variationskoefficient og fordelingstype. For den sidste variable er kun givet variationskoefficienten og fordelingsty-

pen, og dimensioneringen består da i, at denne variables middelværdi bestemmes, så at kravet vedr. den formelle svigtsandsynlighed er opfyldt [6].

Den formelle svigtsandsynlighed er det samme som sandsynligheden for, at påvirkningen S overstiger modstandsevnen R, altså

$$Pr(svigt) = Pr(S \geqq R) = Pr(R - S \leqq 0)$$

Da både R og S varierer tilfældigt (»stokastisk«), vil også R-S gøre det, og denne differens vil have en fordeling med middelværdi $E[R-S] = E[R] - E[S]$ og spredning $D[R-S] = \sqrt{D^2[R] + D^2[S]}$. Det afgørende er nu, at der er en passende lille sandsynlighed for, at R-S antager negative værdier, dvs. at værdien nul ligger tilpas yderligt i fordelingen af R-S. Dette er igen et spørgsmål om, at afstanden fra nul til middelværdien udgør et passende stort multiplum af spredningen, altså at størrelsen $\beta = \frac{E[R - S] - 0}{D[R - S]}$ holdes over en vis grænse.

For β benyttes benævnelsen *sikkerhedsindex*. For givne værdier af middelværdi og spredning vil den formelle svigtsandsynlighed afhænge af fordelingstypen; men det vil for en given fordelingstype altid gælde, at voksende β giver aftagende svigtsandsynlighed.

Kravene til en konstruktions sikkerhed fastsættes ud fra konsekvenserne af et svigt. Ved dimensionering af almindeligt forekommende konstruktioner tages der hensyn hertil, ved at konstruktionen henføres til en af tre *sikkerhedsklasser*. I lav sikkerhedsklasse placeres konstruktioner, hvis svigt kun ville medføre ringe risiko for personskade og ubetydelige samfundsmæssige konsekvenser. I normal sikkerhedsklasse placeres konstruktioner, hvis svigt ville medføre nogen risiko for personskade og betydelige samfundsmæssige konsekvenser. I høj sikkerhedsklasse placeres konstruktioner, hvis svigt ville medføre stor risiko for personskade og meget betydelige samfundsmæssige konsekvenser. Ved sikkerhedsfastsættelsen tages endvidere hensyn til bruddets karakter, idet skørt brud er farligere end sejt. Alt i alt er man kommet frem til de værdier for sikkerhedsindex, der er anført i tabel 7.2-1. Det skal bemærkes, at de tilhørende værdier for den formelle svigtsandsynlighed, der ligeledes er angivet i tabellen, forudsætter, at brudsikkerhedsparameteren R-S er normalt fordelt.

Partialkoefficientmetoden er den sikkerhedsmetode, der benyttes ved praktisk projekteringsarbejde. At der ikke sker overskridelse af en grænsetilstand, udtrykkes her på den måde, at den regningsmæssige lastvirkning er mindre end den regningsmæssige modstandsevne.

Tabel 7.2-1. Sikkerhedsindex svarende til de forskellige kombinationer af sikkerhedsklasse og brudtype. Ved sejt brud forstås her sejt brud med bæreevnereserve, medens normalt brud betegner sejt brud uden bæreevnereserve.

Tallene i parentes angiver den formelle svigtsandsynlighed. [6].

Sikkerhedsklasse	**Brudtype**		
	sejt	**normalt**	**skørt**
lav	3,1 (10^{-3})	3,7 (10^{-4})	4,2 (10^{-5})
normal	3,7 (10^{-4})	4,2 (10^{-5})	4,7 (10^{-6})
høj	4,2 (10^{-5})	4,7 (10^{-6})	5,2 (10^{-7})

Ved bestemmelsen af den regningsmæssige lastvirkning går man ud fra den enkelte lasts karakteristiske værdi*) og ganger den med en partialkoefficient, hvis størrelse afhænger af lastens karakter. Det herved fremkomne tal lægges sammen med de tilsvarende bidrag fra andre laster til en sum, der udgør den regningsmæssige last; dennes virkning på konstruktionen udtrykkes derefter i form af betonspændinger, jernspændinger, udbøjninger etc. Tilsvarende defineres den regningsmæssige modstandsevne som den karakteristiske værdi af den relevante materialeparameter, f.eks. betonens styrke, divideret med en partialkoefficient. Det samlede kompleks af karakteristiske værdier og partialkoefficienter indrettes nu således, at det i gennemsnit resulterer i samme sikkerhed som den sandsynlighedsteoretiske metode.

Partialkoefficienten på materialeparameteren afhænger af det foreskrevne sikkerhedsindex, dvs. af sikkerhedsklasse og brudtype (jf. tabel 7.2-1), af materialeparameterens variationskoefficient og af modelusikkerheden. Dette sidste begreb omfatter beregningsmodellens nøjagtighed (dvs. hvor godt beregningsmodellen stemmer overens med virkeligheden), sikkerheden ved fastsættelse af materialeparameteren (dvs. hvor godt den kontrollerede, vikarierende materialeparameter svarer til den relevante materialeparameter i konstruktionen) og endelig omfanget af kontrollen på byggeplads eller arbejdssted (udover den statistiske kvalitetskontrol).

Alle disse mange forhold tages der hensyn til, ved at partialkoefficienten rent teknisk sammensættes af en række delfaktorer. Dette er ikke udtryk for en sandsynlighedsteoretisk hensyntagen til de usikkerhedskilder, der er knyttet til faktorerne; det er alene en praktisk foranstaltning, som skal tilvejebringe et tilpas stort antal frihedsgrader.

*) Begrebet karakteristisk værdi er nærmere omtalt side 527.

Det forhold, at partialkoefficienten varierer med materialeparameterens variationskoefficient, besværliggør kravformuleringen noget. Skal man eksempelvis opstille krav til en betons karakteristiske styrke, vil det være naturligt at tage som udgangspunkt, at betonens regningsmæssige styrke f_{cd} skal være større end den spænding, der forårsages af den regningsmæssige last. Herudfra bestemmes den nødvendige karakteristiske styrke som $f_{ck} = \gamma_c \cdot f_{cd}$. Da γ_c som nævnt afhænger af δ, vil f_{ck} også gøre det, dvs. den nedre grænse for den karakteristiske styrke kan ikke angives som et fast tal. Genen ved dette – i forening med at man inden for dimensioneringspraksis i det hele taget ikke rigtig bryder sig om begrebet variable partialkoefficienter – har resulteret i, at man ved udformningen af betonnormen har valgt at ansætte en fast værdi for γ_c, dvs. operere med en fast nedre grænse for den krævede karakteristiske styrke. Det faktum, at kravet til f_{ck} reelt skal variere med δ, er så gemt af vejen i det godkendelseskriterium, der benyttes ved kontrollen af, om kravet kan betragtes som opfyldt (se nedenfor).

Statistisk testning

Vurderingen af, om et givet styrkekrav skal anses for overholdt, baseres på de opnåede prøveresultater i forbindelse med eksisterende forhåndsviden om styrkens fordeling. Afgørelsen træffes ved en forud fastlagt procedure, en såkaldt *statistisk test,* der altså har karakter af et formaliseret skøn.

Ved udformningen af den statistiske test må det tages i betragtning, at jo flere elementer der er i stikprøven, desto mindre er risikoen for fejlbedømmelse af betonen. Når derfor den maksimale risiko for, at dårlig beton godkendes, for ethvert prøveantal fastsættes til s a m m e værdi – i DS 411 16% – må altså *godkendelseskriteriet* variere med *prøveantallet* n.

Selve den statistiske test består generelt i, at man først udregner gennemsnit $\overline{f}_c$ og spredning s_{fc} af de n styrketal i stikprøven. Herudfra beregnes en *kontrolvariabel,* som sammenholdes med kravværdien efter de retningslinier, som er angivet i godkendelseskriteriet. Prøveantallets indflydelse herpå kommer til udtryk i den forskrift, hvorefter kontrolvariablen beregnes, og hvori der tillige tages hensyn til signifikansniveauet og den foreliggende forhåndsviden – samt til eventuelle andre, strengt taget uvedkommende forhold, som ikke (har kunnet) tages i regning, hvor de rettelig hører til.

Styrkekontrol efter DS 411. I 1984-udgaven af betonnormen forudsættes, at styrken er logaritmisk normalfordelt, og desuden forudsættes p r i n c i p i e l t, at variationskoefficienten er kendt. Når dette er tilfældet, er der selvsagt ingen

grund til at udregne stikprøvespredningen s_{fc}, og kontrolvariablen bliver alene en funktion af stikprøvegennemsnittet $\overline{f}_c$ og en række på forhånd kendte eller valgte størrelser. Disse sidste sammenfattes i en faktor k_n, som multipliceret med den krævede karakteristiske styrke f_{ck} giver nedre grænse for $\overline{f}_c$. Godkendelseskriteriet lyder altså

$$\overline{f}_c \geqq k_n \cdot f_{ck}$$

Faktoren k_n afhænger af prøveantallet n, signifikansniveauet α og variationskoefficienten δ. Hertil kommer, at også virkningen af, at kravet til f_{ck} burde have varieret med δ, men er fikseret (jf. side 532), bygges ind i k_n. Endelig indregnes den yderligere forudsætning, at grænsetilstanden med den fastlagte maksimale risiko for uberettiget godkendelse ikke skal svare til sikkerhedsklassens midtpunkt, dvs. det sikkerhedsindex, som fremgår af tabel 7.2-1, men til dens nedre grænse, dvs. et sikkerhedsindex, som ligger $\Delta\beta = 0{,}25$ lavere end tabellens værdier [6]. Herved bliver formeludtrykket for k_n

$$k_n = \exp\left(\left(\frac{u_\alpha}{\sqrt{n}} - u_k + 1\right)\delta - (1 + \Delta\beta)\,\delta_0\right)$$

hvor u_α = den til signifikansniveauet svarende fraktil i den standardiserede normalfordeling

u_k = den til definitionen af begrebet karakteristisk værdi svarende fraktil i den standardiserede normalfordeling

n = prøveantallet

δ = den »kendte« værdi af variationskoefficienten, som kontrollen baseres på

δ_0 = den værdi af variationskoefficienten, der er forudsat ved fastsættelsen af partialkoefficienterne.

I DS 411 er $\alpha = 0{,}84$ og $k = 0{,}10$, dvs. $u_\alpha = 1$ og $u_k = -1{,}28$. Desuden er benyttet $\delta_0 = 0{,}15$, og $\Delta\beta$ er som nævnt ovenfor 0,25. k_n kan således skrives

$$k_n = \exp\left(\left(\frac{1}{\sqrt{n}} + 2{,}28\right)\delta - 0{,}1875\right)$$

Tabel 7.2-2 viser k_n for en række kombinationer af n og δ.

Det blev indledningsvis nævnt, at kontrolreglerne i DS 411 principielt forudsætter, at variationskoefficienten er kendt. Dette vil selvsagt ikke altid være opfyldt, og til brug i sådanne tilfælde specificerer normen, hvilken værdi variationskoefficienten da skal ansættes til for en given værdi af den krævede karakteristiske styrke, jf. tabel 7.2-3. Tabelværdierne for denne »udokumen-

Variations-koefficient δ	Prøveantal n				
	3	4	6	10	30
0,06	0,99	0,98	0,98	0,97	0,97
0,08	1,05	1,04	1,03	1,03	1,01
0,10	1,11	1,10	1,09	1,08	1,07
0,12	1,17	1,16	1,15	1,14	1,12
0,14	1,24	1,23	1,21	1,20	1,18
0,15	1,28	1,26	1,25	1,23	1,20
0,16	1,31	1,30	1,28	1,26	1,23
0,18	1,39	1,37	1,35	1,33	1,30
0,20	1,47	1,45	1,42	1,40	1,36
0,22	1,56	1,53	1,50	1,47	1,43

Tabel 7.2-2. Faktoren k_n i DS 411's godkendelseskriterium som funktion af prøveantallet n og variationskoefficienten δ.
Værdierne er beregnet efter formlen $k_n = \exp\left(\left(\frac{1}{\sqrt{n}} + 2{,}28\right)\delta - 0{,}1875\right)$.

I konsekvens af at betingelsen for godkendelse er $f_c \geqq k_n \cdot f_{ck}$, er alle værdierne rundet op, ikke blot af og kan dermed være en anelse på den sikre side. I tvisttilfælde er formlen afgørende.

Tabel 7.2-3. Foreskrevne værdier for betontrykstyrkens variationskoefficient i henhold til DS 411 til brug ved kontrol med »udokumenteret δ« [2].

Krævet karakteristisk styrke f_{ck} ved prøvning efter 28 døgn	Variationskoefficient δ	
	Ved prøvning af støbte cylindre	Ved prøvning på den færdige konstruktion
5	0,22	0,22
10	0,18	0,22
15	0,17	0,20
20	0,16	0,19
25	0,15	0,18
30	0,14	0,17
35	0,13	0,16
40	0,12	0,14
45	0,12	0,14
50	0,12	0,14

terede« variationskoefficient er valgt i overkanten af, hvad man kommer ud for i praksis, således at der er rimelig sikkerhed for, at de ikke vil blive overskredet*).

Ved for en ukendt variationskoefficient at benytte et tal, som er lidt på den sikre side, men til gengæld betragtes som forhåndsviden, opnår man først og fremmest, at kontrollen formelt bliver ens ved kendt og ukendt δ. Og for betonproducenten betyder det reelt ingen forskel, for ganske vist sættes δ lidt højere, end den vel faktisk er, men til gengæld er k_n lavere for kendt δ end for ukendt (for samme prøveantal).

Under visse betingelser tillades det, at kontrollen baseres på en lavere værdi af δ end den, der fremgår af tabel 7.2-3. Denne lavere værdi skal da være »dokumenteret«, hvilket fordrer, at der foreligger mindst 40 prøvningsresultater fra blandinger

- med samme tilstræbte karakteristiske styrke
- med samme type materialer
- fra samme anlæg og
- kontrolleret af samme laboratoriepersonale.

Desuden skal produktionsperioden andrage mindst 6 dage og højst 12 måneder, og det beregnede δ skal afvige mindst 18% fra den tilsvarende udokumenterede værdi (tabel 7.2-3). Dersom antallet af prøveresultater er mindst 100, ændres kravet vedr. produktionsperioden til højst 24 måneder og den mindste tilladte afvigelse til 11% [2].

Talværdien for det dokumenterede δ beregnes således: Prøvningsresultaterne deles i kronologisk rækkefølge i grupper på 4. For hver gruppe beregnes gennemsnit $\overline{f}_i$ og stikprøvespredning s_i. Herudfra beregnes δ som

$$\delta = \sqrt{p} \cdot \frac{\sqrt{s_1^2 + s_2^2 + \dots + s_p^2}}{\overline{f}_1 + \overline{f}_2 + \dots + \overline{f}_p}$$

hvor p er antallet af grupper, dvs. antallet af prøveresultater divideret med 4 [2].

Beregningsmåden bevirker, at δ »renses« for bølgebevægelser (over lang tid) i styrkeniveauet, svarende til at produktionen forudsættes fordelt på et større antal kontrolafsnit. Til gengæld kan dette δ naturligvis ikke benyttes ved vurdering af (en stor del af) den samlede produktion, for hvilken δ må beregnes i forhold til totalgennemsnittet. Principielt går grænsen ved en betonmængde svarende til 4 på hinanden følgende kontrolresultater; i praksis behøver man ikke at tage det slet så strengt.

*) Sml. figur 8.1-1, side 651.

Inspektion ved alternativ måling

En »alternativ måling« er ikke (som man skulle tro) en måling, der kan benyttes som alternativ til en anden – den egentlige – måling. Det er derimod en måling, som er kendetegnet ved, at prøven klassificeres efter to alternative muligheder, dvs. efter om den opfylder en given betingelse eller ej.

Alternativsynspunktet kommer i nogle tilfælde direkte til udtryk i prøvningsforskriften, som eksempelvis ved humusprøven (jf. side 568). I andre tilfælde kan forsøgsproceduren tillempes, så resultatet kommer ud i enten/eller-form; f.eks. kunne prøvelegemer til styrkekontrol belastes op til en bestemt grænse og resultatet noteres som »brud« eller »ikke-brud«. (Bestemmelse af stens kornstyrke, jf side 570, er i virkeligheden et sådant forsøg.) Men alternativprincippet kan også benyttes på den måde, at den omhandlede egenskab i første omgang bestemmes ved kontinuert måling, hvorpå resultaterne sorteres i to grupper, alt efter om måleværdien ligger inden for eller uden for bestemte grænser.

Kravformulering

Som ved kontrol baseret på kontinuert måling rummer kravformuleringen to hovedproblemer, der udspringer af hhv. *den fysiske usikkerhed,* der bevirker, at egenskaben talmæssigt må beskrives ved en fordeling, og *den statistiske usikkerhed,* der bevirker, at betonen kan blive fejlbedømt på grund af det forhold, at en stikprøve er et usikkert udtryk for den tilgrundliggende fordeling.

Den fysiske usikkerhed kan i realiteten kun inddrages i kravet vha. *defektprocenten,* dvs. kravet må specificere, hvor stor en andel af fordelingen der tillades at ligge uden for nærmere angivne grænser.

Som omtalt side 527 kan det undertiden være praktisk at udnævne en bestemt fraktil i egenskabens fordeling til såkaldt karakteristisk værdi. Er der eksempelvis tale om 90%-fraktilen, er et krav om, at den karakteristiske værdi ikke må overskride en vis grænse, ensbetydende med, at defektprocenten i forhold til denne grænse højst må være 10. Formelt kunne man altså godt betjene sig af begrebet karakteristisk værdi til at håndtere fordelingsproblemet med.

Den statistiske usikkerhed kan der principielt tages højde for på helt samme måde som ved kontinuert måling, dvs. kravet må foreskrive den maksimalt tilladte risiko for uberettiget godkendelse. Evt. kan i stedet angives komplementærstørrelsen til denne risiko, altså *signifikansniveauet.*

Et krav formuleret efter disse retningslinier kunne eksempelvis lyde: »Mindst 95% af betonen skal have v/c $\leqq$ 0,50. Risikoen for, at beton af ringere kvalitet godkendes, må ikke overstige 25%«.

Tabel 7.2-4. Godkendelsestallet A i afhængighed af prøveantallet n og svarende til et tilfredsstillende kvalitetsniveau på 4%.

Kravet regnes opfyldt, hvis antallet af kontrolresultater uden for de foreskrevne grænser højst er A.

Uddrag af tabel i [3].

Prøveantal n	Godkendelsestal A	Prøveantal n	Godkendelsestal A
3–12	0	65– 79	6
13–19	1	80– 94	7
20–29	2	95–109	8
30–39	3	110–124	9
40–49	4	125–145	10
50–64	5		

Normkrav

I 1984-udgaven af DS 411 stilles talmæssige krav til bl.a. v/c-forhold og chloridindhold, ligesom det anføres – dog uden konkrete talgrænser – at der i visse tilfælde skal stilles krav til luftindholdet i den friske beton.

Kravene fremtræder umiddelbart som absolutte grænser; men det fremgår af en generel bemærkning, at for alle andre egenskaber end styrken skal behandling af kontrolresultater foretages efter DS 423.1 [2].

DS 423.1 omhandler kontrol af betonkonstruktioner ved prøveudtagning og statistisk vurdering af observationer. Hvad angår afgørelsen af, om et enten/eller-krav skal anses for opfyldt, baserer denne standard sig på den mere generelle DS 2184: »Metoder og tabeller for stikprøveudtagning for inspektion ved alternativ måling«. En af konsekvenserne heraf er, at DS 423.1 ikke opererer med entydige værdier af tilladt defektprocent og signifikansniveau, men med en art kombination heraf, benævnt det *tilfredsstillende kvalitetsniveau.* Herved forstås – forenklet sagt – den største fejlandel i et parti, som ved den statistiske kontrol godkendes med stor sandsynlighed.

Det tilfredsstillende kvalitetsniveau er i 423.1 sat til 4%. Svarende hertil er udregnet, hvor mange kontrolresultater der højst må falde uden for de foreskrevne grænser, hvis betonen skal godkendes. Dette såkaldte *godkendelsestal* afhænger naturligvis af prøveantallet, sådan som det også fremgår af tabel 7.2-4.

Om stikprøven

To fundamentale bestanddele i filosofien bag den statistiske kvalitetskontrol er, at prøver udtages tilfældigt og resultater vurderes kollektivt. Dette sidste indebærer, at den s a m l e d e stikprøve benyttes som grundlag for valget mel-

lem godkendelse og (foreløbig) forkastelse af h e l e den mængde beton, der er genstand for kontrol. Denne mængde beton må derfor afgrænses, så den dels er stor nok til at give grundlag for en stikprøve af rimelig størrelse, dels ikke er større, end at de praktiske og økonomiske konsekvenser ved en eventuel forkastelse bliver til at overse. En sådan med henblik på kontrollen afgrænset del af betonen benævnes et *kontrolafsnit.*

> Den kollektive vurdering af resultaterne hviler på den forudsætning, at betonen er tilstræbt ens i hele kontrolafsnittet, således at de uundgåelige variationer udelukkende er af tilfældig karakter. Holder dette ikke stik, vil den undersøgte egenskab ikke have en fordeling af den forudsatte type, og kontrolresultaterne kan følgelig ikke vurderes ud fra de sædvanlige kriterier. Hvis derfor en del af betonen afviger markant fra resten af kontrolafsnittet, skal den holdes uden for den kollektive bedømmelse og undersøges særskilt. Grundlaget for at udskille en vis del af betonen kan enten være, at der bevisligt er sket en fejl under fremstillingen eller prøvningen, eller at et kontrolresultat ligger så ekstremt i forhold til de øvrige, at det må anses for groft usandsynligt, at det stammer fra samme type beton som disse. De nærmere regler for slige kontrolsituationer er anført i DS 423.1.
>
> Bortset fra sådanne tilfælde med ekstremværdier vil det være i bund og grund forkert at forsøge at sammenknytte bestemte dele af kontrolafsnittet med bestemte – f.eks. særlig lave – prøvningsresultater.

Inden for hvert kontrolafsnit udtages et antal *prøver.* Prøveudtagningen skal være *repræsentativ;* man skal således ved prøveudtagningen undlade enhver form for vurdering, idet prøverne skal udtages tilfældigt, spredt over hele kontrolafsnittet. Dette sidste kan eksempelvis (og bedst) sikres ved lodtrækning mellem de mulige (del)prøver.

Af hver prøve udtages eller fremstilles et eller flere *prøveemner,* hvorpå kontrolmålingerne foretages. Måleresultatet af en egenskab på et prøveemne benævnes en *enkeltobservation.* Foretages der flere målinger af samme egenskab inden for samme prøve, vil variationen blandt disse måleresultater være mindre end den pågældende egenskabs variation inden for kontrolafsnittet; sådanne gentagne målinger inden for samme prøve skal derfor behandles under ét, idet gennemsnittet af enkeltobservationerne benyttes som én *observation* ved den efterfølgende vurdering af kontrolafsnittet.

Det skal for en given egenskab tilstræbes, at de enkelte prøver inden for kontrolafsnittet bliver lige store (f.eks. samme volumen), samt at der bliver udført lige mange målinger inden for hver prøve.

Samlingen af observationer inden for et kontrolafsnit benævnes en *stikprøve.*

Kontrolafsnitbegrebet

Før prøveudtagningen skal konstruktionen eller leverancen opdeles i kontrolafsnit, og det skal fastlægges, hvor mange observationer af den pågældende art der mindst skal foretages inden for hvert kontrolafsnit, og hvor mange enkeltobservationer der skal foretages inden for hver prøve.

I forbindelse med *styrkeundersøgelser* foretages opdeling i kontrolafsnit ud fra en vurdering af de enkelte konstruktionsdeles eller konstruktionsafsnits betydning for konstruktionssikkerheden, f.eks. plader contra søjler.

I forbindelse med *måling af holdbarhedsegenskaber* foretages opdeling i kontrolafsnit ud fra en vurdering af den økonomiske konsekvens ved manglende holdbarhed af betonbygværket inden for det pågældende kontrolafsnit.

> Der er altså intet til hinder for, at ét og samme bygværk inddeles forskelligt i kontrolafsnit, alt efter den kontrollerede egenskab, og disse forskellige inddelinger behøver intet som helst at have med hinanden at gøre.

Et kontrolafsnit, der er fastlagt efter ovenstående retningslinier, kan altid *underopdeles,* dersom entreprenøren eller betonproducenten finder det ønskeligt.

Hvis der under arbejdets udførelse opstår begrundet formodning om, at der – ud over hvad der svarer til sædvanlige, tilfældige variationer – sker væsentlige ændringer i materialeegenskaber eller produktionsbetingelser, der er forudsat holdt konstant, skal målinger på et nyt kontrolafsnit påbegyndes. Bortset fra sådanne tilfælde bør de fastlagte vedtagelser om kontrolafsnit og antal observationer ikke ændres under arbejdets gang.

DS 423.1 fastsætter den regel, at et kontrolafsnit ikke må være større end svarende til 200 satser (sats = betonmængde, enten blandet på én gang eller tilkørt i én rotérbil). Inden for denne grænse bør kontrolafsnittets størrelse og antallet af observationer vælges i rimeligt forhold til hinanden under hensyntagen til de økonomiske konsekvenser.

Antal observationer

Hvis ikke specielle forhold gør sig gældende (f.eks. krav om totalkontrol), kan man som mindste stikprøve f.eks. for kontrolprøvning af holdbarhedsegenskaber og betonstyrker på byggeplads vælge 2 til 3 prøver pr. 100 m^3 beton, dog mindst 3 prøver for hvert kontrolafsnit.

Tabel 7.2-5. Mindste prøveantal n_{min} i afhængighed af antallet af satser i kontrolafsnittet N [3].

Antal satser N	Mindste prøveantal n_{min}	Antal satser N	Mindste prøveantal n_{min}
4–15	3	97–105	15
16–21	4	106–114	16
22–27	5	115–123	17
28–33	6	124–132	18
34–40	7	133–141	19
41–47	8	142–150	20
48–54	9	151–160	21
55–62	10	161–170	22
63–70	11	171–180	23
71–78	12	181–190	24
79–87	13	191–200	25
88–96	14		

Da den væsentligste kilde til betonegenskabernes variation er forskellen fra sats til sats, må mindste prøveantal desuden sættes i forhold til det antal satser, der indgår i kontrolafsnittet, jf. tabel 7.2-5*).

Ved måling af forskellige egenskaber i et givet kontrolafsnit behøver stikprøverne ikke at være lige store.

Hvis et kontrolafsnit består af 3 eller færre satser, skal der udføres *totalkontrol* (100% inspektion). Ved totalkontrol – der naturligvis også kan iværksættes ved kontrolafsnit på mere end 3 satser – vurderes hver sats for sig. Satsen godkendes, hvis den tilhørende observation ligger inden for de foreskrevne grænser.

Kontrol af beton fra en løbende produktion

Hvor der anvendes beton fra en løbende produktion af betydeligt omfang, f.eks. i form af fabriksbeton, kan kontrollen efter særlig aftale baseres helt eller delvist på resultater fra den løbende driftskontrol. Den pågældende produktion skal da være tilsluttet en særlig kontrolordning, og til gengæld tillades det, at de kontrolregler, der er beskrevet i det foregående, fraviges på følgende punkter:

*) Ved måling af egenskaber på den færdige konstruktion erstattes »satser« med »mulige målesteder«.

- kontinuert måling kan benyttes for andre egenskaber end styrken, såfremt fordelingstypen dokumenteres
- kravene vedr. største partistørrelse og mindste prøveantal bortfalder
- godkendelsen kan ifølge aftale være fastlagt uafhængigt af den aktuelle leverance eller byggesag
- den statistiske vurdering kan baseres dels på observationerne fra det aktuelle kontrolafsnit, dels på databaseret forhåndsviden om produktionen. [3].

Litteratur til afsnit 7.2

[1] DS 409. »Norm for sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner«. København, Teknisk Forlag, 1982.

[2] DS 411. »Norm for betonkonstruktioner«. København, Teknisk Forlag, 1984.

[3] DS 423.1. »Betonkonstruktioner. Prøvningsmetoder. Kontrol ved prøveudtagning og statistisk vurdering af observationer«. København, Dansk Standardiseringsråd, 1985.

[4] DS 2163. »Statistik. Terminologi og symboler«. København, Dansk Standardiseringsråd, 1980.

[5] Hald, A.: »Statistiske Metoder«. København, Akademisk Forlag, 1968.

[6] »Retningslinier for last- og sikkerhedsbestemmelser for bærende konstruktioner«. NKB-rapport nr. 35. København, 1978.

[7] Justesen, Chr. F.: »Kontrol af betons styrke/sikkerhedsniveau«. Beton-Teknik 4/06/1984.

7.3 Cementprøvning

Til undersøgelse af cements egenskaber er der gennem årene udviklet en række prøvningsmetoder. Disse metoder samt evt. krav til cementens egenskaber i relation hertil er beskrevet i nationale og internationale standarder. Om end en harmonisering er på vej, kan såvel prøvningsmetoder som krav variere fra land til land. I nedenstående gennemgang af normkrav til cement, baggrunden herfor samt prøvningsmetoder vil der derfor ikke blot blive henvist til den danske cementstandard, DS 427 (1. udgave 1973 og 2. udgave 1983), men tillige til de hyppigst anvendte udenlandske standarder, nemlig den tyske DIN 1164 (Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Trasszement), de amerikanske ASTM Designation: C 150 (Standard Specification for Portland Cement (med tilhørende prøvningsmetoder)) og C 595 (Standard Specification for Blended Hydraulic Cements (med tilhørende prøvningsmetoder)), samt de britiske BS 12: Part 2 (Specification for Portland Cement (Ordinary and

Rapid-Hardening)), BS 1370: Part 2 (Specification for Low Heat Portland Cement) og BS 4246: Part 2 (Specification for Low Heat Portland-Blastfurnace Cement).

Der udfoldes til stadighed betydelige bestræbelser for at harmonisere de forskellige landes prøvningsmetoder for cement. Disse bestræbelser foregår såvel i den europæiske standardiseringsorganisations (CEN's) som i den internationale standardiseringsorganisations (ISO's) regie og må siges at være lykkedes i ret betydeligt omfang inden for de vesteuropæiske lande.

De prøvningsmetoder, der anvendes i Danmark, og som er nedfældet i DS 427 (1. udgave, 1973), svarer i alt væsentligt til de af ISO anbefalede.

En del af de i det følgende afsnit anførte begrundelser for de kemiske krav og prøvninger er også anført i afsnit 4.1.

Kemiske prøvninger

De i det følgende beskrevne kemiske krav og prøvninger refererer kun til cementens indhold af stoffer, der kan virke skadeligt på cementens brugsegenskaber.

Magnesiumoxid (MgO)

Krav til portlandcements maksimale MgO-indhold fremgår af tabel 7.3-1.

Baggrunden for at opstille krav til maksimalt MgO-indhold er dels den ganske enkle, at magnesiumsilikater i modsætning til calciumsilikaterne, cementens hovedbestanddel, ikke har hydrauliske egenskaber, dels at der i portlandcementer indeholdende større mængder magnesium (> ca. 2% MgO) vil findes mineralet *periklas* (kemisk formel MgO) som, hvis det reagerer med vand, vil danne magnesiumhydroxid, $Mg(OH)_2$. Reaktionen er ledsaget af en volumenforøgelse og vil, hvis den indtræder i hærdnet beton, øge risikoen for revner. Risikoen for ekspansion af denne type må generelt betegnes som meget lille, da periklas i cement er dødbrændt og ikke under normale temperaturforhold reagerer mærkbart med vand.

Tabel 7.3-1. Maksimalt tilladeligt indhold af magnesiumoxid iht. forskellige landes standarder.

MgO-indhold – %			
DS	DIN	ASTM	BS
3	5*)	5	4

*) Gælder for portlandklinker

Andre cementtyper, f.eks. slaggecement, kan have MgO-indhold, der overstiger de nævnte grænser. Dette højere MgO-indhold vil dog i regelen hidrøre fra den tilsatte slagge, hvor MgO vil være bundet som uskadeligt glas. Af denne årsag er kravene til slaggecementers MgO-indhold langt mindre rigoristiske end til portlandcements. Således er krav til MgO-indhold i slaggecementer ikke specificeret i DIN 1164 eller i ASTM C 595, mens BS 4246 sætter grænsen ved 9%.

I henhold til DS 427 skal bestemmelse af portlandcements kemiske bestanddele ske efter de i ISO/R 680 beskrevne analysemetoder. Metoden for magnesium består i en fældning af magnesiumammoniumphosphat fra en opløst prøve af cementen (efter forudgående fjernelse af opløsningens silicium, aluminium, jern og calcium), frafiltrering, glødning til magnesiumdiphosphat og vejning af dette. Det er dog normal praksis at bestemme MgO ved røntgenfluorescens eller ved atomabsorption, der begge giver langt hurtigere og lige så pålidelige resultater som referencemetoden.

Svovltrioxid (SO_3)

En cements indhold af SO_3 vil hovedsagelig hidrøre fra den gips ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$), som er tilsat for at regulere cementens afbinding.

Normkravene til cements maksimale SO_3-indhold er ofte afhængige af cementens formalingsgrad og varierer mellem 2,3% og 4,5% SO_3 (DS 427: almindelig portlandcement og portlandflyveaskecement maks. 3,5% SO_3, hurtighærdnende portlandcement maks. 4,5% SO_3). I visse lande er det maksimalt tilladte SO_3-indhold yderligere afhængigt af cementens indhold af tricalciumaluminat (C_3A), eftersom en stærkt forøget gipsmængde i forhold til cementens C_3A-indhold formodes at kunne resultere i ekspansionsgivende reaktioner.

Cementens indhold af SO_3 bestemmes ved til en opløst prøve af cementen at tilsætte bariumchlorid. Herved fældes SO_3 som bariumsulfat, der frafiltreres, glødes og vejes.

Tabel 7.3-2. Maksimalt tilladeligt glødetab iht. forskellige landes standarder.

	Glødetab – %			
Standard	DS	DIN	ASTM	BS
Almindelig og hurtighærdnende portlandcement	6,0	5,0	2,5–3,0	3,0
Portlandflyveaskecement	6,0		5,0	
Slaggecement		5,0	3,0–4,0	

Glødetab

Frisk cement vil normalt ved glødning udvise et vægttab, som er mindre end 2,5%. Uhensigtsmæssigt oplagret cement vil optage vand og kuldioxid fra luften med øget glødetab, klumpdannelse og styrkereduktion til følge. Normkrav til cements maksimale glødetab er vist i tabel 7.3-2.

Ved cements glødetab forstås normalt vægttabet forårsaget af bortgang af kuldioxid og vand ved glødning. For portlandcement sker målingen af vægttabet efter en glødning ved 900–1000°C under luftens adgang. For slaggecementer, der ofte indeholder sulfid, er denne metode ikke umiddelbart anvendelig, da sulfiderne ved behandlingen omdannes til sulfater og altså bevirker en vægtforøgelse. Der må derfor for disse cementer foretages en korrektion baseret på en måling af det ved glødningen dannede sulfat, eller glødetabsbestemmelsen må foretages i en inert atmosfære (kvælstof, argon).

Uopløselig rest

For de fleste cementtypers vedkommende er det specificeret i normerne, hvad de må bestå af. Således gælder i reglen for portlandcementer, at de ud over portlandklinker og gips højst må indeholde 0–5% inaktivt materiale. Sammen med glødetabskravet sikrer en passende lav uopløselig rest, at cementen ikke er tilsat større mængder inaktive materialer. Til cementer indeholdende større mængder flyveaske (f.eks. portlandflyveaskecement) eller andre puzzolaner stilles normalt ikke krav til uopløselig rest. Den maksimalt tilladelige uopløselige rest i henhold til diverse normer fremgår af tabel 7.3-3.

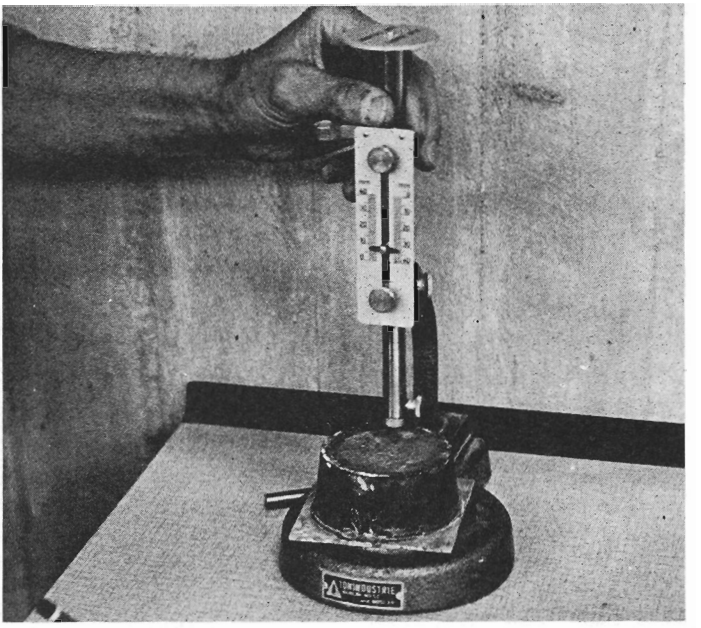
Bestemmelsen af den uopløselige rest sker ved, at cementprøven behandles med saltsyre. Den uopløste del behandles derefter med en base (natriumhydroxid eller natriumcarbonat) for at opløse evt. udfældet kiselsyre fremkommet ved cementens behandling med syre. Dernæst frafiltreres, glødes og vejes den uopløselige rest.

Alkali og fri kalk

Der stilles i DS 427 ikke krav til portlandcements og portlandflyveaskecements indhold af alkali eller fri kalk, men som det fremgår af afsnit 4.1 kan en

Tabel 7.3-3. Maksimalt tilladeligt indhold af uopløselig rest i cement iht. forskellige landes standarder.

	Uopløselig rest - %			
Standard	DS	DIN	ASTM	BS
Almindelig og hurtighærdnende portlandcement	6,0	3,0	0,75	1,5
Slaggecement		3,0	1,0	1,5



Figur 7.3-1. Vicat-apparat til bestemmelse af cements normalkonsistens og afbindingstid.

vurdering af en cements egnethed til visse formål forudsætte kendskab til indholdet af disse komponenter.

Alkali, dvs. kaliumoxid (K_2O) og natriumoxid (Na_2O), måles i reglen på en med saltsyre oplukket prøve, enten ved atomabsorption eller ved flammeemission.

Måling af en cements indhold af fri kalk, dvs. indholdet af CaO samt $Ca(OH)_2$, sker ved at ekstrahere cementen med varm 1,2-ethandiol (ethylenglycol), filtrere opslemningen og titrere den i filtratet indeholdte frie kalk med saltsyre.

Fysiske prøvninger

De fysiske prøvninger af cement, som er standardiseret i de fleste landes normer, omfatter afbinding, finhed, volumenbestandighed og styrke.

Afbindingstid

Cementens afbindingstid defineres som den tid, der medgår til, at en nærmere bestemt blanding af cement og vand opnår en vis modstandsevne mod nedsynkning af en nål i et såkaldt Vicat-apparat, se figur 7.3-1.

	Minimal begyndelses-bindetid – minutter				**Maksimal slut-bindetid** – timer			
Standard	DS	DIN	ASTM	BS	DS	DIN	ASTM	BS
Almindelig portlandcement	60	60	45	45	10	12	7	10
Hurtighærdnende portlandcement	45	60	45	45	10	12	7	10
Portlandflyve-askecement eller puzzolancement	60	60	45		10	12	7	
Lavvarme portlandcement		60	45	60		12	7	10
Slaggecement		60	45	45		12	7	10

Tabel 7.3-4. Krav til begyndelses- og slutbindetid for cement iht. forskellige landes standarder.

Normkrav til begyndelses- og slutbindetid fremgår af tabel 7.3-4.

Til bindetidsbestemmelsen, såvel som den forud herfor gående bestemmelse af normalkonsistens, benyttes Vicat-apparatet, figur 7.3-1. Apparatet består af et stativ med planslebet bord. I stativet er fastgjort en stang, som frit kan bevæges i lodret retning. På stangens nederste del kan fastgøres enten en stang (10 mm ø), en normalnål (tværsnitsareal 1 mm^2) eller en normalnål omgivet af et ringformet legeme. Stangen er forsynet med en viser, som på en skala på apparatets forside angiver nålens højde over en på bordpladen anbragt spejlglasplade.

Ved bestemmelse af normalkonsistensen blandes 400 g cement med en passende mængde vand (100–120 ml), og en 40 mm høj keglestubformet Vicat-form fyldes op med denne pasta. 10 mm-stangen fastgøres på normalnålens plads, stangen føres ned til pastaens overflade og slippes. Hvis stangen, 60 sek. efter at den er sluppet, standser 4–6 mm fra spejlglaspladen, siges pastaen at have *normalkonsistens*. En pasta med den hertil svarende vandmængde benyttes ved måling af afbindingstiden.

Måling af begyndelsesbindetiden foretages med normalnålen fastgjort i Vicat-apparatet. Mindst hvert 10. minut føres nålen ned til pastaens overflade og slippes. Begyndende afbinding er nået, når nålen standser 4–6 mm fra spejlglaspladen, og *begyndelsesbindetiden* defineres som den tid, der hengår fra vandtilsætningen, til begyndende afbinding indtræder.

Normalnålen udskiftes derefter med nålen med ringformet legeme, og dennes indtrængning i pastaen måles mindst hvert 30. minut. Slutafbindingen er nået, når nålen, men ikke ringen, efterlader et synligt mærke på pastaoverfladen, og *slutbindetiden* defineres som den tid, der hengår fra vandtilsætningen, til slutafbindingen indtræder.

Et korrekt mål for bindetiden forudsætter naturligvis, at prøvningen foretages under veldefinerede betingelser. Således skal alle målinger m.v. foretages ved en temperatur på 20 ± 1°C og ved en relativ luftfugtighed på mindst 65%, ligesom prøven, når der ikke måles på den, skal opbevares i en fugtkasse.

Falsk afbinding

Ved falsk afbinding forstås det fænomen, at mørtel eller beton få minutter efter vandtilsætningen »binder af«. Falsk afbinding, der er beskrevet i afsnit 4.1, er karakteristisk derved, at en fornyet omrøring i mørtelen/betonen bibringer denne »normal« konsistens. Falsk afbinding skader i øvrigt ikke betonen.

Normerede danske metoder til vurdering af falsk afbinding findes ikke. Ofte benyttes en amerikansk metode, ASTM Designation: C 451 (False Set of Portland Cement (Paste Method)). Metoden bygger på måling af cementpastakonsistens med Vicat-apparatet. Konsistensmålingen foretages med 10 mm-stangen, dels umiddelbart efter pastafremstillingen, dels 5 minutter senere. Er indtrængningsdybden til tiden 5 minutter mindre end 50% af begyndelsesindtrængningsdybden, siges cementen at have falsk afbinding.

Til fremstilling af pastaen efter ASTM C 451 benyttes mekanisk blanding i 3 minutter. Under denne ret lange blandetid kan visse typer af falsk afbinding opbygges og nedbrydes igen. Metoden er derfor ikke tilstrækkelig følsom til at informere om mulige gener forårsaget af falsk afbinding i forbindelse med industriel betonfremstilling med kortere blandetid. Der benyttes derfor også ikke-normerede varianter af nævnte metode, f.eks. *Tusschenbroeckmetoden,* hvor blandetiden er 90 sekunder.

Finhed

Cementens styrkeudvikling er blandt andet afhængig af den formalingsgrad, finhed, som cementen har. Oplysninger om finheden kan fås ved flere metoder.

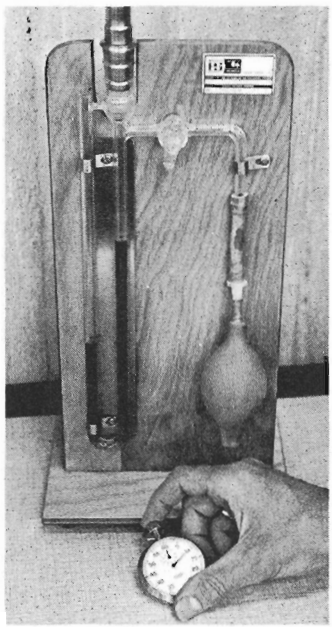
Sigtning. Ifølge DS 427 skal portlandcement og portlandflyveaskecement være så fint formalet, at den højst efterlader 1,5% vægtrest på en sigte med 9 masker/mm^2 (0,2 mm sigte) og højst 10% vægtrest på en sigte med 49 masker/mm^2 (0,09 mm sigte). Sigtningen kan udføres som håndsigtning, men DS 427

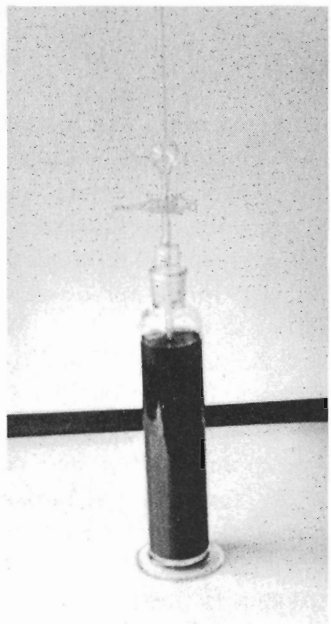
	Specifik overflade – m^2/kg		
Standard	DIN	ASTM	BS
Almindelig portlandcement	220	280	225
Hurtighærdnende portlandcement	220	280	325

Tabel 7.3-5. Minimalt tilladte specifikke overflade for cement iht. forskellige landes standarder.

Figur 7.3-2. Blaine-apparat til måling af cements specifikke overflade.

Figur 7.3-3. Andreasen-pipette til bestemmelse af cements finhedskarakteristik (kornstørrelsesfordeling).





tillader dog maskinsigtning, som dels er mere bekvem, dels giver mere reproducerbare resultater.

Måling af specifik overflade. Visse udenlandske normer fastsætter ikke blot krav til cementens sigterest, men tillige (eller i stedet for) krav til cementens specifikke overflade. Sådanne normkrav er vist i tabel 7.3-5.

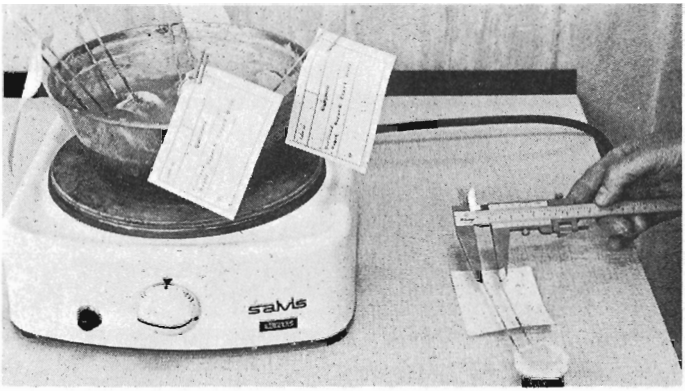
Målingen af den specifikke overflade foretages efter DIN 1164 eller ASTM C 204 med et såkaldt *Blaine-apparat* (figur 7.3-2). I dette måles en let komprimeret cementtablets luftpermeabilitet, og ud fra denne samt kendskab til tablettens volumen, cementens korndensitet og luftens viskositet beregnes et mål for cementens specifikke overflade.

Sedimentationsanalyse. En tørsigtning (som beskrevet ovenfor) er velegnet til måling af en cements indhold af grovere partikler, men ikke anvendelig til måling af de små partikler (< 45 μm), som cementen hovedsagelig består af. I de tilfælde, hvor cementens totale kornstørrelsesfordeling ønskes kendt, benyttes derfor andre metoder, f.eks. en sedimentationsanalyse efter Andreasen. Det anvendte apparat, *Andreasen-pipetten,* er vist på figur 7.3-3. En opslemning af cement i en egnet væske, f.eks. ethanol, anbringes i pipetten. Efter omrystning af pipetten suges en nulprøve på 10 ml op af pipetten, og efter afdampning af væsken bestemmes nulprøvens faststofindhold ved vejning. Der udtages herefter på lignende måde 6–8 prøver fordelt over et døgn. Ud fra prøvernes faststofindhold, udtagningstidspunktet samt de love, der er gældende for sedimentation, kan cementens *finhedskarakteristik,* dvs. en sumkurve over cementens indhold af partikler i området ca. 1–50 μm, beregnes og optegnes.

Metoden er ret tidskrævende og langvarig, og der er følgelig også udviklet automatisk apparatur til bestemmelse af cements finhedskarakteristik enten efter det nævnte princip (sedimentationsvægte med skriver) eller f.eks. baseret på en laserstråles afbøjning ved passage af en cementsuspension.

Volumenbestandighed

Under cementens hydratisering udspilles en række reversible/ikke-reversible fysiske og kemiske processer. De fleste af disse processer er nært knyttet til selve hydratiseringsprocessen og de dannede hydratiseringsprodukter og giver kun anledning til svind eller ekspansion af ringe størrelse. Indeholder en cement imidlertid større mængder (> ca. 3%) fri kalk, dvs. uomdannet calciumoxid, vil der ved hydratiseringen af dette (under dannelse af $Ca(OH)_2$) kunne ske en



Figur 7.3-4. Messingform med nåle til bestemmelse af cements volumenbestandighed ved Le Chatelier-metoden.

betydelig ekspansion. Indtræder hydratiseringen af den fri kalk efter betonens afbinding, vil den i værste fald kunne resultere i revnedannelse i betonen.

Til prøvning af, om cementens indhold af sådanne stoffer måtte give anledning til større volumenforøgelser, foreskriver DS 427 en prøvning af cementens volumenbestandighed. Ved den anvendte metode, *Le Chatelier-metoden,* indstøbes der i en form som vist på figur 7.3-4 en pasta med normalkonsistens.

Efter hærdning under vand i 24 timer måles afstanden mellem formens spidser. Derefter koges prøven i 3 timer, hvorefter afstanden mellem spidserne igen måles. Forskellen mellem de 2 afstandsmålinger må ifølge DS 427 ikke overstige 10 mm. BS stiller det samme krav til volumenbestandighed, mens der efter ASTM benyttes autoklavprøvning og efter DIN en vurdering af revnedannelse i en udstøbt cementpastakage efter kogning af denne.

Styrke

Cementens måske vigtigste egenskab er, at den efter blanding med vand og tilslagsmaterialer danner materiale med en vis styrke.

Normkrav til styrken er normalt gjort afhængige af cementens betegnelse (almindelig, hurtighærdnende). En umiddelbar sammenligning af normkrav på tværs af landegrænser vanskeliggøres af, at der endnu er forskelle i udførelsen af styrkeprøvningen og dermed også i de målte styrkeresultater fra land til land.

De danske styrkekrav til portlandcement og portlandflyveaskecement fremgår af tabel 7.3-6.

Styrkeprøvningen efter DS 427 gennemføres som beskrevet i det følgende.

Fremstilling af mørtel. Til hver mørtelblanding anvendes 450 ± 0,2 g af såvel cement som af fint sand, mellemfint sand og groft sand samt 225 ± 0,2 g vand. Delmaterialerne skal alle have en temperatur på 20 ± 1 °C. Det anvendte sand skal være naturligt kvartssand, og de 3 fraktioner skal have en sådan kornstørrelsesfordeling, at den i tabel 7.3-7 anførte sigtekurve opnås, når lige vægtdele af de 3 fraktioner blandes.

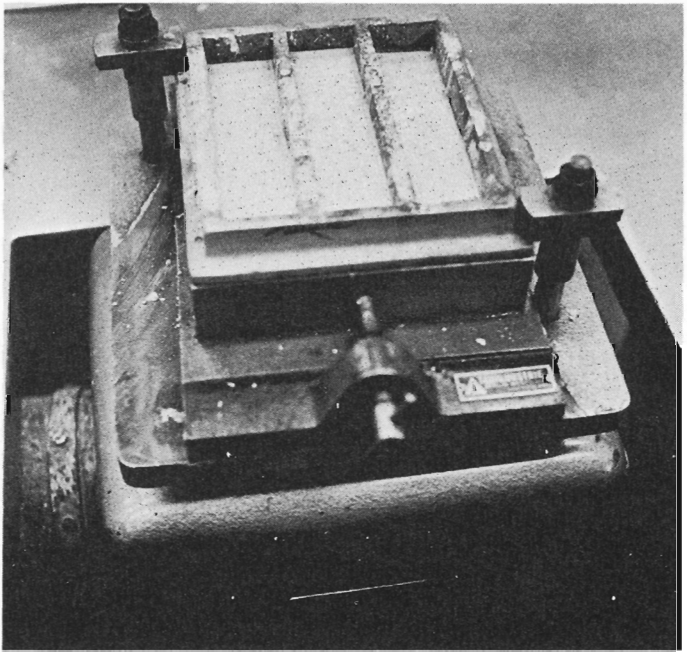
Vand og cement, i nævnte rækkefølge, anbringes i blandeskålen, og blandemaskinen, hvis skål, omrører, omrøringshastighed m.v. skal være i overensstemmelse med DS 427, sættes i gang med 140 ± 5 o/m. Efter 30 sekunders blanding tilsættes sandet over et tidsrum på 30 sek. Herefter blandes der med en hastighed på 285 ± 10 o/m i yderligere 30 sek., hvorefter maskinen standses.

Tabel 7.3-6
Laveste tilladte trykstyrker af cement iht. DS 427.

Prøvningstermin – døgn	**Trykstyrke** – MN/m^2	
	Almindelig portlandcement og portland-flyveaskecement	Hurtighærdnende portlandcement
2		17,5
7	26,0	
28	42,0	47,5

Sigtemaskevidde – mm	2,00	1,70	1,00	0,50	0,15	0,08
Tilbageholdt mængde – %	0	5	33	67	88	98
Tolerancer – %		± 5	± 5	± 5	± 5	± 2

Tabel 7.3-7 Krav til sigtekurve for sand til styrkeprøvning af cement iht. DS 427.



Figur 7.3-5 Faldbord med påspændt støbeform til komprimering af cementmørtel.

Efter en pause på 90 sek. afsluttes blandingen med 60 sek. omrøring med 285 ± 10 o/m.

Mørtelfremstillingen såvel som alle andre operationer i forbindelse med styrkeprøvningen skal ske i et lokale, hvor temperaturen er 20 ± 1°C og den relative luftfugtighed mindst 65%.

Fremstilling af prøvelegemer. Prøvelegemerne fremstilles i en form, hvor 3 prismer med dimensioner 40×40×160 mm kan støbes samtidigt. Formen (med påsat påfyldningsramme) spændes fast på et faldbord (figur 7.3-5).

Den samlede masse af bordet med fastspændingsanordninger, aksel samt form og påfyldningsramme skal være 20 ± 1 kg. Efter fordeling af ca. 320 g mørtel i hver formdel startes faldbordet, som herved 1 gang pr. sek. hæves 15 mm og derefter falder frit tilbage til udgangsstillingen. Efter 60 slag standser faldbordet automatisk. Formen fyldes nu helt med mørtel, og der komprimeres igen med 60 slag på faldbordet. Formen fjernes fra faldbordet, og efter afmontering af påfyldningsrammen afrettes prismerne med en afretterlineal.

Lagring af prøvelegemer. Efter fremstillingen af prismerne tildækkes disse med en gummi-, glas- eller stålplade og lagres i luft ved 20 ± 1°C og mindst 95% relativ luftfugtighed. 24 ± ½ time efter indslagningen afformes prismerne og lagres herefter, indtil styrkeprøvningen finder sted, i rent drikkevand med en temperatur på 20 ± 1°C. Optagningen af prismerne må tidligst foretages 15 min. før prøvningen, og prøverne skal holdes tildækket med et fugtigt klæde, indtil prøvningen finder sted.

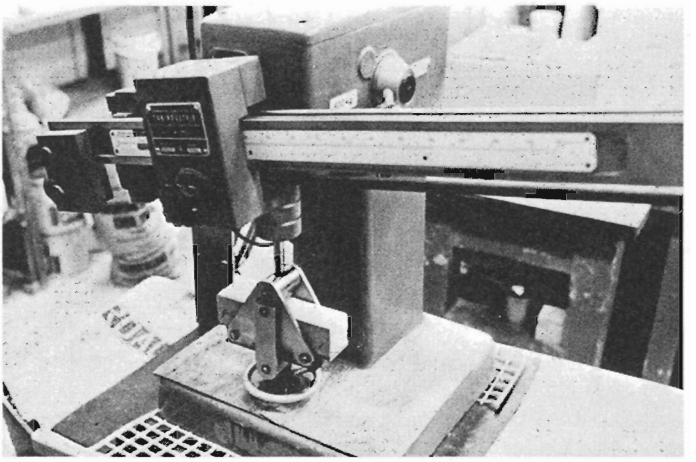
Bøjetrækprøvning. DS 427 stiller ikke krav til cementens bøjetrækstyrke, kun til dens trykstyrke. Ønskes der imidlertid kendskab til bøjetrækstyrken, kan denne måles på de samme prøvelegemer, som benyttes til trykstyrkeprøvningen. Til bøjetrækprøvningen anvendes der en indsats, der i det væsentligste består af 3 ruller med en diameter på 10 mm.

Prismet monteres i indsatsen symmetrisk med hensyn til kraften. Kraften påføres med et særligt bøjetrækapparat (se figur 7.3-6) vinkelret på støberetningen med en hastighed på 50 ± 10 N/s, indtil bøjetrækbrud indtræder.

Trykstyrkeprøvning. For den anvendte trykpresse kræves, at kraften skal kunne aflæses med en største unøjagtighed på 1% i de øvre 9/10 af måleområdet. Endvidere skal trykpressen være forsynet med en indsats som vist i figur 7.3-7.

Trykpladerne skal være mindst 10 mm tykke og have en bredde på 40,0 ± 0,1

Figur 7.3-6 Apparatur til bøjetrækprøvning af cementmørtelprismer.



Figur 7.3-7 Indsats til trykpresse ved trykstyrkeprøvning af cementmørtel.



mm og en længde på mindst 40,0 ± 0,1 mm. Trykpladernes afvigelse fra planen må højst være 0,01 mm, og hårdheden skal mindst svare til Vickers 600.

Den ene af de to prismehalvdele fra bøjetrækprøvningen placeres i indsatsen, og kraften påføres med en hastighed på 1,6–2,1 kN/s. Brudkraften noteres, og prøvningen gentages med de resterende 5 prismehalvdele.

Ved cementens trykstyrke til en given tidstermin forstås middeltallet af trykstyrkemålinger på 2 × 3 stk. prismer, der er fremstillet med en tidsmæssig forskydning på mindst 1 døgn. For at det nævnte middeltal kan tages som et udtryk for cementens styrke, kræves yderligere, at forskellen mellem middeltallene fra de 2 sæt prismer ikke overstiger de i tabel 7.3-8 viste værdier, samt at den største af de tilsvarende varianser er mindre end 10 gange den mindste af disse to.

Prøvningstermin – døgn	2	7	28
Styrkeforskel – MN/m^2	2,0	2,5	3,5

Tabel 7.3-8 Maksimal tilladelig styrkeforskel mellem middelstyrkerne for to sæt mørtelprismer iht. DS 427.

7.4 Prøvning af tilslagsmaterialer

I dette afsnit er kort gjort rede for princippet i de vigtigste metoder, hvormed tilslagsmaterialers egenskaber måles. Omtalen er begrænset til sådanne forhold ved prøvningen, som har væsentlig betydning for vurderingen af resultatet, hvorimod en detaljeret metodebeskrivelse til brug ved den praktiske udførelse af prøvningen må søges i gældende standarder o.l.

Prøveudtagning

Hvad de generelle principper angår, er det en selvfølge, at prøvning af tilslagsmaterialer må indordnes under de grundsynspunkter og definitioner, der gælder for prøvning og kontrol af beton i almindelighed. Bl.a. henvises til afsnit 7.5, idet dog den der beskrevne prøveudtagning med fordel kan modificeres som omtalt i det følgende.

Baggrund – Begrebet gennemsnitsprøve

Som hovedregel vil kontrollen have som formål at undersøge, om krav til en vis fraktil i en egenskabs fordeling kan anses for opfyldt. Som ved den tilsvarende undersøgelse af beton må man tænke sig det materialeparti, kontrollen omfatter, opdelt i prøver, hvoraf en vis andel udtages – tilfældigt – som den stikprøve, kontrollen baseres på. Den enkelte prøve skal naturligvis have en sådan størrelse, at den pågældende egenskab overhovedet kan måles på den; selv ikke nok så mange prøver à 100 g tillader en rimeligt sandfærdig bestemmelse af et grusmateriales indhold af sten på 1 kg og derover.

Der eksisterer altså for en given egenskab en vis minimumsprøvestørrelse, som under ingen omstændigheder må underskrides. Imidlertid vil det praktisk taget altid være en fordel at vælge prøverne noget større med henblik på at opnå den ønskede information ved mindst mulig kontrolindsats. Det ræsonnement, som fører frem til dette resultat, har sit udgangspunkt i det side 538 anførte forhold, at variationen blandt enkeltobservationer inden for samme prøve er mindre end den pågældende egenskabs normale variation inden for kontrolafsnittet; sådanne enkeltobservationer foreskrives derfor slået sammen til et gennemsnit, der kun tæller som én observation. I praksis fortolkes bestemmelsen gerne på den måde, at måleresultater, der stammer fra samme sats og ikke blot fra samme prøve, behandles under ét. I konsekvens heraf foretages prøveudtagningen på en sådan måde, at variationer inden for satsen tilstræbes elimineret (sml. afsnit 7.5, side 576).

Bestemmelsen kan ikke direkte overføres på tilslagsmaterialer, men en beslægtet filosofi kan anlægges. Kontrollen angår som tidligere anført den fordeling, som defineres ved de prøver (af den nødvendige minimumsstørrelse), hvori hele materialepartiet indledningsvis tænkes opdelt. Imidlertid vil disse prøver ikke optræde enkeltvis efter blandingen af betonen, idet flere sådanne prøver kommer til at indgå i hver enkelt sats. Under blandeprocessen vil ske en i forhold til udgangstilstanden ret vidtgående homogenisering af denne samling af prøver, således at deres indflydelse på betonens egenskaber stort set skyldes deres gennemsnitlige egenskaber. Der vil derfor være mere ide i at søge vurderet de gennemsnitlige egenskaber i de prøver, der medgår til en sats, dvs. de gennemsnitlige egenskaber i den samlede mængde af det pågældende tilslagsmateriale i en sats. Det kan af indlysende grunde være vanskeligt i beholdningen af tilslagsmateriale at angive, netop hvilken del der vil komme til at indgå i en bestemt sats; men det vil til formålet også være tilstrækkeligt, at portionen har den rette størrelse, og at prøveudtagningen arrangeres, så hver prøve tilstræbes at repræsentere gennemsnittet af en sådan portion.

Maksimal-kornstørrelse (=mindste standard-maskevidde med 100% gennemfald) mm □	**Kornstørrel-sesfordeling** bestemt ved sigteanalyse	**Densiteter, absorption m.v.**	**Lette korn** bestemt ved separation i tung væske	**Vand-indhold**	**Humus og ler**	**Kornform Kantethed Overflade-karakter Kornstyrke Kornstruk-tur Bjergarts-fordeling**	**Alkali-kisel-reaktivi-tet**
(32–) 64	40 kg	undersøges ikke for den del af mate-rialet, der er > 32 mm □	ca. 1200 korn	20 kg	undersøges ikke for den del af mate-rialet, der er > 4 mm □	ca. 100 korn af hver fraktion, som ønskes undersøgt	undersøges ikke for sten
(16–) 32	5 kg			2,5 kg			
(8–) 16	700 g	ca. 5 kg		350 g			
(4–) 8	200 g			100 g			
(2–) 4	200 g	ca. 1 kg	undersøges ikke for den del af mate-rialet, der er < 4 mm □	100 g	400 g		ca. 3 kg
– 2	100 g			50 g			

Tabel 7.4-1. Nødvendig størrelse af analysemængde. På grundlag af [11] og [38].

I virkeligheden rummer en prøveudtagning med det opstillede sigte hele stikprøveproblematikken, og ideelt burde prøvestørrelse og -udtagningsmetodik fastsættes ud fra et eksplicit krav til den ønskede nøjagtighed. Heri skulle præciseres, hvor hyppigt afvigelser over en vis størrelse mellem satsmiddelværdi og stikprøvegennemsnit kunne tolereres, og hvilken sandsynlighed dette skulle eftervises med. I praksis klarer man sig med empiriske regler for, hvor stor prøven skal være, og hvordan den skal tages ud, for at en rimelig overensstemmelse kan påregnes. Den nødvendige størrelse af denne såkaldte *gennemsnitsprøve* afhænger bl.a. af, hvilken egenskab der skal kontrolleres; konkrete værdier for den nødvendige prøvestørrelse er anført i tabel 7.4-1. Den analyseprøve, som udtages med henblik på sigteanalyse, vil i så godt som alle tilfælde være tilstrækkelig stor til, at de fornødne analysemængder til samtlige prøvninger kan fremstilles af den.

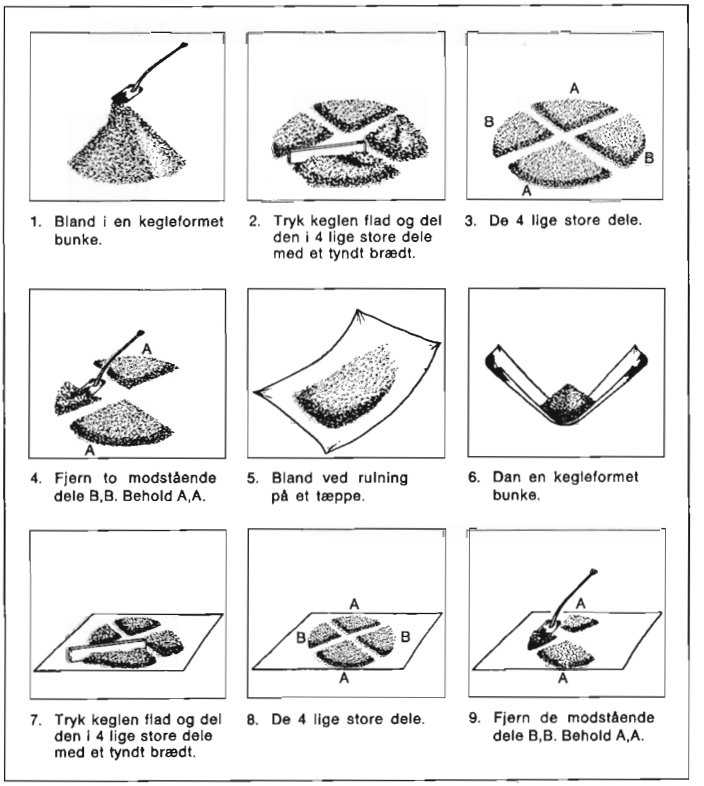
Begreberne sats, delprøve, (analyse)prøve og analysemængde er defineret side 575.

Udtagning af analyseprøve

Prøveudtagningen indledes med, at man ved en tænkt eller virkelig afgrænsning definerer den »sats« af tilslagsmaterialet, hvis gennemsnit prøven skal

repræsentere. Inden for den lagte afgrænsning udtages mindst 6 delprøver, der hver især skal have mindst den størrelse, som er foreskrevet for analysemængden til den aktuelle måling. Principielt skal delprøverne udtages tilfældigt, dvs. på en sådan måde, at alle potentielle delprøver har samme sandsynlighed for at blive udtaget. Udviser imidlertid en del af partiet, f.eks. overfladen, stærk afblanding, vil man i almindelighed opnå det bedste billede af gennemsnitsegenskaberne, dersom der bevidst tages (skønsmæssigt) hensyn til dette forhold. Alt i alt er vejen til et godt resultat ikke så meget at opstille detaljerede forskrifter for prøveudtagningen som at overdrage opgaven til en kyndig og erfaren prøveudtager.

De udtagne delprøver blandes omhyggeligt til en analyseprøve, hvoraf analysemængderne fremstilles ved neddeling.



Figur 7.4-1. Princippet i neddeling af materialeprøve ved kvartning. (ASTM D 21).

Figur 7.4-2. Prøvedeler.



Neddeling til analysemængde

Neddelingens primære formål er at reducere den mængde materiale, der skal tages i arbejde ved selve prøvningen. Men samtidig skal naturligvis repræsentativiteten bevares, hvis det hele skal have nogen værdi, og neddelingsproceduren må følgelig tilrettelægges under hensyn hertil.

Under byggepladsforhold sker delingen bedst ved *»kvartning«*, der udføres som vist i figur 7.4-1. Hele operationen foretages på et plant underlag og med prøven anbragt på et stykke plastfolie eller presenning, så materialespild undgås.

Prøver med ikke alt for store korn kan deles ved hjælp af en særlig *prøvedeler,* der f.eks. kan se ud som vist på figur 7.4-2.

Sigteanalyse

Kornstørrelser defineres i betonteknologien ved hjælp af sigter af trådvæv med kvadratiske masker. Et korn, som ved en nærmere specificeret forsøgsprocedure

passerer en given sigte, siges at være mindre end maskevidden i sigten, medens et korn, som tilbageholdes, siges at være større. På denne måde kan ethvert korn placeres i et kornstørrelsesinterval.

Sigtningen går da ud på at bestemme den forholdsmæssige fordeling af materialets korn i en sammenhængende række af passende snævre kornstørrelsesintervaller.

Sigtning

Sigtningen består i, at en prøve rystes igennem en serie sigter, således at den opdeles i mindre portioner, kaldet *fraktioner* eller *sigterester.*

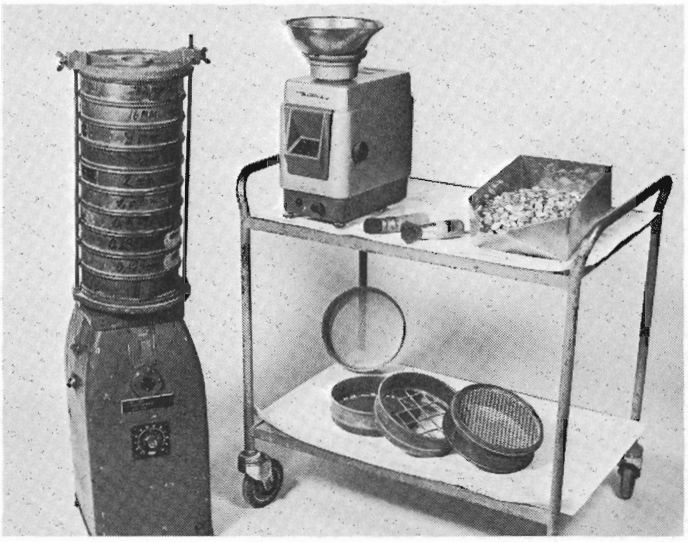
Alt efter prøvens karakter kan sigtningen udføres som *vådsigtning* eller *tørsigtning.* Vådsigtningen giver principielt det rigtigste resultat, men da tørsigtningen er simplere at udføre, foretrækkes den altid, når ikke forholdene taler afgørende imod at benytte den.

I begge tilfælde tørres og vejes prøven inden sigtningen. I regelen vil tørringen medføre, at partikler, der i fugtig tilstand klistrer til hinanden, løsnes så meget, at de under sigtningen rystes helt fri. Det kan imidlertid forekomme, at sand og ler hæfter så fast til stenpartiklerne, at sammenhængen ikke brydes ved den normale tørsigtning. I så fald bliver resultatet fortegnet, idet de fine partikler fremtræder med for ringe vægt, som følge af at de delvis er medgået til at forøge den tilsyneladende mængde og størrelse af de grove partikler. Ved vådsigtning kombineres den mekaniske rysteproces med vandspuling, og denne mere intensive bearbejdning i forbindelse med vandets blødgørende virkning på »bindemidlet« (ler) fører så godt som altid til frigørelse af de enkelte korn.

En vis vilkårlighed er uundgåelig ved sigtning af materialer, der indeholder langstrakte korn. Sådanne korn vil have større chance for at passere en given sigte, hvis de tilfældigvis kommer til at stå på højkant under sigtningen, end hvis dette ikke er tilfældet. Problemet har dog sjældent nogen praktisk betydning.

Sigtebelastning

Hvis den mængde grus, som hældes i sigterne, er for stor, vil sigtningen kunne give et fejlagtigt billede af kornstørrelsesfordelingen. Den store sammenhobning af partikler kan nemlig bevirke, at en del korn, som ville kunne passere en given sigte, overhovedet ikke kommer i kontakt med denne sigte, fordi grovere korn blokerer maskeåbningerne. For sand bør mængden erfaringsmæssigt ikke overstige ca. ½ kg pr. sigtning, medens grus med ringe sandindhold eller sandfri sten kan sigtes i portioner på 1–2 kg.



Figur 7.4-3. Apparatur til sigtning i laboratoriet: Vægt, standardsigtesæt, mekanisk rystebord samt børster til rensning af sigter.

Med henblik at sikre rensigtning angiver [11] for hver maskevidde den maksimale sigterest og foreskriver yderligere, at det ved håndsigtning skal kontrolleres, at sigteresten er rensigtet. [15] og [27] angiver, at gennemsigtningen af sandfraktionerne skal kontrolleres ved håndsigtning over et stykke hvidt papir; når der i løbet af 1 minut højst passerer 1% af sigteresten, anses fraktionen for rensigtet.

De anførte værdier for den tilladelige sigtebelastning gælder for de normalt benyttede standardsigter med diameter 200 mm. For sigter med andre dimensioner ændres den maksimale sigtemængde i samme forhold som sigtefladens areal.

En repræsentativ prøve er imidlertid som oftest større end den maksimalt tilladelige sigtebelastning (se tabel 7.4-1), og opdelingen i fraktioner kan da ikke gennemføres ved én sigtning. Man må her gøre sig klart, at der i realiteten er tale om én sorteringsproces, blot fordelt på flere enkeltoperationer.

Som følge heraf er det overflødigt at have besvær med at dele prøven ved en af de metoder, hvis formål er at sikre repræsentative delprøver. Sådanne eksisterer simpelthen ikke, idet udgangsprøven – når dens størrelse er fastsat i henhold til tabellen – er den mindste, der kan påregnes at være repræsentativ.

Sigter

Den enkelte sigte er udformet som en lav metalcylinder (diameter sædvanligvis 200 mm), hvis bund består af *metaltrådsvæv med kvadratiske masker,* jf. figur 7.4-3.

Visse udenlandske standards foreskriver sigter med cirkulære åbninger (sold). I gennemsnit vil en given huldiameter være ækvivalent med en 0,8 gange så stor maskevidde, men omregningstallet afhænger af bl.a. kornform, kantethed og kornstørrelse.

I forbindelse med kornstørrelsesangivelser benyttes ofte signaturen ○ for kornstørrelser bestemt med rundhulssigter og □, evt. # for kornstørrelser bestemt med maskesigter.

Standardmaskevidder. Et standardsigtesæt består her i landet af en serie sigter, hvis maskevidder er 1/8, 1/4, 1/2, 1, 2, 4, 8, 16, 32, 64 og 128 mm*), plus et bundkar og et låg. Hele sigtesættet kan samles til en stabel og rystes, enten i en speciel rystemaskine eller ved håndkraft.

Resultater

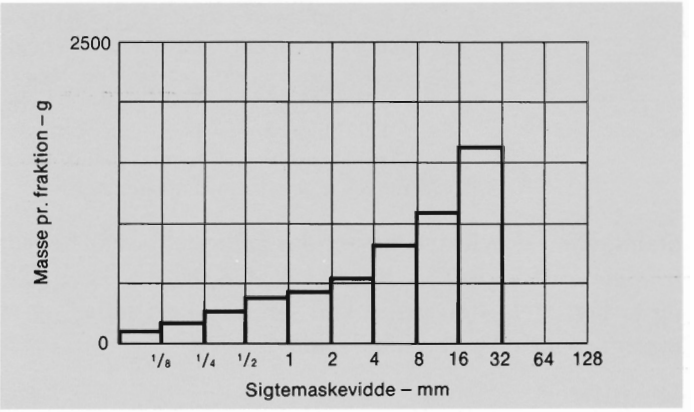
Når prøven er færdigsigtet, adskilles stablen af sigter, og de enkelte fraktioners tørmasse bestemmes. (Hvis prøvens størrelse har krævet mere end én sigteoperation (se side 560), vejes naturligvis sammenhørende fraktioner fra de enkelte delsigtninger under ét.) Resultatet af sigtningen fremkommer da i første omgang som en talrække, der angiver masserne i de enkelte fraktioner. En sådan talrække benævnes en *sigteanalyse.* Et eksempel på en sigteanalyse er vist i tabel 7.4-2, hvor kolonne 1 angiver maskevidden og kolonne 2 massen af hver fraktion. Endvidere er summen af tallene i denne kolonne udregnet som kontrol, idet en afvigelse fra prøvens masse før sigtningen på mere end 1% tages som indicium på en grov fejl, således at sigtningen må gøres om.

Da formålet med sigtningen er at beskrive kornenes fordeling efter størrelse, er det naturligvis i princippet kornenes samlede (absolutte) rumfang, ikke deres masse, der i sigteanalysen skal anføres for hver fraktion. Fordelingen efter rumfang vil imidlertid kun afvige fra fordelingen efter masse, når korndensiteten ikke er den samme for alle korn. For de almindeligt benyttede grustyper er variationen gerne så lille, at den ikke giver nogen mærkbar forskel mellem de to fordelinger. Ved brug af særlig lette eller særlig tunge materialer sammen med almindeligt grus, kan man derimod ikke tillade sig at se bort fra forskellen.

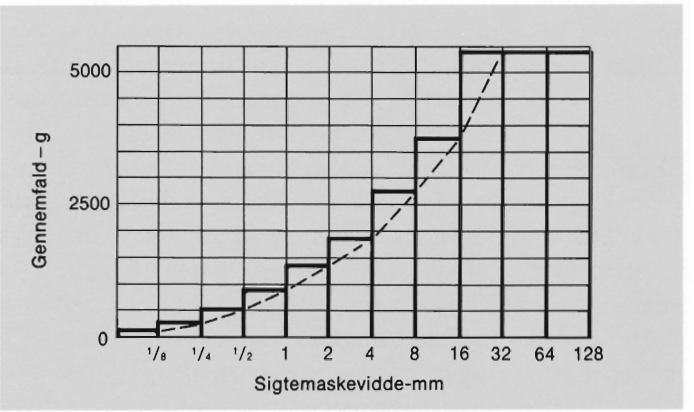
Grafisk afbildning. Sigtningen har til formål at karakterisere en fordeling. Det samme problem beskæftiger statistikken sig med, og nogle af dens metoder til grafisk fremstilling af fordelinger har vist sig velegnede til anskueliggørelse af en sigteanalyse.

*) DS 405.9 foreskriver i stedet for 32 og 64 mm henholdsvis 31,5 og 63 mm, hvilket er i overensstemmelse med ISO, der af uransagelige grunde har foretrukket disse værdier.

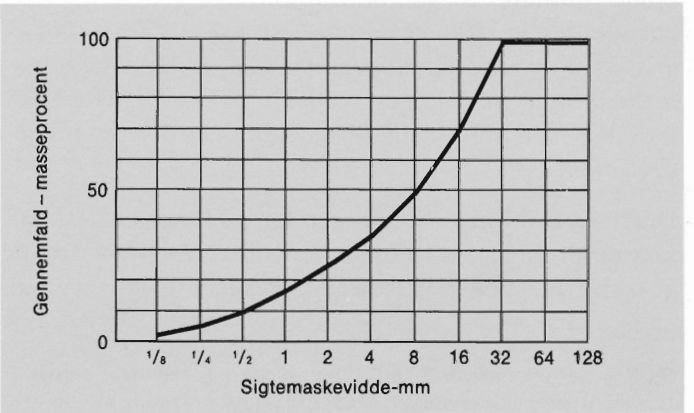
Figur 7.4-4. Histogram (søjlediagram) svarende til sigteanalysen i tabel 7.4-2.



Figur 7.4-5. Trappediagram og sumkurve svarende til sigteanalysen i tabel 7.4-2.



Figur 7.4-6. Kornkurve svarende til sigteanalysen i tabel 7.4-2.



Tabel 7.4-2. Eksempel på sigteanalyse (histogram) med tilhørende beregning af sumkurve og kornkurve.

1	2	3	4
Sigtemaske-vidde	**Histogram**	**Sumkurve**	**Kornkurve**
mm	g pr. fraktion	g gennemfald	masse % gennemfald
128	0	5408	100
64	0	5408	100
32	0	5408	100
16	1622	3786	70
8	1082	2704	50
4	811	1893	35
2	541	1352	25
1	433	919	17
1/2	379	540	10
1/4	270	270	5
1/8	162	108	2
0	108	–	–
Sum	5408	–	–
Masse før sigtning	5426	Masseforskel: 18 g ~ 0,3%	

Figur 7.4-4 viser det såkaldte *histogram* eller *søjlediagram* for sigteanalysen i tabel 7.4-2. Abscisseaksen i diagrammet har en logaritmisk inddeling, der svarer til standardsigtesættet, medens ordinaten er aritmetisk inddelt og angiver massen af hver enkelt fraktion.

Histogrammet gengiver materialets kornstørrelsesfordeling på en særdeles overskuelig måde, men er ikke hensigtsmæssig til beregningsformål. Hertil er den såkaldte kornkurve langt bedre. Kornkurven udvikles fra histogrammet, idet der først opbygges et *trappediagram* (se figur 7.4-5), der som histogrammet er vandret inden for hver enkelt fraktion. Ordinaten for den enkelte fraktion angiver mængden i den pågældende fraktion plus alle finere fraktioner, eller med andre ord den samlede mængde materiale, som har kunnet passere den sigte, der danner øvre grænse for fraktionen.

I fortsættelse heraf defineres en kurve, hvis ordinater ikke blot for intervallernes øvre grænser, men for enhver abscisse angiver gennemfaldet for en – tænkt eller virkelig – sigte, hvis maskevidde er lig med den betragtede abscisse. De direkte målte gennemfald for standardsigterne bestemmer enkelte punkter på denne kurve, og idet der i mangel af bedre regnes med en (logaritmisk) jævn fordeling af kornstørrelserne inden for den enkelte fraktion, fremkommer kurven ved, at disse punkter forbindes med rette linier. Fastlæggelsen af denne kurve, *sumkurven,* foretages ved praktiske beregninger ikke ved den her viste optegning, men ved de tilsvarende regneoperationer. Disse er for det betragtede eksempel vist i tabel 7.4-2, kolonne 3.

Gennemfaldene for sumkurven omregnes fra masse til masseprocent af samlet prøve, således at kurven bliver karakteristisk for selve materialet og ikke blot for analysemængden; den kaldes materialets *kornkurve.* I taleksemplet er omregningen til kornkurve vist i tabel 7.4-2, kolonne 4 og optegningen i figur 7.4-6.

Kornkurver, hvis forløb ikke er bestemt ved sigtning, men ad teoretisk vej, kan naturligvis tegnes glatte, da kendskabet til ordinaterne i så fald ikke er begrænset til de punkter, der svarer til sigterne. Idealkornkurver og grænsekurver i kornkurvediagrammet optegnes ofte på denne måde. (Sml. figur 4.2-7, side 307).

Densiteter, absorption m.v.

Tilslagsmaterialer indeholder ofte porøse korn, og densiteten er dermed ikke entydig, især fordi rumfanget ikke er det. Det mest relevante kornrumfang defineres ved grænsefladen mellem korn og cementpasta, og de tilhørende densiteter benævnes alle korndensiteter. Blandt disse er især *korndensiteten i vandmættet, overfladetør tilstand* vigtig, da den i regelen svarer til kornenes tilstand i den friske beton. Også *korndensiteten i tør tilstand* er af nogen betydning, da den undertiden svarer til kornenes tilstand ved afvejningen. Forskellen mellem de to densiteter modsvarer det vand, som kan absorberes i åbne – dvs. fra kornoverfladen tilgængelige – porer, og som i regelen karakteriseres talmæssigt ved den såkaldte *absorption.*

Teoretisk er kornrumfanget altså defineret som den mængde cementpasta (af den aktuelle sammensætning), kornene tilsammen kan fortrænge. I praksis kan kornrumfanget fastlægges næsten lige så godt ved den såkaldte vandmættede, overfladetørre tilstand.

Den vandmættede, overfladetørre tilstand

Den fremgangsmåde, hvorved kornene bringes i vandmættet, overfladetør tilstand, er ikke den samme for sand og sten, og prøven skilles derfor indledningsvis ved hjælp af 4 mm-sigten. Herefter frasorteres sten over 32 mm□.

Sand og sten vandlagres hver for sig i 24 timer og tages derefter op af vandet.

Stenene rulles i et tørreklæde, indtil den synlige vandhinde er fjernet; eventuelt aftørres større sten individuelt. Stenene er herved bragt i vandmættet, overfladetør tilstand.

Sandet spredes jævnt ud og udtørres forsigtigt med en varmluftblæser under omrøring. Tørringen afbrydes før det tidspunkt, hvor kornene ikke længere klæber til hinanden, og prøven afkøles under omrøring. Materialet fyldes løst i en kegleform (højde 75 mm, indvendig diameter foroven 40 mm, forneden 90 mm), stryges af langs overkanten og stampes let 25 gange. Kegleformen løftes af med en lodret bevægelse, og hvis keglen ikke falder sammen, er prøven endnu for fugtig. Der fortsættes med udtørring og indstampning, indtil keglen netop falder sammen ved borttagning af kegleformen. Sandet er herved bragt i vandmættet, overfladetør tilstand.

Forsøgsudførelse

Rumfangsbestemmelserne foretages ved hjælp af pyknometer; den nødvendige størrelse heraf er ca. 6 liter for sten og ca. 2 liter for sand. Selve forsøgsproceduren er ens for sten og sand, nemlig følgende:

1. Prøven vejes i vandmættet, overfladetør tilstand (masse m_{ssd}).
2. Pyknometrets målerumfang fyldes helt med vand, og pyknometer + vand vejes (masse m_0').
3. Ca. halvdelen af vandet hældes ud, og den afvejede prøve fyldes i beholderen under omrøring, således at medfølgende luft kan undvige. Pyknometrets målerumfang fyldes helt efter med vand, og pyknometer + vand + prøve vejes (masse m_1').
4. Prøven tørres ved 105°C til konstant vægt, og den tørre prøves masse m_d bestemmes.

Resultater

Ud fra de opnåede vejeresultater beregnes:

$$\text{Korndensitet i tør tilstand} \quad \varrho_d = \frac{m_d}{m_0' - m_1' + m_{ssd}} \cdot \varrho_w$$

Korndensitet i vandmættet, overfladetør tilstand $$\varrho_{ssd} = \frac{m_{ssd}}{m_0' - m_1' + m_{ssd}} \cdot \varrho_w$$

Absorption $$w_a = \frac{m_{ssd} - m_d}{m_d} \cdot 100\%$$

hvor m_d = masse af tør prøve
m_{ssd} = masse af vandmættet, overfladetør prøve
m_0' = masse af vandfyldt pyknometer
m_1' = masse af pyknometer + prøve + vand til fuldstændig efterfyldning af pyknometeret
ϱ_w = vands densitet

De foretagne vejninger tillader også bestemmelse af:

Tilsyneladende faststofdensitet $$\varrho_1 = \frac{m_d}{m_0' - m_1' + m_d} \cdot \varrho_w$$

Densiteter angives i kg/m^3, absorptionen sædvanligvis i %.

Lette korn

Den vandmættede, overfladetørre tilstand er også referencetilstand for definitionen af såkaldt lette korn. Herved forstås efter DS 405.4 »korn større end 4 mm □, hvor kornene har en korndensitet i vandmættet, overfladetør tilstand mindre end eller lig en nærmere specificeret værdi«, og materialet karakteriseres i så henseende ved sit procentiske indhold af lette korn. Frasorteringen af de lette korn sker ved hjælp af en tung væske med densitet som den specificerede værdi. Den tunge væske kan fremstilles ved blanding i passende forhold af bromoform med benzen, lugtfri terpentin eller andet, ligesom en opløsning af zinkbromid $ZnBr_2$ i vand kan indstilles til den ønskede væskedensitet. Begge de nævnte væsker er giftige, og en opslemning af tunge mineraler (eksempelvis ferrosilicium og magnetit) i vand er at foretrække, men hertil er specialapparatur nødvendigt.

Vandindhold

Vandindholdet defineres som massetabet af en prøve, der tørres ved 105°C, udtrykt i % af prøvens masse efter tørringen.

Frit og bundet vand

Det vand, der bringes til at fordampe, når gruset tørres ved 105°C, kan dels være *bundet vand,* der er absorberet i porerne i selve kornene, dels *frit vand,* der findes på overfladen af eller i mellemrummene mellem de enkelte korn. Det bundne vand er med andre ord det vand, kornene indeholder i vandmættet, overfladetør tilstand; hvad der herudover findes af vand i materialet, er frit.

Det er kun det frie vand, der står til rådighed for cementens hydratisering, og som har indflydelse på betonens bearbejdelighed, og følgelig skal betonens vandbehov kun korrigeres for det frie vand i tilslaget, når vandtilsætningen udregnes. Omvendt stiller sagen sig naturligvis, hvis man arbejder med tørrede tilslagsmaterialer, idet vandtilsætningen da må øges med den vandmængde, som forsvinder ind i kornene på grund af absorption. Denne vandmængde vil – som begrundet side 313 – kun undtagelsesvis være identisk med den side 566 definerede absorption.

Erstatningsmetoder til vandindholdsbestemmelse

Den normerede metode til vandindholdsbestemmelse kræver tørreskab, vægt etc. og er desuden behæftet med den ulempe, at der går temmelig lang tid, før resultatet foreligger. Til brug på byggepladslaboratorier kan derfor ***pyknometer-metoden*** anbefales som væsentlig mindre tids- og apparaturkrævende. Denne metode byder endvidere på den store fordel, at det frie vand kan bestemmes separat. I så fald benyttes den vandmættede, overfladetørre tilstand som referencetilstand, hvorimod det totale vandindhold bestemmes med den tørre tilstand – dvs. den, der svarer til vægtkonstans ved 105°C – som reference. Det skal bemærkes, at gruset kun lejlighedsvis behøver at blive bragt i referencetilstanden.

> Under byggepladsforhold kan desuden benyttes et specielt apparat, hvis virkemåde beror på en slags »*titrering*«: en bestemt mængde grus afvejes og tilsættes karbid i overskud; ved reaktion med vandet i gruset udvikles acetylen i en mængde, der er proportional med vandindholdet i gruset, og hvis tryk derfor direkte er et mål for dette.

Endelig kan man med nogen øvelse ***bedømme vandindholdet skønsmæssigt*** med tilstrækkelig nøjagtighed ved at se og føle på gruset.

Urenheder

Ved urenheder forstås humusstoffer og ler i skadelig mængde. Ved den her omtalte undersøgelse, der kun er af orienterende art, bedømmes humusindhol-

det direkte, medens en vurdering af lerindholdet fremkommer som en »gratis« bioplysning.

Humus

Humusstoffer er organiske forbindelser, der dannes i jord ved delvis nedbrydning af dyre- og planterester. Indholdet af humusstoffer vurderes ud fra den farve, der dannes, når en prøve af materialet rystes i en NaOH-opløsning.

Fremgangsmåde. Prøven tørres og sigtes på 4 mm-sigten; sigteresten bortkastes. I en klar, cylindrisk glasflaske med udvendig diameter ca. 70 mm hældes en 3% NaOH-opløsning til en højde af 80 mm. Materiale fra prøven hældes i, indtil den samlede højde af materiale og væske er 120 mm. Under ifyldningen rystes flasken, således at eventuelle luftbobler kan undvige. Flasken tilproppes, rystes kraftigt i 1 minut og henstilles i ro. Efter 24 timers forløb sammenlignes væskens farve med en standardfarve, defineret som farven af en frisk tilberedt blanding af 27 g ferrichlorid og 3 g coboltchlorid i 300 cm^3 vand med 1 cm^3 ren saltsyre anbragt i en lignende flaske som prøveflasken. Er prøvens farve lysere end standardfarven, kan materialet uden videre benyttes. Er prøvens farve mørkere end standardfarven, er en nærmere undersøgelse af materialets anvendelighed påkrævet.

Erfaringen viser, at denne nærmere undersøgelse hyppigt vil vise, at gul til gulbrun farve betyder, at materialet er brugeligt, men at en vis styrkeforringelse må forventes, dvs. cementindholdet må øges, medens en brun til mørkebrun farve betyder, at materialet er ubrugeligt.

Ler

Leret vil på grund af sin ringe partikelstørrelse bundfældes sidst som et sammenhængende lag oven på sandet, tydeligt adskilt fra dette. Overstiger lerhøjden ca. 5% af det bundfældede materiales højde, bør anvendeligheden undersøges ved en prøvestøbning.

Prøvninger baseret på visuel bedømmelse af hvert enkelt korn

En række prøvninger består i, at analysemængden på basis af en visuel bedømmelse af hvert enkelt korn sorteres i et antal nærmere angivne grupper, hvis relative mængdeforhold derefter udregnes som udtryk for den undersøgte egenskab. Metoden benyttes kun for korn > 2 mm □, og det hører endda til undtagelserne, at fraktionen 2–4 mm □ undersøges, ja selv fraktionen 4–8 mm □ udelades undertiden.

Fremgangsmåde. Kornstørrelsesfordelingen bestemmes som beskrevet side 559, idet dog kun sigterne med maskevidde 2 mm og derover benyttes. Fra hver af de fraktioner, prøven er opdelt i ved sigtningen, udtages tilfældigt en analysemængde på mindst 100 korn.

> Dersom en fraktion ikke indeholder tilstrækkelig mange korn, bør den principielt suppleres op med korn fremskaffet ved sigtning af en ny prøve. Dette kan dog udelades, såfremt fraktionen udgør mindre end 10% af det samlede materiale; med de prøvestørrelser, der er foreskrevet til sigteanalyse, indebærer denne regel, at en ekstra sigtning kun vil kunne blive aktuel med henblik på supplering af den groveste fraktion.

Fraktionerne undersøges hver for sig; kornene bedømmes enkeltvis og henføres til en af de for den omhandlede egenskab fastlagte grupper. Hver gruppe vejes, og dens relative andel i fraktionen udregnes i masseprocent.

Som resultat angives for hver fraktion

1. nedre og øvre fraktionsgrænse
2. fraktionens masse i % af det samlede materiales masse
3. hver enkelt korngruppes andel i fraktionen angivet i masseprocent
4. den undersøgte analysemængdes masse og kornantal.

> Om ønsket kan resultaterne for de enkelte fraktioner vægtes sammen ved hjælp af kornstørrelsesfordelingen til et gennemsnit for hele materialet.

De grupper, hvori kornene inddeles, er defineret i det følgende.

Kornform

Kornformen karakteriseres som

kubisk
flad
lang eller
flad og lang

på grundlag af forholdene bredde/længde og tykkelse/bredde, idet længde, bredde og tykkelse defineres som henholdsvis største, mellemste og mindste kantlængde i den mindste kasse, der kan omskrives kornet. Grænserne mellem de 4 kornformer fremgår af figur 4.2-1.

Kantethed og overfladekarakter

Egenskaberne kantethed og overfladekarakter bedømmes hver for sig, men undersøges ofte under ét, idet kornene sorteres i 6 grupper svarende til 3 kategorier for kantetheden og 2 for overfladekarakteren.

Med hensyn til kantethed skelnes mellem

skarpkantet
kantrundet og
afrundet.

Med hensyn til overfladekarakter (tekstur) skelnes mellem

glat og
ru.

Ved indplacering af kornene i de enkelte grupper kan figur 4.2-2 tjene som vejledning.

Kornstyrke og kornstruktur (Fysisk sundhed)

Kornene inddeles efter kornstyrke i faste og smuldrende korn, og de faste korn inddeles herefter principielt i frostbestandige og frostfarlige korn, således at følgende grupper fremkommer

faste, frostbestandige korn
faste, frostfarlige korn
smuldrende korn.

Korn, som itubrydes ved et hårdt tryk med en finger, henføres til gruppen smuldrende korn, de øvrige til gruppen faste korn.

Faste korn regnes for frostfarlige, hvis de kan klæbe til tungen, ellers frostbestandige.

Imidlertid indeholder en hel del korn såvel frostbestandige som frostfarlige dele, og det kan derfor være en lettelse under sorteringen at operere med 5 grupper, nemlig

frostbestandige korn
overvejende frostbestandige korn
overvejende frostfarlige korn
frostfarlige korn
smuldrende og forvitrede korn

Ved vurderingen slås grupperne sammen til de ovenfor anførte 3 fundamentale grupper, idet ordet »overvejende« negligeres.

Som vikar for egenskaberne kornstyrke og (især) kornstruktur benyttes undertiden materialets indhold af såkaldte lette korn, se side 566.

Bjergartsfordeling

Nogen generel regel for opdeling af kornene efter bjergart lader sig ikke opstille, idet den mest hensigtsmæssige gruppering selvsagt afhænger af formålet med undersøgelsen. Det må derfor i hvert enkelt tilfælde specificeres, hvilke grupper kornene skal sorteres i.

Almindeligst anvendes metoden i forbindelse med bedømmelse af et materiales *alkalikiselreaktivitet* (se nedenfor), sjældnere ved vurdering af den *kemiske bestandighed* over for luft og vand. I sidstnævnte tilfælde er gruppeinddelingen

kemisk ubestandige korn (lerjernsten, sulfider etc.)
kemisk inaktive korn

Alkalikiselreaktivitet

Stens alkalikiselreaktivitet

Stens alkalikiselreaktivitet bedømmes alene ud fra *bjergartsfordelingen,* idet man sædvanligvis opererer med de to grupper

alkalireaktive korn (porøs flint, herunder tæt flint med porøs skorpe)
alkaliinaktive korn (tæt flint, granit o.l., kalk o.l. etc.)

Eventuelt kan tæt flint placeres i en gruppe for sig.

Det er i mange tilfælde vanskeligt umiddelbart at skelne kalk og porøs flint. DS 405.1 definerer gruppen kalk og kridt som korn, der bruser med fortyndet saltsyre; det gør imidlertid også karbonatrige former af kalkopalflint [36], og brusning med syre er derfor ingen garanti mod alkalireaktivitet. Den eneste sikre metode til identifikation af den porøse flint består i, at alle hvide korn overhældes med en blanding af 1 gram 2% methylblåt i 1 liter 10% saltsyre. På grund af forskellen i porestruktur vil flinten herved farves blå, medens kalkens farve ikke ændres.

Sands alkalikiselreaktivitet

Sands alkalikiselreaktivitet vurderes ud fra *bjergartsfordelingen* eller på grundlag af *mørtelprismeforsøg.*

Bjergartsfordelingen bestemmes principielt som for sten – dog med den praktiske forskel, at identifikation og tælling af kornene sker under mikroskop. Det hertil nødvendige præparat fremstilles som et tyndslib af en fluorescerende epoxy, hvori sandet er indstøbt.

Mørtelprismeforsøg. Ved bedømmelse af sandets alkalikiselreaktivitet ud fra bjergartsfordelingen er det ikke muligt at tage hensyn til, at forskellige typer porøs flint udviser betragtelige forskelle i reaktionsvillighed og dermed i farlighed. Der er derfor udviklet en mere direkte metode, der kan danne grundlag for en vurdering af, om et sandmateriale er potentielt reaktivt.

Metoden, som er beskrevet i [37] og [38], er baseret på det forhold, at svellende alkalikiselgel vil få den omgivende beton eller mørtel til at ekspandere; omvendt vil et mørtelprismes ekspansion under fastlagte omstændigheder derfor med en vis rimelighed kunne tages som et udtryk for farligheden af den reaktion, der finder sted under disse omstændigheder.

Prismerne fremstilles af en mørtel bestående af én vægtdel cement, en halv vægtdel vand (dvs. v/c = 0,5) og tre vægtdele af det sand, der skal undersøges, og hvorfra korn over 4 mm □ forlods er frasigtet. Af denne mørtel udstøbes tre prismer med dimensionerne 40 × 40 × 160 mm og forsynet med måletappe. Prismerne lagres i vandbad ved 20°C, til de har opnået en alder på 4–5 uger. Herefter anbringes de i en mættet NaCl-opløsning med en temperatur på 50°C, og længdeændringen måles løbende gennem de følgende 8 uger. Måleperioden kan i særlige tilfælde, dvs. ved ekstraordinært strenge krav, udvides til 20 uger.

I [37] er i relation til denne prøvningsmetode opstillet følgende krav til sandet:

- i passivt miljø: ingen krav
- i moderat miljø: maksimalt 0,2% ekspansion på 8 uger (dog ingen krav ved anvendelse af lavalkalisk cement).
- i aggressivt miljø: maksimalt 0,1% ekspansion på 8 uger.

I tilslutning hertil anføres, at disse kriterier medfører, »at skadelige alkalikiselreaktioner med rimelig sikkerhed kan undgås.« Det påpeges videre, at kravene må anses for strenge, men at der findes et rimeligt udbud af sand, der opfylder dem.

De standardiserede miljøklasser dækker ikke særlig aggressive miljøer som f.eks. det, betonen i svømmebassiner udsættes for. [39] foreslår her et krav om maksimalt 0,1% ekspansion på 20 uger, og samtidig må stenene overhovedet ikke indeholde porøs flint.

Litteratur til afsnit 7.4 og 4.2

[1] ACI Committee 621: »Selection and Use of Aggregates for Concrete«. Journal of the American Concrete Institute, 33, 1961, s. 513–42.

[2] Akroyd, T. N. W.: »Concrete. Properties and Manufacture«. Oxford/London/New York/Paris, Pergamon Press, 1962.

[3] »Betonteknologi«. Aalborg, Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor, 1976.

[4] Bilde, Tage: »Cement och Betong«. Stockholm, Albert Bonniers Förlag, 1940.

[5] Borregaard, Aage og Grebin, G.: »Betonkornkurver med partikelspring«. Beton-Teknik, 32, 1966, s. 3–8.

[6] Bährner, Viktor: »Betongberedning«. Malmö, Svenska Cementföreningen, 1961.

[7] Callisen, Karen: »Sten i farver«. København, Politikens Forlag, 1960.

[8] DS 411. »Norm for betonkonstruktioner«. København, Teknisk Forlag, 1984.

[9] DS 401. »Norm for sand-, grus- og stenmaterialer«. København, Teknisk Forlag, 1977.

[10] DS 404. »Nomenklatur for sand-, grus- og stenmaterialer«. København, Teknisk Forlag, 1977.

[11] DS 405. »Prøvningsmetoder for sand-, grus- og stenmaterialer«. København, Dansk Standardiseringsråd, 1978.

[12] Hellner, W. F. og Humlum, Johs.: »Geografi for Gymnasiets matematisk-naturvidenskabelige Linie«. København, Gyldendal, 1939.

[13] Herholdt, Aage D.: »Betontilslagsmaterialer«. København, Polyteknisk Forlag, 1970.

[14] Herholdt, Aage D.: »Kortfattet vejledning i betonproportionering«. København, Polyteknisk Forlag, 1969.

[15] Idorn, G. M.: »Grundtræk af betonteknologien. Bind 5. Kornkurver og grussammensætning«. København, Polyteknisk Forening, 1961.

[16] Larsen, Gunnar: »Petrografisk undersøgelse af betongrus – Hvorfor og hvordan«. Beton-Teknik, 25, 1959, s. 73–104.

[17] Larsen, Gunnar: »Undersøgelse af flintfattigt grus til beton«. Ingeniøren, 72, 1963, s. 415–26.

[18] Meyer, E. V., Forum C. S. og Krenchel H.: »Betonbogen«, 2. rev. udg. København, Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor, 1967.

[19] Nerenst, P.: »Prøvning af grus«. Nordisk Betong, 5, 1961, s. 109–28.

[20] Neville, A. M.: »Properties of Concrete«. London, Pitman Publishers, 1975.

[21] Noe-Nygaard, Arne: »Geologi. Processer og Materialer«. 4. udgave. København, Gyldendal, 1967.

[22] Orchard, D. F.: »Concrete Technology. Volume 1. Properties of Materials«. London, Applied Science Publishers, 1976.

[23] Plum, N. M.: »Foreløbig vejledning i forebyggelse af skadelige alkalikiselreaktioner i beton. Alkaliudvalgets vejledning 1«. København, Teknisk Forlag, 1961.

[24] Poulsen, Ervin: »Preparation of Samples for Microscopic Investigation«. Progress report M 1 fra udvalget vedr. alkalireaktioner i beton. København, Statens Byggeforskningsinstitut, 1958.

[25] Søndergaard, B.: »Petrografisk undersøgelse af danske kvartære grusaflejringer«. Progress report E 1 fra udvalget vedr. alkalireaktioner i beton. København, Statens Byggeforskningsinstitut, 1959.

[26] Troxell, G. E., Davis, H. E. & Kelly, J. W.: »Composition and Properties of Concrete«. Second edition. New York/St. Louis/San Francisco/Toronto/London/Sydney, Mac Graw-Hill Book Company, 1968.

[27] »Vejledning i betonkontrol.« SBI anvisning 27. København, Teknisk Forlag, 1956.

[28] Waddell, Joseph J. (ed.): »Concrete Construction Handbook«. New York/St. Louis/San Francisco/Toronto/London/Sydney etc. McGraw-Hill Book Company, 1974.

[29] Worthington, P. M.: »An experiment on the theory of voids in granular materials«. Magazine of Concrete Research, 4, 1952–53, s. 121–26.

[30] »Porøse sten i grus til beton«. Beton-Teknik 4/01/1970.

[31] »Nedknust beton som tilslagsmateriale«. Fra CtO's arbejdsmark. Beton-Teknik 10/04/1976.

[32] »Slagger som tilslagsmateriale«. Fra CtO's arbejdsmark. Beton-Teknik 10/05/1977.

[33] »Vorbeugende Massnahmen gegen Alkalireaktionen in Beton«. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 40/1973.
[34] Dolar-Mantuani, Ludmila: »Late-expansion alkali-reactive carbonate rocks«. Highway Research Record, (1971):353, s. 1–14.
[35] Swenson, E. G.: »Interaction of Concrete Aggregates and Portland Cement – Situation in Canada«. Engineering Journal, (1972): May, s. 34–39.
[36] Christensen, Preben: »Sten og sand til beton«. Beton-Teknik 1/05/1982.
[37] »Detailkrav til holdbar beton«. Tåstrup, Teknologisk Institut, 1984.
[38] »Sands alkalikiselreaktivitet«. Prøvningsmetode nr. TI-B51. Tåstrup, Teknologisk Institut, 1983.
[39] Jensen, A. D.: »Detailkrav til holdbar beton«. Grusavisen, (1984): 4, s. 6–7.

7.5 Prøvning af frisk beton

Den friske betons egenskaber har betydning i det omfang, de er med til at bestemme, om den færdige konstruktion bliver som ønsket. Således er den friske betons flydeegenskaber afgørende for, om betonen opnår tilstrækkelig kompakthed og homogenitet, så dens potentielle egenskaber i hærdnet tilstand realiseres. Hertil kommer, at variationer i betonens sammensætning – især hvad vandindhold og luftindhold angår – vil give sig udslag i såvel brugsegenskaberne som den friske betons egenskaber; målinger på den friske beton vil derfor ofte kunne afsløre unormale afvigelser, inden det er blevet for sent at gribe ind over for dem.

I dette afsnit er kort gjort rede for princippet i de vigtigste metoder, hvormed frisk betons egenskaber måles. Omtalen er begrænset til sådanne forhold ved prøvningen, som har væsentlig betydning for vurderingen af resultatet, hvorimod en detaljeret metodebeskrivelse til brug ved den praktiske udførelse af prøvningen må søges i gældende standarder o.l.

Prøveudtagning

Den prøve, hvorpå kontrollen af den friske betons egenskaber foretages, og hvoraf prøveemnerne til kontrol af den hærdnede beton fremstilles, skal være *repræsentativ*. Herved forstås i denne forbindelse, at prøven tages af en tilfældigt udpeget sats og på en sådan måde, at dens gennemsnitlige sammensætning bedst muligt svarer til satsens middelværdi.*)

*) Sml. omtalen af begrebet *gennemsnitsprøve* for tilslagsmaterialer side 555.

Tabel 7.5-1. Nødvendig betonmængde til prøvning af frisk beton. De anførte tal er nettoforbruget af beton pr. enkeltbestemmelse af den pågældende egenskab.

Bearbejdelighed		**Luftindhold** (og/eller densitet)			
Sætmål *Vebeprøve *Powers' remoulding-test	Udbredelses-mål	Densitets-metoden	Udvaskningsmetoder		Tryk-metoden (Press-ur-meter)
			Pykno-meter-metoden	Meyer-air-meter	
		svarende til måle-karrets rumfang, dog			svarende til måle-karrets rumfang, dvs. mindst 6 liter og
6 liter	6 liter	mindst 5 liter	3 liter	2 liter	normalt 8 liter

* Omfatter også sætmålsbestemmelse.

Terminologi

I forbindelse med prøveudtagning anvendes følgende terminologi*):

Sats (betonsats) er den ved en enkelt betonblandingsprocedure blandede beton, fra hvilken en analyseprøve skal udtages.

Delprøve er den mængde beton, som er udtaget med skovl eller lignende ved en enkelt operation.

Analyseprøve (prøve) er den del af en sats, som skal anvendes til bestemmelse af en eller flere egenskaber hos betonen eller til fremstilling af prøvelegemer til f.eks. styrkebestemmelse.

Analysemængde er en bestemt del af en analyseprøve, beregnet til en speciel prøvning eller til fremstilling af prøvelegemer.

Prøvestørrelse

Analyseprøven skal være tilstrækkelig stor til, at de foreskrevne prøvninger kan foretages og det ønskede antal prøvelegemer fremstilles, uden at nogen del af betonen benyttes mere end én gang. For de vigtigste af den friske betons egenskaber er de nødvendige analysemængder angivet i tabel 7.5-1; den samlede prøve vælges 50% større end summen af de mængder, man finder ved hjælp af tabellen, dog mindst 20 liter, jf. nedenfor.

Fremgangsmåde ved udtagning**)

Man må have formålet med prøveudtagningen for øje. Af hensyn hertil vælger man et sted og en metode til prøveudtagningen, som kan give en repræsentativ analyseprøve af betonen.

*) Gengivet ordret efter DS 423.11.

**) Identisk med det tilsvarende afsnit i DS 423.11.

Analyseprøven skal være mindst 1,5 gange den til prøvningen nødvendige mængde, dog mindst 0,02 m^3.

Analyseprøven skal udtages, når betonen er blandet til homogenitet.

Når blanderen udtømmes i en jævn strøm, tages prøven sådan, at den tilhører den mellemste del af betonen. I alle andre tilfælde skal analyseprøven bestå af mindst 3 delprøver udtaget fra forskellige dele af betonen. Fra en lastbil eller trugbil tages delprøven mindst 0,1 m under betonens overflade.

Delprøverne skal umiddelbart efter placeres på et rent underlag eller i en eller flere beholdere. Umiddelbart inden formfyldning eller prøvning af betonen, skal delprøverne blandes omhyggeligt. Betonens temperatur bestemmes om nødvendigt.

Tiden mellem prøveudtagning og formfyldning skal være så kort som mulig, så prøvningsresultatet ikke påvirkes.

Analysemængden skal under prøveudtagningen, transport og håndtering beskyttes mod fugt, udtørring, væsentlige temperaturforandringer og mod afblanding.

Fra prøven udtages, til prøvning af den friske beton eller støbning af prøvelegemer påbegyndes, bør der ikke hengå over 30 minutter, ved temperaturer over 25°C dog ikke over 20 minutter.

Frisk betons flydeegenskaber

Frisk betons flydeegenskaber eller reologiske egenskaber betegner sammenfattende de egenskaber, der bestemmer betonens opførsel under blanding, transport, udstøbning og komprimering.

Fra et teoretisk reologisk synspunkt kræves mindst 4 parametre til karakterisering af betonen, nemlig kohæsion, friktion, viskositet og kritisk forskydningstøjning. Disse er imidlertid både vanskelige at definere og især måle, og de er i det hele taget uegnede til praktisk kontrol.

Fra et praktisk synspunkt er tre forhold af umiddelbar betydning:

1. Betonens *formbarhed,* dvs. dens evne til at udfylde formen og omhylle armeringen.
2. Betonens *komprimerbarhed,* dvs. dens evne til at opnå kompakthed.
3. Betonens *stabilitet,* dvs. dens evne til at bevare makroskopisk homogenitet.

Det kan lade sig gøre at måle hver af de tre egenskaber separat, men alle gængse prøvningsmetoder registrerer en blanding af dem alle tre i et ukendt forhold,

hvori dog formbarhed og/eller komprimerbarhed har langt den største vægt. Den kombinerede egenskab, der søges et talmæssigt udtryk for, er betonens såkaldte *bearbejdelighed.*

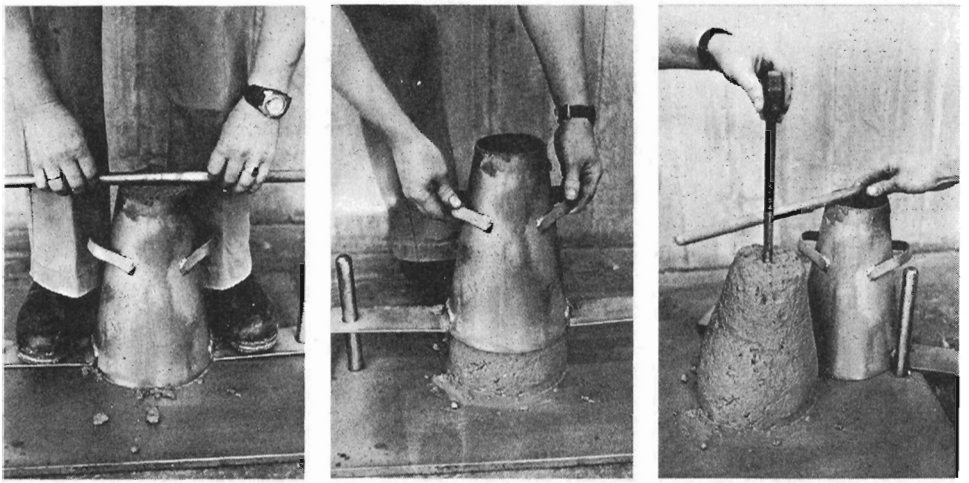
I daglig sprogbrug betegner ordet bearbejdelighed den lethed, hvormed betonen kan bringes til at udfylde formen, omhylle eventuelle armeringsjern og komprimeres til den forudsatte tæthed. Undertiden udstrækkes begrebet til også at omfatte betonens evne til at lade sig transportere, f.eks. ved pumpning, til at tåle bearbejdning uden at afblande og til at lade sig afrette. Begrebet bearbejdelighed indeholder altså et subjektivt element og kan ydermere kun vurderes i relation til anvendelsen. Når dertil lægges, at de objektive og iboende flydeegenskaber sammensættes af 4 fundamentale, indbyrdes uafhængige fysiske parametre, ville det være nærmest naturstridigt, om der var udviklet en kontrolmetode, der gav et dækkende udsagn om bearbejdeligheden. Alle eksisterende metoder til rutinemæssig kontrol er da også dels ufuldkomne, dels temmelig vilkårlige i deres udformning; alene metodernes antal – Powers har engang anslået det til op imod 100 – vidner om, hvor svært det er at få hold på alle sider af bearbejdelighedens væsen – men også om, hvor vigtig denne egenskab anses for at være. I al deres mangelfuldhed giver flere af de foreliggende metoder imidlertid en ganske god orientering om bearbejdeligheden, når betonen er fremstillet af kendte materialer; navnlig er nogle af metoderne overraskende følsomme for ændringer i en given betonsammensætning, dog naturligvis forudsat at bearbejdeligheden befinder sig i det område, den pågældende metode egner sig for.

Bearbejdelighed

Bearbejdelighed og konsistens. Mange betonteknologer bruger betegnelserne bearbejdelighed og konsistens i flæng – eller i hvert fald uden klar skelnen. Ingen af ordene kan defineres kvantitativt, og bl.a. Powers gør sig ligefrem til talsmand for, at man heller ikke forsøger, da man har brug for dem som brede, kvalitative begreber.

> Konsistens betegner efter BS 5168 den egenskab hos et materiale, hvorved det modstår permanent formændring. ASTM definerer konsistens som et ikke-Newton'sk materiales modstand mod deformation. Powers bruger konsistens i betydningen »den reologiske egenskab hos en blanding, som kan varieres, ved at dennes vandindhold ændres«.

Almindeligvis regnes bearbejdeligheden som det rummeligste begreb at indbefatte konsistensen. Men da ingen af de metoder, man benytter til at sætte tal på den friske betons reologiske egenskaber, måler hverken bearbejdeligheden eller



Figur 7.5-1. Bestemmelse af sætmål.

konsistensen, står man sig i virkeligheden bedst ved at undgå begge ordene og i stedet tale om betonens sætmål, vebetal, udbredelsesmål etc.

Sætmål. Prøven udføres på følgende måde: Betonen udstøbes på et plant, vandret, ikke vandsugende underlag i en keglestubform åben forneden og foroven og med et nedre tværmål på 200 mm, et øvre på 100 mm og en højde på 300 mm. Formen fugtes på inderfladen og fyldes i tre nogenlunde lige tykke lag, der hver stampes 25 gange med et ca. 600 mm langt 16 mm rundjern med afrundet ende. Sten, der er over 45 mm □, fjernes ved forudgående sigtning eller under fyldningen, idet de kan bevirke en skæv skridning af keglens top. Når formen er fyldt og betonen afrettet, løftes formen forsigtigt af, hvorved den støbte betonkegle synker mere eller mindre sammen.

Hvis betonen falder ud til siden eller en del af den falder ned, kasseres prøven, og forsøget gøres om med en ny prøve fra samme sats.

Sammensynkningen måles, f.eks. ved at man stiller formen op ved siden af den sammensunkne kegle og bruger dens overside til at flugte langs og udmåle synkningen fra. Er keglen sunket skævt sammen, måles til dens højeste punkt. Bestemmelse af sætmål er vist i figur 7.5-1.

Resultatet afrundes til nærmeste multiplum af 10 mm og angives på formen: Sætmål 60 mm. Alt efter sætmålets størrelse kaldes betonen jordfugtig, stiv plastisk osv. som anført i tabel 7.5-2. I det intereuropæiske standardiserings-

Tabel 7.5-2. Betonkonsistenser og tilsvarende sætmål og vebetal [5].

Benævnelse	Sætmål mm	Vebetal
Jordfugtig (jf)	0–30	40–5
Stiv plastisk (stpl)	30–60	5–3
Plastisk (pl)	60–100	3–2
Tykflydende (tkfl)	100–150	< 2
Flydende (fl)	over 150	–

samarbejde er fastlagt de konsistensklasser, der er angivet i tabel 7.5-3 (konsistensmålene vebetal og komprimerbarhed er omtalt i det følgende).

Sætmålet giver som nævnt ikke noget fuldstændigt billede af betonens bearbejdelighed. Yderligere oplysning om denne egenskab kan man med nogen øvelse skaffe sig, hvis man banker på den afformede kegles sider og top og iagttager, hvorledes betonen skrider ud under denne påvirkning.

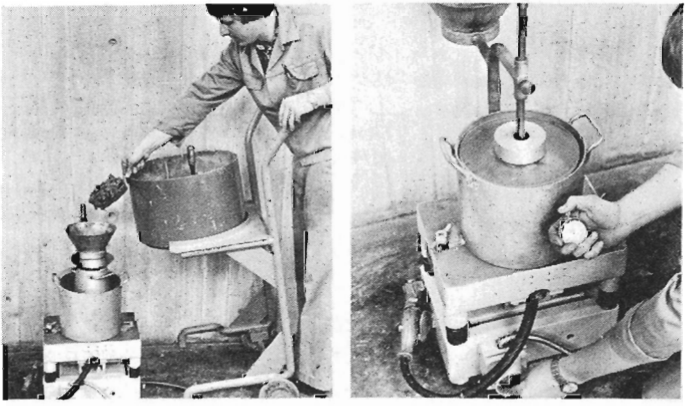
Sætmålsprøven egner sig kun for betoner med sætmål fra ca. 10 mm til ca. 150 mm.

Sætmålsprøven er normeret i DS 423.12. Det anføres heri, at metoden ikke bør anvendes, når tilslagsmaterialet helt eller delvist består af let tilslag. Det er dog gængs praksis at gøre det alligevel, dels fordi der ikke findes nogen anden mulighed, dels fordi sætmålet i stadig stigende grad forlades som egentligt konsistensmål og i stedet benyttes til at sikre, at en given konsistens fastholdes under arbejdets gang.

Vebetal. Udførelsen af vebeprøven er vist i figur 7.5-2.

Som det fremgår af figuren, består apparatet af et vibratorbord, på hvilket en spand er fastspændt. I spanden udstøbes og afformes som vist en sætmåls-

Figur 7.5-2. Udførelse af vebeprøven.



kegle. Hen over keglen drejes en til apparatet hørende svær glasplade, der frit kan synke ned mod betonen, som den ved prøvningens start netop berører. Vibratoren sættes i gang, betonkeglen synker sammen, og pladen følger med. Den tid, der forløber, indtil hele glaspladens underside dækkes af betonen, måles med stopur. Tiden i sekunder kaldes betonens vebetal; jo lavere vebetal, des lettere bearbejdelig er naturligvis betonen.

Resultatet angives som antal sekunder, afrundet til nærmeste hele tal og efterfulgt af ordet »vebe«, altså f.eks. 8 vebe.

Vebeprøven er kun hensigtsmæssig, såfremt det målte vebetal ligger mellem 5 og 30.

Vebeprøven er normeret i DS 423.13. Den er i øvrigt udviklet af Viktor Bährner og navngivet ved dennes initialer.

Den intereuropæiske betonklassifikation efter vebetal er gengivet i tabel 7.5-3.

Udbredelsesmål. Figur 7.5-3 viser bestemmelse af det såkaldte udbredelsesmål. Metoden er af tysk oprindelse (»Ausbreitmass«), men har vundet indpas her i landet sammen med superplastificeringsstofferne, idet sætmålsprøven ikke er velegnet til flydebeton.

Udstyret består af en keglestubform, en træstamper, et faldbord og en målestok. Keglestubformen er åben i top og bund, højden er 200 mm, øvre og nedre diameter henholdsvis 130 og 200 mm (den afviger altså fra den sædvanlige sætmålstragt). Træstamperens tværsnit er 40×40 mm. Faldbordets plade er 700×700 mm, og den vejer 16 kg; dens ene side kan løftes 40 mm til et anslag, den modstående side er hængslet til en underplade.

Eventuelle korn over 45 mm □ fjernes, hvorefter udbredelsesmålet bestemmes på følgende måde: Formens inderside og bordets overside fugtes. For-

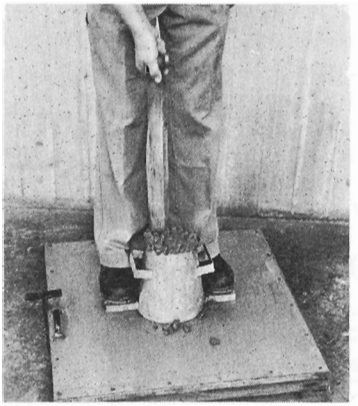
Tabel 7.5-3. Konsistensklasser i henhold til [13]. Klasserne med cifferbetegnelserne 1, 2 og 3 dækker det område, den pågældende metode egner sig for. Ciffer 0 betegner beton, som er for stiv, ciffer 4 beton, som er for blød til at kunne bedømmes ved den pågældende metode.

Sætmålsklasse		**Vebeklasse**		**Komprimerbarhedsklasse**	
Klassesymbol	Sætmål mm	Klassesymbol	Vebetal sek	Klassesymbol	Komprimerbarhed
		V 0	≧ 31	C 0	≧ 1,46
S 1	10– 40	V 1	30–21	C 1	1,45–1,26
S 2	50– 90	V 2	20–11	C 2	1,25–1,11
S 3	100–150	V 3	10– 5	C 3	1,10–1,04
S 4	≧ 160	V 4	≦ 4		

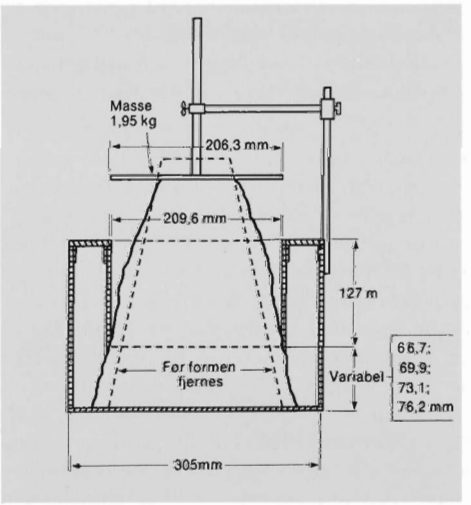
men stilles midt på bordet og fyldes i to nogenlunde lige tykke lag, der hver stampes 10 gange med stamperen. Når formen er fyldt og betonen afrettet, løftes formen forsigtigt af; bordpladen løftes til anslaget og slippes, således at den falder frit, hvilket udføres 15 gange i løbet af 15 sekunder. Betonen breder sig herved ud. De to diametre parallelt med bordets kanter måles; gennemsnittet er betonens udbredelsesmål.

Resultatet afrundes til nærmeste multiplum af 10 mm og angives på formen: Udbredelsesmål 480 mm.

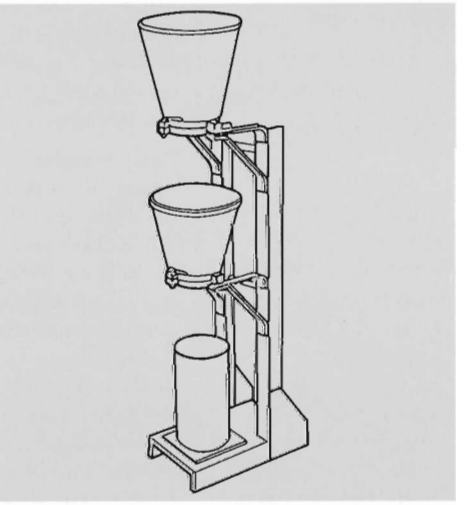
Figur 7.5-3. Bestemmelse af udbredelsesmål.







Figur 7.5-4. Powers' remolding apparat [6].



Figur 7.5–5. Compacting Factor apparat [6].

Metoden egner sig for betoner med udbredelsesmål mellem ca. 350 mm og ca. 650 mm.

Bestemmelse af udbredelsesmål er normeret i DS 423.14.

Powers' remolding test er en variant af vebeprøven – eller rettere: vebeapparatet er en simplificeret og modificeret udgave af Powers' remolding apparat.

Powers' remolding apparat består af et vebeapparats øvre del suppleret med en indre cylinder, jf. figur 7.5-4. Målingen er i sit princip fuldstændig analog med vebemålingen, idet resultatet angiver et mål for energiforbruget ved omformning af en betonprøve fra sætmålskegleform til cylinderform. I originalversionen fremkommer det nævnte energimål som et antal standardiserede stød (= Powers' remolding number), men også tidsmåling under standardiseret oscillationspåvirkning (som ved vebeprøven) kendes.

Strømningen er mere kompliceret i Powers' remolding apparat end i vebeapparatet. Det er imidlertid også en mere defineret strømning, og da den tillige er en bedre efterligning af flydeprocesserne ved praktisk udstøbning og komprimering, er remolding-prøven bedre end vebeprøven som modelforsøg betragtet. Til trods herfor har metoden ikke vundet nogen særlig udbredelse i praktisk betonkontrol; den benyttes af og til – også her i landet – til mere forskningsbetonede undersøgelser.

Kompakthedsfaktoren (compacting factor) er forholdet mellem det beregnede volumen af faste + flydende komponenter i en betonprøve og det målte ydre volumen af samme betonprøve efter et standardiseret fald i et særligt apparat, se figur 7.5-5. Kompakthedsfaktoren er sammen med sætmål og vebeprøve de standardmetoder, BS 1881: Part 2 angiver til bedømmelse af betons bearbejdelighed. Kompakthedsfaktoren har længe indtaget en dominerende stilling som bearbejdelighedsmål i engelsk betonpraksis og -litteratur. Man anbefaler dog nu vebeprøven, når betonen skal vibreres.

Komprimerbarheden (compaction index) er formet over samme grundidé som kompakthedsfaktoren. Målekarret er her en kasseformet beholder med grundflade 200×200 mm og højde 400 mm. Beholderens inderside dækkes med en tynd vand- eller oliefilm og fyldes med beton ved hjælp af en speciel murske, med hvilken betonen i passende portioner tippes sideværts ned fra de øverste fire kanter på skift. Betonen rettes af langs beholderens overside, idet man omhyggeligt passer på ikke at trykke betonen sammen. Betonen komprimeres på vibrationsbord eller med stavvibrator, indtil der ikke længere kan iagttages nogen reduktion i betonens volumen. Sammensynkningen måles som gennemsnittet af afstandene fra beholderkant til betonoverflade i de fire hjørner. Højden efter komprimering udregnes som forskellen mellem den oprindelige højde og sammensynkningen. Komprimerbarheden er da defineret som forholdet mellem den oprindelige højde og højden efter komprimering.

De intereuropæisk standardiserede komprimerbarhedsklasser fremgår af tabel 7.5-3. Metoden kan i øvrigt ikke benyttes, hvis d_{max} overstiger 40 mm □.

Penetrationsmodstand. De reologiske egenskaber er bestemmende for frisk betons modstand mod indpresning af fremmedlegemer. Det er derfor ikke utænkeligt, at der omvendt ud fra måling af modstanden kan sluttes noget om reologien, altså at en penetrationsmodstandsmåling kan benyttes til bearbejdelighedsbedømmelse.

Blandt de gennem tiden foreslåede metoder, har den såkaldte *Kelly's kugleprøve* i USA vundet status som standardmetode. »Kuglen« er en kort cylinder med halvkugleformet bund, og den vejer 30 lb. Kuglen anbringes på betonoverfladen og slippes; indtrængningsdybden måles.

Til fordel for metoden taler, at den kan bruges under praktiske forhold, og at et stort antal målinger kan gennemføres med ringe omkostning.

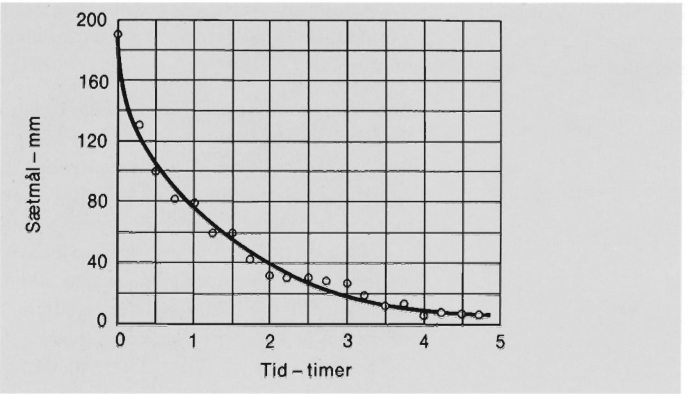
Effektmåling. En mangel ved alle de hidtil omtalte metoder er, at resultatet først foreligger, når betonen er færdigblandet – altså på et tidspunkt, hvor det er temmelig besværligt at korrigere sammensætningen. Et vist mål for bearbejdeligheden kan man imidlertid få ved at måle blandemaskinens effektforbrug, der således kan benyttes til at styre vandtilsætningen.

En særlig udformning af dette måleprincip skyldes Tattersall: For tre forskellige omdrejningshastigheder måles for en standardiseret blander forskellen i effektforbrug med 21 kg beton i karret og med tomt kar. Resultaterne afbildes, så en ret linie fremkommer, og dennes parametre benyttes til at karakterisere betonens flydeegenskaber *(Tattersall's g- og h-værdier)*. Målingen foretages altså på en prøve af den færdigblandede beton – akkurat som sætmålsprøven, vebeprøven etc. – og den byder således ikke på særlige fordele i henseende til styring af vandtilsætningen; dens største fortjeneste ligger i, at den som 2-punkts metode er bedre i overensstemmelse med betonens karakter af et såkaldt Binghammateriale end andre metoder.

Til afrunding følgende citat: »Den beste garanti for å få betong av jevn kvalitet er imidlertid en erfaren og ansvarsbevisst mann ved blandemaskinen.« (Sven Thaulow).

Sætmålets afhængighed af tid og temperatur

Tid. Friskblandet beton stivner med tiden. Dette fænomen har ikke noget at gøre med afbinding, men skyldes, at noget af det fri vand går tabt ved fordampning, ved cementens begyndende hydratisering og evt. ved absorption i porøse tilslagspartikler. Sætmålet mindskes derved, efterhånden som tiden går, f.eks. som vist i figur 7.5-6. Kurven illustrerer en almen tendens, men størrelsen



Figur 7.5-6. Sætmålets ændring med tiden efter afsluttet blanding for en 1:2:4 beton med v/c = 0,78 [6].

af sætmålstabet vil afhænge af cementtype og -indhold, betonens temperatur, det oprindelige sætmål og det omgivende klima (sol og vind).

Temperatur. Den vandmængde, der skal til for at bibringe betonen et givet sætmål, stiger med temperaturen. Stigningen andrager gerne 2½ à 3% pr. 10°C.

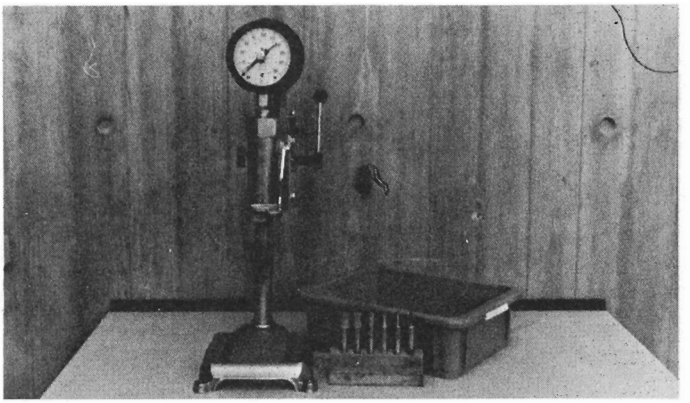
Stabilitet

Den friske betons stabilitet er en vigtig egenskab, men den er meget vanskelig at måle. I stedet søger man at sikre den ved hjælp af vikarierende krav vedr. tilslagets kornstørrelsesfordeling, betonens indhold af cement, filler og luft samt betonens vandindhold – suppleret med regler for transport, udstøbning og komprimering.

Manglende stabilitet ytrer sig ved en eller flere former for *afblanding*. Én type afblanding består i, at grove partikler udsepareres, fordi de fortsætter en igangsat bevægelse længere end fine og har større tilbøjelighed til at bundfældes end fine. En anden type består i, at cementslam udsepareres, naturligvis især fra særlig våde blandinger. Specielt kan blot vand udskilles, og fænomenet betegnes da *vandudskillelse* (vandseparation) eller *»bleeding«*. (Også ordet blødning ses undertiden, men det er aldrig rigtig slået an.) I DS 423.18 er beskrevet en metode, hvormed såvel den totale vandudskillelse som dennes tidsmæssige forløb kan bestemmes.

Afbindingstid

De afbindingstider, der i laboratoriet og ved en strengt standardiseret procedure bestemmes på cementpasta, udsiger ikke umiddelbart noget om, hvor lang tid der på betonfabrik og byggeplads vil være til rådighed til blanding, transport, udstøbning og komprimering af betonen. v/c-forholdet er et andet, temperatu-



Figur 7.5-7. Udstyr til måling af betons afbindingsforløb efter ASTM C 403.

ren er i reglen heller ikke den samme, blandingsprocessen er anderledes, tilslagets tilstedeværelse påvirker også afbindingen etc.

Desværre kan afbindingsforløbet for selve betonen ikke måles helt tilfredsstillende, men ASTM's metode C 403 giver dog en rimeligt pålidelig indikation af, hvordan betonen kan forventes at opføre sig i så henseende.

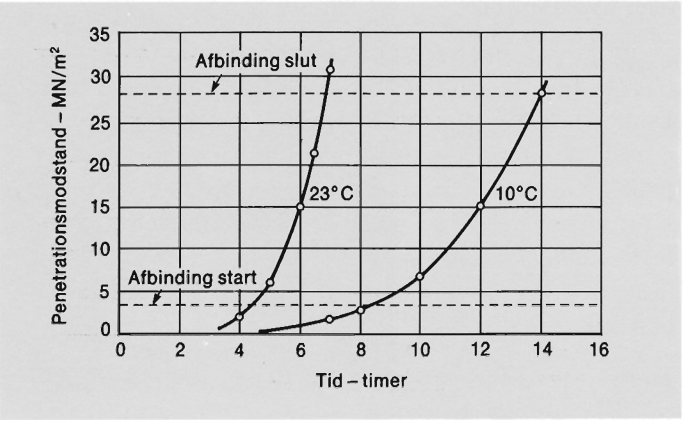
Metoden kan kun benyttes for beton med sætmål større end 0; målingerne foretages på mørtel, der udsigtes af betonblandingen, og består i en serie bestemmelser af denne mørtels *penetrationsmodstand.*

De vigtigste bestanddele af måleudstyret er vist i figur 7.5-7, nemlig en beholder til mørtelprøven og et penetrationsmodstandsmåleapparat med tilhørende stempler (»nåle«); disses tværsnitsarealer er henholdsvis 645, 323, 161, 65, 32 og 16 mm^2.

Som første skridt i tilberedningen af prøveemnet skilles en prøve af betonen i mørtel og sten ved hjælp af en 4-mm standardsigte (ASTM angiver 4,76 mm). Mørtelen fyldes i beholderen og komprimeres ved stampning. Prøven lagres ved den ønskede temperatur og beskyttet mod fordampning.

Inden hver måling fjernes vand, som måtte være udskilt på oversiden ved bleeding. Et stempel med passende tværsnit sættes i måleapparatet og anbringes derefter i kontakt med prøveemnets overflade. Stemplet påføres en lodret, nedadrettet og jævnt stigende kraft, indtil det er trængt ned til en dybde af 25,4 mm. Den hertil medgåede tid skal være ca. 10 sekunder. Kraften noteres tillige med den tid, der er forløbet siden første kontakt mellem cement og vand.

Efter en passende tid foretages en ny måling og så fremdeles, idet man stedse påser, at stemplet placeres på områder af mørtelen, som ikke er forstyrret ved forudgående målinger.



Figur 7.5-8. Eksempel på penetrationsmodstandskurver bestemt efter ASTM C 403 [10].

For normale betoner og ved normale temperaturer tages den første måling efter 1 til 2 timer og de følgende med intervaller på 1 time. Hele forsøget skal omfatte mindst 6 målinger, og det skal fortsætte, indtil en penetrationsmodstand på mindst 28 MN/m^2 er nået.

Resultaterne afbildes med tiden som abscisse, angivet i timer siden første kontakt mellem cement og vand, og med penetrationsmodstanden i MN/m^2 som ordinat. Der indlægges en jævn kurve, og på denne aflæses de tider, som svarer til en penetrationsmodstand på henholdsvis 3,5 og 28 MN/m^2. De således aflæste tider sættes lig med start og slut på betonens afbinding. Et eksempel på sådanne kurver er vist i figur 7.5-8, der tillige illustrerer metodens anvendelighed som grundlag for vurdering af forskellige faktorers – her temperaturens – indvirkning på afbindingsforløbet.

3,5 MN/m^2 betragtes som vibrationsgrænsen, dvs. det punkt i hærdningen, efter hvilket betonen ikke længere kan gøres plastisk ved genvibrering. 28 MN/m^2 betragtes som den grænse, hvor betonen er afbundet fuldstændigt.

DS 423.17 angiver en metode til bestemmelse af frisk betons afbinding, baseret på samme princip som den beskrevne ASTM-metode, men med en noget anden udformning af detaljerne.

Frisk betons luftindhold

Al beton indeholder luft, men kontrol af luftindholdet foretages bogstavelig talt kun, når betonen iblandes luft ved hjælp af et luftindblandingsstof. Formålet med en sådan iblanding er i de fleste tilfælde at forbedre holdbarheden, specielt

over for frostpåvirkning. Afgørende for betonens modstandsevne er det geometriske arrangement af luftboblerne i den hærdnede beton, hvilket med tilstrækkelig nøjagtighed kan sammenfattes i den såkaldte afstandsfaktor. Denne er ikke entydigt knyttet til den hærdnede betons samlede luftindhold, der igen ikke er identisk med luftindholdet i den friske beton. Alle disse problemer er nærmere diskuteret andre steder i bogen; i det følgende omtales kun, hvordan man – når et egnet luftindblandingsstof er fundet, og det luftindhold i den friske beton, som sikrer en passende lav afstandsfaktor, er bestemt – kontrollerer, om det foreskrevne luftindhold er til stede i den friske beton.

Densitetsmetoden

Betonens densitet formindskes ved luftindblanding. Såfremt man kender betonens densitet uden luft og bestemmer den friske betons densitet ved vejning af et kendt betonvolumen, kan luftindholdet beregnes.

Til prøvningen benyttes et målekar med et veldefineret rumfang på mindst 5 liter, f.eks. et metalkar med plansleben kant og med et tilhørende mindst 6 mm tykt glaslåg. Målekarrets nøjagtige rumfang V_M bestemmes ved, at man vejer det vandfyldt og tomt og dividerer differensen med vands densitet. Betonen fyldes i målekarret i 3 lag, der komprimeres i så nøje overensstemmelse som muligt med den komprimeringsmåde, der er tiltænkt betonen i konstruktionen. Betonen afrettes, det fyldte målekar vejes, og betonens masse m_B udregnes. Densiteten af den luftfyldte beton er da

$$\varrho = \frac{m_B}{V_M}$$

Kaldes et sæt sammenhørende værdier af de afvejede mængder cement, vand og tilslag m_c, m_w og m_t, og er de respektive densiteter ϱ_c, ϱ_w og ϱ_t, bliver den luftfri betons teoretiske densitet

$$\varrho' = \frac{m_c + m_w + m_t}{\frac{m_c}{\varrho_c} + \frac{m_w}{\varrho_w} + \frac{m_t}{\varrho_t}}$$

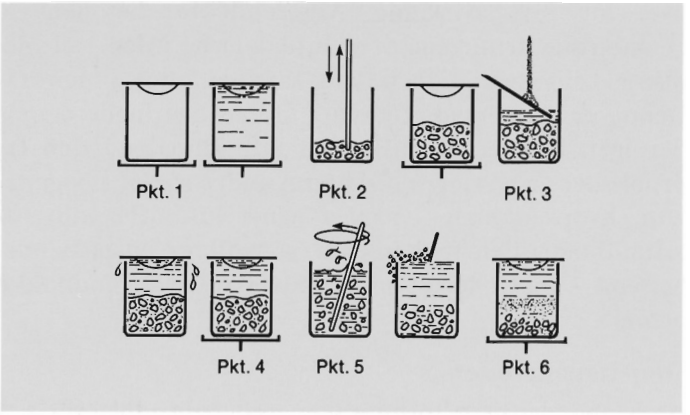
Luftindholdet er da

$$a = 1 - \frac{\varrho}{\varrho'} \qquad (1)$$

Udvaskningsmetoder

Luftindholdet kan bestemmes som den rumfangsformindskelse, der opstår, når luften udvaskes af betonen ved kraftig omrøring eller lignende under vand. Ved

Figur 7.5-9. Luftindholdsbestemmelse ved pyknometermetoden [3].



pyknometermetoden bestemmes luftrumfanget ved vandefterfyldning, i det såkaldte Meyer-air-meter aflæses det direkte på en skala på et vandstandsglas.

Pyknometermetoden. Bestemmelse af luftindholdet ved pyknometermetoden sker på følgende måde, jf. figur 7.5-9:

1. Pyknometret vejes tomt og vandfyldt. Målerumfanget V_M er da bestemt ved

$$V_M = \frac{m_0' - m_0}{\varrho_w}$$

hvor m_0' = masse af pyknometer (dvs. beholder + låg) + vand
m_0 = masse af pyknometer
ϱ_w = vands densitet.

2. Beholderen fyldes ca. halvt med beton. Ifyldningen foretages i 3 lag, der komprimeres i så nøje overenstemmelse som muligt med den komprimeringsmåde, der er tiltænkt betonen i konstruktionen. Pyknometer + prøve vejes (masse m_1).

3. Pyknometrets målerumfang fyldes op med vand.

4. Pyknometer + prøve + vand vejes (masse m_1').

Vandet over betonen har altså massen $m_1' - m_1$ og rumfanget

$$V_w = \frac{m_1' - m_1}{\varrho_w}$$

Betonprøvens rumfang er således

$$V_B = V_M - V_w = \frac{m_0' - m_0}{\varrho_w} - \frac{m_1' - m_1}{\varrho_w}$$

5. Ca. en fjerdedel af vandet hældes ud. Betonen omrøres kraftigt, således at den opslemmes, og al luft uddrives. Beholderen efterfyldes med vand under fjernelse af eventuelt skum.

6. Pyknometer + prøve + vand + efterfyldningsvand vejes (masse m_2'). Efterfyldningsvandet har altså massen $m_2' - m_1'$ og rumfanget

$$V_{\Delta v} = \frac{m_2' - m_1'}{\varrho_w} .$$

Dette rumfang er det samme som luftrumfanget i betonprøven før udvaskningen. I forhold til betonrumfanget udgør luften altså brøkdelen

$$a = \frac{V_{\Delta v}}{V_B} = \frac{m_2' - m_1'}{(m_0' - m_0) - (m_1' - m_1)} .$$

Med de benyttede symboler er betonens densitet

$$\varrho = \frac{m_1 - m_0}{(m_0' - m_0) - (m_1' - m_1)}$$

og den luftfri betons densitet

$$\varrho' = \frac{m_1 - m_0}{(m_0' - m_0) - (m_2' - m_1)}$$

Indsættes disse udtryk i formel (1), fås

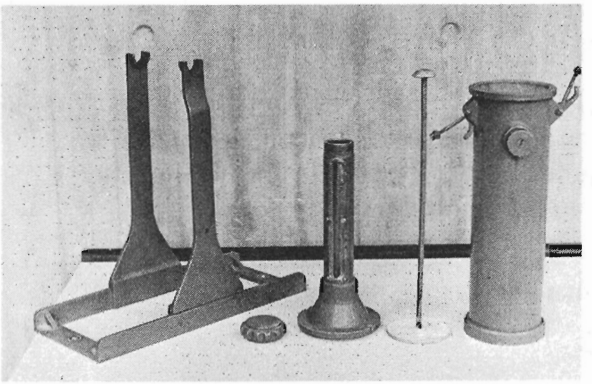
$$a = 1 - \frac{m_1 - m_0}{(m_0' - m_0) - (m_1' - m_1)} \cdot \frac{(m_0' - m_0) - (m_2' - m_1)}{m_1 - m_0}$$

$$= \frac{(m_0' - m_0) - (m_1' - m_1) - (m_0' - m_0) + (m_2' - m_1)}{(m_0' - m_0) - (m_1' - m_1)}$$

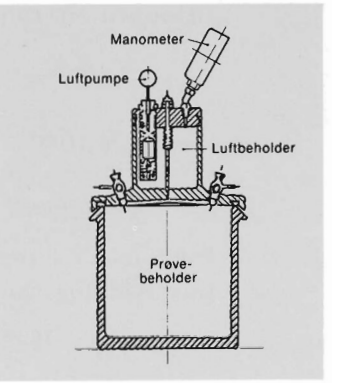
$$= \frac{m_2' - m_1'}{(m_0' - m_0) - (m_1' - m_1)}$$

Bestemmelse af luftindholdet ved udvaskning i pyknometer er altså i en vis forstand en variant af densitetsmetoden – blot med eksperimentel i stedet for regningsmæssig bestemmelse af den luftfri betons densitet.

Meyer-air-metret er et specielt apparat til måling af luftindholdet ved udvaskning. Metoden benævnes ofte *rullemetoden* efter et karakteristisk led i forsøgsproceduren. Apparatet består af 4 dele som vist i figur 7.5-10.



Figur 7.5-10. De fire bestanddele af et Meyer-air-meter.



Figur 7.5-11. Snit i Press-ur-meter.

Metoden går i korthed ud på følgende: Beholderen fyldes med 20–25 cm beton i 3 lag, der komprimeres i så nøje overensstemmelse som muligt med den komprimeringsmåde, der er tiltænkt betonen i konstruktionen. Betonrumfanget (højden) måles med målestangen. Medens denne endnu er i beholderen, hældes vand forsigtigt ned langs den, således at betonen ikke opslemmes. Derefter fjernes målestangen, og overdelen fastspændes; der efterfyldes med vand til nul-stregen, og dækslet skrues fast. Apparatet gennemrystes kraftigt, så al luft udvaskes. Apparatet stilles på et vandret underlag, og vandstandens synkning aflæses.

Apparatets dimensioner er afpasset således, at luftindholdet direkte udregnes som forholdet mellem den aflæste synkning i mm og den målte betonhøjde i cm. Metoden kræver ikke vejning, og kendskab til betonsammensætningen er ikke nødvendig. Alligevel har metoden aldrig opnået nogen større udbredelse; trykmetoden, som er omtalt nedenfor, byder nemlig på de samme fordele og er en smule lettere at udføre. Når betonen er fremstillet med lette, porøse tilslagsmaterialer, er trykmetoden imidlertid meget usikker, hvilket ikke gælder Meyer-air-metret, der således til dette formål har et klart fortrin.

Trykmetoden

På markedet findes forskellige specielt konstruerede luftmåleapparater baseret på Boyle-Mariottes lov. Almindeligst er det såkaldte *Press-ur-meter,* der er vist i snit i figur 7.5-11.

Den store beholder (underst) fyldes med et kendt rumfang beton, komprimeret så nær som muligt til samme tæthed, som forventes i selve konstruktionen. Den lille beholder (øverst) pumpes op til et bestemt overtryk uden at være

i forbindelse med den store beholder. Når man derefter åbner en ventil mellem de to beholdere, vil der ske en trykudligning, idet luften i betonen sammenpresses. Trykfaldet i den lille beholder registreres på et manometer, hvis skala er inddelt, så den direkte viser luftindholdet i %.

Luftindholdet angives i % med 1 decimal.

Indeholder tilslaget porøse korn, vil eventuel luft heri indgå i det målte luftindhold, hvilket der principielt bør korrigeres for. I den friske beton vil tilslagsmaterialerne imidlertid ofte være helt eller næsten vandmættede, og fejlen er i så fald uden betydning.

Til beton med lette, porøse tilslagsmaterialer er trykmetoden uegnet.

Bestemmelse af frisk betons luftindhold ved trykmetoden er normeret i DS 423.15. Denne standard foreskriver bl.a., at sten over 45 mm □ skal fjernes inden prøvningen.

Frisk betons densitet

I tilgift til den friske betons luftindhold kan dens densitet fås gratis eller meget billigt. Ved densitetsmetoden bestemmes den alligevel, ved pyknometermetoden kan den beregnes af de allerede foretagne målinger, og ved trykmetoden kræves kun vejning af den store beholder tom og betonfyldt, idet dens rumfang er kendt (deklareret).

Densiteten opgives i kg/m^3 afrundet til nærmeste multiplum af 10 kg/m^3.

Bestemmelse af frisk betons densitet er normeret i DS 423.16.

Frisk betons sammensætning

Det ville være af stor værdi, om den friske betons sammensætning, især dens v/c-forhold, kunne kontrolleres direkte. Forskellige metoder er lanceret, men ingen har været tilstrækkelig nøjagtig til at have nogen reel værdi – og i mange tilfælde er de desuden stærkt tidskrævende eller på anden måde bekostelige. Kontrol af v/c sker derfor normalt på grundlag af beregnede værdier, baseret på de doserede mængder af cement og vand samt indholdet af frit vand i tilslaget.

Litteratur til afsnit 7.5

[1] »Betonteknologi«. Aalborg, Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor, 1976.

[2] DS 423. »Betonprøvning«. København, Dansk Standardiseringsråd, 1984.

[3] »Foreløbige retningslinier for fremstilling af luftindblandet beton«. København, Teknisk Forlag, 1954.

[4] Jessing, J.: »Beton I. Struktur. Reologi. Styrke«. København, Danmarks Ingeniørakademi, Bygningsafdelingen, 1968.

[5] Meyer, E. V., Forum, C. S. og Krenchel, H.: »Betonbogen«, 2. rev. udg. København, Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor, 1967.

[6] Neville, A. M.: »Properties of Concrete«. London, Pitman Publishers, 1975.

[7] Neville, A. M. & Slater, D.: »Fresh Concrete«. Proceedings of a RILEM-seminar. University of Leeds, 1973.

[8] Powers, T. C.: »Properties of Fresh Concrete«. New York/London/Sydney/Toronto, John Wiley & Sons, 1968.

[9] Tattersall, G. H.: »The Workability of Concrete«. A Viewpoint Publication. Cement and Concrete Association, 1976.

[10] »Tests and Properties of Concrete«. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1966.

[11] Thaulow, Sven: »Prövning af fersk betong«. Nordisk Betong, 5, 1961, s. 147–62.

[12] »Vejledning i betonkontrol«. SBI anvisning 27. København, Teknisk Forlag, 1956.

[13] pr EN 206. »Concrete – Performance, Production, Placing and Compliance Criteria«. 1984.

7.6 Prøvning af hærdnet beton

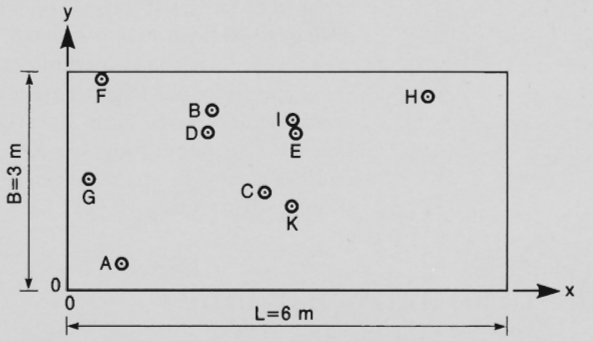
I afsnittet gennemgås metoder, som anvendes for at beskrive egenskaber hos den hærdnede beton, fortrinsvis de i kapitel 3 behandlede. Beskrivelserne er korte; der peges på, hvad man kan opnå med metoderne, og eventuelle begrænsninger hos dem. Detaljerne må læses i den nævnte litteratur.

For mange betonteknikere er prøvning af hærdnet beton synonymt med prøvning af betonens styrke. Mange metoder er da også udviklet til måling af denne, den væsentligste egenskab ved betonen. Det er imidlertid nødvendigt at slå fast, at styrke alene ikke sikrer et holdbart bygværk. Bl.a. af denne årsag er der i det følgende lagt vægt på at give en så bred oversigt som muligt over de metoder, som vi råder over til måling af betonens og betonkonstruktionens egenskaber, herunder også dem, som prøver holdbarheden og de holdbarhedsinfluerende parametre.

Prøvesteder

Prøvestederne, dvs. de steder og emner, hvorpå der skal måles, skal vælges således, at måleresultatet kan forventes at blive repræsentativt for den pågældende beton. Dette lyder som en selvfølgelighed, men det er alligevel nødvendigt at fremhæve det, fordi prøveudtagning alt for ofte ikke er repræsentativ. F.eks. bliver mange prøver udtaget, hvor man mest bekvemt kan komme til, i en væg vil det sige fra 0,5 m til 1,5 m over gulv eller stilladsbrædder. Disse prøver er

Figur 7.6-1. En betonplade med 10 statistisk tilfældigt valgte prøvesteder.



Prøvested	A	B	C	D	E	F	G	H	I	K
Tilfældigt tal n_x	25	33	45	32	52	08	05	82	51	51
x-koordinat $= L \cdot \frac{n_x}{100}$	1,50	1,98	2,70	1,92	3,12	0,48	0,30	4,92	3,06	3,06
Tilfældigt tal n_y	12	83	45	73	72	97	51	89	78	39
y-koordinat $= B \cdot \frac{n_y}{100}$	0,36	2,49	1,35	2,19	2,16	2,91	1,53	2,67	2,34	1,17

De herved fastlagte prøvesteder er indtegnet ovenfor.

ikke nødvendigvis et dækkende udtryk for den egenskab, som skal måles. Det er således dokumenteret, at f.eks. betonens densitet og styrke falder fra bund til top i søjler og vægge på grund af tyngdekraftens virkning under støbningen. Der kan også forekomme variationer i hærdningsgrad hen over en overflade på grund af vejrets indflydelse.

Hvis man har mistanke om fejl i en konstruktion og ønsker at konstatere deres beliggenhed, kan man vælge at lægge et geometrisk net ind, oftest et kvadratnet, og måle i krydsningspunkterne. Maskevidden må vælges efter variationernes og bygværkets karakter.

Ved udtagning af prøver fra skadede betonkonstruktioner er det vigtigt foruden fra den skadede beton også at tage prøver ud fra tilsyneladende sund, acceptabel beton for at få et jævnførelsesniveau for undersøgelserne.

Hvis man ønsker at måle en egenskab på et bygværk, som man formoder er homogent, kan man nedsætte antallet af målinger ved at udvælge prøvestederne statistisk tilfældigt.

Eksempel 7.6-1

Der er givet en betonplade med længden L = 6 m og bredden B = 3 m. Der skal placeres 10 prøvesteder statistisk tilfældigt over pladen

beregnet til f.eks. udboring af cylindre, placering af lok-test-bolte eller måling af tykkelse med γ-stråling. Prøvestederne fastlægges ved en længdekoordinat x og en breddekoordinat y, jf. figur 7.6-1.

Der vælges 20 tilfældige tocifrede tal n. Dette kan gøres fra en tabel over tilfældige tal, ved hjælp af en regnemaskine eller ved lodtrækning. Den sidste metode er brugt her. Koordinaterne bestemmes som de procentdele af L og B, som de tilfældige tal angiver. Talværdierne findes i skemaet i figur 7.6-1.

Ikke-destruktiv prøvning

Direkte måling af f.eks. densitet, elasticitetskoefficient, styrke og frostbestandighed hos betonen kan ikke ske, uden at konstruktionen beskadiges, idet man må udbore en cylinder til at måle på. En sådan udboring er ikke altid tilladelig at udføre, og derfor er der udviklet en række såkaldte ikke-destruktive prøvningsmetoder (eng.: Non Destructive Testing, NDT), som tillader vurdering af egenskaberne, uden at konstruktionen ødelægges.

De fleste ikke-destruktive metoder er karakteristiske derved, at de sender et fysisk felt af en eller anden art (akustisk, elektrisk, magnetisk, strålingsmæssig) gennem materialet, og at materialets virkning på feltet registreres med en detektor.

I tabel 7.6-1 ses en oversigt over, hvilke egenskaber der kan måles ikke-destruktivt. Nedenfor omtales nogle lyd- og strålingsmetoder, som er egnede til at kontrollere flere forskellige egenskaber. De metoder, som kun anvendes til at måle én bestemt egenskab, omtales i forbindelse med denne i de følgende afsnit.

Ultralydmåling

Ultralydmåling er baseret på, at der sendes kortvarige, højfrekvente lydimpulser gennem betonen fra en sender til en modtager. Et elektronisk apparatur måler, hvor lang tid t lyden er om at passere fra sender til modtager. Kaldes afstanden mellem sender og modtager for l, bliver lydhastigheden

$$v = l/t$$

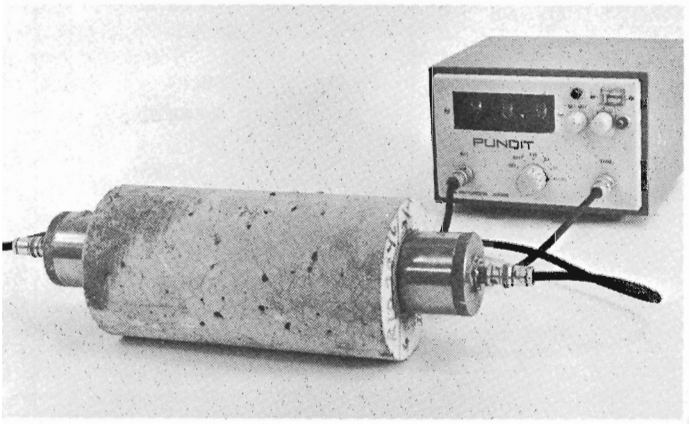
Der eksisterer følgende sammenhæng mellem lydhastigheden v, bølgelængden λ og frekvensen f

$$v = \lambda \cdot f$$

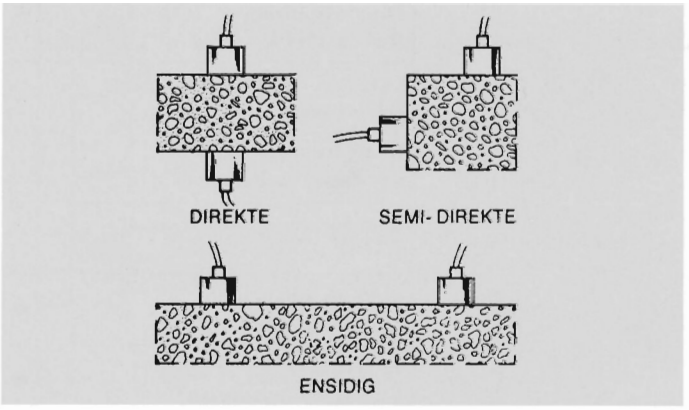
Bølgelængden λ bestemmer den omtrentlige størrelsesorden af de uregelmæssigheder, som kan afsløres med metoden. Med f = 100 kHz og v = 4 km/sek fås λ =

Tabel 7.6-1. Oversigt over ikke-destruktive prøvningsmetoder og de egenskaber, som kan vurderes med metoderne.

Målt fysisk egenskab + metode eller apparat \ **Søgt egenskab**	Densitet	Fugtindhold, absolut	RF i porerne	Tykkelse	Støbefejl	Indre revner	Overfladerevner	Styrke	Elasticitet og stivhed	Armeringsdæklag og -dimensioner
Hastighed af lydbølger: Ultralyd-apparat. Resonansfrekvensapparat.				●		●	●		●	
Indre mekanisk dæmpning: Ultralydapparat. Resonansfrekvensapparat.		●			●	●				
Dynamisk elasticitetskoefficient: Resonansfrekvensapparat.						●			●	
Kombination af ultralyd og betonprøvehammer.					●	●		●		
Ændring af magnetisk kredsløb: Dæklagsmåler.										●
Elektrisk ledningsevne: Indstøbte elektroder.		●								
Kapacitans: Kondensator i materialet.		●								
Kapacitans: Kondensator i hul i materialet eller oven på materialet.			●							
Relativ luftfugtighed: Termohygrograf oven på materialet.			●							
Dæmpning af hurtige neutroner: Radium-beryllium-kilde + detektor.		●								
Dæmpning af gammastråling: Gammakilde + detektor.	●	●		●						
Dæmpning af gamma- eller røntgenstråling: Kilde + fotografisk plade.										●
Fluorescens: Flourescerende sporstof + lyskilde.							●			



Figur 7.6-2. Ultralydmåleapparat til beton, bestående af lydhoveder, sender og modtager samt tidsmåleenhed. Apparatet kan forsynes med en enhed til at måle betonens indre dæmpning. Til den nødvendige udrustning hører også konsistensfedt til kontakt mellem lydhoveder og beton.



Figur 7.6-3. Tre forskellige placeringer af lydhovederne til ultralydmåling.

ca. 40 mm. Rækkevidden af sådanne bølger er tilstrækkelig til at nå gennem 1 m sund og urevnet beton. Med 60 kHz får man λ = ca. 170 mm og en rækkevidde på nogle meter. I kommercielle apparater anvendes ofte f = 50 kHz (jf. figurerne 7.6-2 og 7.6-3).

Ultralydmålinger blev taget i anvendelse på beton efter i nogen tid at have været anvendt på metaller. Ultralyds anvendelse på beton er imidlertid mere problemfyldt end på metaller. Dette skyldes for det første, at lydhastigheden i beton afhænger af sammensætningen, hydratiseringsgraden, fugtighedsgraden, stentypen m.m., medens den i metaller er så godt som konstant for hver type metal. For det andet spredes lydbølgerne meget i den heterogene beton med de mange

fasegrænser, medens de i metaller kun reflekteres af hulheder og revner. Derfor kan der i beton kun anvendes frekvenser i området 10–200 kHz, medens man i metaller kan anvende frekvenser i området 2–6 MHz med deraf følgende større følsomhed. Desuden må apparaterne til måling i beton være meget fintmærkende for at registrere den første impuls, som ankommer til modtageren.

En meget vigtig detalje ved ultralydmålingen er at skabe kontakt mellem lydhoveder og beton. De lydhoveder, som almindeligvis anvendes, har en diameter på 40–50 mm på den flade, som vender mod betonen. For at få lydenergien overført er det nødvendigt at smøre et kontaktstof på lydhovederne, inden de presses mod betonen. Som kontaktstof kan anvendes *konsistensfedt* eller *bentonitpasta.* Der er dog udviklet et kegleformet lydhoved, som ikke kræver kontaktstof.

Med ultralydmåling kan man udnytte følgende sammenhæng mellem lydhastighed v, gennemgangstid t, tykkelse l, dynamisk elasticitetsmodul E_{dyn} og densitet ϱ (jf. side 258):

$$v = \frac{l}{t} = \sqrt{\frac{E_{dyn}}{\varrho}}$$

Denne sammenhæng gælder for længdesvingninger i lange, tynde konstruktionsdele. I andre tilfælde afhænger lydhastigheden også af Poissons forhold således at man får

$$v = \frac{l}{t} = \sqrt{\frac{E_{dyn}}{\varrho} \cdot \frac{1-\nu}{(1+\nu)\cdot(1-2\nu)}}$$

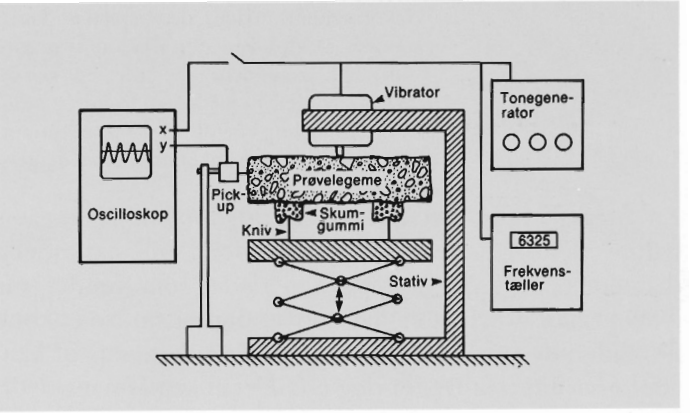
Disse sammenhænge åbner mulighed for kontrol af betonkvaliteten, som det vil blive omtalt nedenfor.

Resonansfrekvensmåling

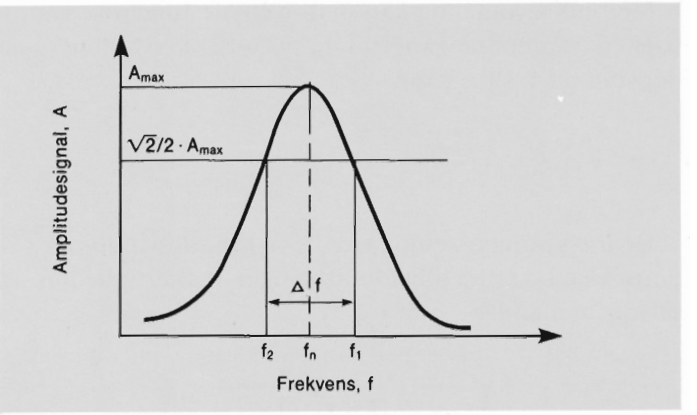
Ethvert legeme har nogle bestemte frekvenser, som det vil svinge med, hvis det anslås med et slag og overlades til sig selv. Disse *egenfrekvenser* sammenhænger efter veldefinerede fysiske love med svingningsformen (længde- bøjnings- eller torsionssvingninger), legemets dimensioner samt materialets densitet og elasticitetskonstanter.

Egensvingningsfrekvenserne for et bestemt legeme kan man finde ved at påtvinge legemet svingninger, ændre den påtvungne svingnings frekvens og

Figur 7.6-4. Opstilling til måling af resonansfrekvens og indre dæmpning på mørtelprisme.



Figur 7.6-5. Bestemmelse af frekvenser til beregning af den indre dæmpning $\delta = \pi \cdot \Delta f / f_n$



notere, ved hvilke frekvenser der opstår resonans. Et legeme har mange egenfrekvenser. Antallet afhænger af, hvor mange knudepunkter der dannes ved svingningen.

Et eksempel på en opstilling til måling af resonansfrekvens ved bøjningssvingninger ses på figur 7.6-4.

Prøvelegemet, som skal have en regelmæssig geometrisk form, er oplagt på skumgummi på to knive. Skumgummiet skal nedsætte friktionen. Prøvelegemet sættes i svingninger med en vibrator, som er koblet til en tonegenerator, som spænder fra 0 til 10.000 Hz.

Prøvelegemets svingningsamplitude opfanges af en pick-up, som sender et spændingssignal til oscilloscopets y-akse. x-aksen styres af tonegeneratoren.

Ved de frekvenser, hvor amplitudesignalet bliver maksimalt, har man resonans. Resonansfrekvensen f_n for den n'te grundsvingning aflæses på tælleren. Der findes en resonansfrekvens for hver måde, prøvelegemet svinger på, dvs. for svingninger med 2, 3, 4, ... knudepunkter.

Resonansfrekvensen er bestemt af

$$f_n = \frac{(2n + 1)^2}{8} \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{E_{dyn} \cdot I}{\mu \cdot l^4}}$$

hvor I er inertimomentet for legemet, l er dets længde og μ dets masse pr. længdeenhed.

Den indre dæmpning kan også måles med denne metode. Når f_n er fundet, opsøges den frekvens umiddelbart over og under resonansfrekvensen, hvor amplitudesignalet går 3 dB ned, figur 7.6-5. Afstanden mellem de to frekvenser $\Delta f = f_1 - f_2$ kaldes *båndbredden* og sammenhænger med *det logaritmiske dekrement* δ, som er udtryk for den indre dæmpning, således

$$\delta = \pi \cdot \frac{\Delta f}{f_n}$$

Der kan også findes resonansfrekvenser, når legemet svinger i længde-, tvær- eller torsionssvingninger.

Metoden er meget brugt i laboratoriet i forbindelse med holdbarhedsforsøg, hvor der kan optræde indre revner i prøvelegemet; disse revner nedsætter prøvelegemets stivhed, udtrykt ved $E_{dyn} \cdot I$, og dermed resonansfrekvensen. Metoden bruges derfor til at måle ødelæggelsernes fremadskriden. I dette tilfælde behøver man ikke regne E_{dyn} ud, men kan anvende f_n som måltal for ødelæggelsen.

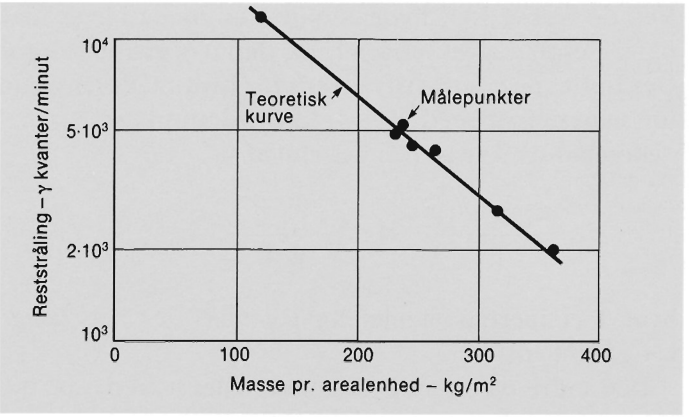
Metoden er standardiseret i ASTM C 215. Den kan også anvendes med kun ét ophængningspunkt [6].

Resonansfrekvensprincippet kan desuden bruges til fejlfinding i funderingspæle.

Strålingsmetoder

Ved at anvende de meget gennemtrængende gamma-, neutron- og røntgenstråler er det muligt at få information om et betonemnes indre struktur.

Gammastråling dæmpes proportionalt med den masse, den passerer. Hvis sammenhængen mellem dæmpningen og massen er kendt, kan man kontrollere



Figur 7.6-6. Sammenhængen mellem restgammastråling og den masse, som befinder sig mellem kilde og detektor. Strålingskilde Cs 137. Transportabelt udstyr på DIAB, København.

tykkelsen af et betonemne, idet man forudsætter densiteten konstant. Den nøjagtigste måling fås ved at måle på begge sider af måleobjektet, men et specielt målehoved, hvor kilde og detektor er sammenbygget, tillader også ensidige målinger (»back-scatter«-metoden [8]).

Man kan også kontrollere densiteten, hvis den dimension, man måler på, er konstant. Det sidste princip kan bl.a. bruges til at kontrollere densiteten, og dermed indirekte styrken, af mørtelunderstopning under betonelementer. Jf. figur 7.6-6.

Vand-tørstof-forholdet kan måles fra en konstruktionsoverflade ved hjælp af neutronstråling. Fugtfordelinger kan måles i laboratorium ved anvendelse af to strålingskilder [9].

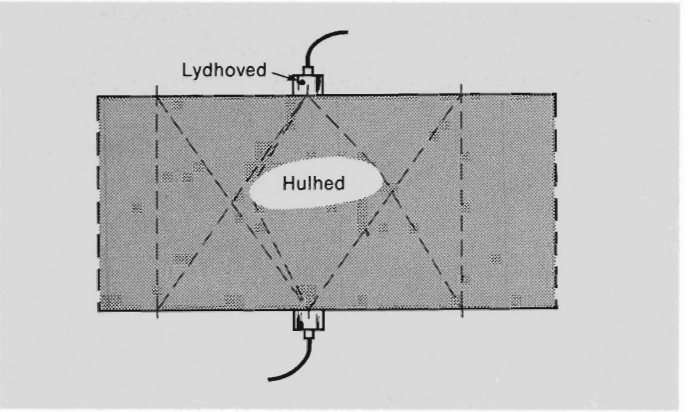
γ-stråling, men først og fremmest røntgenstråling kan anvendes til at sværte film, hvorved densitetsvariationer og armeringsplacering kan bestemmes på de således fremstillede billeder. Billedmetoden kaldes også for *radiografi* [36].

Konstruktionsdimensioner, støbefejl

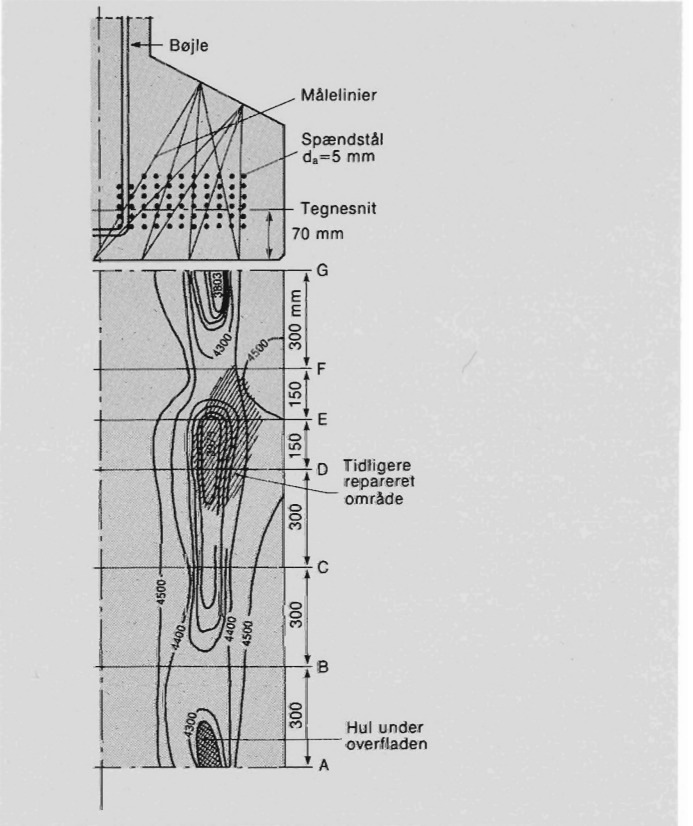
Opmåling af væg- og dæk-konstruktioners tykkelse med målestok eller skydelære er begrænset til steder, hvor man kan komme til på begge sider ved huller, døre og vinduer.

Kontrol af tykkelser over større flader kan foretages med ultralydmåling eller γ-strålingsabsorption. Ved begge metoder forudsætter man, at betonens densitet er kendt. Hvis man kan komme til på begge sider af konstruktionsdelen, går man frem på følgende måde. Et geometrisk net indmåles nøje på

Figur 7.6-7. Placering af målelinier ved indkredsning af en hulhed. Lyden skal vandre længere for at komme uden om hulheden, hvorved et fald i lydhastigheden konstateres, når målelinien krydser hulheden [7].



Figur 7.6-8. Eksempel på fejlfinding med ultralydmåling (Pundit). Stålbundtet i dragerfoden er grundet forkert vibrering utilstrækkeligt udfyldt med beton. Linierne A-G viser målesnittene. De indtegnede kurver viser steder i tegnesnittet med samme lydhastighed (isohastighedskurver). Stederne med lav lydhastighed svarer til stederne med reparationer eller konstaterede huller.



begge sider, hvorefter målinger med ultralydhoveder eller med γ-strålingskilde og -detektor udføres. Ud fra målingerne beregnes dimensionerne i henhold til densitetskalibreringen. Hvis man kun kan komme til på én side, kan λ-stråling med »back-scatter« anvendes [8].

Ultralydapparatet er begrænset i sin anvendelse af længden af ledningerne til lydhovederne. γ-strålingsudstyret har ikke denne begrænsning.

Hvis man får mistanke om, at der er indre huller i væggene, kan hullerne afsløres ved, at man måler på skrå mellem målenettets punkter, jf. figur 7.6-7.

Skulte støbefejl kan afsløres ved γ-absorptionsmåling, ved røntgenfotografering og ved ultralydmåling. Den sidste metode er den mest anvendte. Princippet er illustreret i figur 7.6-7, og figur 7.6-8 viser et eksempel på anvendelsen.

Dæklag over armering kan måles med *dæklagsmålere*. Disse er baseret på, at et magnetfelt afbøjes af stålstængerne. Både dæklagets tykkelse og armeringens diameter kan måles. Nøjagtigheden afhænger ret meget af den anvendte apparattype.

Fysisk og kemisk opbygning

Ved betonens fysiske og kemiske opbygning forstås

1. delmaterialernes art og mængdeforhold,
2. porestrukturen, dvs. poremængde, porestørrelse, fordeling og poreform, og
3. den kemiske sammensætning.

I tabel 7.6-2 ses en oversigt over metoder, der kan anvendes til at beskrive og måle disse parametre. Alle de nævnte metoder er destruktive, idet de kræver, at et stykke beton, stort eller lille, udtages af konstruktionen, for at målingerne kan foretages.

Delmaterialernes art og mængdeforhold studeres sikrest *med mikroskopi af tyndslib*. En betons sammensætning, blanding, komprimering og hærdning influerer på mineraldannelsen og porestrukturen. Derfor kan man i mikroskopet få et indtryk af betonens tilblivelse og de påvirkninger, den senere har været udsat for.

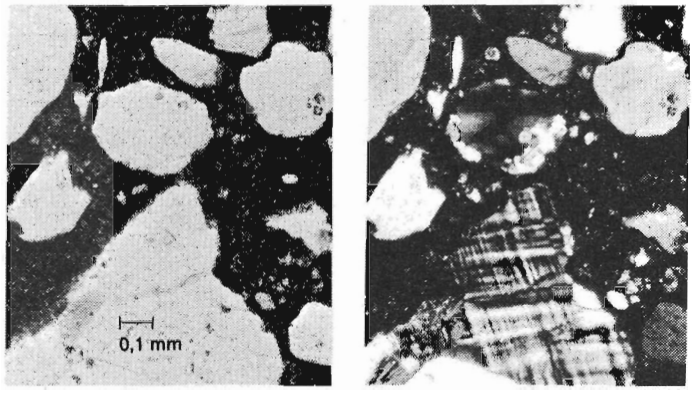
Et *tyndslib* er en ca. 20 μm tyk skive af det materiale, som skal undersøges. Skiven er limet på en glasplade. Størrelsen kan varieres fra 20 mm til 150 mm i tværmål, almindeligst er 20 til 40 mm. I 20 μm tykkelse er betonen gennemskinnelig. I et polarisationsmikroskop kan man nu studere de indgående

Tabel 7.6-2. Metoder til beskrivelse af betons fysiske og kemiske opbygning.

Metode \ Søgt oplysning	Delmaterialernes type og mængde				Porer				Kemisk sammensætning				
	Cementtype	Tilslagstype	Mængdefordeling	v/c	Gelporer	Kapillarporer	Luftporer	Revner og huller	Cementpastakrystaller	Hydratiseringsgrad	Omdannelsesprodukter	Alkaliindhold	Chloridindhold
Scanning-elektron-mikroskopi (SEM) med røntgenanalyse					•	•	•		•		•	•	
Mikroskopi på planslib		•	•				•	•					
Mikroskopi på tyndslib	•	•	•	•		•	•	•		•	•		
Kviksølvporøsimetri					•	•							
Lavtemperatur-kalorimetri					•	•							
Kemisk analyse									•	•	•	•	•
Røntgendiffraktometri	•	•							•		•		
Chlorid-selektiv elektrode													•

mineralers type og form med de krystaloptiske metoder [13], [37], se figur 7.6-9. Man kan studere partikler med udstrækning ned til omkring 5 à 10 μm. Ved fremstillingen af tyndslibet er det nødvendigt at imprægnere materialet med epoxyplast for at holde sammen på prøven under slibningen. I denne epoxyplast blandes oftest et fluorescerende sporstof. Når slibet belyses med fluorescerende lys, vil hulrum og revner fremtræde lyse på mørk baggrund. Da mængden af hulrum i cementpasta vokser med v/c, vil farveindtrykket af pastaen blive lysere med voksende v/c. Dette kan udnyttes sammen med en kalibrering til at måle v/c optisk.

Det plane mikroskopbilledes indtryk kan omsættes til udsagn om den volumenmæssige fordeling af de betragtede komponenter ved hjælp af den såkaldte *stereometri,* som beskriver reglerne for at måle i et plan og omsætte målene vil volumenudsagn [10]. Mange mikroskoper er forsynet med elektronisk *billedanalysator,* som automatisk kan opmåle udvalgte komponenter i billedfeltet både med hensyn til mængde og form.



Figur 7.6-9. Mikrofotografier af tyndslib af beton. Til venstre normalt lys, til højre med krydsede polarisationsfiltre. På billedet ses cementpasta med bjergartsfragmenter og kvartskorn. Kornstørrelsen er 0,1–0,8 mm.

Planslibet er lidt enklere, mere robust at fremstille. Planslib kan også anvendes til at studere tilslagsmængde og art og til at kortlægge revner og huller. Planslib fremstilles ofte af gennemskårne cylindre, hvilket gør, at den betragtede flade kan blive meget større end i et tyndslib. Tværmålene kan blive op til 300 mm. Også her anvendes fluorescerende plast. Figur 3.5-29 viser et planslib fotograferet med fluorescerende belysning.

Porerne i cementpasta og beton spænder over mange dekader i størrelsesordenen, jf. figur 3.1-5. Det er derfor nødvendigt at anvende forskellige teknikker for at studere porernes form og størrelse.

Gelporerne kan betragtes med *gennemlysningselektronmikroskop*. Gelporer, kapillarporer og kontaktfase kan studeres med *scanning elektronmikroskop (SEM)*. Princippet i SEM er at objektet bestråles med en elektronstråle, som scanderer hen over overfladen. Elektronerne reflekteres, hvorefter de kan samles og deres signal omdannes til et billede på en sort-hvid fjernsynsskærm. Forstørrelsesgraden kan varieres fra 10 til 16.000. Da dybdeskarpheden er ca. 10 gange så stor som ved optisk mikroskopi med samme forstørrelse, er SEM velegnet til at studere krystalformer, porestrukturer og mikrorevner. Billederne af cementpasta, figurerne 5.2-5 til 5.2-12 er optaget på SEM. Man observerer på simple brudflader. Det er imidlertid nødvendigt at anbringe objekterne i vakuum under betragtningen, hvorfor man må være opmærksom på, at der kan opstå svindrevner på grund af udtørringen [14].

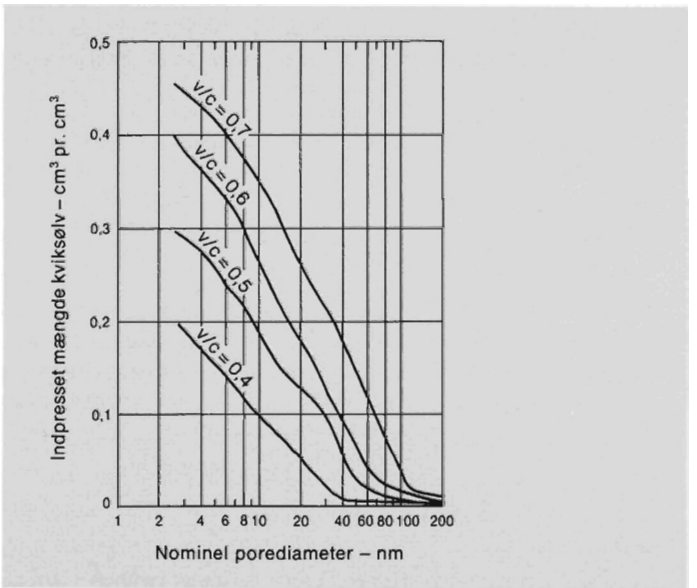
SEM oplyser om poreform og -størrelse, men ikke om tal for poreradier og porevolumen. Sådanne oplysninger kan man imidlertid få ved at anvende *kviksølvporosimetri* [15]. Ved denne metode presses kviksølv ind i en lille prøve af cementpastaen. Porevolumen og poreradius udtrykkes ved den mængde

kviksølv, som kan presses ind, og det til indpresningen nødvendige tryk. Figur 7.6-10 viser eksempel på et måleresultat.

Lavtemperaturkalorimetri kan anvendes til at måle gelporestørrelsesfordelingen [42]. Metoden udnytter, at vands frysepunkt synker med aftagende poreradius.

Kemisk analyse, hvor indholdet af grundstoffer bestemmes, har interesse ved fastlæggelse af cementindhold, ved bedømmelse af faren for armeringskorrosion (Cl^--analyse) og ved bedømmelse af alkalikiselangreb. Kemiske forbindelser og grundstoffer kan bestemmes ved *vådkemiske metoder,* ved *differentialtermisk analyse og gravimetri,* der bl.a. bruges til bestemmelse af $Ca(OH)_2$ og $CaCO_3$, og ved *røntgenmikroanalyse.* Denne sidste metode kan kobles til SEM. Herved bliver man i stand til kvalitativt at analysere, hvilke grundstoffer der er til stede i 1 μm^3 af en overflade i et område, som man forinden har studeret visuelt. Natrium og alle grundstoffer tungere end dette kan måles, hvis koncentrationen er over ca. 1%.

Chloridindholdet i en beton kan bestemmes som totalt indhold af Cl^-ved vådkemisk analyse f.eks. ved indikatorstrimler, jf. side 232 eller som beskrevet i DS 423.28, jf. afsnit 3.5. En hurtigere metode er, at man med en *chlorid-*



Figur 7.6-10. Resultat af kviksølvporosimetrisk analyse af pasta af hurtighærdnende portlandcement. Hærdning 1 år ved stuetemperatur i mættet kalkvand. Den nominelle porediameter er beregnet ud fra det tryk, som er nødvendigt for at presse kviksølvet ind i porerne. (Carl de Fontenay, Lab. f. byggningsmat, DtH).

selektiv elektrode måler koncentrationen i et vandigt udtræk af en knust betonprøve. Herved skal man dog være opmærksom på, at det kun er vandopløseligt Cl^-, der bestemmes, og at den koncentration, som måles, vil være afhængig af den tid, udtrækningen er foretaget over. Jo længere tid den varer, desto højere bliver koncentrationen. Ved udtrækning i 16 timer får man bestemt 50–70% af den totale mængde Cl^-. Procentdelen varierer med den totale mængde Cl^-. I forbindelse med kemisk analyse skal det nævnes, at der er udviklet apparatur, som kan presse porevand ud af en lille prøve cementpasta eller -mørtel, som er i fugtligevægt ved 90% RF. Der kan herefter foretages kemisk analyse på porevandet.

Luftporeanalyse udføres på et planslib eller tyndslib. Et måleresultat ses på figur 3.5-14.

Luftporemåling i beton er standardiseret i ASTM C 457 »Standard Recommended Practice for Microscopical Determination of Air-Void Content and Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete«.

C 457 anviser to metoder: »Linear traverse« og »point counting«. »Linear traverse«-metoden foregår således:

En slebet flade af betonen mikroskoperes med 50 ganges forstørrelse. Der vælges en målelinie. Langs denne måles antal og længde af de korder, som afskæres af målelinien (figur 7.6-11).

Luftindholdet A (volumenprocent) kan beregnes af

$$A = (l_k/l_{tot}) \cdot 100\%$$

hvor l_k er summen af kordelængderne (mm) og l_{tot} er den totale målelængde (mm).

Poresystemet karakteriseres ved den specifikke bobleoverflade pr. volumenenhed af boblerne α ($mm^2/mm^3 = mm^{-1}$) og ved afstandsfaktoren $\bar{L}$. α beregnes således

$$\alpha = \frac{4n}{l_k} (mm^{-1}),$$

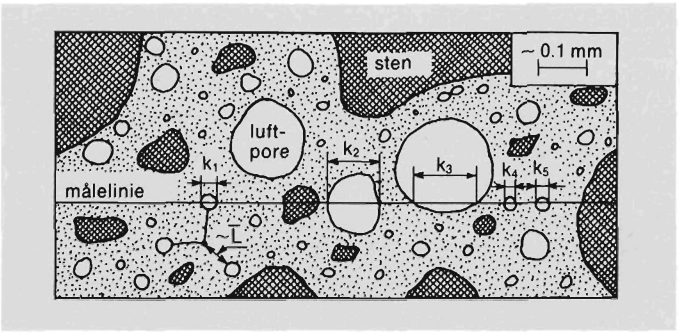
hvor n er det totale antal korder.

Afstandsfaktoren kaldes også for *Powers' afstandsfaktor,* idet T. C. Powers var den første til at indføre dette begreb. Det er en fiktiv størrelse, som kan beskrives som den maksimale afstand fra et punkt i cementpastaen til den nærmeste bobleoverflade, beregnet ud fra den forudsætning, at alle porer er lige store og fordelt i et simpelt kubisk mønster i pastaen. $\bar{L}$ fås af

$$\bar{L} = \frac{P}{\alpha \cdot A} \quad (mm) \qquad \text{hvis } \frac{P}{A} < 4{,}342$$

$$\bar{L} = \frac{3}{\alpha} \cdot \left(1{,}4 \cdot \left(\frac{P}{A} + 1 \right)^{1/3} - 1 \right) (mm) \qquad \text{hvis } \frac{P}{A} \geqq 4{,}342$$

Her er P cementpastaens volumen uden porer, i % af betonvolumen.



Figur 7.6-11. Skitse af slebet betonflade med indlagt linie til måling af luftporefordeling efter »linear traverse« – metoden i ASTM C457.

Ved »point counting«-metoden indlægges et kvadratnet over synsfeltet. Man iagttager hvilke faser, der findes i krydsningspunkterne; pasta, tilslag eller luft. Iagttagelsen trykkes ind på en tæller.

Med et tilsvarende sæt formler som ovenfor kan luftindholdet karakteriseres.

»Point counting«-metoden er hurtigere end »Linear traverse«-metoden. Endvidere har den den fordel, at pastaindholdet måles. »Linear traverse« har den fordel, hvis tællingen er udført med edb-optælling, at porekordefordelingen kan optegnes.

Det almindeligt anerkendte krav til afstandsfaktoren i frostsikker beton, $\bar{L} \leqq 0{,}25$ mm, forudsætter, at målingerne er foretaget efter ASTM's metode med 50 ganges forstørrelse. Ved mange laboratorier arbejder man i dag med forstørrelser på 100 gange og mere. Herved kan man se flere bobler. Hvis dette er tilfældet, må kravet ændres.

Luftporemålingen kan også udføres automatisk på et til mikroskopet koblet elektronisk tælleudstyr. Til dette brug males slibet sort og porerne markeres ved udfyldning med hvidt stof. De direkte målinger og den elektroniske måling giver ikke samme resultat, hvorfor det er nødvendigt med en kalibrering [4] [16].

Densitet

Densitet kan *måles direkte* på en udhugget eller udboret prøve, ved at man vejer prøven og dividerer vægten med prøvens volumen. Dette kan findes ved opmåling med skydelære eller ved nedsænkning i vand. Densitetsmåling er standardiseret i DS 423.27. Her beskrives, hvorledes densiteten kan bestemmes ved modtagelse af prøven, efter en nærmere beskrevet vandlagring og efter udtørring ved 105°C. Sidstnævnte densitet betegnes i standarden ϱ_2, i denne bog med ϱ_b. Når en våddensitet og tørdensiteten ϱ_b er kendt, kan vandtørstofforholdet u beregnes.

Densitetsmåling bør udføres som rutinemåling i forbindelse med alle målinger på udtagne prøver, idet densiteten, selv om den er behæftet med en variationskoefficient på 2 à 3%, dog giver et fingerpeg om, hvorvidt den betonkvalitet, som er tilstræbt, også kan formodes at være opnået, jf. figur 3.1-2.

Densitet kan måles ikke-destruktivt ved *γ-absorptionsmåling*, jf. side 600.

Når betonens eller mørtelens tilsyneladende tørdensitet ϱ_b er kendt, kan materialets *totalporøsitet* p_{tot}, jf. afsnit 3.1, bestemmes regningsmæssigt af formlen

$$p_{tot} = 1 - \frac{\varrho_b}{\varrho_f}$$

Hvis den tilsyneladende faststofdensitet ϱ_f ikke bestemmes samtidigt, kan formlen alligevel anvendes, hvis man anvender en skønnet gennemsnitsværdi, f.eks. $\varrho_f = 2650$ kg/m^3.

Deformationer

Statisk elasticitetskoefficient. Betons statiske elasticitetskoefficient defineres ud fra arbejdslinien, jf. figur 3.2-13.

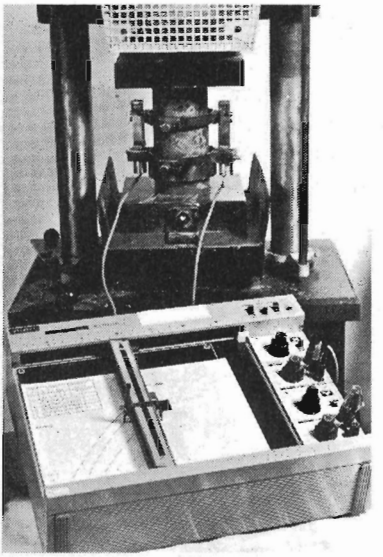
Arbejdsliniens hældning varierer med belastningshastigheden, jf. figur 3.2-12. Ved hurtig belastning reagerer materialet rent elastisk, hældningen bliver identisk med den dynamiske elasticitetsmodul, E_{dyn}. Ved normal belastning i en prøvemaskine, dvs. med belastningshastigheder mellem 0,1 og 1 MN/m^2 pr. sekund, vil der opstå krybedeformationer, medens lasten påføres. Dette ses på arbejdslinien ved, at dens hældning i nulpunktet er mindre end D_{dyn}, og ved at kurven krummer. DS 423.25, som beskriver bestemmelse af hærdnet betons elasticitetsmodul, fastsætter belastningshastigheden til 0,8 ± 0,2 MN/m^2 pr. sekund.

DS 423.25 fastlægger bestemmelse af E, dels efter CEB-FIP's definition, dels efter ISO 6784. Den førstnævnte svarer til den værdi, som opnås efter første belastning, sidstnævnte giver en værdi opnået efter tre be- og aflastninger, jf. figur 3.2-13.

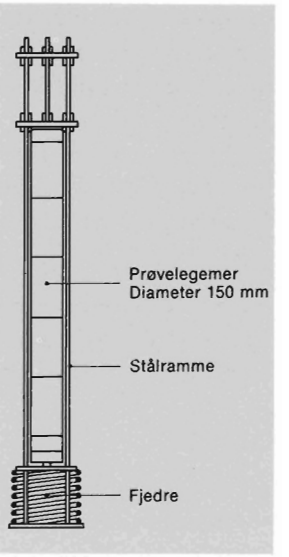
Som prøvelegemer anvendes støbte eller udborede cylindre. Mens styrken normalt vil være noget mindre for udborede end for støbte cylindre, jf. s. 613, vil elasticitetskoefficienten kun være lidt afhængig af prøveudtagningen, men primært bero på betonsammensætning og fugttilstand. En fugtig beton vil have højere statisk elasticitetskoefficient end en tør beton.

På figur 7.6-12 ses udstyr til automatisk måling af sammenhørende værdier af σ og ε.

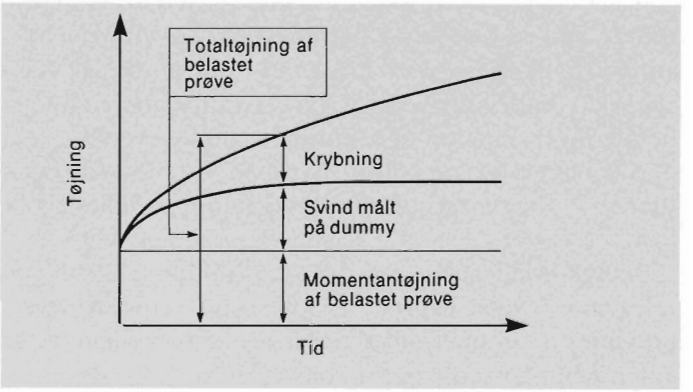
Figur 7.6-12. Optegning af betons arbejdslinie. Trykprøvemaskinens kraftvisning overføres til skriverens ene koordinat. Cylinderens deformationer måles induktivt og overføres til skriverens anden koordinat.



Figur 7.6-13. Ramme til langtidsbelastning af betoncylindre til bestemmelse af krybning i henhold til ASTM C 512.



Figur 7.6-14. Konventionen for angivelse af krybning.



Den dynamiske elasticitetskoefficient måles ved resonansfrekvensmetoden eller ultralydmetoden, jf. side 584. Ved disse metoder kan også *den indre dæmpning* måles. Vandindholdet har også i dette tilfælde indflydelse på resultatet.

Krybningsmåling er ikke standardiseret i Danmark. ASTM C512 angiver en metode. Belastningsopstillingen er vist på figur 7.6-13. Der anvendes tallerken- eller spiralfjedre med så lav fjederkonstant, at deformationen i betonen

ikke betyder noget for fjederkraften. Som det fremgår af afsnit 3.2, er krybningen overordentlig afhængig af såvel betonens vandindhold som udtørring under belastningen. Det er derfor meget vigtigt ved krybeforsøg at beskrive klimaforholdene nøje. Hvis krybemålingen udføres under udtørring, hvilket er det normale, skal der samtidig udføres svindforsøg. Den almindelige konvention er da, at man angiver krybetøjningen som forskellen mellem krybeforsøgets og svindforsøgets resultater, jf. figur 7.6-14.

Svindmåling er ikke standardiseret i Danmark. En ofte anvendt metode er at måle svindet på prismer 100 × 100 × 600 mm ved udtørring i 50% RF, 20° C. Ved fortolkning af svindmålinger må man være opmærksom på de mange influerende faktorer, specielt prøvelegemestørrelse, jf. afsnit 3.2.

Styrke

De forskellige styrkearter er *teknologiske egenskaber,* dvs. egenskaber, som afhænger af den metodik, som anvendes ved målingen. Til sammenligning skal nævnes, at densitet, dynamisk elasticitetskoefficient og lydhastighed er *egentlige materialeegenskaber,* som er så godt som uafhængige af de anvendte målemetoder. Ved angivelse af betons styrke er det derfor absolut nødvendigt at anføre, hvilken prøvemetodik der er anvendt. De grundlæggende materialeegenskaber til beskrivelse af styrken er nærmere omtalt i afsnit 3.3.I [1] gives en detaljeret diskussion af faktorer som påvirker styrkemålingen.

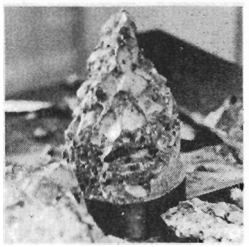
Når man taler om betons styrke, er det nødvendigt at præcisere, om målingen er foretaget på *støbte kontrolprøvelegemer* eller på *betonen i selve konstruktionen.*

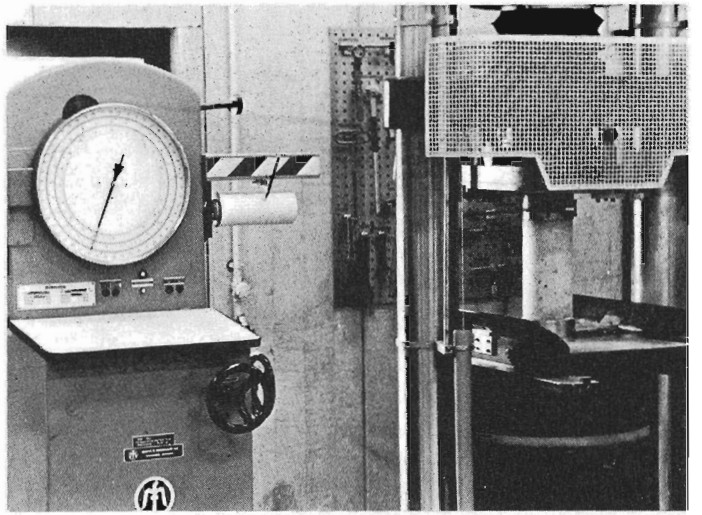
Betons kvalitetsniveau udtrykkes traditionelt som trykstyrken af kontrolprøvelegemer, støbt, lagret og knust på standardiseret måde. Formålet med prøvning af støbte kontrolprøvelegemer er alene at konstatere, om betonen, inden den blev indbygget i konstruktionen, havde den kvalitet, som er forudsat ved projekteringen.

Styrken af betonen i konstruktionen afhænger af den måde, som transport og komprimering af den friske beton udføres på, og af hærdningsforløbet. Hvis man ønsker at måle denne styrke, må der enten *udtages prøver* af konstruktionen, der må udføres udtræksforsøg, eller styrken må vurderes indirekte ved *ikke-destruktive målemetoder.*

Nedenfor gennemgås først måling af de enkelte styrkearter på støbte kontrolprøvelegemer; derefter diskuteres de faktorer, som influerer på prøveresultatet, og til sidst behandles vurdering af konstruktionsstyrken.

Figur 7.6-15. Trykprøvning af betoncylinder.
Figur 7.6-16. Brudt prøvecylinder. Den karakteristiske kegleform skyldes, at friktionskræfter langs trykfladen samvirker med de lodrette trykkræfter.



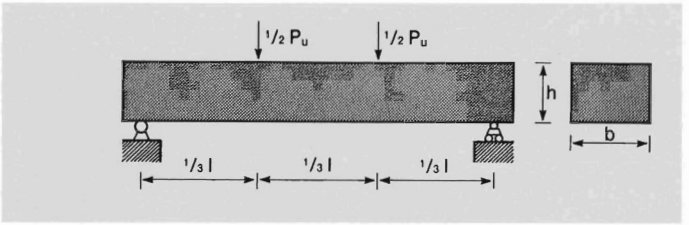


Støbte kontrolprøvelegemer

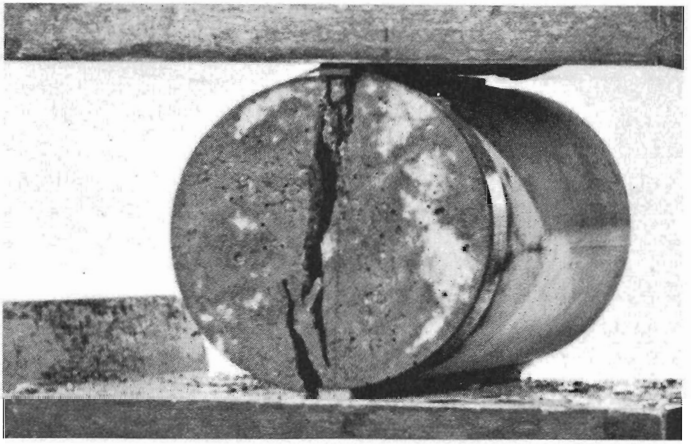
Betons trykstyrke f_c er defineret som den numerisk største værdi af den nominelle tryknormalspænding i et prøvelegeme, påvirket med enakset tryk indtil knusning. Prøvelegemets tværsnitsareal A, vinkelret på belastningsretningen måles inden belastningen, brudlasten N_u måles, og brudspændingen, *trykstyrken,* beregnes som $f_c = N_u/A$.

I Danmark og i en del andre lande har man valgt at lade en *prøvecylinder med 150 mm diameter og 300 mm højde* være referenceprøvelegeme. Som omtalt nedenfor er der mange faktorer, som influerer på prøvningsresultatet, hvorfor det er nødvendigt med faste forsøgsprocedurer for at få reproducerbare resultater. Fremstillingen af prøvelegemerne er fastlagt i DS 423.21 [17]. Trykstyrkeprøvningen er fastlagt i DS 423.23 [19]. Alle de her omtalte prøvninger foretages på vådlagrede prøvelegemer, prøvet i våd tilstand.

Betons rene trækstyrke f_t (referencetrækstyrken) skal bestemmes direkte ved centralt træk. Trækket overføres fra prøvemaskinen til prøvelegemet gennem pålimede trækanordninger. Trækstyrken defineres helt parallelt med trykstyrken, jf. ovenstående. En metode til at foretage denne prøvning på er beskrevet i DS 423.24. Metoden er kompliceret at anvende. Til rutinekontrol måler man derfor ofte bøjningstrækstyrken på uarmerede bjælker eller spaltetrækstyrken. Den sidstnævnte er standardiseret i DS 423.34.



Figur 7.6-17. Bøjningstrækprøvning af beton. Ved prøvning efter ISO 4013 gælder at h = b = ⅓l.



Figur 7.6-18. Spaltetrækprøvning af betoncylinder. Kraften overføres via to strimler træfiberplade langs to frembringere.

Bøjningstrækstyrken f_m prøves ved, at man belaster en bjælke til brud, jf. figur 7.6-17. Inden belastningen måles bjælkens højde h, bredde b og spændvidde l. Brudkraften P_u måles, og bøjningstrækstyrken bestemmes som den nominelle maksimale trækspænding i bjælkens underside efter Naviers formel

$$f_m = \frac{M}{W} = \frac{\frac{1}{3}l \cdot \frac{1}{2}P_u}{\frac{1}{6}b \cdot h^2} = \frac{P_u \cdot l}{b \cdot h^2}$$

Bøjningstrækstyrken er meget afhængig af prøvelegemets størrelse. Jo bredere prøvelegemet er, desto større er sandsynligheden for brud, og jo mindre bliver f_m.

Spaltetrækstyrken f_s bestemmes ifølge DS 423.34 ved trykprøvning af en cylinder på følgende måde: Cylinderens længde h og diameter d måles inden prøvningen. Cylinderen placeres vandret i prøvemaskinen (figur 7.6-18) og belastes langs de to frembringere, som rører maskinens trykflader, indtil brud opstår ved lasten N_u.

Tabel 7.6-3. Faktorer som har indflydelse på resultatet af en styrkeprøvning af støbte prøvelegemer.

Betonen	Betonsammensætningen (Cementtype, tilslagstyper v/c, luftindhold) Stenstørrelse Støbefejl, bleeding Fugt- og temperaturtilstand
Klima	Fugtighed Temperatur
Prøvelegemet	Form Målnøjagtighed Størrelse
Prøvemaskinen	Trykpladefriktion Trykpladeplanhed Kugleskålsfriktion Maskinens stivhed
Prøvningsprocedure	Belastningshastighed Belastningsvarighed

Spaltetrækstyrken er da defineret som

$$f_s = \frac{2 \cdot N_u}{\pi \cdot h \cdot d}$$

Baggrunden for denne metode er, at der opstår trækspændinger i det lodrette midtersnit vinkelret på trykretningen [22]. Prøvningen kan også udføres på terninger og prismer.

Styrkeinfluerende faktorer

I tabel 7.6-3 ses en oversigt over de vigtigste af de mange faktorer, som har indflydelse på resultatet af en styrkeprøvning. Diskussionen nedenfor tager mest hensyn til trykstyrkeprøvning, men faktorerne har også indflydelse på træk- og bøjningstrækprøvning.

Betonsammensætningen bestemmer styrkeniveauet, jf. afsnit 3.3. I prøvningssammenhæng skal det nævnes, at betonsammensætningen i mange tilfælde samvirker med de styrkeinfluerende faktorer, som gennemgås nedenfor. Således er styrkens variation med forholdet mellem prøvelegemets højde og diameter anderledes for stærke end for svage betoner.

Stenstørrelsen er bestemmende for, hvilken prøvelegemestørrelse der skal anvendes. Man har erfaring for, at prøvelegemets tværmål skal være mindst 3

gange største stendiameter, for at prøvningen kan være repræsentativ. Det betyder, at der i en cylinder med d = 150 mm kan prøves beton med $d_{max} \leqq 50$ mm □. Anvendes d_{max} = 64 mm □, skal der anvendes cylindre med d ≧ 200 mm.

Komprimering. Nyere undersøgelser har vist, at den laveste spredning på styrkeresultatet fås, hvis prøverne vibreres på vibratorbord, og hvis alle prøver får lige lang vibreringstid.

DS 423.21 tillader også brug af stavvibrator. Man må dog være opmærksom på, at der da er stor risiko for, at prøvelegemet bliver inhomogent.

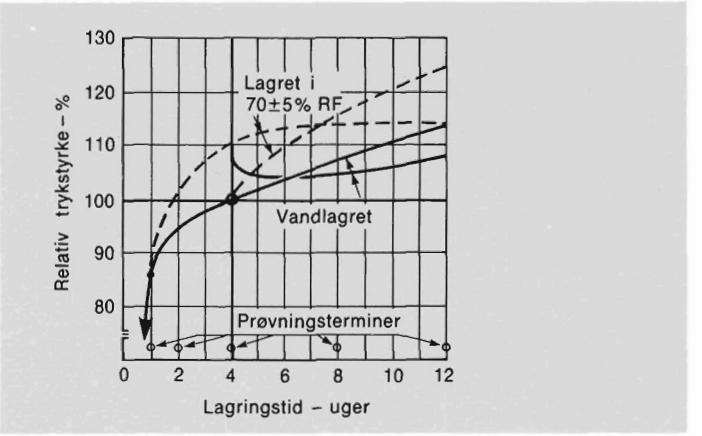
Nystøbte cylindre skal opbevares liggende for at formindske virkningen af vandseparation og sedimentation.

Fugtigholdelsen af prøvelegemerne i lagringsperioden er vigtig. For at få de bedste muligheder for styring foreskriver de fleste normer nu, at prøvelegemerne skal lagres i vand og prøves i våd tilstand.

Sker der udtørring under lagringen, således at der ikke bliver tilstrækkeligt vand til hærdningen, vil dette nedsætte styrken i forhold til styrken ved vådlagring.

> Efter tidligere danske betonnormer blev prøvelegemer (terninger), der skulle prøves efter 28 døgn, holdt fugtige i 10 døgn (våde sække). Derefter tilstræbtes det at opbevare prøverne under samme forhold som det pågældende bygværk. Erfaringerne viser, at en sådan lagringsmåde giver store variationer i temperatur og fugtigholdelse og dermed stor spredning i styrkeresultaterne. Desuden kan temperaturforløbet og dermed hærdningsgraden alligevel ikke blive ens for prøvelegemer og for bygværk. Af disse grunde er denne lagringsmetode forlængst forladt i Danmark.

Betonens fugtilstand på prøvningstidspunktet har betydning, idet udtørring vil bevirke, at der dannes kapillære undertryk i porevandet. Da cementpastaens porer er meget små, vil dette undertryk blive meget stort, jf. afsnit 3.4. Det vil virke som en tredimensionel forspændingskraft på prøvelegemet, som bevirker, at den til brud nødvendige ydre kraft må forøges, jf. omtalen af betons brudbetingelse side 125. Figur 7.6-19 viser et eksempel på, hvorledes trykstyrken kan variere. Forskellene bliver mere grelle, hvis den omgivende lufts relative fugtighed er mindre endnu. Det skal fremhæves, at de konstaterede styrkeforøgelser er udtryk for en prøvningsteknisk fejl og ikke udtrykker en forbedring af betonkvaliteten. Denne udtørringseffekt bliver endnu større på mindre prøvelegemer, jf. figur 5.3-3.



Figur 7.6-19. Eksempler på indflydelse af lagringstid og -klima på 150 × 300 mm cylindres trykstyrke. Almindelig portlandcement. For hver prøvningstermin er prøvet 2 betontyper (1:4 og 1:8) og 4 prøvelegemer af hver betontype. (CtO-forsøg, 1977).

Det er kendt fra andre porøse, hygroskopiske materialer, at styrken vokser med aftagende fugtindhold. Dette er også tilfældet for beton og andre cementbundne materialer. Men på grund af betons ekstremt lange udtørringstider og på grund af den stadige hydratisering er det meget vanskeligt at foretage eksperimenter, som klart viser effekten. For prøvning af betoncylindre ved 28 døgns termin har effekten kun ringe betydning. Den tilsyneladende styrkeforøgelse ved udtørring skyldes her hovedsageligt den ovenfor omtalte kapillarvandseffekt.

Udtørring før prøvning betyder således en forøgelse af trykstyrken. Modsat vil en udtørring bevirke en nedsættelse af trækstyrken, idet svindtrækspændingerne i prøvens overflade overlejres trækspændingerne fra den ydre last. Ren træk- og bøjningstrækprøvning er mest følsom, medens spaltetrækstyrken forringes mindre eller måske forøges, fordi adskillelsesbruddet sker i prøvelegemets midte.

Temperaturen under lagringen er bestemmende for, hvor hurtigt hærdningen går. Hærdningsgraden for standardprøvningen er den, som svarer til lagring i 28 døgn ved 20°C ± 2°C. For lav eller for høj temperatur i forhold hertil vil henholdsvis retardere eller accellerere styrkeudviklingen i forhold til standardlagringen.

Hvis man ønsker at jævnføre styrken af en beton med en vilkårlig hærdningsgrad med styrken af beton med standardlagring, må man udfra de i det aktuelle tilfælde opmålte tider og temperaturer foretage en modenhedsberegning efter de i kapitel 5 angivne regneregler, og på basis heraf foretage en vurdering af styrken.

I forbindelse med styring af en løbende betonproduktion kan det være en fordel at få et indtryk af den anvendte betons styrkeniveau ved at *accelerere hærdningsforløbet* ved opvarmning, DS 423.26 anviser en metode til bestemmelse af trykstyrken efter 24 timers hærdning ved en bestemt temperatur mellem 50 og 70°C. Erfaringer med de accelererede hærdningsmetoder diskuteres i [23] og [24].

Betonens trykstyrke påvirkes kun i ringe grad af betonens *temperatur på prøvningstidspunktet,* når blot $T < 300°C$. Dette gælder formodentlig også spaltetrækstyrken. Betonens trækstyrke og bøjningstrækstyrke mindskes forholdsvis mere end trykstyrken ved opvarmning, og styrkereduktionen begynder ved langt lavere temperatur.

I DS 423 stillede man tidligere krav om, at styrkeprøvningen skulle foregå i et lokale med temperatur på $T = 20 \pm 10°C$. Inden for dette temperaturområde vil betonens styrke ikke påvirkes, når temperaturen er ensformigt fordelt. Prøverne kommer imidlertid fra et vandbad med temperatur på $T = 20 \pm 4°C$. Der vil altså blive mulighed for en temperaturdifferens mellem lokalet og prøveemnets indre på maksimalt $\Delta T = 14°C$. Derved kan der opstå egenspændinger, som kan indvirke på styrkebestemmelsen. Det må derfor anbefales at tilstræbe så ensartede temperaturforhold som muligt inde i cylindrene.

Fremstilling og lagring af betoncylindre til tryk- og spalteforsøg skal ske på standardiseret måde. Erfaringen viser, at forskellige personer, som fremstiller og lagrer prøvelegemer efter samme standard, kan få signifikant afvigende resultater, fordi standardiseringen ikke kan beskrive alle mulige detaljer.

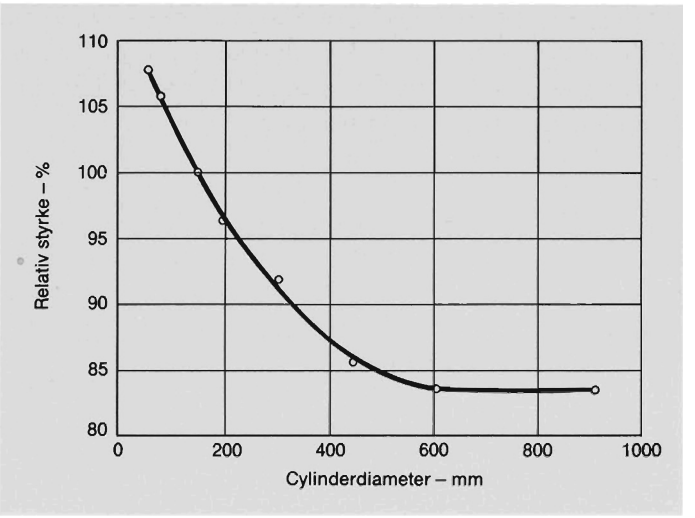
Prøvelegemets størrelse. Når små og store prøvelegemer af samme beton trykprøves, viser det sig, at de små prøvelegemer giver det højeste styrketal, jf. figur 7.6-20, og den største spredning.

Weilbull var blandt de første, som behandlede dette fænomen. Han forklarede det med, at jo større et prøvelegeme er, desto større er sandsynligheden for, at der i dets volumen er en fejl, som ved lav spænding vil udløse brud. Effekten kaldes også for *Weilbull-effekten.* Den kan sammenfattes således:

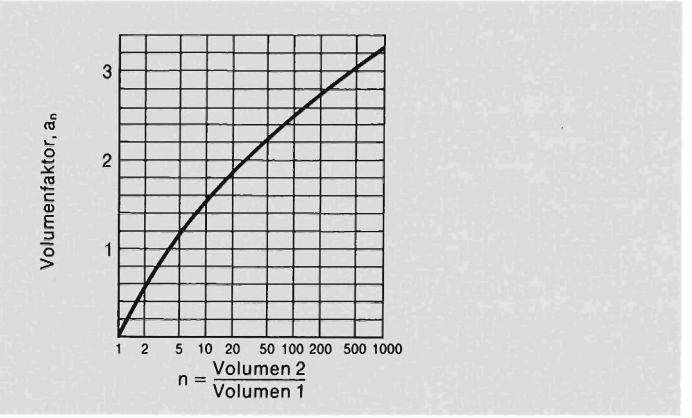
Den gennemsnitlige styrke falder med voksende volumen af prøvelegemet, og des hurtigere jo større spredningen er. Wright og Garwood angiver, at man ved rent tryk eller rent træk for sprøde materialer har, at

$$\bar{f}_n = \bar{f}_1 - a_n s_1 = \left(1 - a_n \cdot \frac{s_1}{\bar{f}_1}\right) \cdot \bar{f}_1$$

hvor $\bar{f}_n$ og s_1 er gennemsnit og spredning på styrken for en vis prøvelegemestørrelse og $\bar{f}_n$ er gennemsnitsstyrken for et prøvelegeme med n gange så stort



Figur 7.6-20. Trykstyrkens variation med cylinderdiameteren. Amerikanske forsøg fra opførelsen af Boulder Dam [43].



Figur 7.6-21. Volumenfaktoren a_n i Wright & Garwoods formel til beregning af Weibull-effektens betydning. Kurven er teoretisk baseret.

volumen. a_n er en koefficient, som afhænger af n, f.eks. $a_2 = 0{,}55$ og $a_{10} = 1{,}55$, se figur 7.6-21.

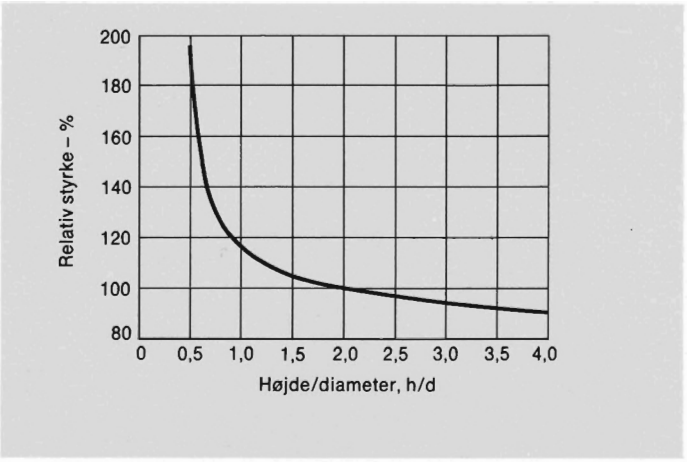
Eksempel 7.6-2

Styrken af 100 mm prøveterninger er målt til $f_1 = 36{,}0$ MN/m² med $s_1 = 2{,}7$ MN/m². Hvilken værdi for gennemsnittet må man forvente for 300 mm terninger af den samme beton?

Man har $n = 300^3/100^3 = 27$. I figur 7.6-20 aflæses $a_{27} = 2{,}0$. Man får

$$\overline{f}_{27} = 36{,}0 - 2 \cdot 2{,}7 = \textit{30,6 MN/m}^2$$

Figur 7.6-22. Betons trykstyrke som funktion af forholdet mellem prøvelegemets højde h og diameter d. Styrken ved h/d = 2,0 er sat til 100%. Figuren gælder for styrkeniveauet ca. 15 MN/m².



Weibulls statistiske styrketeori gælder alment for skøre materialer. For beton har man, som det fremgår af figur 7.6-20, at effekten åbenbart kun gælder op til ca. 600 mm cylinderdiameter.

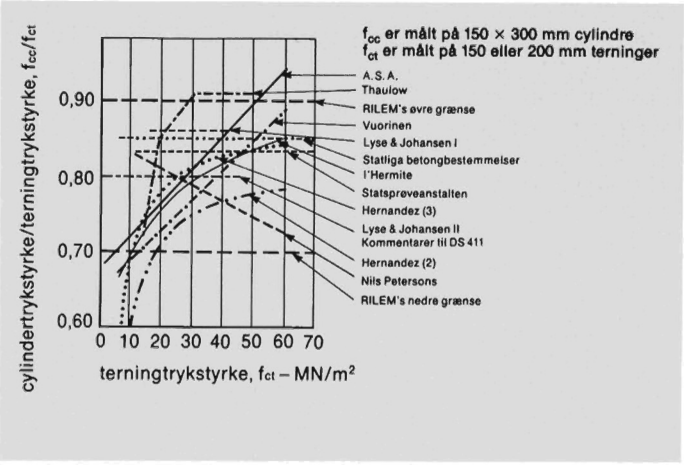
Ved anvendelse af letklinker er effekten ikke så udtalt som ved normale sten. Prøvelegemefremstillingen har en indflydelse, idet man ikke er sikker på at få samme komprimering i store som i små prøver. Ved vandlagring vil en forholdsvis større del af det lille end af det store blive gennemtrængt af vand. Tabel 7.6-4 giver omregningsfaktorer for prøvelegemestørrelser.

Endvidere har også prøvemaskinens stivhed og planheden hos trykfladerne forskellig betydning for små og store prøvelegemer.

Den større spredning hos de små cylindre bevirker, at man til kontrolformål må prøve flere små end store for at opnå en given sikkerhed på prøvningen.

Prøvelegemets form. Trykprøves cylindre med diameter: højde = 1 : 2 og fra samme beton terninger med samme volumen, viser det sig, at cylindrene får 10 à 30% lavere styrker end terningerne. Dette skyldes, at de friktionskræfter, som opstår langs trykpladerne, virker sammenholdende på en forholdsvis større del af betonvolumenet i terningerne end i cylindrene.

Trykpladernes sammenholdende effekt er også baggrunden for, at trykstyrken falder med voksende forhold mellem højde h og diameter d. jf. figur 7.6-22. Denne effekt formindskes dog, når styrken stiger. For f_c = ca. 15 MN/m² finder man for h/d = 0,5 den relative styrke 2 (jf. figur 7.6-22), medens man ved f_c = ca. 50 MN/m² finder, at den relative styrke kun er 1,4.



Figur 7.6-23. Forholdet mellem cylindertrykstyrken f_{cc} og terningtrykstyrken f_{ct} i afhængighed af f_{ct}. Kurverne stammer fra publikationer udgivet indtil 1962. RILEM-grænserne er fastlagt 1957.

Trods standardiseringsorganisationers forsøg på at standardisere prøvelegemerne, bliver der stadigvæk rundt om i verden anvendt mange forskellige prøvelegemeformer. Der er derfor brug for omregningsfaktorer.

Der er i tidens løb udført mange forsøg på at bestemme relationen mellem cylindertrykstyrken og terningstyrken. I figur 7.6-23 er forskellige forskeres forslag og nogle normbestemmelser angivet. Da terningstyrken som begrundet ovenfor er stærkt prøvemaskineafhængig, mens cylinderstyrken ikke er det, kan der principielt ikke findes nogen universel omregningsfaktor. DS 411 tillader, at man sætter cylindertrykstyrken til 75% af terningstyrken, hvis man ikke ved forsøg med den aktuelle prøvningsprocedure har dokumenteret en anden værdi. I vejledningen til DS 411 angives omregningsfaktorer for ofte forekommende støbte prøvelegemer af anden art end den normerede 150×300 mm prøvecylinder. Det skal dog bemærkes, at disse omregningsfaktorer er fastsat normpolitisk til gunst for 150×300 mm cylindre.

I tabel 7.6-4 er opstillet nogle omregningsfaktorer for forskellige cylinder- og terningstørrelser. Kolonnens relative styrke er for cylinderenes vedkommende baseret på figur 7.6-20. Disse relative styrker passer også med Wright & Garwoods formel for $s_1/\overline{f}_1 = 5\%$. For terningernes vedkommende er den relative styrke 1,14 for 150 mm terninger fastsat ud fra oplysninger i [1]. Disse værdier stemmer også med Weibulls teori. Middelomregningsfaktorerne er de reciprokke værdier af de relative styrker. De restriktive værdier fra DS 411, tabel V8.1, er også anført i tabellen.

Tabel 7.6-4. Styrker og omregningsfaktorer for cylindre og terninger i forhold til normcylinderen 150 × 300 mm, jf. teksten. Tallene er behæftet med en usikkerhed på 5 à 10%.

Prøvelegeme	Dimensioner, mm		Relativ styrke	Omregningsfaktor	
	Diameter	Højde		Middel	DS 411
Cylinder	50	100	1,09	0,92	–
	75	150	1,06	0,94	–
	100	200	1,03	0,97*)	0,95
	150	300	1,00	1,00	1,00
	200	400	0,97	1,03	–
	300	600	0,91	1,10	–
Terning		100	1,25	0,80	0,70
		150	1,20	0,83	0,70
		200	1,14	0,88	0,75
		300	1,08	0,93	0,80

*) se teksten

I de senere år er der blevet udført omfattende forsøg i USA for specielt at finde sammenhængen mellem styrken af 100 × 200 mm cylindre og 150 × 300 mm cylindre. Disse undersøgelser viser, at omregningsfaktoren er afhængig af styrkeniveauet. Ved styrker mindre end 25 MN/m^2 finder man at de små cylindres styrketal er lavere end de stores. Hovedindtrykket af undersøgelserne er, at styrketallet for 100 × 200 mm cylindre og 150 × 200 mm cylindre i de fleste tilfælde ikke er mærkbart forskellige. Årsagen til dette fænomen er ikke klarlagt. Den skal måske søges i prøvelegemefremstillingen.

Formnøjagtighed. De stålforme, der anvendes ved fremstillingen af de støbte cylindre, skal opfylde visse krav til nøjagtighed, jf. DS 423.20. Stålformene slides og kan lide overlast, derfor bør de en gang imellem kontrolleres. Det sker ved måling på de hærdnede betoncylindre. Af de krav, som stilles til prøvelegemets dimensioner, er kravet til endefladernes planhed nok det vigtigste.

Prøvemaskinen og dens kørsel har indflydelse på trykprøveresultatet. Afvigelser mellem forskellige laboratorier er dog sjældent over 10%. Årsagerne til afvigelserne ligger i prøvemaskinernes konstruktion og kalibrering, i trykpladernes bevægelighed, centricitet, stivhed, planhed og glathed og i betjeningen, herunder belastningshastigheden.

Prøvemaskinens konstruktion har betydning for den mængde energi, som lagres i selve maskinen under prøvningen. En spinkel maskine vil få forholdsvis store

deformationer og derfor stor energi oplagret. Ved brud udløses denne energi, og prøvelegemet splintres. En maskine med kraftigere ramme vil få mindre deformationer for den samme last og derfor give et roligere brudforløb.

Kalibrering af trykmålingen må foretages jævnligt, idet visningen kan ændres på grund af slid mv.

Trykpladernes bevægelighed foreskrives at skulle være sikret ved en velsmurt kugleskålslejring.

> Det er imidlertid et åbent spørgsmål, om denne bevægelighed også bør findes under prøvningen. Bevægeligheden skal primært tjene til at få indstillet stålfladen helt tæt til betonfladen. Hvis den opretholdes under prøvningen, vil pladen, hvis betonen bryder først i den ene side, drejes. Herved omlejres kraften til det allerede brudte sted. Hvis pladen er låst fast, vil kraften efter bruddet overføres til de stivere dele af prøvelegemet, og styrken vil måles større. Den sidste situation svarer bedre til det, betonen er ude for i en stiv bygning.

Trykplader skal være *centrisk* monteret. Prøvelegemerne skal naturligvis placeres centrisk. En excentrisk placering på 5 mm kan således medføre ca. 10% reduktion af styrkeresultatet. Reduktionens størrelse vil dog afhænge af trykpladernes bevægelighed og maskinens stivhed.

Trykpladernes planhed har stor indflydelse. En konveks trykplade med 0,1 mm afvigelse fra planhed kan føre til en reduktion på 10% i styrken.

Trykpladernes glathed har betydning for den friktion, som opstår langs prøvelegemets anlægsflader.

> På grund af friktionskræfternes store betydning for forsøgsresultatet er der i tidens løb foretaget mange forsøg på at reducere deres indflydelse.
>
> Smøres trykfladerne med paraffin, stearin eller vaseline, brydes prøvelegemet under dannelse af lodrette prismer, og samtidig er styrken stærkt forringet i forhold til prøvelegemer med usmurte trykflader. Under disse forhold skyldes bruddet sikkert dannelse af ringspændinger i prøvelegemets skal, forårsaget af det udflydende smøremiddel. Smøremidlet påvirker prøvelegemets endeflader med udadrettede friktionskræfter, mens endefladerne uden smøremiddel er påvirket af indadrettede trykkræfter. Desuden medfører smøremidlet en omlejring af trykspændingerne, idet disse formindskes langs periferien, hvor smøremidlet uhindret kan flyde ud. Ved centrum af prøvelegemets endeflader, hvor smøremidlets udflyden er hæmmet af friktionen, vil trykspændingerne være større end ved periferien. Det lodrette tryk koncentreres derfor ved den midterste del af prøvelegemets endeflader. Ved denne sammentrykning og tværudvidelse opstår der ligeledes ringspændinger, der søger at sprænge prøvelegemets skal af.

Indlæg af blødt papir eller bløde fiberplader kan have tilsvarende virkning. I Tyskland er udviklet en trykplade, som er opdelt i felter, ca. 50 mm høje og 2×2 mm i tværmål. Disse søjler bøjer ud, hvorved friktionskræfter ikke kan opstå.

Alt i alt må man konkludere, at det er meget vanskeligt at ophæve friktionen langs prøvelegemets endeflader, uden at der kommer bivirkninger, som skaber mindst lige så store eller større problemer. Det spiller dog heller ingen rolle, at friktionen ikke kan ophæves, idet dens indflydelse på styrkeresultatet kan elimineres gennem valg af passende højt h/d-forhold, se side 618.

Belastningshastigheden skal ved almindelig bestemmelse af korttidsstyrken for beton være jævn og svare til en spændingstilvækst mellem 0,4 og 1 MN/m^2 pr. sekund. Den målte styrke vokser med stigende belastningshastighed. Derfor skal belastningshastigheden standardiseres. Årsagen til denne effekt er formentlig, at der ved meget langsomme belastningshastigheder finder en vis krybning sted, medens dette ikke er tilfældet ved høje belastningshastigheder.

I det område for belastningshastigheden, som er brugbart ved de almindeligt benyttede prøvemaskiner, er effekten dog ikke stor. For det tilladelige hastighedsområde i DS 423.23, er der tale om en effekt på ca. 5%.

Lastvarighed er omtalt i forbindelse med gennemgangen af isokrone σ-ε-kurver, se side 66. Ved en permanent last findes langtidsstyrken at være ca. 80% af kortidsstyrken (belastningshastighed ca. 0,7 MN/m^2 pr. sek.).

Konstruktionsstyrke

Hensigten med at måle styrken i konstruktionen (in-situ) med den hærdning, betonen har fået i den aktuelle situation, kan være

– ved nykonstruktion at bestemme afformningstidspunkt og eventuelt opspændingstidspunkt og at kontrollere kvalitetsniveauet

– ved en gammel konstruktion at vurdere styrken i forbindelse med ændret anvendelse af bygværket eller at vurdere reststyrken i en skadet konstruktion.

For kvalitetskontrol af beton angiver DS 411, at når resultaterne af prøvningen på den hærdnede beton er omregnet til cylinderstyrker efter 28 døgn, kan styrkekravet regnes opfyldt, hvis det tilfredsstilles af de omregnede prøvningsresultater divideret med 0,8. Dette skyldes, at denne prøvning inkluderer indflydelsen på betons styrke fra transport, udstøbning, komprimering og hærdning, hvorfor sikkerhedskravet kan nedsættes.

I tabel 7.6-5 er givet en oversigt over metoder til såvel måling som vurdering af styrken in-situ. Metoderne er opdelt i destruktive (D) og ikke-destruktive metoder (NDT). Destruktive metoder er sådanne, som efterlader et sår i

betonen. NDT kan udføres uden at efterlade spor bortset fra en svag indtrykning af overfladen. Se endvidere [41].

Ved in-situ prøvning må man være opmærksom på, at styrken af lodret støbte konstruktioner stiger mod bunden af formen. Der er rapporteret forskelle på 10 MN/m² mellem bund og top af etagehøje elementer.

Prøvelegemer lagrede ved konstruktion anvendes stadig en del steder. Metoden må imidlertid frarådes på grund af den store usikkerhed, der ligger i, at konstruktion og prøvelegeme ikke opnår samme modenhedsalder på prøvningstidspunktet. Ønsker man et separat støbt prøvelegeme at måle på, kan man opnå ens modenhedsalder ved, at prøvelegemerne lagres i en kasseform, hvis temperatur styres efter temperaturen i formen.

Prøvning af udborede cylindre. Udtagning af boreprøver er beskrevet i DS 423.22 [18]. Her angives, at prøverne må have højder, h, mellem 1 og 2 gange diameteren, d. Højdevariationen påvirker resultatet, jf. figur 7.6-22. DS 411 angiver, at resultatet kan omregnes til højdediameterforholdet 2 ved multiplikation med faktoren

$$c = 0{,}2 \cdot \frac{h}{d} + 0{,}6 \quad (70 < d < 150 \text{ mm})$$

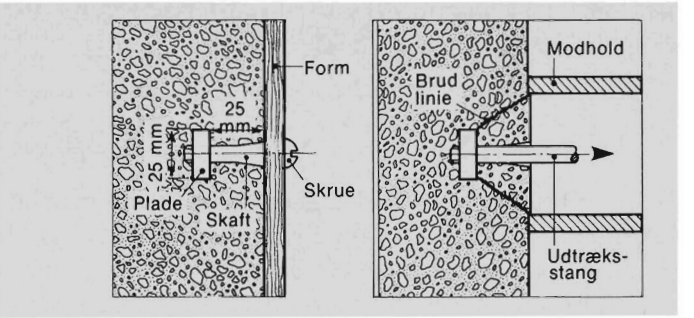
Styrken af udborede cylindre viser sig at være 10–30% mindre end styrken af støbte cylindre, samme modenhed forudsat. Man kan ifølge [2] sætte

$$f_{c,\ støbt} = 1{,}26 \cdot f_{c,\ udboret}$$

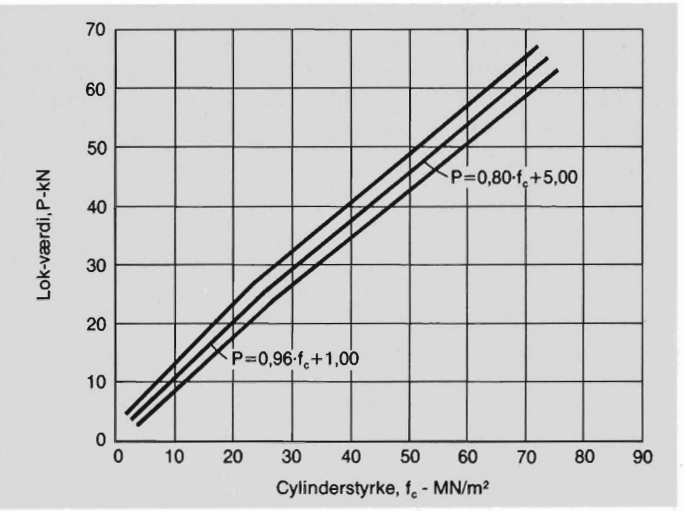
Et andet mål for styrken kan fås ved, at cylinderen knækkes i hullet. I DS 423.32 er *TNS-metoden* beskrevet. Her knækkes en cylinder med diameter 55 mm og højden 70 mm på standardiseret vis. Ved denne metode kan den udborede cylinder anvendes til strukturundersøgelser.

Boreoperationen er i sig selv en styrkeprøvning af betonen. Der er erfaring for, at hvis styrken er mindre end 4 à 5 MN/m², smuldrer betonen under boringen. Kan betonen holde, er indflydelsen af boringen minimal.

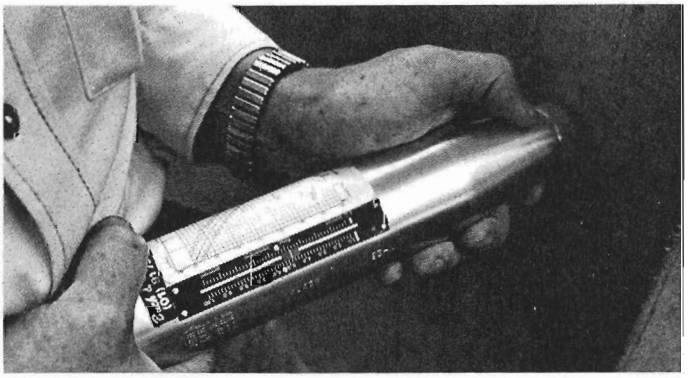
Udtrækningsmetoder. Den dansk udviklede metode *lok-test* er standardiseret i DS 423.31. En prøvebolt placeres inden støbningen i formen på de steder, hvor styrken ønskes målt (figur 7.6-24). På prøvningstidspunktet skrues boltens skaft ud, og en trækstang fra en donkraft skrues ind i stedet. Den maksimale kraft, P, som kan påføres bolten, er et mål for betonens trykstyrke. Keglestubben brydes i trykbrud [39], men bliver oftest siddende tilbage. Der er påvist god korrelation mellem udtrækskraft og styrke jf. figur 7.6-25 [38].



Figur 7.6-24. Princippet i lokstyrkeprøvning. T.v. En prøvebolt placeres i formsiden inden støbningen. T.h. Når bolten skal prøves, fjernes skaftet, en udtrækstang indsættes i stedet, og med et veldefineret modhold trækkes i bolten til brudkraften opnås.



Figur 7.6-25. Korrelationen mellem lokstyrkemålinger og styrken af støbte cylindre [38]. De yderste kurver viser 95%-konfidensinterval for gennemsnit af fire udtrækninger i beton med d_{max} = 16 mm.



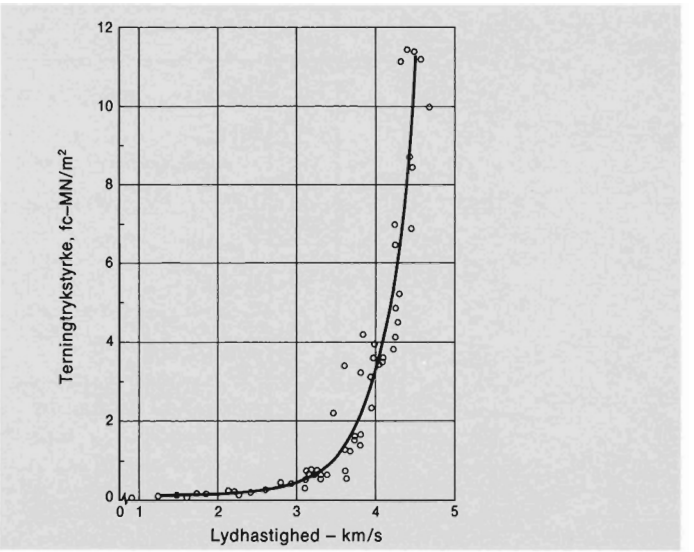
Figur 7.6-26. Schmidthammer til ikke-destruktiv prøvning af beton. Rekylværdien aflæses på en skala på siden af cylinderen.

Tabel 7.6-5. Metoder til in-situ styrkemåling og -vurdering [40].

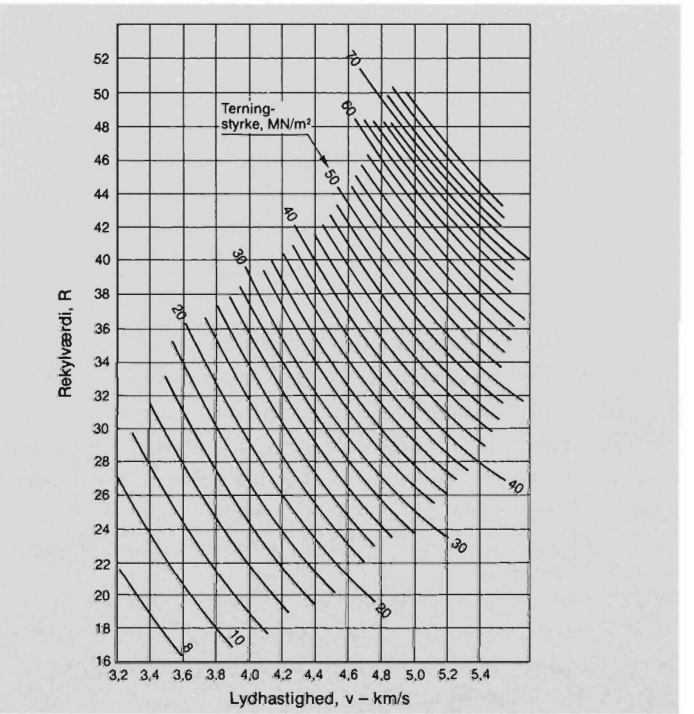
D	NDT	Metode
	x	(Separate prøvelegemer lagrede på konstruktionen!)
	x	Separate prøvelegemer lagrede i formtemperaturstyret kasse (Laing, London)
x		Udboring og trykning af cylinder. DS 423.22.
x		Knækning af udsparet eller udboret cylinder. DS 423.23.
x		Udboring og strukturvurdering.
x		Udtrækning Russisk kugleudtrækning og østrigsk cylinderudstrækning. Internal fracture test. Pålimede ankre. Engelsk ekspanderboltemetode. Amerikansk modholdsmetode. Lok-test, DS 423.31. Capo-test.
x		Indtrængning
x		Indtrængning + udtrækning
	x	Hårdhedsmåling med kugleslaghammer [1].
	x	Rekylhammer (R) (Schmidt-hammer) [1].
	x	Ultralydmåling (U).
	x	Kombinationer af R og U [11].
	x	Modenhedsvurdering Temperaturmåling og omregning Elektrisk modenhedsintegration. Maturity-meter Fordampningsintegration, COMA-test.

Ved lok-test bestemmer man inden støbningen, hvor styrken skal måles. *Capo-test* kan udføres hvorsomhelst på konstruktionen. Ved denne metode udbores og udfræses en udsparing med samme mål som pladen i lok-test, en ekspanderring føres ind i udsparingen, lok-test donkraften anbringes, hvorefter udtrækskraften kan måles. Der anvendes det samme omregningsdiagram mellem P og trykstyrken, figur 7.6-25 [38]. Kernen fra udboringen er 25 mm lang og 7 mm i diameter. Den kan anvendes til mikroskopundersøgelser.

Indtrængningsmetoderne er medtaget for fuldstændighedens skyld. I USA er Windsorprøven en del anvendt: Tre bolte skydes ind i betonen efter en lære. Et plan anbringes oven på boltene. Afstanden fra plan til beton er et udtryk for styrken.



Figur 7.6-27. Lydhastighedens variation med betonstyrken på frisk beton. Lydhastigheden er målt på prismer 100 × 100 × 400 mm. Målepunkterne er opnået med forskellige cementtyper, v/c og prøvningstemperaturer [25].



Figur 7.6-28. Eksempel på diagram til vurdering af styrken af betonen i konstruktionen ud fra måling med ultralyd og betonhammer.

Eksempel: Lydhastigheden 4,6 km/sek og en Schmidtaflæsning på 37 indikerer en terningtrykstyrke på 40 MN/m² [44].

Rekylværdi aflæses på en betonprøvehammer (Schmidt-hammer), jf. figur 7.6-26. Hammerens stempel trykkes mod betonoverfladen. Når en indre fjeder er blevet sammentrykket et bestemt stykke, udløses den og slynger en stålklods mod stemplet. Herved overføres et slag til betonkonstruktionen, som giver stålklodsen et tilbageslag. Dette tilbageslags, rekylens, størrelse afhænger af betonens elasticitetskoefficient, indre dæmpning, fugtindhold og af konstruktionsdelens stivhed. Rekylen aflæses på en skala og anvendes som et mål for styrken. Metoden er standardiseret i DS 423.30.

DS 423.30 foreskriver, at der inden for et område på 4 dm^2 måles mindst 9 gange med 30 mm afstand. Middelværdien er rekylværdien. Hvis mere end 20% af værdierne er 6 enheder større end middelværdien, forkastes måleserien. – En mere operationel form er følgende. Der måles 16 gange i måleområdet, de tre højeste og de tre laveste udelades. Gennemsnittet af de ti sidste er rekylværdien.

Ultralydmåling. Ultralydprøvning kan give en vis opfattelse om betonens styrkeniveau. Resultatet er dog noget afhængigt af betonens fugtindhold, mindst ved de høje styrkeniveauer. Den er vel anvendelig til at kontrollere styrkeudviklingen under hærdningen jf. figur 7.6-27. Vurderingen bliver bedre efter en forudgående kalibrering til den pågældende beton.

Prøvning af hærdnet beton af ukendt sammensætning og forhistorie er behæftet med så stor usikkerhed, at pålidelige styrkeresultater sjældent kan opnås. Styrkevurderingen kan dog forbedres ved de såkaldte *kombinerede NDT-metoder,* hvor man kombinerer ultralydmålingen med måling med Schmidthammeren, [40, 41, 44]. Figur 7.6-28 giver erfaringsmæssigt en lav vurdering af styrken.

Fugtmekanik

Nedenfor behandles metoder til måling af vandindholdet i beton og til bestemmelse af vandsugning, fugttransportkoefficienter og vandtæthed.

Vandindhold, relativ luftfugtighed

På grund af at vand har så stor betydning i bygningsteknikken, og på grund af at vand også har meget stor indflydelse på materialernes fysiske egenskaber, er der i tidens løb udviklet et stort antal metoder til at måle vandindholdet i byggematerialer, se [5]og[26]. Man kan måle direkte ved vejning, ved kemiske og hygrometriske metoder, elektrisk og med anvendelse af stråling.

Betons fugttilstand kan beskrives ved vandtørstofforholdet, ved vandmætningsgrader og ved den relative luftfugtighed i materialets porer, jf. afsnit 3.4.

Vand-tørstofforholdet bestemmes primært ved vejning. Et stykke af materialet vejes i udgangstilstanden (m_1 kg), tørres i varmeskab ved 105 ± 1°C indtil massen målt ved rumtemperatur er konstant (m_2 kg). Vandtørstofforholdet, u, bestemmes da af

$$u = \frac{m_1 - m_2}{m_2}$$

Denne måling foretages ofte sammen med densitetsmåling, jf. side 607.

Hvis materialet ikke kan tåle opvarmning til 105°C, kan tørringen ske i eksiccator med et tørremiddel, f.eks. silicagel. Man må imidlertid være forberedt på, at tørringen i dette tilfælde kan tage ekstremt lang tid, medmindre prøven pulveriseres. Men hvis prøven pulveriseres, må man træffe forholdsregler til at undgå karbonatisering. Karbonatisering kan forårsage en vægtforøgelse af samme størrelsesorden som det vægttab, vandets bortgang giver.

Følgende ikke-destruktive metoder skal nævnes.

Kapacitansen af en kondensator ændres med den mængde vand, som findes mellem kondensatorpladerne. Dette udnyttes i transportable målere til måling af fugt i betonens overfladelag. Apparater baseret på *neutronstråling* kan bestemme det totale vandindhold ned til 150 mm under overfladen. I dette tilfælde må man korrigere for det kemisk bundne vand i cementpastaen for at få det fordampelige vand bestemt. *Gammastråling* kan anvendes til optegning af fugtprofiler, hvis man anvender to kraftige strålingskilder [9].

Vandmætningsgrader. En vandmætningsgrad udtrykker, hvor meget vand, der er i et materiale, i forhold til hvor meget, der kan være. Sidstnævnte afhænger imidlertid af den måde, på hvilken materialet fyldes. Her skelnes mellem kapillær vandmætningsgrad og vakuumvandmætningsgrad.

Ved bestemmelse af den *kapillære vandmætningsgrad*, S_{cap}, neddeler man prøven til centimeterstore stykker. Når de har suget vand til vægtkonstant vejes de (m_{cap}) og udtørres (m_2). Man har nu

$$S_{cap} = \frac{m_1 - m_2}{m_{cap} - m_2}$$

Ved bestemmelse af *vakuumvandmætningsgraden*, S_{vac}, sker vandpåfyldningen af de centimeterstore stykker ved vacuum og efterfølgende højtryksbehandling, således at alle gelporer bliver fyldt (m_{vac}). Man har nu

$$S_{vac} = \frac{m_1 - m_2}{m_{vac} - m_2}$$

S_{cap} har den mindste variationskoefficient af de tre mål. Ved måling af S_{cap} i forskellige dybder i en konstruktion kan fugtprofilen bestemmes [28]. Den kan anvendes til at bestemme, hvilken vej vandet vandrer.

Vandmætningsgrader kan kun måles gravimetrisk.

Relativ luftfugtighed i porerne måles hygroskopisk. Princippet er, at et lukket luftrum bringes i ligevægt med betonen, hvorefter den relative luftfugtighed (RF) kan måles med et passende hygrometer. Materialet vil således udveksle en lille smule vand med luften, hvorved dets fugttilstand ændres, teoretisk set. Det har i praksis vist sig at være uden betydning, hvis luftvolumenet er lille i forhold til prøvestørrelsen [27]. Figurerne 7.6-29 til -31 viser nogle hygrometiske målesituationer.

Figur 7.6-29 viser, hvorledes man kan måle RF i et gulv, hvis man ikke vil bore huller. I løbet af en uges tid vil skriveren vise den gennemsnitlige RF-værdi for det øverste lag beton. Tiden afhænger af den forudgående fugthistorie.

Figur 7.6-30 viser, hvorledes udtørringsforløbet i en nystøbt beton kan følges. Føleren stikkes ind i et indstøbt rør. Metoden kan også anvendes til kontrol af RF og temperatur i en ældre konstruktion.

Figur 7.6-31 viser, hvorledes RF kan måles i laboratoriet på en udboret eller udhugget prøve. Måler man på passende tætliggende prøver, kan fugtprofilen optegnes [28].

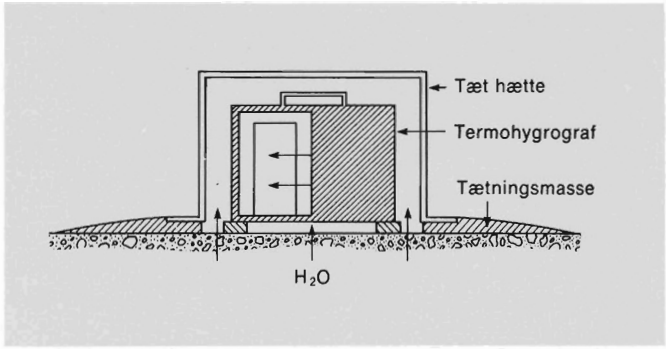
Vandopsugning

Til bedømmelse af en betons evne til at suge vand op kapillært kan nedenstående metode anvendes.

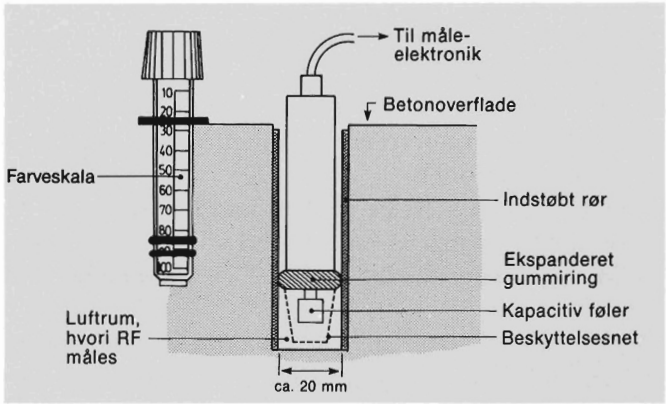
Inden den egentlige vandopsugning starter, er det nødvendigt nøje at fastlægge, hvilken startsituation opsugningen skal bestemmes ud fra. Det er naturligvis ikke ligegyldigt for resultatet, om betonen er tørret ved 105° C eller om den er i ligevægt med 90% RF, når forsøget starter. I det sidste tilfælde er porerne delvis fyldte med vand, og opsugningen bliver tilsvarende mindre.

Startsituationen skal principielt set være ligevægt i det klima, som den konstruktion, hvortil betonen skal anvendes, befinder sig i. På grund af de lange

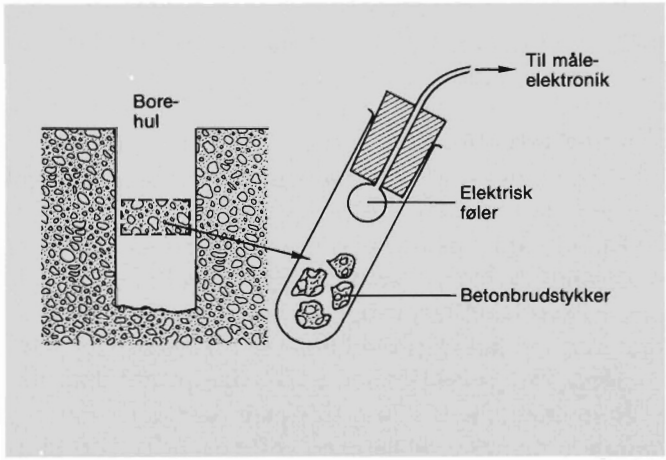
Figur 7.6-29. Måling af den relative luftfugtighed i betongulv med termohygrograf. Måleren vil svinge ind i ligevægtssituationen i løbet af en uges tid.

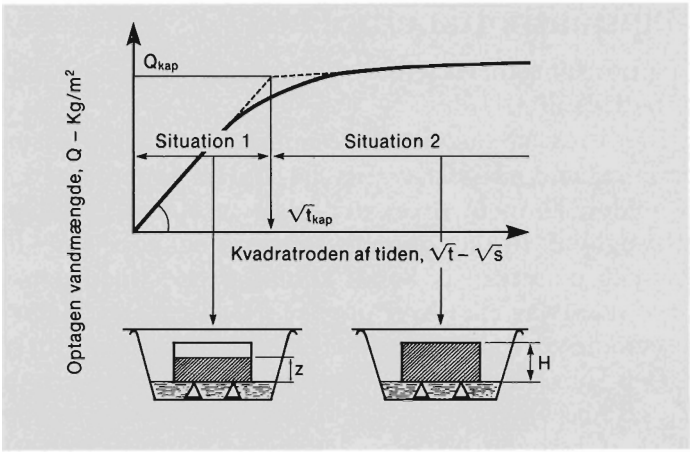


Figur 7.6-30. Måling af den relative fugtighed i betons indre ved kemisk og elektrisk indstiksføler. Anvendelig til bedømmelse af udtørringsforløb. Princippet kan også anvendes i et tørboret hul i hærdnet beton.



Figur 7.6-31. Måling af den relative luftfugtighed på en udhugget eller udboret prøve.





Figur 7.6-32. Metode til bestemmelse af kapillaritetstal k og modstandstal M.

udtørringstider er dette imidlertid ofte umuligt at opnå. Man griber derfor til at tørre prøverne moderat i nogle døgn inden prøvningen. I RILEM-metoden til fastlæggelse af betons frostbestandighed ved bestemmelse af kritisk vandmætningsgrad [32] anbefales tørring ved 50°C i mindst to døgn ved prøvelegemer på 25–30 mm tykkelse. Prøvelegemets tværmål bør være 3 til 4 gange maksimal korndiameter.

Udtørring ved 105°C inden prøvningen giver risiko for revnedannelser og omdannelser af cementpastaen. Dette påvirker resultatet, således at vandopsugningen bliver for stor.

Når prøvelegemet er bragt i den ønskede udgangssituation foregår prøvningen således:

En betonklods (tykkelse H = 20 à 30 mm) placeres med undersiden i kontakt med vand i en lukket beholder. Med jævne mellemrum vejes klodsen, og vejningsresultatet afsættes i et diagram med $\sqrt{t}$ som abscisse (figur 7.6-32). Så længe vandfronten ikke har nået oversiden, stiger vægten hurtigt (situation 1). Når vandfronten når oversiden (situation 2), stiger vægten langsommere. Forlænges de to rette linier til skæring, kan en grænse mellem de to situationer fastlægges ved værdierne $\sqrt{t_{kap}}$ og Q_{kap}.

Modstandstallet bestemmes nu, (jf. afsnit 3.4 side 200) af $M = t_{kap}/H^2$.
Kapillaritetstallet bestemmes som $k = Q_{kap}/\sqrt{t_{kap}}$.

Vandopsugningen kan også måles på et højere prøvelegeme, f.eks. en udboret cylinder. I dette tilfælde kan k beregnes ud fra hældningen på kurvens første retliniede del.

Fugttransportkoefficienter

Fugttransportkoefficienter over for damptryks- og vandtryksforskelle er defineret i afsnit 3.4.

Den klassiske metode til bestemmelse af damppermeabilitetskoefficienter er den såkaldte *kopmetode,* fig. 3.4-11. Her ligger materialeprøven som låg i en beholder, koppen, hvori der er tørremiddel, saltopløsning eller vand, alt afhængig af, hvilket damptryksniveau og -forskel man ønsker at måle ved. Koppen placeres i et kendt klima og vejes med passende mellemrum, ca. hveranden dag eller hver ugedag. Når vægtændringen er blevet konstateret, bestemmes permeabilitetskoefficienten af ligning (16) side 181.

Den klassiske metode til bestemmelse af vandpermeabilitetskoefficienten, K_b, i d'Arcey's lov er at måle *vandgennemstrømningen* i en absolut vandmættet skive af betonen udsat for et givet vandtryk. Når strømningen er blevet konstant, bestemmes K_{cp} af ligning (19) side 185. Metoden kræver et ret stort udstyr og stiller store krav til tætningerne. Den udføres i Skandinavien kun i Oslo.

Hvis koppen i det ovenfor nævnte kopforsøg vendes om, således at vand kommer i kontakt med betonen, vil der ske en transport gennem betonen, som både er vandtransport i vandmættet materiale og »damptransport« i et delvis vandmættet materiale. Ud fra et sådant *omvendt kopforsøg* kan man ved passende antagelser få en vurdering af såvel vandpermeabilitetskoefficienten, K_{cp}, som damppermeabilitetskoefficienten [45].

Den type kop, som skal anvendes til betonforsøg, skal være indrettet med gummipakninger uden klister og fedt, således at prøvelegemet kan vejes for sig i løbet af forsøget for at kontrollere, at skiven er kommet i ligevægt og ved hvilket vandindhold.

Trods det enkle måleprincip giver kopmetoden ikke altid reproducerbare resultater, fordi man ikke behersker alle randbetingelserne, så som startfugtindholdets betydning, grænselagenes modstand, temperatursvingninger og -niveauet. Kopmetoderne er diskuteret i detaljer i [26].

Vandtæthed

Der findes i forskellige landes normer optaget metoder til bedømmelse af betons tæthed over for vandtryk (bl.a. i DIN 1048 [29]). Metoderne går ud på, at et specielt støbt prøvelegeme udsættes for vandtryk af størrelsesorden på op til 1 MN/m^2 (100 meter vandsøjle). Man måler, hvornår den flade, som vender bort fra tryksiden, er våd, eller hvor langt vandet er trængt ind efter en bestemt tid.

Den ovenfor beskrevne metode til måling af betons vandtæthed lider af de samme begrænsninger som måling af styrke på støbte prøvecylindre, nemlig at man ikke har nogen sikkerhed for, at den udstøbte konstruktion har den samme kvalitet, som prøvelegemerne indikerer. På bassiner og beholdere er funktionskravet vandtæthed imidlertid meget let at kontrollere, idet man helt enkelt kan fylde vand i konstruktionen og iagttage, om vandstanden synker. Ved denne metode prøves både betonmaterialet og udførelsen.

Holdbarhed

Holdbarhed kan måles ved indirekte måling af holdbarhedsbestemmende parametre, ved accelererede forsøg eller ved efterlignende forsøg.

De indirekte målinger er fastlæggelse af strukturdetaljer, specielt luftporestruktur, som det er beskrevet side 606 og måling af vandopsugning, jf. side 629.

Accelerering kan foretages ved intensivering af eksponeringen, hårdere frostpåvirkninger, stærkere syrekoncentrationer osv., end konstruktionen kommer ud for i virkeligheden. Dette princip skal anvendes med stor forsigtighed, fordi man ved urealistiske påvirkninger risikerer at udelukke materialer, som kunne have været anvendt.

De efterlignende prøver baseret på en så omfattende viden om processerne som muligt er de sikreste til at bedømme holdbarheden. Nedenfor omtales nogle metoder af denne type.

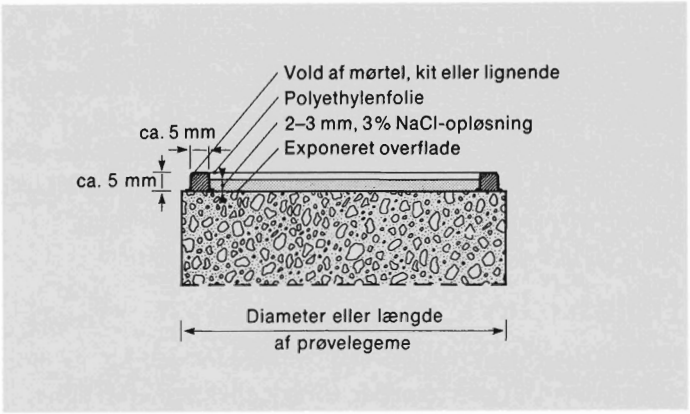
Frostbestandighed

Frostbestandighed har i tidens løb været prøvet ved mange forskellige, ofte meget hårdhændede, accelererede metoder. Resultaterne har været vanskelige at korrelere med praksis. Der arbejdes stadig med dette problem. Indtil videre må vi konstatere, at det er svært at få overensstemmelse mellem prøvning og praksis.

En RILEM-kommission har i 1977 anbefalet følgende tre metoder: En metode uden anvendelse af tøsalte [30], en metode med anvendelse af tøsalte [31] og en metode med bestemmelse af kritisk og aktuel vandmætningsgrad [32].

Frysning uden anvendelse af tøsalte [30]. Metoden er en videreførelse af tidligere tiders frysning af terninger eller cylindre, men forbedret ved, at en bestemt lagringsprocedure inden prøvning er fastlagt, den herved opnåede vandmætningsgrad fastholdes ved, at prøvelegemerne forsegles i plastfolie. Skaderne registreres ved længdeudvidelse, ændring af resonansfrekvensen eller reduktion af bøjningstrækstyrken.

Figur 7.6-33. Tværsnit i prøvelegeme til frostprøvning med tøsalte i henhold til RILEM [31].



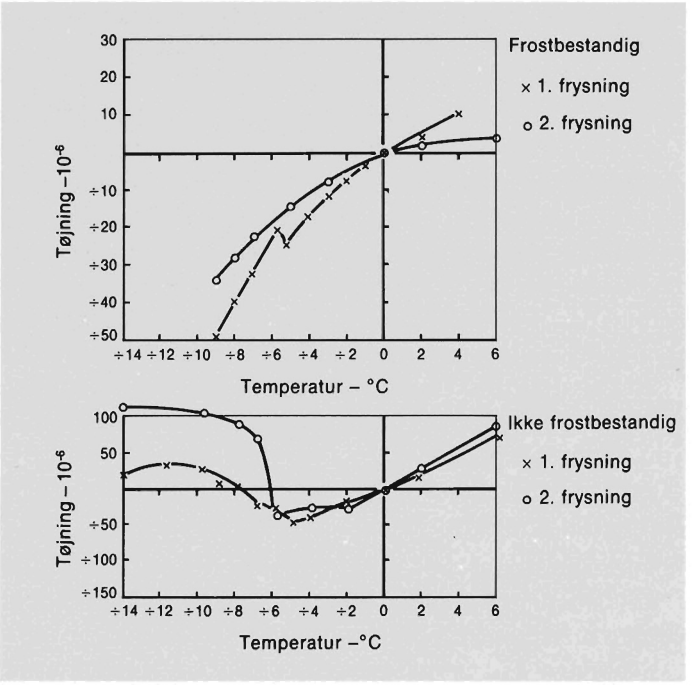
Frysning med anvendelse af tøsalte [31]. Metoden er hurtig til bedømmelse af den kombinerede virkning af frost og tøsalt. Ved metoden får man ganske vist ikke noget mål for S_{KR} og $S_{AKT}(t)$; men man tilstræber en realistisk efterligning af konstruktionens situation.

Prøvelegemerne kan være udborede eller støbte. Der anvendes mindst tre af hver betontype. På den flade, som skal eksponeres for klimapåvirkningen, anbringes en ring af modellervoks eller kit (fig. 7.6-33). Heri fyldes til 2 à 3 mm højde en opløsning af 3 vægt% NaCl i vand. Herefter afkøles prøven i fryseboks til –18° C på 7 timer, hvilket er en moderat frysehastighed. Prøven holdes ved denne temperatur i 9–10 timer, således at tiden ved frysning bliver i alt 16–17 timer. Herefter optøs prøven i luft i 7–8 timer, således at den samlede cyklus er ét døgn. Efter 10, 20 og 25 cykler afvaskes prøven med saltopløsning, og man observerer, om der forekommer overfladeafskalning og vægttab; afskalningsareal og -dybde noteres. Prøven fotograferes i strejflys.

Frostbestandig beton skulle efter denne metode kun miste 0,5 mg/mm² efter 25 cykler, medens ikke-bestandig beton mister 3,0 mg/mm². Målemetoden lader endnu meget tilbage at ønske mht. pålidelighed.

En prøvemetode, baseret på bestemmelse af S_{KR} og S_{AKT} (t) ved to af hinanden uafhængige forsøg er beskrevet i [32]. Fig. 3.5-12 viser et eksempel på to betontyper prøvet ved denne metode. Metoden er meget tidkrævende, specielt tager det tid ved bestemmelsen af S_{KR} at få betonen konditioneret til de forskellige fugtindhold.

En metode, som blot anvender én frostcyklus, er beskrevet i ASTM C-671. Vandmætningsgraden er her den, som opnås ved kapillarsugning til vægtkon-



Figur 7.6-34. Ekspansionsforløbet for en frostbestandig og en ikke frostbestandig beton målt ved en én-cyklus-frysning efter ASTM C-671. [4].

stans, dog min. 5 dages vandopsugning. Inden prøvningen er der anbragt et termoelement midt i prøvelegemet. Prøven afkøles fra +5°C til -15°C med 0,30°C/min. Såfremt betonen er frostbestandig, vil afkølingen i hele temperaturintervallet følges af en sammentrækning af betonen (fig. 7.6-34). Er betonen ikke frostbestandig, vil den udvide sig ved temperaturer ved -2 à -5°C på grund af ekspansion, når vand fryser til is [4]. At udvidelsen ikke kommer fra 0°C skyldes underkøling af vandet i porerne. Metoden egner sig for ny beton og for undersøgelse af grusmaterialers frostbestandighed. I dette sidste tilfælde anvendes en meget luftporeholdig cementpasta; hvis der kommer ekspansioner, stammer de fra gruset.

Alkalikiselreaktioner

Egentlig prøvning af en beton for, om den vil ødelægges på grund af alkalikiselreaktioner, er ikke mulig; dertil er problemet for kompliceret.

Til sammenlignende prøvning af nyudstøbte betoner kan følgende *fugtlagringsprøvning* benyttes. Af de betoner, som skal undersøges, udbores et eller

flere prøvelegemer. Afhængig af hvilket klima betonen skal anvendes i, lagres prøvelegemerne i et eller flere af følgende klimaer:

1. 98% RF, 20° C eller 40°C.
2. Delvis neddyppet i vand ved 20°C eller 40°C.
3. Delvis neddyppet i mættet NaCl-opløsning ved 20°C eller 40°C.

Efter nogle dages forløb vil man kunne få et kvalitativt billede af alkalireaktionstilbøjeligheden, idet man på de prøver, som indeholder reaktive grusmaterialer, kan iagttage springere, revnedannelser og geludtrædning på cylinderoverfladen. Metoden egner sig som nævnt til jævnførelse mellem forskellige betontyper. Ved borekærner af skadet beton vil reaktionsprodukterne ofte være trængt ud i revner og hulrum, hvorfor prøven her er af beskeden værdi.

Ved analyse af skadet beton er det nødvendigt at anvende polarisationsmikroskopi (side 603) for at konstatere, om der forekommer alkalikiselreaktioner i og omkring gruspartiklerne.

Revnedetektering

Revner kan studeres på udborede prøver som omtalt side 604.

Revnebevægelser på en konstruktion kan følges ved, at man måler tværs over revnen med et *måleur* [4].

Kvalitativt kan revnebevægelser konstateres ved, at man smører et tyndt lag *gips* på den revne, man ønsker at studere. Hvis der er bevægelse i revnen, vil gipsen revne, hvilket tydeligt kan erkendes.

Revnedybder kan måles med *ultralyd* [7].

Revnevidder kan måles ved sammenligning med stregerne på et *stregtykkelseskort,* som f. eks. anvendes ved teknisk tegnearbejde.

Kemiske angreb

Prøvningsmetoder til bedømmelse af *sulfatbestandighed* er alle accelerationsmetoder med de muligheder for fejltolkning, som dette giver [23]. *Syrebestandighed* kan bedømmes ved en metodik udviklet af Rombén [33]. Princippet er, at man ved et angreb af syre med den koncentration, som forventes i praksis, måler nedbrydningen meget nøjagtigt og ved hjælp af kendskab til de kemiske processers forløb beregner skadens fremadskriden.

Armeringskorrosion

Usynlige korrosionsangreb på armeringen i en betonkonstruktion kan i våde betonkonstruktioner, f.eks. svømmebassiner, afsløres ikke-destruktivt. Man

måler på overfladen med to elektroder, som er så følsomme, at de kan måle de elektriske potentialeforskelle, som findes mellem de områder af armeringen, som er katode, og dem, som er anode. Der måles i et kvadratnet på overfladen, og der kan nu optegnes ækvipotentiallinier, som vil vise stor strømtæthed de steder, hvor der findes anodeområder.

Hvis armeringsjernene er helt omdannet til umagnetiske korrosionsprodukter, vil deres manglende tilstedeværelse kunne konstateres med en dæklagsmåler. Korrosionsprodukterne kan dog også være magnetit, som giver udslag på måleren.

Litteratur til afsnit 7.6

[1] »Betonghandbok. Material«. Svensk Byggtjänst. Stockholm, 1980.
[2] Poulsen, Poul Erik: »Vurdering af betons styrke ved prøvning af udborede kerner«. Del 1 og 2. DIAB 75:64. København, 1975.
[3] DS 423: »Betonkonstruktioner, prøvningsmetoder«. 23 blade, 1984.
[4] Vejdirektoratet, broafdelingen: »Betons holdbarhed, 1: Indledende undersøgelser af broer med revneskader«, 1976.
[5] Trudsø, Erik: »Bygningsfysiske målinger«. Lab. for bærende konstruktioner. DIAB. København, 1968.
[6] Trudsø, Erik: »Resonansfrekvensmetoden«. DBF publ. 1978:4.
[7] Hjorth-Jensen, J.: »Metoder til bestemmelse af betonkvalitet med ultralyd. Svejsecentralen, publ. 75.03, 1975.
[8] Nadim, Adil: »The measurement of Gamma radiation back scatter as a method of inspecting concrete«. Thesis, Dep. of Civ. Eng. University College London. July 1972.
[9] Nielsen, Anker: »Måling af fugtindhold i beton med γ-stråling«. Notat fra Lab. f. varmeisolering, DtH, Lyngby 8.6.1977.
[10] Underwood, E. E.: »Quantitative Stereology«. Addison Wesley, 1970.
[11] Romer, B. & Dobrolubov, G.: »Angewandte Mikroskopie bei der Baustoffprüfung«. Leitz-Mitteilungen. VI:4 s. 135–144. Juni 1974.
[12] Mønsted, Karen & Thorsen, Torsten: »Interference fluorescence analysis of cracks«. DIALOG 77, s. 213–222, DIAB. København, 1977.
[13] Kerr, P. F.: »Optical Mineralogy«. McGraw-Hill, London, 1959.
[14] Engell-Nielsen, S.: »Scanning-elektronmikroskopet«. Materialnyt 1:72. Specialnummer om SEM, 1972.
[15] Winslow, D. N. & Diamond, S.: »A Mercury Porosimetry Study of the Evolution of Porosity in Portland Cement«. J. of Mat. 1970, s. 564–585.
[16] Thorsen, T.: »Måling af luftporefordeling i beton udført af ZFI-Wien, TI og DIAB«. DIAB, Materiallære, København 1976.
[17] DS 423.21: »Fremstilling og lagring af støbte prøvelegemer til styrkebestemmelse«. 2. udg. marts 1984.

[18] DS 423.22: »Udboring og lagring af cylindre til styrkebestemmelse«. 2. udg. marts 1984.
[19] DS 423.23: »Betonprøvning. Hærdnet beton. Trykstyrke«. 2. udg. marts 1984.
[20] DS 423.24: »Betons spaltetrækstyrke«. 2. udg. marts 1984.
[21] DS 423.25: »Arbejdslinier for beton«. 1. udg. 1978.
[22] Justesen, C. F. m.fl.: »Undersøgelse af cylinderstørrelsens og forskydningsbrudkilens indflydelse på betons spaltetrækstyrke«. DIAB. København, 1974.
[23] »Accelererede prøvningsmetoder«. Temanummer. Nordisk Betong 5:76.
[24] Newman, Ken: »The role of ready mixed concrete in the construction industry«. DBF-publ. 4:1977.
[25] Byfors, Jan: »Betong i tidig ålder«. Nordisk Betong 2:78, s. 5–9.
[26] Nielsen, A.: »Byggeteknisk fugtmekanik. En oversigt«. Byggeteknik. TI, Tåstrup, 1984.
[27] Nilsson, L.-O.: »Hygroscopic moisture in concrete«. Report TVBM-1003. LTH, Lund, 1980.
[28] Nielsen, A., Bertelsen, N. H., Nilsson, L.-O.: »Methods to determine moisture content in building materials and structures«. Bilag D i [26].
[29] DIN 1048, Blad 1: »Prüfverfahren für Beton«. Jan. 1972.
[30] RILEM-recommendation: »Methods of carrying out and reporting freeze/thaw tests on concrete without de-icing chemicals«. Mat. & Constr. nr. 58/1977, s. 209 ff.
[31] RILEM-recommendation: »Methods of carrying out and reporting freeze/thaw tests on concrete with de-icing chemicals«. Mat. & Constr. nr. 58/1977, s. 213 ff.
[32] Fagerlund, G.: »The critical degree of saturation method on accessing the freeze/thaw resistance of concrete«. Mat. & Constr. nr. 58/1977, s. 217 ff.
[33] Rombén, L.: »Aspects of testing methods for acid attacks on concrete«. CBI-Fo. 1:78. Stockholm, 1978.
[34] Pickett, G.: »Equations for Computing Elastic Constants from Flexural and Torsional Resonant Frequencies of Vibration of Prisms and Cylinders«. Bull. 7. Res. Lab. of PCA, Chicago, 1945.
[35] Lange-Hansen, P.: »Styrkeprøvning og deformationsmåling«. Akademisk forlag, København, 1962.
[36] Mørck, E. og Teller, F.: »Isotoptekniske metoder til ikke-destruktiv prøvning i byggeriet«. Svejsning, Vol 4, 6, side 139–141, 1977.
[37] Idorn, G. M.: »Durability of Concrete Structures in Denmark«. Thesis, København, 1967.
[38] Krenchel, H. & Petersen, C. G.: »In situ pull-out testing with lok-test«. Int. Conf. In Situ Testing. Ottawa, 1984.
[39] Ottosen, N. S.: »Nonlinear finite element analysis of pull-out-test«. Journ. of the Struct. Div. ASCE. Vol 107, Apr. 1981, side 591–603. Proc. Paper 16197.
[40] Nielsen, A.: »Prøvning af styrke af beton i færdig konstruktion«. Nordisk Betong 1982:1, side 34–36.
[41] 5 artikler om in situ prøvning af betonstyrke. Mat. & Constr. vol. 17, nr. 99, 1984.
[42] Sellevold, E. J. & Bager, D. H.: »Low temperature calorimetry as a pore structure probe«. 7th Int. Congr. on the Chemistry of Cement. Proc. Vol. 4, pp. 349–354. Paris, 1980.
[43] Blanks, R. F. & McNamara, C. C.: »Mass concrete test in large cylinders«. J. Am. Concr. Inst. 31, s. 280–303. Jan-Feb. 1935.
[44] Cianfrone, F. & Facaoaru, I.: »Study on the introduction into Italy on the combined non-destructive method for the determination of in situ concrete strength«. Mat. & Struct. Vol. 12, nr. 71, s. 413–424.
[45] Schou, J.: »Måling af betons vandtæthed«. DBF-publikation, nr. 19:83, 1983.

8. Proportionering af beton og mørtel

Betonproportioneringen er den del af betonarbejdet, der består i at udvælge materialer – cement, vand og tilslagsmaterialer samt evt. tilsætningsstoffer – og fastlægge det mængdeforhold, de skal sammenblandes i. Hovedmålet er at *sikre den krævede kvalitet til den lavest mulige pris.*

Kvaliteten defineres ved den samling krav, som fra samfundet, bygherren (dvs. den projekterende) og den udførende stilles til betonen, for at bygværket på tilfredsstillende måde kan opfylde sin funktion. Som det første skridt i proportioneringen må disse krav samles, ordnes og bringes på hensigtsmæssig form.

Prisen skal principielt omfatte såvel anlægsudgifter, altså udgifter til materialer og arbejdsprocesser (dosering, blanding, transport, udstøbning, komprimering og evt. efterbehandling samt kontrol), som driftsudgifter, altså udgifter til vedligeholdelse og reparationer.

Driftsudgifterne er imidlertid bygherrens problem, og det må derfor anses for berettiget ved proportioneringen at gå ud fra, at specifikationerne for betonen indbefatter hensynet til vedligeholdelse og reparationer.

Betonproportioneringen indgår således som et led i bestræbelserne for at gøre anlægsudgifterne lavest mulige. Valg af betonsammensætning og af udførelses- og kontrolomstændigheder i bredeste forstand må derfor foretages under en helhedssynsvinkel, således at de indgående faktorer udviser den optimale konstellation. I praksis gennemføres optimeringen gerne på den måde, at man opstiller et passende antal kombinationer af de faktorer, der vedrører udførelse og kontrol, og bestemmer de dertil svarende betonsammensætninger. Herefter kan prisen udregnes for hver af de betragtede muligheder, og de optimale betingelser vil da umiddelbart fremgå, når man sammenligner de fundne beløb. I hver gennemregning er således alle andre bidrag end materialeprisen fastholdt, dvs. »lavest mulig pris« er ensbetydende med »lavest mulig materialepris«.

Materialeprisen afhænger af materialevalg og blandingsforhold. Igen vil man i praksis være henvist til at gennemføre optimeringen som et valg mellem et begrænset antal muligheder, dvs. for et vist antal mulige materialekombinationer bestemme de tilsvarende blandingsforhold. I den enkelte af disse gennemregninger er altså kun delmaterialernes indbyrdes mængdeforhold variabelt, og da cementen ikke er helt så billig som de øvrige delmaterialer, er »lavest mulig materialepris« ensbetydende med det betydelig simplere »lavest muligt cementindhold«.

Ved de egentlige proportioneringsoperationer udnyttes kvantitative empiriske relationer mellem betonens sammensætning og dens egenskaber. Imidlertid er der ingen af disse relationer, der dækker hele det mulige variationsspektrum for en given egenskab, og fremgangsmåden ved proportioneringen bliver derfor afhængig af, hvor i spektret egenskaben er foreskrevet. De hovedtyper, man kan inddele betoner i ud fra et proportioneringssynspunkt, fremgår af tabel 8.1-1.

Betonproportioneringen er stort set et stykke regnebogsarbejde. Den betonteknologiske baggrund er her omsat til kontante regneregler, medens begrundelse og uddybning må søges i de respektive øvrige kapitler i bogen.

	Densitet → / **↓Styrke**	Normal (og derover)	Moderat lav	Særlig lav
Støbelig beton	Særlig høj ($E[f_c] > 50$ MN/m²)	*Højstyrkebeton**	- - -	- - -
	Moderat til høj	*(Normal) konstruktions-beton*	*Let konstruktions-beton*	- - -
	Underordnet	*Fyldbeton* Proportioneres som tilsvarende konstruktionsbeton med $f_{ck} = 5$ MN/m² eller sammensættes 1:4:7 (efter vægt)		*Letklinkerbeton*
Jordfugtig beton		*(Normal) betonvarebeton**	*Let betonvarebeton**	
Mørtel til opmuring og pudsning			- - -	- - -

* Proportioneringsvejledning ikke indeholdt i »Beton-Bogen«.

Tabel 8.1-1. Typeinddeling af beton og mørtel ud fra et proportioneringssynspunkt.

8.1 Forudsætninger for proportioneringen

I dette afsnit er summarisk redegjort for de mange krav, regler og parametervalg, der kan indgå som forudsætninger ved valget af den mest hensigtsmæssige betonsammensætning. Det vil dog givet høre til undtagelserne, at hele det omfattende register af forudsætninger skal i brug; til de fleste proportioneringsopgaver må det opfattes som en huskeliste, der kan tjene til at sikre, at alle forhold, som bør tages i betragtning, også bliver det.

Kravene er delt op og ordnet på 4 niveauer. De mest overordnede og generelle krav er dem, *samfundet* stiller. Inden for de herved givne rammer fastlægger *den projekterende* de krav og forudsætninger, der vedrører det konkrete projekt. De yderligere krav og valg, som er nødvendige af hensyn til fremstillingsprocessen, opstilles af *den udførende.* Det sidste og mest underordnede niveau udgøres af de parametervalg og øvrige forudsætninger, *betonproducenten* bidrager med.

De forskellige krav er i det følgende henført til de 4 niveauer i overensstemmelse med, hvilken instans der har en berettiget interesse i, at et givet krav bliver opfyldt. Det er desuden forudsat, at kravene er formuleret i overensstemmelse med denne interesse, dvs. som en specifikation af, hvad betonen skal kunne præstere.

Dette klare og logiske princip er imidlertid noget af en idealisering i forhold til dagens praksis. En væsentlig årsag hertil er, at ingen er villig til at levere en beton med specificerede funktionsegenskaber – bortset fra styrken. Især den projekterende kan som følge heraf være nødt til at lade sig nøje med at foreskrive, ikke hvordan betonen skal opføre sig, men hvordan den skal være sammensat, altså til at erstatte *ydeevnekrav* med *formelt beskrivende krav.*

Modellen med de fire instanser på hver sit klart definerede niveau er altså muligvis og til en vis grad en abstraktion. Men den tillader en konsekvent og motiveret behandling af den ellers meget uoverskuelige samling af forudsætninger og er således det bedst tænkelige udgangspunkt for proportioneringen.

Valget af betonsammensætning er i sidste ende betonproducentens problem, og det er derfor ham, den proportionerende må forestille sig at arbejde for.

Forudsætninger, som fastsættes af samfundet

De overordnede krav, som enhver betonkonstruktion skal opfylde, fastsættes af det offentlige i form af *normer og tilsvarende bestemmelser.* Herved opfylder samfundet sin forpligtelse til at tage vare på borgernes sikkerhed og velfærd, dvs. normer skal primært garantere, at konstruktionerne ikke frembyder sammenstyrtningsfare og sundhedsrisiko. Faktisk burde normer ikke blande sig i andre ting, og de meget detaljerede forskrifter, som i visse lande er normeret for de mindste enkeltheder i betonarbejdet, må betragtes som hæmmende og fordyrende omsvøb.

Normers legitime område er således at fastsætte regler for, hvordan fornøden sikkerhed opnås, dokumenteres og bevares. For betonmaterialet er styrken og i visse tilfælde tillige deformationsegenskaberne afgørende i så henseende. I afsnit 7.2 er omtalt, hvorledes krav kan formuleres ud fra et sikkerhedssynspunkt og på et statistisk grundlag, og hvorledes risikoen for, at beton af utilstrækkelig kvalitet godkendes, imødegås ved valg af et passende højt *signifikansniveau.*

Til eftervisning af kravenes overholdelse fastsættes en samling kontrolregler, herunder *principper for opdeling i kontrolafsnit ud fra en sikkerhedsmæssig vurdering, (absolut) mindste prøveantal pr. m³ og/eller kontrolafsnit, mulige godkendelseskriterier,* herunder eventuelle regler vedr. *variationskoefficienter o.l.,* samt *standardiserede prøvningsforskrifter.*

De indtil nu omtalte normregler garanterer en tilfredsstillende initialkvalitet. At denne bevares i fornødent omfang i en rimelig tid, sikres gennem en *øvre grænse for v/c-forholdet plus en nedre grænse for den foreskrevne karakteristiske styrke i afhængighed af miljø m.v.* DS 411's krav i så henseende er gengivet i tabel 3.5-2 side 241.

DS 411 + DS 423.1 specificerer alle disse overordnede, samfundsmæssige bestemmelser. Men desuden har man i DS 411 fundet anledning til at begrænse den projekterendes valg af karakteristisk styrke til sådanne værdier, som er delelige med 5 MN/m².

Forudsætninger, som fastsættes af eller aftales med den projekterende

Ved projekteringen udmøntes de overordnede sikkerhedsprincipper i konkrete krav, og det fastlægges, hvilke yderligere krav betonen skal honorere, for at

bygværket i færdig tilstand kan opfylde sin funktion. I lighed med, hvad der blev anført om normkrav, vil det virke fordyrende, dersom den projekterende blander sig i forhold, der rettelig hører hjemme på et andet (»lavere«) niveau, altså forhold, der angår udførelsen og betonsammensætningen.

Som omtalt side 641 vil det nærmest være regelen, at den projekterende tvinges til ikke at overholde denne sunde regel, fordi det ikke er muligt at få leveret beton efter ydeevnespecifikation – bortset fra styrken (ansvarsfraskrivningsproblemet).

Styrke

Styrkekravet fastsættes som en *talværdi for den foreskrevne karakteristiske styrke,* udvalgt blandt værdierne 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45 og 50 MN/m^2. Desuden angives eventuelle krav vedr. *særlige styrkeparametre (slidstyrke m.v.).*

Deformationsegenskaber

Krav vedr. deformationsegenskaber kan have aktualitet ved statisk ubestemte konstruktioner, men også i andre tilfælde. Kravene kan omfatte *grænser for elasticitetskoefficienten* og *grænser for svind-, krybnings- og temperaturvariationsbetingede deformationer.*

Holdbarhed og vandtæthed

Den projekterende skal tage stilling til, hvilken *miljøklasse* konstruktionen skal henføres til. Foruden aggressiviteten i den færdige konstruktions miljø skal herunder vurderes, om betonen i udførelsesperioden udsættes for påvirkninger, der kræver, at den placeres i en »højere« miljøklasse; eksempelvis er indendørs beton jo ofte under udførelsen udendørs. Desuden skal det afgøres, om der skal træffes særlige foranstaltninger til forbedring af betonens *holdbarhed mht. frost- og/eller tøsaltangreb, alkalikiselreaktioner, sulfatangreb* (bl.a. fra havvand) og *brand.* Heri kan også indgå en vurdering af, om det af hensyn til udseendet kan være motiveret at gøre en ekstra indsats for at frembringe og bevare en fejlfri overflade. Ligeledes om mulighederne for reparation er så dårlige (vanskeligt tilgængelig konstruktion etc.), at det er nødvendigt at skærpe holdbarhedskravene. Som et led i de holdbarhedsforbedrende forholdsregler eller som et selvstændigt begrundet krav kan foreskrives, at betonen skal være *vandtæt.*

Blandt de mange nedbrydende påvirkninger, mod hvilke særlige forholdsregler kan komme på tale, giver især alkalikiselreaktionerne anledning til hovedbrud.

Ikke alene kan det være lidt svært at forstå, hvad der egentlig sker ved disse reaktioner – og risikoen dermed vanskelig at bedømme; de mulige modforholdsregler er også mindre enkle og entydige end ved f.eks. frostangreb. Alle disse forhold er nærmere omtalt i afsnit 3.5. Hvis overvejelserne resulterer i, at man beslutter sig til at forbedre betonens alkalikiselbestandighed, bliver det næste spørgsmål, hvilken grad af foranstaltninger der skal vælges. Hvorvidt den som regel i forvejen beskedne risiko blot skal reduceres, eller om den helt skal elimineres, vil da ofte komme til at bero på, om der er mulighed for alkalitilførsel til betonen fra omgivelserne, f.eks. fra havvand, havgus, tøsalte etc.

Dårlig holdbarhed kan i mange tilfælde føres tilbage til svækkelse af betonens yderste lag på grund af for store temperaturforskelle i hærdningens tidlige faser. Krav vedr. *maksimale temperaturdifferenser* kan derfor indgå som et led i sikringen af en stærk, tæt og revnefri betonoverflade.

Den maksimalt tilladelige temperaturdifferens er bestemt ved, at betonens trækbrudtøjning ε_{ut} ikke må overskrides. Som anført i afsnit 3.2 kan ε_{ut} sættes til 0,01 à 0,02% og varmeudvidelseskoefficienten β til 10^{-5} pr. °C. Ofte regnes med $\varepsilon_{ut} = 0{,}013\%$, således at symmetrisk afkølede tværsnit (vægge og tilsvarende) skulle kunne optage en forskel mellem middeltemperatur og minimumstemperatur på 13 °C uden revnedannelse. For sådanne tværsnit vil hertil svare en typisk maksimal temperaturdifferens på omkring 20 °C. Denne værdi benyttes hyppigt som grænse for de tilladelige temperaturdifferenser [2] også ved usymmetrisk afkøling, selv om tøjningerne her i mange tilfælde vil reduceres, fordi konstruktionsdelen har mulighed for at bøje ud.

Densitet

Konstruktionens funktion og udformning kan betinge krav om højere eller lavere densitet end normalt. *Høj densitet* kan i sig selv være et ønske, dersom betonen skal bruges til en kontravægt eller lignende, men er ellers især et middel til at gøre betonen *strålingsbeskyttende. Lav densitet* kan være et direkte krav, især ved konstruktioner med egenvægten som dominerende lastbidrag (f.eks. fodgængerbroer). I sådanne tilfælde er densiteten i regelen kun moderat lavere end normalt; markant lavere densitet benyttes til at gøre betonen *varmeisolerende.*

Geometri

Af projektet vil også fremgå de geometriske forudsætninger, nemlig *konstruktionens mindste tværmål* og *armeringens tæthed.*

Kontrol

Endelig må den projekterende – evt. i samråd med betonproducenten – foretage *opdeling i kontrolafsnit,* fastlægge *(det mindste) prøveantal pr. m^3 og/eller kontrolafsnit* og vælge *godkendelseskriterium* – alt inden for de normgivne rammer. Hertil kommer udformning af eller henvisning til *prøvningsforskrifter,* hvor sådanne ikke måtte være normeret.

Forudsætninger, som fastsættes af eller aftales med den udførende

Den udførende træffer afgørelse i alle spørgsmål, som vedrører bygværkets fremstilling, herunder specielt de forhold, der har relation til betonens transport (på byggepladsen), udstøbning, komprimering og evt. efterbehandling.

Styrke

Den udførende afgør, om det af hensyn til et hensigtsmæssigt produktionsforløb er tidsnok, at den krævede styrke er til stede efter 28 døgns hærdning. Er dette ikke tilfældet, fremsætter han et supplerende krav med angivelse af den ønskede styrke til et nærmere præciseret tidspunkt.

Ved vinterstøbning er hurtig styrkeudvikling i regelen ønskværdig, idet ikke mindst den ledsagende hurtige varmeudvikling er værdifuld. Den hurtige styrke- og varmeudvikling fremsættes dog ikke som et eksplicit krav, jf. nedenfor.

Begrænsning af temperaturforskelle

Temperaturforskellene hidrører fra, at varmeudviklingen i de tidlige stadier af cementens hydratisering foregår så hurtigt, at varmeafgivelsen til omgivelserne ikke kan følge med. Herved stiger betonens temperatur, men vel at mærke ikke lige meget overalt. Stigningen er størst i det indre, hvor varmen har vanskeligst ved at slippe bort.

Temperaturforskellene kan begrænses, ved at man dæmper varmeudviklingen og gennem isolering af betonen forhindrer overfladen i at køles for meget i forhold til det indre. Rækker disse forholdsregler ikke, må der etableres et arrangement til indre køling af betonen.

De varmedæmpende foranstaltninger kan være såvel af udførelsesmæssig som af materialemæssig art. Til den første kategori hører tilvejebrin-

gelse af en lav begyndelsestemperatur, medens langsom varmeudvikling materialemæssigt begunstiges af

- cement med lav og langsom varmeudvikling
- lavt cementindhold pr. m^3, herunder (især) erstatning af mest muligt af cementen med puzzolan (f.eks. flyveaske eller mikrosilica)
- højt vandindhold
- tilsætning af retarder (dvs. udskydelse af varmeudviklingen).

Produktionsomstændigheder m.v.

Den udførende tager stilling til, om betonen skal være sammensat med henblik på særlige transport- og/eller udstøbningsvilkår; som typiske og relativt almindelige eksempler herpå kan nævnes *pumpning, vakuumbehandling* og *vinterstøbning* samt *brug af flydebeton.*

Vinterstøbning.*) Betonens skæbne under vinterforhold er en samlet virkning af

- betonens cementindhold pr. m^3
- cementens varmeudvikling (dvs. cementtypen)
- indholdet af indblandet luft
- vand/cement-forholdet
- betonens begyndelsestemperatur
- konstruktion(sdel)ens geometri
- betonoverfladens isolering
- den omgivende lufts temperatur.

Alle disse faktorer danner en kompliceret helhed, hvorfra ingen enkeltparameter kan betragtes løsrevet. Da nogle af disse faktorer vedrører arbejdspladstekniske forhold, andre betonproduktionen (herunder proportioneringen), må det samlede sæt af vinterforanstaltninger aftales mellem den udførende og betonproducenten. Blandt de herved fastlagte variable kan være følgende med indflydelse på proportioneringen:

- mindste cementindhold pr. m^3
- cementtype
- mindste indhold af indblandet luft
- største v/c-forhold
- tilsætning af accelerator.

I specielle tilfælde kan det være motiveret at foreskrive *afbindingsforsinkelse* af en eller anden nærmere angiven længde, bl.a. som middel til at undgå støbeskel.

Det er også den udførende, der vælger *komprimeringsmåde* og i forbindelse hermed *betonens bearbejdelighed* (sætmål, vebetal, evt. udbredelsesmål). Til støtte for valg af sætmål kan tabel 8.1-2 benyttes.

*) Se også side 482 ff.

Tabel 8.1-2. Forslag til sætmål i afhængighed af konstruktionstype og komprimeringsenergi. (Grænserne gælder naturligvis ikke for flydebeton.)

Anvendelsesområde	Grænser for sætmål – mm		
	Uden vibrering	Svag vibrering	Kraftig vibrering
Uarmerede, åbne konstruktioner	30– 60	0– 30	0– 30
Uarmerede vægge	60–100	60–100	30– 60
Armerede vægge	100–150	100–150	60–100
Bjælker og søjler	100–150	60–100	60–100
Armerede dæk	100–150	60–100	30– 60

Tabel 8.1-3. Øvre grænse for d_{max} i afhængighed af mindste tværmål og armeringsafstand mv. [22].

Øvre grænse for d_{max}
3/4 af mindste frie afstand mellem armeringsjern
1/5 af mindste afstand mellem formsider
1/3 af mindste betonpladetykkelse
3/4 af mindste dæklagstykkelse

Tabel 8.1-4. Øvre grænse for d_{max} i henhold til DS 411 (vejledningsstof).

Armering	Øvre grænse for d_{max}	
slap	a - 10 mm	b
førspændt	a	4/3 b
efterspændt	a - 10 mm	b

a = fri afstand mellem armeringsjern eller -bundter i vandret retning (for efterspændt, bundtet armering også i skrå retning)

b = fri afstand mellem armeringsjern eller -bundter i lodret retning

Tabellens værdier er kun vejledende; det endelige valg af bearbejdelighed baseres på udstøbningsforsøg. Det herved fastlagte sætmålsniveau kontrolleres løbende under arbejdets gang for at sikre, at støbeligheden ikke ændrer sig.

For en given støbelighed vil sætmålet for beton med flyveaske som regel være lidt lavere og for beton med mikrosilica lidt højere end for en tilsvarende beton uden disse tilsætninger.

Specielle transport- eller udstøbningsvilkår vil ofte sætte snævrere grænser for bearbejdeligheden. For pumpebeton vil betonens evne til at løbe til pumpen være betinget af et passende højt sætmål – omkring 60–100 mm. For flydebeton

bør konsistensen af udgangsbetonen ligeledes ligge omkring et sætmål på 60–100 mm, idet en stivere beton kræver en uforholdsmæssig stor dosis tilsætningsstof eller ikke giver de ønskede egenskaber, og en blødere beton har risiko for separation. Vakuumbehandling virker bedst på en letbearbejdelig beton.

Geometri

Tilslagets maksimalkornstørrelse d_{max} afpasses efter konstruktionens geometri, ikke mindst armeringens tæthed; som rettesnor kan tabel 8.1-3 benyttes.

Ved valg af d_{max} sikrer den udførende sig, at stenenes størrelse ikke bliver nogen hindring for, at betonen kan bringes til at udfylde formen og omhylle armeringen. Værdierne i tabel 8.1-3 er derfor at betragte som maksimumsværdier, som betonproducenten gerne må gå under. Dette vil dog i praksis sjældent ske, da betonen alt andet lige bliver desto billigere, jo større d_{max} er.

DS 411 angiver (i vejledningsstoffet) øvre grænser for d_{max} som gengivet i tabel 8.1-4.

For pumpebeton bør d_{max} ikke overstige $^1/_3$ af ledningens diameter.

Tilsætningsstoffer

Anvendelse af luftindblandingsstoffer og almindeligt plastificerende stoffer af anerkendt fabrikat må anses for et rent proportioneringsanliggende, idet dog den udførende naturligvis må underrettes om eventuelle sikre eller mulige bivirkninger. Derimod kræver brug af usædvanlige tilsætningsstoffer nærmere aftale med den udførende.

Forudsætninger, som fastsættes af betonproducenten

Betonproducenten bidrager til proportioneringsforudsætningerne med oplysning dels om eventuelle særlige vilkår for blanding og transport, dels om, hvilke tilslagsmaterialer han kan skaffe. Desuden fastlægger han talværdier for de parametre, som er med til at bestemme hans chance for at få betonen godkendt.

Som et typisk eksempel på *særlige vilkår for blanding og transport* (frem til byggepladsen; den interne byggepladstransport henhører under den udførende) kan nævnes brug af fabriksbeton, især hvis afbindingsforsinkelse er påkrævet af hensyn til lang transportvej. Også brug af opvarmede materialer til *vinterbeton* kan i visse tilfælde influere proportioneringen.

For de mulige *tilslagsmaterialer* er de relevante oplysninger først og fremmest gradering, fysiske egenskaber og pris.

De parametre, betonproducenten har at spille på, når det gælder sandsynligheden for at få betonen godkendt, er *prøveantal, påtalerisiko* og *variationskoefficient.*

Prøveantal

Som omtalt i afsnit 7.2 henviser DS 423.1 til de økonomiske konsekvenser som principielt kriterium for fastsættelse af prøveantallet i forhold til betonmængden i kontrolafsnittet. Afhængigheden mellem prøveantallet og faktoren k_n i godkendelseskriteriet (se tabel 7.2-2, side 534) lader formode, at der ikke vil være noget vundet ved at forøge prøveantallet ud over en vis, relativt lav grænse. Denne formodning bekræftes af den nedenfor opstillede beregning af den nødvendige middelstyrke, altså den styrke, der skal sigtes mod ved proportioneringen, og det kan derfor slås fast, at den økonomisk motiverede stikprøvestørrelse altid er ret beskeden.

Ud over det principielle kriterium anfører DS 423.1, at der passende kan udtages 2 à 3 prøver pr. 100 m^3 beton, dog mindst 3 prøver for hvert kontrolafsnit; herved sikres et vist minimum af kontrol i forhold til såvel betonmængden som hele kontrolafsnittet. Disse retningsgivende talværdier fører imidlertid ikke altid til det økonomisk optimale prøveantal; hvis nemlig den mængde beton, kontrollen drejer sig om, andrager adskillige hundrede kubikmeter, kan det hertil svarende mindste prøveantal meget vel overstige det økonomisk optimale. Det er i så fald gerne hensigtsmæssigt at foretage en *underopdeling af kontrolafsnittet.*

> Da der ikke er noget sikkerhedsmæssigt betænkeligt i en hvilken som helst sådan underopdeling, fastslår DS 423.1, at et kontrolafsnit altid kan underopdeles, dersom entreprenøren eller betonproducenten finder det ønskeligt.

Påtalerisiko

I forbindelse med styrkekontrol er sandsynligheden for accept af en beton, som lige akkurat ikke opfylder kravet – altså den maksimale sandsynlighed for godkendelse af beton af utilstrækkelig kvalitet – i DS 411 sat til 16%. En beton, som lige akkurat ikke opfylder kravet, kan imidlertid i praksis ikke skelnes fra én, der lige akkurat gør det. Sandsynligheden for kassation er derfor også ens for de to betoner, nemlig 84% (= signifinansniveauet).

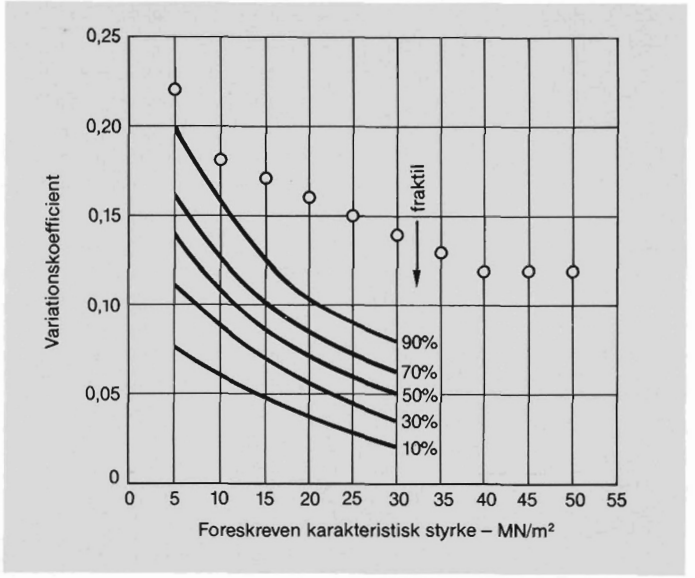
Det er klart, at betonproducenten ikke vil finde det rimeligt, at en beton, som opfylder kravet, kasseres 84 gange ud af 100. Der er imidlertid ikke mulighed for at lempe godkendelseskriteriet, idet dårlig beton derved oftere ville blive godkendt. Betonproducenten er derfor nødt til at lave betonen noget bedre end »lige akkurat god nok«, altså med en noget højere styrke end forlangt. Hvor meget højere styrken skal være, afhænger af, hvor stor en risiko for at få betonen kasseret producenten er villig til at løbe. En sådan risiko, påtalerisikoen, vil der nemlig altid være i praksis. Ganske vist kan betonen gøres så stærk, at påtalerisikoen kun er teoretisk, men en sådan beton ville blive uforholdsmæssig dyr.

For egenskaber, der kontrolleres ved alternativ måling, er der ikke fastsat noget generelt og éntydigt signifikansniveau. I stedet opereres med det såkaldte tilfredsstillende kvalitetsniveau, som sikrer, at risikoen for uberettiget godkendelse ikke bliver for stor. Også hvad sådanne egenskaber angår, er betonproducenten nødt til at fremstille betonen med en vis overkvalitet for at opnå en rimelig lav påtalerisiko.

Variationskoefficient

Styrken afhænger af særdeles mange faktorer; hver eneste af disse er undergivet variation og bidrager dermed til spredningen på styrken. Af sådanne faktorer kan summarisk nævnes de leverede materialers kvalitet, blandingsforholdet, blandeprocessen, udstøbningen, lagringsvilkårene, betonens tilstand og belastningsmåden. Spredningen er søgt begrænset gennem en streng standardisering af procedurerne for ikke blot selve prøvningen, men også for fremstilling og lagring af prøvelegemerne; men den samlede spredning bliver alligevel forholdsvis stor. Hvor stor den bliver, kan være svært at forudsige, og under alle omstændigheder vil der være tale om et skøn.

Bedst bliver skønnet, hvis det baseres på prøveresultater fra et tidligere arbejde med samme materialer, materiel og udførelsesvilkår. Foreligger et sådant erfaringsmateriale ikke, kan figur 8.1-1 med forsigtighed benyttes som grundlag for skønnet. Som figuren viser, afhænger variationskoefficienten δ_p primært af styrkeniveauet, men dog således at der for et givet styrkeniveau er tale om et vist interval for variationskoefficienten. Det endelige valg af skønnet for δ_p må bero på, hvor i det viste bånd den pågældende produktion erfaringsmæssigt er placeret. Foreligger en sådan erfaring ikke, tilsiger naturligvis almindelig forsigtighed, at man vælger en værdi i den øverste del af båndet.



Figur 8.1-1. Variationskoefficienten som funktion af den foreskrevne karakteristiske styrke, optegnet på grundlag af Dansk Fabriksbetonkontrols rapporter for januar, april og juli kvartal 1982.

Fraktilværdierne angiver, hvor stor en del af de registrerede variationskoefficienter der lå under de respektive kurver.

De indcirklede punkter er DS 411's værdier for »udokumenteret δ«.

En (lidt ældre) engelsk undersøgelse af ensartetheden af beton fremstillet på forskellige arbejdspladser viste, at spredningen påvirkes langt mere af den omhu og opmærksomhed, der ofres på de forskellige trin af betonfremstillingen, end af type og kvalitet af det benyttede udstyr.

Betonproducenten må under alle omstændigheder foretage et skøn over den forventede variationskoefficient for overhovedet at kunne gennemføre proportionering af betonen. Er imidlertid grundlaget for skønnet et erfaringsmateriale, som er af tilstrækkeligt omfang og opfylder nærmere angivne formelle krav, vil det tillige kunne indgå som *forhåndsviden* ved kontrollen*). Herved bliver kravet til styrkegennemsnittet i stikprøven – og dermed den nødvendige middelstyrke – lavere, end hvis alene de opnåede kontrolresultater skulle lægges til grund. I sidstnævnte tilfælde skal kontrollen nemlig baseres på DS 411's værdier for udokumenteret δ, og som det fremgår af figur 8.1-1, hvori de er markeret med cirkler, er de normbestemte værdier ufordelagtige i sammenligning med de faktisk opnåelige.

Det kan forekomme lidt mærkværdigt, at der kan opereres med to forskellige variationskoefficienter for én og samme beton. En given beton kan jo da kun have én styrkefordeling, og dermed kun én variationskoef-

*) Reglerne for benyttelse af »dokumenteret variationskoefficient« er anført side 535.

ficient. Problemet er bare, at man ikke kender denne variationskoefficient.

Når man derfor skal udforme en beslutningsregel, der sikrer, at beton af utilstrækkelig kvalitet kun har en beskeden chance for at slippe gennem kontrollen, er der to veje, man kan gå. Den ene består i, at godkendelseskriteriet indrettes, så det ikke forudsætter kendskab til δ, dvs. så kontrolresultaterne benyttes som grundlag for skøn over både middelværdi og spredning. Matematisk set er ukendt δ lidt mere kompliceret end kendt, men for brugeren kan det være lige meget; han skal blot bruge en anden (færdig) tabel over k_n. Den anden mulighed er, at δ principielt anses for kendt, og at det fornødne hensyn til, at dette faktisk ikke er tilfældet, indbygges i godkendelseskriteriet. I 1984-udgaven af DS 411 er det gjort på den måde, at k_n er beregnet ud fra værdier af δ, som kun yderst sjældent – formentlig aldrig – vil blive overskredet. Det såkaldte »kendte δ« er altså en regnestørrelse, som ikke har noget med den aktulle beton at gøre. Reelt betyder forskellen mellem kontrollens »kendte δ« og betonens faktiske δ_p, at risikoen for uberettiget godkendelse bliver væsentlig lavere end de tilstræbte 16%.

Hvor man således til kontrolformål nærmest har brug for et skøn over den øvre grænse for δ i samtlige betoner, som kan forventes kontrolleret efter de omhandlede regler, har man til proportioneringsformål brug for et realistisk skøn over δ_p i den aktuelle beton. Det er nemlig denne værdi, der for given middelstyrke bestemmer sandsynligheden for, at betonen bliver godkendt. Følgelig er det denne realistisk skønnede værdi, der skal benyttes ved fastlæggelsen af den middelstyrke, der skal tilstræbes, for at påtalerisikoen får den ønskede værdi.

Ved kontrol med brug af dokumenteret δ vil man naturligt ved proportioneringen sætte $\delta_p = \delta$. Ved udokumenteret δ vil som ovenfor nævnt δ reelt altid være større end δ_p; men der er selvsagt intet i vejen for også her at sætte $\delta_p = \delta$ ved proportioneringen, idet konsekvensen blot er, at den faktiske påtalerisiko bliver mindre end den valgte. I betragtning af, at mange betonproducenter giver et vist yderligere styrketillæg på slump for at være dækket ind mod grove fejl (jf. side 656), må det i øvrigt nok siges at være lidt akademisk med denne skelnen mellem δ og δ_p.

v/c-forhold etc. Som nævnt i afsnit 7.2 har kun betonens styrke været genstand for så megen kontrol og så mange eksperimentelle undersøgelser, at dens variationsforhold kan anses for tilfredsstillende klarlagt. For andre egenskaber såsom v/c-forhold og luftindhold er kontrolreglerne derfor udformet alene under hensyn til defektprocenten, altså uden at der forudsættes noget om fordelingstype og -parametre. Ved proportioneringen kommer man imidlertid ikke uden om at tage stilling til, hvor middelværdien skal lægges i forhold til grænserne, dvs. man er tvunget til at inddrage noget talmæssigt om

den pågældende egenskabs fordeling. Som regel sker dette i form af grove håndregler, enten for spredningen eller variationskoefficienten (idet fordelingen så forudsættes at være normal, hhv. logaritmisk normal) eller for den samlede afstand mellem middelværdi og grænse.

For en middelgod byggeplads, hvor der er udført en effektiv betonkontrol, kan en spredning på D [v/c] = 0,03 anses for en rimeligt velunderbygget værdi. Under fabriksforhold vil spredningen oftest være væsentlig lavere.

En håndregel for det samlede v/c-fradrag er givet side 659.

Beregning af den nødvendige middelstyrke

Den middelstyrke, der skal tilstræbes ved proportioneringen, afhænger af følgende 7 parametre:

den foreskrevne karakteristiske styrke	f_{ck}
den karakteristiske fraktil	k
signifikansniveauet	α
den til kontrolbrug fastsatte variationskoefficient	δ
prøveantallet	n
den faktiske variationskoefficient	δ_p
påtalerisikoen	ε

De første 5 bestemmer tilsammen den kontrolgrænse NG $[\bar{f}_c]$, som stikprøvegennemsnittet skal overholde, medens de sidste 3 bestemmer det nødvendige proportioneringstillæg. Begge grupper indeholder prøveantallet n; men talværdien for dette findes principielt først ved betonproducentens samlede optimering af materiale- og kontrolomkostningerne, og strengt taget kan NG$[\bar{f}_c]$ derfor ikke fastlægges på forhånd som et givet udgangspunkt for de videre beregninger. Ikke desto mindre bliver disse mest overskuelige, dersom den nødvendige middelstyrke formelt angives i forhold til NG$[\bar{f}_c]$, altså når den udregnes som

$$E[f_c] = k_\varepsilon \cdot NG[\bar{f}_c]$$

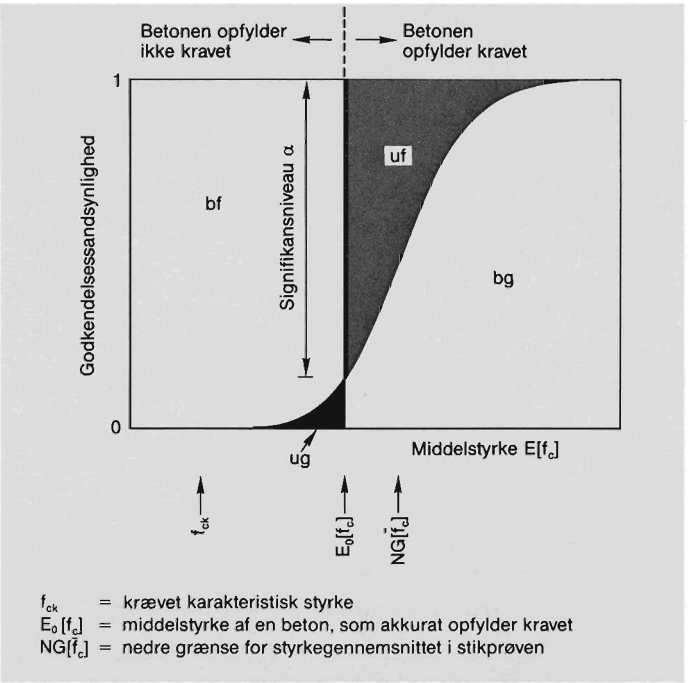
Udtrykket kan ved indsætning af $NG[\bar{f}_c] = k_n \cdot f_{ck}$ omkrives til

$$E[f_c] = k_\varepsilon \cdot k_n \cdot f_{ck}$$

Sigtet med alle disse overvejelser er, at betonproducenten får den ønskede grad af sikkerhed for, at betonen godkendes ved kontrollen. Et overblik over udsigten hertil kan man skaffe sig ved at optegne en kurve, der for givne

Figur 8.1-2. Sandsynligheden for godkendelse af betonen som funktion af dens (faktiske) middelstyrke (principielt).

bf = berettiget forkastelse
ug = uberettiget godkendelse
uf = uberettiget forkastelse
bg = berettiget godkendelse



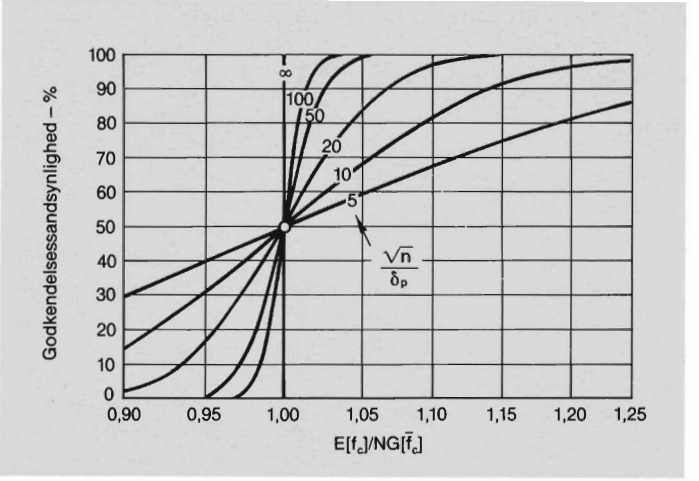
værdier af de øvrige parametre viser sandsynligheden for godkendelse som funktion af betonens faktiske middelstyrke. Figur 8.1-2 viser det principielle udseende af en sådan såkaldt *OC-kurve* (OC = operating characteristic); det er tillige vist, hvorledes kurven og den lodrette linie, der danner grænsen mellem acceptabel og kassabel beton, deler planen i 4 områder svarende til berettiget og uberettiget godkendelse eller forkastelse. De to mørke arealer repræsenterer de to risici for fejlbedømmelse og skal naturligvis helst være små. At de overhovedet eksisterer, er en følge af den statistiske usikkerhed, og de vil derfor skrumpe ind, efterhånden som prøveantallet vokser.

OC-kurven har ligningen

$$P_{godk} = \Phi\left(\frac{\sqrt{n}}{\delta_p} \cdot \ln \frac{E[f_c]}{NG[f_c]}\right)$$

hvor Φ betegner den standardiserede normalfordelings fordelingsfunktion (se side 521).

Figur 8.1-3. OC-kurver med kvotienten $E[f_c]/NG[\bar{f}_c]$ som uafhængig variabel og svarende til en række værdier af forholdet $\sqrt{n}/\delta_p$.



Godkendelsessandsynligheden afhænger tilsyneladende langt svagere af n end af δ_p. Imidlertid varierer også $NG[\bar{f}_c]$ med prøveantallet, hvis indflydelse derfor er lidt større, end man umiddelbart kunne få indtryk af. For δ_p er der ikke nogen tilsvarende ekstravirkning; men den omstændighed, at $NG[\bar{f}_c]$ afhænger af δ, som ganske vist fastsættes på forhånd, men som i visse tilfælde (dokumenteret δ) er lig med δ_p, bevirker, at det ikke er så ligetil at analysere de to variationskoefficienters rolle, hverken indbyrdes eller i forhold til n. Dog står det fast, at prøveantallets indflydelse på $E[f_c]$ både relativt og absolut er temmelig beskeden.

I figur 8.1-3 er optegnet et sæt OC-kurver med kvotienten $E[f_c]/NG[\bar{f}_c]$ som abscisse. For den enkelte kurve er forholdet $\sqrt{n}/\delta_p$ konstant, og kurverne dækker tilsammen så rigeligt den variation i n og δ_p, der forekommer i praksis. Til n = 4 (lav) og δ_p = 0,20 (ekstremt høj) svarer således $\sqrt{n}/\delta_p = 10$, og til n = 25 (høj) og δ_p = 0,05 (særdeles lav) $\sqrt{n}/\delta_p$ = 100.

Idet påtalerisikoen betegnes ε, kan det ud fra OC-kurvens ligning beregnes, at

$$E[f_c] = NG[\bar{f}_c] \cdot \exp\left(-\frac{u_\varepsilon \delta_p}{\sqrt{n}}\right)$$

hvor u betegner den standardiserede normalfordelte variabel, jf. side 521.

Ved sammenligning med formlen side 653 findes

$$k_\varepsilon = \exp\left(-\frac{u_\varepsilon \delta_p}{\sqrt{n}}\right)$$

Tabel 8.1-5 angiver værdier af k_ε svarende til en række kombinationer af n, δ_p og ε.

Ved et styrkeniveau på 20–30 MN/m², udokumenteret δ og moderate prøveantal (n = 3–10) vil NG [$\bar{f}_c$] typisk ligge 5 à 7 MN/m² over f_{ck}, og E [f_c] yderligere 2 à 3 MN/m² herover. Ved dokumenteret δ vil det samlede tillæg ofte ligge omkring 3–5 MN/m².

Udover dette statistisk bestemte tillæg vælger mange betonproducenter at give et tillæg, som skal dække risikoen for sådanne ændringer i delmaterialernes kvalitet, som dels er uforudseelige, dels først viser sig ved selve styrkekontrollen, dvs. når det er for sent. Dette tillæg andrager gerne et par MN/m².

I det foregående er udledt en relation mellem 8 variable, der karakteriserer betonens styrke og kontrollen. Betonens middelstyrke er valgt som den afhængige variable, hvilket da også svarer til den dominerende anvendelse af relationen. Men formelt kunne en hvilken som helst af de øvrige 7 vælges som afhængig variabel, og i det mindste én af mulighederne er mere end blot formalistisk regneri. Tænker man sig nemlig, at der ad anden vej er fastlagt en nedre grænse for middelstyrken – f.eks. via et holdbarhedsbetinget krav til v/c – kan udtrykket for E[f_c] benyttes til beregning af det største n, det kan svare sig at vælge for en given påtalerisiko. Skulle der yderligere være foreskrevet et mindste prøveantal, og er dette større end det økonomisk optimale, giver formlen mulighed for at beregne den faktiske værdi af påtalerisikoen.

Eksempel 8.1-1

Ved projekteringen af et 12 etagers hotel med bærende tværvægge af armeret beton har de indledende, overslagsmæssige beregninger vist, at den nødvendige vægtykkelse i de øverste etager ikke er bestemt af bæreevnekravet, men af kravet til lydisolering. Det er derfor valgt at holde vægtykkelsen konstant og lade betonstyrken aftage op gennem huset.

Der er ved dimensioneringen forudsat karakteristiske styrker på henholdsvis 25, 20 og 15 MN/m². Styrkekontrollen foretages efter DS 411 og baseres på 10 stk. 150 × 300 mm cylindre af hver betontype.

Betonproducenten bestemmer sig for »udokumenteret δ«, men har i øvrigt erfaring for, at han med det materiel og de materialer, der skal benyttes til arbejdet, vil kunne opnå en ensartethed, som nogenlunde svarer til 70%-fraktilen i figur 8.1-1. Påtalerisikoen vælges til 5%.

Tabel 8.1-5. Faktoren k_ε i udtrykket $E[f_c] = k_\varepsilon \cdot NG[\bar{f}_c]$ som funktion af prøveantallet, påtalerisikoen og den faktiske variationskoefficient.

Værdierne er beregnet efter formlen $k_\varepsilon = \exp(-u_\varepsilon \delta_p/\sqrt{n})$.

Prøve-antal n	Variations-koefficient δ_p	Påtalerisiko ε			
		2%	5%	10%	50%
3	0,06	1,07	1,06	1,05	1
	0,08	1,10	1,08	1,06	1
	0,10	1,13	1,10	1,08	1
	0,12	1,15	1,12	1,09	1
	0,14	1,18	1,14	1,11	1
	0,16	1,21	1,16	1,13	1
	0,18	1,24	1,19	1,14	1
	0,20	1,27	1,21	1,16	1
	0,22	1,30	1,23	1,18	1
4	0,06	1,06	1,05	1,04	1
	0,08	1,09	1,07	1,05	1
	0,10	1,11	1,09	1,07	1
	0,12	1,13	1,10	1,08	1
	0,14	1,15	1,12	1,09	1
	0,16	1,18	1,14	1,11	1
	0,18	1,20	1,16	1,12	1
	0,20	1,23	1,18	1,14	1
	0,22	1,25	1,20	1,15	1
6	0,06	1,05	1,04	1,03	1
	0,08	1,07	1,06	1,04	1
	0,10	1,09	1,07	1,05	1
	0,12	1,11	1,08	1,06	1
	0,14	1,12	1,10	1,08	1
	0,16	1,14	1,11	1,09	1
	0,18	1,16	1,13	1,10	1
	0,20	1,18	1,14	1,11	1
	0,22	1,20	1,16	1,12	1
10	0,06	1,04	1,03	1,02	1
	0,08	1,05	1,04	1,03	1
	0,10	1,07	1,05	1,04	1
	0,12	1,08	1,06	1,05	1
	0,14	1,10	1,08	1,06	1
	0,16	1,11	1,09	1,07	1
	0,18	1,12	1,10	1,08	1
	0,20	1,14	1,11	1,08	1
	0,22	1,15	1,12	1,09	1
30	0,06	1,02	1,02	1,01	1
	0,08	1,03	1,02	1,02	1
	0,10	1,04	1,03	1,02	1
	0,12	1,05	1,04	1,03	1
	0,14	1,05	1,04	1,03	1
	0,16	1,06	1,05	1,04	1
	0,18	1,07	1,06	1,04	1
	0,20	1,08	1,06	1,05	1
	0,22	1,09	1,07	1,05	1
∞	–	1	1	1	1

Spørgsmål: Angiv for hver af de tre betontyper den nødvendige middelstyrke.

Løsning
Den nødvendige middelstyrke findes af udtrykket

$$E[f_c] = k_t \cdot k_n \cdot f_{ck}$$

Svarende til et givet f_{ck} aflæses i tabel 7.2-3 den normfastsatte værdi af variationskoefficienten δ, og denne benyttes sammen med n = 10 som indgang i tabel 7.2-2 (eller den tilsvarende formel). Herved er k_n bestemt.

I figur 8.1-1 aflæses den faktisk forventelige variationskoefficient δ_p som den værdi, der for det givne f_{ck} svarer til kurven mærket 70%. Denne værdi benyttes sammen med n = 10 og ε = 5% som indgang i tabel 8.1-5 (eller den tilsvarende formel). Herved er k_ε bestemt.

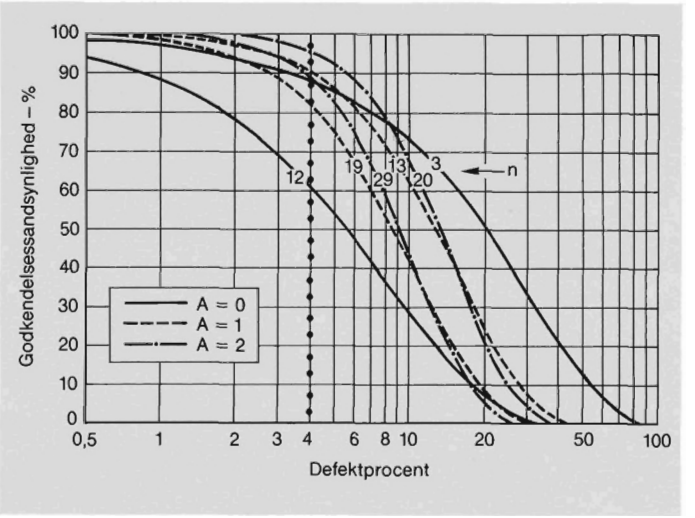
Resultaterne er anført i nedenstående skema.

f_{ck} MN/m²	δ	k_n	δ_p	k_ε	$E[f_c]$ MN/m²
25	0,15	1,23	0,08	1,04	32,0
20	0,16	1,26	0,09	1,05	26,5
15	0,17	1,29	0,11	1,06	20,5

v/c-fradrag

Kontrollen af v/c-forholdet sker efter reglerne for alternativ måling. Disse er i DS 423.1 udformet, så partier med en fejlandel på maksimalt 4% (= det tilfredsstillende kvalitetsniveau) godkendes med »stor sandsynlighed«. Hvis derfor betonen sammensættes således, at defektprocenten bliver 4, skulle påtalerisikoen tilsvarende blive »lille«.

Nu er det blot ikke så ligetil at indrette en beton, hvis v/c-forhold udviser en given defektprocent. Dette hænger sammen med, at der ikke kan siges noget virkelig underbygget om fordelingstypen for v/c. Antages imidlertid, at fordelingen er normal, svarer en defektprocent på 4 til en afstand fra middelværdi til øvre grænse på 1,75 gange spredningen. Som anført side 653 kan man for en middelgod byggeplads med effektiv betonkontrol regne med en spredning på omkring 0,03, dvs. middelværdien skal under disse omstændigheder lægges 0,05 under den øvre grænse. Under fabriksforhold kan ensartetheden påregnes at være noget bedre, og et fradrag på 0,03, evt. helt ned til 0,02, kan her skønnes at være passende.



Figur 8.1-4. OC-kurver svarende til godkendelseskriteriet i tabel 7.2-4. Kurverne er beregnet vha. *binomialfordelingen* og forudsætter intet om fordelingen af den egenskab, der er genstand for kontrol.

n = prøveantal

A = godkendelsestal

De anførte tal ligger til grund for den *håndregel,* at der – naturligvis lidt afhængigt af den aktuelle produktions ensartethed og den ønskede sikkerhed for godkendelse – for v/c-forholdet skal tilstræbes en middelværdi, der ligger 0,03 til 0,05 under den foreskrevne øvre grænse.

Godkendelseskriteriet i forbindelse med kontrol af v/c er anført i tabel 7.2–4 (side 537). I figur 8.1-4 er optegnet nogle hertil svarende OC-kurver, der dækker stikprøvestørrelser fra n = 3 til n = 29 (godkendelsestal A = 0, 1 og 2). Kurverne skærer den lodrette linie, der svarer til, at defektprocenten netop er lig med det tilfredsstillende kvalitetsniveau, mellem 60 og 95%, og disse tal udtrykker altså, hvad der skal forstås ved »stor sandsynlighed« for godkendelse.

Det er ikke sikkert, at alle betonproducenter vil finde, at 60% er en tilfredsstillende stor sandsynlighed for godkendelse. Naturligvis kan man da gribe til det sædvanlige middel til at forøge godkendelsessandsynligheden (dvs. mindske påtalerisikoen), nemlig en nedsættelse af defektprocenten. Der findes imidlertid i det foreliggende tilfælde andre foranstaltninger, som kan erstatte eller i hvert fald supplere dette middel.

Den første mulighed består i, at *kontrolafsnittet underopdeles.* Et kontrolafsnit med 12 prøver kan således med fordel opdeles i 4 delafsnit med hver 3 prøver. Ganske vist skal samtlige 12 prøver stadigvæk falde på den rigtige side af grænsen, men skulle én af dem ikke gøre det, bliver konsekvensen kun en fjerdedel så alvorlig. Så uanset hvad man ellers gør, vil det altid være en fordel at underopdele kontrolafsnit med A = 0, så hvert af delafsnittene får n = 3 eller 4.

Den anden mulighed består i, at *prøveantallet forøges*. Eksempelvis vil en forøgelse af prøveantallet fra 12 til 13 medføre, at godkendelsessandsynligheden hæves fra 60 til 90%. Gevinsten er størst, når prøveantallet ligger i nærheden af den øvre grænse for det interval, der svarer til det aktuelle godkendelsestal A, og når dette i øvrigt er lavt, specielt når det er 0.

Litteratur til afsnit 8.1

Se litteraturfortegnelsen i afsnit 8.2.

8.2 Proportionering af normal konstruktionsbeton

Beton er et kompliceret materiale, hvis opførsel kun lader sig forudsige med nogen usikkerhed. Det kan derfor ikke påregnes, at den beton, hvis sammensætning man finder frem til ved skrivebordet, uden videre har de ønskede egenskaber. Den må kontrolleres og justeres ved hjælp af mindst én, som regel flere prøveblandinger. For at dette forhold ikke skal overses eller glemmes, betegner man de regneoperationer, der fører frem til den første prøveblanding, *foreløbig proportionering*.

Betonblandingens egenskaber afhænger af snesevis af faktorer i et nærmest labyrintagtigt samspil. Det vil være utopi at forsøge al betonteknologisk viden og erkendelse inddraget i den foreløbige proportionering, og da korrektioner altså alligevel ikke kan undgås, kan man tillade sig at give simpelhed en høj prioritet. Den proportioneringsmetode, der er beskrevet i det følgende, tager således kun hensyn til *faktorer med betydelig og sikkert fastslået virkning*.

Materialevalg

Cement

Når ikke specielle forhold gør sig gældende (se nedenfor), vælges cementen, så den bedst muligt bidrager til at holde betonens *pris* lav. Det drejer sig imidlertid ikke snævert om at vælge en cement med en lav pris pr. ton; typisk vil den afgørende faktor være prisen pr. styrkeenhed. Prisen bør også vurde-

res på baggrund af cementens ensartethed. Dette er indlysende, når betonkontrollen baseres på dokumenteret variationskoefficient, hvorimod de danske kontrolregler ikke direkte belønner ensartethed ved udokumenteret δ. Det nødvendige proportioneringstillæg afhænger imidlertid under alle omstændigheder af den faktiske variationskoefficient, så ensartet cementkvalitet vil altid være en fordel.

Et eventuelt krav vedr. *tidlige styrker* opfyldes lettest med en hurtighærdnende cement. Som supplerende foranstaltning kan hærdningen fremskyndes ved forhøjelse af betontemperaturen gennem brug af varm beton og/eller formisolering, ligesom anvendelse af hærdningsaccelerator kan overvejes. I forbindelse med *vinterstøbning* kan det være aftalt som et led i de nødvendige foranstaltninger, at cementen skal være hurtighærdnende.

Ønskes stor *sulfatbestandighed,* benyttes en sulfatbestandig cement, dvs. en cement med mindre end 5% C_3A.

> Sulfatbestandigheden forbedres betydeligt ved tilsætning af puzzolan, f.eks. flyveaske eller mikrosilica.

Såfremt det er forlangt, at risikoen for *skadelige alkalikiselreaktioner* skal elimineres helt, er man nødt til at anvende tilslag praktisk taget uden indhold af reaktiv kisel, og cementtypen er da uden betydning. Skal risikoen blot reduceres, benyttes en lavalkalisk cement, dvs. en cement med et alkaliindhold under 0,6% (sammen med almindeligt tilslag).

> Det har i øvrigt vist sig, at erstatning af en passende stor del af cementen med puzzolan, altså et stærkt alkalireaktivt pulvermateriale, paradoksalt nok hjælper på betonens alkalikiselbestandighed. Eksempelvis vil omkring 25% flyveaske (som i portlandflyveaskecement) eller 5–10% mikrosilica give en markant forbedring – dog uden at fjerne risikoen helt.

I tilfælde af særlige *farvekrav* til betonen, herunder hvid beton, vælges naturligvis en cement, hvis farve stemmer overens med kravet.

Tilslag

Når ikke specielle forhold gør sig gældende (se nedenfor), vælges tilslaget, så det bedst muligt bidrager til at holde betonens *pris* lav. Dette er ikke alene et spørgsmål om at finde det tilslag, hvis pris pr. ton er mindst; det gælder i lige så høj grad om at finde et tilslag med lavt vandbehov, idet indholdet af den dyreste komponent, cementen, derved også kan holdes lavt. Som hovedregel vil vandbehovet være mindst for sømaterialer, lidt større for bakkematerialer og endnu noget større for skærver. Det skal bemærkes, at sandet i denne

forbindelse tæller rundt regnet dobbelt så meget som stenene. For tilslagets nøgne materialepris kan ikke gives en tilsvarende generel rettesnor, især fordi transportudgifterne ofte er afgørende for prisen. Skærver må dog normalt påregnes at være dyrere end både sø- og bakkematerialer. De rene produktionsomkostninger er i reglen lidt større for sø- end for bakkematerialer.

Beton, som kan blive udsat for *væde og frost,* bør fremstilles med et tilslagsmateriale, der overvejende består af frostfaste korn. Hvor stort et indhold af frostfarlige korn der kan tolereres, afhænger af risikoen for en høj vandmætningsgrad i vinterperioden, dvs. bl.a. af den konstruktive udformning, af muligheden for reparation af eventuelle skader og af disses karakter (farlige eller blot skæmmende) samt endelig og ikke mindst af, om betonen kan blive udsat for *tøsalt.* En særlig variant af frostproblemet foreligger ved *vinterstøbning;* også her skal tilslaget naturligvis være frostbestandigt.

Såfremt betonen skal sammensættes, så risikoen for *skadelige alkalikiselreaktioner* er fuldstændig elimineret, må sandet ikke indeholde mere end 2% reaktiv flint. Stenene skal dels overholde de to densitetskrav: Højst 5% med $\varrho_{ssd}<2500$ kg/m^3 og højst 1% med $\varrho_{ssd}<2400$ kg/m^3; dels bør korn med porøs hvid (reaktiv) skorpe kun forekomme i begrænset mængde. Er det derimod kun forlangt, at risikoen skal reduceres, benyttes en lavalkalisk cement, medens der ikke træffes særlige foranstaltninger, hvad tilslaget angår.

Skal betonen have høj *brandmodstandsevne,* må tilslaget have lav termisk udvidelseskoefficient og stor termisk ledningsevne.

I USA inddeler man tilslaget i følgende fire grupper efter aftagende egnethed til at modstå brand:

I. Carbonater. (Eks.: Kalksten, dolomit).
II. Silikater. (Eks.: Basalt og diabas, dolerit, andesit, gabbro, syenit). Desuden pimpsten, knust tegl, letklinker.
III. Kvartsholdige bjergarter. (Eks.: Granit, sandsten, kvartsit).
IV. Kiselbjergarter. (Eks.: Kvartsit, kvarts, flint).

Hvis betonens *deformationer* ønskes så små som muligt, kan et tilslag med lavt vandbehov medvirke til at opfylde dette. Desuden er det i så fald vigtigt med lavt indhold af bløde og svage partikler (smuldrende og porøse korn).

Beton med *høj egenvægt* fremstilles ved hjælp af tunge tilslagsmaterialer, i hvert fald i stenområdet. De materialer, der kan komme på tale i så henseende, er stål og tunge bjergarter som jernmalm og – især – baryt (se også afsnit 3.1 og 4.2).

For beton, som skal opfylde et *specielt styrkekrav,* må oplysning om tilslagets indflydelse på den omhandlede styrkeparameter søges i afsnit 3.3.

Hvor der kræves stor slidfasthed eller stor trækstyrke, kan det være en fordel at anvende skærver fremfor runde sten.

Tilslagsmaterialer til *facadebeton,* f.eks. hvid beton, må ikke indeholde rustgivende og frostfarlige korn.

Data for cement og tilslag

Ved proportioneringen benyttes en række data for de valgte delmaterialer, nemlig *cementens korndensitet, tilslagsmaterialernes kornstørrelsesfordelinger og deres korndensiteter* samt *sandets finhedsmodul.*

Desuden har man brug for et talmæssigt udtryk for *den styrke, der med de valgte materialer opnås efter normeret hærdning* – eller rettere: denne styrkes afhængighed af betonens sammensætning. Dette er nærmere omtalt under behandlingen af v/c-forholdet side 665.

Teoretisk sammensætning pr. m^3

Luftindhold

I udgangstilstanden er der i såvel cement som tilslagsmaterialer et betydeligt rumfang luftfyldte hulrum mellem kornene. Under blandingen formindskes hulrummet, og yderligere reduktion sker under komprimeringen, men en vis andel bliver altid tilbage. Dette såkaldte *naturlige luftindhold* kan for naturligt forekommende tilslagsmaterialer sættes til ca. 1,5% og for skærvematerialer til ca. 2% af betonrumfanget.

Det naturlige luftindhold – der også betegnes indkapslet luft – er altså rester af luft mellem kornene og må ikke forveksles med luft i eventuelle porøse korn.

Luftindholdet kan forøges ud over den naturlige mængde ved hjælp af et luftindblandingsstof og kaldes da *indblandet luft.*

Luftindblanding er først og fremmest et middel til at gøre betonen, eller rettere cementpastaen *frostbestandig.* Afgørende for, om cementpastaen kan tåle frysning uden at blive beskadiget, er afstandsfaktoren (se side 217), der bl.a., men ikke primært, afhænger af cementpastaens procentvise luftindhold. I proportioneringssammenhæng er man imidlertid nødt til at kende betonens luftindhold pr. m^3, som oven i købet ikke alene afhænger af

Tabel 8.2-1. Mindste luftindhold i % af betonrumfanget for opnåelse af frostbestandig beton.

d_{max} – mm □	16	32	64
Luftindhold – %	6	4	3

pastaens luftindhold, men også af dens mængde pr. m^3 beton. Der er således et godt stykke vej fra den fundamentale parameter »afstandsfaktoren« til den nødvendige proportioneringsstørrelse »betonens samlede luftindhold pr. m^3« (der i parentes bemærket også er den eneste egenskab, der egner sig som genstand for praktisk kontrol); det er derfor ikke muligt i fuld almindelighed at angive nogen regel for, hvor stort det samlede luftindhold skal være, for at afstandsfaktoren bliver tilstrækkelig lille. Erfaringen viser dog, at betonen så godt som altid bliver tilfredsstillende frostbestandig, dersom luftindholdet mindst er som angivet i tabel 8.2-1.

Da det som nævnt er cementpastaen, der skal beskyttes af den indblandede luft, er det naturligvis et skridt i den rigtige retning at angive det nødvendige luftindhold i forhold til cementpastaens frem for betonens volumen. Det mindste luftindhold, som – stadig under forudsætning af hensigtsmæssig porefordeling – sikrer frostbestandighed af cementpastaen, er 15–20% af dennes volumen. Denne regel er dog en smule besværlig at bruge, da luftindholdet fastsættes ud fra pastarumfanget, som imidlertid selv er bestemt af luftindholdet gennem dettes indflydelse på vandbehov og – via dette og v/c – cementindhold.

Som anført side 217 vil en velkomprimeret og fuldstændig hydratiseret cementpasta med v/c < 0,4 være frostbestandig i sig selv, dvs. luftindblanding er strengt taget overflødig.

Kan betonen blive udsat for *tøsalt,* forhøjes værdierne i tabel 8.2-1 med (1-) 1,5%.

Skal betonen være *vandtæt,* foreskrives i regelen luftindblanding som supplerende foranstaltning, dels fordi luftindblandingen modvirker vandseparation i den friske beton, dels på grund af luftboblernes kapillarbrydende virkning i den hærdnede beton. Det samme gælder for beton, hvis *alkalikiselbestandighed* ønskes forbedret gennem foranstaltninger til sikring af lav vandmætningsgrad. Også i disse tilfælde kan tabel 8.2-1 benyttes.

Luftindblanding medfører *forbedret støbelighed.* Såfremt alene denne virkning tilstræbes, kræves mindre luft end til frostsikkerhed. Som anført side 672 vil man dog i sådanne tilfælde normalt foretrække at bruge et plastificeringsstof.

De indtil nu omtalte værdier for det nødvendige eller gunstigste luftindhold

er alle nedre grænser. Alt andet lige forbedres de pågældende egenskaber, når luftindholdet stiger, men man bør ikke ukritisk forøge luftindholdet ud over de angivne krav. Andre egenskaber såsom *styrke- og deformationsforhold* forringes nemlig, i takt med at luftindholdet stiger, og i nogle tilfælde har man end ikke mulighed for at kompensere herfor gennem valg af lavere v/c-forhold eller lignende. Ligeledes gælder, at beton til *pumpning* ikke bør indeholde mere end 4–5% luft, idet man ellers risikerer, at betonen vanskeligt eller slet ikke lader sig pumpe.

Endelig kan luftindblanding benyttes som middel til at forbedre stabiliteten af beton, hvis tilslag har *for ringe fillerindhold.*

De fleste betonfabrikker leverer deres standardbetoner med 4–6% luft.

$\frac{v}{c}$ -forhold ($\frac{v+1}{c}$ -forhold)

Afhængigheden mellem betonens styrke og dens v/c-forhold, henholdsvis $\frac{v+1}{c}$-forhold udtrykkes ved 2 formler, der har fået navn efter Bolomey, jf. side 137 og 140.

Det v/c-forhold, der svarer til *den nødvendige middelstyrke,* findes for beton med naturligt luftindhold, altså 1½–2% luft, ved hjælp af Bolomeys (almindelige) formel

$$E[f_c] = K \cdot \left(\frac{1}{v/c} - 0{,}5\right) \qquad 0{,}45 \leqq v/c \leqq 1{,}25$$

hvor $E[f_c]$ = betonens middelstyrke
K = en konstant, der især afhænger af cementtype og hærdningsgrad
c = cementindholdet (i kg) i en nærmere angivet betonmængde
v = vandindholdet (i liter) i samme betonmængde.

Hvis K ikke kendes fra tidligere arbejder eller en særlig undersøgelse, kan ved proportionering med danskproducerede cementer og tilslag af almindelig, god kvalitet benyttes de i tabel 8.2-2 anførte værdier.

(v + 1)/c-forholdet for beton med indblandet luft findes af Bolomeys udvidede formel

$$E[f_c] = 0{,}9 \cdot K \left(\frac{1}{(\frac{v+1}{c})} - 0{,}25\right) \qquad 0{,}4 \leqq \frac{v+1}{c} \leqq 2{,}0$$

Tabel 8.2-2. Omtrentlige værdier af faktoren K i Bolomeys formel for danske cementer og svarende til den normerede hærdningstid på 28 døgn. Værdierne forudsætter desuden, at tilslaget er af almindelig, god kvalitet.

Produkt	Type-betegnelse	K
Standard-Cement	PFC (A/MS/MA/G)	27
Rapid-Cement	PC (R/IS/MA/G)	29
Lavalkali Sulfatbestandig Cement	PC (A/HS/EA/G)	27
Hvid Portland-Cement	PC (R/HS/EA/W)	33

hvor symbolerne $E[f_c]$, K, c og v har samme betydning og K samme værdi som ovenfor, og hvor l er det samlede luftindhold (dvs. indblandet + evt. naturlig luft) i liter i den betragtede betonmængde.

v/c-forholdet for luftindblandet beton kan også bestemmes ved hjælp af Bolomeys almindelige formel, idet man da på venstre side indsætter en styrke, der er så meget højere end den nødvendige middelstyrke, at styrkeforringelsen på grund af luftindblandingen netop udlignes. Som orienterende regel kan denne styrkeforringelse sættes til 4% for hver %, hvormed luftindholdet er forøget ud over det naturlige (Bolomeys korrigerede formel, se side 140).

Som nævnt ovenfor er det en fordel, hvis konstanten i Bolomeys formel er kendt for de benyttede materialer og de gældende omstændigheder. Er imidlertid det foreliggende observationsmateriale af større omfang, vil en mere effektiv udnyttelse end blot bestemmelse af konstanten ofte være mulig. Således kendes eksempler på, at der ikke alene har kunnet konstateres afvigelser fra den retliniede sammenhæng mellem $1/(v/c)$ og styrke, men at også en signifikant virkning af tilslagets maksimalkornstørrelse, overfladekarakter m.v. har kunnet påvises.

I tilfælde af krav om *tidlig styrke* bestemmes v/c-forholdet ved hjælp af Neppers formel

$$\ln E[f_c] = A_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} + A_2 \cdot v/c + A_3 \cdot \frac{1}{\sqrt{t}} \cdot v/c + A_4$$

$$0{,}4 \leqq v/c \leqq 1{,}0 \qquad 1 \text{ døgn} \leqq t \leqq 90 \text{ døgn}$$

hvor $E[f_c]$ = betonens middeltrykstyrke
t = betonens modenhedsalder ved prøvningen
A_1, A_2, A_3, A_4 = konstanter, der især afhænger af cementtypen og luftindholdet.

Cementtype	A_1	A_2	A_3	A_4
Almindeligt hærdnende cement	−0,7	−1,8	−1,4	+4,8
Hurtighærdnende cement	−0,5	−1,8	−1,0	+4,8

Tabel 8.2-3. Omtrentlige værdier af A'erne i Neppers formel. Værdierne gælder for danske cementer og forudsætter desuden, at tilslaget er af almindelig, god kvalitet, samt at betonen ikke er luftindblandet.

Hvis A'erne ikke kendes fra tidligere arbejder eller bestemmes ved en særlig undersøgelse, kan man benytte værdierne i tabel 8.2-3, der gælder for ikke-luftindblandet beton med danskproducerede cementer og tilslag af almindelig god kvalitet. Med de anførte A-værdier vil de styrker, der efter Neppers formel svarer til den normerede hærdningstid, være de samme som dem, der beregnes efter Bolomeys formel med K-værdierne i tabel 8.2-2.

Styrkeforringelsen pga. *luftindblanding* kan også i forbindelse med Neppers formel tages i regning efter den ovenfor anførte regel, at styrken reduceres med 4% for hver %, hvormed luftindholdet er forøget ud over det naturlige.

Når betonen indeholder *flyveaske*, forløber styrkeudviklingen lidt anderledes, end når bindemidlet er ren portlandcement. I dansk portlandflyveaskecement er der imidlertid kompenseret herfor gennem justering af formalingen, hvorfor Neppers formel uden videre kan benyttes. Med god tilnærmelse vil den også kunne regnes at beskrive styrkeudviklingen i de tidlige terminer – dvs. frem til en modenhedsalder på omkring 4 uger – for beton, hvori flyveasken er tilsat som en særskilt bestanddel, når v/c udregnes under hensyn til flyveaskens aktivitetsfaktor mht. 28 døgnsstyrken (jf. side 674). (Både i dette tilfælde og ved brug af portlandflyveaskecement bliver de sene styrker en del højere, end formlen angiver.)

Eksempel 8.2-1

En betonelementfabrik ønsker at tilrettelægge sin produktion, så den tidsmæssigt kommer mindst muligt i konflikt med normal arbejdstid. For en bestemt elementtype er man kommet frem til, at en hensigtsmæssig produktionsrytme kan bestå i, at der i hver form udstøbes et element på samme klokkeslet hver arbejdsdag. Til afformning, rensning og klargøring af formen har man skønnet, at der vil medgå 4 timer, således at betonens alder i de fleste tilfælde vil være 20 timer ved afformningen. En overslagsmæssig beregning har vist, at elementet med sikkerhed vil kunne tåle den nødvendige håndtering ved afformning og transport til lager, dersom betonens middeltrykstyrke er mindst 21,0 MN/m^2.

Betonen skal fremstilles med jordfugtig konsistens (sætmål 10 mm) af Rapid-Cement, bakkesand, granitskærver (d_{max}=16 mm □) og vand-

værksvand. Da man er klar over, at konstanterne i Neppers formel afhænger af cementtype, tilslagstype og konsistensniveau, har man gennemgået fabrikkens gamle kontrolrapporter for at finde resultater fra tidligere betoner med samme parameterkonstellation som den aktuelle. Efter møjsommeligt arbejde med talrige rapporter er det lykkedes at få opstillet følgende oversigt:

alder / v/c	3 døgn	14 døgn
0,80	13,8	21,2
0,45	30,4	42,4

Middelstyrker i MN/m^2

Da det er første gang, fabrikkens teknikere arbejder med Neppers formel, føler de sig naturligt nok lidt usikre og ser sig om efter et simpelt eksempel at øve sig lidt på. Herved falder de over lommebogen »Cement og Beton«, i hvis 1977-udgave følgende oplysninger om styrkeudviklingen for beton med Rapid-Cement og med v/c=0,5 forekommer:

Alder – døgn	3	7	14	28
Styrke – MN/m^2	27	35	40	45

Spørgsmål 1: Passer de fundne oplysninger om den omhandlede betons styrkeudvikling rimeligt med den model, som defineres ved Neppers formel?

Spørgsmål 2: Bestem de til fabrikkens tidligere opnåede resultater svarende konstanter A_1, A_2, A_3 og A_4 i Neppers formel.

Spørgsmål 3: Hvilket v/c-forhold skal den nye beton have?

Spørgsmål 4: Hvilken 28-døgns styrke kan betonen forventes at opnå?

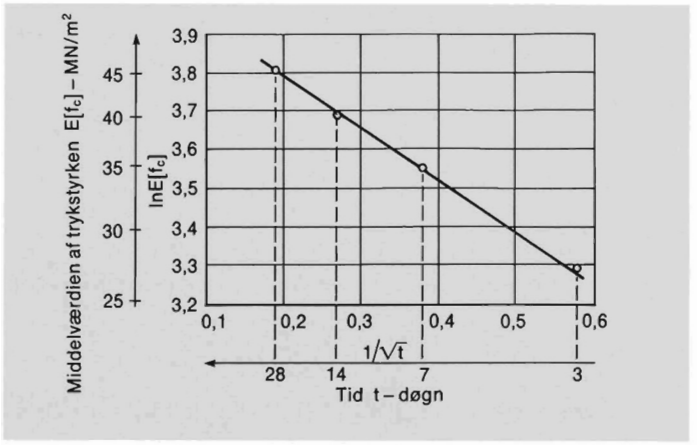
Løsning

Spørgsmål 1

Modellen postulerer, at der for fastholdt v/c gælder en retliniet sammenhæng mellem $\frac{1}{\sqrt{t}}$ og $\ln E[f_c]$. Disse variable er beregnet i nedenstående tabel og resultaterne optegnet i figur 8.2-1.

t	3	7	14	28
$E[f_c]$	27	35	40	45
$\frac{1}{\sqrt{t}}$	0,577	0,378	0,267	0,189
$\ln E[f_c]$	3,296	3,555	3,689	3,807

Optegningen viser, at *lommebogens styrketal passer fortrinligt med modellen.*



Figur 8.2-1. Sammenhængen mellem $\frac{1}{\sqrt{t}}$ og ln E[f_c] for beton med Rapid-Cement og med v/c = 0,5. Jf. eksempel 8.2-1, spørgsmål 1.

Spørgsmål 2

De 4 parametersæt indsættes hver især i formlen, hvorved der fremkommer 4 ligninger til bestemmelse af A'erne:

$$\ln 13{,}8 = A_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} + A_2 \cdot 0{,}80 + A_3 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot 0{,}80 + A_4$$

$$\ln 30{,}4 = A_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} + A_2 \cdot 0{,}45 + A_3 \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot 0{,}45 + A_4$$

$$\ln 21{,}2 = A_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{14}} + A_2 \cdot 0{,}80 + A_3 \cdot \frac{1}{\sqrt{14}} \cdot 0{,}80 + A_4$$

$$\ln 42{,}4 = A_1 \cdot \frac{1}{\sqrt{14}} + A_2 \cdot 0{,}45 + A_3 \cdot \frac{1}{\sqrt{14}} \cdot 0{,}45 + A_4$$

Ligningerne har løsningen

$A_1 = -0{,}6723$
$A_2 = -1{,}7425$
$A_3 = -0{,}8903$
$A_4 = +4{,}8180$

Spørgsmål 3

Til tiden t = 20/24 døgn skal middeltrykstyrken være E[f_c] = 21,0 MN/m². Disse værdier indsættes i formlen tillige med de ovenfor fundne A-værdier. Herved fås

$$\ln 21{,}0 = -0{,}6723 \cdot \sqrt{\frac{24}{20}} - 1{,}7425 \cdot \frac{v}{c} - 0{,}8903 \cdot \sqrt{\frac{24}{20}} \cdot \frac{v}{c} + 4{,}8180$$

$$2{,}718 \cdot \frac{v}{c} = 1{,}037$$

$$\frac{v}{c} = 0{,}382 \rightarrow 0{,}38$$

Spørgsmål 4
Med v/c = 0,38 og t = 28 døgn giver formlen

$$\ln E[f_c] = -0{,}6723 \frac{1}{\sqrt{28}} - 1{,}7425 \cdot 0{,}38 - 0{,}8903 \frac{1}{\sqrt{28}} \cdot 0{,}38 + 4{,}8180$$
$$= 3{,}965$$
$$E[f_c] = 52{,}7\ MN/m^2$$

I aggressivt *miljø* må v/c-forholdet højst være 0,50, i moderat miljø højst 0,60. Dersom betonen skal være *vandtæt,* må v/c-forholdet ikke overstige 0,50.

Den anførte grænse på 0,50 for v/c er ikke det eneste krav, der skal være opfyldt for at sikre vandtæthed, jf. side 673.

Beton, som i hærdnet tilstand skal kunne tåle *frost,* bør normalt være vandtæt. Det samme gælder beton, for hvilken risikoen for *skadelige alkalikiselreaktioner* ønskes begrænset (men ikke udelukket). Hvis der, f.eks. på grund af anvendelse af *tøsalt,* stilles ekstraordinært store krav til betonens tæthed, bør v/c-forholdet holdes under 0,40 [2].

De fleste *deformationsegenskaber* påvirkes gunstigt af et lavt v/c-forhold. For elasticitetskoefficientens vedkommende vil effekten af v/c-forholdet dog mindskes ret hurtigt; efter et par uger er den uden betydning for efter ca. 3 måneder helt at være forsvundet, jf. figur 3.2-20, side 73.

For luftindblandet beton vil det være på den sikre side at benytte de angivne grænser for v/c som grænser for (v + l)/c.

Holdbarhed o.l. sikres altså bl.a. gennem en øvre grænse for v/c-forholdet. Omregning til den dertil svarende middelværdi foretages som beskrevet side 658. Resultatet sammenholdes med den middelværdi, som er påkrævet af hensyn til styrken. Da alle omhandlede middelværdier for v/c-forholdet er øvre grænser, benyttes den mindste.

Ved at man således nødvendigvis må vælge den mindste af en række v/c-værdier, risikerer man, at et eller flere krav bliver »overopfyldt«. Den umiddelbare konsekvens heraf er, at påtalerisikoen bliver mindre end forudsat, hvad de(t) overopfyldte krav angår.

Vandindhold

Vandbehovet for beton uden plastificerende tilsætningsstoffer kan i tabel 8.2-4 aflæses som funktion af *sætmål, maksimalkornstørrelse* og *tilslagstype* samt evt. *luftindblanding.*

Tilslag		Vandbehov – l/m³					
		Sætmål – mm					
		0–30	30–60		60–100		100–150
d_{max}	type	naturligt luftindh.	naturligt luftindh.	indblandet luft	naturligt luftindh.	indblandet luft	naturligt luftindh.
16 mm □	sømaterialer	148	165	160	175	170	183
	bakkematerialer	152	170	165	180	175	188
	skærver	166	186	180	197	191	206
32 mm □	sømaterialer	137	153	151	162	160	169
	bakkematerialer	141	158	156	167	164	175
	skærver	154	173	170	183	180	192
64 mm □	sømaterialer	130	145	145	154	154	161
	bakkematerialer	135	151	151	160	160	167
	skærver	148	165	165	175	175	183

Tabel 8.2–4. Vandbehov i liter pr. m³ beton. Talværdierne angiver det frie vand i den friskblandede beton, dvs. det indbefatter evt. frit vand i tilslaget, men ikke absorberet (bundet) vand i tilslaget. Dette sidste udgør ofte 15–20 liter pr. m³ beton.

Kolonnerne mærket »indblandet luft« gælder under den forudsætning, at luftindholdet er som angivet i tabel 8.2-1.

Dersom sand og sten er af forskellig type, bestemmes vandbehovet som et vægtet gennemsnit, idet vandbehovet svarende til sandtypen vægtes med 2/3, vandbehovet svarende til stentypen med 1/3.

Tilslagets kornstørrelsesforhold repræsenteres i tabellen alene ved d_{max}; kornstørrelsesfordelingen, som givet har en vis indflydelse, figurerer derimod ikke. Årsagen hertil er, at sandets mængde (sandprocenten) og dets finhed afpasses indbyrdes, hvorved deres respektive virkninger mht. betonens vandbehov i nogen grad udbalanceres. Tilsvarende gælder, at større cementindhold medfører lavere sandprocent, hvilket også resulterer i et stort set upåvirket vandbehov, således at betonens vandbehov fremtræder som uafhængigt af cementindholdet. (Se tabel 8.2-6.)

Luftindblanding. Det ses af tabellen, at luftindblandet beton i regelen har mindre vandbehov end ikke-luftindblandet – og reelt er virkningen endda større end den, der fremgår ved en umiddelbar sammenligning af tilsvarende tabelværdier. Luftindblandet beton har nemlig bedre bearbejdelighed end en almindelig beton med samme sætmål, jf. tabel 8.2-5. Hvis man derfor ønsker at jævnføre betoner med samme bearbejdelighed, behøver den luftindblandede beton ikke så stort et sætmål som den almindelige og dermed heller ikke

Tabel 8.2-5. Sætmål (i mm) for luftindblandet beton (a = 4%) med samme bearbejdelighed som en tilsvarende almindelig beton [3].

almindelig beton	luftindblandet beton
150	110–120
120	90–100
100	70–80
80	50–60
60	40–50
30	10–20

helt så meget vand som angivet i tabel 8.2-4. Reduktionen ligger omkring 2,5%, svarende til ca. 4 liter vand pr. m^3 beton.

Plastificering. Den forbedring af bearbejdeligheden, som opnås ved luftindblanding, betragtes i de fleste tilfælde som en sekundær virkning. Er bearbejdelighedsforbedringen det primære, vil man normalt foretrække at frembringe den ved hjælp af et plastificeringsstof, idet luftindblandingens mindre heldige konsekvenser for styrke- og deformationsegenskaber derved undgås og den mulige effekt er væsentlig større.

Som ved andre tilsætningsstoffer træffer man i forbindelse med plastificeringsstoffer på mange forkludrede problemstillinger, affødt af irrelevante sammenligninger. For at en sammenligning mellem alternative muligheder overhovedet skal have mening, må den naturligvis omhandle ligeværdige slutprodukter. Betragtet under denne synsvinkel er formålet med brug af plastificeringsstoffer altid at formindske vandbehovet. Lidt arbitrært skelnes mellem »normale« plastificeringsstoffer, hvormed vandbesparelser på 5–10% kan opnås, og »super«-plastificeringsstoffer, der kan give vandbesparelser på op til 20–25%.

Der er flere krav, som kan motivere brug af plastificering. Det reducerede vandindhold er i sig selv en fordel, når betonens *deformationsegenskaber* påvirkes gunstigt af en lav pastamængde, dvs. når betonens deformationer ønskes så små som muligt. Indirekte vil lavere vandindhold betyde lavere cementindhold; *besparelsen* herved må kunne dække udgifterne til indkøb og dosering af plastificeringsstoffet, dersom sammenligningen gælder betoner med samme bearbejdelighed.

Mange betonfabrikker håndterer vandbehov og plastificering på den måde, at vandindholdet vælges (gerne i intervallet 140–160 l pr. m^3), hvorefter plastificeringsstoffet doseres i en sådan mængde, at den ønskede bearbejdelighed opnås.

Når man ønsker en beton med virkelig højt udbredelsesmål (typisk omkring 500 mm), en såkaldt *flydebeton,* er superplastificering den eneste realistiske mulighed. Proportioneringsteknisk behandles flydebeton i øvrige henseender som en almindelig beton med sætmål 60–100 mm. Endelig er plastificering – især superplastificering – ofte den eneste vej til overhovedet at fremstille *beton med særlig høj styrke,* hvor cementindholdet ellers ville blive skadelig højt. Den ovenfor omtalte ligeværdighed mht. slutegenskaber gælder for de anførte 3 motiveringer henholdsvis den beton, der forlader blandemaskinen (besparelse), den udstøbte og komprimerede beton (flydebeton) og den færdige konstruktion som helhed (højstyrkebeton).

Når *mikrosilica* indgår som bestanddel i betonen, bør der altid anvendes et plastificerende tilsætningsstof for at sikre dispergering af mikrosilicapartiklerne [2]. Vandbehovet vil da i regelen reduceres med 5–15 l pr. m^3.

Ved *pumpning* af beton kan plastificeringsstoffer have fordelagtige virkninger, især til fede blandinger og ved lave pumpetryk.

Flyveaskebeton vil ofte have et 4–7% mindre vandbehov end en referencebeton med samme stenindhold og samme luftindhold.

Øges indholdet af sten og/eller luft, vil vandbehovet falde yderligere.

Cementindhold

For beton uden indblandet luft fastlægger de tidligere bestemte værdier for vandindhold V og v/c-forhold et cementindhold på $C = V/(v/c)$. For beton med indblande luft findes tilsvarende $C = [V + L]/[(v + l)/c]$, hvor L er det ligeledes tidligere valgte luftindhold.

I *vandtæt* beton skal cementindholdet være mindst 300 kg/m^3. Samtidig skal cement + filler (dvs. den del af tilslaget, hvis kornstørrelser er under 0,25 mm □) udgøre mindst 375 kg/m^3; afhængigt af tilslagets gradering kan den nedre grænse for cementindholdet således blive noget højere end de anførte 300 kg/m^3.

Beton, som i hærdnet tilstand skal kunne tåle *frost,* bør normalt være vandtæt. Kan den desuden blive udsat for *tøsalt,* forhøjes nedre grænse for cementindholdet til 350 kg/m^3.

Beton med forbedret, men ikke absolut bestandighed mod *skadelige alkalikiselreaktioner* skal være vandtæt. Cementindholdet skal holdes så lavt som muligt, fordi betonens alkaliindhold pr. m^3 derved også bliver det.

Som et led i aftalte *vinterstøbningsforanstaltninger* kan være fastsat et vist mindste cementindhold pr. m^3 (se side 646).

Beton til *pumpning* skal af hensyn til modstanden mod afblanding og vandseparation samt kravet til pumpelighed have et indhold af cement + filler i området 350–450 kg/m^3. Heraf bør cementen udgøre de 250–350 kg/m^3; lavere cementmængde vil dog undertiden kunne anvendes, såfremt fillerindholdet forhøjes tilsvarende.

Indholdet af cement + filler bør i *flydebeton* ligge omkring henholdsvis 325, 400 og 450 kg/m^3 for d_{max} = henholdsvis 64, 32 og 16 mm□.

Er finstofindholdet for højt, bliver betonen sej og »klæbrig«; er det for lavt, fås en beton, der separerer.

De grænser for cementindholdet, som betinges af holdbarhedsmæssige forhold og udførelsestekniske hensyn, kan medføre, at cementindholdet må fastsættes højere, end v/c-forholdet betinger. Ændres vandindholdet ikke, bliver v/c lavere end nødvendigt. Den umiddelbare følge heraf er, at betonen vil blive godkendt med større sandsynlighed end planlagt, såvel hvad v/c-forhold som styrke angår. Men der er naturligvis også den mulighed at fastholde v/c og altså øge vandindholdet, således at bearbejdeligheden forbedres. Det skal dog selvsagt påses, at vandindholdet ikke herved bliver så højt, at betonens stabilitet eller dens egnethed i øvrigt, kommer i fare.

Puzzolantilsætning. En del af cementen kan evt. erstattes med puzzolan, når dettes aktivitetsfaktor tages i betragtning. Aktivitetsfaktoren udtrykker, hvor mange kg cement 1 kg puzzolan er ækvivalent med, og den afhænger ikke alene af puzzolanets art, men også af dets mængde; og især afhænger den af, hvilken egenskab der er tale om. For 28 døgns-styrkens vedkommende kan aktivitetsfaktoren for flyveaske og mikrosilica regnes at være omkring henholdsvis 0,3–0,5 og 3–5. For holdbarhedens vedkommende beror puzzolanernes gunstige virkning primært på deres bidrag til cementpastaens tæthed, og aktivitetsfaktoren er som hovedregel mere eller mindre over 1; men for en sikkerheds skyld sættes den kun til 1.

Der er naturligvis grænser for, hvor stor en del af cementen der kan udskiftes med puzzolan, idet puzzolanvirkningen jo er betinget af, at der er tilstrækkeligt med calciumhydroxid til stede. I praksis fastsættes grænsen ud fra det kriterium, at betonens evne til at beskytte indstøbt armering ikke må reduceres mærkbart. Herved er man kommet frem til, at det totale puzzolanindhold ikke bør overstige 35% af den samlede mængde af cement + puzzolan, medens mikrosilica alene ikke bør udgøre mere end højst 10%.

Grænserne er beregnet ud fra det krav, at højst halvdelen af den calciumhydroxidmængde, der dannes ved cementens hydratisering, må medgå til puzzolanreaktioner. Dette svarer til en sænkning af pH-værdien på ca. 0,7.

De anførte grænser indbefatter puzzolan, der er tilsat cementen som et led i fremstillingen af denne. For portlandflyveaskecement er grænsen således stort set udnyttet og yderligere puzzolantilsætning derfor sjældent aktuel.

Tilslagsgradering

I afsnittet om tilslagsmaterialer er begrundet, at sandprocenten er den vigtigste variabel, når det gælder tilslagets gradering. Det er ligeledes diskuteret kvalitativt, hvordan den gunstigste sandprocent afhænger af en lang række bestemmende faktorer. Svarende til en given kombination af niveauerne for disse faktorer kan en talværdi for sandprocenten skønnes ved hjælp af tabel 8.2-6 med tilhørende korrektionsregler.

Som det fremgår af tabel 8.2-6, og som også omtalt i afsnittet om vandindhold, afstemmes sandprocenten, sandets finhed og tilslagets maksimalkornstørrelse, således at kornstørrelsesfordelingen i sin helhed inddrages i proportioneringen i langt højere grad, end det ved første øjekast kunne se ud til.

Sandprocenten tilpasses cementindholdet, som imidlertid for en lang række anvendelser også er koblet sammen med fillerindholdet. De krav, der gælder cementindhold og filler under ét, er omtalt under »Cementindhold«, men hører principielt lige så meget hjemme i dette afsnit, da cement og filler i denne sammenhæng er fuldt ligestillede. Imidlertid vil man i praksis oftest tage tilslaget med det fillerindhold, det nu har, og indrette cementindholdet derefter, fremfor at indkøbe og dosere et særligt fillermateriale. Krav vedr. cement + filler får derved nærmest karakter af et af tilslagets fillerindhold afhængigt bånd på cementindholdet.

Til *vandtæt* beton anbefales en sandprocent i området 40–45%.

Dersom stenandelen i tilslaget sammensættes af flere materialer, kan blandingsforholdet mellem disse findes ved hjælp af tabel 8.2-7. Det er en forudsætning, at materialerne opfylder rensigtningskravene i DS 404, dvs. at der højst er 10% overkorn og 20% underkorn.

Kornkurven for *pumpebeton* med d_{max} = 32 mm □ bør ligge i det område af kornkurvediagrammet, der er markeret i figur 8.2-2. Når maksimalkornstørrelsen er mindre, anvendes en højere sandprocent. Ved lav sandprocent vil det ofte være en fordel, at tilslaget har partikelspring i fraktionen 2–4 mm □.

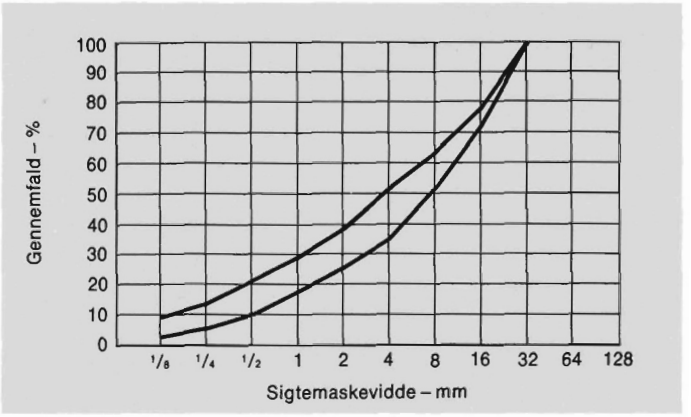
Tabel 8.2-6. Omtrentligt sandindhold (d ≦ 4 mm □) i % af samlet tilslag. På grundlag af [3].

	Sandprocent				
Cement-indhold	Største kornstørrelse mm □				
kg/m³	8	12	16	32	64
150	69	56	51	42	40
200	68	55	50	41	39
250	67	54	49	40	38
300	66	53	47	38	36
350	65	51	45	36	34
400	63	49	43	34	32
450	61	47	41	32	30

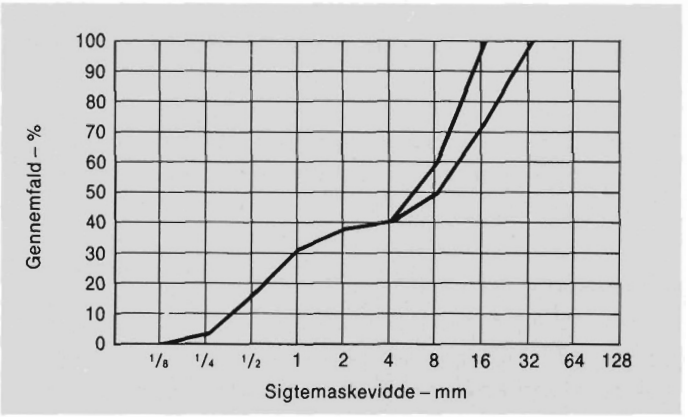
Tabellens forudsætninger		Korrektioner	
Komprimering:	Vibrering	for håndbearbejdning	tillæg: 3–5 enh.
Tilslag:	Sø- og bakke-materialer	for skærver	tillæg: 2–5 enh.
Armering:	Tætliggende armering	for åben armering	fradrag: 2–5 enh.
Sandets finheds-modul FM_{sa}:	ca. 2,3	ændring ± 0,1 i FM_{sa}	ændring: ± 1 enh.
Indblandet luft:	0%	for a % luft	fradrag: a-1 enh.

Tabel 8.2-7. Sammensætning af stenfraktionen i tilslaget. På grundlag af [21].

Stentype	Nominelle kornstørrelses-grænser	Blandingsforhold		
Perlesten	4–8 mm □	1	1	
Ærtesten	8–16 mm □	2	2	1
Nøddesten	16–32 mm □	3		2



Figur 8.2-2. Anbefalede kornkurvegrænser for tilslag til pumpebeton med d_{max} = 32 mm □ [16].



Figur 8.2-3. Idealkornkurver for tilslag til flydebeton med d_{max} = 16 hhv. 32 mm □ [15].

For *flydebeton* med d_{max} = 16 eller 32 mm □ anses kornkurverne i figur 8.2-3 for mønstergyldige. Under alle omstændigheder bør tilstræbes et relativt lavt fillerindhold på omkring 3–5% af det samlede tilslag.

Beton med puzzolan. Til beton, hvori en del af cementen erstattes med puzzolan, må tilslaget sammensættes under hensyn til, at puzzolanet hverken er bindemiddel eller sand, men en slags overgangsform. Det gøres lettest på den måde, at puzzolanbetonen gives *samme mørtelindhold pr. m³* som en tilsvarende referencebeton uden puzzolan. Denne referencebeton må følgelig proportioneres først, idet dens mørtelindhold fastlægger mørtelindholdet i den søgte beton. Imidlertid vil man naturligvis i denne forbindelse sætte vandind-

Komponent	Densitet	Masse pr. m^3	Diverse udregninger	Volumen pr. m^3
Cement	ϱ_c	**C**	$\frac{C}{\varrho_c}$ → ①	
Vand	ϱ_w	② ←	$V \cdot \varrho_w$	**V**
Luft	ϱ_L	0	$L \cdot 0{,}01$ → ③	
Sand	ϱ_{sa}	⑤ ←	$\varrho_{sa} \cdot$ **sa %** $\cdot 0{,}01$ ○	④
Sten	ϱ_{st}	⑥ ←	$\varrho_{st} \cdot (100 - sa\%) \cdot 0{,}01$ ○	
Beton	–	⑦		1,000

Tabel 8.2-8. Teoretisk sammensætning af 1 m^3 beton – afsluttende udregninger og oversigt.
De **halvfede** symboler angiver parametre, som er fastlagt ved de tidligere proportioneringsoperationer.
De indcirklede tal angiver rækkefølgen af de afsluttende udregninger.

holdet i de to betoner til samme værdi, og ligeledes luftindholdet; det samlede rumfang af cement og sand i referencebetonen vil derfor direkte angive det samlede rumfang af cement, puzzolan og sand i den søgte beton.

Afsluttende udregninger. Oversigt

De egentlige proportioneringsoperationer er tilendebragt, men endnu resterer beregning af tilslagets (absolutte) volumen, dettes fordeling på sand og sten samt massen af sand og sten. De afsluttende udregninger foregår mest overskueligt i et skema som f.eks. det som tabel 8.2-8 viste, der tillige kan fungere som oversigt over resultatet af den foreløbige proportionering.

Tilslagets volumen beregnes som differensen mellem det samlede betonvolumen på 1 m^3 og volumen af cement + vand + luft. I beregningen af det volumen, der beslaglægges af cementen, indgår dennes korndensitet, der for danske cementer kan sættes til hhv. 2900 kg/m^3 for Standard-Cement, 3100 kg/m^3 for Rapid-Cement og 3150 kg/m^3 for Lavalkali Sulfatbestandig Cement og Hvid Portland-Cement.

Det absolutte *volumen af sand og sten* findes som tilslagets volumen divideret med 100 og ganget med henholdsvis sandprocenten og 100 minus sandprocenten.

Massen af sand og sten findes som produkterne af de respektive rumfang og den korndensitet, der for det pågældende materiale svarer til kornenes tilstand i

den friske beton. I regelen skal benyttes korndensiteten i vandmættet, overfladetør tilstand. Er densiteten af de valgte tilslagsmaterialer ukendt, kan den ved den foreløbige proportionering sættes til 2600 kg/m^3.

Afslutningsvis udregnes *densiteten* af den blandede og komprimerede beton som summen af delmaterialernes masser. Medmindre forudsætningerne på et eller flere punkter er ekstreme, vil betonens densitet ligge mellem 2200 og 2400 kg/m^3. En værdi uden for dette interval kan således være et fingerpeg om en grov fejl.

Blanderecept

Den teoretiske sammensætning af 1 m^3 beton kan ikke umiddelbart benyttes som blanderecept ved fremstilling af betonen, fordi

1. blandemaskinens kapacitet kun sjældent svarer til netop 1 m^3 færdigkomprimeret beton (sml. i øvrigt side 411)
2. sandet som regel foreligger i form af betongrus med et vist indhold af sten
3. stenene undertiden indeholder en vis mængde sand
4. betongruset normalt har og stenene kan have et vist vandindhold
5. evt. indblandet luft er angivet i % eller liter, ikke som milliliter luftindblandingsstof.

Ved omregning fra teoretisk sammensætning til blanderecept er det klogt, når cementen leveres i sække, også at kræve, at

6. cementen skal tilsættes i hele sække.

Prøveblanding

På grundlag af blanderecepten fremstilles en prøveblanding til kontrol af, om den valgte sammensætning fører til de ønskede egenskaber. I princippet bør man naturligvis kontrollere alle egenskaber, hvortil der er stillet krav; men ofte begrænses kontrollen til nogle »nøgleegenskaber« hos betonen, såsom den friske betons bearbejdelighed og evt. luftindhold og den hærdnede betons cylindertrykstyrke til den normerede termin – suppleret med en visuel bedømmelse af den friske beton. I tilfælde af afvigelser mellem de ønskede og de opnåede

egenskaber korrigeres sammensætningen, en ny prøveblanding fremstilles og kontrolleres, og så fremdeles, indtil betonen opfører sig som foreskrevet.

For så vidt er korrektionsproceduren triviel – men den indebærer et problem, nemlig at man rask væk sætter lighedstegn mellem de opnåede egenskaber i prøveblandingen og de forventede egenskaber i hele det kontrolafsnit, betonen er beregnet til. Normalt erkender man de betydelige vanskeligheder, der er forbundet med at drage blot rimeligt pålidelige slutninger selv ud fra ret store stikprøver. I forbindelse med korrektion af betonsammensætningen bygger man vidtrækkende konklusioner på i realiteten kun én prøve.

Prøveblandingen fremstilles med betydelig større omhu, end det er muligt at ofre på de tilsvarende operationer under arbejdets gang. Det er derfor berettiget at gå ud fra, at de afvejede mængder i prøveblandingen svarer nøje til det forudsatte, hvilket igen vil sige middelsammensætningen af kontrolafsnittet. I bedste fald kan prøveblandingen altså give oplysning om, hvordan betonens egenskaber vil blive i middel, men ikke om spredningen på dem. Selv ikke ved fremstilling af et større antal prøveblandinger ville man kunne få et skøn over spredningen, da prøveblandingerne i kraft af den særlige omhu, de er fremstillet med, uvægerligt vil være mere ensartede end et lignende antal arbejdsblandinger.

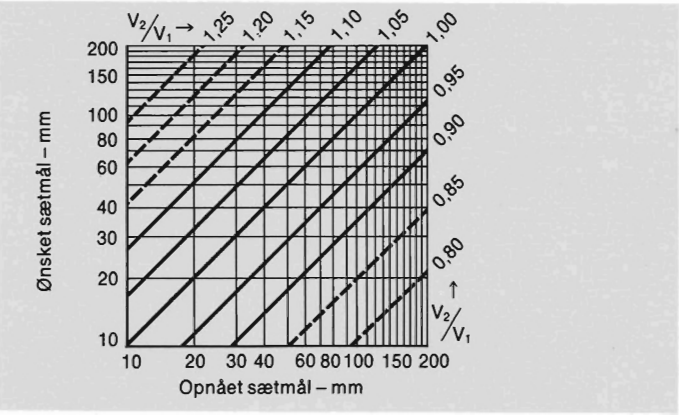
Som nævnt er det endda kun i bedste fald, prøveblandingen giver et korrekt billede af middelegenskaberne i kontrolafsnittet. Det fordrer nemlig, at de benyttede portioner af delmaterialerne er fuldt repræsentative, hvilket næppe kan opnås. Prøveblandingen må derfor ikke opfattes som mere end en tilnærmelse, omend som oftest en god tilnærmelse. Men alt i alt kan det ikke påregnes, at den resulterende blanderecept er definitiv; den må til stadighed korrigeres, efterhånden som resultaterne af den løbende kontrol indhøstes.

Korrektioner

Dersom *styrken* af betonen i prøveblandingen afviger så meget fra det forudsatte, at man bestemmer sig for at ændre v/c-forholdet, benyttes Bolomeys formel til beregning af den nødvendige korrektion. Af de indgående størrelser er cement- og vandindhold kendt fra afvejningen, et eventuelt indhold af indblandet luft er målt, og styrken af den hærdnede beton er ligeledes målt. Tilbage er derfor kun faktoren K, der således kan udregnes for de aktuelle materialer, fremstillingsomstændigheder m.v. Ud fra denne værdi af K og den nødvendige middelstyrke kan den ny værdi af v/c (eller (v+l)/c) da beregnes.

Det må i almindelighed påregnes, at *bearbejdeligheden* af betonen i prøveblandingen ikke stemmer overens med det krævede, således at vandindholdet må

Figur 8.2-4. Diagram til brug ved korrigering af vandindhold.



korrigeres. Som grundlag for denne korrektion kan benyttes følgende formel, der er angivet af Popovics:

$$\frac{V_2}{V_1} = \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^q$$

hvor y_1 = den opnåede bearbejdelighed
y_2 = den ønskede bearbejdelighed
V_1 = vandindhold ved bearbejdelighed y_1
V_2 = vandindhold ved bearbejdelighed y_2

Popovics anfører værdien q = 0,10 for sætmålsprøven – et resultat, der efter hidtidige erfaringer også passer udmærket på danske materialer. I figur 8.2-4 kan forholdet V_2/V_1, altså den faktor, hvormed prøveblandingens vandindhold skal multipliceres, direkte aflæses som funktion af det opnåede og det ønskede sætmål.

Vebeprøvens q-værdi er noget mere usikker; som et første forsøg kan man prøve med en værdi i intervallet – 0,10 til – 0,15.

Eksempel 8.2-2

Et industribyggeri er projekteret med søjler, dragere og dæk af armeret beton, som støbes på stedet.

Fra *den projekterende* foreligger følgende oplysninger om søjlerne:

Styrkekrav: Foreskreven karakteristisk styrke f_{ck} = 25 MN/m².

Type →	Bakkematerialer			Sømaterialer			Skærver	
vare / sigte-maskevidde	grus	ærte-sten	nødde-sten	sand	ærte-sten	nødde-sten	12/18	18/30
32 mm	100	100	100	100	100	100	100	100
16 mm	100	100	25	100	100	10	95	15
8 mm	100	35	0	100	15	0	0	0
4 mm	95	0	0	100	0	0	0	0
2 mm	85	0	0	100	0	0	0	0
1 mm	60	0	0	100	0	0	0	0
1/2 mm	35	0	0	90	0	0	0	0
1/4 mm	15	0	0	30	0	0	0	0
1/8 mm	5	0	0	0	0	0	0	0

Tabel 8.2-9. Kornkurver (vægtprocent gennemfald) for de disponible tilslagsmaterialer i eksempel 8.2-2.

Holdbarhedskrav:	Placering i moderat miljø.
	Luftindblanding af hensyn til frostbestandighed.
	Af æstetiske grunde ønskes antallet af springere og andre skader begrænset i det omfang, det ikke fordyrer betonen nævneværdigt.
Geometri:	Mindste tværmål 150 mm. Mindste frie afstand mellem armeringsjern 35 mm (»tætliggende«).
Kontrol:	Mindst 4 stk. 150 × 300 mm cylindre pr. kontrolafsnit.

Fra *den udførende* er meddelt følgende forudsætninger:

Styrke:	f_{ck} forudsættes opnået efter 28 døgn.
Fremstilling:	Kraftig vibrering.
	Bearbejdelighed svarende til en ikke-luftindblandet beton med sætmål 60–100 mm, jf. tabel 8.1-2.
	$d_{max} \leqq 16$ mm □, jf. tabel 8.1-3.

Type →	Bakkematerialer			Sømaterialer			Skærver	
vare	grus	ærte-sten	nødde-sten	sand	ærte-sten	nødde-sten	12/18	18/30
Humusprøve	lys gul			klar				
Ler og slam – volumen %	4			2				
Faste, frost-bestandige korn-masse %		79	77		96	94	100	100
Faste, frost-farlige korn-masse %		21	23		2	5	0	0
Smuldrende korn-masse %		0	0		2	1	0	0
Korndensitet i vandmættet, overfladetør tilstand – kg/m^3	2630	2600	2550	2620	2630	2630	2740	2710

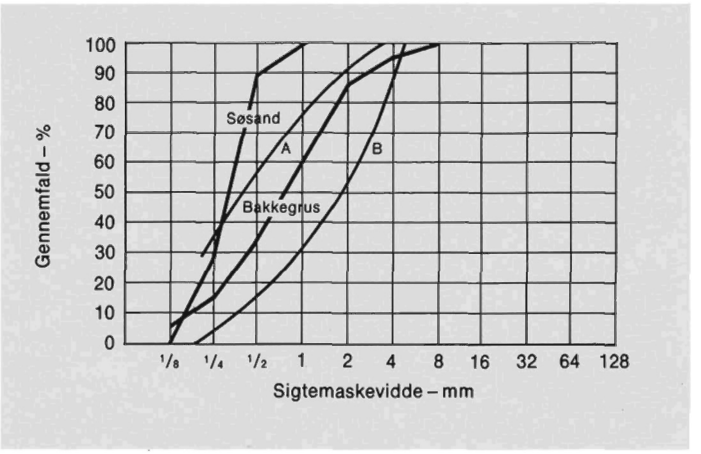
Tabel 8.2-10. Prøvningsresultater vedr. renhed (sand og grus), fysisk sundhed (sten) og korndensitet (samtlige materialer) for de disponible tilslagsmaterialer i eksempel 8.2-2.

Betonproducenten har givet følgende bidrag:

Tilslag:	Mulige tilslagsmaterialer i henhold til tabellerne 8.2-9 og 8.2-10.
Kontrol:	Prøveantal n = 4. Påtalerisiko ε = 5%. Udokumenteret δ.
Spredning:	Ensartethed svarende til δ_p = 0,10.

Spørgsmål: Angiv den teoretiske sammensætning af 1 m^3 beton, som på billigste måde opfylder de anførte krav.

Figur 8.2-5. Kornkurver for søsandet og bakkegruset i eksempel 8.2-2 samt vejledende grænsekurver for sand, jf. figur 4.2-7.



Løsning

Afledte forudsætninger

Den nødvendige middelstyrke beregnes af udtrykket

$$E[f_c] = k_\varepsilon \cdot k_n \cdot f_{ck}$$

f_{ck} er foreskrevet at skulle være 25 MN/m². I tabel 7.2-3 (side 534) aflæses, at for f_{ck} = 25 MN/m² skal udokumenteret δ sættes til 0,15. Med δ = 0,15 og n = 4 fås af tabel 7.2-2: k_n = 1,26.

I tabel 8.1-5 (side 657) aflæses for n = 4, δ_p = 0,10 og ε = 5%: k_ε = 1,09.

Den nødvendige middelstyrke bliver dermed:

$$E[f_c] = 1{,}09 \cdot 1{,}26 \cdot 25 = 34{,}34 \rightarrow \textit{34,4 MN/m}^2$$

v/c-fradraget kan som anført side 659 empirisk sættes til 0,03 à 0,05. Der vælges et fradrag på *0,05*.

Materialevalg

Cement. Der foreligger ingen krav, som nødvendiggør en speciel cement. Der vælges følgelig *almindeligt hærdnende cement* (Standard-Cement).

Tilslag. For sandets vedkommende foreligger 2 muligheder, bakkegrus og søsand. De to materialers kornkurver er optegnet i figur 8.2-5, og til støtte for vurderingen er i samme diagram indtegnet de vejledende grænsekurver for sand fra figur 4.2-7. Det fremgår af figuren, at søsandet er for fint og enskornet, hvorimod bakkegrusets gradering må anses for ideel. Bakkegrusets humus- og lerindhold er acceptable; *bakkegrus* vælges.

For stenenes vedkommende er d_{max} tidligere fastsat til højst 16 mm □, således at der foreligger de tre muligheder: bakkeærtesten, søærtesten og skærver 12/18 (disse sidste har også efter definitionen d_{max} = 16 mm □). Valget mellem dem træffes på grundlag af ønsket om begrænsning af springerantallet, dvs. efter indholdet af frostfarlige korn. Skærverne er i så henseende bedst med 0%, men indebærer en »nævneværdig fordyrelse« (høj egenpris, stort vandbehov), og må derfor udelukkes. Bakkeærtestenene er væsentlig ringere og næppe meget billigere end søærtestenene og forkastes derfor også; *søærtesten* vælges.

Teoretisk sammensætning pr. m³

Luftindhold. Betonen skal være luftindblandet af hensyn til frostbestandigheden, og det hertil nødvendige luftindhold aflæses i tabel 8.2-1 for d_{max} = 16 mm □ til 6%.

(v + l)/c -forholdet bestemmes ved hjælp af Bolomey's udvidede formel

$$E\,[f_c] = 0{,}9 \cdot K \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{v+l}{c}\right)} - 0{,}25 \right)$$

K findes i tabel 8.2-2, som for Standard-Cement angiver K = 27, dvs.

$$34{,}4 = 0.9 \cdot 27 \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{v+l}{c}\right)} - 0{,}25 \right)$$

$$\frac{1}{\left(\frac{v+l}{c}\right)} = \frac{34{,}4}{0{,}9 \cdot 27} + 0{,}25 = 1{,}666$$

$$\frac{v+l}{c} = 0{,}60$$

Den fundne værdi ligger inden for formlens gyldighedsområde.

I moderat miljø må v/c højst være 0,60, og med det ovenfor angivne fradrag på 0,05 fås E[v/c] = 0,60–0,05 = 0,55. Den faktiske værdi af E[v/c] kan først beregnes, når vandindhold og cementindhold er fastlagt senere i proportioneringen. Det skønnes imidlertid, at kravet med lethed vil kunne opfyldes med det af styrkehensyn nødvendige vand-luft-cement-forhold; altså vælges

$$\frac{v+l}{c} = 0{,}60$$

Vandbehov. Betonen skal have samme bearbejdelighed som en ikke-luftindblandet beton med sætmål 60–100 mm. Som udgangspunkt betragtes en luftindblandet beton med sætmål 60–100 mm. Det hertil svarende

vandbehov er i henhold til tabel 8.2-4 175 l/m³ for bakkematerialer og 170 l/m³ for sømaterialer, idet d_{max} = 16 mm □. Da tilslaget er sammensat af bakkesand og søsten, skal de to tal vægtes i forholdet 2:1, dvs. vandbehovet for udgangsbetonen bliver

$$V_0 = \frac{2}{3} \cdot 175 + \frac{1}{3} \cdot 170 = 173 \text{ l/m}^3$$

Den luftindblandede beton kan opnå den ønskede bearbejdelighed med et ca. 2,5% lavere vandindhold, jf. side 672. Det søgte vandbehov bliver altså

$$V = 0{,}975 \cdot V_0 = 0{,}975 \cdot 173 = \textit{169 l/m}^3$$

Cementindhold. Det til (v+l)/c, V og L svarende cementindhold er

$$C = \frac{V+L}{\left(\frac{v+l}{c}\right)} = \frac{169+60}{0{,}60} = 382 \text{ kg/m}^3$$

Da der ikke foreligger andre krav, som sætter grænser for cement- eller samlet finstofindhold, er *C = 382 kg/m³*.

Kontrol af v/c. Med de fundne værdier af V og C bliver

$$\frac{v}{c} = \frac{169}{382} = 0{,}442 \rightarrow 0{,}45$$

dvs. det miljøklassebetingede krav E[v/c] ≦ 0,55 er rigeligt overholdt.

Tilslagsgradering. Sandprocenten findes ved hjælp af tabel 8.2-6. Alle bestemmende faktorer er kendt, med undtagelse af sandets finhedsmodul. Indledningsvis udregnes dette, idet det bemærkes, at kun bakkegruset giver bidrag til det samlede tilslags indhold af sand. Udregningen er vist i tabel 8.2-11.

Tabel 8.2-11. Beregning af kornkurve og finhedsmodul for sandandelen i det samlede tilslag i eksempel 8.2-2.

Maskevidde mm	**Gennemfald** – %		**Bidrag til** $\mathbf{FM_{sa}}$ × 100
	bakkegrus	sand i tilslag	
4	95	100	0
2	85	90	10
1	60	63	37
1/2	35	37	63
1/4	15	16	84
1/8	5	5	48
Sum	–	–	242
FM_{sa} =			2,4

Tabelværdi for d_{max} = 16 mm □ og C = 382 kg/m³	44
Korrektion for FM_{sa} (2,4–2,3)/0,1	+ 1
Korrektion for indblandet luft – (6 – 1) =	– 5
Sandprocent	*40*

Afsluttende udregninger. Oversigt.

Komponent	**Densitet** kg/m³	**Masse pr. m³** kg/m³	**Diverse udregninger**	**Volumen pr. m³** m³/m³
Cement	2900	382	382/2900 →	0,132
Vand	1000	169	← 0,169 · 1000	0,169
Luft	0	0	6% →	0,060
Sand	2630	672	← 2630 · 0,40 · 0,639	0,639
Sten	2630	1008	← 2630 · 0,60 · 0,639	
Beton	–	2231		1,000

Eksempel 8.2-3

Af den beton, der er proportioneret i eksempel 8.2-2, fremstilles en prøveblanding svarende til 0,200 m³ færdigkomprimeret beton.

Den friske betons luftindhold bestemmes ved trykmetoden; to målinger giver resultaterne 5,7% og 5,9%.

Sætmålet bestemmes tre gange med resultaterne 30, 30 og 20 mm.

Trykstyrken bestemmes ved hjælp af 5 stk. 150 × 300 mm cylindre, som prøves efter 28 døgns forskriftsmæssig lagring. Resultaterne af styrkeprøvningen er 35,0, 36,1, 37,1, 37,2 og 38,6 MN/m².

Ved vurderingen af sætmålet af betonen i prøveblandingen lægges til grund,

- at bearbejdeligheden af betonen er foreskrevet at skulle være som for en ikke-luftindblandet beton med sætmål 60–100 mm.
- at betonproducenten for at spare cement ønsker at lægge sig i den lave ende af sætmålsintervallet, men dog ikke så lavt, at der er risiko for at falde under 60 mm, således at der alt i alt sigtes mod en bearbejdelighed svarende til et sætmål på 70 mm for den ikke-luftindblandede beton.

Spørgsmål: Giv et motiveret forslag til sammensætning af prøveblanding nr. 2, når det tillige oplyses, at bakkegruset har et samlet vandindhold på 5% og en absorption på 2%, og at søstenene har et vandindhold på 1% og en absorption på 0.

Løsning

Af tabel 8.2-5 fremgår, at en luftindblandet beton med 4% luft og med samme bearbejdelighed som en ikke-luftindblandet beton med sætmål

70 mm, vil få et sætmål på ca. 50 mm. I det foreliggende tilfælde er luftindholdet højere, og den luftindblandede beton kan derfor klare sig med et mindre sætmål, skønsmæssigt 40 mm. Det opnåede sætmål er

$$\frac{30+30+20}{3} = 27 \text{ mm.}$$

I figur 8.2-4 aflæses for ønsket sætmål = 40 mm og opnået sætmål = 27 mm faktoren $V_2/V_1 = 1{,}04$. Da $V_1 = 169$ l/m³, fås

$$V_2 = 1{,}04 \cdot 169 = 176 \text{ l/m}^3$$

Af de 5 styrketal beregnes $\bar{f}_c = (35{,}0+36{,}1+37{,}1+37{,}2+38{,}6)/5 = 36{,}8$ MN/m². De afmålte mængder af cement og vand svarer til henholdsvis 382 kg/m³ og 169 l/m³, medens det faktisk opnåede luftindhold svarer til 58 l/m³. Disse tal indsættes i Bolomeys udvidede formel, hvorved man får

$$36{,}8 = 0{,}9 \cdot K \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{169+58}{382} \right)} - 0{,}25 \right)$$

hvoraf K bestemmes til 28,5.

Den tilstræbte styrke er stadig 34,4 MN/m², og med den fundne værdi af K fastlægger formlen en ny værdi af (v+l)/c, idet

$$34{,}4 = 0{,}9 \cdot 28{,}5 \cdot \left(\frac{1}{\left(\frac{v+l}{c} \right)} - 0{,}25 \right)$$

hvoraf $\frac{v+l}{c} = 0{,}63$

Værdien ligger stadig inden for formlens gyldighedsområde.

Når vandindholdet ændres til 176 l/m³, når (v+l)/c-forholdet ændres til 0,63, og når luftindholdet fortsat skal være 60 l/m³, må cementindholdet ændres til

$$C = \frac{V+L}{\left(\frac{v+l}{c} \right)} = \frac{176+60}{0{,}63} = 375 \text{ kg/m}^3$$

Herved bliver v/c = 176/375 = 0,47, hvilket opfylder det miljøbetingede krav $E[v/c] \leqq 0{,}55$.

Af de faktorer, der bestemmer *sandprocenten,* er kun cementindholdet ændret, og ændringen er så lille, at den ikke giver anledning til korrektion af sandprocenten, der altså fastholdes på *40.*

Luftindholdet i prøveblandingen er i gennemsnit 5,8%, dvs. meget tæt på det ønskede. Blandingsforholdet er i øvrigt ikke ændret særlig meget, og der er derfor næppe grund til at ændre på doseringen af luftindblandingsstoffet. Den lidt blødere konsistens og det ganske lidt lavere cementindhold vil i øvrigt begge virke i retning af en anelse højere luftindhold, hvilket i relation til kravet kun er en fordel. Konklusion: *luftindblandingsstof i uændret dosering.*

Teoretisk sammensætning pr. m³

Komponent	**Densitet** kg/m³	**Masse pr. m³** kg/m³	**Diverse udregninger**	**Volumen pr. m³** m³/m³
Cement	2900	375	375/2900 →	0,129
Vand	1000	176	← 0,176 · 1000	0,176
Luft	0	0	6% →	0,060
Sand	2630	668	← 2630 · 0,40 · 0,635	0,635
Sten	2630	1002	← 2630 · 0,60 · 0,635	
Beton	–	2221		1,000

Prøveblanding nr. 2 skal indeholde 0,200 gange de ovenfor anførte mængder. Udregningen kompliceres en smule af, at betongruset dels består af en blanding af sand og sten, dels indeholder såvel bundet (absorberet) som frit vand.

Pr. m³ skal betonen indeholde 668 kg vandmættet, overfladetørt sand. Sandet tilføres betonen i form af bakkegrus, hvis sandindhold, jf. tabel 8.2-9, er 95%, dvs. der skal bruges 668/0,95 = 703 kg vandmættet, overfladetørt bakkegrus. Da absorptionen er 2%, svarer de 703 kg altså til 102% af tørmassen, der følgelig andrager 703/1,02 = 689 kg. Det fri vand udgør 5–2 = 3% heraf, dvs. 689 · 0,03 = 20,7 kg. Til 1 m³ skal således afvejes 703 + 21 = 724 kg fugtigt bakkegrus.

Af de 703 kg vandmættet, overfladetørt bakkegrus udgøres 5% eller 0,05 · 703 = 35 kg af sten. Det samlede stenindhold pr. m³ skal være 1002 kg, og søstenenes bidrag bliver derfor 1002 – 35 = 967 kg vandmættede, overfladetørre sten. Da der ikke findes absorberet vand i søstenene, er tørmassen også 967 kg. Det fri vand udgør 1% heraf, dvs. 0,01 · 967 = 9,7 kg. Til 1 m³ skal således afvejes 967 + 10 = 977 kg fugtige søsten.

Med bakkegruset følger	20,7 kg frit vand
Med søstenene følger	9,7 kg frit vand
Med tilslaget som helhed følger	30,4 kg frit vand,

og der skal således kun tilsættes 176 – 30,4 = 145,6 l vand pr. m³.

Når de fundne mængder pr. m³ beton af delmaterialerne, som de aktuelt foreligger, ganges med satsstørrelsen på 0,200 m³, fremkommer følgende blanderecept for prøveblanding nr. 2:

Standard-Cement	*75,0 kg*
Bakkegrus (inkl. 5% vand, heraf 3% frit)	*144,8 kg*
Søsten (inkl. 1% vand, heraf 1% frit)	*195,4 kg*
Tilsat vand (inkl. luftindblandingsstof i samme dosering som for prøveblanding nr. 1)	*29,1 l*

Litteratur til afsnit 8.1 og 8.2

[1] DS 404. »Nomenklatur for sand-, grus- og stenmaterialer«. København, Teknisk Forlag, 1977.

[2] DS 411. »Norm for betonkonstruktioner«. København, Teknisk Forlag, 1984.

[3] »Foreløbige retningslinier for fremstilling af luftindblandet beton«. København, Teknisk Forlag, 1954.

[4] Herholdt, Aage D.: »Beton og tøsalte«. Nordisk Betong, 1. 1975, s. 29–36.

[5] Herholdt, Aage D.: »Kortfattet vejledning i betonproportionering«. København, Polyteknisk Forlag, 1971.

[6] Herholdt, Aage D.: »Normkrav og statistik«. Beton-Teknik 4/03/1974.

[7] »Hvid betons teknologi«. Beton-Teknik 2/01/1972.

[8] Idorn, G. M.: »Grundtræk af betonteknologien. Bind 7. Betonsammensætning«. København, Polyteknisk Forening, 1961.

[9] Kjær, Ulla og Nepper-Christensen, P.: »Alkalireaktioner i beton«. Beton-Teknik 3/02/1973.

[10] Kristensen, B. W. og Nepper-Christensen, P.: »Trykstyrke og arbejdslinie for beton i afhængighed af vand/cement-forhold og alder for 7 danske cementtyper«. Betonforskningslaboratoriet, Karlstrup, 1968.

[11] Lynge, O.: »Vandtæt beton«. Beton-Teknik 3/04/1974.

[12] Meyer, E. V., Forum, C. S. og Krenchel, H.: »Betonbogen«. 2. rev. udg. København, Cementfabrikkernes tekniske Oplysningskontor, 1967.

[13] Nepper-Christensen, P.: »Betons elasticitetsmodul«. Beton-Teknik 3/01/1970.

[14] Hansen, P. Freiesleben og Pedersen, E. J.: »Vinterstøbning af beton«. SBI-anvisning 125. København, SBI, 1982.

[15] Osbæck, B. og Kjær, Ulla: »Plastificeringsstoffer til beton«. Beton-Teknik 1/02/1975.

[16] Pedersen, E. J.: »Pumpebeton«. Beton-Teknik 6/02/1972.

[17] Schacklock, B. W.: »Concrete Constituents and Mix Proportions«. London, Cement and Concrete Association, 1974.

[18] Schultz, H., Jensen, Sv. Aa. og Nepper-Christensen, P.: »Flyveaske og beton«. Beton-Teknik 1/03/1978.

[19] »Tests and Properties of Concrete«. Philadelphia, American Society for Testing and Materials, 1966.

[20] »Varm beton?«. Beton-Teknik 9/09/1974.

[21] Puckman, Knud: »Proportionering af konstruktionsbeton efter intervalmetoden«. Beton-Teknik 2/08/1981.

[22] Hansen, T. C.: »Kompendium i betonteknologi«. København, DtH, 1980.

8.3 Proportionering af let konstruktionsbeton

Ved let konstruktionsbeton forstås beton, hvis densitet ligger i området 1400 til 2000 kg/m^3, og hvis struktur er tæt, dvs. mellemrummene mellem tilslagskornene er udfyldt med cementpasta. Den i forhold til normal konstruktionsbeton lavere densitet opnås ved brug af lette, porøse tilslagsmaterialer i stedet for stenene i betonen, i sjældnere tilfælde også helt eller delvis i stedet for sandet.

Let konstruktionsbeton udføres gerne i styrkeområdet 15–45 MN/m^2; styrken vil normalt være 50–80% af styrken af en tilsvarende normal beton.

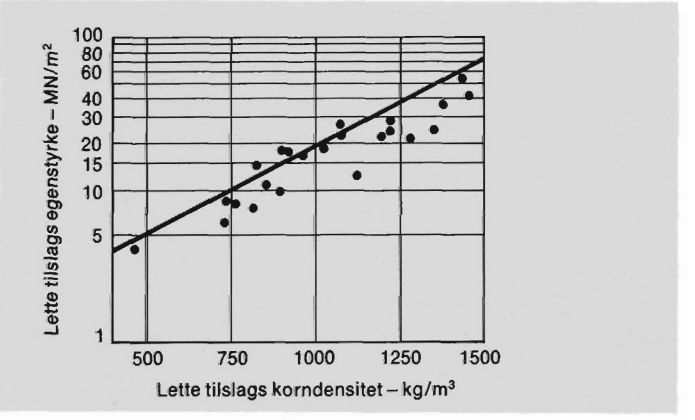
Som omtalt i afsnittet om tilslagsmaterialer har kun letklinker af ekspanderet ler (exlérklinker) vundet større udbredelse til fremstilling af let konstruktionsbeton. Den proportioneringsmetode, der er beskrevet i det følgende, dækker således kun dette materiale.

I endnu højere grad end for almindelig beton er prøveblandinger et nødvendigt led i fastlæggelsen af den betonsammensætning, der fører til det ønskede resultat, og regneoperationernes karakter af *foreløbig proportionering* må derfor understreges ekstra kraftigt.

Materialevalg

Cement og sand kan principielt vælges efter de samme retningslinier, som gælder for valg af disse materialer til almindelig beton, og som er omtalt side 660–662. Ved valg af cementtype kan det evt. være nødvendigt tillige at tage hensyn til styrkekravet (jf. figur 8.3-3).

Let tilslag. For let konstruktionsbeton spiller tilslagskvaliteten en helt anden og afgørende rolle end for normal beton. Før anvendelsen af et foreliggende let tilslagsmateriale må dets egnethed derfor eftervises, som hovedregel ved prøvning af beton. De betydende egenskaber hos det lette tilslag er korndensitet og egenstyrke. I første omgang må man ud fra erfaring eller på må og få vælge et tilslagsmateriale og gennemføre en foreløbig proportionering. Herved vil det



Figur 8.3-1. Relation mellem egenstyrke (i log. skala) og korndensitet af forskellige industrielt fabrikerede lette tilslag. Styrkeniveauet afhænger af råmaterialerne og fremstillingsprocessen. For lette tilslag med forskellig densitet fremstillet af ens råmaterialer ved samme proces vil styrke-densitet-relationen ofte følge en ret linje med den viste hældning [3].

vise sig, om kravene til betonens styrke og densitet lader sig opfylde med det valgte materiale; er dette ikke tilfældet, forsøges med et andet let tilslag.

Betonens styrke og densitet kan hver især vælges inden for ret vide grænser – men ikke fuldstændig uafhængigt af hinanden. Dette skyldes først og fremmest, at tilslagets korndensitet og dets egenstyrke er korrelerede, således som det fremgår af figur 8.3-1. Man kan altså komme ud for, at kravene til betonens styrke og densitet er uforenelige.

Teoretisk sammensætning

Udgangspunktet for proportioneringen er kravene til den hærdnede betons styrke og densitet. Betonsammensætningen influeres naturligvis også af, hvad der er foreskrevet mht. den friske betons bearbejdelighed; men de angivne diagrammer for cementindhold og vandbehov gælder kun for et sætmål på 40–60 mm, hvilket altså må betragtes som en fast forudsætning.

Det er den hærdnede betons densitet, der har interesse, men det er den friske betons densitet, man kan beregne og kontrollere. Ved fastlæggelsen af den densitet, der skal sigtes imod, kan man tage hensyn hertil ved at regne med, at betonens densitet med tiden formindskes med omkring 50 kg/m^3 på grund af udtørring.

Det lette tilslags volumenandel

Densiteten af let konstruktionsbeton ϱ_b afhænger af mørtelens densitet ϱ_m, af de lette korns korndensitet ϱ_e og af de lette korns volumenandel n i henhold til udtrykket

$$\varrho_b = n \cdot \varrho_e + (1 - n) \cdot \varrho_m \qquad (1)$$

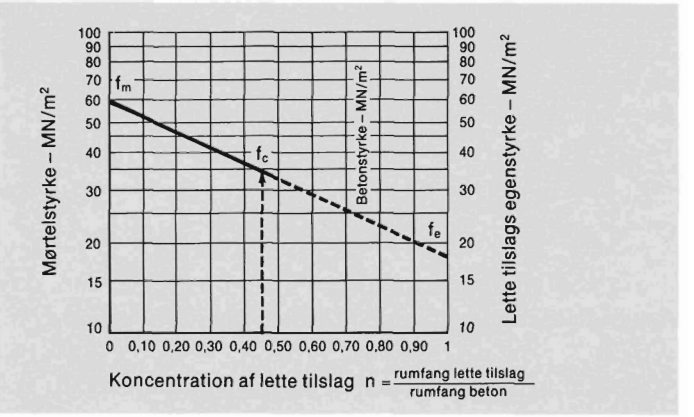
I den friske beton må de lette korns korndensitet på grund af vandopsugning påregnes at være ca. 10% højere end i tør tilstand.

Mørtelens densitet afhænger af sammensætningen, men kan på dette sted med tilstrækkelig nøjagtighed sættes til 2100 kg/m^3.

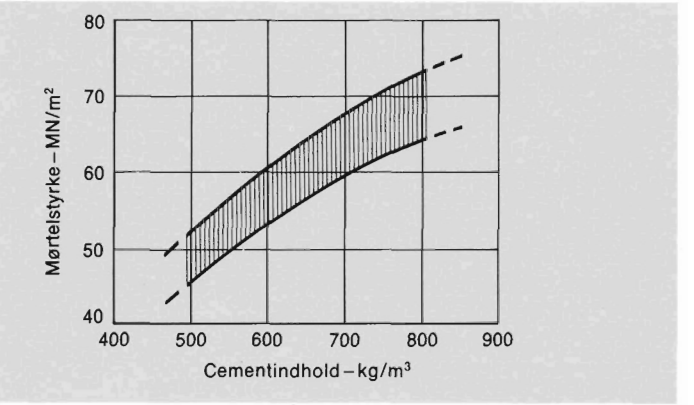
Med kendte værdier for ϱ_m og ϱ_e kan den til det krævede ϱ_b svarende volumenandel lette korn n beregnes af (1). n må ikke overstige 0,5, fordi mørtelen ellers ikke kan udfylde hulrummene mellem de lette korn.

n skal gerne ligge omkring 0,35–0,5.

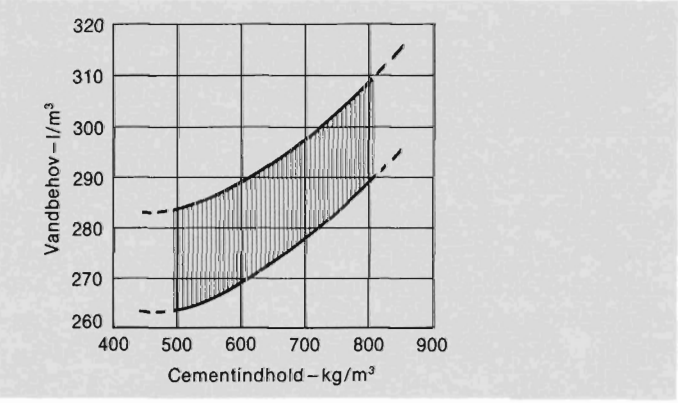
Figur 8.3-2. Trykstyrken af let konstruktionsbeton i afhængighed af det lette tilslags egenstyrke, mørtelstyrken og blandingsforholdet (grafisk afbildning af Baches formel). Værdien for n = 0 svarer til ren mørtel. Værdien for n = 1 er det lette tilslags egenstyrke [3].



Figur 8.3-3. Mørtelstyrken som funktion af cementindholdet. Mørtelstyrken afhænger desuden af cementtypen, idet »stærke« cementer (jf. tabel 8.2-2) vil give værdier i den øvre del af båndet, »svage« cementer i den nedre.
Den afbildede sammenhæng gælder let konstruktionsbeton med sætmål 40–60 mm.
På grundlag af [3].



Figur 8.3-4. Vandbehov for mørtel i afhængig af cementindholdet og gældende for betoner med n = 0,40.
Den afbildede sammenhæng gælder let konstruktionsbeton med sætmål 40–60 mm.
På grundlag af [3].



Nødvendig mørtelstyrke

Trykstyrken af let konstruktionsbeton f_c afhænger af mørtelens trykstyrke f_m, af de lette korns egenstyrke f_e og af de lette korns volumenandel n i henhold til følgende styrkemodel (Baches formel):

$$f_c = f_e^n \cdot f_m^{1-n} \qquad (2)$$

der er gyldig for $2 \cdot f_e < f_m < 15 \cdot f_e$ og $n \leqq 0{,}5$.

n er bestemt i det foregående, f_c foreligger som krav (= $E[f_c]$) og f_e som materialedatum for det lette tilslag. Den tilsvarende mørtelstyrke er da fastlagt ved (2).

Bestemmelsen af mørtelstyrken sker lettest ad grafisk vej. Idet (2) kan omskrives til

$$\log f_c = n \cdot \log f_e + (1\text{-}n) \cdot \log f_m$$

ses, at styrkemodellen kan afbildes som en ret linie, når n benyttes som abscisse og log f_c som ordinat. En sådan afbildning er vist som figur 8.3-2. Den rette linie er fastlagt ved de to punkter (n, f_c) og (1, f_e); for $n = 0$ aflæses den nødvendige mørtelstyrke f_m. Afslutningsvis kontrolleres, om betingelsen for anvendelse af styrkemodellen er opfyldt, dvs. om $2 \cdot f_e < f_m < 15 \cdot f_e$.

Med stærkere klinker har man ofte $f_e/f_m \approx 0{,}5 - 1{,}0$; i sådanne tilfælde kræves en lidt stærkere mørtel end angivet ved modellen.

Den nødvendige mørtelstyrke ligger gerne omkring 40–60 MN/m^2.

Mørtelens cementindhold og vandbehov

Mørtelens cementindhold kan aflæses i figur 8.3-3 i afhængighed af mørtelstyrke og cementtype. Kurverne refererer til almindelig cementmørtel og dækker således ikke mørtel med letklinkersand, der dog også kun anvendes sjældent.

Mørtelens vandbehov kan aflæses i figur 8.3-4 som funktion af cementindholdet. I praksis fremstilles let konstruktionsbeton ofte under anvendelse af et plastificeringsstof, og vandbehovet er da noget mindre.

Afsluttende udregninger. Oversigt.

Sammensætningen af 1 m^3 mørtel udregnes på tilsvarende måde som angivet under afsluttende udregninger for normal konstruktionsbeton, jf. tabel 8.2-8. Herunder tages et evt. indhold af indblandet luft af hensyn til frostsikkerhed i regning. Det kontrolleres, at mørtelens densitet ikke afviger for meget fra de forudsatte 2100 kg/m^3; i modsat fald regnes om.

Mørtelkomponenternes bidrag til 1 m^3 beton udregnes ved, at de ovenfor fundne mængder pr. m^3 mørtel multipliceres med (1-n). Hertil føjes massen af let tilslag pr. m^3 beton, nemlig $n \cdot \varrho_e$, så en samlet oversigt over den teoretiske sammensætning af 1 m^3 beton fremkommer.

Prøveblanding

Der udføres en prøveblanding efter blanderecepten, idet vand tilsættes efter konsistenskrav. Herved bestemmer man det aktuelle vandbehov, der foruden at afhænge af materialerne også påvirkes af den blandemetode, man anvender.

Det anbefales at vægtdosere. Man skal i denne sammenhæng være opmærksom på, at lette tilslag ofte har en betydelig vandabsorption, som man skal korrigere for ved anvendelse af fugtige klinker i prøveblandingen. Hvis man har tørre klinker, bør de forvandes, eventuelt ved separat forblanding med vand, hvorved man undgår en for drastisk vandsugning med heraf følgende konsistensændring under blanding og udstøbning. Den friske betons konsistens og densitet bestemmes som for almindelig beton. Luftindholdet bør måles ved rumfangsbestemmelse, f.eks. ved anvendelse af Meyer-air-meter, der da skal have indbygget et tyndt net, som hindrer lette korn i at flyde i vandoverfladen.

Korrektioner

Efter at den opnåede betonstyrke er kontrolleret, foretages justering af densitet og styrke. Betonens densitet justeres primært ved, at mængden af lette tilslag ændres.

Hvis den opnåede betonstyrke ikke er tilstrækkelig, kan man øge styrken ved at øge mørtelstyrken og fastholde n-værdien, eller – såfremt densitetskravet tillader det – ved at fastholde mørtelstyrken og vælge en mindre n-værdi.

Kun i tilfælde af meget væsentlige afvigelser fra de tilstræbte egenskaber vil der blive tale om at vælge andre materialer, såsom stærkere klinker eller anden cementtype, der giver højere styrke.

Eksempel 8.3-1

Der skal proportioneres en let konstruktionsbeton, som opfylder kravene:

Betonstyrke	$f_c = 36$ MN/m²
Densitet af frisk beton	$\varrho_b \leqq 1700$ kg/m³
Luftindhold	a = 4–6 %
Sætmål	40–60 mm
Cementtype	almindeligt hærdnende cement

Materialevalg

Der foreligger to exlerklinkerprodukter A og B med følgende data:

Exlerklinkerprodukt	A	B
Egenstyrke f_e – MN/m^2	10	22
Korndensitet (inkl. 10% vand) ϱ_e – kg/m^3	800	1100

Det lette tilslags volumenandel i betonen skal helst ligge mellem 0,35 og 0,50. Som figur 8.3-5 er optegnet et logf_c-n-diagram, hvori det foretrukne område for n er angivet med mørk signatur. Desuden er for n = 1 afsat egenstyrkerne for de to klinkermaterialer f_e(A) og f_e(B), og der er indtegnet en vandret linie f_c = 36 MN/m^2 svarende til den foreskrevne betonstyrke.

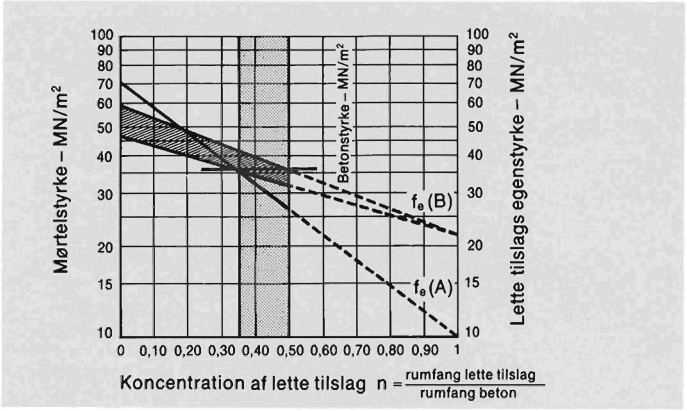
Indlægges i diagrammet en ret linie, som går gennem punktet f_e(A) på den højre akse og skærer linien f_c = 36 MN/m^2 inden for det ønskede interval for n, vil denne linies skæring med den venstre akse angive den nødvendige mørtelstyrke. Denne bliver meget høj, nemlig $f_m \geqq 70$ MN/m^2. Dette kunne opfyldes med hvid portlandcement, men cementindholdet ville blive temmelig højt.

Materialet B fører derimod til rimelige mørtelstyrker ($f_m \sim 50$ MN/m^2), som kan opnås med almindeligt hærdnende cement og et moderat cementindhold. På baggrund heraf vælges *klinkermateriale B*.

Teoretisk sammensætning

Det lette tilslags volumenandel bestemmes ved hjælp af formlen

$$\varrho_b = n \cdot \varrho_e + (1 - n) \cdot \varrho_m$$



Figur 8.3-5. Valg af let tilslag i eksempel 8.3-1 [3].

Heri indsættes

$\varrho_b = 1700\ kg/m^3$(krævet)
$\varrho_e = 1100\ kg/m^3$(opgivet)
$\varrho_m = 2100\ kg/m^3$(skønnet)

hvorved fås

$$1700 = n \cdot 1000 + (1 - n) \cdot 2100$$

$$n = \frac{2100 - 1700}{2100 - 1100} = \frac{400}{1000} = 0{,}40$$

Da $\varrho_b = 1700\ kg/m^3$ er en øvre grænse, er n = 0,40 en nedre grænse. For at give plads for justeringer både mht. styrke og densitet vælges at basere prøveblandingen på $n = 0{,}45$.

Den nødvendige mørtelstyrke bestemmes ved hjælp af styrkemodellen

$$f_c = f_e^n \cdot f_m^{1-n}$$

Heri indsættes

$f_c = 36\ MN/m^2$
$f_e = 22\ MN/m^2$
$n = 0{,}45$

hvorved fås

$$36 = 22^{0{,}45} \cdot f_m^{1-0{,}45}$$

$$\log 36 = 0{,}45 \cdot \log 22 + 0{,}55 \cdot \log f_m$$

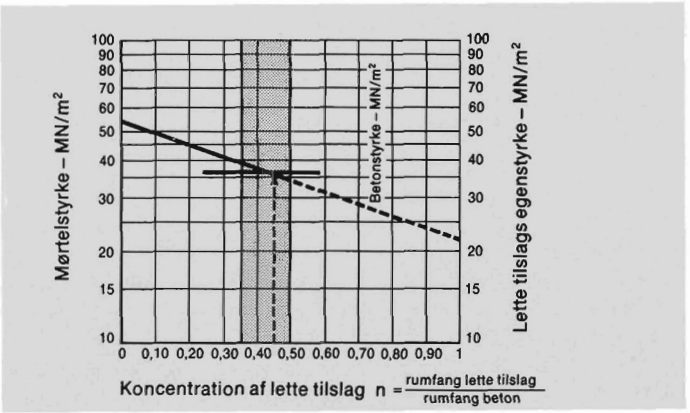
$$\log f_m = \frac{\log 36 - 0{,}45 \cdot \log 22}{0{,}55}$$

$$f_m = 54\ MN/m^2$$

Bestemmelsen af f_m kan også foretages grafisk som vist i figur 8.3-6.

Forholdet $\frac{f_m}{f_c} = \frac{54}{22} = 2{,}45$ ligger mellem 2 og 15, dvs. inden for modellens gyldighedsområde.

Mørtelens cementindhold aflæses i figur 8.3-3 til *610 kg pr. m³ mørtel*, idet almindeligt hærdnende cement regnes at svare til den lavest beliggende kurve.
Mørtelens vandbehov aflæses i figur 8.3-4 til *280 liter pr. m³ mørtel* (midt i båndet).
Afsluttende udregninger. Oversigt. Betonen skal indeholde 4–6% luft. Denne luft forefindes i mørtelen, som udgør 55% af betonrumfanget,



Figur 8.3-6. Grafisk afbildning af udtrykket $f_c = f_c^n \cdot f_m^{1-n}$ for betonen i eksempel 8.3-1. Svarende til $f_c = 22$ MN/m², $f_c = 36$ MN/m² og n = 0,45 aflæses $f_m = 54$ MN/m² [3].

således at luften i forhold til mørtelrumfanget udgør ca. 10%. Mørtelen får da følgende sammensætning:

Komponent	Masse pr. m³ kg/m³	Diverse udregninger	Volumen pr. m³ m³/m³
Cement	610	610/2900 →	0,210
Vand	280		0,280
Luft	0	10% →	0,100
Sand	1087	← 2650 · 0,410	0,410
Mørtel	1977		1,000

Mørtelens densitet afviger ikke så meget fra den skønnede værdi på 2100 kg/m³, at det anses for påkrævet at regne om. Dette så meget mere som den fundne værdi er lavere end den skønnede, således at fejlen virker til den rigtige side i relation til kravet vedr. betonens densitet.

1 m³ af den lette konstruktionsbeton sammensættes af 0,55 m³ af den ovenfor bestemte mørtel og 0,45 m³ af klinkermateriale B, dvs.

Almindeligt hærdnende cement	$0{,}55 \cdot 610 = 336$ *kg*
Vand	$0{,}55 \cdot 280 = 154$ *kg*
Sand	$0{,}55 \cdot 1087 = 598$ *kg*
Klinkermateriale B	$0{,}45 \cdot 1100 = 495$ *kg*

De angivne mængder af delmaterialerne vejer tilsammen *1583 kg/m³*. Det forventede luftindhold er $0{,}55 \cdot 10 = 5{,}5\%$.

Den ovenfor udregnede teoretiske sammensætning benyttes som opskrift for den første prøveblanding og justeres derefter i overensstemmelse med de opnåede resultater.

Litteratur til afsnit 8.3

[1] Bache, H. H.: »Exlerbeton«. Kursus i Praktisk Betonteknologi 1. Dansk Ingeniørforening, Efteruddannelsen, 1970.

[2] Bache, H. H.: »Exlerbetonens teknologi og egenskaber«. Nordisk Exlerbetonkonference 1972. Fredericia, Dansk Beton-Industri, 1972.

[3] Bache, H. H., Mikkelsen, A. og Pedersen, E. J.: »Proportionering af let konstruktionsbeton«. Beton-Teknik 2/06/1976.

[4] NP-146 R Dansk Ingeniørforening: »Anvisning for konstruktioner af let konstruktionsbeton«. København, 1979.

[5] Jørgensen, Kaj A.: »Proportionering af konstruktionsletbeton«. Aalborg, Danmarks Ingeniørakademi, 1973.

[6] DS 406. »Norm for lette tilslagsmaterialer«. København, Teknisk Forlag, 1982.

8.4 Proportionering af letklinkerbeton

Ved letklinkerbeton forstås beton, hvis densitet ligger i området 400 til 1400 kg/m^3, og hvis struktur er dannet af letklinkertilslag fastholdt af et tyndt cementpastalag på letklinkernes overflade. Letklinkerbeton adskiller sig fra let konstruktionsbeton derved, at mellemrummene mellem klinkerne ikke er udfyldt med cementpasta (en sådan beton kaldes i øvrigt undergraderet). Udseendet af letklinkerbeton i snit er vist i figur 8.4-1.

Tilslaget til letklinkerbeton er normalt letklinker af ekspanderet brændt ler, men også pimpsten i en eller flere fraktioner kan anvendes. Tilslaget blandes med cement og vand. I nogle tilfælde bruges også sand, afhængigt af den ønskede densitet.

Letklinkerbeton benyttes til blokke og elementer, for sidstnævntes vedkommende ofte med en forstøbning af tæt beton. Endvidere anvendes letklinkerbeton til isolering i gulvkonstruktioner.

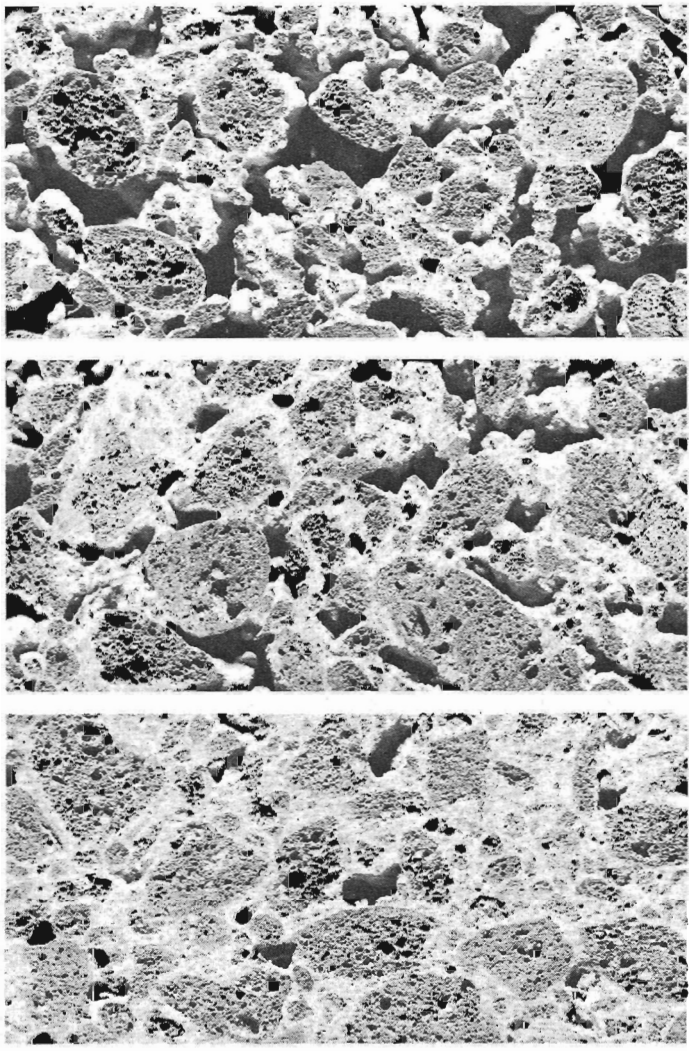
Varmeisoleringsevnen af letklinkerbeton afhænger primært af densiteten, der derfor naturligt benyttes til karakterisering af betonen. Varmeledningsevnen kan vurderes vha. diagrammet i figur 3.6-1, side 252.

Blokke af letklinkerbeton

Letklinkerbetonblokke deklareres normalt med en karakteristisk trykstyrke på 3,0 MN/m^2.

Styrken bestemmes på ikke-afrettede blokke med mellemlæg af 12 mm porøse træfiberplader.

Figur 8.4-1. Typisk udseende af letklinkerbeton.
De tre billeder viser beton fra samme blanding, men komprimeret til forskellig tæthed, opnået ved 3 forskellige vibrationstider.
Vibreringstid, densitet og styrke for de 3 betoner er angivet i tabellen nederst, hvoraf fremgår, at ved forlænget vibrering vokser styrken langt hurtigere end densiteten.



	Vibreringstid sek	**Densitet** kg/m³	**Styrke f_c** MN/m²
Øverst	1,5	540	2,8
Midt	4	597	4,4
Nederst	8	637	5,1

Blokkes densitet i udtørret tilstand skal deklareres ved en øvre og nedre grænse for middeldensiteten. Almindeligvis styres ved indkøringen mod 600 kg/m^3 med en deklareret øvre middelværdi under 650 kg/m^3. Under i øvrigt lige forhold stiger styrken med densiteten, og det er derfor lidt af en balancekunst samtidig at opnå høj styrke og lav densitet. Det er i denne forbindelse værd at erindre, at øget komprimering giver en væsentlig forøgelse af styrken, men kun en beskeden tilvækst i densitet (se figur 8.4-1).

Den optimale betonsammensætning afhænger af produktionsanlægget, og det er derfor ikke muligt at opstille en generel proportioneringsprocedure; man er henvist til at prøve sig frem. Prøveblandingerne baseres gerne på rumfangsblandingsforhold, der groft kan variere fra 1:11 op til 1:20 på større, avancerede anlæg. Et almindeligt udgangspunkt kan f.eks. være et rumfangsblandingsforhold på 1:11 à 1:12, hvilket svarer til blanderecepten pr. m^3 letklinkerbeton:

145 kg hurtighærdnende cement
0,48 m^3 lette klinker 0–3 mm □
0,96 m^3 lette klinker 3–10 mm □

Ønskes tilsætning af flyveaske, udskiftes 20–30% af cementindholdet med samme vægtmængde flyveaske. Ved anvendelse af portlandflyveaskecement ændres der ikke på cementindholdet.

En sådan betonsammensætning resulterer, afhængigt af produktionsanlægget, i trykstyrker på 3,5–4,0 MN/m^2 og densiteter på 575–650 kg/m^3.

Vandtilsætningen, der helst skal foregå som forvanding af tilslaget, afpasses til en sådan størrelse, at blokkenes støbeoverside får et let glinsende udseende. På blokkenes sider skal der være tendenser til striber af cementpasta, opstået ved afformningen af blokkene fra formsiderne.

Vandtilsætningen vil ofte være af størrelsesordenen 175 liter/m^3.

Sammenfattende er fremgangsmåden ved proportionering af letklinkerbeton til blokke:

1. Fastsættelse af cementindhold ud fra et erfaringsmæssigt rumfangsblandingsforhold.
2. Fastsættelse af vandtilsætning ved visuel bedømmelse af blokkene under fremstillingen.
3. Vægtkontrol af blokkene umiddelbart efter fremstillingen.

Elementer af letklinkerbeton

Elementerne leveres med deklareret trykstyrke, almindeligvis i klasserne 3,5, 5,0 og 7,5 MN/m^2. Producenten kan ligeledes deklarere elementernes densitet.

Styrken måles på udsavede prismer.

Blanderecepten pr. m^3 letklinkerbeton ved en deklareret trykstyrke på 3,5 MN/m^2 kan eksempelvis være:

260 kg hurtighærdnende cement
0,65 m^3 lette klinker 0–3 mm □
0,65 m^3 lette klinker 2–4 mm □
0,1 m^3 sand 0–2 mm □

Ønskes tilsætning af flyveaske, udskiftes 20–30% af cementindholdet med samme vægtmængde flyveaske. Ved anvendelse af portlandflyveaskecement ændres der ikke på cementindholdet.

Vandtilsætningen vil ofte være af størrelsesordenen 200 l/m^3.

Generelt gælder for elementer de samme proportioneringsprincipper som for blokke.

Litteratur til afsnit 8.4

[1] DS 420 »Letbetonkonstruktioner af letbetonelementer«. København 1983.
[2] DS 414 »Murværkskonstruktioner«. København 1984.

8.5 Proportionering af mørtel til muring

Muremørtel er en blanding af *bindemiddel, sand* og *vand.*

Den danske murværksnorm DS 414 opererer med 4 mørteltyper til muring, nemlig:

Kalkmørtel. Bindemiddel: kalk. Betegnelse: K-mørtel.

Kalkcementmørtel. Bindemiddel: blanding af kalk og cement. Betegnelse: KC-mørtel.

Cementmørtel. Bindemiddel: cement. Betegnelse: C-mørtel.

Murcementmørtel. Bindemiddel: Murcement, for hvilken sammensætningen er defineret i murcementnormen DS 424, hvoraf det fremgår, at den er hydraulisk, og at den er luftindblandende. Betegnelse: M-mørtel.

I alle 4 tilfælde fremstilles mørtelen ved blanding af bindemiddel med sand og vand efter de retningslinier, som findes i det følgende.

Mørtelens bestanddele

Sand. Uanset hvilken mørteltype, der er tale om, skal sandet til en normmørtel være fraktioneret, således at kornkurven ligger mellem grænsekurverne i figur 8.5-1.

Hvis sandet indeholder for meget materiale mindre end 0,25 mm □, bliver mørtelen tung og død at arbejde med. Hvis sandet er for groft, giver det mørtelen dårligere vandtilbageholdende egenskaber.

Hvis sandet er for enskornet, får det unødvendigt stort vandbehov, og mørtelens tilbøjelighed til at udskille vand øges.

Bindemiddel. Mørtelbindemidlet er som det fremgår af indledningen enten kalk, kalk + cement, cement eller murcement. Mørtelkalk er enten *hydratkalk,* dvs. brændt kalk, læsket med netop så meget vand, at der dannes et tørt pulverformet kalkhydrat, eller også er det *kulekalk,* dvs. brændt kalk læsket med mere vand end nævnt ovenfor. Den kemiske formel er i begge tilfælde $Ca(OH)_2$. Kalkmørtelens hærdning sker ved en karbonatisering af den læskede kalk efter skemaet

$$Ca(OH)_2 + CO_2 + H_2O \rightarrow CaCO_3 + 2H_2O$$

hvor CO_2 (kuldioxid) kommer fra luften.

Et optimalt hærdningsforløb får man, hvis mørtelens vandindhold er 0,5–6,0% af tørvægten.

Cements sammensætning og cementmørtelens hærdningsproces er omtalt i kapitel 4 og 5.

Murcement er sammensat af mindst 40% formalet portlandklinker, ét uorganisk fillermateriale, evt. en mindre mængde kalkhydrat samt luftindblandende og andre tilsætningsstoffer.

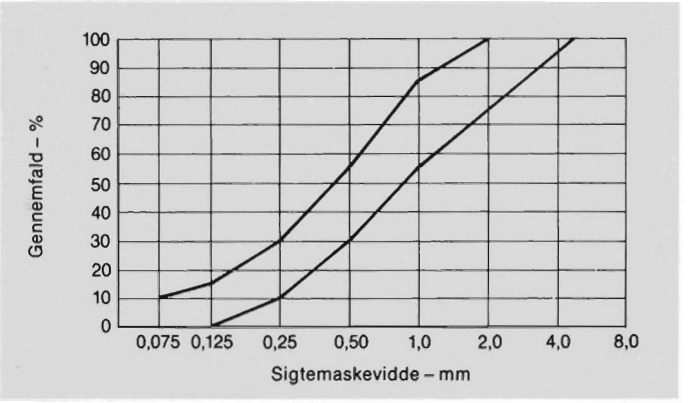
Hydraulisk kalk (jf. side 268) fås ved brænding af kalk, som indeholder ler. Den hærder under dannelse af hydratiserede calciumsilikater. Der fremstilles, så vidt vides, ikke hydraulisk kalk i Danmark mere, men den kan importeres, hvilket kan være aktuelt ved restaureringsarbejde.

Vand. Der anvendes altid rent vand, f.eks. vandværksvand.

Proportionering af mørtel

For alle mørtler gælder, at DS 414 angiver blandingsforholdene for bindemiddel og sand, bestemt efter masse som angivet i tabel 8.5-1. Når sand og

Figur 8.5-1. Sand til normmørtel skal være fraktioneret således, at kornkurven bestemt ifølge DS 405.9 ligger imellem de grænsekurver, som er vist i figuren.



Tabel 8.5-1. Normmørtler med blandingsforhold bestemt efter masse

Kalkmørtel **Kalkcementmørtler** **Cementmørtel**	**Murcementmørtler**
K 100/1200	M 100/900
KC 60/40/850	M 100/600
KC 50/50/750	M 100/400
KC 20/80/550	
C 100/400	

bindemiddel er blandet, tilsættes vand, til mørtelen har fået en passende konsistens. Til fremstilling af mørtel skal anvendes tvangsblander, og blandetiden skal mindst være 4 minutter efter at alle materialer er tilsat.

Kalkcementmørtler er typebetegnende ved massen af kalkhydrat og cement pr. 100 kg bindemiddel og den tilhørende masse af tørt sand.

Murcementmørtler er typebetegnende ved forholdet mellem 100 kg murcement og den tilhørende masse af tørt sand.

Afvigelser fra angivne tørmasser må højst være 5%.

Proportionering af K-mørtel, KC-mørtel, C-mørtel

DS 414 opererer med én ren kalkmørtel (K 100), tre KC-mørtler, nemlig KC 50/50, KC 60/40 og KC 20/80 (forholdet mellem tallene før og efter skråstregen angiver det vægtmæssige forhold mellem kalkhydrat og cement) og én ren cementmørtel (C 100).

Hyppigt medtager man de maksimale indhold af tørt sand i mørtelbetegnelserne. Disse bliver da

K 100/1200
KC 60/40/850
KC 50/50/750
KC 20/80/550
C 100/400

idet tallet bag sidste skråstreg er sandindholdet i forhold til kalk- og cementindholdet.

En KC-mørtel blandes normalt af en kalkmørtel med kendt vand- og sandindhold + cement + sand (vådt eller tørt).

Kalkmørtelproducenterne leverer i stor udstrækning standardblandinger af kalk og sand svarende til, at man blot skal tilsætte cement på byggepladsen. Dette opnås, hvis der til

KC 60/40/850 leveres en K-mørtel med en kalkprocent på

$$\frac{60}{60+850} \cdot 100 = 6{,}6\%$$

KC 50/50/750 leveres en K-mørtel med en kalkprocent på

$$\frac{50}{50+750} \cdot 100 = 6{,}3\%$$

KC 20/80/550 leveres en K-mørtel med en kalkprocent på

$$\frac{20}{20+550} \cdot 100 = 3{,}5\%$$

For at kunne fastlægge cementtilsætningen må man regne sig frem til kalkmørtelens indhold af tørt kalkhydrat. Det kan lade sig gøre på byggepladsen, hvis man måler mørtelens densitet ϱ_m (kg/m^3) kender vandindholdet v (kg vand pr. kg tør mørtel) samt mørtelens kalkprocent k. Mængden af kalkhydrat i 1 m^3 kalkmørtel kaldes K og bestemmes ved

$$K = \varrho_m \cdot \frac{k}{100 \cdot (1+v)}$$

Skal der blandes en mørtel af typen KC x/y/z, hvor x svarer til kalktallet, y svarer til cementtallet, og z svarer til sandtallet (tørt), bliver de tilsvarende mængder af cement og sand (betegnet C og S)

$$C = K \cdot \frac{y}{x}$$
$$S = K \cdot \frac{z}{x}$$

Eksempel 8.5-1

Der skal fremstilles 0,4 m^3 KC 50/50/750 mørtel. Hertil skal benyttes en K-mørtel med en kalkprocent på 6,3 (der netop svarer til KC 50/50/750) og cement. Der oplyses, at K-mørtelen er leveret med et vandindhold på 13%, dvs. v = 0,13. Desuden måles densiteten ϱ_m til 1510 kg/m^3.

1 m^3 K-mørtel indeholder

$$K = 1510 \cdot \frac{6{,}3}{100 \cdot (1+0{,}13)} = 84{,}2 \text{ kg tørt kalkhydrat.}$$

Der skal iblandes

$$C = K \cdot \frac{y}{x} = 84{,}2 \cdot \frac{50}{50} = 84{,}2 \text{ kg cement.}$$

Portlandflyveaskecement har en absolut densitet på 2900 kg/m^3. Dvs. cementmængden fylder

$$\frac{84{,}2}{2900} = 0{,}029 \text{ m}^3$$

Den samlede blanding får så et volumen på

1,029 m^3

Da der kun skal bruges 0,4 m^3, må K-mørtelmængden og cementmængden multipliceres med faktoren

$$\frac{0{,}4}{1{,}029} = 0{,}39$$

Der skal således bruges

$0{,}39 \cdot 1510 =$ *589 kg K-mørtel og*
$0{,}39 \cdot 84{,}2 =$ *33 kg cement.*

Eksempel 8.5-2

Der skal blandes en mørtel KC 20/80/550 af 1 sæk hydratkalk (33,3 kg) + cement + fugtigt sand (fugtindhold 3%). Det opgives, at hydratkalken indeholder 89% ren kalk. De resterende 11% skal så regnes med som sand.

Der er til rådighed

$$0{,}89 \cdot 33{,}3 = 29{,}6 \text{ kg kalk (svarende til K i foranstående formel)}$$

Det skal blandes med

$$C = \frac{80}{20} \cdot 29{,}6 = 118 \text{ kg cement og}$$

$$S = \frac{550}{20} \cdot 29{,}6 = 814 \text{ kg tørt sand.}$$

Af sandmængden stammer 33,3 – 29,6 = 3,7 kg fra kalken. Dvs. 814,7 – 3,7 = 810 kg skal hentes fra sandbunken. Da sandet indeholder 3% fugt svarer dette til

$$1{,}03 \cdot 810 = 835 \text{ kg fugtigt sand.}$$

Der skal altså blandes

33,3 kg hydratkalk
118 kg cement
835 kg sand med 3% fugt

Regnes med en total vandmængde på 18% af tørstoffet og et luftindhold på 2% fås et udbytte på (jf. densitetstabel 9.3).

$$\left(\frac{33{,}3}{1300} + \frac{118}{2900} + \frac{835}{2700} + \frac{(33{,}3+118+835)\ 0{,}18}{1000} \right) \ 0{,}98 = 0{,}54 \text{ m}^3$$

Proportionering af M-mørtel

DS 414 opererer med 3 M-mørtler, nemlig M 100/900, M 100/600 og M 100/400. Forholdet mellem tallene før og efter skråstregen angiver det vægtmæssige forhold mellem murcement og tørt sand.

Ved mørtelsammensætning på byggeplads bør sandets fugtighedsprocent bestemmes. Dette kan gøres enten ved afbrænding med sprit eller ved udtørring på en stegepande. Når fugtighedsprocenten er kendt, udregnes vægtblandingsforholdet mellem materialerne, som de foreligger, så tørstofmængderne bliver som forudsat.

Murcem og sand ifyldes blandemaskinen, og der tilsættes vand til passende konsistens.

Eksempel 8.5-3

Der skal blandes en M-mørtel M 100/600 af 100 kg Murcem og sand med 5% fugt.

Den tørre sandmængde er 600 kg. Den fugtige sandmængde er derfor

$$1{,}05 \cdot 600 = \textit{630 kg}$$

Litteratur til afsnit 8.5

[1] DS 414. »Norm for murværk« København, Teknisk Forlag, 1983.
[2] DS 424. »Norm for murcement« København, Teknisk Forlag, 1973.

9. Tabeller over fysiske og mekaniske data

Bjergart	Densitet	Porøsitet	Trykstyrke	Trækstyrke	Elasticitets-koefficient
	kg/m^3	%	MN/m^2	MN/m^2	$10^3\ MN/m^2$
Granit	2600–2700	0,5–1,5	100–250	7–25	20– 60
Dolerit	3000–3050	0,1–0,5	200–350	15–35	80–110
Gabbro	3000–3100	0,1–0,2	180–300	15–30	70–110
Basalt	2800–2900	0,1–1,0	150–300	10–30	60–100
Sandsten	2000–2600	5–25	20–170	4–25	5– 80
Calcit	2200–2600	5–20	30–250	5–25	10– 80
Dolomit	2500–2600	1–5	80–250	15–25	40– 84
Gnejs	2900–3000	0,5–1,5	50–200	5–20	40– 60
Marmor	2600–2700	0,5–2	100–150	7–20	30– 50
Kvartsit	2650	0,1–0,5	150–300	10–30	40– 60

Tabel 9.1 Variationsområder for en række fysiske og mekaniske egenskaber for bjergarter, der kan forekomme i betontilslag [1].

Bjergart	Densitet kg/m³	Varmeudvidelseskoefficient $10^{-6} \cdot °C^{-1}$	Elasticitetskoefficient $10^3 \cdot MN/m^2$ Dynamisk	Statisk	Trykstyrke MN/m^2	Trækstyrke (spalte) MN/m^2	Lineært svind* $\cdot 10^{-6}$	Udtørringstab* kg/m³
Marmor (Italien)	2710	6,7	75	40	88	11	25	2,1
Marmor (Schlesien)	2710	–	83	34	72	9	40	1,2
Kalksten (Øland)	2660	4,1	64	41	171	11	135	10,8
Kalksten (Karlstrup)	1920	2,8	16	7	16	1	25	198,0
Limsten (Stevns)	1770	5,6	9	4	10	1	90	258,0
Diabas (Sverige)	2960	8,5	101	65	275	26	25	0,2
Basalt (Norge)	3010	9,0	75	54	145	7	145	1,3
Rød granit (Sverige)	2660	4,6	67	44	153	12	45	1,9
Granit (Rønne)	2740	4,1	87	42	229	17	25	0,2
Granit (Tranås)	2630	5,0	67	49	187	11	45	1,6
Gnejs (Halmstad)	2660	3,8	71	50	177	17	35	0,6
Sandsten (Nexø)	2400	7,9	26	14	66	6	235	47,2
Sandsten (Bremen)	2230	8,6	22	17	89	5	175	98,0
Kvartsit (Torekov)	2590	10,7	67	56	232	–	135	12,5
Flint (Møn)	2550	13,9	75	53	615	44	65	6,2

* Ved udtørring fra vandmættet tilstand til ligevægt med 65% RF, 20°C.

Tabel 9.2 Fysiske og mekaniske egenskaber, målt på 15 forskellige bjergarter, som kan forekomme i danske betontilslagsmaterialer. Målingerne er udført på Betonforskningslaboratoriet, Karlstrup [2].

Tabel 9.3. Densiteter for en række materialer, som har relation til betonproduktion [3], [4], [5].

Materiale	**Kornhob-densitet** kg/m³	**Korn- eller materiale-densitet** kg/m³
Portlandcement, Blaine 300 m²/kg	1300–1400	3150
Portlandcement, Blaine 400 m²/kg	1200–1300	3150
Portlandcement, Blaine 500 m²/kg	1100–1200	3150
Portlandflyveaskecement	1200–1300	2900
Murcement	1000–1100	2900
Aluminatcement	1100–1200	3200
Flyveaske	1000–1250	2200
Silica-pulver	300–600	2200
Vand		1000
Let isolationsbeton		400–1000
Let konstruktionsbeton		1400–2000
Normal beton		2000–2500
Tung beton		2500–5000
Cementmørtel		2000–2150
Hydratkalk		1200–1400
Kalkmørtel		1500–1650
Letklinker	300– 500	500–1000
Søsten og bakkesten, 1% vand	1300–1450	2550–2650
Søsand og bakkesand, 4% vand	1250–1500	2550–2650
Granitskærver	1400–1500	2650–2750
Stabilt grus	1600–1800	2650
Carborundum		3200
Limonit		3600–4000
Bauxit		3400
Baryt		4500
Magnetit		5200
Stål		7860
Glas		2400–2800
Tegl		1500–1700
Molersten		400– 800
Stenuld		2900
Glasuld		2600
Savsmuld	200	500– 600
Træ		500– 600
Høvlspåner	100– 140	500– 600
Eternit		1800
Gasbeton		600–1100
Asbestuld	420	
Perlit	100– 250	
Højovnsslagge	300– 800	

Tabel 9.4. Atommasse for grundstoffer med relation til cement og beton. Atommasser benyttes ved beregning af molekylemasser, stofomsætning m. v. [3].

Grundstof	Atommasse
H	1,008
C	12,01
O	16,00
Na	22,99
Mg	24,32
Al	26,98
Si	28,09
S	32,07
Cl	35,46
K	39,10
Ca	40,08
Fe	55,85

Tabel 9.5. Nogle fysiske konstanter.

Nogle fysiske konstanter		
Avogadros tal	N =	$0{,}6022 \cdot 10^{24}$ molekyler/mol
Gaskonstanten	R =	$8{,}314 \cdot$ J/mol $\cdot$ K
Ispunktets absolutte temperatur	T_o =	273,16 K
Faradays kontant	F =	96484 C/gramækvivalent
Normaltyngde-acceleration	g =	9,80665 m/s^2

Litteratur til kapitel 9

[1] Farmer, I. W. »Engineering Properties of Rocks«. London, 1968.

[2] Nielsen, T. P. H. »Bjergarters fysisk/mekaniske egenskaber«. BFI. intern rapport nr. 242, Betonforskningslaboratoriet, Karlstrup, 1970.

[3] Rasmussen, O. V.: »Kemiske og fysiske tabeller«. København, 1975.

[4] »Cement og beton«. Aalborg Portland, 1985.

[5] Hurlbut, C. S. (jr.): »Dana's Manual of Mineralogy«. 18. udgave, New York, 1971.

10. Symbolliste og stikords-register

10.1 Symboler, forkortelser og signaturer

Store latinske bogstaver

A	tværsnitsareal; konstant; luftindhold (absolut)
B	skørhedsmodul; konstant
C	cementmængde pr. m^3 beton
C_r	absolut cementvolumen i m^3
C_w	kulstofækvivalent
D	diameter
D_c	transportkoefficient
D_w	transportkoefficient
D [x]	spredning af x
E	elasticitetskoefficient bestemt som tangent; aktiverings-energi
E*	elasticitetskoefficient bestemt som sekant
E_{ak}	armerings karakteristiske begyndelseselasticitets-koefficient
E_{dyn}	dynamisk elasticitetskoefficient
E_{ik}	momentantøjning
E_{ocr}	karakteristisk begyndelses tangenthældning
E_p	cementpastaens elasticitets-koefficient
E_s	elasticitetskoefficient ved stabilitetsundersøgelse
E_{so}	begyndelseselasticitets-koefficient ved stabilitetsundersøgelse
E_t	elasticitetskoefficient for tilslag
E_0	begyndelseselasticitets-koefficient
E_{ok}	karakteristisk begyndelses-elasticitetskoefficient
E[x]	middelværdi af x
F	flyveaske; frostbestandig-hedsparameter
F_0	Fourietal
FeM	jernmodul

FM	finhedsmodul
G_F	specifik revneenergi
H	hydratiseringshastighed
J	inertimoment
K	konstant i Bolomeys formel; kalkmængde pr. m^3 mørtel; dybde
K_b	permeabilitetskoefficient for beton
K_{cp}	damppermeabilitetskoefficient
KM	kalkmætningsgrad
L	luftmængde pr. m^3 beton; tykkelse
$\bar{L}$	afstandsfaktor
M	moment; molekylmasse; modenhed; modstandstal
M_{20}	betons modenhedsdøgn
NG [f_c]	nedre grænse for styrkegennemsnit
N_u^l	tryknormalbrudkraft
P	kraft; puzzolan; pastavolumen uden porer
P_u	brudkraft
Q	varmemængde; kapacitet af doseringsanlæg; masse af omsat cement
Q_{kap}	totalt opsuget vandmængde
R	rumfang; gaskonstanten; modstandsevne
RF	relativ fugtighed
S	vandmætningsgrad; sum; sandmængde pr. m^3 mørtel
$S_{AKT}(t)$	aktuel vandmætninsgrad, funktion af tiden t
S_{KR}	kritisk vandmætningsgrad
S_{vac}	vakuumvandmætningsgraden
SiM	silikatmodul
T	absolut temperatur; cementpastatæthed
U	fugtpotentiale
U_m	middelfugtpotentiale
V	vandmængde pr. m^3 beton; volumen
V_B	volumen af beton
V_k	kapillarvolumen
$V_{k,l}$	volumen af ikke-fordampelig kapillarvand
V_M	volumen af målekar
V_W	volumen af vand
W	modstandsmoment

Små latinske bogstaver

a	lagringsalder; luftindhold (relativt); varmediffussionstal

a_w	revneparameter (defineret i DS 411)
a_o	normeret lagringsalder
b	bredde
c	kohæsion; varmefylde
c_l	hastighed af længdesvingninger
c_s	mængde vanddamp
d	diameter
d_a	armeringsdiameter
d_{max}	maksimalkornstørrelse
d_u	flydeevnekoefficient
d_o	parabelgrad; deviationskoefficient
f	materialestyrke
f_c	trykstyrke
$\bar{f}_c$	gennemsnit af trykstyrkeresultater
f_{cc}	cylindertrykstyrke
f_{ck}	krævet karakteristisk trykstyrke
f_{ct}	terningtrykstyrke
f_e	egenstyrken af let tilslag
f_m	bøjningstrækstyrke; trykstyrke af mørtel i let konstruktionsbeton; materialefaktor
f_n	resonansfrekvens
f_{sp}	spaltetrækstyrke
f_t	trækstyrke
f_u	udmattelsesstyrke
f_w	fugtfaktor
$f_{\frac{+}{\delta}}$	udsvingsstyrke
g	tyngdeacceleration
h	højde; time
k	koefficient; kapillaritetstal; kalkprocent; transmissionskoefficient; relaksation; materialekonstant; faktor i godkendelseskriterium, ingen forhåndsviden
k_a	koefficient for hærdegraden
k_b	koefficient for betonsammensætningens indflydelse
k_c	koefficient for luftfugtighedens indflydelse
k_d	koefficient for dimensionens indflydelse; damppermeabilitetskoefficient
k_t	koefficient for tidens indflydelse
l	længde; luft; karakteristisk dimension
l_c	karbonatiseringsdybde
m	masse; modstandstal
m_o^l	masse af pyknometer

m_l^l	masse af pyknometer + prøve + vand
m_B	masse af beton
m_c	masse af cement
m_d	masse af tør prøve; isolans
$m_{oms,c}$	masse af omsat cement
m_{ssd}	masse af vandmættet, overfladetør prøve
m_t	masse af tilslag
m_w	masse af vand
m_{w_n}	masse af ikke-fordampelig vand
n	elasticitetsforhold; prøveantal; volumenkoncentration af tilslag
n_o	elasticitetsforhold
p	porøsitet; gasarts partialtryk
p_h	hydraulisk tryk
p_o	mættet damptryk ved overfladen
p_s	mætningstryk
p_{tot}	total porøsitet
p_v	vanddamps partialtryk
pH	surhedsgrad
q	transporteret vandmængde; flux
q_{kap}	vandmængde opsuget pr. tidsenhed
r	radius; forhold
s	fri kontur
s_{cap}	kapillær vandmætning
t	tid; tilslag
t/c	tilslag/cement – forhold
u	nedbøjning; fugtbrøk; værdi af normeret (standardiseret) normalfordelt stokastisk variabel; vand-tørstofforholdet; masse pr. længdeenhed
u_b	betons vand-tørstof-forhold
u_k	karakteristisk værdi til fraktil i normalfordelingen
u_p	den standardiserede normalfordelings P-fraktil
u_{sa}	sands vand-tørstof-forhold
u_{st}	stens vand-tørstof-forhold
u_α	signifikansniveau til fraktil i normalfordelingen
u_o	momentannedbøjning
v	hastighed; vandindhold i mørtel
v/c	vand/cement-forhold
(v+l)/c	udvidet vand/cement-forhold
w	revnevidde, vandindhold
w_a	absorption
y	sigtegennemfald; bearbejdelighed
z	afstand fra fugtfronten

Græske bogstaver, store og små

α	hydratiseringsgrad; specifik overflade; signifikansniveau
β	varmeudvidelseskoefficient; volumenandel af cementpasta; sikkerhedsindex
γ	specifik tyngde; deviation
γ_c	partialkoefficient
Δ	styrkedifferens
δ	translation; det logaritmiske dekrement; kendt variationskoefficient
δ_e	jævnt fordelt forlængelse efter brud
δ_o	variationskoefficient fastlagt ved partialkoefficienter
ε	tøjning; påtalerisiko
ε_c	krybetøjning, bidrag fra luftens fugtighed
ε_{cp}	tidsafhængig plastisk tøjning
ε_{cr}	tidsafhængig elastisk tøjning
ε_f	tøjning til trykstyrken f_c
ε_{op}	momentan plastisk tøjning
ε_{or}	momentan elastisk tøjning
ε_p	permanent tøjning; plastisk tøjning
ε_s	svindtøjning
$\varepsilon_{s\infty}$	svindtøjning efter uendelig lang tid
ε_u	brudtøjning
ε_{ut}	trækbrudtøjning
ε_0	tøjning, momentantøjning
ζ	forankringsfaktor
η	dynamisk viskositet
θ	vinkeldrejning; randvinkel; betontemperatur
λ	varmeledningsevne; bølgelængde
λ_0	varmeledningsevne for ovntørre materialer
μ	friktionskoefficient
ν	Poissons forhold; kinematisk viskositet frekvens
$\nu_{\lambda/2}$	frekvens svarende til den halve bølgelængde
ξ_o	relative styrkeudviklingsfunktion
ϱ	densitet
ϱ_b	betons densitet
ϱ_c	cements densitet
ϱ_d	korndensitet i tør tilstand
ϱ_e	korndensitet af let tilslag
ϱ_f	faststofdensitet
ϱ_m	kalkmørteldensitet; cementmørteldensitet
ϱ_{sa}	densitet af sand
ϱ_{ssd}	korndensitet i vandmættet, overfladetør tilstand

ϱ_{st}	densitet af sten
ϱ_t	densitet af tilslag
ϱ_w	vands densitet
$\varrho_{w,\,frit}$	densitet af frit vand
ϱ_o	absolut faststofdensitet
ϱ_l	tilsyneladende faststofdensitet
ϱ'	luftfri betons densitet
σ	normalspænding; overfladespænding
σ_{ac}	armeringens trækspænding
σ_{bt}	betonens trækspænding
σ_m	middelspænding
σ_p	cementpastaens spænding
σ_t	tilslagets spænding
σ_o	startspænding
σ_1	1. hovedspænding
σ_2	2. hovedspænding
σ_3	3. hovedspænding
τ	forskydningsspænding
τ_m	middelforskydningsspænding
Φ	fordelingsfunktion
φ	armeringsprocent; friktionsvinkel; tæthedsfunktion; relativ fugtighed
χ	normeret afstand
ψ	krybetal

Forkortelser

ASTM	American Society for Testing and Materials
BS	British Standard
CA	monocalciumaluminat
C_3A	tricalciumaluminat
C_4AF	tetracalciumaluminatferrit
CEB	Comité Euro-International du Béton
CEN	Comité Européen de Normalisation
$C\bar{S}H_2$	gips
C_2S	dicalciumsilikat
C_3S	tricalciumsilikat
DIN	Deutsches Institut für Normung
DS	Dansk Standardiseringsråd
DTA	differentialtermisk analyse
DTG	differentialtermisk gravimetri
exp	eksponentialfunktion (e^x)
FeM	jernmodul
FIP	Fédération Internationale de la Précontainte
ISO	International Standard Organisation
KM	kalkmætningsgrad
NDT	ikke destruktiv prøvning

PVA	polyvinylacetat
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les matériaux et les Constructions
SEM	scanning elektronmikroskop
SiM	silikatmodul
SPT	superplastificeringsstof
TEA	triethanolamin

Signaturer

□	kornstørrelse bestemt med maskesigte
○	kornstørrelse bestemt med rundhulssigte

Det græske alfabet

Alfa	*A*	α
Beta	*B*	β
Gamma	Γ	γ
Delta	Δ	δ
Epsilon	*E*	ε
Zeta	*Z*	ζ
Eta	*H*	η
Theta	Θ	θ
Iota	*I*	ι
Kappa	*K*	ϰ
Lambda	Λ	λ
My	*M*	μ
Ny	*N*	ν
Ksi	Ξ	ξ
Omikron	*O*	*o*
Pi	Π	π
Rho	*P*	ϱ
Sigma	Σ	σ
Tau	*T*	τ
Ypsilon	*Y*	ν
Fi	Φ	φ
Khi	*X*	χ
Psi	Ψ	ψ
Omega	Ω	ω

10.2 Stikordsregister

A

Aas-Jakobsens formel *157*
abietater *337*
Abrams formel *137*
absorption *169, 311*
acceleratorer *330*
accelereret prøvning *616, 633*
adhæsionsstyrke *152*
adsorption *169*
adskillelsesbrud *126, 152*
afbinding *282, 354*
afbindingstid af beton, prøvning *584*
afbindingstid af cement, prøvning *545*
afblanding *584*
afformningstidspunkt *486*
afmåling af materialer *399*
afrivning *489*
afskalning *209*
afstandsfaktor *217, 606*
afstandsklodser *434*
afsyring *491*
aggressive stoffer *225*
aktivitetsindeks for puzzolaner *143*
akrylforbindelser *341*
alger *328*
alit *275*
alkalicarbonatreaktioner *220, 318*
alkaliforbindelser *279, 327*
alkaliforbindelser, prøvning *544*
alkalikiselgel *207*
alkalikiselreaktioner *220, 281,315*
alkalikiselreaktioner, prøvning *635*
alkylfosfat *339*
allergi, chromat *506*
aluminatcement *291*
aluminatcement, hydratisering *385*
aluminatcement, strukturdannelse *387*
aluminiumpulver *341*
aluminous cement *291*
analysemængde *575*
analyseprøve *556, 575*
Andreasen-analyse *549*
Andreasen-pipette *549*
arbejdslinie *62*
arbejdslinie, afhængighed *73*
arbejdslinie, beregninger *78*
arbejdslinie, begyndelseshældning E_p *74*
arbejdslinie, form *64*
arbejdslinie, måling *608*
arbejdslinie, stål *347*
armering *342*
armeringsarbejde *433*
armeringskorrosion *227*
armeringskorrosion, prøvning *636*
armeringsmaterialer *342*
armeringsmåtte *434*
asbestcement *351*
asbestfibre *351*
asfaltering *493*
Ausbreitmass *580*
automation *403*
automatisk udvejning *401*

B

Baches formel *145, 694*
»back-scatter«-metoden *600*
»badekar«(transport af beton) *421*
bakkematerialer *319*
baryt *324*
Bauschingereffekt *347*
bauxit *291*
bearbejdelighed *305, 646*
bearbejdelighed, frisk betons *577*
bearbejdning af overflader *489*
begyndelsesbindetid *546*
behugning *491*
belit *276*
belægning *208*
bestandighed af tilslag *315*
betonform *429, 432*
betonfremstilling *393*
betongrus *298*
betonhammer *627*
betonkanon, til sprøjtebeton *468*
betonkanon, til transport af beton *419*
betonklinker *323*
betonkontrol *509*
betonvaremaskiner *459*
Bims *323*
bindemiddel *702*
bindetråd *434*
biologisk aktivitet *227*

bjergartsfordeling *316*
bjælkevibrator *444*
BKI's formel *142*
Blaine-apparat *548*
blandeanlæg *411*
blandeanlæg kapacitet *411*
blandeanlæg størrelse *411*
blandemaskine *404*
blandemaskine, fyldning af *403*
blanderecept *678*
blandestjerne *398*
blandingscementer *289*
bleeding *103, 354, 445, 584*
blotlægning af tilslag *206, 490*
blødning *103, 354*
Bogues metode *275*
Bolomeys formel *137*
Bolomeys korrigerede formel *140*
Bolomeys udvidede formel *140*
Boltzmanns princip *96*
bomuldsfibre *351*
borforbindelser *341*
brand, farveændringer *248*
brandmodstandsevne *247*
brandmodstandsevne, proportioneringskrav *662*
brand, omdannelse *245*
brudbetingelser *124, 128*
brudformer *126*
brudgrænse *67*
brudmekanik *130*
brudtøjning *64*
bundet vand *567*
bøjningstrækstyrke *149*
bøjningstrækstyrke, måling *612*
bøjningsstivhed *80*
båndbredde *599*

C

calciumchlorid *330, 340*
calciumhydroxid *357*
calciumsulfoaluminat *288, 341*
carbonatisering, se karbonatisering
Capo-test *625*
cellulosefibre *351*
cement *268*
cement, afmåling *399*
cement, blandings *289*
cement, ekspanderende *287*
cement, farvet *286*
cement, finhed *281*
cement, finhedskarakteristik *549*
cement, flyveaske *288*
cement, ildfast *293*
cement, kemi *354*
cement, krav *660*
cement, løs *396*
cement, opbevaring *395*
cement, prøvning *541*
cement, stigning *547*
cement, standard *546*
cement, stenløben *396*
cement, styrkeprøvning *550*
cement, svindkompenseret *287*
cement, syrefast *293*
cement, typebetegnelse *666*
cement, varm *396*
cementgel *367*
cementgel, morfologi *374*
cementindhold *673*
cementmølle *269*
cementmørtel *702*
cementpasta *353*
cementpastatæthed *141*
cementsilo *396*
centrifugalstøbning *455*
chlorid *325*
chlorid, måling *605*
chloridion, angreb *236*
chokkomprimering *451*
chromateksem *506*
ciment de fer *288*
ciment de haut fourneau *289*
ciment fondu *291*
ciment sursulfaté *290*
citronsyre *335*
Colcrete metoden *463*
Comameter *481*
compacting factor *582*
computerstyring *403*
Contractor-metoden *462*
conveyor *421*
curing *244*
Cusum-kontrolkort *515*
cylindertrykstyrke *619*
cylindertrykstyrke, måling *611*

D

damphærdning *484*
dampinjektion *418*

dampdiffusion *178*
defektprocent *527, 536*
defektprocent, tilladt *527*
deformationer *52, 608*
delprøve *575*
densitet *43, 311*
densitet, beton *76*
densitet, høj *48*
densitet, kornhobens *314*
densitet, lav *48*
densitet, måling *564, 607*
densitet, relativ *45*
densitetsmetoden *587*
desorption *169*
desorptionsisoterm *170*
deviationskoefficient *83*
diamantboring *498*
diatoméjord *294*
dicalciumsilikat *276*
dielektrisk gennemslagsfeltstyrke *261*
differentialtermisk analyse *605*
diffussivitet *181*
dimensionsmåling *600*
dimethylsilikone *339*
Dischingers formel *97*
dispergere *339*
doleritter *662*
dolomit *662*
doseringsanlæg *400*
driftskapacitet *413*
drikkevand *324*
drypsten *208*
dugpunkt *167*
dynamisk elasticitetskoefficient *258, 608*
dynamisk elasticitetskoefficient, måling *609*
dynamisk stivhed *258*
dæklag *240*
dæklagsmåling *602*
bøjningsstivhed *80*

E

effektmåling *583*
efterbehandling *244*
efterklangsdæmpning *257*
efterkontrol *518*
eftervibrering *450*
Eisenportlandcement *288*
ekspanderet ler *323*
ekspansion, tilsætningss. *341*
elasticitetskoefficient *67*
elasticitetskoefficient, begyndelses *79*
elasticitetskoefficient, dynamisk *609*
elasticitetskoefficient, statisk *608*
elektrisk kapacitet *261*
elektriske egenskaber *259*
elektrohærdning *485*
elementfremstilling *456*
elevator *422*
enkeltobservation *538*
eternit *351*
ettringit *277*
exlerklinker *323*

F

fabriksbeton *393, 419*
faircrete *490*
falsk afbinding *278*
falsk afbinding, prøvning *557*
farvevariation, årsager *495*
farveændring ved brand *248*
faststofdensitet *44*
faststofdensitet, tilsyneladende *44*
faststofrumfang, absolut *311*
faststofrumfang, tilsyneladende *311*
fedtsyresæbe, vandopløselig *337*
fenolphthaleinprøvning *212*
Ferets formel *141*
ferrocement *476*
fiberbeton *478*
fibre til armering *351*
filler *306*
finhed *281*
finhed, prøvning *547*
finhedskarakteristik, cements *549*
finhedsmodul *301*
finstof *306*
fladetæring *230*
flammebehandling *491*
flammeskæring, rensning *498, 500*
flerkomponentmateriale *69*
flint, porøs *220, 316*
flint, tæt *316*
fluatering *497*
flydebeton *340, 646, 673, 674, 677*
flydeegenskaber, frisk beton *576*
flydeevnekoefficient *83*
flyveaske *143, 294*
forankringsfaktor *153*
forankringslængde *153*
forankringsstyrke *153*

fordampeligt vand *168, 358*
fordelingsfunktion *521*
forebyggelse af nedbrydning *239*
form *423*
formater *333*
formbarhed *576*
formmateriale *424*
formmateriale, beton som *432*
formolie *430*
formslipmiddel *430*
formulering af krav *642*
formvibrator *446*
forskalling *423*
forskydningsstyrke *150*
fosfater *335*
Fouriertal *192*
fraktil *522*
fraktioner ved stigning *559*
Freieslebens temperaturfunktion *363*
fri kalk *278*
fri kalk, prøvning *544*
friktionshypotesen *126*
friktionsvinkel *127*
frilagt overflade *490*
frisk beton *576*
frisk beton, prøvning *574*
frit vand *567*
fritfaldsblander *405*
frostangreb *213*
frostbestandighed, prøvning *633*
frostsikker beton *661, 662, 673*
frysning *213*
fugtfrontens fremadskriden *200*
fugtføler *620*
fugtmekanik *165*
fugtpotentiale *192*
fugtransport ved damptryksforskel *184*
fysisk opbygning, måling *602*
fysisk sundhed *570*

G

gammaabsorptionsmåling *599*
geldannelse *366*
gelmætningsgrad *379*
gelpore *50*
gelvand *367*
genbelastning *56*
gennemfaldsprocent *563*
gennemsnitsprøve *555*
genvibrering *450*
genvinding *56*
gips *278*
glasfiberarmeret polyester som formmateriale *430*
glasfibre *351*
glidestøbning *472*
glidningsbrud *126*
glitning *489*
glyconsyre *335*
glødetab, prøvning *544*
Go-con-maskinen *459*
godkendelseskriterium *512, 654*
Goodman-diagram *159*
gradering *301*
grubetæring *230*
granit *307*
grundkrybning *56*
grus *298*

H

hastighedsfaktor *363*
hejs *422*
»helligdage« *445*
high alumina cement *291*
histogram *563*
Hochofenzement *289*
holdbarhed *205*
holdbarhed, prøvning *633*
hovedspændingshypotesen *126*
huller, udførelse *498*
hulrumsprocent *45*
humus *318, 388*
humus, prøvning *568*
hydratisering, aluminatcement *385*
hydratisering, portlandcement *353*
hydratiseringsgrad *365*
hydratiseringshastighed *361*
hydratiseringsvarme *359*
hydratkalk *703*
hydraulisk bindemiddel *268*
hydrofil *176*
hydrofil molekylegruppe *336*
hydrofob *176*
hydrofob molekylegruppe *336*
hydroxycarboxylsyre *335*
hypotese *126*
hysterese *170*
hærdning *353, 480*
hærdning, aluminatcement *384*
hærdning, på byggepladsen *479*

hærdningsproces *354*
hærdningsvarme *359*
højovnsslagge *297*
højstyrkebeton *673*
højtryksspuling *500*

I

»ideal«-kornkurve *307*
ikke-destruktiv prøvning *594*
ikke fordampeligt vand *358*
imprægnering *495*
imprægneringsmidler *496*
in situ beton *393*
indblandet luft *663*
indblandingsmaterialer *289*
indtrængningsmetode *625*
indre dæmpning *257*
indre dæmpning, måling *597*
inhibitor *341*
injektion af revner *504*
injektionsmørtel *471*
injektionsstøbning *463*
inspektion, kontrol *519*
instabilitetsundersøgelse *80*
isokrone σ-ε-kurver *65*
isolans *255*

J

jernmodul *274*
jomfrukurve *56*
jutevæv til forme *430*

K

kabelbeton *471*
kalcedon *280*
kaliumcarbonat *340*
kaliumhydroxid *333*
kalkcementmørtel *702*
kalkmel *341*
kalkmætningsgrad *274*
kalkmørtel *702*
kamstål *345*
kantethed *299, 301, 570*
kapacitans, elektrisk *261*
kapacitet, blandeanlæg *411*
kapacitet, drift- *412*
kapacitet, metode- *412*
kapacitet, skabe- *412*
kapacitet, total- *412*
kapillaritetstal *202*
kapillarpore *50*
kapillarsugning *199*
karakteristisk dimension *192*
karakteristisk styrke *523*
karbonatisering *210*
karbonatiseringssvind *118*
karbonatiseringsprøve *212*
Kelly's kugleprøve *583*
kemiske analyser *605*
kemisk bundet vand *168*
kemisk svind *366*
kemiske angreb, prøvning *636*
klangfigur *428*
klapkasse *462*
klimabelastning *214*
klæber *432*
kløvning *491*
koblede systemer *411*
koblingseffekt *411*
kohæsion *126*
kolddeformation *345*
kombineret NDT-metode *627*
kompakthed, hærdnet beton *304*
kompakthed, frisk beton *582*
kompakthedsfaktor *582*
komprimerbarhed *305, 576*
komprimering *244, 442*
komprimering, maskiner *456*
konjugeret fugeprincip *432*
konsistens *577*
konstruktionsbeton, normal *650*
konstruktionsstyrke *622*
konstruktionsstyrke, prøvning *622*
kontinuerlig blander *409*
kontrol *244, 512*
kontrolafsnit *538*
kontrolgrænse *505*
kontrolklasser *513*
kontrolkort *515*
kopmetoden *181*
korn, porøse stærke *310*
korn, smuldrende *310*
korn, tætte stærke *310*
korndensitet i tør tilstand *312*
korndensitet i vandmættet overfladetør tilstand *312*
kornform *299, 569*
kornhobsdensitet *314*
kornkurve *291, 554*
kornrumfang *312*

kornstruktur *310, 561*
kornstyrke *310, 561*
kornstørrelsesfordeling *301*
korrektioner ved proportionering *680*
korrosion på armering *227*
krakelering *234*
kran *422*
kranspand *422*
krav *512*
krybebrud *64*
krybegrænser *67*
krybekurve *56*
krybetal *57, 93*
krybetøjning *92*
krybning, armeret beton *88*
krybning, beton *56, 86*
krybning, måling *609*
krybning, specifik *99*
krybning, stål *347*
krybningsberegninger *90*
kuldioxid *327*
kulekalk *703*
kulfibre *351*
kulstofækvivalenten *345*
kulhydrat *328, 335*
kvartning af prøve *558*
kviksølvporosimetri *604*
kvældning *58*

L

lagring *479*
langtidsbrud *64*
lavalkalicement *284*
lavtemperaturkalorimetri *605*
lavvarmecement *285*
Le Chatelier-metoden *550*
ler *318*
ler, prøvning for *568*
lerjernsten *315*
let konstruktionsbeton, proportionering *690*
let beton *46*
let tilslag *323*
letbeton *48*
letklinker *323*
letklinkerbeton, proportionering *699*
»lette« korn *313, 566*
ligeløbsformaling *281*
lignosulfonat *335, 337, 339*
linear traverse metoden *607*
logaritmisk dekrement *599*
lokstyrke *624*
lok-test *623*
luft, indblandet *139, 663*
luft, naturlig *139, 663*
luftfugtighed, relativ *166*
luftfugtighed, relativ, måling *627*
luftindblanding *663*
luftindblanding, effekt *338*
luftindblandingsstof *336*
luftindhold, naturligt *139, 663*
luftindhold, måling *586*
luftlydisolation *256*
luftporeanalyse *606*
lydabsorption *258*
lydforplantning *256*
lydtekniske egenskaber *256*
lynafbinding *282, 333*

M

magnesitcement *292*
magnesiumoxid *278*
magnesiumoxid, prøvning *542*
magnesiumoxychloridcement *292*
makropore *51*
maksimalkornstørrelse, effektiv, nominel *301*
maling, indvendig *494*
maling, udvendig *493*
maskesigte *560*
maskine, komprimering *456*
maskine, udstøbning *456*
materialemæssig forebyggelse *242*
materialemæssig kontrol *245*
materialevalg *660*
matrice, form *429*
maturity *481*
mediankornstørrelse *302*
mekanisk slid *224*
mekaniske data for beton *709*
melaminharpiksformaldehydkondensat, sulfoneret *339*
mellemsilo *423*
membran *244, 480*
menisk *61, 167, 199*
metodekapacitet *413*
Meyer-air-meter *590*
middelstyrke, nødvendig *653*
mikroluftporestruktur *217*
mikrorevner *64*
mikrosilica *296*
mikroskopi *602*

miljøklasse *239*
mineralske tilsætninger *293*
mineralsk olie, angreb *226*
mineraluldsfibre *351*
modenhed *481*
modenhedsdøgn *138*
modenhedsmåler *481*
modstandsfylde *259*
modstandstal *200*
modtagekontrol *513*
molér *294*
momentantøjning *56, 91*
monocalciumaluminat *292*
Morre-diagram *159*
morfologi, cementgel *374*
murcement *291*
murcementmørtel *702*
myresyresalte *333*
mætningstryk *166*
mørtel til cementprøvning *550*
mørtel til opmuring *702*

N

naftalénforbindelse, sulfoneret *339*
natriumcarbonat *333*
natriumchlorid *214*
natriumchromat *341*
natriumhydroxid *323*
natriumnitrit *341*
natriumsulfat *333*
natriumsulfit *341*
nedbrydning *205*
Neppers formel *138*
Nilcon-maskinen *459*
normalfordeling *520*
normalkonsistens *546*
normkrav *529*
nødvendig middelstyrke *653*

O

OC-kurver *654*
ocratering *497*
oilwellcement *286*
olieboringscement *286*
omdannelse under brand *245*
omdannelsesprocesser *210*
omløbsformaling *281*
opalholdig skifer *294*
opalsandsten *222*
opbevaring af materialer *395*
opfugtning *198*
overflader *37*
overfladeaktive stoffer *339*
overfladebehandling *243, 488*
overfladebelægning *492*
overfladekarakter *301, 570*
overflademisfarvning *208*

P

pakbeton *463*
Palmgren-Miners hypotese *160*
paraformaldehyd *333*
partialkoefficientmetoden *530*
partikelinterferens *304*
partikelspring *304*
passivering af armering *235*
penetrationsmodstand *487, 583, 555*
periklas *279, 542*
perlit *323*
permeabilitetskoefficent *185*
pH *324*
phenolphthaleinprøvning *212*
pigmentering *286*
pimpsten *294, 323*
pladevibrator *444*
planslib *604*
plastfibre *351*
plastificering *672*
plastificeringsstof *339*
plastisk svind *106*
pneumatisk pumpe *439*
point counting-metoden *606*
Poisson's forhold *77*
polyhydroxycarboxylsyre *339*
polymerimprægnering *496*
polyvinylacetat *341*
porer, åbne, lukkede *39*
porestrukturundersøgelse *603*
portland blast-furnace cement *289*
portlandcement *269*
portlandcement, flyveaske (standard) *288*
portlandcement, hvid *285*
portlandcement, hurtighærdnende *284*
portlandcement, lavalkali *284*
portlandcement, lavvarme *285*
portlandcement, modificeret *288*
portlandcement, ren *284*
portlandcement, slagge *288*
portlandcement, sulfatbestandig *284*

portlandklinker *271*
porøse sten *218*
porøse korn *310*
porøsitet *45, 312*
prepact metoden *463*
press-ur-meter *590*
procescomputer *404*
proceskontrol *513*
proportionering, forudsætninger *641*
proportionering, korrektioner *680*
proportionering, krav *642*
proportionering, letklinkerbeton *699*
proportionering, let konstruktionsbeton *690*
proportionering, mørtel *703*
proportionering, normal konstruktionsbeton *660*
prøveantal *532*
prøveblanding *679, 695*
prøvedeler *558*
prøveemne *538*
prøvelegeme, form *618*
prøvelegeme, størrelse *617*
prøvemaskinens indflydelse *620*
prøvesteder *592*
prøvestørrelse *575*
prøveudtagning, frisk beton *574*
prøveudtagning, tilslag *554*
prøvning, cement *541*
prøvning, frisk beton *574*
prøvning, hærdnet beton *592*
prøvning, tilslag *554*
pudsning *489*
pulverdensitet *44*
pumpebeton *665, 673, 674, 675*
pumpning *436*
puzzolan *294*
puzzolantilsætning *143*
puzzolancement *290*
puzzolanitet *294*
pyknometermetoden *565, 588*
påtalerisiko *653*

R

radioaktiv stråling *263*
radiografi *600*
radon *265*
reaktion, skadelig *315*
reaktivt tilslag *222*
reduktionstal *257*
rekylværdi *627*
relaksation, beton *57*
relaksation, specifik *100*
relaksation, stål *347*
relativ luftfugtighed *166*
relativ luftfugtighed, måling *627*
remoulding test (Powers) *582*
reparation *502*
resonans *448*
resonansfrekvensmetoden *599*
resonansfrekvensmåling *597*
rest (uopløselig), prøvning *544*
retarder *334*
revne *207, 219, 233*
revneanvisning *241*
revnefordeling *342*
revneforløb, kortlægning *603*
revnedetektering *636*
revnevidde *117*
risskalaske *293*
roterovn *261, 343*
rotervogn *499*
rullemetoden *589*
rumvægt: se densitet
rundhulssigte *561*
rust *228*
rustafskalning *209*
rustudfældning *209*
rørmølle *269*
røntgenmikroanalyse *605*

S

salicylsyre *335*
saltindhold i vand *324, 325*
sammensætning af tilslag *308*
sand *298*
sand til mørtel *702*
sandblæsning *491*
sandprocent *305, 674*
sandpukkel *304*
santorinjord *294*
sats, beton *575*
satsstørrelse *411*
savning *491, 500*
scanningelektronmikroskop *604*
scanningkurve *170*
Schmelzzement *291*
Schmidthammer *627*
sedimentationsanalyse *549*
sekanthældning *67*
sekantelasticitetskoefficient *67*

selvudtørring *173, 357*
signifikansniveau *513, 529, 536, 653*
sigteanalyse *558, 561*
sigtebelastning *559*
sigterest *559*
sikkerhedsindex *530*
sikkerhedsklasse *530*
silan *496*
silikatmodul *274*
silikone *339*
sisalfibre *351*
skabekapacitet *413*
skadeeksempler *235*
skadeforebyggelse, materialemæssig *239*
skrabespil *411*
skrumpning *366*
skumdæmper *339*
skærver *225, 298, 322*
skørhedsmodul *131*
slagboring *498*
slaggecement *289*
slagstyrke *163*
slangepumpe *439*
slidstyrke *163*
slipform-paver *461*
slutbindetid *547*
slutkrybetal *102*
slutstyrke *379*
slutsvind *111*
Smith-diagram *157*
smuldrende korn *310*
smuldring *205*
sorelcement *292*
sorption *169*
sorptionskrybning *57, 86*
spaltetrækstyrke *149*
spaltetrækstyrke, måling *612*
Spanmax-maskine *458*
specifik modstand *259*
specifik overflade *281, 375, 548*
specifik tyngde *45*
specifik varme *252*
Spiroll-maskine *458*
spredning på styrken *523*
springer *206*
sprit *340*
sprængning *502*
sprøjtebeton *467*
spændbeton *14*
spænding *55*
spændingsrelaksation *57*
stabilitet af frisk beton *306, 576*
stalaktit *208*
stampning *442*
standardafvigelse *520*
statistisk grundlag *519*
statistisk testning *532*
statistisk kravformulering *525*
stavvibrator *443*
stearat *341*
stempelpumpe *440*
sten *298*
stikprøve *537*
stjernegård *399, 179*
struktur, betons *39*
strukturanalyse *366, 602*
styrén *496*
strømpe *436*
strålingsafskærmende egenskaber *261*
strålingsdosis *263*
strålingsmetoder *599*
strålingsopvarmning *486*
styrke *123*
styrke, beton, måling *610*
styrke, cement *283*
styrke, cement, prøvning *550*
styrke, korn *310*
styrkeinfluerende faktorer *136, 613*
styrkeudvikling *379, 389*
støbefejl, måling *602*
støbehøjde *436*
støbeskel *244, 432*
støbevand *324*
stødlængde *153*
størkning *354*
stål, armering *345*
stål, fibre *352*
stål, formmateriale *427*
stål, kolddeformeret *345*
stål, krybning *347*
stål, relaksation *347*
stål, trykflydespænding *346*
stål, trækflydespænding *346*
stål, varmebehandlet *346*
stål, ældning *346*
sukkerstof *335*
sulfat *325*
sulfatangreb *226*
sulfatbestandig, cement *284*
sulfatbestandighed, krav *661*

Sulfathüttenzement *290*
sulfider *315, 325*
sundhedsmæssige forholdsregler *506*
superplastificeringsstof *339*
superpositionsloven *96*
supersulfatcement *290*
supersulphated cement *290*
surhedsgrad (pH) *324*
svelning *58*
svien *506*
svigtsandsynlighed *529*
svind *103*
svind, beregning *110*
svind, ensformigt *114*
svind, frit *58*
svind, hærdnet beton *107*
svind, karbonatiserings- *118*
svind, kemisk *366*
svind, måling *610*
svind, overflade- *117*
svind, plastisk *106*
svind, revner *109, 117*
svind, slut- *111*
svingningstekniske egenskaber *259*
svovlkis *316*
svovltrioxid *543*
syreangreb *225*
sætmål *578*
sætning af frisk beton *103*
sømaterialer *319, 321*
søjlediagram *563*

T

tallerkenglitter *489*
tangenthældning *67*
tangentelasticitetskoefficient *67*
tekstur *301*
temperatur *363*
temperatur, forskelle *645*
tentorstål *346*
termiske egenskaber *252*
termisk udvidelse *247*
termorevner *482*
termogravimetrisk analyse *605*
test *532*
tetracalciumaluminatferrit *277*
tidlig styrke, krav *646*
tidsdosering *401*
tidsforløb af relaksation *100*
tid-temperaturfunktionen *353, 481*
tilbagekrybning *56*
tilfældig udvælgelse *593*
tilladt defektprocent *527*
tilslag *298*
tilslag, afmåling *400*
tilslag, densitetsbestemmelse *564*
tilslag, geometri *569*
tilslag, gradering ved proportionering *675*
tilslag, krav *313*
tilslag, let *323*
tilslag, opbevaring *397*
tilslag, prøveudtagning *554*
tilslag, prøvning *554*
tilslag, tungt *323*
tilsyneladende densitet *44*
tilsyneladende tørdensitet *44*
tilsætningsstof *328*
tilsætningsstof, ekspansionsfremkaldende *341*
tilsætningsstof, frysepunktssænkende *340*
tilsætningsstof, gasdannende *341*
tilsætningsstof, klæbeforbedrende *340*
tilsætningsstof, korrosionsbeskyttende *341*
tilsætningsstof, luftindblandende *336*
tilsætningsstof, plastificerende *339*
tilsætningsstof, skumdræbende *339*
tilsætningsstof, strålingsskærmende *341*
tilsætningsstof, vandafvisende *341*
tilsætningsstof, vandtætnende *341*
tobermorit *345, 358*
Tonerdezement *291*
totalkapacitet *413*
totalporøsitet *45*
transmissionskoefficient *255*
transport, ekstern *419*
transport, intern *421*
transportmekanismer *176*
trappediagram *563*
trass *290*
tributylfosfat *339*
tricalciumaluminat *277*
tricalciumsilikat *275*
triethanolamin *281, 333*
truckmixer *421*
trugvogn *421*
trykarbejdslinie *63*
trykmetoden (luftindhold) *590*
trykstyrke *133*
træ, formmateriale *424*
træharpikssyre, neutraliseret *337*
trækarbejdslinie *78*

trækstyrke *147*
trækstyrke, ren, måling *611*
tuf *294*
tung beton *46*
Tusschenbroeckmetoden *547*
tvangsblander *407*
tværudvidelse *77*
tykner *441*
tykningstid *287*
tyndslib *602*
tæthedsfunktion *521*
tøjning *55*
tøjning, fri *57*
tøjning, hindret *57*
tørdensitet *44*
tørmetoden, cementfremstilling *271*
tørmetoden, sprøjtebeton *467*
tørsigtning *559*
tøsalt *218*
tøsaltskader *218*

U

udborede cylindre, prøvning *623*
udbredelsesmål *580*
udførelsesmæssig forebyggelse af skader *243*
udludning *224, 230*
udlægning af beton *435*
udmattelsesstyrke *154*
udstøbning *423*
udstøbning, maskiner *435*
udsvingsstyrke *155*
udtrækningsmetoder *623*
udtørringsforløb *191*
udtørringssvind *109*
udvaskningsmetoder (luftindhold) *587*
ultralyd *594*
ultralydmåling *594, 627*
undertryk *176*
undervandsstøbning *462*
urenheder, tilslag *318, 567*
urenheder, vand *324*
usikkerhed, statistisk *528*

V

vagabonderende strømme *230*
vakuumkomprimering *451*
vakuumvandmætningsgrader *168*
vand, afmåling *400*
vand, blødt *327*
vand, blødt kulsurt *212*
vand, frit *567*
vand, fysisk bundet *168*
vand, kemisk bundet *168*
vandafledning *240*
vandbehov *670*
vand-cementblander *410*
vand-cementforhold *136, 665*
vanddamptransport *176*
vandfast krydsfiner *426*
vandforbrug ved hydratiseringsreaktion *358*
vandgennemstrømning *632*
vandindhold i tilslag *566*
vandindhold i beton *168*
vandindhold i beton, prøvning *627*
vandmætningsgrad *168, 219, 368*
vandopsugning, måling *630*
vandreduktion *672*
vandtrykspermeabilitet *186*
vand-tørstof-forholdet *167*
vandtæt beton, krav *664, 670, 673, 675*
vandtæthed, måling *632*
vandudskillelse *103, 354, 584*
vandur *400*
varighedsfaktor *363*
variationskoefficient *523, 650, 653*
varm beton *417*
varmediffussion *256*
varmefylde *252*
varmehærdning *484*
varmeledningsevne *253*
varmetøjningsberegninger *121*
varmeudvidelse *119, 256*
varmeudvidelseskoefficient *58, 119, 256*
vebeprøve *580*
vedligeholdelse, betonkonstruktioner *497*
vedligeholdelse, blandeanlæg *415*
vermikulit *323*
vibrationsdosering *401*
vibrationsfrekvens *429, 448*
vibratorbord *446*
vibrering *443*
vibropresning *448*
Vicat-apparat *545*
vikarierende egenskab *509*
vingeglitter *489*
vinsol resin *337*
vinterstøbning *399, 482, 646*

vinterstøbning, krav *661, 662, 663, 670, 674*
Vipres-maskine *458*
volumenbestandighed *283*
volumenbestandighed, prøvning *549*
volumendosering *401*
vulkansk aske *294*
vulkansk glas *294*
vægtdosering *402*
vægtfylde: se densitet
væsketryk *176*
vådkemiske metoder *605*
vådmetoden, cementfremstilling *269*
vådmetoden, sprøjtebeton *468*
vådsigtning *559*

W
wattmeter *400*
Weibull-effekt *616*
Wöhler-diagram *155*

Y
ydeevnekrav *641*

Z
zeolit *280, 294*
zinkpulver *341*

Æ
ætsen *506*