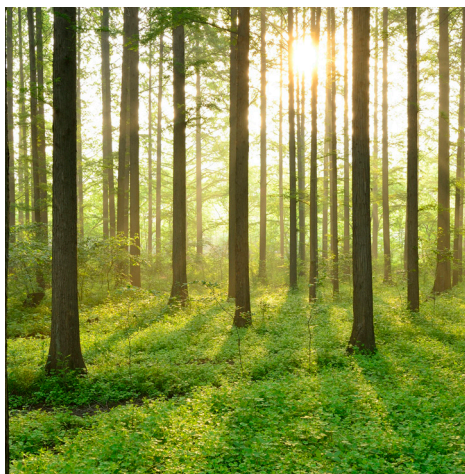


BETONGTEKNIKENS UTVECKLING OCH BETYDELSE FÖR SVENSK VATTENKRAFTSUTBYGGNAD

RAPPORT 2018:481



BETONGTEKNISKT PROGRAM
VATTENKRAFT



Betongteknikens utveckling och betydelse för svensk vattenkraftsutbyggnad

MARTIN ROSENQVIST

Förord

En grundlig redogörelse för betongteknikens utveckling och betydelse för den svenska vattenkraftsutbyggnaden har länge saknats. I och med fullbordandet av föreliggande skrift tillgängliggörs i samlat format ett omfattande underlag gällande vattenbyggnadsbetongens utveckling i Sverige. Hur betongen sammansattes, hur konstruktionerna utformades, samt vilka metoder som tillämpades vid betongarbetenas utförande är några av de frågeställningar som avhandlas i denna redogörelse.

Vad som också framgår av redogörelsen är att många tekniska framsteg initierades av betongens bristande beständighet i vattenkraftsmiljön. För att sprida kunskap och förhindra att äldre misstag upprepades infördes det för första gången år 1924 statliga cement- och betongbestämmelser. Dessa bestämmelser, tillsammans med praktiska erfarenheter från genomförda kraftverksbyggen, utgjorde sedan basen för de egenhändigt framtagna anvisningarna för betongbyggnad, vilka parallellt gavs ut av Vattenfall och Vattenbyggnadsbyrån under mitten av 1900-talet.

Föreliggande redogörelse har utarbetats av Martin Rosenqvist, verksam vid ÅF och dessförinnan Vattenfall. Projektet har finansierats av Energiforsks betongtekniska program vattenkraft. Följande personer har varit projektet behjälpliga:

- Erik Nordström för tillgängliggörandet av arkivmaterial vid både Vattenfall och Sweco (f.d. Vattenbyggnadsbyrån).
- Martin Hansson för att engagerat ha stöttat arbetet och tillhandahållit information kring kraftverk och dammar längs Lagan och Nissan.
- Mårten Janz för att ha upplyst om skrifter av betydelse för arbetet.
- Ylva Helmfrid Schwartz för att ha tillhandahållit privat bildmaterial.
- Carl-Oscar Nilsson för att ha tillhandahållit bildmaterial från Uniper.
- Göran Fagerlund och Harald Eriksson för givande samtal kring praktiska erfarenheter från tiden för vattenkraftsutbyggnaden.
- Manouchehr Hassanzadeh för uppmuntran och insiktsfulla råd.

Det idoga arbetet att granska manuskriptet till föreliggande skrift och ge förslag på förbättringar har utförts av Marcus Hautakoski och Erik Nordström.

Intressenterna i Energiforsk Betongtekniskt program vattenkraft är Fortum Sverige AB, Jämtkraft AB, Jönköping Energi AB, Karlstads Energi AB, Skellefteå Kraft AB, Sollefteåforsens AB, Statkraft Sverige AB, Sydkraft Hydropower AB, Umeå Energi AB, Vattenfall AB Vattenkraft och Vattenfall Indalsälven AB.

Monika Adsten, Energiforsk

Sammanfattning

Betongbyggnadsteknikens utveckling under 1900-talets första decennier banade väg för den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden i både Sverige och andra länder. Föreliggande redogörelse har sammanställts utifrån mer än 450 källor för att ingående kunna skildra betongteknikens utveckling och betydelse för svensk vattenkraftsutbyggnad.

Fram till och med sekelskiftet 1900 var jord, trä och sten dominerande byggnadsmaterial i mindre dammbyggnader. Dessa material ansågs dock inte lämpliga att använda till de allt större kraftverken som planerades under början av 1900-talet. En anledning var att påkänningarna i materialen skulle bli större än brukligt. En annan anledning var att byggnadsarbetena skulle bli så omfattande att de skulle kräva oförsvärligt stora resurser i form av tid och kapital.

Tack vare goda erfarenheter från nyttjandet av armerad och oarmerad betong inom husbyggnadsområdet sågs betongen som ett lämpligt byggnadsmaterial också för kraftverksbyggen. En stor fördel med betong var att den kunde formas efter behov. Dessutom bedömdes betongen ha minst lika goda egenskaper som natursten med avseende på täthet och beständighet. Sålunda byggdes det ett stort antal kraftverk och dammar av betong redan under 1900-talets inledning.

I början av 1920-talet uppdagades det att många av vattenkraftens konstruktioner hade drabbats av allvarliga skador och läckage. Berättigade frågor ställdes om hur betongen skulle sammansättas och proportioneras för att erhålla god beständighet i svensk vattenkraftsmiljö. Frågorna besvarades genom utredningar. Resultaten av dessa utredningar ledde till utveckling av bättre cementsorter, lämpligare metoder för betongens proportionering, samt bättre tekniker för betongarbetenas utförande.

Föreliggande redogörelse skildrar den utveckling som inleddes under sent 1800-tal och som kantades av både svåra problem och snillrika lösningar på dessa problem. Det övergripande syftet med att sammanställa en redogörelse för betongteknikens utveckling under svensk vattenkraftsutbyggnad har varit att förbättra kunskapen och förståelsen för vattenkraftens betongkonstruktioner. Redogörelsen ska kunna användas som stöd vid underhåll och reparation när osäkerhet råder kring hur en specifik konstruktion kan vara utformad. Detta gäller framförallt äldre kraftverk där ritningsunderlag eller annan viktig dokumentation kan ha gått förlorad.

Hur betongen sammansattes och proportionerades, hur betongkonstruktionerna utformades, samt vilka metoder som användes vid betongarbetenas utförande är några av de frågeställningar som behandlas i redogörelsen. För att underlätta för läsaren delas utvecklingen av betongbyggnadstekniken upp i olika epoker med hänsyn till betongens sammansättning och proportionering, samt metoder för betongmassans gjutning och efterbehandling. Dessutom återges praktiska erfarenheter av betongens beständighet med hänsyn till respektive epok.

Summary

The development of concrete technology during the first decades of the 20th century paved the way for the large-scale hydro power development in both Sweden and other countries. This report has been compiled from more than 450 different sources in order to describe the development and importance of concrete during the Swedish hydro power development.

Soil, wood and rock dominated as building materials in the construction of small dams up until the turn of the century in 1900. However, these materials were not considered suitable for use in the larger hydro power plants planned in the early 20th century. One reason was that the stresses in the materials would be greater than usual. Another reason was that the construction work would be so extensive that it would require unreasonable large resources in terms of time and capital.

Thanks to good experience from the use of reinforced and unreinforced concrete in the building sector, concrete was also regarded as a suitable building material for the construction of power plants. One great advantage of concrete was that it could be shaped as desired. In addition, concrete was considered to have at least as good properties as natural stone in terms of water tightness and durability. Thus, many hydro power plants and dams were built of concrete in the early 20th century.

At the beginning of the 1920s, it was discovered that many hydro power structures suffered from serious damage and leakage. Legitimate questions were asked about how the concrete should be designed and proportioned to meet the requirement of being durable when exposed to the climatic conditions of Sweden. The questions were addressed by extensive investigations. The results of these investigations led to the development of new cement types, more appropriate methods for concrete mix proportioning, as well as better techniques for concreting works.

This report describes the development that began in the late 19th century and that was strewn with great problems and solutions to the problems. The main purpose of compiling a report on the development of concrete technology during the hydro power development is to improve the knowledge and understanding of hydraulic concrete structures. The report can be used as support for maintenance and repair works when uncertainties prevail about the design of a specific structure. This can be the case when drawings and other important documentation have been lost.

How the concrete mix was designed and proportioned, how the concrete structures were designed, and what techniques were used during the concreting works, are some of the issues discussed in the report. To aid the reader's understanding, the development of concrete technology has been divided into epochs with regard to the concrete mix design as well as the methods used for concrete pouring and finishing. In addition, practical experiences of the concrete performance and durability, with regard to each epoch, have been included in the report.

Innehållsförteckning

1	Inledning	9
1.1	Varför vattenbyggnadsbetong?	9
1.2	Syfte och mål	10
1.3	Avgränsningar	10
1.4	Källmaterial	11
2	Historisk tillbakablick	12
2.1	Elektrifieringen av Sverige	12
2.2	Utvecklingen av cement och betong	13
2.3	Utvecklingen av vattenbyggnadsbetong	15
3	Betongepoker	23
3.1	Betong i Sverige	23
3.2	Manuell bearbetning – stampning	26
3.2.1	Mager stampbetong (1890–1930)	26
3.2.2	Fet stampbetong (1890–1955)	27
3.2.3	Våt- och blötbetong (1900–1930)	29
3.3	Maskinell bearbetning – vibrering	31
3.3.1	Standardcementbetong (1930–1983)	31
3.3.2	LH-cementbetong (1932–1984)	32
3.3.3	E-cementbetong (1941–1954)	33
3.3.4	Blandcementbetong (1934–1982)	35
3.3.5	Anläggningscementbetong (1983–)	36
4	Betongens delmaterial	37
4.1	Cement	37
4.1.1	Cementtillverkning i Sverige	38
4.1.2	Portlandcement	39
4.1.3	Blandcement	52
4.1.4	Aluminatcement (smältcement)	61
4.2	Vatten	62
4.3	Ballast	65
4.4	Tillsatsmaterial	67
4.5	Tillsatsmedel	72
5	Konstruktionsutformning	79
5.1	Vattentäthet	79
5.2	Bärförmåga	82
5.2.1	Betong	82
5.2.2	Armering	83
5.3	Konstruktions- och rörelsefogar	86
5.3.1	Konstruktionsfogar	87
5.3.2	Rörelsefogar	89

5.4	Stenbeklädning	92
6	Betongarbetenas utförande	96
6.1	Noggrannhet vid betongarbetenas utförande	96
6.2	Formbyggnadsmetoder	96
6.3	Blandning och transport av betong	101
6.4	Bearbetning av betong	104
6.5	Betongarbeten under besvärliga förhållanden	108
6.6	Arbeten efter avslutad gjutning	113
7	Betongens beständighet	116
7.1	Humushaltig ballast	116
7.2	Urlakning	117
7.3	Sprickbildning	120
7.4	Frostangrepp	123
7.5	Svällande reaktioner	126
7.6	Nedbrytning av stenbeklädning	130
7.7	Läckage	132
7.8	Övriga beständighetsproblem	134
8	Cement- och betongbestämmelser	139
8.1	Tiden före 1910	139
8.2	Svenska Teknologföreningens bestämmelser	141
8.3	Statens Offentliga Utredningar	144
8.3.1	1924 års cement- och betongbestämmelser	145
8.3.2	1934 (samt 1942 och 1943) års cement- och betongbestämmelser	150
8.3.3	1949 års betongbestämmelser	158
8.4	B-serien	164
8.5	BBK-serien	172
9	Branschens anvisningar för betongarbeten	181
9.1	Utländskt inflytande	181
9.2	Vattenfall – anvisningar för betongarbeten	181
9.2.1	1942 och 1945 – Upplaga 1 och 2	182
9.2.2	1956 – Upplaga 3	185
9.2.3	1972 – Upplaga 4	189
9.3	Vattenbyggnadsbyrån – anvisningar för betongarbeten	193
9.3.1	1943 – Upplaga 1	194
9.3.2	1954 – Upplaga 2	197
9.4	Vattenfall – anvisningar för jordarbeten	199
9.5	RIDAS	201
10	Betong i svenska dammar	203
10.1	Massivdamm (klumpdamm)	203
10.2	Lamelldamm	213
10.3	Valvdamm	222

10.4	Serievalvsdammar	227
10.5	Fyllningsdammar	231
11	Svensk betongbyggnadsteknik i internationella sammanhang	241
11.1	Vägen till ICOLD	241
11.2	Svenskt engagemang inom ICOLD	242
12	Referenslista	245
12.1	Publicerade källor	245
12.2	Opublicerade källor	256

1 Inledning

1.1 VARFÖR VATTENBYGGNADSBETONG?

Den ständigt växande efterfrågan på elektricitet i Sverige under 1900-talets första decennier framtvängde uppförandet av fler och allt större vattenkraftverk. För att lyckas utvinna den energi som Sveriges större vattendrag erbjöd krävdes teknisk utveckling. Över tid möjliggjorde denna utveckling tillgodogörandet av energin i vattendrag med högre flöden och större fallhöjder än vad som hade varit tänkbart och än mindre möjligt vid början av 1900-talet.

Den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden, vilken i Sverige inleddes under tidigt 1900-tal och som inte klingade av förrän i början av 1970-talet, verkade med stor pådrivande kraft på utvecklingen av betongbyggnadstekniken. Utomlands hade det redan under den andra halvan av 1800-talet gjorts stora tekniska framsteg i både Tyskland och Frankrike beträffande cement- och betongtillverkning. Dessa framsteg möjliggjorde tillsammans med den armerade betongens genomslag vid sekelskiftet 1900 uppförandet av avancerade betongkonstruktioner.

Det tidiga 1900-talets väg- och vattenbyggare kan utan underdrift få anses ha varit pionjärer inom betongteknikens oupptäckta värld. Utvecklingen gick så snabbt att begrepp som *”långvarig erfarenhet”* eller *”beprövade metoder”* knappast existerade. För det mesta användes byggnadsmaterial och utförandetekniker där erfarenheter från tidigare arbeten var av ringa omfattning eller helt och hållet saknades.

Åren 1907–1910 hade det Sydsvenska Kraftaktiebolaget med stor djärvhet uppfört fyra, för tiden majestätiska, kraftverk längs Lagans nedre del. Oarmerade och/eller armerade betongkonstruktioner utgjorde en central del av både regleringsdammar och maskinhus. Samtidigt som dessa arbeten pågick hade staten i regi av Kungliga Vattenfallsstyrelsen färdigställt Olidans kraftverk i Trollhättan. Dessutom hade arbetena med Porjus kraftverk påbörjats och arbetena med Älvkarleby kraftverk skulle inledas. Även för dessa kraftverk var betong ett centralt byggnadsmaterial.

Utöver ovan två nämnda aktörer genomfördes vattenkraftsutbyggnader också av andra aktörer. Företag, städer, kommuner och privatpersoner är några exempel. Vad samtliga aktörer inledningsvis hade gemensamt var att de använde sig av snarlik byggnadsteknik beträffande val av konstruktionsutformning och material. Inför många kraftverksbyggen vid början av 1900-talet framstod betong som det lämpligaste materialet att uppföra regleringsdammar och maskinhus av.

Trots goda erfarenheter i samband med kraftverkens uppförande blev betongen kraftigt ifrågasatt som byggnadsmaterial i början av 1920-talet. Anledningen var att urlakning av cementets kalk orsakade omfattande skador på ett stort antal anläggningar. Berättigade frågor ställdes om hur betongen skulle sammansättas och proportioneras för att erhålla god beständighet mot urlakning, frysning och sprickbildning. Frågorna kom att besvaras tack vare omfattande utredningar.

Slutsatserna från utredningarna visade att de klimatbetingade påfrestningarna var betydligt strängare för betong i vattenkraftsmiljön än för betong i stadsmiljön. Det hade därmed uppkommit ett behov av specifikt anpassad vattenbyggnadsbetong.

Resultatet av denna insikt ledde bland annat till utveckling av bättre cementsorter, lämpligare metoder för betongens proportionering, samt effektivare tekniker för betongarbetenas utförande. Med avstamp under den senare hälften av 1920-talet gick utvecklingen av vattenbyggnadsbetongen framåt i rask takt.

I föreliggande skrift – *Betongteknikens utveckling och betydelse för svensk vattenkraftsutbyggnad* – presenteras utvecklingen av den svenska vattenbyggnadsbetongen ur ett teknikhistoriskt perspektiv. Från sent 1800-tal och fram till dags datum har denna resa många gånger kantats av svåra problem, men dessbättre också av många exempel på smarta lösningar på de uppkomna problemen.

1.2 SYFTE OCH MÅL

Det huvudsakliga syftet med föreliggande skrift har varit att förbättra kunskapen och förståelsen kring vattenkraftens betongkonstruktioner. Förhoppningen är att skriften ska kunna användas som stöd för att besvara följande frågeställningar:

- Varför har en betongkonstruktion utformats på ett visst sätt?
- Hur kan betongens sammansättning och proportionering se ut?
- Med vilken betongbyggnadsteknik har konstruktionen uppförts?

Det första målet med föreliggande skrift har varit att i en och samma publikation sammanställa information om den svenska vattenbyggnadsbetongens utveckling. Fram till dags datum har sådan information varit utspridd i form av textstycken i ett stort antal artiklar, tidskrifter och böcker. Möjligheten till att enkelt överblicka teknikområdet har således varit begränsad.

Det andra målet med denna skrift har varit att skapa en publikation, vilken kan användas som stöd för underhåll och reparation när osäkerhet råder om hur en specifik betongkonstruktion kan vara uppbyggd. Detta gäller framförallt äldre kraftverk där ritningsunderlag och annan viktig dokumentation kan ha gått förlorad med tiden, exempelvis vid ägarbyten eller arkivrensningar.

1.3 AVGRÄNSNINGAR

Föreliggande skrift belyser huvudsakligen utvecklingen av vattenbyggnadsbetong ur ett svenskt perspektiv under åren 1890–1990. Till följd av att många tekniska framsteg inom vattenbyggnadsområdet har skett utomlands, har skriften därför kompletterats med sådan information. De utländska framstegen kommer dock framförallt att belysas ur perspektivet hur de har påverkat och kompletterat den svenska utvecklingen.

Eftersom denna skrift fokuserar på utvecklingen av vattenbyggnadsbetong i form av betongens sammansättning, proportionering och praktiska användning i olika konstruktioner, utelämnas motsvarande utveckling av beräkningsmetoder för dimensionering av grundläggning och konstruktioner. Utvecklingen inom dessa teknikområden har emellertid pågått parallellt med betongens utveckling.

För projektering och uppförande av vattenkraftsanläggningar i Sverige kan två huvudaktörer urskiljas – Vattenbyggnadsbyrån och Vattenfall. I den mån det har gått att finna skillnader i val av konstruktionsutformning och byggnadsmaterial

kommer dessa att belysas. Detsamma gäller för mindre aktörer i de fall där tillräckligt detaljerat underlag har varit tillgängligt.

Föreliggande skrift får på intet sätt betraktas som heltäckande inom teknikområdet vattenbyggnadsbetong. Ambitionen har endast varit att sammanställa information om vattenbyggnadsbetong, samt att belysa historiska problem med tillhörande lösningar, vilka varit specifika för den svenska vattenkraftsutbyggnaden. Denna skrift har sammanställts primärt med stöd av bevarat källmaterial. Även personer verksamma under delar av vattenkraftsutbyggnaden har varit behjälpliga i arbetet.

1.4 KÄLLMATERIAL

En av de största utmaningarna vid framarbetandet av föreliggande skrift har varit tillgången och tillgängligheten på relevant källmaterial. Den generella svårigheten har inte varit att hitta skrifter som beskriver var och när ett kraftverk har uppförts, utan att hitta sådan dokumentation som beskriver och förklarar hur och varför en konstruktion har fått sin utformning. Ofta utgör redovisningen av betongarbetena endast ett kapitel eller textstycke i en publikation, vilken sällan har en titel som ger någon ledtråd om innehållet. Sökandet efter relevant källmaterial har alltså utgjort en betydande del av arbetet vid sammanställningen av denna skrift.

Den fakta som utgör stommen i föreliggande skrift har framförallt inhämtats från tidskrifter, facklitteratur, tekniska anvisningar, forskningsrapporter, akademiska uppsatser och reklamblad. Även via intervjuer med personer tidigare verksamma inom kraftindustrin har information erhållits, speciellt gällande erfarenheter av det praktiska arbetet. Stora delar av källmaterialet finns i offentliga bibliotek och arkiv. Andra delar finns endast bevarade i privata eller företagsinterna arkiv.

2 Historisk tillbakablick

2.1 ELEKTRIFIERINGEN AV SVERIGE

Redan under 1100-talet introducerades vattenhjulet i Sverige. Vattenhjul användes till en början i kvarnar för malning av spannmål, men efterhand också för sågning av virke. Den gemensamma nämnaren var att anläggandet av kvarnar och sågverk styrdes av forssträckornas placering. Någon möjlighet att överföra vattnets kraft över långa sträckor fanns inte vid denna tidpunkt.

Under 1500-talet utvecklades i Tyskland teknik för mekanisk överföring av kraft genom anordnandet av stånggångar och linledningar. Överföringsförlusterna var dock av sådan storlek att begränsningen för den effektiva kraftöverföringen låg vid någon kilometer. Dessa två tekniker för kraftöverföring användes frekvent även i Sverige vid sågverk, bruk och gruvor. I enstaka fall togs de inte ur drift förrän en bit in på 1900-talet.

Ångmaskinens genomslag på 1700-talet och dess successivt förbättrade prestanda under 1800-talet minskade snabbt industrins behov av vattenkraft. Det blev därför möjligt att anlägga industriverksamhet på platser där det inte fanns någon naturlig kraftkälla i egenskap av forssträckor och vattenfall.

Under mitten av 1800-talet anlades gasverk i många av de större svenska städerna. Gasen användes för gatubelysning, men även för belysning i offentliga byggnader, industrier och förmögna hem. Till allmänhetens stora glädje blev fotogenlampan var mans egendom under 1860-talet.

Ångmaskinen, gasnäten och fotogenlampan kan i efterhand anses ha fördröjt den storskaliga elektrifieringen av samhälle och industri. När elektrifieringen väl kom igång var syftet främst att tillgodose den växande efterfrågan på belysning. Inom industrin genererades elektriciteten fortfarande med ångdrivna dynamomaskiner. Under 1880-talet ökade antalet dynamomaskiner snabbt. Däremot var andelen dynamomaskiner som drevs av vattenturbiner starkt begränsad.

På grund av de stora överföringsförlusterna för likström blev det först när teknik för trefas växelström hade utvecklats som industrin insåg den stora potentialen i elektriciteten. I och med växelströmmens genomslag blev det möjligt att överföra kraft allt längre sträckor. Vattenkraften framstod därför som ett tydligt alternativ till ångmaskinen. Med trefas växelström blev det möjligt att utvinna vattnets kraft från ödsligt belägna forsar och överföra den till bebodda trakter, samhällen och industrier. Den storskaliga elektrifieringen i Sverige inleddes under 1890-talet.

Det bör nämnas att utvecklingen av överföringsteknik kulminerade i Sverige i och med 1952 års invigning av 380 kV-ledningen mellan Harsprånget och Hallsberg. Genom stora insatser hade det utvecklats både teknik och kapacitet att överföra stora mängder kraft från en landsände till en annan. Främst överfördes kraft från de stora norrländska älvarna till söderut belägna samhällen och industrier.

För att återvända till början av 1900-talet bör det nämnas att de stora problemen som uppstod kring importen av stenkol under det första världskriget blev direkt

avgörande för den svenska vattenkraftsutbyggnaden. Det stod nämligen klart att ett lands självständighet vad gäller kraftförsörjning är viktig för dess möjligheter till utveckling och välbefinnande. Då Sverige saknar betydande stenkolsfyndigheter återstod endast vattenkraften som större naturlig energitillgång.

Vid första världskrigets utbrott hade vattenkraftsutbyggnaden koncentrerats till mindre vattendrag i södra och mellersta Sverige. De kraftverk som med dagens mått kan klassas som stora var få. Vid uppförandet av mindre kraftverk var den tidens byggnadsteknik fullt tillräcklig. Detta innebar att dammar och maskinhus uppfördes av sten, tegel, stål och trä.

Vid de större kraftverksutbyggnaderna hade däremot betong börjat användas som huvudsakligt byggnadsmaterial. Betongbyggnadstekniken hade därmed etablerat sig som den metod, vilken över tid kom att förenkla, effektivisera och möjliggöra den storskaliga utbyggnaden av svensk vattenkraft.

2.2 UTVECKLINGEN AV CEMENT OCH BETONG

En fördel med betong är att den går att använda för konstruktioner både ovan och under vatten. Denna fördel kommer av att cementet är ett hydrauliskt bindemedel, vilket betyder att det genom kemiska reaktioner kan hydratisera och uppnå hög hållfasthet också under vatten. Ett icke-hydrauliskt bindemedel, till exempel kalkbruk, kräver torrhet och tillgång på koldioxid för hållfasthetstillväxten.

Var och när ett hydrauliskt bindemedel användes för första gången i historien har ej gått att med säkerhet bestämma. Men redan för drygt 2000 år sedan använde romarna ett byggnadsmaterial som påminner om dagens betong. Den romerska betongen bestod av krossat berg, samt ett bindemedel med cementliknande karaktär. Puzzolana tillsatsmaterial gav cementet dess hydrauliska egenskaper. I samband med sönderfallet av det romerska riket föll dock kunskapen i glömska. Som en påminnelse till vår tid står dock många av de magnifika byggnaderna från romartiden kvar. Ett välkänt exempel, och tillika välbesökt turistmål i Rom, är Pantheon med sin oarmerade betongkupa med diametern 43,3 m.

Under medeltiden användes främst kalkbruk vid byggnadsarbeten. Detta trots att byggnadskonsten i övrigt var högt utvecklad. Likväl har det på platser runt om i Europa påträffats ett betongliknande material i ruiner och byggnader. Bindemedlet i dessa fall har troligtvis varit av hydraulisk karaktär. Det skulle dock dröja ända till 1750-talet innan ett nytt hydrauliskt bindemedel kom till större användning i Europa. Det nya bindemedlet framställdes i England genom att bränna lerhaltig kalksten. Däremot utfördes bränningen vid en så låg temperatur att bindemedlet inte fullt ut kan betecknas som ett naturligt cement.

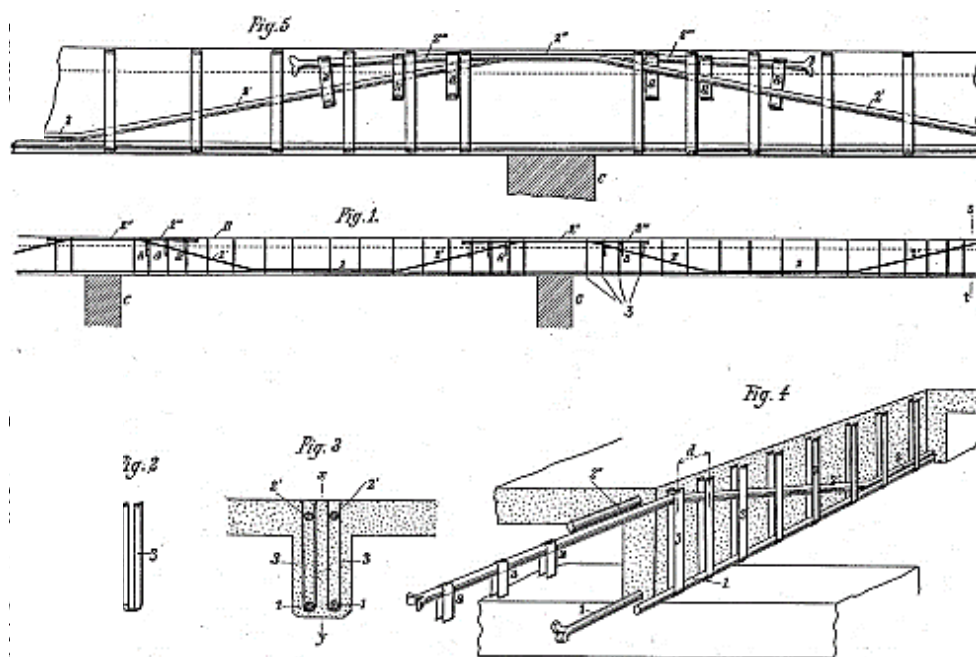
Det första naturliga cement som fick större spridning var Romacementet, vilket även det framställdes av lerhaltig kalksten. Bränningen utfördes vid betydligt högre temperatur, varför den malda produkten kunde betecknas som ett cement. Tillgången på Romacement styrdes i hög grad efter platserna för fyndigheter av lerhaltig kalksten. I takt med den växande efterfrågan på cement inleddes försök att framställa ett naturligt cement på konstgjord väg. Genom att bränna kalksten

med lera tills sintring inträffar, uppfanns portlandcement i England på 1840-talet. Det blev därmed möjligt att framställa ett konstgjort cement i industriell skala.

Under 1850-talet växte efterfrågan på cement i Europa. Cement användes främst till oarmerad betong i grundläggningar, hamnar och slussar. I Sverige började betong att användas i början av 1860-talet och då vid förstärkningsarbeten av hamnarna i Helsingborg och Halmstad. Den egentliga utvecklingen av betongbyggnadstekniken i Sverige tog däremot inte fart förrän Skånska Cement (idag Cementa) hade bildats och började leverera cement år 1874. Ytterligare en viktig händelse för betongbyggnadsteknikens utveckling i Sverige var när Skånska Cementgjuteriet (idag Skanska) grundades år 1887.

Runt år 1890 hade betong blivit ett vanligt förekommande byggnadsmaterial vid grundläggningsarbeten. Betongens blandningsproportioner var i de flesta fallen 1:3:5 eller 1:5:7 (volymandelar cement:sand:sten). Vatten tillsattes i sådan mängd att en jordfuktig betongmassa erhöles. Eftersom konstruktionerna var oarmerade vid tidpunkten fick de endast utsättas för tryckspänningar.

Försök med armerad betong, vilken även skulle tåla dragspänningar, hade utförts i Frankrike så tidigt som på 1850-talet. I USA gjordes betydande framsteg under 1870-talet och delar av den armerade betongens statiska verkningsätt kartlades. Dessa framsteg fick dock inte någon större spridning. Istället var det tack vare en fransman vid namn François Hennebique som utvecklingen av armerad betong tog fart. Hennebique publicerade sin forskning om armerad betong år 1892. I Sverige erhöles Hennebique patent för sitt system år 1897; se exempel i Figur 1. Under de efterföljande åren uppfördes ett flertal byggnader enligt Hennebique-systemet.



Figur 1. Utformning av armeringen i Hennebiques patent. Bilden från [93].

På grund av höga licensavgifter för Hennebique-systemet i kombination med nya influenser från USA, ersattes snart Hennebique-järnen av andra armeringssystem. År 1909 fanns det 144 olika armeringssystem att välja bland på världsmarknaden.

Ett armeringssystem som i Sverige användes i stor utsträckning i början av 1900-talet var Kahnsystemet. Systemet introducerades av civilingenjörerna Ivar Kreuger och Paul Toll. Kahnsystemets relativt långa överlevnad fram till och med 1920-talet får tillskrivas Kreugers och Tolls skicklighet gällande systemets marknadsföring.

Parallellt med de kompletta armeringssystemen pågick en successiv övergång till användandet av standardiserat rundstål med bestämda dimensioner. Rundstålet kunde med kort avropstid erhållas från de flesta större grossister.

Under 1890-talet, ungefär samtidigt som vattenkraftsutbyggnaden tilltog i Sverige, tog utvecklingen fart inom teknikområdet betongbyggnad. Detta skedde primärt till följd av organiserad och systematisk forskning. Utfallet av denna utveckling resulterade i högre kvaliteter på cement, ökad kunskap om betongkonstruktioners statiska verkningssätt, bättre och säkrare metoder för betongarbetenas utförande, samt bättre metoder för kontroll och uppföljning av arbetenas utförande.

2.3 UTVECKLINGEN AV VATTENBYGGNADSBETONG

Trä, stål, tegel och natursten, det vill säga befintliga byggnadsmaterial under 1800-talets andra hälft, skulle bli alltför kostsamma och arbetskrävande att nyttja vid uppförandet av de kraftverk som fanns på ritbordet kring sekelskiftet 1900. Med strävan att utnyttja allt större fallhöjder krävdes det större och högre dammar för vattnets dämning. Större konstruktioner skulle resultera i större påfrestningar på de använda byggnadsmaterialen. I sökandet efter bättre och kostnadseffektiva byggnadsmaterial framstod betong som ett fördelaktigt alternativ.

En av de största fördelarna med betong var möjligheten att kunna forma materialet efter eget önskemål. Dessutom antogs det att betongens beständighet var minst lika god som naturstenens, vilket då också skulle medföra att behovet av framtida underhåll skulle kunna hållas på en minimal nivå. Betong kunde nämligen varken ruttna eller rosta. I vattenkraftverk är dessutom konstruktionernas vattentäthet en mycket viktig egenskap att erhålla. Denna egenskap ansågs även betongen besitta. Således framstod betong som det byggnadsmaterial framtidens kraftverk skulle byggas med. Vattenbyggnadsbetong blev under vattenkraftsutbyggnaden ett vedertaget och frekvent nyttjat begrepp.

Eftersom Europa präglades av ett traditionsenligt byggande i slutet av 1800-talet, intog USA en ledande roll inom utvecklingen av vattenbyggnadstekniken. Genom att ersätta kvaderhuggen natursten med betong i gravitationsdammen, påbörjades en successiv övergång från klassisk till modern byggnadsteknik. Detta tekniskifte inleddes år 1872 i samband med färdigställandet av världens första betongdamm i modern tideräkning – Boyds Corner Dam. Dammen uppfördes strax norr om New York City och hade till uppgift att förse staden med vatten. Övergången till betong som primärt byggnadsmaterial i dammar tog dock närmare 50 år att fullborda.

Det bör nämnas att även Europas första betongdamm stod färdig år 1872, nämligen Barrage de la Maigrauge. Dammen i fråga byggdes med syftet att fungera som

regleringsdamm för det intilliggande kraftverket, vilket ligger utanför Fribourg i västra Schweiz. I Australien uppfördes det också betongdammar under denna pionjärtid, bland annat Lower Stony Creek Dam och 75-miles Dam, vilka byggdes åren 1872–1873 respektive 1879–1880. De flesta av dessa tidiga betongdammar var av blygsamma mått och av typen kombinerad gravitations- och valvdamm. Det var inte ovanligt att dessa tidiga betongdammar höjdes i en eller flera omgångar.

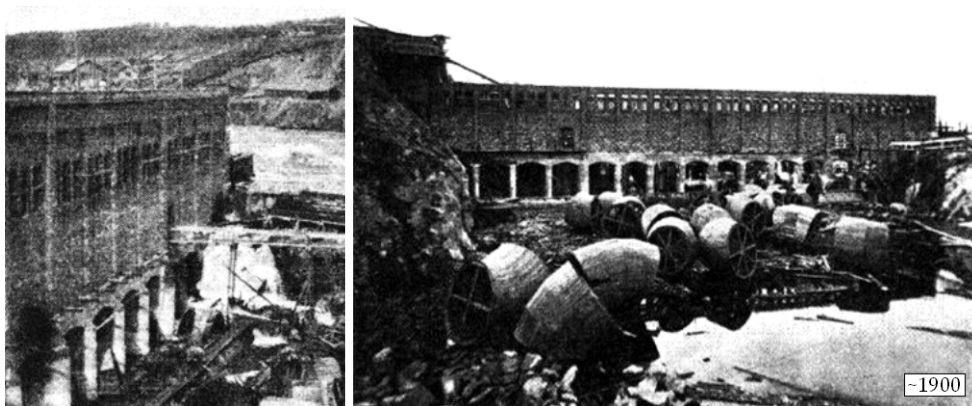
En annan damm värd att omnämna är den 43 m höga Crystal Springs Dam, vilken uppfördes av Spring Valley Water Company söder om San Francisco under åren 1887–1888. Även denna damm var en kombinerad gravitations- och valvdamm. Dammen uppfördes endast 400 m från San Andreas-förkastningen, vilken är den plattetektoniska gränsen i Kalifornien som utgör skiljelinjen mellan Stillahavsplattan och den Nordamerikanska plattan. Tack vare dammens goda prestanda vid den kraftiga jordbävningen i San Francisco år 1906, fick den stå som förebild inför projekteringen av den 221 m höga Boulder Dam, vilken numera är känd som Hoover Dam. Med undantag av Boyds Corner Dam, vilken dömdes ut i samband med genomgången av amerikanska dammar strax efter haveriet vid Teton Dam 1976, ska samtliga av ovan nämnda betongdammar fortfarande vara i bruk.

Svensk vattenkraft låg emellertid inte alltför långt efter i anammandet av nya och bättre byggnadsmaterial. Precis som inom husbyggnadstekniken användes betong inledningsvis för grundläggning och underbyggnader. Som exempel kan bygget av Skandinaviska Jutfabrikens kraftverk vid Oskarström i Nissan nämnas. Under åren 1889–1890 användes betong i maskinhusets underbyggnad och den sista delen av tillloppskanalen. I slutet av 1890-talet användes betong frekvent vid uppförandet av turbinsumpar och ovanliggande bjälklag. Eftersom armerad betong fortfarande var en relativt okänd teknik utfördes konstruktionerna enligt valvprincipen. I vissa fall försågs konstruktionerna med dragband av stål för att tåla dragspänningar.

Under åren 1896–1897 uppfördes Sveriges första betongdamm vid Avesta Lillfors kraftverk, vilket är beläget utmed Dalälven. Kraftverket, inklusive betongdammen, revs ut och ersattes med en ny anläggning runt 1980. Även det gamla kraftverket vid Kvarnsveden är numera utrivet och ersatt. Det ursprungliga kraftverket hade byggts som en turbindamm åren 1897–1900 och var det första kraftverket i Sverige som hade uppförts med betong som huvudsakligt byggnadsmaterial. På grund av utrymmesbrist i den trånga älvfåran fick kraftverksbyggnaden dubbla funktioner i form av att både stå för älvens uppdämning och inrymma turbiner och generator för alstringen av elektricitet. Denna kombination av funktioner gav upphov till benämningen turbindamm (Figur 2). Längden på dammen var 66 m och höjden som störst 19 m. Under åren 1898–1900 byggdes Skråmforsens kraftverk, vilket också huvudsakligen uppfördes i betong.

Genombrottet för armerad betong vid sekelskiftet 1900 gick inte vattenkraften obemärkt förbi. År 1903 stod den första dammen av armerad betong färdig vid Theresa Falls i USA. Dammen var endast 3 m hög, men av en helt ny typ som bestod av en snett lutande platta av hårt armerad betong. Den lutande plattan vilade i sin tur på vertikalt stående stödpelare. Mängden betong i dammen kunde reduceras tack vare att vattnets egentynghet på plattan kunde tillgodoräknas för dammens stabilitet. Denna typ av betongdamm kom att kallas ambursendamm efter upphovsmannen Nils F Ambursen. Det bör tilläggas att åren 1899–1900 hade

Upper Otay Dam färdigställdes utanför San Diego. Denna damm var av typen tunn valvdamm och hade också uppförts av armerad betong. Armeringen hade dock endast syftet att öka valvets styrka vid eventuell ojämn lastfördelning.



Figur 2. Kvarnsvedens kraftverk, vilket uppfördes åren 1897–1900, var Sveriges första kraftverk huvudsakligen uppfört i betong. Fotografierna från [92] t.v. och [262] t.h.

Vid svenska vattenkraftsutbyggnader började armerade betongkonstruktioner att uppföras i begränsad omfattning i slutet av 1890-talet. Främst gällde det balkar, bjälklag och ovan mark belägna trycktuber. Sveriges första damm av armerad betong uppfördes enligt principen för ambursendammen. Under åren 1907–1910 lät Stora Kopparbergs Bergslag (idag STORA) uppföra ett kraftverk med damm vid Bullerforsen i Dalälvens övre del. Dammen försågs med stenbeklädnad, primärt med syftet att förbättra betongens nötningsmotstånd mot vatten och is, men även för att höja det estetiska värdet av dammen. Kraftverket var i bruk fram till och med slutet av 1980-talet, då dammen revs ut och ersattes med en ny damm. Den gamla överfallsdammen vid Porjus kraftverk, byggd 1910–1915, utformades även den som en betongdamm av ambursentyp.

Under tidigt 1900-tal uppfördes det en handfull mängd valvdammar på platser där de topografiska förutsättningarna var fördelaktiga. Dammarna var av oarmerad betong och fick för det mesta blygsamma mått vad gällde höjd och krönlängd. Dessa dammar påminde dock mer om massivdammen till följd av valvets tjocklek. Den massiva gravitationsdammen blev, ambursendammen och valvdammen till trots, den klart vanligaste betongdammen i Sverige fram till och med 1940-talet. Anledningen till detta kan sannolikt härledas till de relativt enkla beräkningarna för dammens dimensionering. Tryggheten av erfarenheter från tidigare uppförda massivdammar kan också ha legat bakom valet av dammtypen.

I den ständiga strävan efter effektiviseringar, i form av kostnadsbesparingar och kortare byggtider, var det lockande att söka efter nya dammtyper. En dammtyp, till vilken inspirationen återigen inhämtades från USA, var serievalvsdammen. Dammtypen kan beskrivas som ett mellanting mellan ambursendammen och valvdammen. Den snett lutande plattan utformades som små valv, vilka vardera skulle överbrygga spannet mellan två stödpelare. Antalet valv berodde på längden av dammen, därav benämningen serievalvsdamm. Eftersom större påfrestningar

kunde tillåtas i betongen till följd av valvverkan åtgick det mindre betong och armeringsjärn, vilket ledde till reducerade byggkostnader. Storhetsperioden för serievalvsdammen i Sverige var under det tidiga 1920-talet. Den första serievalvsdammen stod färdig år 1921 vid Melby kraftverk i norra Småland.

I början av 1920-talet ifrågasattes betongens lämplighet som byggnadsmaterial i vattenkraftssammanhang. Detta till följd av att omfattande skador hade upptäckts på ett stort antal dammar och maskinhus. I betongkonstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck gestaltade sig dessa skador oftast i form av ett eskalerande flöde av genomsipprande vatten. Den gemensamma nämnaren för de drabbade anläggningarna var att det främst var konstruktioner uppförda av cementfattig betong som hade skadats. Vid tidpunkten för upptäckten av skadorna hade vissa av kraftverken knappt varit i drift i tioårigt år. Förutom att betongens anseende ordentligt naggades i kanten, fanns det likväl ett skriande behov av att snarast möjligt bringa klarhet i de bakomliggande orsakerna till de uppkomna skadorna. År 1924 bildade därför Kungliga Vattenfallsstyrelsen, Skånska Cement och Skånska Cementgjuteriet en kommitté för att utreda orsakerna till skadorna.

Det stod snart klart att genomsipprande vatten orsakade kontinuerlig urlakning av betongen. På sin väg genom betongen löste vattnet ut cementets kalk, vilket sedan följde med vattnet ut ur konstruktionen och under vissa omständigheter bildade vita utfällningar på ytan (Figur 3). På konstruktioner belägna under vattenytan syntes dock inte några utfällningar på ytorna, eftersom kalken istället följde med vattnet nedströms. Det konstaterades att urlakning leder till ökad permeabilitet i betongen och därmed ökat vattenläckage.



Figur 3. Massivdamm från tidigt 1900-tal där betongen har skadats genom urlakning. Den utlösta kalken har ansamlats på dammens nedströmssida där den syns som vitfärgade utfällningar. Foto M Rosenqvist.

Resultatet av kommitténs arbete visade att betongmaterial och utförandetekniker, vilka fungerade tillfredsställande för husbyggnad, ej var lämpade att använda för vattenbyggnader utsatta för ensidigt vattentryck. Denna slutsats får representera startpunkten på en period fylld av intensiv forskning och utveckling med fokus på att utveckla vattenbyggnadsbetong som är beständig i svenska vattenkraftsmiljö. Riktade insatser gjordes mot att utveckla nya cementsorter, förfina metoderna för

betongens sammansättning och proportionering, samt utarbeta anvisningar för ett noggrant och systematiskt arbetsutförande.

Med det övergripande syftet att framställa vattentät betong inleddes försök med högre cementhalt. Resultaten visade tydligt att betongens förmåga att motstå vattengenomträngning förbättrades med högre cementhalt. Nackdelarna med högre cementhalt blev dock tydliga på grund av cementets värmeutveckling i samband med betongens hårdnande. Kraftig värmeutveckling kunde leda till omfattande och allvarlig sprickbildning i vattenkraftens grova konstruktioner.

I konstruktioner byggda av cementfattig betong hade cementets värmeutveckling sällan varit av sådan art att den hade föranlett några särskilda bekymmer. Den nu uppkomna situationen med sprickbildning till följd av cementets värmeutveckling skulle således återigen leda till att vattenkraftens betongkonstruktioner blev otäta. Detta faktum kunde på inga premisser accepteras.

Problemen med cementets värmeutveckling mildrades huvudsakligen på två olika sätt. Det första sättet innebar att befintlig byggnadsteknik utvecklades, det vill säga metoderna för hur konstruktionerna uppfördes under byggskedet. Som exempel kan det nämnas att konstruktionerna, från och med slutet av 1920-talet, delades in i tydliga gjutetapper. Indelningen i gjutetapper markerades på ritningsunderlaget. Syftet med de tydligt avgränsade gjutetapperna var att minska omfattningen på varje gjutning och därmed reducera den mängd värme som skulle utvecklas under betongens hårdnande. Även anordnandet av särskilda avsvalningsfogar och krympfogar kom att reducera risken för sprickbildning i betongen.

Det andra sättet innebar att nya cementsorter utvecklades. De nya cementsorterna resulterade i lägre och långsammare värmeutveckling under betongens hårdnande jämfört med ett standardcement. De nya cementsorterna skulle gå att använda i grova konstruktioner utan alltför stora ändringar i konstruktionens utformning. Det så ofta omtalade Limhamn LH-cementet tillhörde den grupp av cementsorter som efter kommitténs slutsatser specifikt utvecklades för vattenbyggnadsändamål. Med tiden blev Limhamn LH-cement det mest använda cementet under den svenska vattenkraftsutbyggnaden.

Under 1930-talet skedde även en successiv övergång från massivdammen till den betydligt slankare lamelldammen. De första svenska lamelldammarna påminde dock mest om massivdammen, medan de senare påminde om ambursendammen. Ett av de viktigaste tekniska framstegen som möjliggjorde nämnda övergång var betongens förbättrade kvalitet. Genom att reducera mängden vatten i betongen, och därmed sänka vattencementtalet (vct), förbättrades både betongens hållfasthet och beständighet. Introduktionen av nya tillsatsmaterial och tillsatsmedel bidrog dessutom till förbättrad stabilitet och arbetbarhet hos den färska betongmassan.

Vidare bör det nämnas att rundstålet ersattes av kamjärnet under 1940-talet. Denna övergång medförde att armeringsmängden i de flesta fallen kunde reduceras tack vare bättre vidhäftningsförmåga mellan armering och betong. Vibreringsteknikens introduktion på 1930-talet gjorde det möjligt att uppföra tunna och hårt armerade konstruktioner med betong av god kvalitet. Ett bakslag för betongens beständighet inträffade under 1940-talet då tillgången på cement av hög kvalitet ransonerades på grund av energibrist. Istället utvecklades ett ersättningscement av låg kvalitet.

Under 1950-talet fortsatte arbetet att reducera cementets värmeutveckling under betongens hårdnande. Som en del av detta arbete genomfördes försök att ersätta en del av cementet med trass eller slagg. Det cement som nådde störst kommersiell framgång blev ett slaggcement, det så kallade vulkancementet. Parallellt med dessa försök pågick utvecklingen av nya tillsatsmedel med syftet att förbättra den färska betongmassans arbetbarhet och beständighet. Följaktligen ökade utbudet av luftporbildande, retarderande och accelererande tillsatsmedel på marknaden.

Beträffande betongarbetenas utförande var utvecklingen av glidformsgjutning det största tekniska framsteget under 1950-talet. Glidformstekniken utvärderades först i liten skala av Vattenfall innan den kom att användas i större omfattning. Genom glidformsgjutning kunde stora effektiviseringar och kostnadsbesparingar uppnås.

Början av 1960-talet får symbolisera slutet för de stora betongdammarna, eftersom jord- och stenfyllningsdammarna nästintill uteslutande föredrogs vid uppförandet av nya dammar. Övergången berodde dels på ökad kunskap kring fyllningsdammens funktion och uppbyggnad och dels på att byggkostnaden för en fyllningsdamm var avsevärt lägre än för motsvarande betongdamm. I Tabell 1 presenteras relativa kostnader för olika dammtyper runt år 1960. Med fyllningsdammen erhöles även större säkerhet mot krigshandlingar, vilket i spåret av kalla kriget var ytterligare en parameter att ta hänsyn till vid valet av dammtyp. Dock behövde utskov, intag, vattenvägar och maskinhus även fortsättningsvis uppföras i betong.

Tabell 1. Jämförelse av relativa kostnader för byggandet av jorrdammar och olika typer av betongdamm med olika höjder. Jämförelsen sammanställd runt år 1960. Data till tabellen hämtad från [171].

Typ av damm		H = 15 m	H = 25 m	H = 70 m
Betongdamm	Massivdamm	1,21	1,26	1,17
	Grov lamelldamm	1,16	1,22	1,03
	Tunn lamelldamm	1,00	1,00	1,00
	Serievalvsdamm	1,03	0,90	-
Fyllningsdamm	Central tät kärna	0,63	0,72	0,79

Under 1960- och 1970-talet fortsatte utvecklingen av tillsatsmedel med syftet att förbättra den färska betongmassans egenskaper. Denna utveckling drevs av målet att kunna optimera betongen för dess specifika användningsområde. Även teknik för att kunna pumpa betong direkt från betongbil till gjutplats utvecklades. En förutsättning för att kunna nyttja pumpning var att den maximala stenstorleken minskades. Detta ledde bland annat till att cementhalten fick höjas något, vilket återigen ökade risken för sprickbildning till följd av cementets värmeutveckling.

När regeringen i april månad 1970 lät meddela att Vindelälven skulle skyddas från utbyggnad, blev det början till slutet för den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden i Sverige. Vidare fattade riksdagen beslut under 1972 om att de dittills outbyggda älvarna också skulle skyddas från utbyggnad. Skyddet stärktes ytterligare 1993 genom att riksdagen utnämnde Vindelälven, Piteälven, Kalixälven och Torne älv till nationalälvar.

Även om ytterligare vattenkraftverk färdigställdes under 1970- och 1980-talet var de ekonomiskt mest lönsamma vattenfallen och fallsträckorna redan utbyggda. En reducerad utbyggnadstakt medförde även att efterfrågan på särskilt cement till

vattenbyggnadsbetong sjönk. Den mindre efterfrågan på Limhamn LH-cement sammanföll olyckligtvis med högre energipriser i spåren av 1970-talets oljekriser. Marknadsförutsättningarna försämrades drastiskt, vilket till slut ledde till att cementtillverkningen i Limhamn upphörde i slutet av 1970-talet.

För kraftindustrin innebar den nedlagda produktionen av LH-cement ett hårt slag. Detta eftersom det även fortsättningsvis skulle finnas ett behov, om än begränsat, av ett cement med låg och långsam värmeutveckling. Behovet av sådana cement skulle främst aktualiseras i samband med om- och tillbyggnader av befintliga vattenkraftverk, men även vid uppförandet av de planerade kärnkraftverken.

Utländska alternativ till LH-cementet utvärderades av Vattenfall, men dömdes ut, bland annat på grund av alltför varierande kvalitet. Cementa hade dock påbörjat utvecklingsarbetet av ett nytt slaggcement, vilket benämndes massivcement. Höga förväntningar hystes om att detta cement skulle ha lika goda egenskaper som det tidigare vulkancementet. När förväntningarna inte infriades utvecklade Cementa istället ett anläggningscement. Detta cement anpassades så att den kemiska sammansättningen skulle efterlikna Limhamn standardcement. Sedan mitten av 1980-talet har anläggningscement nästan uteslutande använts vid betongarbeten inom svensk vattenkraft.

I takt med att kraftverksutbyggnaderna avtog, växte istället behovet av underhåll och reparation av de befintliga kraftverken. Med tiden sker nämligen en successiv nedbrytning av betongen. Urlakning av cementets kalk har redan nämnts, men även frostangrepp, sprickbildning och alkali-kisel-reaktioner (ASR) kan leda till accelererad nedbrytning. Med förväntningar på lång livslängd för vattenkraftens betongkonstruktioner är det därför viktigt att åtgärda skador innan de blivit så omfattande att reparationer antingen blir svåra eller alltför kostsamma att utföra.

För att sammanfatta denna historiska tillbakablick står det klart att den svenska betongteknikens utveckling i många avseenden drevs framåt av främst Vattenfall och Vattenbyggnadsbyrån (idag del av Sweco). Till nämnda utveckling bidrog givetvis också andra konsulterande företag, samt byggande företag, kraftbolag, cementtillverkare, institut och akademien.

Även i ett internationellt perspektiv stod sig Sverige tidvis mycket starkt. Denna framstående ställning tydliggjordes 1928 i och med bildandet av the International Commission on Large Dams (ICOLD). Sverige fick äran att arrangera den första ICOLD-kongressen i Stockholm 1933. Också vid den tredje kongressen 1948 stod Sverige i egenskap av Stockholm som arrangör. I mer modern tid har Sverige även varit värd för enstaka av ICOLDs exekutivmöten, symposium och workshops.

Fram till och med att den svenska vattenkraftsutbyggnaden klingade av under 1970-talet var Sverige en av de ledande nationerna inom ICOLD. De svenska bidragen berörde inledningsvis mest erfarenheter – bra som dåliga – rörande byggskedet. Under de senare åren låg fokus på övervakning, instrumentering, rehabilitering, samt metoder för dammsäkerhetshöjande åtgärder.

I samband med den första ICOLD-kongressen i Stockholm rönt dessutom det svenska LH-cementet, tillsammans med den amerikanska motsvarigheten, ett så stort intresse att det 1934 bildades en underkommitté inom ICOLD under svensk

ledning. Kommittén kom att benämnas the International Subcommittee on Special Cements for Large Dams. Intresset resulterade även i att Stockholm 1938, i regi av Svenska Cementföreningen och Ingenjörsvetenskapsakademien, stod som arrangör av ett andra Symposium on the Chemistry of Cement. Det första symposiet hade ägt rum i London 20 år tidigare. På symposiet i Stockholm deltog de främsta cementkemisterna tillsammans med övriga intressenter – kraftbolag, byggande bolag, konsulterande bolag, cementtillverkare, akademin och myndigheter.

Med ovanstående ord om det svenska deltagandet i internationella organisationer kommer föreliggande skrift – *Betongteknikens utveckling och betydelse för svensk vattenkraftsutbyggnad* – att återgå till att beskriva hur betongbyggnadsteknikens utveckling har gått hand i hand med vattenkraftsutbyggnaden.

3 Betongepoker

Vid all framställning av betong bör målsättningen vara att den hårdnade betongen ska uppfylla ställda fordringar på hållfasthet och beständighet. Dessutom bör den färskas betongmassans egenskaper vara sådana att de medger effektiv gjutning och bearbetning. Speciellt för vattenbyggnader gäller det att inte göra avkall på någon av betongens föreskrivna egenskaper för att erhålla en färdigställd konstruktion med god beständighet och lång livslängd.

Vattenbyggnadsbetongens utveckling under den svenska vattenkraftsutbyggnaden har gått hand i hand med den tekniska utvecklingen. Denna utveckling har inte bara präglat betongens färskas och hårda egenskaper, utan även den färdigställda konstruktionens prestanda över tid. Det är således möjligt att dela in betongens utveckling i epoker, vilka åtskiljs av betongens sammansättning, proportionering och bearbetningsteknik. I detta kapitel delas vattenbyggnadsbetongens utveckling in i åtta epoker, vilka beskrivs i övergripande ordalag.

3.1 BETONG I SVERIGE

Betong började att användas i Sverige i samband med grundläggningsarbeten och hamnbyggnationer runt år 1860. Vanligt förekommande blandningsproportioner vid denna tidpunkt var 1:3:5 och 1:5:7 (volymandelar cement:sand:sten). Vatten tillsattes endast i sådan mängd att en jordfuktig betongmassa erhöles. Ett tidigt synsätt på betongens sammansättning och proportionering framfördes under Ingenjörföreningens möte år 1879 av Henrik Holmberg, verksam som arbetschef vid Råå hamnbyggnad:

"Betongen består, som vi veta, af cement, grus och slagen stenskärf eller s.k. makadamiseringssten. Dessa materialer kunna och böra dock vid vissa ändamål användas i olika proportioner. Normen för all betongblandning är att cementet och gruset skola finnas i sådan mängd att de jemt uppfylla mellanrummet mellan stenskärfvorna..."

Att betongens sammansättning och proportionering bör anpassas efter ändamålet är giltigt än idag. Även om modern betong skiljer sig från gårdagens är grunden i resonemanget fortfarande detsamma. Holmberg presenterade dessutom tre betongblandningar, vilka kan antas ha använts vid hamnbyggnaden i Råå. Betongblandningarna redovisas efter volymförhållande i Tabell 2.

Tabell 2. Förslag på betongblandningar framförda år 1879 av arbetschefen vid Råå hamnbyggnad – Henrik Holmberg. Betongblandningarna redovisas efter volymförhållandet. Data till tabellen från [13].

Betongblandningens ändamål	Portlandcement	Grus	Stenskärf
För direkt gjutning i vatten	1 del	3 delar	5 delar
För beklädnadsmur eller grundmur	1 del	5 delar	7 delar
För kaj eller stödmur	1 del	4 delar	8 delar

Vid en tillbakablick kan det konstateras att dessa betongblandningar för det mesta fungerat tillfredsställande när de använts för grundläggningsarbeten på torra land. När det gäller vattenbyggnader där betongen utsatts för ensidigt vattentryck och stora temperaturvariationer blir bedömningen en helt annan.

I ett tidigt skede under den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden fanns det en tro på att betongens vattentäthet var beroende av konstruktionens mäktighet. Med andra ord skulle cementfattig stampbetong bli vattentät under förutsättning att konstruktionen gavs tillräckligt tjocklek. Att så inte var fallet visade sig med tiden.

En norsk betongdamm, vilken färdigställdes år 1890, kan användas som skräck-exempel. Dammen uppfördes av betong med blandningsproportionerna 1:6:10. Betongen hade blandats för hand med torr eller fuktig konsistens. Till följd av betongens hastiga nedbrytning fick dammen rivas ut och ersättas med en ny redan på 1930-talet. Låg betongkvalitet i kombination med undermåligt utförande visade sig vara bakomliggande faktorer till betongens hastiga nedbrytning.

Med få undantag beskrevs betongens blandningsproportioner med volymandelar fram till och med slutet av 1920-talet. Därefter inleddes övergången till att istället beskriva blandningsproportionerna genom viktandelar. Vidare proportionerades betongen inledningsvis med målet att erhålla så hög hållfasthet som möjligt med minsta möjliga cementmängd. Utöver att dra nytta av successiva förbättringar i cementets kvalitet, nedlades stora resurser på att utveckla metoder för att finna den lämpligaste kornstorleksfördelningen för ballasten. Syftet var att erhålla ett kraftöverförande stenskelett där cementet endast skulle hålla ballasten på plats. Metoderna vid betongens framställning ger god insikt i vilka parametrar som tillmättes stor vikt för den hårdnade betongens egenskaper.

Vattnets betydelse för betongens hållfasthet och beständighet bedömdes vara av mindre vikt ända fram till mitten av 1920-talet. Det förändrade synsättet kom inte till stånd förrän 1920-talets utredningar visade att mängden vatten hade en direkt avgörande betydelse för betongens vattentäthet och följaktligen beständighet. Från och med slutet av 1920-talet kom viktförhållandet mellan vatten och cement, det så kallade vattencementtalet, att få central betydelse vid betongens proportionering. I förlängningen har vattencementtalet blivit ett indirekt mått på betongens kvalitet.

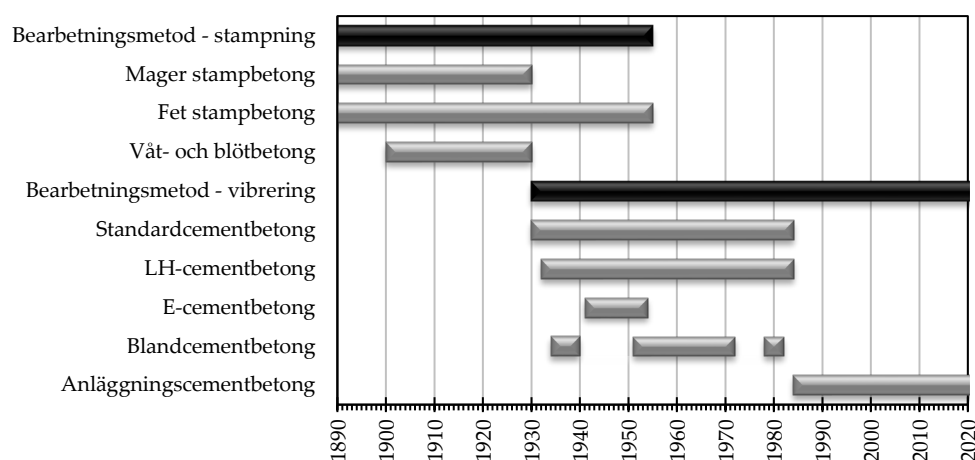
Över tid förändrades inte bara metoderna för betongens proportionering, utan även metoderna för betongens sammansättning, blandning och bearbetning. Ett tekniskifte av stor betydelse var övergången från stampning till vibrering för bearbetning av den färska betongmassan. Betong som stampades för hand eller maskinellt benämndes stampbetong. Följaktligen kom benämningen vibrobetong till användning när den färska betongmassan bearbetades genom vibrering. Under en relativt kort period förekom det även betong som benämndes gjutbetong, vilket var ett samlingsnamn för våt- och blötbetong. Gjutbetong var så lös i konsistensen att den knappt krävde någon bearbetning i formen.

I vattenkraftssammanhang förknippas stampbetong ofta med urlakning, läckage, samt ett återkommande behov av reparationer. Denna syn bygger dock på en allmän missuppfattning kring vad som menas med stampbetong. Benämningen stampbetong beskriver endast den metod med vilken betongen bearbetades i formen – stampning (avsnitt 6.4).

För betongens beständighet är bearbetningsmetoden generellt sett av underordnad betydelse vid jämförelse med betongens sammansättning och proportionering i kombination med det praktiska utförandet vid gjutningens genomförande. Det går alltså inte att dra några generella slutsatser om betongens beständighet utifrån metoden för betongens bearbetning.

Från och med 1930-talet gick utvecklingen snabbt framåt beträffande metoder för betongens sammansättning, proportionering, gjutning och bearbetning. För den svenska vattenkraftsutbyggnaden kan denna utveckling delas upp i åtta epoker (Figur 4). Under en epok kan en eller flera betongtyper ha använts parallellt.

Övergången från en epok till en annan fullbordades sällan över en natt. Istället var skiftet en successiv process, vilken kunde ta upp till flera år att slutföra. Detta faktum medförde att det var möjligt att använda betongtyper tillhörande olika epoker vid ett och samma kraftverksbygge.



Figur 4. Utvecklingen av vattenbyggnadsbetong kan delas in i åtta epoker utifrån betongens sammansättning, proportionering, blandning och bearbetning i formen.

I de följande avsnitten beskrivs de åtta epokerna i generella ordalag med hänsyn till betongens användningsområde, samt förekommande riktlinjer för betongens sammansättning och proportionering. Även förfarandet vid gjutningen beskrivs övergripande. Dessa beskrivningar har försetts med praktiska erfarenheter från betongens prestanda i form av beständighet och eventuella behov av reparationer. Betongepokerna delas grovt sett in i två kategorier med avseende på om metoden för betongmassans bearbetning huvudsakligen var av manuell eller maskinell art, det vill säga om betongen stampades eller vibrerades.

3.2 MANUELL BEARBETNING – STAMPNING

3.2.1 Mager stampbetong (1890–1930)

Betong med låg cementhalt, det vill säga cementfattig eller mager betong, kom ofta till användning vid uppförandet av grova konstruktioner där kraven på betongens hållfasthet var låga. Cementmängden hölls på en låg nivå för att spara pengar. I vattenkraftssammanhang förekommer cementfattig betong framförallt i massivdammar från tidigt 1900-tal. Genom sin egenvikt skulle betongen stå för dammens stabilitet. Mot vattensidan försågs dammen med ett skikt cementrik betong och eventuellt en yttre stenbeklädnad där stenarna fogades samman med cementbruk.

Användningen av cementfattig betong i vattenbyggnader fasades ut under slutet av 1920-talet och kan anses ha upphört helt i början av 1930-talet. Till följd av att den färska betongmassan bearbetades genom stampning uppkom den generella benämningen stampbetong. En annan benämning på cementfattig stampbetong är mager stampbetong.

Som exempel på kraftverksbyggen där mager stampbetong kom till användning är Bassalts kraftverk (byggår 1907–1910), Älvkarleby kraftverk (byggår 1911–1915) och Skogaby kraftverk (byggår 1919–1922).

Sammansättning och proportionering

Mager stampbetong sammansattes normalt sett av cement, sand, sten och vatten. Det som skiljer mager stampbetong från fet stampbetong är mängden cement. Till kategorin mager stampbetong räknas betong med en cementmängd understigande 250 kg/m³. Rent portlandcement användes vanligtvis vid kraftverksutbyggnader.

Två typer av mager stampbetong förekom vid kraftverksbyggen. Den första typen hade blandningsproportionerna 1:5:7 (volymandelar cement:sand:sten) och den andra 1:3:5. Även betong med andra blandningsproportioner förekom. Ingen av de två nämnda betongtyperna kan med dagens mått betraktas som vattentäta.

Mager stampbetong med blandningsproportionerna 1:5:7 användes i inre delar av grova konstruktioner, vilka vanligtvis saknade armering. Det var vanligt att mager stampbetong (1:5:7) innehöll mellan 160 och 180 kg cement per m³ betong. Vatten tillsattes endast i sådan mängd att en "jordfuktig" betongmassa erhöles. Tillsatsen av vatten uttryckt som vattencementtal låg ofta mellan 0,80 och 1,00.

Den andra typen av mager stampbetong hade blandningsproportionerna 1:3:5 och användes i både armerade och oarmerade konstruktioner. Det var vanligt att mager stampbetong (1:3:5) innehöll mellan 230 och 250 kg cement per m³ betong. Vatten tillsattes i sådan mängd att vattencementtalet hamnade mellan 0,55 och 0,60 när "jordfuktig" konsistens eftersträvades. Vattencementtalet blev närmare 0,70 när lösare konsistens krävdes till lätt armerade konstruktioner.

Gjutning och bearbetning

Enligt 1910 års betongbestämmelser skulle betong av *"jordfuktig"* konsistens läggas ut i jämna lager om 15 cm tjocklek. Vid stora betongytor fick tjockleken ökas till 20 cm. I efterhand har det konstaterats att dessa lager kunde bli närmare 30 cm tjocka.

Betongmassan skulle bearbetas genom stampning med kantstötter och planstötter. Kantstöten användes för att få betongen att sluta till formen. Planstöten användes för den övriga betongmassans bearbetning. En tumregel var att betongen skulle stampas inom en timme efter vattnets tillsättning. Betongen ansågs färdigstampad när den *"vätskade"* sig på ytan. Detta krav lockade dock till frestelsen att blanda in mer vatten i betongen för att förenkla arbetet.

Vid stora konstruktioner var det vanligt att betonggjutningen delades upp i flera etapper eftersom arbetslagen alternerade mellan olika delar av byggarbetsplatsen. Tiden mellan gjutetapperna kunde därför variera från dagar till veckor. Inför en ny gjutetapp var det vanligt att den underliggande betongytan renborstades och beströks med cementvälling innan ny betong fick påföras.

Beständighet

Beständigheten hos mager stampbetong har visat sig bero på vilken miljö betongen hamnat i. Under fördelaktiga förhållanden behåller mager stampbetong sin goda kvalitet över tid. Resultatet blir däremot sämre under ofördelaktiga förhållanden. I konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck, och där eventuella tätskikt och stembeklädnader sprungit läck, drabbas mager stampbetong av allvarliga skador i form av frostnedbrytning och urlakning till följd av genomsipprande vatten.

Betongens nedbrytning är främst koncentrerad till gränsskikten mellan de lager i vilka betongen lades ut och stampades. Omfattande nedbrytning förekommer också runt ingjutningsgoods, till exempel sättfalsar, luckfalsar och lucktrösklar. Avsaknaden av ordentliga gjutfogar med tätningsband, i kombination med svårigheten att genom stampning arbeta ihop flera lager betong, har resulterat i konstruktioner med stor inbördes variation i betongens kvalitet.

Vid undersökning av massivdammar, vilka uppfördes av mager stampbetong, har det konstaterats att runt 75 % av betongvolymen kan vara av god kvalitet trots att drygt 10 % är kraftigt skadad. Genomsipprande vatten leder förr eller senare till betongens totala förstörelse med följden av att inre håligheter kan uppstå. Långt gången nedbrytning av betongen kan leda till att de, av rörelsefogar åtskilda, konstruktionsdelarna förlorar sin monolitiska samverkan. I dagsläget har de flesta vattenbyggnader med mager stampbetong åtgärdats genom cementinjektering eller rivits ut och ersatts genom nybyggnad.

3.2.2 Fet stampbetong (1890–1955)

Betong med hög cementhalt, det vill säga cementrik eller fet betong, kom till en början till användning vid uppförandet av slanka konstruktioner där kraven på betongens hållfasthet var särskilt höga. Cementrik betong användes också vid anordnandet av yttre och vattentäta skikt på grova konstruktioner uppförda av

mager stampbetong. Med början i slutet av 1920-talet användes uteslutande cementrik betong till konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck.

Till följd av att den färskas betongmassan bearbetades genom stampning uppstod den generella benämningen stampbetong. En annan benämning på cementrik stampbetong var fet stampbetong. Användningen av fet stampbetong i samband med kraftverksutbyggnader upphörde inte förrän vid mitten av 1950-talet då övergången till vibrobetong fullbordades.

Några exempel på vattenkraftverk delvis uppförda av fet stampbetong är Skogaby kraftverk (byggår 1919–1922), Krångfors kraftverk (byggår 1926–1928) och Storfinnforsens kraftverk (byggår 1949–1954).

Sammansättning och proportionering

Fet stampbetong sammansattes inledningsvis av cement, sand, sten och vatten. I mitten av 1920-talet började filler tillsättas med syftet att förbättra dels den färskas betongmassans arbetbarhet och dels den hårdnade betongens vattentäthet. I slutet av 1930-talet började även kemiska tillsatsmedel användas för att förbättra den färskas betongmassans arbetbarhet. Till fet stampbetong räknas betong med en cementmängd överstigande 250 kg/m³. Rent portlandcement användes normalt sett vid betongframställning i samband med större kraftverksutbyggnader.

Vid kraftverksbyggen fram till och med 1930 användes betong med blandningsproportioner mellan 1:3:4 (volymandelar cement:sand:sten) och 1:2:2,5. Mängden cement varierade således mellan 250 och 400 kg per m³ betong. Fet stampbetong med cementinnehåll i den nedre delen av intervallet användes i svagt armerade konstruktioner medan betong med cementinnehåll i den övre delen av intervallet användes till tätskikt i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck.

Vatten tillsattes i sådan mängd att en *”jordfuktig”*, och i vissa fall närmare *”våt”*, betongmassa erhöles. Tillsatsen av vatten uttryckt som vattencementtal hamnade mellan 0,40 och 0,50 vid cementmängder uppåt 400 kg per m³ betong. För betong med cementmängder nedåt 250 kg/m³ låg vattencementtalet mellan 0,55 och 0,75.

Med början i slutet av 1920-talet användes fet stampbetong med cementmängder mellan 275 och 350 kg/m³ till armerade konstruktioner. Vattencementtalet låg ofta mellan 0,55 och 0,70. För konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck användes däremot betong med cementmängder mellan 325 och 400 kg/m³. För denna typ av betong låg vattencementtalet vanligtvis mellan 0,50 och 0,60.

Under 1930-talet sänktes mängden cement genom användandet av sten med större maximal storlek. Cementmängden i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck låg vanligtvis mellan 325 och 350 kg per m³ betong. Vattencementtalet varierade mellan 0,50 och 0,60. Under 1940-talet kunde mängden cement ytterligare sänkas vid användning av kemiska tillsatsmedel. Cementhalter runt 300 kg per m³ betong och vattencementtal runt 0,50 blev vanligt förekommande.

Gjutning och bearbetning

Enligt 1910 års betongbestämmelser skulle betong av "*jordfuktig*" konsistens läggas ut i jämna lager om 15 cm tjocklek. Vid stora betongytor fick tjockleken ökas till 20 cm. Vid något våtare konsistens tilläts något större lagertjocklek. Med start i mitten av 1920-talet begränsades betongens stighastighet i formen till 20 cm per timme. Betongmassan bearbetades genom stampning med kantstötter och planstötter eller genom trampning med långstövlar som nådde upp till skrevet.

Det som skiljer konstruktioner med fet stampbetong från tiden före respektive efter 1925 är anordnandet av särskilda gjutfogar. Innan 1925 genomfördes gjutningarna utan att någon hänsyn togs till att indela konstruktionen i olika gjutetapper. Efter 1925 fick en påbörjad gjutning inte avbrytas innan den planerade etappen slutförts. Om ett längre avbrott i gjutningen uppstod i en konstruktion, vilken skulle utsättas för ensidigt vattentryck, skulle en särskild gjutfog med tätningsband anordnas innan gjutningen fick återupptas. Likaså försågs gjutfogar mellan de planerade gjutetapperna med tätningsband för att konstruktionen skulle bli vattentät.

Beständighet

Erfarenheter från praktiken har visat att fet stampbetong generellt sett har god beständighet i vattenkraftsmiljön. Förekommande exempel med undermålig beständighet har för det mesta orsakats av delmaterial av sämre kvalitet, såsom ersättningscement (E-cement) och ballastmaterial som givit upphov till svällande reaktioner i betongen.

I grova konstruktioner, med cementhalter överstigande 325 kg/m³, har det i vissa fall uppkommit sådan sprickbildning att ansenliga vattenläckage inträffat. Dessa läckage har i sin tur förorsakat ytterligare skador, såsom urlakning och frostnedbrytning. Ogynnsam sprickbildning kan också leda till att konstruktionerna förlorar sin monolitiska samverkan.

3.2.3 Våt- och blötbetong (1900–1930)

Stampning av "*jordfuktig*" betong kräver gott om arbetsutrymme för att nå fullgod bearbetning av betongmassan. När armerade betongkonstruktioner blev vanliga i vattenkraftssammanhang framstod stampning som bearbetningsmetod vara alltför mödosam och tidskrävande. Dessutom var det svårt att få stampbetongen att fullt ut omsluta armeringsjärnen, vilka lätt rubbades ur sina lägen vid stampningen.

En lättarbetad betongmassa kunde däremot erhållas genom att öka andelen vatten i betongen. Användningen av så kallad gjutbetong, vilket var ett samlingsnamn för vattenrik våt- och blötbetong, ökade under 1900-talets inledning. Framställningen av gjutbetong upphörde under mitten av 1920-talet och kom därefter inte längre till användning vid några kraftverksutbyggnader.

Tre exempel på kraftverksbyggen där våt- och blötbetong användes är Älvkarleby kraftverk (byggår 1911–1915), Forshuvudforsens kraftverk (byggår 1919–1921) och Lilla Edets kraftverk (byggår 1918–1926).

Sammansättning och proportionering

Gjutbetong sammansattes av cement, sand, sten och vatten. Vid kraftverksbyggen användes normalt sett rent portlandcement vid betongberedningen. Gjutbetong kunde delas upp i våt- och blötbetong med avseende på betongens vatteninnehåll. Benämningen stöpbetong användes ibland och avsåg blötbetong.

Enligt 1910 års betongbestämmelser rekommenderades det att betongmassan till armerade konstruktioner skulle vara av *"blöt konsistens"*. Enligt 1924 års betongbestämmelser skulle däremot betong till armerade konstruktioner vara av våt konsistens. Endast när *"tillförlitlig kringgjutning av järnen ej kan ernås vid denna konsistensform, må blöt betongblandning användas"*. Mängden cement i armerad betong fick vara lägst 230 kg och högst 400 kg per m³ betong.

Vanligt förekommande blandningsproportioner för gjutbetong vid kraftverksbyggen var 1:3:5 (volymandelar cement:sand:sten). Mängden cement varierade mellan 230 och 250 kg per m³ betong. Vattentillsatsen för att erhålla cementfattig betong av *"våt"* konsistens resulterade i ett vattencementtal mellan 0,70 och 0,90. Behövdes det betong med ännu lösare konsistens höjdes vattencementtalet.

Det förekom även cementrik gjutbetong med cementhalter mellan 300 och 400 kg per m³ betong. I dessa fall krävdes det en vattentillsats motsvarande ett vattencementtal mellan 0,50 och 0,70.

Gjutning och bearbetning

Det var vanligt att transportera våt- och blötbetong till formen genom att låta den färska betongmassan rinna i rännor med brant lutning (Figur 32). Betongen fick dock inte vara blötare än att den hade tillräcklig sammanhållning så att arbetarna, utrustade med gummistövlar, skulle kunna vandra runt i formen. De praktiska erfarenheterna visade att cementrik våtbetong rann förhållandevis bra i rännorna medan cementfattig våtbetong separerade kraftigt.

Enligt 1910 års betongbestämmelser fick betong av blöt konsistens läggas ut i lager om 30 cm tjocklek. Enligt 1924 års betongbestämmelser skulle betongblandning av *"våt eller blöt konsistens packas noga med spade, eller ock bearbetas den omsorgsfullt på annat sätt i ändamål att utdriva luftblåsor och föra betongmassan in mellan befintliga armeringsjärn, så att alla mellanrum utfyllas"*. Vid gjutning i höga konstruktionsdelar, exempelvis pelare och väggar, skulle betongmassan bearbetas noga *"medelst smala, långa stakar"*. Bearbetning av våt- och blötbetong kallades ibland puddling.

Beständighet

Gjutbetong av våt och blöt konsistens separerade i många fall i formen och därför blev betongens kvalitet ojämn. Den ojämna kvaliteten fick direkt inverkan på betongens beständighet i vattenkraftsmiljön. Konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck drabbades snabbt av urlakning och betongens sammanhållning gick förlorad. Om våt- och blötbetong användes i utomhuskonstruktioner uppstod det omgående frostsador eftersom vatten lätt ackumulerades i den porösa betongen.

Svaghetszoner uppstod också under de horisontella armeringsjärnen där det ofta bildades kanaler. Kanalerna blev snabbt vattenförande och bidrog till betongens urlakning. Stora sättningar i den färska betongmassan är en förklaring till kanalbildningen. En annan förklaring är att betongarbetarna ofta klättrade och stod på armeringsjärnen vid gjutningen. Armeringsjärnen böjde sig då nedåt mellan infästningspunkterna och rätade troligtvis upp sig efter avlastning. Under armeringsjärnen uppstod det mer eller mindre stora hålrum som med tiden bildade sammanhängande kanalsystem i konstruktionen.

Försök för att minimera risken för kanalbildning under armeringsjärnen omfattade reducerad stighastighet för betongen i formen. Det konstaterades att sättningen minskade vid reducerad stighastighet. Likaså undersöktes möjligheten att klippa upp najningen till järnen precis innan betongen omgav dem. Armeringsjärnen fick därefter flyta fritt och följa betongens rörelser vid sättningen. Ifall denna metod tillämpades i praktiken kan stora skillnader finnas mellan armeringens placering på ritningsunderlaget och var de faktiskt finns i konstruktionen.

3.3 MASKINELL BEARBETNING – VIBRERING

3.3.1 Standardcementbetong (1930–1983)

Efter 1920-talets utredningar kring betongens beständighet i vattenkraftsmiljön blev cementrik (fet) betong den mest använda betongtypen vid kraftverksbyggen under det tidiga 1930-talet. Denna typ av betong användes i konstruktioner med krav på såväl hög bärförmåga som god vattentäthet.

Betongtypen kan kallas standardcementbetong eftersom standard portlandcement användes vid betongmassans beredning. Standardcementbetong nyttjades i olika omfattning vid kraftverksbyggen fram till och med början av 1980-talet. Ytterligare information om standardcement återfinns i avsnitt 4.1.2.

Inledningsvis bearbetades betongen genom stampning och kan då även benämnas som fet stampbetong. Under 1930-talet introducerades vibrering som en alternativ bearbetningsmetod. Dock var det först under 1940-talet som den huvudsakliga övergången från stampning till vibrering inträffade. I vattenkraftssammanhang fullbordades inte övergången förrän i mitten av 1950-talet.

Två vattenkraftverk byggda med standardcementbetong är Ljusne Strömmars kraftverk (byggår 1946–1949) och Storfinnforsens kraftverk (byggår 1949–1954).

Sammansättning och proportionering

Mängden cement i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck låg normalt sett mellan 325 och 350 kg per m³ betong under 1930-talet. Vattencementtalet varierade mellan 0,50 och 0,60. Under 1940-talet kunde mängden cement reduceras genom att vibrering möjliggjorde användningen av betydligt styvare betongblandningar. Cementhalter runt 300 kg per m³ betong och vattencementtal runt 0,50 var vanligt förekommande under tiden fram till början av 1980-talet. Vid krav på att betongen skulle vara pumpbar behövde den maximala stenstorleken minskas, vilket då ledde till att mängden cement fick höjas om vattencementtalet skulle bibehållas.

I slutet av 1930-talet började luftporbildande tillsatsmedel användas i begränsad omfattning vid kraftverksbyggen. Syftet var att förbättra betongens arbetbarhet. Från och med slutet av 1940-talet var användningen av luftporbildande tillsatsmedel utbredd. Syftet hade ändrats till att förbättra betongens frostbeständighet.

Gjutning och bearbetning

Vilket tidigare nämnts skedde en övergång från stampning till vibrering av den färska betongmassan under 1940-talet. I praktiken innebar övergången att det blev enklare att arbeta samman flera lager med betong. Tidigare hade betongmassan lagts ut i lager om ett par decimeters tjocklek för att medelst stampning arbetas ihop med det underliggande lagret. I och med att vibreringstekniken förenklade betongens bearbetning kunde betongen läggas ut i tjockare lager. Tjockleken på lagret begränsades istället av betongens bindetid och vibratorstakens längd. Betongens stighastighet i formen begränsades till 20 à 25 cm per timme.

Beständighet

Generellt sett har standardcementbetong uppvisat god beständighet i vattenkraftsmiljön. De skador som påträffats har i många fall orsakats av frostnedbrytning i betong i avsaknad av luftporbildande tillsatsmedel eller där lufttillsatsen blev för liten. Ett annat förekommande problem är alkali-kisel-reaktioner (ASR), vilka har orsakats av att cement med stort alkaliinnehåll använts tillsammans med reaktiva bergarter. ASR leder till svällning och uppsprickning av betongen.

I grova konstruktioner, där cementhalten överstigit 325 kg/m³, är det inte ovanligt att påträffa sprickbildning. Denna sprickbildning har uppkommit till följd av att cementets värmeutveckling under betongens hårdnande varit alltför intensiv. I konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck har sprickorna orsakat läckage med efterföljande urlakning och eventuell frostnedbrytning av betongen.

3.3.2 LH-cementbetong (1932–1984)

På grund av problem med sprickbildning till följd av cementets värmeutveckling i cementrik (fet) betong utvecklades ett långsamt hårdnande cement, vilket kom att saluföras som silikatcement och senare LH-cement. Betong baserad på LH-cement benämns LH-cementbetong och användes framförallt i grova konstruktioner med höga krav på täthet och sprickfrihet, exempelvis dammar och inre vattenvägar. Mer information om LH-cement återfinns i avsnitt 4.1.2.

Sedan 1950-talet användes LH-cementbetong nästintill uteslutande vid bygget av konstruktioner som skulle utsättas för ensidigt vattentryck. LH-cementbetong användes vid kraftverksbyggen till och med slutet av 1970-talet och i enstaka fall fram till och med 1983 då betong med anläggningscement började användas.

Fyra exempel på kraftverksbyggen där LH-cementbetong användes är Vargöns kraftverk (byggår 1932–1934), Kattstrupeforsens kraftverk (byggår 1939–1942), Ramsele kraftverk (byggår 1954–1958) och Rätans kraftverk (byggår 1964–1968).

Sammansättning och proportionering

I början av 1930-talet användes LH-cementbetong med uppåt 325–375 kg cement per m³ betong. Under den senare delen av 1930-talet sänktes mängden cement till 325–350 kg per m³ betong. Vattencementtalet varierade mellan 0,50 och 0,60. När vibrering av betongmassan introducerades under 1940-talet kunde mängden cement reduceras ytterligare. Cementmängder kring 300 kg per m³ betong och vattencementtal runt 0,50 blev vanligt förekommande fram till och med 1980-talet. Vid krav på pumpbarhet behövde den maximala stenstorleken minskas, vilket då ledde till att mängden cement fick höjas om vattencementtalet skulle bibehållas.

Luftporbildande tillsatsmedel hade börjat användas år 1937 med syftet att förbättra den förhållandevis dåliga arbetbarheten hos LH-cementbetongen. Från och med slutet av 1940-talet användes luftporbildande tillsatsmedel primärt med syftet att förbättra betongens frostbeständighet.

Gjutning och bearbetning

Till en början stampades LH-cementbetong vid massans bearbetning i formen, men en övergång till vibrering skedde under 1940-talet. Denna övergång ledde till att styvare betongblandningar kunde användas och att det blev enklare att arbeta samman flera lager med betong. Dessutom kunde den färskas betongmassan läggas ut i lager om större tjocklek. Dock begränsades lagertjockleken dels av betongens bindetid samt vibratorstavnens längd och dels av att betongens stighastighet i formen inte fick överstiga 20 à 25 cm per timme.

Beständighet

Överlag har LH-cementbetong uppvisat god beständighet i vattenkraftsmiljön. De skador som påträffats har för det mesta orsakats av bristfällig frostbeständighet i betong i avsaknad av luftporbildande tillsatsmedel eller där lufttillsatsen blev för liten. Sprickbildning kan förekomma i grova konstruktioner, men omfattningen är mindre jämfört med konstruktioner uppförda av standardcementbetong. I övrigt saknas det indikationer på allvarligare beständighetsproblem i LH-cementbetong.

3.3.3 E-cementbetong (1941–1954)

Mellan 1941 och 1952 ransonerades A-cement (standardcement) och silikatcement (LH-cement), vilket innebar att endast "kvalificerade förbrukare" fick tilldelning av rent portlandcement. Cement av högsta kvalitet levererades endast till viktig och prioriterad byggnadsverksamhet. Till denna kategori räknades bland annat större kraftverksbyggen, eftersom dessa skulle säkerställa landets kraftförsörjning. Till övrig byggnadsverksamhet användes vanligen ett ersättningscement (E-cement). Ytterligare information om E-cement återfinns i avsnitt 4.1.3.

De statliga betongbestämmelserna medgav användning av betong med E-cement i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck. Detta eftersom E-cement bedömdes vara ett fullgott alternativ till A- och silikatcement. Vid stora kraftverksbyggen användes dock betong med E-cement endast i mindre viktiga konstruktioner som inte skulle utsättas för ensidigt vattentryck. Vid mindre kraftverksbyggen var det

däremot inte ovanligt att E-cementbetong användes i samtliga konstruktioner eftersom tilldelning av högklassigt cement inte alltid beviljades.

Sammansättning och proportionering

Tillsatsen av finmald filler i cementet resulterade i att andelen partiklar med liten kornstorlek ökade i betong med E-cement. Dessutom fordrades det större mängder E-cement för att nå givna hållfasthetsvärden i jämförelse med A- och silikatcement. Dessa faktorer medförde att behovet av vatten ökade och att vattencementtalet riskerade bli högre. Större tillsats av vatten i betongen skulle dels leda till större krympning och dels till försämrad beständighet.

Den rekommenderade minimimängden av E-cement till konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck låg mellan 325 och 350 kg per m³ betong. För att betydelsen av vattentillsatsen inte skulle glömmas bort var cementsäckarna försedda med texten att *"minsta möjliga vattenmängd vid gjutningen ger starkast möjliga betong"*. Dessutom rekommenderades det i vissa fall att allt ballastmaterial med mindre kornstorlek än 0,2 mm skulle siktas bort.

Gjutning och bearbetning

För att underlätta gjutarbetet rekommenderades det att E-cementbetong skulle ges en konsistens mellan plastisk och trögflytande. Trots detta fick E-cementbetong en mer *"kletig"* konsistens i jämförelse med standard- och LH-cementbetong. För att undvika att E-cementbetongen *"bet fast"* i formvirket och skadades vid avformning var det viktigt att formarna var väl vattnade inför gjutningen.

Vidare rekommenderades det att E-cementbetong vibrerades för att *"återvinna en mycket stor del av den hållfasthetsminskning som E-betong uppvisar gentemot A-betong i samma blandning"*. För att minimera risken för krympsprickor rekommenderades det att krympfogar placerades tätare än vid gjutning med standardcementbetong.

Beständighet

Generellt sett har beständigheten hos E-cementbetong varit av tveksam karaktär i vattenkraftsmiljön. Redan i slutet av 1940-talet fanns det en allmän uppfattning att E-cementbetong inte var frostbeständig. För kraftverkskonstruktioner uppförda med E-cement hade svåra frostskador uppstått i överytor och längs vattenlinjen redan efter ett par år. I andra fall kunde motsvarande allvarliga frostskador efter bara en eller två vintrar härledas till att E-cement använts i betongen.

Praktiska erfarenheter vid Vattenfall visade att när E-cement med 50 % kalkfiller använts i betong till utomhuskonstruktioner hade samtliga erhållit frostskador inom loppet av ett par år. Av denna anledning avrådde Vattenfall från användning av E-cement i utomhuskonstruktioner. Dålig frostbeständighet har även noterats i andra sammanhang då granulerad masugnsslagg troligtvis använts i cementet.

Mindre kraftverk från 1940-talet och början av 1950-talet kan vara helt och hållet uppförda av E-cementbetong till följd av ransoneringen av A- och silikatcement. Användes dessutom ballast av ej fullgod kvalitet blev betongens beständighet riktigt dålig, varför reparationsåtgärder behövde vidtas relativt omgående.

3.3.4 Blandcementbetong (1934–1982)

För att reducera risken för sprickbildning till följd av cementets värmeutveckling i cementrik (fet) betong har blandcement använts i flera omgångar i samband med kraftverksbyggen. I mitten av 1930-talet användes pansarcement, mellan 1951 och 1972 vulkancement (trief-cement) och mellan 1978 och 1982 massivcement. Mer information om ovan nämnda blandcement återfinns i avsnitt 4.1.3.

En annan metod att åstadkomma blandcement, och i förlängningen blandcementbetong, var att ersätta en del standardcement med trass (vulkanisk aska). Trass är en typ av tillsatsmaterial som användes vid betongberedning till vattenbyggnadsarbeten i en första omgång under 1930-talet och i en andra omgång under åren runt 1960. Ytterligare information om trass återfinns i avsnitt 4.4.

Några exempel på kraftverksbyggen där blandcementbetong kom till användning är Krångede kraftverk (byggår 1933–1936), Lindbyns kraftverk (byggår 1951–1954) och Rusfors kraftverk (byggår 1960–1962). Betong med blandcement användes även vid utbyggnader av befintliga kraftverk i början av 1980-talet, exempelvis Lilla Edets och Skallböle kraftverk.

Sammansättning och proportionering

Blandcementbetong proportionerades på samma sätt som betong med Std-cement och LH-cement. Cementhalten, det vill säga bindemedelshalten, låg i början av 1930-talet runt 350–375 kg per m³ betong för att successivt sjunka ned mot 300 kg i början av 1980-talet. Vattencementtalet, det vill säga vattenbindemedelstalet låg vanligtvis mellan 0,50 och 0,60. Från och med slutet av 1940-talet användes luftporbildande tillsatsmedel i betongen för att förbättra frostbeständigheten.

Gjutning och bearbetning

Precis som i fallet med standardcementbetong och LH-cementbetong stampades blandcementbetongen under 1930-talet. Först i början av 1950-talet fullbordades övergången från stampning till vibrering. Även vid gjutning med blandcementbetong begränsades betongens stighastighet i formen till 20 à 25 cm per timme.

Beständighet

Praktiska erfarenheter av blandcementbetongens beständighet i vattenkraftsmiljön har varit av varierande karaktär. De beständighetsproblem som har konstaterats är sämre frostbeständighet samt i vissa fall förhöjd risk för sprickbildning under betongens hårdnande. Den sämre frostbeständigheten har troligtvis orsakats av att etablerade tillvägagångssätt vid betongens framställning och bearbetning inte varit lämpliga för blandcementbetong. Likväl finns det ett flertal exempel på grova konstruktioner där beständigheten hos blandcementbetongen varit god.

3.3.5 Anläggningscementbetong (1983–)

Betong med anläggningscement introducerades år 1983 som ersättning för de äldre betongtyperna baserade på standardcement, LH-cement och blandcement. Fram till och med slutet av 2010-talet har betong med anläggningscement mer eller mindre uteslutande använts vid betongarbeten inom svensk vattenkraft. Betong baserad på anläggningscement kan benämnas anläggningscementbetong. Mer information om anläggningscement återfinns i avsnitt 4.1.2.

Sammansättning och proportionering

I mitten av 1980-talet användes anläggningscementbetong med cementmängder runt 300 kg per m³ betong och vattencementtal mellan 0,50 och 0,55. Till följd av kraven på att modern betong ska vara pumpbar och kräva liten insats i form av vibrering har en övergång skett från framställning av betong med plastisk eller trögflytande konsistens till betong med lättflytande konsistens. Samtidigt har den maximala stenstorleken i många fall begränsats till 32 mm.

Resultatet av ovanstående förändringar har varit att mängden cement i många fall höjts till nivåer runt 350 kg per m³ betong. I vissa fall har ännu högre cementhalter använts. Vattencementtalet har bibehållits kring 0,50 tack vare användningen av plasticerande tillsatsmedel. Dessutom har luftporbildande tillsatsmedel använts för att förbättra betongens frostbeständighet.

Gjutning och bearbetning

Vid gjutning med anläggningscementbetong lades betongmassan till en början ut i lager om cirka 30 cm tjocklek innan vibrering utfördes. Betongens stighastighet i formen begränsades till värden runt 30 cm per timme. När det blev vanligare att pumpa betongen ökade gjutkapaciteten och större stighastigheter förekom.

Eftersom betongen ofta haft en konsistens mellan trögflytande och lättflytande har behovet av vibrering minskat jämfört med äldre betongepoker. Däremot har den högre cementhalten i vissa fall föranlett inläggning av kylrör, vilka tillsammans med tät armering försvårat utläggning och vibrering av betongmassan.

Beständighet

Överlag har anläggningscementbetong uppvisat god beständighet i vattenkraftsmiljön. De skador som påträffats har i de flesta fallen bestått av sprickbildning till följd av den större värmeutvecklingen som den högre cementmängden orsakat. För övrigt saknas det indikationer på allvarigare beständighetsproblem i konstruktioner uppförda av anläggningscementbetong.

4 Betongens delmaterial

Som bekant utgör cement, vatten och olika ballastmaterial grunden för betong. När särskilda egenskaper på betongen efterfrågas kan tillsatsmaterial och tillsatsmedel användas. Betongens sammansättning kombinerat med hur de olika delmaterialen proportioneras får direkt betydelse för materialets beständighet och därmed konstruktionens livslängd. I detta kapitel beskrivs de delmaterial som användes vid framställningen av betong under den svenska vattenkraftsutbyggnaden.

4.1 CEMENT

Cement är betongens bindemedel och har därför stor betydelse för betongens egenskaper. Längre antogs det att hög hållfasthet skulle ge betongen god prestanda över tid, det vill säga god beständighet. Valet av cementsort styrdes i många fall utifrån cementets hållfasthetstillväxt. En osäkerhetsfaktor gällande cementsorter saluförda runt sekelskiftet 1900 var att cementets kvalitet kunde variera kraftigt. Några bakomliggande orsaker att nämna var bristfällig bränningsteknik, samt variation i råmaterialen och dålig blandning av dessa.

Inledningen av vattenkraftsutbyggnaden i Sverige sammanföll med stora tekniska framsteg inom cementtillverkningen. Exempelvis kan det nämnas att från 1898 till 1938 förbättrades tryckhållfastheten för portlandcementbruk med nästan 50 %. Förbättrad förbränningsteknik och en allt längre driven finmalning av cementet låg bakom utvecklingen. Den successiva förbättringen av portlandcementets kvalitet var dock inte enbart av god art.

Högre cementhalter, snabbare hållfasthetstillväxt och bygget av allt grövre betongkonstruktioner ledde till skadliga volymändringar i betongmassan till följd av cementets värmeutveckling under hårdnandet. Volymändringarna resulterade i sprickbildning, vilket var ovälkommet i konstruktioner med krav på vattentäthet.

De åtgärder som vidtogs för att minska risken för sprickbildning var anordnandet av mindre gjutetapper, reducerade avstånd mellan rörelsefogar, förlängd tid från gjutning till formrivning, samt användandet av ballast med större maximal stenstorlek. De vidtagna åtgärderna resulterade dock i nya komplikationer utan att det grundläggande problemet med sprickbildning avhjälpes.

Fokus flyttades istället till att försöka reducera cementets värmeutveckling under betongens hårdnande, alternativt att förlänga tidsperioden när cementets värmeutveckling var som mest intensiv. Arbetet resulterade i introduktionen av flera nya cementsorter under 1930-talet. Silikatcement, vilket senare benämndes långsamt hårdnande cement (LH-cement), var en av dessa nya cementsorter. Med tiden skulle LH-cement bli den cementsort som användes i störst omfattning under den svenska vattenkraftsutbyggnaden.

Vid en jämförelse med amerikanska erfarenheter kan det konstateras att inte heller i USA ägnades valet av cementsort någon större eftertanke förrän åren runt 1930. Dessförinnan hade valet av cementsort primärt baserats på vilken cementsort som höll högst kvalitet. Från och med 1930 växte däremot efterfrågan på cementsorter

vilka var bättre anpassade för vattenbyggnader. Detta trots att specialanpassade cement skulle leda till kostnadsökningar. Den uppkomna merkostnaden kunde försvaras genom att dammsäkerheten skulle förbättras och att kostnaderna för dammen, sett över dess livslängd, skulle bli lägre. Återkommande reparationer sågs inte längre som en framkomlig väg.

För att återgå till de svenska förhållandena kan det konstateras att det fanns ett stort antal cementtillverkare i landet under tidigt 1900-tal. Dock minskade antalet cementfabriker allteftersom kraven på cementets kvalitet skärptes. Skärpningen innebar högre hållfasthet och mindre spridning i egenskaperna. I de kommande avsnitten beskrivs den svenska cementtillverkningen i korta ordalag tillsammans med de vanligast förekommande cementsorterna vid kraftverksbyggen.

4.1.1 Cementtillverkning i Sverige

Landets första cementfabrik påbörjade sin verksamhet i skånska Lomma år 1873. Allteftersom behovet av cement ökade invigdes ytterligare fabriker från Skanör i söder till Köping i norr. År 1949 hade 15 cementfabriker öppnats; se lista i Tabell 3. Det bör nämnas att samtliga fabriker aldrig var verksamma vid samma tidpunkt. Sammanslagningar, konkurrens och vikande efterfrågan var faktorer som bidragit till att det idag (år 2018) endast finns tre cementfabriker kvar.

Utöver den inhemska konkurrensen bidrog även import av cement från utlandet till att cementfabrikerna tvingades effektivisera sin verksamhet. Under början av 1900-talet importerades cement från Belgien, Danmark, Estland, Finland, Polen och Tyskland. Den huvudsakliga orsaken till att cement importerades var bristande produktionskapacitet hos de svenska cementfabrikerna. Det inhemska cementet var till viss del också dyrare än de utländska alternativen. I takt med att den inhemska kapaciteten växte minskade incitamenten att importera cement.

Runt sekelskiftet 1900 producerade de flesta cementfabriker ett standardcement, vilket var ett rent portlandcement. Utöver det salufördes andra typer av cement i syfte att möta konkurrensen från billigt utländskt slagcement. Som exempel kan rödfyrscement, sandcement och vargöcement nämnas. Även ett inhemskt slagcement tillverkades men det var svårt att sälja till följd av dess låga kvalitet. Med tiden kom vattenkraftsindustrins önskemål om cement med låg värmeutveckling att leda till utvecklingen av ett flertal specialcement, såsom långsamt hårdnande cement, pansarcement och vulkancement.

Vid cementtillverkningen användes inledningsvis stenkol som bränsle. Under 1900-talets båda världskrig försämrades tillgången på stenkol av god kvalitet. Istället användes bränslen av bristande kvalitet, exempelvis skånsk stenkol, torv, träkol, stybb och sågspån. Användningen av sämre bränslen ledde till lägre kvalitet hos cementet. Efter andra världskrigets slut blev olja det dominerande bränslet vid cementtillverkning och cementets kvalitet steg återigen.

Cement levererades ursprungligen i träfat till byggarbetsplatserna. Så småningom introducerades säckar av juteväv eller papper för att underlätta hanteringen. En säck vägde inledningsvis 57 kg. Vikten justerades efterhand till 50 kg för cement avsedd för inhemsk förbrukning. Först under 1980-talet infördes cementsäckar med vikten 25 kg. I de fall det var möjligt kunde cement även levereras i bulk.

För att möta den alltmer hårdnande konkurrensen organiserade sig en del av cementtillverkarna genom samarbeten och kartellbildningar. På detta sätt bildades Svenska Cement Försäljnings AB, nuförtiden känt som Cementa. De fabriker som anslöt sig till samarbetet fick därmed tillgång till en större del av marknaden samtidigt som de fick hjälp av en effektiv försäljningsorganisation.

De anslutna fabrikerna delade upp landet i fyra försäljningsdistrikt; Malmö, Göteborg, Stockholm och Norrland. Från och med 1930-talet hade Cementa hand om försäljningen från samtliga cementfabriker förutom Gullhögens Bruk i Skövde. Gullhögen sålde sitt cement till hela landet förutom Malmöhus län, Gotlands län, samt Öland. År 1973 blev även Gullhögen uppköpt av Cementa och Cementa kvarstod som enda inrikes cementtillverkare.

Tabell 3. I Sverige har det funnits 15 cementfabriker. Dålig lönsamhet, sammanslagningar, rationaliseringar, samt vikande efterfrågan har lett till att cementproduktion endast pågår vid tre fabriker år 2018.

Fabrik	Grundare	Startades	Uppköptes	Stängdes
Lomma	Skånska Cement AB	1873	-	1905
Visby	AB Visby Cementfabrik	1884	1930 ^a	1940
Degerhamn	Ölands Cement AB	1888	1966 ^a	-
Limhamn	Skånska Cement AB	1890	-	1979
Hällekis	Hällekis AB	1892	1913 ^a	1979
Tollarp	Maltesholms Cement AB	1899	1925 ^a	1928
Klagshamn	Klagshamns Cementverks AB	1902	1934 ^a	1939
Bromölla	Ifö Cementfabriks AB	1908	1910 ^b , 1927 ^a	1940
Skanör	Baltiska Cementfabriks AB	1914	-	1919
Rute	AB Vallevikens Cementfabrik	1919	1933 ^b	1933 (1939 ^c)
Slite	Slite Cement och Kalk AB	1919	1931 ^a	-
Skövde	AB Gullhögens Bruk	1925	1973 ^b	-
Hidinge	AB Lanna Bruk	1932	1934 ^b	1966
Köping	Skånska Cement AB	1941	-	1977
Stora Vika	Skånska Cement AB	1949	-	1981

^a Uppköpt av Skånska Cement AB – numera Cementa AB

^b Uppköpt av Skånska Cement Försäljnings AB – senare dotterbolag till Skånska Cement AB

^c Gäller för tillverkning av aluminatcement (smältcement)

4.1.2 Portlandcement

Under vattenkraftsutbyggnaden i Sverige användes mestadels portlandcement vid betongens framställning. Tack vare den tekniska utvecklingen under 1900-talets inledning kunde cement av allt högre kvalitet framställas. Med tiden utvecklades nya typer av portlandcement, vilka bättre skulle svara mot specifika behov i form av betongens bindetid, hållfasthetstillväxt och värmeutveckling. Två exempel är snabbt hårdnande och långsamt hårdnande cement. I följande avsnitt beskrivs de vanligaste typerna av portlandcement som kom till användning under den svenska vattenkraftsutbyggnaden.

Portlandcement – Standardcement (A-cement)

Standard portlandcement är den cementsort som historiskt sett har använts i störst utsträckning vid byggnadsarbeten inom landet. Till en början användes standardcement vid husbyggnad såväl som vid brobyggnad och vattenbyggnad. Under byggtiden kunde cementet levereras från en och samma fabrik likväl som det kunde levereras från olika fabriker. För många vattenkraftverk byggda under tidigt 1900-tal är det idag omöjligt att med säkerhet fastställa vilken fabrik som levererade cement eftersom det i de flesta fallen saknas sådan dokumentation. Det är inte ens säkert att cementsorten föreskrevs med större noggrannhet än att det skulle vara ett portlandcement, vilket innebar att entreprenören fick bestämma från vilken fabrik cementet skulle levereras.

Till följd av 1920-talets omfattande utredningar kring betongens beständighet i vattenkraftsmiljön stod det klart att olika standardcement var olika lämpliga att använda till vattenbyggnader. Valet av cementsort kom därför att tillmätas större betydelse från och med mitten av 1920-talet. Som exempel kan kraftverksbygget vid Krångfors nämnas. I material- och arbetsbeskrivningen, daterad 16 mars 1926, hade Vattenbyggnadsbyrån (VBB) angett att:

"Cementet skall vara 'Cement klass A' av Cementas tillverkning och skall vara endera från Ölands, Hellekis, Ifö eller Maltesholms fabriker."

Inför bygget av Munkfors kraftverk hade ovanstående textstycke i material- och arbetsbeskrivningen, daterad 1 april 1930, kompletterats med att cementet skulle uppfylla kraven "i enlighet med Statens Provningsanstalts tilläggsbestämmelser cirkulär 10". Inför reparationsarbeten vid Untra kraftverk år 1937 benämndes cementet istället som "Portlandcement klass A" och skulle följa 1934 års statliga cement- och betongbestämmelser. Samtidigt hade Limhamns cementfabrik lagts till i listan över rekommenderade fabriker. Maltesholms cementfabrik hade under tiden upphört med sin verksamhet och utgick därför ur listan.

I slutet av 1943 hade VBB framarbetat särskilda anvisningar för betongarbeten. Anvisningarna skulle användas vid projektering såväl som vid de efterföljande byggnadsarbetena. Vad gäller standardcement skulle valet av detta baseras på cementklinkerns kemiska sammansättning. Halten av alkali ($\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$) fick ej överstiga 0,6 %. För MgO angavs gränsvärdet 2,5 % och för halten av fri kalk 1,0 %. Slutligen fick halten av C_3A inte överstiga 8 % av cementets vikt. Så länge cementet uppfyllde dessa krav var det lämpligt att använda i betong till vattenbyggnader. Vidare var det ett krav att allt cement levererat till en given arbetsplats skulle komma från en och samma fabrik. Anvisningarna från VBB uppdaterades 1954 och användes minst intill slutet av 1960-talet.

När det gäller Vattenfalls kraftverksbyggen under det tidiga 1900-talet är det dåligt med bevarad dokumentation kring vilka cementsorter som kom till användning. Ett undantag är uppförandet av serievalvsdammarna vid Suorva mellan åren 1921 och 1923. Till dessa byggnadsarbeten inköptes cement från Slites och Vallevikens fabriker. Vid provning visade det sig att det senare cementet varierade så pass mycket i kvalitet varför det endast kom att användas till stödpelare och landfästen. Cementet från Slite höll jämn kvalitet och användes till de vattentäta valven, vilka skulle utsättas för störst spänningar till följd av luftens temperaturvariationer.

Även med Vattenfalls perspektiv går det att tala om betong före och efter 1925. Överlag kan betong från tiden före 1925 karaktäriseras av dålig frostbeständighet samt dålig förmåga att motstå urlakning. Betongens beständighet förbättrades genom att öka mängden cement. En av nackdelarna med ökad cementhalt var ökad risk för sprickbildning i grova konstruktioner. Från och med 1932 använde Vattenfall primärt två typer av portlandcement, nämligen ett standardcement och ett långsamt hårdnande cement. En tredje typ av portlandcement som kom till användning var specialcement. Detta cement var extra finmalet för användning i betong till *”mycket tunna konstruktioner och framför allt lagningar”* där formrivning krävdes inom 24 timmar.

I många fall fick transportkostnaden avgörande betydelse vid Vattenfalls val av standardcement. Det är som bekant billigare att transportera gods en kort sträcka jämfört med en lång. Av denna anledning användes det standardcement från olika cementfabriker vid Vattenfalls kraftverksbyggen. I maj månad 1961 sammanträdde Vattenfalls betongingenjörer för att diskutera erfarenheter från betongberedningen vid verkets kraftverksbyggen. En punkt på dagordningen var standardcement.

De praktiska erfarenheterna visade att det förekom stora variationer i standardcementens egenskaper. Variationerna ansågs bero på skillnaderna i råmaterialen som användes vid de olika cementfabrikerna. Betongingenjörerna enades om att det standardcement som bedömdes bäst lämpat för vattenbyggnadsändamål var Limhamn standardcement. Som exempel på cementets goda egenskaper nämndes måttlig värmeutveckling, låg alkalihalt, låg C_3A -halt, samt lagom lång bindetid.

Utöver att Vattenfall redan använde långsamt hårdnande cement (LH-cement) från Limhamn till grova konstruktioner ökade Vattenfall inköpen av standardcement från Limhamn under 1960-talet. I slutet av 1970-talet beslutade dock Cementa att lägga ned fabriken i Limhamn på grund av vikande lönsamhet. Produktionen av Limhamn standardcement upphörde 1979 och det befintliga lagret räckte för leveranser under delar av 1980. Från och med 1981 gick Limhamn standardcement inte längre att införskaffa. Istället köptes standardcement från andra fabriker.

Portlandcement – Långsamt hårdnande cement – Limhamn LH (silikatcement)

Låg cementhalt i kombination med högt vattencementtal i betong visade sig orsaka urlakning och hastig nedbrytning av betongkonstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck. Att öka cementhalten gav dock upphov till sprickbildning i grova konstruktioner till följd av cementets värmeutveckling. Vattenfall bjöd år 1931 in landets cementtillverkare att tillsammans med Vattenfall utveckla ett speciellt cement lämpligt för vattenbyggnadsändamål. Överingenjör Axel Ekwall stod för inbjudan, medan byråingenjör Georg S Lalin skulle ansvara för det praktiska arbetet från Vattenfalls sida. Det nya cementet skulle vara speciellt lämpligt att använda i betongkonstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck. Följande sex egenskaper önskade Vattenfall att detta specialcement skulle besitta:

- Så låg värmeutveckling som möjligt.
- Lång bindetid – cirka 5 timmar.
- God arbetbarhet.

- Tryckhållfasthet efter 90 dygns vattenlagring motsvarade ett vanligt A-cement efter 28 dygns vattenlagring.
- Hög draghållfasthet.
- God förmåga att motstå upplösning i vatten.

Anledningen till att krav endast ställdes på tryckhållfastheten efter 90 dygn var att betongens värmeutveckling och hållfasthetstillväxt utvecklades parallellt. Dessutom driftsattes ett kraftverk sällan tidigare än 6 månader efter att den sista gjutningen fullbordats, varför betongkonstruktionerna vid 28 dygns ålder endast förväntades uppbära sin egen tyngd. Således kunde lägre hållfasthet accepteras vid 28 dygn. Vid 90 dygn skulle dock hållfastheten uppfylla de statliga kraven på "normal" hållfasthet för ett standard portlandcement (A-cement).

Lång bindetid skulle möjliggöra samtidig gjutning över stora ytor. Detta skulle i sin tur leda till låg stighastighet, vilket medförde att en del av värmeutvecklingen hann avgå uppåt. Användningen av ett långsamt hårdnande cement skulle också ge en fördel i att betongen inte hann krympa särskilt mycket innan konstruktionen togs i drift och delvis lades under vatten. Vidare bedömdes det att en viss svällning av betongen skulle inträffa till följd av vattenbegjutningen efter konstruktionens färdigställande. Svällningen skulle då motverka en del av betongens krympning.

Vattenfalls förfrågan beträffande utveckling av ett särskilt vattenbyggnadscement hörsammades av doktor Lennart Forsén, chefskemist vid Skånska Cement AB (idag Cementa) sedan år 1931. Forsén hade dessförinnan rekryterats från Lojo Kalkverks Aktiebolag i Finland. Arbetet att utveckla det nya cementet bedrevs vid centrallaboratoriet i Limhamn i Malmö. Redan 1932 var arbetet avslutat och den nya cementsorten, benämnd silikatcement (A-silikat) började tillverkas.

Silikatcement var ett rent portlandcement, vilket i jämförelse med traditionella portlandcement innehöll mer kisel- och järnoxid, samt något mindre kalk- och aluminiumoxid. Följden blev att cementets värmeutveckling var 20–30 % lägre än för vanligt standardcement. Förklaringen låg i en minskad andel av klinkerfasen trikalciumpsilikat (C_3S), samt en ökad andel dikalciumsilikat (C_2S). C_3S har relativt hastig värme- och hållfasthetsutveckling medan C_2S utvecklar värme och hållfasthet över längre tid. Den ändrade sammansättningen av klinkerfaserna medförde att kortvarig och kraftig värmeutveckling undveks. Därmed reducerades den maximala temperatur som betongen skulle få under cementets hårdnande.

Vid Vattenfall utvärderades egenskaperna hos betong med silikatcement genom jämförande studier under det första halvåret år 1932. De övriga cementsorterna som utvärderades var Limhamn Special, Limhamn A och Hellekis A. Med förhoppningen att använda silikatcement vid kommande kraftverksbyggen kan utvärderingen av silikatcementet sammanfattas i följande punkter:

- Den långsamma bindningen skulle möjliggöra gjutning över stora ytor, varför antalet vertikala gjutfogar kunde reduceras.
- Gjutning över stora ytor skulle innebära låg stighastighet, varför en del av den kemiska värmen skulle hinna avgå uppåt.
- Långsam hållfasthetstillväxt skulle medföra att betongen den första tiden i viss mån skulle förbli plastisk och kunna forma sig efter de rörelser som kan uppstå i bärande formar vid gjutning.

- Kombinationen av god draghållfasthet och töjbarhet skulle minska risken för sprickbildning vid betongens krympning.
- Tryckhållfastheten efter 28 dygn blir drygt 20 % lägre än för vanligt A-cement, men uppnår jämförbar hållfasthet med tiden.
- Vattentätheten blir sämre i jämförelse med vanligt A-cement under den första tiden, men uppnår jämförbar täthet med tiden.
- Tiden från gjutning till rivning av bärande formar skulle få utökas på grund av den långsammare hållfasthetstillväxten.
- Arbetbarheten skulle bli likvärdig med A-cement.

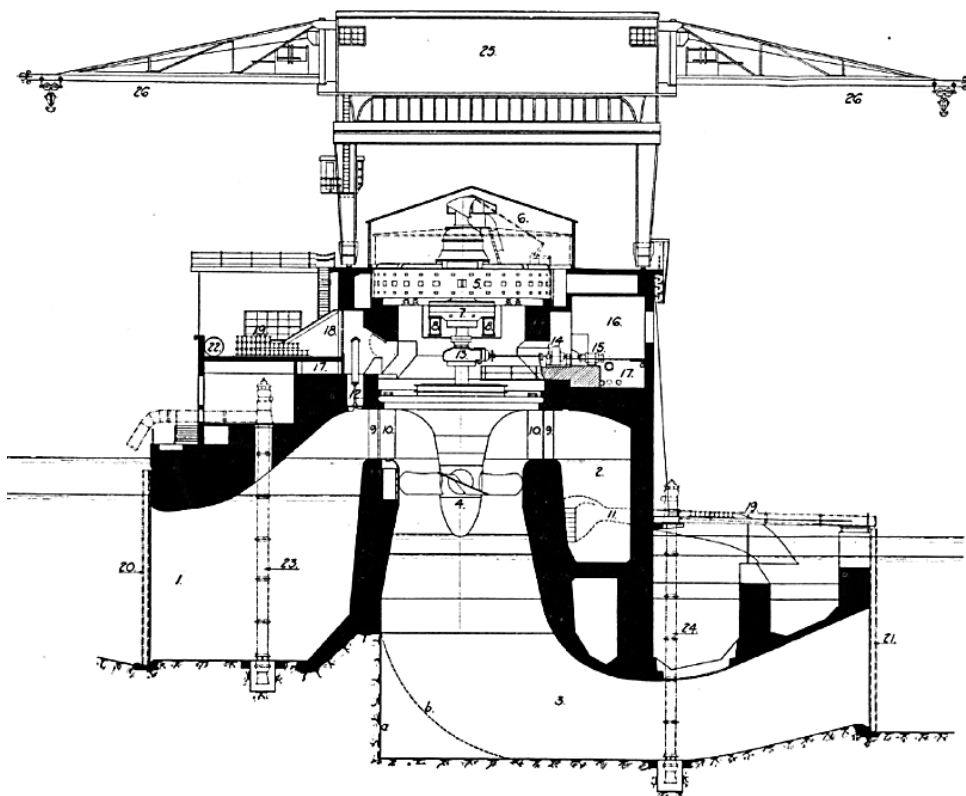
Vattenfall använde silikatcement för första gången vid Vargöns kraftverksbygge i Göta älv under åren 1932–1934 (Figur 5). På grund av den relativt låga fallhöjden fick kraftstationen en utformning där en del av turbinspiralen hamnade ovanför uppströmssidans vattenyta (Figur 6). Till följd av denna ovanliga omständighet formulerades särskilt stränga krav på betongens vattentäthet och lufttäthet i de inre vattenvägarna.



Figur 5. Maskinhus och utskovsparti vid Vargöns kraftverk. Silikatcement (sedermera Limhamn LH-cement) kom till användning för första gången vid Vargöns kraftverksutbyggnad 1932–1934. Foto M Rosenqvist.

Med en cementshalt på 350–375 kg per m³ betong kunde kraven uppfyllas utan att ytbehandling av betongen behövde tillgripas. För att erhålla acceptabel arbetbarhet i den färskas betongmassan tillsattes 3 % kiselgur beräknat på cementvikten. För konstruktioner utan krav på vattentäthet användes en cementshalt på minst 300 kg/m³ betong. Gjutningarna ställde inte till några större svårigheter utan betongen med silikatcement bedömdes få lika god kvalitet som betong med A-cement.

De praktiska erfarenheterna som Vattenfall erhöll vid användning av betong med silikatcement visade däremot att framförallt betongens arbetbarhet blev sämre än för motsvarande betong med A-cement. Trots att ett av Vattenfalls sex krav på det nya cementet hade varit god arbetbarhet hos betongen kunde kravet inte infrias utan att göra avkall på cementets bindetid och värmeutveckling.



Figur 6. Tvärsnittet av maskinhuset vid Vargöns kraftverk visar att en del av spiralen befinner sig ovanför uppströmssidans vattenyta. Detta faktum ställde höga krav på sprickfrihet i betongen. Bilden från [261].

Det var framförallt malningsgraden på cementet som påverkade betongens arbetbarhet negativt. Vid introduktionen av silikatcementet maldes det till en finhet av 180 m²/kg. För att sätta detta värde i relation till andra cement bör det nämnas att ett samtida A-cement hade en malningsgrad av 240 m²/kg och att anläggningscement år 2017 hade en malningsgrad av 310–330 m²/kg.

För att erhålla en betongmassa med acceptabel arbetbarhet krävdes ofta en tillsats av 3 % kiselgur beräknat på cementets vikt. I enstaka fall tillsattes ett äggviteämne för att nå acceptabel arbetbarhet. Äggviteämnet levererades i form av det kemiska tillsatsmedlet Tricosal Normal. Generellt ansågs silikatcement inte ha särskilt goda gjutegenskaper till följd av att cementet var så grovmalet. Under 1950-talet ökades därför malningsgraden till 230 m²/kg för att förbättra den färska betongmassans arbetbarhet. I slutet av 1950-talet uppgick malningsgraden en kortare tid till 250 à 280 m²/kg för att klagomål inkommit från ett par privata kraftverksbyggen där cementets hållfasthetskrav inte uppfylldes. Efter ett möte mellan Vattenfall och Cementa sänktes återigen malningsgraden för cementet.

Erfarenheter beträffande silikatcementets längre bindetid visade att betong med silikatcement möjliggjorde gjutning av större etapper än vad som tidigare varit normalt. Tack vare den längre bindetiden kunde betongmassan ändå bearbetas tillräckligt omsorgsfullt innan den började hårdna. Försök visade att möjligheten att bearbeta betongen inte försämrades förrän efter sex timmar. Vid något senare bearbetning försämrades 7-dygns hållfastheten medan 28-dygns hållfastheten

förblev oförändrad. Genom den längre bindetiden kunde antalet kostsamma konstruktions- och rörelsefogar hållas nere till ett minimum. Betongmassans stighastighet under gjutningarna översteg sällan 20 à 30 cm per timme.

En svaghet med silikatcementet var att det fanns en tendens till sprickbildning i horisontella överytor. I en obehandlad överyta kunde ett helt nätverk av små och fina sprickor breda ut sig inom ett dygn efter avslutad gjutning. Erfarenheter från Malfors kraftverksutbyggnad visade att noggrann behandling av överytan kunde avhjälpa problemet med ytsprickor. Genom rätt utförd brädiskurning, sedan det fetare ytskiktet avskrapats, kunde sprickbildningen förhindras. Tidpunkten för brädiskurning var varierade dock med vädret. Rätt tidpunkt för brädiskurning var när rivbrädan ej längre klibbade fast i betongen trots att grövre sandkorn samtidigt kunde tryckas ned i massan. Dessutom krävdes det kontinuerlig och noggrann vattenbegjutning av överytan fram till konstruktionens idrifttagning.

Ytterligare erfarenheter av silikatcementet under Malfors kraftverksutbyggnad berörde de ekonomiska aspekterna. På minussidan var att silikatcementet var något dyrare än A-cement. Vidare konstaterades ett något högre formtryck, vilket resulterade i ökade kostnader för formbyggnaderna. Till sist blev kostnaden för varmskjul och uppvärmning vintertid större på grund av betongens långsammare värmeutveckling. Utan åtgärder kunde annars gjutning vid kall väderlek resultera i onormalt lång bindetid och i värsta fall frysning av den färska betongmassan. På plussidan fanns, som tidigare nämnts, minskade kostnader för anordnad av olika typer av fogar. De merkostnader som uppstod ansågs uppvägas av den reducerade risken för sprickbildning, vilket skulle ge sänkta kostnader för underhåll av den färdigställda konstruktionen.

Indikationer på silikatcementets goda egenskaper erhöles också genom forskning i USA beträffande betongens krympning och krypning. I försök genomförda på 1930-talet framkom det att betongens förmåga till krypning blev större med ett långsamt hårdnande cement jämfört med ett standardcement (A-cement) av samma malningsgrad. Förmågan till krypning ökade ytterligare med grovmalet cement. Slutsatserna från försöken var att större förmåga till krypning skulle reducera riskerna för sprickbildning under betongens krympning.

I 1930-talets USA hade det bedrivits ett omfattande utvecklingsarbete med målet att ta fram ett långsamt hårdnande vattenbyggnadscement. Syftet var att finna ett cement med låg värmeutveckling som skulle kunna användas vid uppförandet av den gigantiska Boulder Dam (idag känd som Hoover Dam) i Colorado-floden. Det amerikanska vattenbyggnadscementet började användas år 1932 i samband med uppförandet av Morris Dam i Kalifornien, men ansågs av Bureau of Reclamation färdigutvecklat först 1934. Det långsamt hårdnande cementet kom att kallas "*low heat*"-cement i USA. Uppförandet av den 222 m höga Hoover Dam hade troligtvis inte varit möjligt utan ett vattenbyggnadscement med låg värmeutveckling. Trots cementets lägre värmeutveckling fick likväl ett omfattande rörsystem med cirkulerande vatten installeras i dammen för att ytterligare nedbringa temperaturen i dammkroppen under betongens hårdnande.

Under ICOLD-kongressen i Washington år 1936 presenterade chefskonstruktören vid Bureau of Reclamation, J L Savage, sina erfarenheter kring det amerikanska

vattenbyggnadscementet. Genom att ha minskat andelen av de värmeutvecklande beståndsdelarna C_3S och C_3A och i motsvarande omfattning ökat andelarna C_2S och C_4AF hade värmeutvecklingen kunnat sänkas med 27 % i jämförelse med ett vanligt portlandcement.

Sammansättningen av det amerikanska "*low heat*"-cementet var nästintill helt överensstämmande med det svenska silikatcementet. Detta trots att de två cementen hade utvecklats parallellt, samt helt oberoende av varandra. Endast malningen skilde cementen åt. I USA maldes cementet betydligt finare för att medge bättre arbetbarhet hos betongmassan samt högre korttidshållfasthet.

Som kuriosa kan nämnas att inom vissa amerikanska grupperingar ansågs den långsamma hållfasthetstillväxten i "*low heat*"-cement vara en olägenhet. Istället utvecklades två andra cementsorter, vilka benämndes "*moderate heat*"-cement samt "*portlandpuzzolan*"-cement. De två cementsorterna hårdnade i normal takt, men de hade likväl något lägre värmeutveckling i jämförelse med vanligt portlandcement. I slutet av 1930-talet hade "*low heat*"-cement blivit den dominerande cementsorten vid kraftverksutbyggnader i USA. Orsaken till detta var att erfarenheterna visade att risken för sprickbildning var som lägst vid användandet "*low heat*"-cement.

Det svenska vattenbyggnadscementet benämndes silikatcement just på grund av den höga andelen kisel- och järnoxid i cementets sammansättning. Under 1940-talet ändrades benämningen till långsamt hårdnande cement, vilket kom att förkortas LH-cement. Ändringen tillkom dels för att lyfta fram silikatcementets speciella egenskaper och dels för att förkortningen skulle bli densamma som användes för det amerikanska "*low heat*"-cementet.

I början av 1940-talet fick Bertil Löfquist i uppdrag av Vattenfall att utföra en jämförande studie mellan Limhamn LH-cement och Limhamn standardcement. Målet för studien var att bestämma skillnaderna mellan cementsorterna med avseende på risken för sprickbildning i grova konstruktioner. Det var vanligt att sprickor uppkom när betongens utvidgning och hopdragning förhindrades vid berganslutningar och gjutfogar. Betongens volymändringar berodde i sin tur på värmestegringen och avsvälningen i betongmassan till följd av cementets värmeutveckling under betongens hårdnande.

Löfquists försök visade att betongens töjbarhet var likvärdig för de undersökta cementsorterna. Däremot visade försöken att betongens krympning var något mindre med LH-cement jämfört med standardcement. Störst betydelse för risken för sprickbildning hade dock cementets värmeutveckling. Tack vare reducerad värmeutveckling i LH-cement jämfört med standardcement reducerades därmed betongens utvidgning och hopdragning under hårdnandet. Härmed reducerades också risken för de oönskade och genomgående sprickorna.

I samband med betongarbetena för lamelldammen vid Ljusne Strömmars kraftverk lät den ansvarige kontrollanten, Lars B Nilsson, utföra mätningar av temperaturer samt uppkomsten av sprickor i två monoliter för att undersöka skillnader mellan standardcement och LH-cement. Mätningarna utfördes för att jämföra Löfquists resultat från laboratoriestudierna med betongens beteende i en riktig damm.

Kraftverket vid Ljusne Strömmar uppfördes mellan 1946 och 1949. Betongdammen är av typen tunn lamelldamm och den är som högst cirka 30 m (Figur 7). Dammen konstruerades av Vattenbyggnadsbyrån och byggnadsentreprenör var Skånska Cementgjuteriet. De jämförande mätningarna utfördes på två i det närmaste lika kröndammsmonoliter. Den ena monoliten uppfördes av betong med Limhamn standardcement och den andra av betong med Limhamn LH-cement.



Figur 7. Uppströms- och nedströmsvy av maskinhus, lamelldamm och utskovsparti vid Ljusne Strömmar. Under dammbyggnadsarbetet genomfördes provgjutning med Limhamn LH-cement i en monolit. Foto M Rosenqvist.

Betongens blandningsproportioner varierade något till följd av tillgången på grovt stenmaterial. Cementhalten pendlade mellan 310 och 330 kg per m³ betong, medan den största stenstorleken varierade mellan 64 och 125 mm. Andelen korn mindre än 0,25 mm utgjorde 15–20 % av det totala sandinnehållet. Vidare låg betongens vattencementtal mellan 0,50 och 0,52. De två monoliterna delades upp i två nedre gjutetapper och en övre gjutetapp. Mellan de två nedre gjutetapperna anordnades en avvalningsfog. Gjutningarna utfördes mellan februari och juli månad 1948. Stighastigheten under gjutningarna låg mellan 0,25 till 0,33 m per timme. Betongen med ett sättmått mellan 30 och 60 mm vibrerades.

Resultaten från temperaturmätningarna i den 1,5 m tjocka stödpelaren visade att temperaturstegringen i närheten av berggrunden blev dubbelt så stor i betong med standardcement jämfört med LH-cement. Följaktligen blev volymförändringarna i betongmassan mindre vid användning av LH-cement. Efter noggrann besiktning av monoliterna kunde ett flertal genomgående sprickor konstateras i monoliten med standardcement. Sprickorna påträffades både i stödpelaren och i frontplattan.

Vid motsvarande besiktning av monoliten med LH-cement kunde inga sprickor påträffas i betongen. Nilssons mätningar på betongdammen vid Ljusne Strömmars kraftverk bekräftade slutsatserna från Löfquists studie. Risken för sprickbildning i grova betongkonstruktioner blev signifikant lägre med LH-cement jämfört med om standardcement användes. Resultaten från Nilssons och Löfquists arbeten medförde att LH-cement oftast valdes vid efterföljande kraftverksbyggen.

Med start vid Vargöns kraftverksutbyggnad och ända fram till slutet av 1970-talet kom Vattenfall att nästintill uteslutande använda Limhamn LH-cement i grova betongkonstruktioner och sådana konstruktioner som skulle utsättas för ensidigt vattentryck. Även Vattenbyggnadsbyrån övergick till att föreskriva användning av LH-cement vid kraftverksutbyggnader i början av 1950-talet. Trots detta utgjorde förbrukningen av LH-cement endast några få procent av cementkonsumtionen i Sverige. Tabell 4 redovisar förbrukningen av de olika cementtyperna i landet mellan åren 1946 och 1950. LH-cement stod för 1–2 % av förbrukningen.

Tabell 4. Konsumtionen av olika typer av cement i Sverige under åren 1946–1950. Data från [204].

Typ av cement	1946	1947	1948	1949	1950
Ersättningscement (E-cement)	77,2	76,6	74,3	59,0	54,9
Standardcement (f.d. A-cement)	21,7	21,6	24,2	39,7	42,9
Långsamt hårdnande cement (LH-cement)	0,9	1,8	1,4	1,1	2,0
Snabbcement (SH-cement)	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2
Summa (%)	100	100	100	100	100
Total konsumtion (kton)	1 451	1 535	1 367	1 444	1 654

I början av 1960-talet tillsattes en arbetsgrupp för att precisera de krav som borde ställas på ett vattenbyggnadscement med låg värmeutveckling. Arbetsgruppen bestod av representanter från cementtillverkare, kraftbolag, konsultföretag, samt Cement- och Betonginstitutet. Arbetet koncentrerades kring tre alternativ; (1) puzzolancement, (2) slaggcement och (3) portlandcement av LH-typ.

Arbetsgruppens slutsatser presenterades 1969 och innebar att portlandcement av LH-typ skulle kvarstå som huvudalternativ för vattenbyggnadsändamål. Dock rekommenderades en modifiering av cementet så att högre finhet och därmed bättre gjutegenskaper skulle erhållas. Allt under förutsättning att cementets övriga egenskaper även fortsättningsvis skulle uppfylla gällande normkrav för cement av LH-typ. Under 1970-talet maldes därför LH-cementet till en finhet av 350 m²/kg.

Tillverkningen av Limhamn LH-cement upphörde år 1979 till följd av ett flertal samverkande faktorer. För det första hade efterfrågan på långsamt hårdnande cement minskat till följd av att den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden nått sitt slut. För det andra hade 1970-talets oljekriser lett till drastiskt ökade kostnader för cementets tillverkning. För det tredje sjönk efterfrågan på cement under slutet av 1970-talet till följd av att bostadsbyggandet inom ramen för miljonprogrammet hade fullbordats. Mellan åren 1977 och 1981 upphörde cementtillverkningen även vid fabrikerna i Hällekis, Köping och Stora Vika. Lagret av Limhamn LH-cement räckte för leveranser under delar av 1980. Från och med 1981 fanns Limhamn LH-cement ej längre att tillgå.

Portlandcement – Långsamt hårdnande cement – Gullhögen LH

Med målet att ytterligare sänka temperaturstegringen under betongens hårdnande bedrevs det under 1960-talet utveckling av nya cementsorter. Både Vattenfall och Vattenbyggnadsbyrån undersökte exempelvis möjligheten att ersätta en del av cementet med trass (se avsnitt 4.4). Samtidigt utvecklade Gullhögens cementfabrik ett nytt långsamt hårdnande portlandcement – Gullhögen LH. Syftet med var dels att ta marknadsandelar från Cementa och dels att till industrin tillhandahålla ett cement med förbättrade egenskaper jämfört med Limhamn LH-cement.

Limhamn LH hade utvecklats i början av 1930-talet och sedan dess använts i stor utsträckning vid kraftverksutbyggnader. Praktiska erfarenheter visade dock att betongens arbetbarhet blev sämre vid användning av Limhamn LH jämfört med ett standardcement. Likaså ökade benägenheten till vattenseparation i betongen vid användning av Limhamn LH. De krav som Gullhögen LH skulle uppfylla vid betongframställning kan sammanfattas i följande lista:

- Arbetsbar och ej vattenseparerande betong.
- Sulfatresistent betong.
- Minimal värmeutveckling (som mest enligt krav på LH-cement).
- Hållfastheten efter 91 dygn skulle uppfylla de normenliga kraven.
- Hållfastheten efter 28 dygn fick understiga motsvarande krav.

Den första provbränningen av Gullhögen LH-cement genomfördes i april 1960, men arbetet gick långsamt framåt till följd av att storskaliga undersökningar på cementprodukter var tidskrävande. Först runt 1964 fanns det ett cement som var redo för utvärdering. Vattenbyggnadsbyrån önskade att i fält jämföra Gullhögen LH med Limhamn LH. I samband med kraftverksutbyggnaden i Betsele utfördes provgjutningar med Gullhögen LH i två av lamelldammens monoliter (Figur 8). Monoliterna försågs med temperaturgivare för att mäta temperaturstegringen under betongens hårdnande. Två likvärdiga monoliter vilka skulle gjutas med Limhamn LH försågs också med temperaturgivare.



Figur 8. Grov lamelldamm vid Betsele kraftverk. Provgjutning med Gullhögen LH-cement genomfördes i två av dammens monoliter. I övriga monoliter användes Limhamn LH-cement. Foto M Rosenqvist.

Vid gjutningarna av de aktuella monoliterna var mängden cement 310 kg per m³ betong. Beroende på ett varierande fukttinnehåll i ballasten låg vattencementtalet någonstans mellan 0,45 och 0,50. Luftporbildande tillsatsmedel av typen Darex AEA användes. Det konstaterades att Gullhögen LH krävde mindre vatten jämfört med Limhamn LH för att erhålla önskad konsistens på den färska betongmassan. Vidare var betongens bindetid drygt 11 timmar för Gullhögen LH jämfört med 5 timmar för Limhamn LH. Till sist uppvisade betongen med Gullhögen LH mindre tendens till blödning, det vill säga att mindre vatten ansamlades på överytan.

Beträffande temperaturmätningarna blev temperaturstegringen lägre för betong med Gullhögen LH än för betong med Limhamn LH. Vid jämförelser av den hårda betongens tryckhållfasthet och vattentäthet kunde inga större skillnader noteras. Uppgifter som bekräftar att Gullhögen LH-cement kom till användning vid ytterligare vattenkraftsanläggningar inom landet har inte påträffats.

Vid Vattenfall aktualiserades frågan om utveckling av ett nytt långsamt hårdnande cement i samband med den påbörjade utbyggnaden av Ringhals kärnkraftverk år 1969. Limhamn LH ansågs inte uppfylla de ställda fordringarna på ett lämpligt cement. Vattenfall lät därför utföra provningar med Gullhögen LH-cement, vilket sedan modifierades på önskemål av Vattenfall. Dessa modifieringar innebar bland annat att andelen av klinkerfasen C₃S reducerades till förmån för C₂S. Klinkerfasen C₃S har relativt snabb värmeutveckling och bidrar i stor utsträckning till betongens tidiga hållfasthetstillväxt. C₂S har däremot långsammare hållfasthetstillväxt, vilket också betyder att värmeutvecklingen blir långsammare.

Det nya cementet betecknades Gullhögen ELH. Förkortningen ELH stod för "*extra långsamt hårdnande*" cement. Vattenfalls erfarenheter visade att det gick att gjuta grova konstruktioner utan besvärande sprickbildning. Den mycket långsamma hållfasthetstillväxten orsakade däremot en del bekymmer i samband med betonggjutningar vid kall väderlek. Behovet att skydda betongen mot tidig frysning ökade med Gullhögen ELH i jämförelse med Limhamn LH.

På ett liknande sätt som marknadsförutsättningarna försämrades för Limhamn LH under 1970-talet, försämrades de också för Gullhögen (E)LH. Produktionen av Gullhögen (E)LH upphörde redan i mitten av 1970-talet.

Portlandcement – Kolari LH och Pargas LH

När det stod klart att det långsamt hårdnande cementet Limhamn LH skulle sluta tillverkas i slutet av 1970-talet inleddes sökandet efter ett fullvärdigt alternativ. Ett av alternativen som Vattenfall övervägde var ett slaggcement som Cementa skulle börja tillverka år 1978 under namnet massivcement. Ett annat alternativ var ett finskt långsamt hårdnande cement från Kolari i norra Finland. Kolari LH var ett portlandcement, vilket betecknades KOLHSR. Benämningen Pargas LH har också förekommit till följd av att moderbolaget hette Pargas Kalkbergs AB.

Kolari LH var ett sulfatresistent portlandcement, vilket undersöktes i laboratorium på Vattenfalls uppdrag åren 1979–1980. Cementet uppfyllde de svenska kraven för ett långsamt hårdnande cement med undantag för 28-dygns hållfastheten. Däremot uppfyllde Kolari LH inte kraven för ett lågalkaliskt cement, eftersom alkalihalten

uttryckt i Na_2O -ekvivalent var 1,2 %. Cementet maldes till en finhet av drygt 330 m^2/kg , vilket var jämförbart med Limhamn LH-cement.

Kolari LH hade sedan tidigare använts vid tre finska vattenkraftverk – Taivalkoski, Porttipahta och Piltikoski. I samband med byggnadsarbetena i Porjus runt år 1980 inledde Vattenfall försök i full skala med cementet. Vidare användes Kolari LH vid betongarbeten i Harsprånget, Ligga, Messaure och Stenkullafors under 1980-talet. Med tiden visade det sig att Kolari LH hade alltför ojämn kvalitet varför cementet omedelbart fasades ut år 1983 till förmån för det nya anläggningscementet.

Portlandcement – Anläggningscement

Till följd av att produktionen av Limhamn standardcement och Limhamn långsamt hårdnande cement upphörde i slutet av 1970-talet fanns det under en period inget inhemskt portlandcement med reducerad värmeutveckling tillgängligt. Som ett resultat av den misslyckade ansatsen att framställa ett slaggcement (se avsnitt 4.1.3 om massivcement) inledde Cementa arbetet att utveckla ett portlandcement med moderat värmeutveckling. Det nya cementet kom att kallas anläggningscement och det blev tillgängligt på marknaden under hösten 1983.

Lämpligheten att använda anläggningscement i grova konstruktioner undersöktes genom fullskaleförsök i samband med Ringhals kärnkraftsutbyggnad. Monoliter av oarmerad betong med dimensionen $12 \times 2 \times 0,7$ m gjöts för att dels bestämma betongens temperaturutveckling och dels bedöma risken för sprickbildning under betongens avsvälning. Cementhalten sattes till 400 kg per m^3 betong. Det nya anläggningscementet jämfördes med ett standardcement från Skövde. Försöken visade att monoliterna med standardcement fick kraftig och genomgående sprickbildning redan inom en vecka. För monoliterna med anläggningscement kunde ingen eller endast fin sprickbildning konstateras efter tre månaders tid.

Slutsatsen från fullskaleförsöken blev att anläggningscement bedömdes lämpligt att använda i grova konstruktioner. Endast i väldigt grova konstruktioner skulle kylning av betongmassan behöva tillgripas. Alltsedan 1983 har anläggningscement varit den dominerande cementsorten för användning i vattenkraftssammanhang inom landet. Stenkullafors kraftverk var en av de första anläggningarna i Sverige där anläggningscement användes.

I mitten av 2010-talet introducerade Cementa ett anläggningscement med 15 % inmald flygaska. Den huvudsakliga anledningen till det nya cementet var att reducera den energiintensiva cementindustrins utsläpp av koldioxid.

Portlandcement – Snabbt hårdnande cement (Specialcement)

Specialcement användes framförallt vid betonggjutningar i kall väderlek eller när särskilt snabb hållfasthetstillväxt krävdes. Andra förekommande benämningar på specialcement var högvärdigt cement, snabbt hårdnande cement och snabbcement. Specialcement var ett vanligt portlandcement som endast maldes till en högre grad av finhet. I vissa sammanhang användes även noggrant utvalda råmaterial, samt bränslen av högsta kvalitet, vid cementtillverkningen.

Specialcement hade betydligt högre reaktionsförmåga och kunde under kort tid uppnå hög hållfast i jämförelse med standardcement. Eftersom värmeutvecklingen blev kraftigare till följd av den högre reaktionsförmågan begränsades cementets användning i vattenbyggnader. Vid Vattenfalls kraftverksbyggen fick cementet inte användas utan särskilt medgivande eftersom värmeutvecklingen kunde leda till förhöjd risk för sprickbildning i samband med betongens avsvälning. Vidare angav Vattenfall att specialcement skulle undvikas i följande fall:

- I statiskt obestämda konstruktioner.
- Där krympsprickor kunde försämra konstruktionens stabilitet.
- I konstruktioner med större tjocklek än 1 m.
- Under den varmaste årstiden då värmeavledningen är begränsad.

Om specialcement likväl behövde användas för något av de ovan angivna fallen skulle konstruktionen försees med krympfogar som först efter den huvudsakliga värmeavgången fick gjutas igen. En alternativ lösning var att arbetet skulle utföras *”långsamt och särskilt god värmeavledning skulle anordnas”*.

För undervattensgjutningar, där ett hastigt hårdnande var särskilt önskvärt, ansågs användandet av specialcement vara fördelaktigt. Värmeavledningen bedömdes bli bättre i vatten varför riskerna med krympsprickor ansågs vara mindre.

Snabbt hårdnande cement framställdes vid fabrikerna i Skövde, Hällekis och på Öland. I Limhamn tillverkades ett mycket snabbt hårdnande snabbcement. Med tiden koncentrerades tillverkningen av specialcement till fabrikerna i Limhamn och Skövde eftersom den lämpligaste råvaran fanns där.

När framställningen av aluminatcement (smältcement) upphörde i slutet av 1930-talet framtogs riktlinjer för hur betong med motsvarande korttidsegenskaper skulle framställas med specialcement. Om mängden specialcement ökades med 30 à 40 % i förhållande till mängden aluminatcement kunde samma hållfasthet uppnås efter 2–3 dygn som nåddes efter 1 dygn med aluminatcement. Mängden specialcement ansågs ej få understiga 350 kg per m³ betong och ej heller överstiga 500 kg.

Portlandcement – Super Thieu

För beredning av ett hastigt bindande bruk använde Vattenfall under en tid ett belgiskt cement benämnt Super Thieu. Cementet hade hög finmaldhetsgrad och klassades som ett specialcement. Vattenfall använde bland annat cementet vid olika slags reparationsarbeten. I samband med Vattenfalls kraftverksbyggen i Vargön och Sillre användes Super Thieu vid gjutning av slanka konstruktioner med krav på hög korttidshållfasthet.

4.1.3 Blandcement

Under sent 1800-tal och tidigt 1900-tal var cement ett förhållandevis dyrt material, vilket utgjorde ett incitament att försöka göra det billigare. Cementtillverkare runt om i Europa utvecklade därför olika typer av slaggcement för att nyttiggöra den överblivna slaggen från de många masugnarna som användes vid framställningen av järn. Slagg är en typ av puzzolan (latent hydrauliskt bindemedel), vilket innebär

att den reagerar med cementets kalciumhydroxid och därmed påverkar betongens egenskaper. Andra typer av puzzolaner är flygaska, kiselstoft och vulkanisk trass.

Även i Sverige har det tillverkats cement med inmalda puzzolaner. Under en kort period tillverkades det exempelvis två cementsorter vilka innehöll kaolinlera. Till följd av andra världskriget framtvingades inmalning av kalkfiller för att dryga ut portlandcementet. Kalkfiller är dock inert och därmed ingen puzzolan. Inhemsk tillverkning av slaggcement har även förekommit i omgångar. I kommande avsnitt beskrivs sådana cementsorter vilka var en blandning mellan portlandcement och puzzolana eller inerta tillsatsmaterial. Dessa cementsorter kan gemensamt benämnas blandcement.

Blandcement – Slaggcement

Under den första hälften av 1900-talet undersökte de flesta cementtillverkare runt om i världen hur granulerad masugnsslagg bäst kunde nyttiggöras som råvara för tillverkning av cement. Tyskland var ett föregångsland där slaggcement av olika kvaliteter standardiserades redan under det tidiga 1900-talet. Några slaggcement att nämna är Hochofenzement och Eisenportlandzement. Två andra länder som utmärkte sig vid nyttiggörandet av granulerad masugnsslagg för tillverkning av cement var Frankrike och Belgien.

Slaggportlandcement och järnportlandcement

Redan under tidigt 1900-tal salufördes det i Sverige dels ett slaggcement och dels ett järnportlandcement. Cementen bestod av en blandning mellan portlandcement och mald granulerad masugnsslagg. Det förra cementet fick lov att innehålla högst 85 % slagg medan det senare högst 30 %. Slaggcementen fick dock aldrig någon större spridning och tillverkningen upphörde snart.

Slaggcement vid Vattenfall

I november 1948 blev den vattenbyggnadstekniska byrån vid Vattenfall varse på att en ny metod för användning av slaggcement hade börjat tillämpas i Frankrike. Det var generaldirektör Borgquist som hade fått information om att fransmännen introducerat ett slaggcement under benämningen "*trief-cement*". En belgare med namn Leon Trief hade utvecklat den nya metoden. Skillnaden mellan den nya och den äldre metoden var hur den granulerade masugnsslaggen maldes. Tidigare hade slaggen malts i torrt tillstånd och den värme som genererades vid processen hade orsakat kemiska förändringar i slaggen. De praktiska erfarenheterna av betong med denna typ av slagg var inte god.

Den nya metoden innebar att slaggen maldes i blandning med vatten och att den önska värmeutvecklingen förhindrades tack vare vattnets kylande verkan. Enligt Trief skulle slaggen malas till en finhet av 400 à 450 m²/kg. Slaggvällingen hölldes därefter i betongblandaren tillsammans med cement och ballast. De franska erfarenheterna pekade på att denna typ av betong i jämförelse med normal betong resulterade i högre hållfasthet, mindre krympning, samt mindre värmeutveckling under hårdnandet. Dessutom sänktes kostnaderna för betongens framställning.

I december månad 1948 lät byggnadsöverdirektör Gösta Westerberg kontakta Norrbottens Järnverk AB för att erhålla prover och resultat från analyser av de olika slaggsorter som blev över vid järnframställningen. Samtidigt planerades en studieresa till Frankrike för att på plats ta reda på mer om det så kallade trief-cementet och om det kunde vara lämpligt för svenska anläggningar. Kontakt togs med Électricité de France (EDF) som anordnade en studieresa där det ingick besök vid både redan utbyggda anläggningar och sådana som var under utförande.

Vid uppförandet av kraftverk och damm vid Bort-les-Orgues användes betong med 50 % slaggcement och 50 % portlandcement. Den 120 m höga dammen stod färdig 1952 efter 10 års byggnadsarbeten. Totalt åtgick det 800 000 m³ betong och 200 000 ton slaggcement under bygget. Slaggen transporterades till arbetsplatsen i godsvagnar och genomgick kvalitetskontroll innan den maldes för användning. Detta förfarande renderade i att kostnaden för trief-cementet inte nämnvärt blev lägre än för ett rent portlandcement.

De franska erfarenheterna visade att betongens hållfasthetstillväxt blev lägre vid användning av slaggcement i jämförelse med portlandcement. Följden blev att slaggcementbetong endast användes i den massiva dammbyggnaden medan de bärande konstruktionerna uppfördes av betong med portlandcement. Mätningar visade att slaggcementets värmeutveckling var särskilt förmånlig vid jämförelse med portlandcement. Vattenfall bedömde dock inte slaggcementet vara mycket överlägset det svenska Limhamn LH-cement.

I mitten av 1950-talet tog Vattenfall på nytt kontakt med Norrbottens Järnverk AB (NJA) för att undersöka möjligheten att använda slaggcement i betongen under den planerade utbyggnaden av Luleälven. NJA ställde sig positiv till förfrågan och presenterade ett par förslag för cementframställningen:

- I samarbete med Cementa skulle ett slaggcement tillverkas med ungefär samma sammansättning som vulkancementet. Cementa kunde dock inte ensamt stå för kostnaderna att uppföra en ny anläggning i Luleå.
- NJA köper klinker av Gullhögen och tillverkar ett slaggcement i Luleå. Alternativet är att slaggen transporteras till Gullhögens cementfabrik i Västergötland inför tillverkningen.

En förutsättning för att NJA skulle investera i en anläggning för framställning av slaggcement var att Vattenfall skulle köpa minst 30 à 40 000 ton färdigt cement per år. Alternativet var att Vattenfall skulle köpa ren slagg och därefter själv blanda in den vid betongens blandning. NJA kunde då leverera våt eller torkad slagg i malet eller omalet tillstånd. Vattenfall kom så småningom fram till slutsatsen att inte gå vidare med planerna på att låta tillverka ett eget slaggcement. Beslutet grundades på bedömningen att kostnaderna skulle bli alltför tunga att bära. Vattenfall valde istället att undersöka möjligheterna att ersätta en del av cementet med trass för att reducera betongens temperaturstegring under hårdnandet.

Trief-cement och Vulkancement

De belgiska och franska erfarenheterna av trief-cement hade även blivit kända hos Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag (idag STORA) i slutet av 1940-talet. 1949 förvärvade STORA licens av Trief att använda malningsmetoden för framställning

av ett slaggcement. Anledningen till att STORA intresserade sig för cementfrågan var dels bolagets intresse att nyttiggöra slaggen från Domnarvets Järnverk och dels bolagets pågående och kommande kraftverksutbyggnader i Dalälven.

Inför Trängslets kraftverksutbyggnad hade STORA igångsatt utredningar kring en svensk motsvarighet till trief-cementet. Arbetet utgick från underlag över trief-cementets användning vid den franska anläggningen Bort-les-Orgues. Tack vare ståltillverkningen vid Domnarvet hade STORA egen produktion av masugnsslagg. En försöksanläggning med en tillverkningskapacitet om 2,5 ton cement per timme anlades i Domnarvet och började med start i april 1951 att framställa slaggcement.

Både slaggcement och betong framställd med cementet uppfyllde kraven enligt de statliga cement- och betongbestämmelserna. De erhållna resultaten motsvarade de belgiska och franska erfarenheterna. Baserat på dessa resultat önskade STORA låta utföra jämförande provningar med LH-cement och standardcement för att bedöma slaggcementets lämplighet för vattenbyggnadsändamål. De egenskaper som var av störst intresse för undersökning var cementets värmeutveckling, samt betongens töjbarhet och krympning under hårdnandet.

Till följd av att Vattenfall vid tidpunkten bedrev försök beträffande de uppräknade egenskaperna för standardcement och LH-cement önskade STORA att Vattenfall även skulle inkludera trief-cement. STORA erbjöd sig att omgående tillhandahålla erforderliga kvantiteter av cementet. Vattenfall såg inte något hinder mot att dels utföra provningarna och dels delge STORA sina resultat under förutsättning att STORA delgav Vattenfall sina resultat och synpunkter på cementet ifråga.

Första gången som STORA använde trief-cement i stor skala var i samband med Lindbyns kraftverksutbyggnad under åren 1951–1954 (Figur 9). Till följd av goda erfarenheter kunde STORA sluta avtal med Cementa och Gullhögen beträffande leveranser av årliga minikvantiteter av masugnsslagg av viss garanterad kvalitet. Därmed påbörjade Cementa tillverkning i Köping 1954 av ett slaggcement kallat vulkancement. I Skövde inledde Gullhögen tillverkning av ett slaggcement under namnet slaggcement LH. Slaggen till fabrikerna levererades från Domnarvet. Vid fabriken i Stora Vika tillverkades det också vulkancement under en kort period.



Figur 9. Slaggcement användes för första gången i större omfattning inom svensk vattenkraft i samband med Lindbyns kraftverksutbyggnad 1951–1954. Foto M Rosenqvist.

Slagginnehållet i Cementas vulkancement varierade mellan 25 och 50 % beroende på årstiden. Under vintern sänktes andelen slagg i cementet för att betongen på egen hand bättre skulle stå emot kylan genom större värmeutveckling. Under sommaren var förutsättningarna omvända och andelen slagg höjdes eftersom långsam värmeutveckling i betongen var gynnsam. Vulkancement maldes finare än vanligt standardcement och gav en smidig och lättarbetad betongmassa.

Erfarenhetsutbytet mellan Vattenfall och STORA vidareutvecklades i början av 1960-talet genom att representanter från respektive organisation gemensamt besökte STORA:s kraftverk längs Dalälven. Syftet med resan var att jämföra cementsortens betydelse för olika skadors frekvens och karaktär. Under resan besöktes kraftverken Båthusströmmen, Lima, Lindsbyn, Mockfjärd, Trängslet och Åsen. Vid dessa kraftverksbyggen hade tre olika cementsorter använts; standard portlandcement, trief-cement och vulkancement.

Intrycken från resan kunde inte ge något svar på vilken cementsort som var att föredra. Dock var uppfattningen att sprickvidder och sprickfrekvensen möjligen var något större i STORA:s konstruktioner än normalt. Förekomsten av fler och större sprickor kunde ha sin förklaring i att värmeutvecklingen blev högre i de cementsorter som STORA använde jämfört med LH-cement. Uppfattningen var dock att fortsatt utveckling av vulkancementet kunde resultera i ett nytt vattenbyggnadscement likvärdigt med Limhamn LH-cement.

Vulkancement kom framförallt till användning i mellersta Sverige i samband med betongframställning till bostadshus, broar och kraftverk. Cementet användes även för markstabilisering, samt för jord- och berginjektering vid olika kraftverksbyggen inom landet. Produktionen av vulkancement nådde en topp omkring 1962, vilken motsvarade 5 % av landets totala cementtillverkning. Därefter avtog produktionen successivt och tillverkningen upphörde år 1972.

Massivcement

År 1976 inledde Cementa utvecklingen av ett nytt slaggcement som en följd av att produktionen av det långsamt hårdnande cementet Limhamn LH skulle upphöra 1979. Målet för utvecklingsarbetet var att ta fram ett slaggcement som resulterade i betong med egenskaper i stort sett likvärdiga med betong av LH-cement. Kraven på slaggcementet var att det skulle ha låg värmeutveckling, samt vara lågalkaliskt och sulfatresistent. Det nya slaggcementet salufördes under namnet massivcement och maldes till en finhet av cirka 400 m²/kg.

Tillverkning av det nya slaggcementet startade 1978 vid den sedan 1977 nedlagda cementfabriken i Köping. Massivcement framställdes genom inmalning av 65 % granulerad masugnsslagg i standardcement från Slite. Inledningsvis hämtades slaggen från Oxelösunds järnverk, men efter en tid levererades den istället från Domnarvet och var då samma slagg som hade använts till vulkancementet. Till följd av att masugnarna i Domnarvet slocknade 1981 fick slaggen återigen hämtas från Oxelösund. Slaggen hade dock gemensamt ursprung eftersom järnmalmen till de båda två järnverken levererades från gruvan i Grängesberg.

Inför ställt faktum att Limhamn LH-cement inte längre skulle kunna levereras till Vattenfalls arbetsplatser valde Vattenfall att i en del fall ersätta Limhamn LH med

massivcement. Under en period av ett par år använde Vattenfall slaggcement vid arbeten med vattenkraftsanläggningar och kärntekniska anläggningar. Lilla Edet blev ett av de första kraftverken där massivcement kom till användning. Några andra exempel på kraftverk där massivcement användes var Matfors, Skallböle, Stenkullafors, Viforsen och Volgsjöfors.

Ganska omgående upptäcktes problem med det nya slaggcementet. Flera nygjutna konstruktioner uppvisade en småsprickig ytstruktur som inte hade noterats i motsvarande konstruktioner med LH-cement. Även genomgående sprickor konstaterades i några konstruktioner. Sprucken betong med massivcement hade dessutom sämre förmåga till tätning genom självläkning jämfört med betong med portlandcement. I konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck vållade därför dessa sprickor stora bekymmer genom svårtätade läckage. Till följd av problemen med massivcement slutade Vattenfall att använda cementet under 1982. Samtidigt valde Cementa att lägga ned tillverkningen av massivcement.

De efterföljande utredningarna bekräftade att temperaturstegringen i betong med massivcement var låg och att risken för sprickor därför inte borde vara högre än för motsvarande betong med LH-cement. Vad som inte hade beaktats i samband med cementets utveckling var betongens töjbarhet vid låg ålder. Under betongens avsvälning sker en hopdragning av materialet, vilket orsakar dragspänningar. Det visade sig i efterhand att betongens hållfasthetstillväxt var lägre än tillväxten av dragspänningar. Till följd av detta tålde betong med massivcement betydligt lägre temperaturstegring under hårdnandet än betong med portlandcement.

Blandcement – Pansarcement

Vilket tidigare nämnts var Lennart Forsén verksam hos Skånska Cement AB som chefskemist vid centrallaboratoriet i Limhamn. En av de första uppgifterna som Forsén åtog sig var att framställa ett långsamt hårdnande cement (silikatcement) åt Vattenfall. Forsén bedrev samtidigt egen utveckling av ett vattenbyggnadscement med hög resistens mot kalkutlösning. Försöken utfördes i Limhamn, samt vid cementfabrikerna i Bromölla och Klagshamn.

Genom en tillsats av skånsk kaolinlera i samband med cementklinkerns malning skulle det hårdnade cementets förmåga att stå emot upplösning i vatten förbättras. Kaolinlerans höga halt av reaktiv kiselsyra visade sig ha god förmåga att binda kalciumhydroxid. Vid försök i laboratoriet kunde detta påstås också bevisas. Även cementets värmeutveckling under hårdnandet skulle bli lägre i jämförelse med ett standardcement. Tillsatsen av kaolinlera resulterade dock i att betongen blev något *"klibbigare"* i konsistensen och därmed försämrades möjligheten att transportera betongen i rännor vid gjutning. Klibbigheten sågs som en risk då den kunde inbjuda till otillåten ökning av vattenhalten.

Utvecklingsarbetet av cementet fullbordades under 1934 och två nya cementsorter började marknadsföras. De två cementsorterna såldes under namnen Pansar A respektive Pansar silikat. Cementen klassificerades som puzzolancement och kom gemensamt att kallas pansarcement. Pansar A framställdes genom sammalning av Limhamn standardcement med en tillsats om 20–25 % kaolinlera. Pansar silikat bestod av Limhamn silikatcement (LH-cement) och 10–15 % kaolinlera.

Det första tillfället då Pansar silikat användes i större omfattning var under bygget av betongdammen vid Krångede kraftverk åren 1933–1936 (Figur 10). Pansar silikat användes i delar av dammen vilka skulle utsättas för ensidigt vattentryck. Under betonggjutningarna genomfördes jämförande mätningar av betongens temperatur i två monoliter vilka uppfördes med standardcement respektive Pansar silikat. Mätningarna visade att med standardcement uppnåddes en högsta temperatur om 75 °C medan motsvarande temperatur för Pansar silikat var 49 °C. Betongen i de två monoliterna hade en bindemedelshalt om 350 kg per m³ betong.



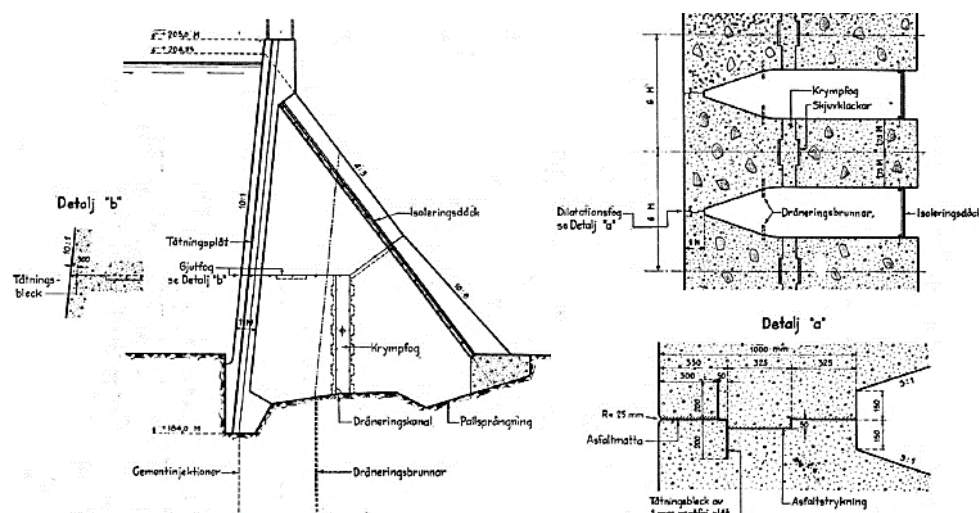
Figur 10. Pansar silikatcement användes i regleringsdammen vid Krångede kraftverk. Foto M Rosenqvist.

En slutsats från betonggjutningarna i Krångede var att Pansar silikat syntes minska risken för sprickbildning till följd av cementets värmeutveckling under betongens hårdnande. Negativa erfarenheter som noterades med Pansar silikat var att risken för krympsprickor i betongens överytor blev märkbart större än för ett standardcement. Dessutom krävdes det kraftigare isolering av formen vid gjutning i kall väderlek för att hindra tidig frysning av betongen. Det långsamma hårdnandet av betongen innebar också att tidpunkten för avformning fördröjdes. Då monoliterna till dammen i Krångede hade delats in i flera gjutetapper tog betongarbetena mer tid i anspråk än vad som betraktades som tidsmässigt försvarbart (Figur 11).

Vattenfall drog liknande erfarenheter vid kraftverksbygget i Malfors (1933–1936) där det i efterhand visade sig att en leverans av silikatcement (LH-cement) istället hade varit av sorten Pansar silikat. Inom några timmar efter avslutad gjutning uppträdde rikligt med stora ytsprickor på de horisontella överytorna. För att avhjälpa problematiken krävdes tidsödande efterbearbetning av ytan.

Vid Dejefors kraftverksutbyggnad användes Pansar A och vanligt standardcement parallellt. Också vid detta bygge genomfördes en jämförande studie mellan betong med de olika cementsorterna. De praktiska erfarenheterna av Pansar A visade att den korta bindetiden (cirka en timme) ställde till olägenheter vid gjutning och bearbetning av betongen. Vidare noterades det att betong med Pansar A krävde

större tillsats av vatten jämfört med vanligt standardcement för att nå plastisk konsistens i den färskas betongmassan. På grund av balansgången mellan god arbetbarhet och ett så lågt vattencementtal som möjligt behövde betong med Pansar A betydligt mer bearbetning än betong med standardcement.



Figur 11. Vertikal- och plansektion av den grova lamelldammen vid Krångede kraftverk. Bilderna från [245].

Trots att betong med Pansar A krävde mer bearbetning i formen bildades det inte något slamskikt på betongens överyta vid stampningen. Likaså var benägenheten till separation liten vid betongens transport. Vid avformning kunde det däremot konstateras en större andel luftporer i betongens ytor än vad som var vanligt för betong med standardcement. Beträffande betongens hållfasthetstillväxt var den långsammare med Pansar A jämfört med standardcement. Först vid 28 dygns ålder var egenskaperna likvärdiga för betong med de olika cementsorterna.

Under 1930-talet växte kunskapen kring hur betong med standardcement skulle proportioneras för att bli vattentät. Till följd av detta förhållande sjönk efterfrågan på cementsorter med förhöjd förmåga att motstå kalkurlakning. Tillverkningen av pansarcement upphörde således efter endast några år.

Blandcement – Ersättningscement (E-cement)

Söndagen den 30 mars år 1941 lät Statens Industrikommission underrätta svensk cementindustri att den inte kunde räkna med någon tilldelning av stenkol under de kommande två-tre månaderna. Det var dessutom ovisst om några leveranser överhuvudtaget skulle kunna garanteras under den resterande delen av året. Utan tillgång på stenkol skulle cementproduktionen få läggas ned. Med den dåvarande konsumtionstakten skulle befintliga lager av A-cement (standardcement) räcka till slutet av juni månad. Industrikommissionen krävde samtidigt att cementindustrin skulle presentera ett program för fortsatt cementförsörjning under 1941.

Redan under onsdagen den 2 april presenterade cementindustrin ett program som innebar tillverkning av ett ersättningscement (E-cement). Framställningen av detta

cement skulle spara bränsle och på så sätt generera en större cementkvantitet utan någon motsvarande ökning av bränsleförbrukningen. Cementindustrin lovade att tillverka ett E-cement som skulle uppfylla kraven för ett B-cement (enligt 1934 års cementbestämmelser) genom inmalning av slagg, sandsten eller andra material i A-cement. Användningen av E-cement bedömdes inte leda till någon nämnvärd kvalitetsförsämring i byggnadsverksamheten eftersom högst en tredjedel av förbrukarna av A-cement utnyttjade cementets hållfasthetsegenskaper fullt ut.

Statens Industrikommission accepterade programmet med förbehållet att införa kvalitetsransonering. Utan förvarning beslagtogs staten allt portlandcement inom cementindustrin natten mellan den 7 och 8 april. Därefter levererades A-cement endast till kvalificerade förbrukare, vilka godkändes av kommissionen. På detta sätt kunde viktig och prioriterad byggnadsverksamhet fortsätta i landet, till exempel pågående kraftverksbyggen och befästningsarbeten. Redan torsdagen den 10 april levererades de första säckarna med E-cement från Skånska Cement AB. Att det nya cementet omgående kunde börja tillverkas och distribueras berodde på att forskning kring ett liknande cement hade bedrivits under 1930-talet.

För att dryga ut A-cementet inmalades sandsten vid fabriken i Hällekis. I Limhamn användes inledningsvis kvartsmjöl, men efter en tid övergick fabriken till finmalad kalksten. Vid fabrikerna i Köping och Slite maldes granulerad masugnsslagg in i A-cement, medan torkad rödfyr (skifferaska) användes vid fabriken i Lanna.

Andelen tillsatsmaterial varierade något mellan fabrikerna men låg inom spannet 30–50 % av E-cementets vikt. Inmalningen av tillsatsmaterialet ledde dessutom till att A-cementet dubbelmalades, vilket ökade cementets finhet och reaktionsförmåga. Trots den lägre hållfastheten var försämringen så pass måttlig att cementet ändå kunde användas vid de flesta normala byggnadsarbeten.

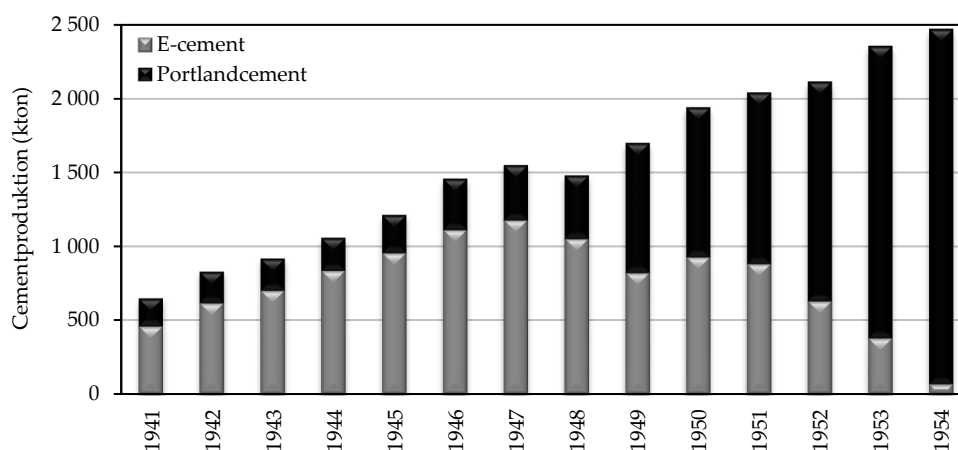
Vattenfall inledde omedelbart provning med E-cement från fabrikerna i Limhamn, Hällekis, Gullhögen, Slite och Köping. Syftet var att utvärdera E-cementbetongens egenskaper i form av bindetid, värmeutveckling, volymbeständighet, tryck- och draghållfasthet, vattentäthet, frostbeständighet, samt vidhäftning mot armeringsjärn. Syftet med provningen var att utreda ifall E-cement var lämpligt att använda för vattenbyggnadsändamål. Genom provningen kunde Vattenfall konstatera att vattentätheten för samtliga E-cementsorter var praktiskt taget lika god som för A-cement. Gällande vidhäftningen mellan armeringsjärn och E-cementbetong var den fullt tillfredsställande.

Hällekis E var det E-cement som först användes vid Vattenfalls pågående arbeten. Det visade sig dock att betongen hårdnade så snabbt att gjutning över stora ytor omöjliggjordes. Vidare upptäcktes krympsprickor vid avformningen, vilket även tydde på hastig värmeutveckling i cementet. I Svenska Cementföreningens råd belystes risken för att E-cement kunde leda till större krympning i betongen än vad A-cement gjorde. För att avhjälpa denna brist rekommenderades det att utföra betonggjutningarna i mindre etapper.

Vid landets cementfabriker förblev det huvudsakliga dilemma bristen på bränsle av hög kvalitet. Istället för att använda importerad stenkol löstes bränslefrågan inom landets gränser genom att nyttja befintliga resurser. En stor del av bränslet kom att utgöras av torv och skånsk stenkol. Tack vare dessa åtgärder reducerades

förbrukningen av stenköl med ungefär 70 % i förhållande till den producerade mängden cement. Även om bränsletillgången förbättrades efter krigets slut hade den inte stabiliserats förrän en bit in på 1950-talet. Ransoneringen av A-cement hävdades inte förrän 1952 och E-cement fortsatte att tillverkas till och med 1954.

Figur 12 visar sammansättningen av den svenska cementproduktionen mellan åren 1940 och 1954. Först i början av 1950-talet tillverkades mer A-cement än E-cement.



Figur 12. E-cement utgjorde en betydande andel av den totala svenska cementproduktionen från och med år 1940 och fram till och med att tillverkningen upphörde år 1954. Data från [205].

Blandcement – Ersättningscement (E-silikatcement)

Med målet att finna ett alternativ till Limhamn silikatcement (LH-cement) genomfördes försök vid Vattenfall med provmalningar bestående av 67 % silikatcement och 33 % inert material. De efterföljande undersökningarna visade på goda resultat för cementet, vilket kom att benämnas E-silikatcement. Cementet användes i viss omfattning vid några av Vattenfalls kraftverksbyggen under 1940-talet.

4.1.4 Aluminatcement (smältcement)

Metoden att tillverka cement av kalksten och bauxit patenterades i Frankrike 1908 av cementtillverkaren Lafarge. På grund av cementets höga aluminiuminnehåll myntades begreppet aluminatcement. Cementet, vilket benämndes "*ciment fondu*", hade utvecklats i ett försök att framställa ett sulfatresistent cement. Översatt till svenska blir detta smältcement, vilket också var den benämning som cementet marknadsfördes under i Sverige.

Aluminatcement började användas i Sverige under 1920-talet och medgav en forcerad byggtakt tack vare cementets höga hållfasthetstillväxt och sluthållfasthet. Detta var speciellt fördelaktigt vid vintergjutningar då kylan motverkades av den snabba värmeutvecklingen. I efterhand har det visat sig att betong baserad på aluminatcement tappar en stor del av sin hållfasthet med tiden. Värme och tillgång på fukt accelererar nedbrytningsprocessen.

Vid en snabb anblick framstod aluminatcement som ett fullgott alternativ till portlandcement för vattenbyggnadsändamål. Vid en närmare analys skulle däremot nyttan av aluminatcement begränsas till mindre konstruktioner. För det första saknades erfarenhet av cementets beständighet. För det andra skulle den hastiga hållfasthetstillväxten föranleda sprickbildning i vattenkraftens grova konstruktioner på grund av värmeutvecklingen. Sprickbildning i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck var högst oönskad. För det tredje var priset på aluminatcement avsevärt högre än på portlandcement. Av dessa anledningar kom aluminatcement knappt till användning under vattenkraftsutbyggnaden.

I Sverige tillverkades aluminatcement vid AB Vallevikens cementfabrik i Rute under åren 1926–1939. Cementet såldes under namnet Valle Smältcement.

4.2 VATTEN

Reaktionen mellan vatten och cement är som bekant en förutsättning för betongens hållfasthetstillväxt. I förlängningen har därför vattnets kvalitet stor inverkan på betongens hållfasthet och beständighet. I 1924 års betongbestämmelser ställdes följande krav på vatten till betong:

”Vatten till betongberedning skall vara för ögat rent och klart, vara fritt från olja samt sådana salter och organiska ämnen, som inverka menligt på beständigheten eller hållfastheten hos betong.”

Utöver kvaliteten på vattnet har även mängden vatten i den färska betongmassan stor betydelse för den hårdnade betongens beständighet. Under 1900-talets första decennier tillsattes vatten efter vilken konsistens den färska betongen önskades få.

Begreppet vattenhalt förekom, men några tydliga riktlinjer för hur vatten skulle tillsättas fanns inte. Begreppet vattencementtal (vct) började vinna mark i början av 1920-talet men blev inte allmänt accepterat och nyttjat i större utsträckning förrän efter 1920-talets stora utredningar kring betongens förstörelse på grund av cementets urlakning.

Betongens konsistens

Enligt Svenska Teknologföreningens betongbestämmelser, utgivna 1910, fick det i mager stampbetong tillsättas endast så mycket vatten att en *”jordfuktig massa”* erhöles. Betongen skulle stampas i formen till dess att vatten visade sig på ytan. I betong med blandningsproportioner 1:5:7 (volymandelar cement:sand:makadam), eller med högre cementhalt, fick däremot vatten tillsättas i sådan mängd att en trögflytande massa erhöles. Betongen kallades *”blöt betong”*.

Erfarenheter visade att blötbetongen föredrogs framför stampbetongen, troligtvis till följd av ett förenklad bearbetning. Blötbetongen behövde inte bearbetas genom tidsödande stampning. I 1924 års betongbestämmelser beskrevs fyra konsistensformer för betong – torr, fuktig, våt och blöt – vilka var ämnade för olika ändamål. De fyra olika konsistensformerna definierades av betongens vattenhalt.

Vattenhalt

Innan kunskapen om vattentillsatsens betydelse för betongens beständighet hade vunnit acceptans och fått spridning, uttrycktes mängden tillsatt vatten vanligtvis som vikt- eller volymandelar av övriga material. Vanligast var dock att uttrycka vattenhalten som volymandel av cement och sand. Avsaknaden av en gemensam nationell syn på hur vattenhalten skulle beräknas ledde till variationer mellan olika arbetsplatser. Samma värde på vattenhalten kunde nämligen erhållas trots att de faktiska vattenhalterna skilde sig åt.

Vid Älvkarleby kraftverksutbyggnad (1911–1915) fördes livliga diskussioner kring vattentillsatsens betydelse för betongens hållfasthet. Försök utförda år 1913 visade att det fanns ett optimum i 28-dygnshållfastheten beroende på hur mycket vatten som tillsattes. För liten vattentillsats gav låg hållfasthet. Likaså gjorde för stor vattentillsats. Tabell 5 återger de resultat som låg till grund för slutsatserna. Vid dessa försök angavs vattentillsatsen i volymprocent av cement och sand.

Tabell 5. Tryckhållfasthet efter 28 dygn för tre betongblandningar med olika vattenhalter (volymprocent av cement och sand). Data till tabellen från [90] (opublicerad).

Blandning	10	15	17,5	20	25	30	35	40	%
1 : 2 : 2	134	158	172	148	-	-	-	-	kg/cm
1 : 2 : 4	59	110	127	117	114	94	68	46	kg/cm
1 : 3 : 6	65	71	65	60	41	-	-	-	kg/cm

Vid uppförandet av kraftverkets turbinkamrar användes betong av så kallad "*blöt konsistens*". Betongen proportionerades enligt 1910 års bestämmelser för armerad betong. Blötbetongen blandades efter proportionerna 1:2:2½, vilket resulterade i en cementshalt strax under 400 kg per m³ betong. Vid kontrollmätning av betongens vattenhalt bestämdes den till 26 % av cement- och sandvolymen. Omräknat till ett viktförhållande mellan vatten och cement (vct) motsvarade det ungefär 0,7.

Dessvärre visade iakttagelser på arbetsplatsen att någon större noggrannhet vid tillsättandet av vatten inte förekom. Vatten tillsattes tills betongen hade uppnått rätt konsistens. Om vattentillsatsen blev för stor korrigerades detta sällan genom tillsättning av mer material. Således kunde stora variationer i vattenhalten uppstå och följaktligen också i betongens konsistens. Liknande iakttagelser gick att göra på många byggarbetsplatser i Sverige fram till och med slutet av 1920-talet.

Vidare tillät 1910 års betongbestämmelser att vid transport av betongmassan, samt vid förvaring av densamma fram till och med utbredningen i formen, skulle den övertäckas och vid behov omskyfflas och vattnas. Dessa moment ökade ytterligare osäkerheten beträffande betongens faktiska vatteninnehåll.

Först i och med utgivandet av 1924 års statliga betongbestämmelser fastställdes det hur betongmassans vattenhalt skulle beräknas. Vattenhalten skulle uttryckas som viktprocent av den sammanlagda massan för cement och sand i torrt tillstånd. I de reviderade betongbestämmelserna, vilka utkom 1934, uttrycktes vattentillsatsen istället som ett viktförhållande mellan vatten och cement (vattencementtal).

Vattencementtal (vct)

Professor Duff A Abrams lanserade begreppet vattencementtal (vct) i december månad 1918 vid årsmötet för Portland Cement Association. Med målet att utveckla en bättre metod för betongens proportionering närmade sig ett över fyra år långt projekt sitt slut. Under projektets gång hade dittills drygt 50 000 provningar utförts där merparten bestått av bestämning av tryckhållfastheten på kuber av betong och bruk. Resultaten publicerades i maj månad året därpå i en bulletin från Structural Materials Research Laboratory vid Lewis Institute i Chicago.

Laboratorieförsöken omfattade beroendeförhållandena mellan; (1) betongens konsistens (mängd blandningsvatten); (2) storlek och gradering på ballasten, samt (3) blandningsproportionerna (cementhalten). Utifrån de omfattande försöken drogs fyra slutsatser om vattnets betydelse:

- Mängden blandningsvatten är avgörande för betongens hållfasthet så länge samma typ av cement och ballast används, samt att betongen är av plastisk konsistens och att samma provningsförhållanden råder.
- Mängden vatten styrs av betongens proportionering, typ av cement, samt ballastens fuktinnehåll och förmåga att absorbera vatten.
- Det finns ett direkt samband mellan ballastens kornstorleksfördelning och mängden tillsatt blandningsvatten för nå önskad arbetbarhet.
- Den färskas betongens vatteninnehåll uttrycks lämpligast som ett volymförhållande mellan vatten och cement.

Bulletinen utvärderades av Vattenfall år 1921. Tilläggas bör att Abrams metod för betongproportionering bara var ett av många förslag på proportioneringsmetoder. Redan året därpå framfördes det önskemål att Abrams metod skulle införas vid Vattenfalls betongarbeten. Förutsättningen var att det sammanställdes en enkel handledning på svenska. Det skulle dröja till slutet av 1920-talet innan önskemålet realiserades och Abrams proportioneringsmetod började användas vid Vattenfall.

Trots Abrams förslag att uttrycka vattencementtalet som ett volymförhållande mellan vatten och cement blev det till slut viktförhållandet mellan dessa båda material som idag definierar vattencementtalet. Förklaringen till denna övergång ligger i att det är enklare att bestämma vikt istället för volym. Vattencementtalet nämndes för första gången i de statliga cement- och betongbestämmelserna i samband med 1934 års reviderade upplaga.

I slutet av 1920-talet och i början av 1930-talet genomfördes stora undersökningar i Sverige med målet att förstå hur vattentät och beständig betong skulle framställas. Parametrar som undersöktes var mängden cement, ballastens sammansättning, vattentillsatsens storlek, samt betongens arbetbarhet. Undersökningarna visade att cementhalten inte fick understiga 350 kg per m³ betong ifall vattentät betong med god arbetbarhet skulle erhållas. För att nå dessa egenskaper blev vattentillsatsen av sådan storlek att vattencementtalet ofta landade kring 0,55. Något lägre cementhalt resulterade i något högre vct, och vice versa.

Med introduktionen av vattenreducerande tillsatsmedel kunde vattencementtalet sänkas trots bibehållna krav på den färskas betongmassans arbetbarhet. Från och med mitten av 1940-talet var det inte ovanligt att vct för vattenbyggnadsbetong

hamnade kring 0,50. Vilket tidigare nämnts kan cementets värmeutveckling under betongens hårdnande ge upphov till skadlig sprickbildning. Av denna anledning satsades det även stora resurser på att undersöka hur cementhalten skulle kunna reduceras genom rätt sammansättning på ballasten. Centralt för undersökningarna var bibehållandet av god arbetbarhet i den färska betongmassan och att den hårda betongen förblev vattentät.

4.3 BALLAST

Trots att mängden vatten och cement, inklusive det inbördes förhållandet, normalt sett tillmäts störst betydelse för erhållandet av vattentät och beständig betong, har också ballastens sammansättning av sand och sten stor betydelse. Valet av ballast baserades alltför ofta på godtyckliga grunder innan professor Abrams, år 1918, presenterade sin forskning kring ballastens inverkan på betongens vattenbehov, arbetbarhet och hållfasthet. Exempelvis "*inköptes skärvad sten från befolkningen i orten*" under Motala kraftverks första utbyggnad. Utfallet kan onekligen inte ha blivit något annat än att stenen var av varierande gradering och kvalitet.

Över tid skärptes kraven på vilken ballast som bedömdes lämplig för betong, samt hur denna lämplighet skulle utvärderas medelst provning. Förutom skärpta krav på ballastens hållfasthet och väderbeständighet, pågick det samtidigt ett parallellt arbete med syftet att fastställa den lämpligaste kornstorleksfördelning i betong för vattenbyggnadsändamål. Abrams lanserade begreppet finhetsmodul, vilket än idag används vid beräkning av ballastens medelkornstorlek. Även om ballastens finhetsmodul inte är ett mått på kornstorleksfördelningen visade den sig likväl ha stor betydelse för betongens konsistens.

I den mån det var möjligt föredrogs sand, grus och sten från naturliga fyndigheter, eftersom krossat material överlag ansågs sämre för betongframställning. Sand som framställdes genom krossning kallades ofta stenmjöl. Nackdelen med stenmjöl var att det försämrade betongens arbetbarhet, vilket krävde större vattentillsats än vad som var brukligt. Beträffande sten med större storlek än 70–80 mm i diameter var det sällan som det fanns tillräckligt stora mängder i de naturliga fyndigheterna. Istället fick sådan sten framställas genom krossning och benämndes då makadam. Olika typer av krossmaskiner och sorteringsmetoder utvärderades för att kunna sortera bort platta och flisiga partiklar och endast behålla kubiska och rundade partiklar, vilka bättre efterliknar natursand och natursingel.

Sand

Enligt 1910 års betongbestämmelser skulle sand ämnad för oarmerad betong vara av blandad kornstorlek och passera ett såll med 7 mm runda hål. Minst 95 % av sanden skulle stanna på en sikt med 900 maskor per cm², vilket motsvarade en kornstorlek med om 0,3 mm. Det motsvarande kravet för armerad betong var att sanden skulle kunna passera ett såll med 5 mm runda hål.

Enligt 1924 års statliga betongbestämmelser definierades sand som ett stenmaterial vilket skulle kunna passera genom ett såll med 7 mm runda hål och stanna på en sikt med 900 maskor per cm². I 1934 års reviderade betongbestämmelser försvann

det undre kravet för sandens finhet. Således kunde andelen finmaterial i sanden ökas, vilket förbättrade möjligheten att framställa vattentät betong.

År 1942 gav Vattenfall ut egna anvisningar för betongberedning. Året därpå, det vill säga 1943, gav också Vattenbyggnadsbyrån ut anvisningar. I 1942, 1945 och 1956 års upplagor av Vattenfalls anvisningar definierades sand som ett material med kornstorlek upp till 5,6 mm. Detta mått ändrades till 4 mm i 1972 års upplaga av Vattenfalls betonghandbok. I Vattenfalls tre första upplagor rekommenderades att andelen finmaterial, med kornstorlek mindre än 0,3 mm, skulle vara 15 à 20 %. Motsvarande andel enligt 1943 och 1954 års upplagor av Vattenbyggnadsbyråns anvisningar var 15 à 30 %. I 1972 års upplaga av Vattenfalls betonghandbok skulle däremot 15 à 20 % av sanden ha mindre kornstorlek än 0,25 mm.

Sten

Vanligtvis är sten den största komponenten i betongens ballast. Sten som hämtas från naturliga förekomster kallas singel medan benämningen makadam används för sten som framställs genom krossning. Stenens kvalitet garanteras genom att krav ställs på tryckhållfasthet, vattenupptagningsförmåga och väderbeständighet. Under tidigt 1900-tal skiljde sig kraven åt beroende på betongens användning. Strängare krav gällde för sten till armerad betong jämfört med oarmerad dito.

Enligt 1910 års betongbestämmelser skulle sten med storlek mellan 7 och 60 mm användas till oarmerad betong. För armerad betong var motsvarande gränser 5 respektive 25 mm. Den övre gränsen för sten till armerad betong höjdes till 30 mm i 1924 års statliga betongbestämmelser. I och med 1934 års betongbestämmelser skärptes kraven markant för sten till betong. Stenen skulle frysprovas, samt att stenens renhet och petrografiska sammansättning skulle bestämmas vid osäkerhet.

Från och med slutet av 1920-talet sågs användningen av sten med stor maximal storlek inte enbart som en metod för att reducera cementåtgången, utan även som en metod för att sänka betongens temperaturstegring under hårdnandet. Stenens maximala storlek begränsades dock dels av konstruktionens utformning och dels av betongblandarens kapacitet. Desto större sten som användes desto större betongblandare krävdes. Av denna anledning användes sällan sten med större storlek än 125 mm under perioden för den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden. Sten med maximal storlek mellan 70 och 80 mm var vanligast förekommande. Beroende på stenens storlek förekom olika benämningar för olika fraktioner. I Tabell 6 återges olika benämningar på sten inklusive tillhörande kornstorlek.

Tabell 6. Sammanställning över förekommande benämningar på sten samt tillhörande kornstorleksintervall.

Fraktion	Tid	Runda hål (mm)	Maskvidd (mm)
Finsingel & finmakadam	Före 1950	7 – 30	5,6 – 24
Grovsingel & grovmakadam	Före 1950	30 – 75	24 – 60
Knot	Före 1950	75 – 125	60 – 100
Finsten	1950 och framåt	10 – 40	8 – 32
Grovsten	1950 och framåt	40 – 80	32 – 64
Storsten	1950 och framåt	80 – 160	64 – 128

Sparsten

Under sent 1800-tal och tidigt 1900-tal var cement ett förhållandevis dyrt material. Det blev därför vanligt att lägga in extra stora stenar i grova konstruktioner för att sänka behovet av cement genom att dryga ut betongmassan. I vardagligt tal kallades dessa stenar för sparsten. Inläggandet av sparsten var särskilt fördelaktigt i grova konstruktioner där betongens utnyttjandegrad var låg. Sparsten är därför vanligt förekommande i grova betongkonstruktioner uppförda under 1800-talet samt första halvan av 1900-talet. För att inte locka till frestelsen att lägga in alltför mycket sparsten reglerades den maximala mängden i betongbestämmelserna.

I 1910 års betongbestämmelser begränsades mängden sparsten till högst 20 % av betongens volym. Vidare fick sparsten inte användas i betongpartier vilka skulle utsättas för dragspänningar eller risk för knäckning. Stenen skulle var väl rengjord och dessutom vattenindräkt vid placering i betongmassan. Vikten på en sparsten fick uppgå till högst en mansbördas storlek. Trots denna bestämmelse gjordes det undantag. Vid den första utbyggnaden av Motala kraftverk under åren 1919–1922 användes exempelvis stenblock med volym upp till $\frac{1}{3}$ m³.

Det minsta tillåtna avståndet mellan två sparstenar begränsades till 15 cm i 1910 års betongbestämmelser. Samma begränsning gällde för avståndet mellan sparsten och formbyggnad. I 1924 års statliga betongbestämmelser skärptes det första kravet till 20 cm, medan det andra kravet mildrades till 10 cm. Vidare fick sparsten inte läggas direkt på redan hårdnad betong. Ett lager om minst 10 cm färsk betong skulle först utläggas innan sparsten fick börja placeras i betongmassan.

I 1942 och 1945 års upplagor av Vattenfalls anvisningar för betongarbeten angavs det att sparsten fick användas i grova konstruktionsdelar motsvarande maximalt 15 % av konstruktionsdelens volym. I Vattenbyggnadsbyråns anvisningar från 1943 och 1954 begränsades andelen sparsten till 10–20 % av betongens totalvolym i konstruktioner med tjocklek större än 1,5 m. Vid gjutningar under vintern skulle all sparsten värmas upp innan den fick placeras i betongen.

Användningen av sparsten i grova konstruktioner fortsatte troligtvis en bit in på 1950-talet. Men i takt med att priset på cement sjönk minskade det ekonomiska incitamentet att använda sparsten för att reducera materialkostnaderna. Värt att beakta är att även hanteringen av sparsten medförde extra kostnader. I efterhand har användningen av sparsten ifrågasatts och från vissa håll även bedömts ha haft ekonomiskt tvivelaktigt värde.

4.4 TILLSATSMATERIAL

Olika tillsatsmaterial användes under den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden för att förbättra betongens egenskaper. Filler, kiselgur och trass är tre exempel. Till en början användes tillsatsmaterial för att öka betongens arbetbarhet och vattentäthet. I början av 1950-talet sågs användningen av tillsatsmaterial även som en lämplig metod att ersätta en del av cementet för att minimera risken för sprickbildning i betongen till följd av temperaturstegringen under hårdnandet.

Filler

Flera typer av filler har använts vid betongens beredning för att kompensera de övriga ballastmaterialens brister. Framförallt användes filler när den naturliga ballasten hade låga halter av finmaterial med kornstorlekar mindre än 0,3 mm. Fillern tillsattes för att förbättra betongens arbetbarhet och vattentäthet.

I 1943 års upplaga av Vattenbyggnadsbyråns anvisningar för betongarbeten fanns det en generell rekommendation om att tillsätta filler i standardcementbetong. Fillern skulle tillsättas för att öka andelen finmaterial i betongen (avsnitt 9.3.1).

Kalkfiller

Genom krossning och malning av kalksten framställs kalkfiller. Inom vattenkraften har kalkfiller främst kommit till användning genom det E-cement som tillverkades under 1940- och 1950-talet. Genom inmalning av kalkfiller i standardcement till en halt av 30–50 % kunde energiåtgången för cementets tillverkning kraftigt reduceras (se vidare i avsnitt 4.1.2 om E-cement).

Under 2000-talet har kalkfiller återigen börjat användas i vattenbyggnadsbetong. Syftet med att tillsätta finmald kalkfiller har varit att öka andelen finmaterial i betongmassan när krossballast använts istället för naturballast.

Smedjebackens filler

En annan typ av filler som användes vid flera kraftverksutbyggnader i landet var ”Smedjebackens filler”. Vid Åtorps kraftverksutbyggnad mellan åren 1930 och 1933 rekommenderade Vattenbyggnadsbyrån användning av Smedjebackens filler för att bereda betong av tillfredsställande kvalitet. Trots att mängden cement var 350 kg per m³ betong tillsattes det 70 kg filler per m³ betong. Smedjebackens filler framställdes genom finmalning av bergarten grönskarn vid Nybergs gruvor i Smedjebacken. Avesta och Höljebro kan nämnas som ytterligare två exempel på kraftverksutbyggnader där Smedjebackens filler användes.

Övriga filler

Filler har framställts på många sätt genom åren. I vattenkraftssammanhang har det också förekommit filler i form av kvartsmjöl, täljstensmjöl och finmald rödfyr. Det sista exemplet utgörs av aska som har bildats vid förbränning av alunskiffer.

Flygaska

Inga dokument har påträffats som visat att flygaska använts vid betongberedning i samband med den svenska vattenkraftsutbyggnaden. Detta faktum utesluter dock inte möjligheten att effekterna av flygaska i vattenbyggnadsbetong har undersökts eller att flygaska använts i enstaka fall.

Under 2010-talet har däremot flygaska börjat betraktas som ersättning för cement i syftet att reducera de koldioxidutsläpp som betongen ger upphov till. Likaså kan inblandning av flygaska eller andra mineraliska tillsatsmaterial leda till minskad värmeutveckling i betongen och därmed reducerad risk för sprickbildning.

Kiselgur

Diatomacéjord är en gråvit mjölkliknande jordart, vilken huvudsakligen består av kiseldioxid. Diatomacéjorden brukar benämnas kiselgur i vardagligt tal. Kiselgur har bildats genom sedimentering av kiselalger. Jordarten upptäcktes i Tyskland vid mitten av 1830-talet, men misstogs inledningsvis för att vara vanlig kalksten. Inblandning av kiselgur i betong förbättrar betongmassans färskas egenskaper i form av bättre arbetbarhet och minskad risk för vattenseparation.

I vattenkraftssammanhang användes kiselgur framförallt av Vattenfall under 1930-talet. Det huvudsakliga syftet var att kompensera effekterna av det, sedan år 1932, använda grovmalda silikatcementet (Limhamn LH-cement). Vattenfall hade dock sedan tidigare erfarenhet av kiselgur som tillsatsmaterial i betong. I samband med kraftverksbygget i Sillre 1930–1933 användes kiselgur för att förbättra betongens arbetbarhet till följd av dålig tillgång på lämplig naturballast.

Till följd av att kiselgur föranledde ett ökat behov av vatten fick mängden kiselgur inte överstiga 3 % av cementets vikt i betong till konstruktioner som skulle utsättas för ensidigt vattentryck. Detta för att betongens vattencementtal inte skulle bli för högt. I betong till konstruktioner vilka inte skulle utsättas för ensidigt vattentryck, och under förutsättning att extra god arbetbarhet erfordrades hos betongen, fick mängden kiselgur höjas till 5–6 %.

I slutet av 1930-talet började Vattenfall att ersätta kiselgur med det kemiska tillsatsmedlet Tricosal Normal vid verkets kraftverksbyggen. Kiselgur kunde nämligen inte kompensera försämrad arbetbarhet hos betong med både silikatcement och stora mängder krossad ballast.

Också utomlands användes kiselgur vid framställning av vattenbyggnadsbetong. I Norge kallades kiselgur för det danska ordet "*moler*" till följd av att den hämtades från fyndigheter i nordvästra Danmark. Under en tid tillverkades ett molercement genom sammalning av cement och kiselgur med proportionerna 3:1. Betong med detta cement användes bland annat till vissa delar av den vattentäta frontplattan vid reparationsarbetena 1929–1931 av den 521 m långa och som mest 35 m höga Ringedalsdammen. Mängden cement var 375 kg per m³ betong. Vid en inspektion 17 år efter reparationsarbetena kunde inga skador på betongen noteras.

Slagg

Vid 1900-talets inledning användes överbliven masugnsslagg för att dryga ut det vid tiden förhållandevis dyra portlandcementet. I Sverige kom sådant cement att kallas järnportlandcement eller slaggpportlandcement. Med tiden sjönk priset på portlandcement och kvaliteten förbättrades varför användningen av slaggcement minskade och till slut upphörde.

I början av 1950-talet återkom masugnsslaggen i vattenkraftssammanhang till följd av utvecklingen av ett vulkancement med det belgiska trief-cementet som förebild. I slutet av 1970-talet introducerades ytterligare ett slaggcement (massivcement), vilket bestod av 65 % slagg. Dessa cementsorter blev ej långlivade på marknaden. Se vidare i avsnitt 4.1.3 för mer information kring svenska slaggcement.

Trass

Trass är en vittrad och porös bergart som påträffas i ett gammalt vulkanområde vid Andernach och Eifel i sydvästra Tyskland. Trassen har bildats av vulkanisk aska och finns i flera lager i marken. Tack vare trassens puzzolana egenskaper användes materialet redan under romartiden vid framställningen av hydrauliska bindemedel. I 1900-talets Tyskland användes trass frekvent som tillsatsmaterial i betong. De tyska erfarenheterna visade bland annat att tillsats av trass förbättrade betongens beständighet i havsmiljö.

I Sverige användes trass i samband med byggnadsarbetena vid Södertälje sluss på 1920-talet. På grund av oro att Östersjövattnet skulle orsaka sulfatangrepp tillsattes 50 % trass räknat på cementets vikt. Den tillsatta mängden trass beräknades utifrån tyska anvisningar för vattenbyggnad. I de armerade partierna av slussen användes blötbetong med en cementhalt på 260 eller 310 kg/m³ betong. I de oarmerade och inre partierna föreskrevs en cementhalt på 180 kg/m³ betong.

I samband med 1920-talets undersökningar kring betongens förstörelse framkom det att tillsats av finmald trass minskade risken för vattenseparation i den färska betongen. Beträffande den hårda betongens egenskaper visade det sig att finmald trass ökade betongens förmåga att motstå urlakning. Undersökningarna visade också att betongens hållfasthet förbättrades med tillsats av trass. Om däremot en del av cementet ersattes med trass försämrades betongens hållfasthet och täthet.

I Sverige kom trass till användning i omgångar under vattenkraftsutbyggnaden. Den första omgången sträckte sig över 1920- och 1930-talet. Utöver att Vattenfall använde trass i samband med byggnadsarbetena vid Södertälje sluss föreskrev också Vattenbyggnadsbyrån tillsats av trass med syftet att förbättra betongens arbetbarhet och vattentäthet. Trass användes exempelvis vid kraftverksbyggena i Avesta, Hammarforsen, Krångfors, Lanforsen och Månsbo. Användningen av trass sjönk i början av 1930-talet till fördel för kiselgur och inhemskt framställd filler. I slutet av 1930-talet utfärdade Tyskland dessutom exportförbud för trass, vilket medförde att det inte längre gick att rekvirera trass.

Den andra omgången av trassanvändning initierades av att allt större kraftverk byggdes och planerades under 1940- och 1950-talet. För att ytterligare minimera problemen med sprickbildning i vattenkraftens grova konstruktioner till följd av cementets värmeutveckling söktes nya lösningar. Användningen av långsamt hårdnande LH-cement var utbredd och lindrade problemen delvis. Trots detta förblev sprickbildning ett svårbemästrat problem eftersom de alltmer pressade byggtiderna ledde till utförandet av allt större gjutetapper, vilka medförde kraftigare värmeutveckling och därmed större temperaturstegring.

En lösning som utvärderades av Vattenfall var att ersätta en del av cementet med trass. Detta efter att den tyska leverantören Trasswerke Meurin hade kontaktat Vattenfall år 1955. Bifogat brevet medföljde broschyrer kring trassens fördelar. Bland annat fastslogs att trasstillsats skulle öka betongens täthet, samt förbättra förmågan att motstå urlakning i kontakt med mjukt vatten. Av störst intresse för Vattenfall var om betongens temperaturstegring under dess hårdnande skulle reduceras om en del av cementet ersattes med trass.

I samband med bygget av två likvärdiga ledmursmonoliter vid Tuggens kraftverk (1957–1962) lät Vattenfall ersätta 30 % av betongens LH-cement med trass i en av monoliterna (Figur 13). De två ledmursmonoliterna försågs med temperaturgivare för att övervaka temperaturutvecklingen under betongens hårdnande. Det kunde konstateras att temperaturstegringen i medeltal blev 25 % lägre för trassbetongen jämfört med LH-cementbetongen. Dessutom noterades långsammare avsvulning av betong med trass jämfört med rent LH-cement. Vad som återstod att utreda var trassbetongens töjbarhet under avsvulningsfasen. Att betongens draghållfasthet skulle överstiga de dragspänningar som uppstår under avsvulningsfasen ansågs avgörande för trassens lämplighet i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck.

Trass användes i samband med kraftbyggena i bland annat Gardikfors och Rusfors trots att det aldrig utfärdades något generellt tillstånd för användning av trass vid Vattenfalls kraftverksbyggen. De praktiska erfarenheterna visade att trasstillsatsen förbättrade betongmassans gjutbarhet och smidighet, samt att betongen blev mindre känslig för kalkurlakning.



Figur 13. Försök att i en ledmursmonolit ersätta en del av LH-cementet med trass genomfördes i samband med Tuggens kraftverksutbyggnad 1957–1962. Foto M Rosenqvist.

Framförallt visade erfarenheterna från Rusfors (1960–1962) att pumpbarheten hos LH-cementbetong avsevärt förbättrades vid trasstillsats om 10–20 % av cementets vikt. I samband med Storjuktans reglering under åren 1960–1961 användes nästan uteslutande betong med en tillsats om 20 % trass beräknat på cementets vikt.

I slutet av 1950-talet påbörjade också Vattenbyggnadsbyrån undersökningar med målet att bedöma trassens lämplighet i vattenbyggnadsbetong. Undersökningarna bedrevs i samarbete med Cement- och Betonginstitutet, Statens Provningsanstalt och Skanska. Undersökningarna igångsattes till följd av att det visade sig vara svårt att undvika kraftig vattenseparation i betong med LH-cement och det lokalt tillgängliga ballastmaterialet vid Höljes kraftverksutbyggnad (1957–1962).

Provgjutningar genomfördes där 20 respektive 35 % av LH-cementet ersattes med trass. Försöken visade att betongens benägenhet till separation märkbart minskade tack vare tillsatsen av trass. Dock konstaterades det att hållfasthetstillväxten sjönk. Däremot var betongens hållfasthet efter 90 dygn jämförbar med en motsvarande betong med rent LH-cement.

Trasstillsatsen förbättrade också betongens färskas egenskaper vilket möjliggjorde pumpning av betongmassan. Utifrån de erhållna resultaten togs beslutet att ersätta 20 % av LH-cementet med trass i betong till permanenta tunnelförstärkningar och kraftstationens underjordsanläggningar. Huruvida trass även användes i betong till utomhuskonstruktionerna i utskov och intag har inte gått att fastställa.

Det kan konstateras att både Vattenfall och Vattenbyggnadsbyrån i början av 1960-talet betraktade trass som ett lämpligt tillsatsmaterial i vattenbyggnadsbetong. De erhållna erfarenheterna kom sedan till användning i en jämförande studie mellan trassbetong, slaggcementbetong och LH-cementbetong. Studien mynnade ut i en rekommendation år 1969 att LH-cement skulle bibehållas som huvudalternativ för vattenbyggnadsbetong. För att erhålla bättre gjutegenskaper med LH-cement skulle cementet modifieras genom att bland annat malas till högre finhet.

4.5 TILLSATSMEDEL

Kemiska tillsatsmedel utvecklades när det inte längre var möjligt att bereda betong med tillfredsställande egenskaper genom att använda cement, vatten, ballast och tillsatsmaterial. Till en början utvecklades tillsatsmedel för att förbättra den färskas betongmassans egenskaper. Hit räknades bland annat vattenreducerande tillsatser, samt accelererande och retarderande tillsatser. Så småningom utvecklades även luftporbildande medel för att förbättra den hårdnade betongens frostbeständighet.

Vattenreducerande tillsatsmedel (flyttillsats)

Utvecklingen av vattenreducerande tillsatsmedel drevs av önskan att förbättra den färskas betongmassans arbetbarhet utan att behöva öka vattentillsatsen och därmed vattencementtalet (vct). Fram till och med slutet av 1920-talet hade betongmassans konsistens, tillika arbetbarhet, justerats genom vattentillsatsen. När det stod klart att höga vct ledde till lägre hållfasthet och sämre beständighet blev det nödvändigt att söka en lösning på annat sätt.

I början av 1930-talet inledde Vattenfall försök med tillsatsmedel för att förbättra den färskas betongmassans arbetbarhet. Två av dessa medel var "tättningsmedlen" Tricosal Normal och Sika I. Vid jämförelser mellan dessa två medel observerades att *"arbetbarheten/smidigheten var väsentligt större hos betong med tättningsmedel än utan, och att betong med Tricosal i sin tur hade bättre arbetbarhet än betong med Sika"*. Slutsatsen blev att genom tillsats av framförallt Tricosal Normal kunde mängden vatten reduceras utan att någon försämring uppstod i den färskas betongmassans arbetbarhet.

Vid analys av Tricosal Normal kunde det fastställas att medlet var en *"neutral, giftfri vätska, som innehåller natriumsalter av lysalbin- och protalbinsyror"*. Naturlig förekomst för dessa två syror är i äggvita. I vissa dokument benämndes därför

Tricosal Normal som ett äggviteämne. Viss rädsla infann sig hos Vattenfall att tillsatsmedlet skulle ha negativ inverkan på cementets hydratation i likhet med vissa andra organiska material. Någon sådan inverkan kunde dock inte noteras under de genomförda undersökningarna.

I en bruksanvisning för Tricosal Normal, utgiven 1944, rekommenderades det en minsta tillsats av medlet om 0,5 kg per m³ betong för att uppnå god arbetbarhet hos betong med krossballast, det vill säga stenmjöl och makadam. Således kunde tillsatsmedlet kompensera för användandet av sämre graderad ballast. För betong med redan god arbetbarhet kunde vattentillsatsen istället reduceras om Tricosal Normal tillsattes. Enligt bruksanvisningen lämpade sig Tricosal Normal väl med alla svenska portlandcement. Det cement som borde undvikas var Vallevikens aluminatcement (smältcement).

Inför den andra utbyggnaden av Suorvadammarna (1937–1941) stod det klart att det inte skulle finnas tillräckligt med natursand för betongberedningen. Istället undersöktes möjligheten att använda krossand eller stenmjöl som ersättning för natursanden. Samma situation skulle även gälla för de planerade betongarbetena vid Porjus kraftverk. Undersökningarna visade att god arbetbarhet hos betongen inte kunde nås genom normal tillsats av filler, kiselgur eller trass. God arbetbarhet kunde däremot nås vid en tillsats av Tricosal Normal om 0,3 % av vattnets vikt. Tricosal Normal började därför användas vid byggnadsarbeten i Suorva år 1937.

Tricosal Normal framställdes av Chemische Fabrik Grünau i Tyskland. Fabriken ägdes av Landshoff & Meyer Aktiengesellschaft. I fabriken tillverkades också tillsatsmedlet Tricosal S III, vilket tidigare hade undersökts med förhoppningen att det skulle accelerera hårdnandet av bruk och betong. Undersökningarna beskrivs i avsnitt *Accelererande tillsatsmedel*.

Ett annat vattenreducerande tillsatsmedel som vid flera tillfällen undersöktes av Vattenfall var Plastiment. Genom tillsats av medlet skulle betongens arbetbarhet bibehållas trots en reducering av vattentillsatsen om 15–20 %.

Med tiden växte utbudet av vattenreducerande tillsatsmedel. Några exempel på medel som förekommit vattenkraftssammanhang är Cementa Flyttillsats V33, Peramin F, Pozzololith 475-S, Rescon HP (S) samt Sikament FF 40. Under 1990-talet och 2000-talet ökade utbudet av tillsatsmedel ytterligare varför en redovisning av dessa medel skulle bli alltför omfattande att presentera.

Luftporbildande tillsatsmedel

Frostbeständig betong kan framställas genom att tillsätta ett luftporbildande medel i den färska betongmassan under blandningen. Betongmassan förses därmed med en stor andel sfäriska porer med storlek mellan 10 och 200 µm. Dessa luftporer är för stora för att vattenfyllas genom kapillärsugning men tillräckligt små för att inte orsaka någon nämnvärd reduktion av betongens hållfasthet vid normal dosering. I dagsläget är det allmän kunskap att luftporerna fungerar som expansionskärl för vattnets volymökning vid fasomvandlingen till is. Betongen skyddas därmed från den skadliga frostsprängningen. Denna kunskap har dock inte alltid varit känd.

I samband med undersökningen av de vattenreducerande tillsatsmedlen Tricosal Normal och Sika I noterades det att densiteten för betong med dessa medel blev märkbart lägre jämfört med betong utan tillsats. För betong med Tricosal Normal reducerades densiteten drygt 8 % och för Sika I 4 %. Vid undersökningen saknades det anledning att fastställa orsakerna till den förändrade densiteten eftersom syftet med undersökningen var att bestämma graden av förbättrad arbetbarhet hos den färska betongmassan. Med facit i hand kan det konstateras att den lägre densiteten orsakades av en stor mängd luftporer i betongen.

Vid betongundersökningarna inför den andra utbyggnaden av Suorvadamman (1937–1941) noterades det att Tricosal Normal, likt några andra medel, bildade ett större antal små luftporer i betongen. Då tillsatsmedlet inte försämrade betongens vattentäthet, utan snarare förbättrade den, drogs slutsatsen att luftporerna inte var sammanhängande. Vidare kunde det noteras att risken för vattenseparation på överytor sänktes genom användning av Tricosal Normal.

Till följd av att framförallt Tricosal Normal förbättrade den färska betongmassans egenskaper började tillsatsmedlet att användas vid Vattenfalls byggnadsarbeten i Suorva år 1937. I 1942 års upplaga av Vattenfalls anvisningar för betongarbeten beskrevs Tricosal Normal som ett lämpligt tillsatsmedel att använda då betongens arbetbarhet behövde förbättras. Tack vare goda erfarenheter av tillsatsmedlet kom det att användas vid de flesta av Vattenfalls kraftverksbyggen under 1940-talet.

I början av 1945 upphörde leveranserna av Tricosal Normal till följd av den svåra situationen i Tyskland under andra världskrigets slutskede. Nästintill omgående påbörjades tillverkningen av en svensk motsvarighet, vilken såldes under namnet Trekoll. Enligt tillverkaren kunde doseringen sänkas från 0,5 till 0,3 kg per m³ betong utan att de färska egenskaperna ändrades. Rekommendationen verifierades vid Vattenfalls betonglaboratorium och nya anvisningar utarbetades omedelbart för hur Trekoll skulle användas vid Vattenfalls kraftverksbyggen.

Tack vare noggranna undersökningar av betong med Trekoll konstaterades det att effekten av medlet varierade med cementhalt och sandgradering. Doseringen fick alltså anpassas efter rådande förutsättningar vid de olika arbetsplatserna runtom i landet. I praktiken bedömdes en lämplig dosering av medlet ligga inom intervallet 0,08–0,15 kg per m³ betong. En övre gräns infördes gällande att lufthalten inte fick överstiga 5 %. För att inte överskrida denna begränsning skulle betongens lufthalt bestämmas kontinuerligt vid betongstationerna med hjälp av lufthaltsmätare.

I mitten av 1940-talet blev det i USA klarlagt att betong med god frostbeständighet kunde beredas genom att tillsätta luftporbildande medel vid betongens blandning. Den första gången som luftporbildande tillsatsmedel användes till en större damm i USA var under åren 1946–1947 när Bluestone Dam byggdes i West Virginia. Det bör tilläggas att det är högst troligt att luftporbildande medel oavsiktligt användes i USA, på ett liknande sätt som i Sverige, vid tidigare utförda kraftverksbyggnader. Efter 1946 ökade användningen av luftporbildande medel i USA markant. I mitten av 1940-talet fanns det i USA två officiellt godkända luftporbildande tillsatsmedel, nämligen Darex och Vinsol Resin.

När betydelsen av luftporbildande tillsatsmedel för betongens frostbeständighet hade utretts började fler aktörer att aktivt marknadsföra sina produkter. Vattenfall kontaktades i april 1947 av Aktiebolaget Industrimetoder, som var återförsäljare av det luftporbildande medlet Darex AEA. Tillverkare var det amerikanska företaget Dewey & Almy Chemical Company. Darex AEA hade officiellt blivit godkänt som luftporbildande medel av American Society for Testing and Material (ASTM) och detta använde Aktiebolaget Industrimetoder som förevändning för att Vattenfall skulle låta utvärdera medlet.

Darex AEA var en vattenlöslig produkt som levererades i flytande form färdig att tillsättas direkt i blandaren. Enligt återförsäljaren skulle en tillsats av Darex AEA resultera i betong med ökad arbetbarhet, reducerad separation, ökad hållbarhet mot temperaturväxlingar och tösaltning, samt förenklad efterbearbetning. Under förutsättning att lufthalten inte översteg 5 % skulle betongens hållfasthet ej ändras nämnvärt. Vidare nämndes att Darex AEA hade använts i betong till ett flertal stora betongdammar i USA. Som exempel nämndes Bluestone Dam, Wolf Creek Dam, Fall River Dam, Kanopolis Dam, Allatoona Dam och Clark Hill Dam.

Vid korrespondens med Aktiebolaget Industrimetoder framförde Vattenfall sina betänkligheter om att Darex AEA kunde innehålla alkalier och därmed föranleda expansiva reaktioner i betongen. Av svaret framgick det att medlet innehåller små mängder natriumsulfat, men att mängden är så liten att den varken kan föranleda sulfatangrepp eller alkali-kisel-reaktioner. Vattenfall förhöll sig dock kallsinniga till det amerikanska tillsatsmedlet eftersom den svenska motsvarigheten Trekoll gav tillfredsställande resultat. Aktiebolaget Industrimetoder återkom till Vattenfall med nya propåer under både 1948 och 1949.

Under 1950-talet ökade den allmänna kännedomen om lufthaltens betydelse för betongens frostbeständighet. Som en följd av detta faktum dök det upp alltfler tillverkare av luftporbildande medel på marknaden. Bland annat lät Vattenfall utvärdera två produkter från Mo och Domsjö AB med beteckningarna Modocoll respektive Berol. Dessa produkter verkade inledningsvis lovande. Dock fattades det misstankar om att produkterna inte höll jämn kvalitet över tid varför det bedömdes var alltför svårt att praktiskt använda dem vid kraftverksbyggen.

Från centralt håll vidhölls ståndpunkten att Vattenfall tillsvidare skulle använda Trekoll. Representanter från Aktiebolaget Industrimetoder fortsatte däremot enträget att försöka sälja in Darex AEA genom att besöka byggarbetsplatserna. Dessa besök gav upphov till osäkerhet om vilka riktlinjer som skulle gälla. I ett brev till arbetsplatserna meddelades det att genomförda försök inte hade visat några märkbara skillnader i betongens egenskaper utifrån vilket av fabriken Trekoll eller Darex AEA som hade använts. Det väsentliga var att betongens lufthalt skulle ligga mellan 4 och 5 %. En stor fördel med Trekoll var att det tålde temperaturer ned till -20 °C utan att frysa, medan Darex AEA frös vid -1 °C. Det senare medlet kunde dock tinas upp och användas igen efter omrörning.

Först år 1955 ändrade Vattenfall ståndpunkt till att det inte längre var motiverat att premiera ett visst fabrikat av luftporbildande tillsatsmedel. Varje byggarbetsplats skulle dock rådgöra med den vattenbyggnadstekniska byrån innan bytet av medel fick ske. Samma år inleddes försök vid Umluspens kraftverksutbyggnad att ersätta

Trekoll med Darex AEA. De genomförda försöken visade att med samma dosering gav de båda tillsatsmedlen likvärdig lufthalt i betongen. Med stöd av dessa resultat överlämnades det åt arbetsplatserna att framöver besluta vilket fabrikat som skulle användas. Bedömningen var att det ytterst skulle bli en fråga om pris. Drygt tre år senare, det vill säga i slutet av maj 1958 var det fortfarande bara vid Umluspens kraftverksutbyggnad som Darex AEA hade använts.

I början av 1960-talet hade de flesta av Vattenfalls pågående kraftverksbyggen gått över till att använda Darex AEA. Däremot visade det sig att Darex AEA inte gav tillräckligt hög lufthalt när enbart krossat ballastmaterial användes. Detta var fallet vid Gardiksfors kraftverksutbyggnad under åren 1959–1963. Av denna anledning undersöktes lämpligheten i att använda Darex Highway till betong med endast krossballast. Undersökningen visade att Darex Highway resulterade i betydligt större variation i lufthalten, varför noggrannare kontroller skulle krävas.

Också Vattenbyggnadsbyrån började vid mitten av 1940-talet att föreskriva tillsats av äggviteämnen i betongen. Exempelvis användes luftporbildande tillsatsmedel vid betongframställningen under den tredje utbyggnaden av Krångfors kraftverk. Några år senare, det vill säga i samband med Nissaström kraftverksutbyggnad, 1947–1950, utvärderade också Vattenbyggnadsbyrån möjligheten att använda Darex AEA som luftporbildande tillsatsmedel.

Med tiden introducerades ytterligare ett antal luftporbildande tillsatsmedel, såsom Cementa 88 L, Fro-Be, Micro-Air, Peramin L, Plastiment A40AER samt SIKA AER. Under 1990-talet och 2000-talet ökade utbudet av tillsatsmedel markant varför en fullständig redovisning av förekommande medel skulle bli alltför omfattande att inkludera i denna skrift.

Accelererande tillsatsmedel

I vissa fall kan det vara eftersträvänsvärt att snabbt nå hög hållfasthet i betongen. Särskilda tillsatsmedel kan användas för att accelerera cementets hårdnande och därmed betongens hållfasthetstillväxt. I samband med kraftverksutbyggnaden i Porjus på 1910-talet undersöktes möjligheten att vid kall väderlek tillsätta koksalt i blandningsvattnet för att höja betongens 7- och 28-dygnshållfasthet. Försöken visade bland annat att betongens tryckhållfasthet förbättrades av salttillsatsen när betongen utsattes för kyla under hårdnandet.

Vid undersökningar kring lämpliga reparationsmetoder för de läckande skiborden vid Porjus kraftverk genomfördes i början av 1930-talet försök med Tricosal-puts. Ett cementbruk med tillsats av Tricosal S III skulle enligt tillverkarens svenska representant få mycket kort binde- och härdningstid. Enligt bruksanvisningen skulle två förförsök utföras för att avgöra ifall det tilltänkta cementet skulle reagera på rätt sätt med Tricosal S III. De två förförsöken innebar att:

- På ett rent papper övergjuta cementet med Tricosal S III, varvid cementet inte får jäsas upp eller utveckla obehaglig lukt.
- En mix om tre volymandelar cement och en volymdel Tricosal ska börja binda inom en minut och vara hårt inom sex minuter.

Cementsorterna Super Thieu, Valleviken A, Visby A, Limhamn A, Hällekis A, samt Ölands Special provades. Förförsöken visade att endast Ölands Special uppfyllde de ovanstående kraven. Provkroppar av blandning 1:5:7 med vattencementtal 1,1 tillverkades för att åstadkomma en vattengenomsläpplig betong. Provkropparna utsattes sedan för ensidigt vattentryck varvid vatten fick sippra igenom betongen. På den blöta ytan applicerades Tricosal-putsen. I samtliga fall lossnade putsen inom ett dygn, vilket visade att cementbruk med Tricosal S III inte skulle gå att använda för att täta de läckande skiborden vid Porjus kraftverk.

Med tiden kom istället kalciumklorid (CaCl_2) att bli den mest kända acceleratoren för betong. Kalciumklorid är en effektiv accelerator även vid måttlig dosering. Att låta tillsätta kalciumklorid i betong möjliggör gjutning vid kall väderlek eftersom cementets värmeutveckling blir kraftigare och motverkar luftens kylande verkan. Praktiska erfarenheter visade att effekten av kalciumklorid var särskilt stor vid användningen av långsamt hårdnande cement (LH-cement). Detta till följd av cementets kemiska sammansättning. Kommersiella tillsatsmedel på marknaden, vilka var avsedda att möjliggöra betonggjutning vintertid, bestod inledningsvis ofta av vattenlösningar med kalciumklorid.

Det uppstod ganska snabbt misstankar om att tillsättandet av kalciumklorid kunde orsaka korrosionsangrepp på armeringsjärn. I ett första steg förbjöds användandet av kalciumklorid i betong med förspänd armering. Senare skulle förbudet även omfatta betong med slakarmering.

I Sverige är Ölandsbron, vilken byggdes åren 1968–1972, ett välkänt exempel på en konstruktion där klorider i betongen har orsakat stora beständighetsproblem. En av flera faktorer till brobetongens bristande beständighet var att bräckt vatten från Kalmarsund användes vid betongframställningen. Redan inom loppet av 10 år noterades omfattande armeringskorrosion på många av bropelarna. Kostnaderna för att åtgärda betongskadorna i Ölandsbron har varit betydande över tid.

Under den svenska vattenkraftsutbyggnaden har det varit sällsynt att låta använda accelererande tillsatsmedel eftersom sådana medel förkortar betongens bindetid och förstärker temperaturstegringen i betongen under hårdnandet. Båda dessa två effekter var oönskade vid gjutning av vattenkraftens grova betongkonstruktioner. Istället skyddades den nygjutna betongen från tidig frysning genom isolering av formarna eller uppförandet av värmeskjul.

Retarderande tillsatsmedel

Inblandning av retarderande tillsatsmedel i samband med betongens framställning gör att cementets bindetid förlängs utan att betongens långtidsegenskaper ändras. Under den senare delen av den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden i Sverige var detta eftersträfvansvärda egenskaper vid gjutning av stora ytor där konstruktionen ej fick delas upp i mindre gjutetapper. Retarderande tillsatsmedel användes också vid gjutning av höga balkar där formen var eftergivlig. Genom fördröjd bindning av betongen i de undre partierna kunde sprickbildning till följd av formrörelser undvikas. Strävan att övergå från treskiftgång till tvåskiftgång är ytterligare ett exempel som motiverade användningen av retarderande tillsatsmedel.

Vid Vattenfall inleddes försök med retarderande tillsatsmedel i mitten av 1950-talet. Framförallt önskades en förlängning av betongens bindetid vid temperaturer runt 20 °C. Vid temperaturer ned mot 5 °C var bindetiden redan tillräckligt lång för att möjliggöra stora gjutningar. Två produkter som ingick i utvärderingen var det schweiziska Plastiment och det tyska Actival Grünau. Förändringar i bindetid och hållfasthetsutveckling bestämdes för betong med standardcement och LH-cement. Doseringar kring 1–2 % av cementets vikt visade sig leda till signifikant längre bindningstid utan att påverka betongens hållfasthet. Högre doseringar ledde däremot till hållfasthetsförluster.

Med tiden introducerades ytterligare ett antal retarderande tillsatsmedel, såsom Cements R, Peramin R samt Sika Retarder. Under 1990-talet och 2000-talet ökade utbudet av tillsatsmedel markant varför en redovisning av förekommande medel skulle bli alltför omfattande att inkludera i denna skrift.

5 Konstruktionsutformning

Vattenkraftens betongkonstruktioner har utformats och dimensionerats för att uppfylla krav på vattentäthet, bärförmåga, samt rörelseförmåga mellan olika konstruktionselement. I detta kapitel redogörs för hur betongkonstruktionerna utformades för att uppfylla de ställda kraven.

5.1 VATTENTÄTHET

I konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck är betongens täthet avgörande för hela konstruktionens förmåga att bli tät. I vattenkraftens konstruktioner uppförda under tidigt 1900-tal, där cementfattig stampbetong eller cementrik våt- och blöt-betong användes, kunde full vattentäthet sällan uppnås. Istället uppstod läckage vilka över tid allvarligt skadade betongen genom urlakning och frostnedbrytning. Med tiden utvecklades betongblandningar och utförandetekniker, vilka möjliggjorde uppförandet av vattentäta betongkonstruktioner.

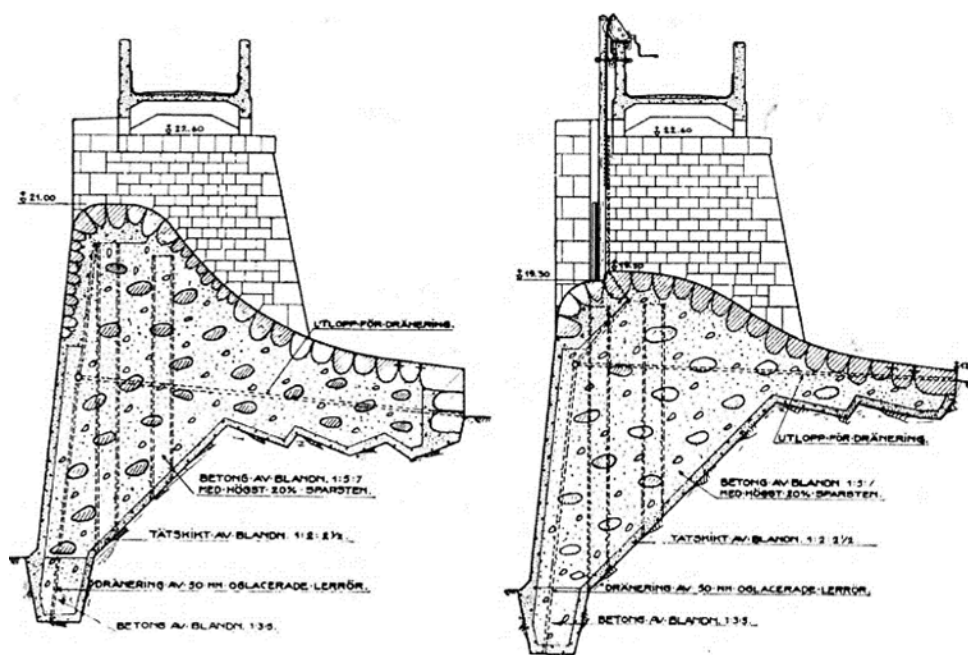
Tätskikt

Många av vattenkraftens tidiga betongkonstruktioner bekläddes med sten för att påminna om de klassiska stenmurverksdammarna (se avsnitt 5.4). Vid fixeringen av stenen användes bruk med hög cementhalt. I teorin kunde fullgod vattentäthet erhållas i stenbeklädningen genom användningen av cementbruk av hög kvalitet. Även i övergångszonen mellan stenbeklädningen och dammens inre delar kom betong med hög cementhalt till användning, vilket resulterade i ett skikt med god vattentäthet.

Under Motala kraftverks första utbyggnad, åren 1919–1922, användes i övergångszonen betong med blandningsproportionerna 1:1,5:2,25 (cement:sand:sten). Dessa blandningsproportioner resulterade i en ungefärlig cementhalt av 400 kg per m³ betong. Än högre cementhalt skulle ha föranlett alltför stor värmeutveckling med efterföljande krympning av betongen och därmed orsakat sprickbildning.

Ett annat exempel är mellanfallsdammen vid Älvkarleby kraftverk som byggdes under åren 1911–1915. I dammens inre delar användes betong med blandningsproportionerna 1:5:7 medan cementrika blandningar användes i ytskikten mot berggrunden och uppströmssidan (Figur 14). Proportionerna för blandningarna som användes var 1:3:5 och 1:2:2½, vilket ungefär motsvarade cementmängder kring 230 respektive 350 kg per m³ betong. Mellanfallsdammen vid Älvkarleby kraftverk revs ut och ersattes med en ny i slutet av 1980-talet.

Betongkonstruktioner som inte bekläddes med sten, försågs istället med ett ytligt puttskikt i kombination med ett par centimeter tjockt lager av cementrikt bruk. För att återigen använda Motala kraftverks första utbyggnad som exempel försågs många av betongkonstruktionerna med ett lager stålslipad cementputs. För att ytterligare förbättra cementputsens vattentäthet beströks ytan med Inertol, vilket var en bitumenbaserad skyddsfärg. Den allmänna uppfattningen under det tidiga 1900-talet var att ett tätskikt bestående av stenbeklädning eller stålslipad puts skulle ge en vattentät betongkonstruktion.



Figur 14. Två vertikalsektioner av den ursprungliga mellanfallsdammen vid Älvkarleby kraftverk. Betongen i ytskiktet längs berggrunden och uppströmssidan har hög cementshalt för att bli vattentät. Bilderna från [110].

I mitten av 1920-talet hade förfarandet att putsa betongens yta frångåtts. Orsaken till detta var att putsskiktet ofta sprack och lossnade. En förklaring var att den cementrika putsen krympte mer än den bakomliggande betongen. Putsskiktets tätande funktion gick därmed förlorad. Vid ungefär samma tidpunkt uppstod det också misstankar om att den cementrika betongen i övergångszonen bakom stenkärlädnaden kunde spricka på ett liknande sätt.

Dränering

I konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck, vilka hade uppförts med cementfattig stampbetong eller cementrik våt- och blötbetong, var det vanligt att lägga in vertikala dräneringsrör bakom det tätande skiktet (Figur 14). Dräneringsrörens funktion var att samla upp och avleda det vatten som trängde in i konstruktionens inre trots ett yttre tätskikt bestående av cementrik betong, stålslipad cementputs eller stenkärlädnad. Dräneringen bestod vanligtvis av 50 mm oglaserade tegelrör, vilka placerades med visst inbördes avstånd (Figur 15). Dessa vertikala tegelrör mynnade ofta ut i grövre cementrör, vilka förde vattnet ut ur konstruktionen.

Även betongkonstruktioner belägna under grundvattennivån försågs i många fall med dränering bestående av 50 mm oglaserade tegelrör. Syftet var att förebygga underifrån kommande vattentryck. Vid Lilla Edets första kraftverksutbyggnad, 1918–1925, inlades sådana rör i sugrörsbottnarna för att hindra uppbyggnaden av vattentryck vid sugrörens länsning. En annan fördel med dräneringen var att ifall både uppströmssidan och botten dränerades behövde ej fullt vattentryck anbringas underifrån vid stabilitetsberäkningarna av konstruktionen. Erfarenheter visade dock att det erfordrades mycket hög noggrannhet vid betongarbetenas utförande för att varken rubba rören ur dess läge eller att fylla dem med betong.

Redan på 1920-talet fanns det ett flertal fall där dräneringen mer eller mindre hade satts ur funktion. Bakomliggande orsaker var att rören fyllts med kalkutfällningar eller att den mellanliggande betongen var så otät att dräneringssystemets kapacitet överskridits. Dessutom fylldes helt eller delvis fungerade dräneringssystem med cementbruk i samband med injektering av urlakade och läckande konstruktioner.

Till följd av problemen med ej fungerade dräneringssystem, samt misstanken att de kunde göra mer skada än nytta, valde Vattenfall att upphöra med anordnandet av sådana vid mitten av 1920-talet. Också i Schweiz och USA hade inläggandet av dräneringsrör upphört till följd av liknande problem som uppkommit i Sverige.



Figur 15. Dräneringsrör av oglaserat tegel i en massivdamm från tidigt 1900-tal (t.v.). Längs inspektionsgången sammanfaller placeringen av rören med de vertikala stråken med kalkutfällningar (t.h.). Foto M Rosenqvist.

Betongens kvalitet

1920-talets omfattande utredningar kring betongens förstörelse i vattenkraftsmiljön visade att betongens beständighet i högre grad berodde på lågt vattencementtal än noggrant sammansatt ballastmaterial. Framförallt visade det sig att vattentätheten i konstruktioner med cementfattig stampbetong samt cementrik våt- och blötbetong var undermålig. Genom att skärpa kraven på betongens vattencementtal kunde vattentät betong framställas trots att kraven mildrades på ballastmaterialet.

Vid kraftverksbyggen blev det, från och med slutet av 1920-talet, möjligt att sänka fordringarna på ballastmaterialets korngradering. Istället uppställdes det en övre och en undre gräns för ballastmaterialets korngradering. Eventuella variationer i ballastmaterialets sammansättning komprimerades genom att justera mängden cement i betongblandningen. Tack vare detta tillvägagångssättet blev det möjligt att i större utsträckning använda de vid kraftverksbyggena tillgängliga ballastmaterialen och ändå kunna framställa betong av fullgod kvalitet.

Vid Vattenfall ansågs det att cementmängden inte fick understiga 325–375 kg per m³ betong om fullgod vattentäthet skulle erhållas. Resultat från kraftverksbyggen och laboratorieförsök, initierade av Vattenbyggnadsbyrån, visade att vattentät betong kunde framställas med en cementmängd kring 300 kg per m³ betong vid tillgång på mycket goda ballastmaterial. Vid normalt goda ballastmaterial skulle det däremot krävas cirka 350 kg cement per m³ betong.

Senare undersökningar vid Vattenfall visade att cementshalten i regel borde vara större än 300 kg per m³ betong och att sanden borde innehålla 15–20 % finmaterial med kornstorlek mindre än 0,3 mm. Vattencementtalet borde inte heller överstiga 0,55. Dessutom rekommenderades det att betongmassan skulle vara smidig och lättarbetad så att den väl omsluter armeringsjärnen. Med hjälp av sådan betong skulle konstruktionen bli vattentät.

5.2 BÄRFÖRMÅGA

Alltsedan betongbyggnadsteknikens genomslag i Sverige i början av 1900-talet har betong och stål utgjort de huvudsakliga byggnadsmaterialen vid kraftverksbyggen runtom i landet. Kontinuerlig utveckling inom både cement- och stålindustrin har inneburit att allt större påfrestningar på betongen har kunnat tillåtas. Större tillåtna spänningar har i sin tur medfört att mängden material kunnat reduceras vilket har lett till kostnadsbesparingar.

5.2.1 Betong

Behovet av de stora dimensionerna, vilka i många fall karakteriserar vattenkraftens betongkonstruktioner, har normalt sett inte styrts av betongens hållfasthet. Istället har det varit behovet av mothållande krafter till det uppdämda vattnet som har krävt grova konstruktioner med stor egenvikt. Att framställa betong med hög hållfasthet har sällan varit ett problem vid kraftverksbyggen. Istället har det varit krav på betongens beständighet samt värmeutveckling under hårdnandet som avgjort valet av betongkvalitet och därmed betongens hållfasthet.

Betongens hållfasthet har vanligtvis kontrollerats efter 28 dygn. Därefter har det förutsatts att konstruktionen kunnat bära sig själv inklusive laster. Ett undantag har varit när långsamt hårdnande cement (LH-cement) använts. I dessa fall har det funnits ett krav att betongens hållfasthet efter 91 dygn ska motsvara hållfastheten efter 28 dygn för betong med standard portlandcement. Vidare har vattenkraftens betongkonstruktioner sällan tagits i bruk tidigare än sex månader efter den sista betonggjutningen, varför betongens hållfasthet sällan har varit en begränsande faktor vid dimensioneringen av konstruktionerna.

Erfarenheter från den fortlöpande kontrollen av betongens kvalitet visade ofta att tryckhållfastheten avsevärt översteg fordringarna. Likaså är det inte ovanligt att idag, i samband med provtagning av betongen, uppmäta tryckhållfastheter två till tre gånger det dimensionerade värdet. Vad som däremot är och alltid har varit betongens svaghet är den låga draghållfastheten. Dock övervanns denna svaghet tack vare möjligheten att gjuta in armeringsjärn i betongkonstruktionerna.

5.2.2 Armering

Betong har vanligtvis hög tryckhållfasthet och förhållandevis låg draghållfasthet. Genom ingjutning av armeringsjärn i betong kan ett formbart material med såväl god tryckhållfasthet som god draghållfasthet framställas. I och med den armerade betongens genomslag strax efter sekelskiftet 1900 tog utvecklingen inom betongbyggnadstekniken ett stort steg framåt. Armerad betong möjliggjorde nämligen uppförandet av konstruktioner som dessförinnan endast förekommit i fantasin. Helt plötsligt gick det att uppföra konstruktioner med högre bärförmåga, samt större och slankare dimensioner, än vad som tidigare varit möjligt.

Armering går att dela in i två kategorier – slakarmering och spännarmering. Den vanligaste typen är slakarmering, vilken används vid måttliga påfrestningar i en konstruktion. Även vid bergförstärkningsarbeten används slakarmering i stor utsträckning. Vid stora påfrestningar i en konstruktion väljs ofta spännarmering. Det är även vanligt förekommande att spännarmering används i samband med dammsäkerhetshöjande åtgärder genom att medelst inborrade stag spänna fast konstruktionen i berggrunden och därmed förbättra dammens stabilitet.

Slakarmering

När efterfrågan på armerad betong växte inom husbyggnadsområdet dök det upp särskilda armeringssystem på marknaden. Runt år 1910 fanns det över 100 system att välja mellan på världsmarknaden. De flesta armeringssystemen var avsedda för husbyggnad, vilket medförde att de inte gick att använda i vattenkraftens betongkonstruktioner. Istället sammansattes nödvändig armering av runda järnstänger med olika dimensioner och stålqualiteter.

Rundjärn, rundstål och slätstål

Vid kraftverksbyggen i början på 1900-talet var rundjärn av vanligt mjukt stål den vanligaste typen av armering på marknaden. Till en början fanns dessa rundjärn i en stor mängd utföranden innan både dimensioner och hållfasthetsklasser blev standardiserade. Med tiden infördes de tre hållfasthetsklasserna St 37, St 44, samt St 52. Stål av hållfasthetsklass St 37 skulle ha en hållfasthet om minst 37 kg/mm² (363 MPa) och en undre sträckgräns om minst 22 kg/mm² (216 MPa). Motsvarande värden för St 44 var 44 kg/mm² (431 MPa) respektive 26 kg/mm² (255 MPa). Under hösten 1939 introducerades St 52 med motsvarande värden 52 kg/mm² (510 MPa) respektive 36 kg/mm² (353 MPa).

Det skulle visa sig att introduktionen av rundjärn av högre kvalitet inte ledde till någon nämnvärd besparing i armeringsmängd eftersom vidhäftningshållfastheten mellan stål och betong fortfarande var densamma. Högre påkänningar i järnen erfordrade således större förankringslängder och längre skarvar. Inte heller kunde anordnandet av ändkrokar väga upp rundjärnets sämre vidhäftningshållfasthet. Fram till och med 1940-talet försågs armeringsjärnen med ändkrokar genom att ändarna bockades 180 grader (Figur 16). Det antogs att ändkrokarna skulle fungera som ankarslutar ifall vidhäftningen mellan stål och betong skadades.



Figur 16. Armeringsjärn med ändkrokar vid förankringen av en segmentlucka i en utskovspelare. Armeringen har frilagts i samband med vattenbilning inför pågjutning av nytt ytskikt. Foto M Rosenqvist.

Samtidigt visade svenska och internationella undersökningar att kraftupptagning i ändkrokar inte kunde samverka med kraftöverföring genom vidhäftning mellan stål och betong. Ändkrokarna trädde inte i kraft förrän vidhäftningen mellan stål och betong åtminstone delvis blivit förstörd och därmed upphävd. Således krävdes det en ganska betydande glidning av järnet innan ändkroken belastades till fullo.

Vid flera kraftverksbyggen ifrågasattes anordnandet av ändkrokar eftersom dessa försvårade betongmassans bearbetning invid större anhopningar, till exempel vid förankringen av benen till utskovsluckor. Som ett resultat av dessa ifrågasättanden föreslog överingenjör Axel Ekwall, i en skrivelse daterad den 28 februari 1936, att ändkrokarna skulle slopas vid Vattenfalls kraftverksbyggen.

Förutsättningen för att kunna slopa ändkrokarna var att vidhäftningsspänningen ej överskred tillåtna spänningar enligt de statliga betongbestämmelserna. Vattenfalls förslag översändes till professor H Kreüger vid KTH för betänkande. Utlåtandet blev positivt. Ekwalls förslag godkändes den 11 mars samma år av Gösta Malm, generaldirektör vid Vattenfall. Byråingenjör G S Lalin upprättade därefter en tabell för minsta skarvlängder för rundjärn utan ändkrokar. Tack vare introduktionen av kamjärnet i Sverige i början av 1940-talet kunde högre vidhäftningspåkänningar tillåtas mellan stål och betong.

Kamjärn och kamstål

I likhet med cementindustrin stod stålindustrin inför dilemmat att tillgången på kol skulle begränsas i och med utbrottet av andra världskriget. Dessutom riskerade fördelningen av det tillverkade stålet att förändras, vilket skulle leda till brist på armeringsjärn inom byggindustrin. Genom att utveckla ett nytt armeringsjärn där högre nyttjandegrad av stålet tilläts skulle en eventuell brist på stål undvikas.

Det nya armeringsjärnet utvecklades i nära samarbete mellan civilingenjörerna Erling Reinius och Frey Samsioe vid Vattenbyggnadsbyrån, samt Smedjebackens Valsverk. Det nya armeringsjärnet var av typen kamjárn och betecknades SAS 40 (sedermera K 40 s). Kamjárnnet introducerades i Sverige år 1941 och användes för första gången vid ett kraftverksbygge under Selsforsens kraftverksutbyggnad, åren 1941–1944. Med tiden introducerades även kamjárn med beteckningen SAS 60 (sedermera K 60 s).

Kamjárnnet bestod av rundjárn av högvärdigt stål försett med yttre kammar, vilka åstadkoms genom särskild valsning. Kammarna förbättrade vidhäftningen mellan stål och betong. Det bör nämnas att det redan på 1910-talet såldes armeringssystem med rundstål med svag trådprofilering i ytan. Dessa armeringssystem såg dock aldrig någon större användning i Sverige.

En annan fördel med kamjárnnet var onödiggörandet av ändkrokarna och den arbetsbesparing som därmed uppnåddes. Dessutom uppvägde den starkt ökade tillåtna spänningen i stålet den kostnadsökning som den förhöjda stålqualiteten medförde. Vid bockning av kamjárnnet krävdes däremot större noggrannhet och större radier än för motsvarande rundstål. I takt med att kamjárnets fördelar blev uppenbara inleddes en generell övergång från rundjárn till kamjárn.

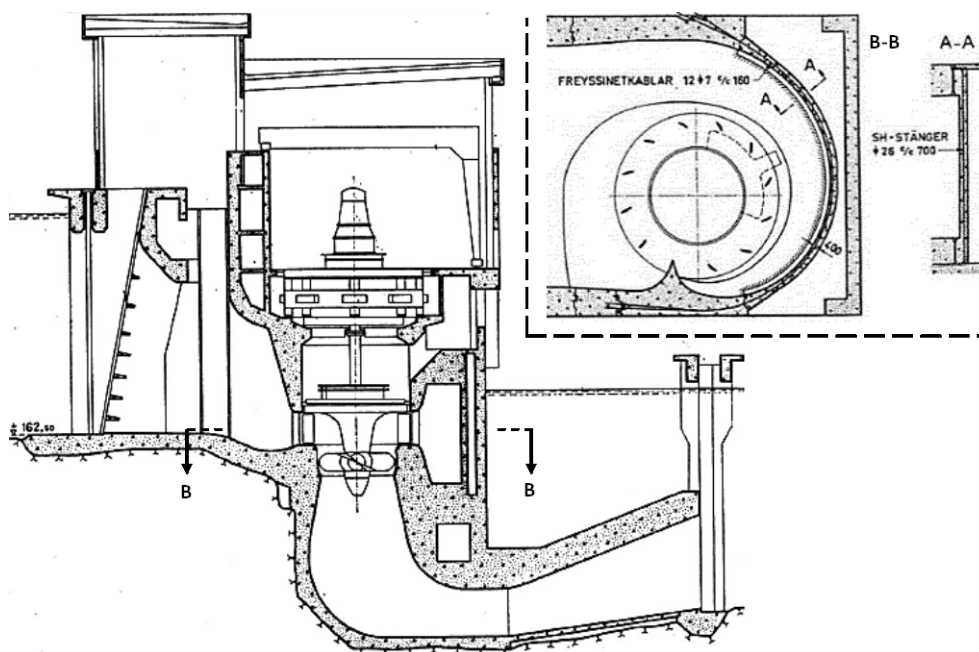
Spännarmering

Vilket tidigare nämnts har spännarmering använts vid kraftverksbyggen när höga påkänningar erfordrats i enskilda konstruktionselement. Spännarmering har också använts frekvent i samband med dammsäkerhetshöjande åtgärder då dammarnas stabilitet behövt förbättras. Ett av de första tillfällena då spännarmering kom till användning inom vattenkraften var i samband med förstärkningsarbetena vid betongdammarna i Älvkarleby under slutet av 1930-talet. De drygt 20 år gamla dammarna hade drabbats av allvarliga urlakningsskador och det förelåg även osäkerheter kring dammarnas stabilitet.

Dammarnas stabilitet förbättrades 1937 genom att samtliga utskovspelare försågs med spännstag med diametern 85 mm och sträckgränsen 36 kg/mm² (353 MPa). Den initiala spännkraften i respektive stag var 95 ton. Med tiden har många äldre betongdammar försetts med spännstag för att uppfylla dagens krav på stabilitet.

Ett annat exempel när spännarmering kom till användning var vid Bjurfors övre kraftverksutbyggnad mellan åren 1958 och 1962. Med syftet att sänka risken för sprickor i turbinspiralen utfördes nedströmsväggen (snäckvalvet) av spännbetong. Snäckvalvet utformades som en ledad vägg förbunden med de längsgående sidoväggarna medan det frilades från tak och botten medelst rörelsefogar.

Betongen i valvet var av kvalitet K 400 (standardcement) och i övriga delar av turbinspiralen K 300 (LH-cement). Det 400 mm tjocka snäckvalvet försågs med horisontellt liggande Freyssinet-kablar med diametern 7 mm (Figur 17). Kablarna placerades med ett inbördes avstånd om 160 mm. Kablarnas brottgräns var 165 kg/mm² (1 619 MPa) och de drogs till 125 kg/mm² (1 226 MPa) innan de låstes. Därefter injekterades kabelrören med cementbruk.



Figur 17. Spännarmering användes i snäckvalvet till turbinspiralen i Bjurfors övre kraftverk. Bilderna från [79].

5.3 KONSTRUKTIONS- OCH RÖRELSEFOGAR

I vattenkraftens betongkonstruktioner finns det huvudsakligen två typer av fogar. Den första typen är konstruktionsfogen, vilken anordnas med syftet att dela upp konstruktionen i separata gjutetapper. Den andra typen är rörelsefogen, vilken anordnas med syftet att dela upp konstruktionen i fristående monoliter. Dessa rörelsefogar ska efter konstruktionens färdigställande kunna ta upp temperatur-, fukt- och lastbetingade rörelser som konstruktionen utsätts för. Detta utan att konstruktionen skadas eller att dess funktion försämras.

Beträffande rörelsefogen, vilken ofta benämns dilatationsfog, har utvecklingen av fogens utformning nästintill följt samma linje vid Vattenbyggnadsbyrån som vid Vattenfall. Detsamma gäller utformningen av konstruktionsfogen. Vad som skiljer de två aktörerna åt är hur monoliterna delades upp i gjutetapper för att minimera risken för sprickbildning i de grova konstruktionerna. Denna skillnad skildras av följande citat från 1953:

"De båda företagen har följt delvis olika linjer. Sålunda har Statens Vattenfallsverk såsom främsta åtgärd i syfte att begränsa sprickbildning använt sig av cement med låg värmeutveckling. De enskilda gjutdelarna ha därigenom kunnat göras tämligen stora. Vattenbyggnadsbyrån, som däremot till för kort tid sedan rekommenderat standardcement, har för att motverka sprickbildning huvudsakligen inriktat sig på att uppdelade större enheter i mindre gjutdelar". Citat från [155].

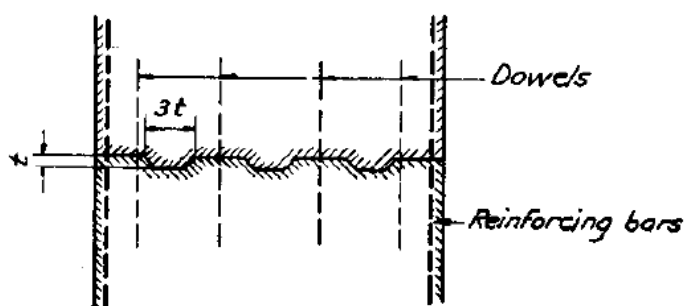
5.3.1 Konstruktionsfogar

Konstruktionsfog är ett samlingsnamn för gjutfog, krympfog och avsvalningsfog. I de flesta fallen är konstruktionsfogen tydligt utmärkt på ritningsunderlaget och avgränsar den del av konstruktionen, vilken utan avbrott ska gjutas färdig innan arbetet får läggas ned. Anordnandet av konstruktionsfogen utförs dels för att underlätta byggnadsarbetet och dels för att reducera risken för sprickor till följd av temperaturbetingade rörelser i samband med betongens temperaturstegring och avsvalning. Konstruktionsfogen förväntas vara stum varför den inte behöver uppfylla några krav utöver de som gäller för den övriga konstruktionen.

Gjutfogar

Under tidigt 1900-tal avgjordes gjutfogarnas placering i många fall av kapaciteten att blanda betong och bearbeta massan i formen. Av denna anledning kan därför ett stort antal gjutfogar påträffas i äldre vattenkraftsanläggningar. Dessa gjutfogar har i många fall inte märkts ut på ritningsunderlaget. Sedan slutet av 1920-talet avgjordes gjutfogarnas placering istället genom konstruktionens dimensioner och betongens förväntade temperaturstegring under hårdnandet. Likaså utmärktes gjutfogarnas placering tydligt på ritningsunderlagen.

En tumregel för gjutfogarna var att de om möjligt skulle förläggas vinkelrätt mot normalspänningarna samt på ställen med små tvärkrafter. För att gjutfogen skulle kunna överföra tvärkrafter försågs de ofta med både förtagningar och dymlingar (Figur 18). Förtagningarna utfördes i allmänhet med en bredd tre gånger djupet. När flera förtagningar låg parallellt med varandra skulle det fria avståndet mellan dem vara minst lika stort som förtagningsbredden. Vid vissa kraftverksbyggen försågs gjutfogarna med plana kopparbleck med syftet att förbättra möjligheterna att åstadkomma en vattentät fog.



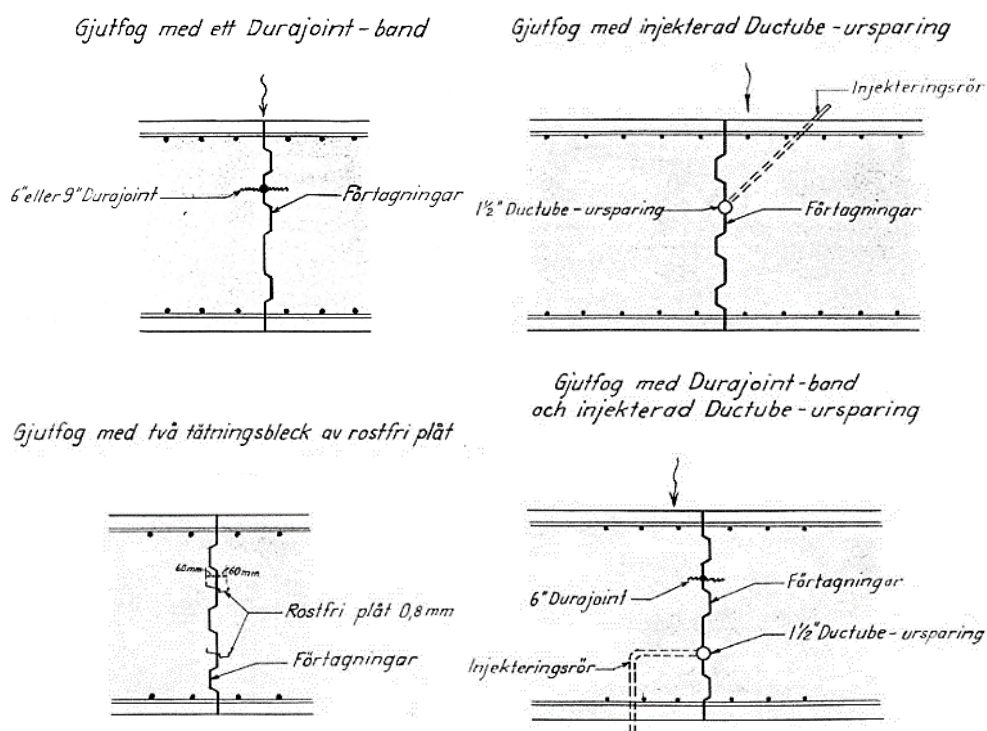
Figur 18. Gjutfog med förtagningar och dymlingar. Bilden från [253].

Erfarenheter från kraftverksbyggen projekterade av Vattenbyggnadsbyrån visade att gjutfogar inte gick att få vattentäta, såvida inte speciella åtgärder vidtogs. Detta även vid det mest omsorgsfulla arbetsutförandet. Dessa erfarenheter mynnade ut i en rekommendation från Vattenbyggnadsbyrån om att gjutfogar i möjligaste mån skulle undvikas i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck. Inom Vattenfall drogs liknande erfarenheter efter att stora vattenläckage noterats längs gjutfogar i konstruktioner uppförda av cementfattig stampbetong. Praktiska erfarenheter vid

både Vattenfall och Vattenbyggnadsbyrån ledde till utvecklingen av nya lösningar för att anordna gjutfogar som skulle bli täta vid ensidigt vattentryck.

Under 1920-talet och i början av 1930-talet rekommenderade Vattenbyggnadsbyrån en metod där gjutfogarna försågs med tätningsanordning. Metoden gick ut på att en järnplåt, vilken på båda sidor bekläddes med asfaltsindränkt asbest, gjöts in i betongen på ömse sidor om fogen. Metoden vidareutvecklades under 1930-talet och inför reparationsarbetena vid Untra kraftverk år 1937 föreskrevs det att alla, på ritningarna angivna, gjutfogar skulle förses med 0,75 mm tjocka tätningsplåtar av rostfritt stål. Vidare skulle likadana tätningsplåtar läggas in i konstruktionen ifall det inträffade ett uppehåll i betonggjutningen på mer än 30 minuter.

I början av 1950-talet introducerades tätningsband av gummi och mjukgjord plast (PVC). Fördelen med de nya tätningsbanden var att de genom sin goda tänjbarhet bättre kunde följa konstruktionens rörelser. Vid Vattenfall utvecklades därför nya konstruktionslösningar för anordnandet av täta gjutfogar (Figur 19). Beroende på fogens placering kunde tätningen bestå av enkla eller dubbla tätningsband.



Figur 19. Fyra exempel på tätningsanordningar för gjutfogar, vilka användes av Vattenfall under 1950- och 1960-talet. Bilderna från [153] (opublicerad).

Vid Vattenfall infördes det också en metod som benämndes "Ductube-förfarandet". Metoden innebar att en uppumpad slang lades in i gjutfogen i dess längdriktning. Slangen skulle därefter tas bort efter att gjutningen avslutats. När betongen hade uppnått tillräcklig ålder skulle det bildade hålrummet fyllas med cementbruk, vilket pressades in under högt tryck.

En annan typ av material som användes vid anordnandet av vattentäta gjutfogar var asfalt. Utmed gjutfogen löpte en kanal som stod i direkt förbindelse med de inlagda asfaltsträngarna i konstruktionens rörelsefogar. Asfalten, vilken sattes under övertryck, utgjorde därmed gjutfogens tätning. Denna typ av tätning av gjutfogarna användes bland annat i samband med kraftverksutbyggnaden i Bålforsen under åren 1954 till 1958.

Krymp- och avsvalningsfogar

En annan typ av konstruktionsfog är krymp- och avsvalningsfogen. Beroende på fogens placering i konstruktionen kan den förses med tätningsband eller lämnas utan sådana. Krymp- och avsvalningsfogen utformades efter samma princip som gjutfogen. Den huvudsakliga anledningen bakom anordnandet av krymp- och avsvalningsfogar var strävan att minimera risken för sprickbildning i vattentäta betongkonstruktioner. Som bekant expanderar betong vid temperaturstegringen under hårdnandet och drar ihop sig under avsvalningsfasen. Vidare krymper den hårda betongen till följd av uttorkning efter konstruktionens avformning. Dessa rörelser tillsammans leder i många fall till sprickbildning i konstruktionen.

Ett vanligt förfarande vid anordnandet av krymp- och avsvalningsfogar i samband med kraftverksbyggen var att gjuta två från varandra fristående etapper. Först när den huvudsakliga sammandragningen av betongen i dessa etapper inträffat gjöts den mellanliggande etappen. I många fall var bredden på den mellanliggande etappen inte mer än en eller ett par meter, vilket ytterligare reducerade risken för sprickbildning i konstruktionen. Vid Vattenfall tillämpades detta förfarande redan så tidigt som i samband med den första utbyggnaden av kraftverket vid Lilla Edet, åren 1918–1925. De mellanliggande etapperna gjöts inte igen förrän efter drygt tre månader då huvuddelen av betongens sammandragning bedömdes ha inträffat.

Till följd av hårt pressade arbetsplaner vid många av Vattenfalls kraftverksbyggen under 1950-talet delades betongkonstruktionerna ofta upp i större gjutetapper än vad som ursprungligen hade planerats. Trots användandet av långsamt hårdnande cement medförde de större etapperna en förhöjd risk för sprickbildning i betongen. Uppkomna sprickor i konstruktioner, vilka skulle utsättas för ensidigt vattentryck, åtgärdades omgående eftersom ett konstant läckage skulle leda till nedbrytning av betongen. Om möjligt åtgärdades sprickorna redan innan vattentrycket påfördes.

5.3.2 Rörelsefogar

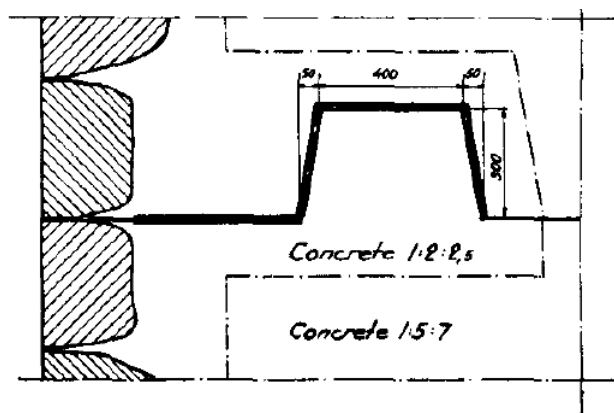
Rörelsefogen anordnas för att en konstruktion ska kunna parera temperatur-, fukt- och lastbetingade rörelser utan att förlora sin funktion. Där det är möjligt placeras rörelsefogen så att den sammanfaller med konstruktionsfogen. Rörelsefogen ska utformas så att den framförallt medger rörelser längs konstruktionens längdaxel, men även i riktningar tvärs längdaxeln. Runt år 1960 lät Vattenfall mäta rörelser i rörelsefogar i ett par nyss färdigställda betongdammar. Mätningarna utfördes kontinuerligt under två års tid och visade att årliga rörelser runt 2–3 mm kunde förväntas vid dammkrönet efter att dämningen tagits upp.

Vad som skiljer en rörelsefog i en vattenkraftsanläggning från en rörelsefog i en annan typ av konstruktion är att den förra ska vara vattentät. Det stod tidigt klart

att ett noggrant utförande av rörelsefogen var av stor betydelse för erhållandet av en tät fog. Skarvar i tätningsbanden skulle om möjligt undvikas eftersom de var svåra att få täta. Framförallt var anslutningar mellan horisontella och vertikala tätningsband svåra att utföra. Erfarenheter från 1920- och 1930-talet visade också att det var svårt att få rörelsefogar försedda med endast ett tätningsband täta.

Vidare visade det sig lämpligt att dela upp betongkonstruktionerna i monoliter om ungefär 10–15 m bredd. Vid större bredd på monoliterna ökade risken markant för sprickbildning till följd av betongens temperaturstegring under hårdnandet, samt den efterföljande uttorkningskrämpningen. För att ytterligare reducera risken för sprickbildning i betongen blev det med tiden vanligt att förlägga rörelsefogarna med ett inbördes avstånd om endast 8–10 m.

De äldsta typerna av rörelsefogar i svenska vattenkraftsanläggningar bestod av en grov förtagning där ytorna inuti i fogen beströks med asfalt (Figur 20). I en del fall försågs rörelsefogen med ett ingjutet kopparbleck, vilket skulle ge bättre täthet. Det uppstod dock svårigheter vid utförandet av fogar med tätningsbleck av koppar eller rostfritt stål eftersom fogen tenderade att tryckas ihop vid betonggjutningen. En lösning på det uppkomna problemet blev att lägga in brädor i fogen runt vilka tätningsblecket bockades (Figur 21). Tätningsblecken förankrades i betongen med hjälp av armeringsjärn, vilka skruvades fast i blecken (Figur 22).

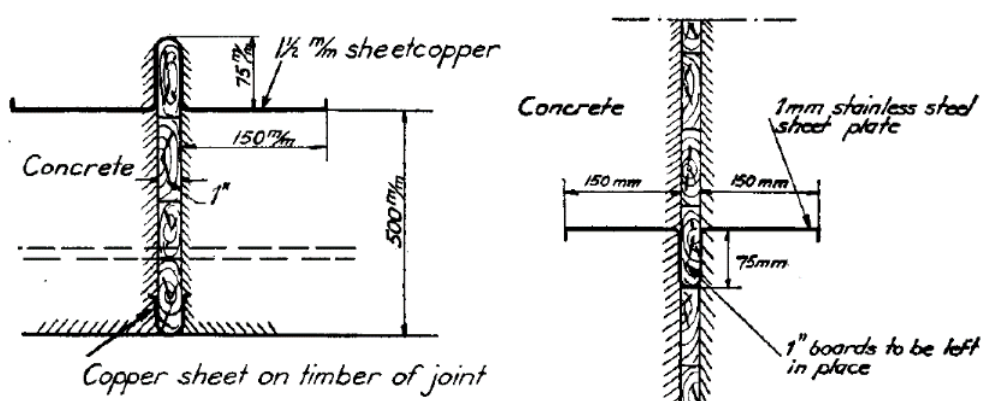


Figur 20. Utformning av rörelsefog från tidigt 1900-tal med spont och not. Kontaktytorna i fogen beströks med asfalt. Bilden från [253].

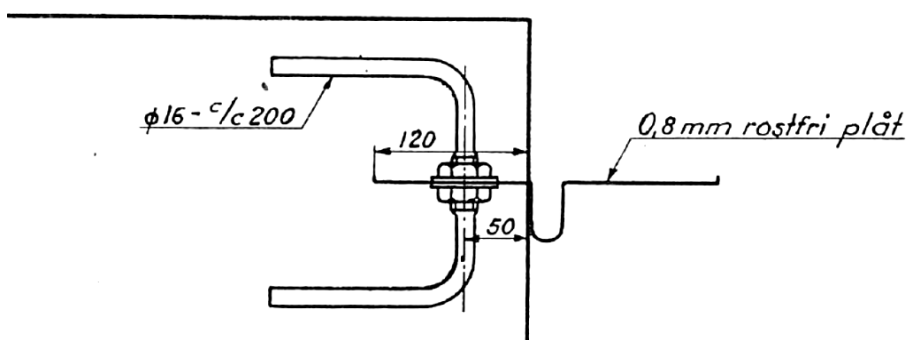
I slutet av 1930-talet lät Vattenbyggnadsbyrån vidareutveckla rörelsefogen. Den nya metoden innebar att fogen försågs med en trycksatt asfaltssträng mellan två tätningsplåtar (Figur 23). Tätningen erhöles genom att trycket i asfalten översteg vattentrycket på ett givet djup. Goda erfarenheter av den nya rörelsefogen erhöles vid de anläggningar där metoden utprovades.

Under 1950-talet introducerades tätningsband tillverkade av paragummi och PVC. Paragummi är en gummiprodukt med mycket hög halt av naturgummi, vilket ger produkten goda mekaniska egenskaper och stor töjbarhet. PVC är förkortning för polyvinylklorid, vilken är en av de vanligaste plastsorterna på marknaden. PVC är i grund och botten en styv plast som kan göras mjukare och följsammare genom

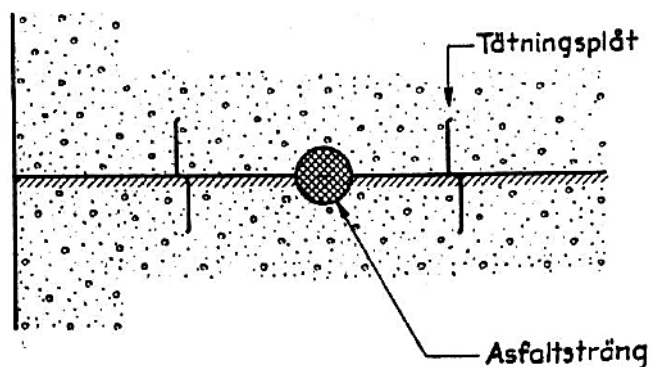
inblandning av mjukgörare. PVC-banden utvecklades av ett amerikanskt företag baserat i New York. Produktnamnet som användes var Durajoint. I början av 1960-talet tillverkades tätningsband av PVC även i Sverige, exempelvis vid Trelleborgs Gummifabrik AB.



Figur 21. Två typer av rörelsefogar från 1930-talet. Koppar- och stålbleck stod för fogens tätning. Inläggandet av trä förhindrade att fogen trycktes samman vid gjutningen. Bilderna från [253].



Figur 22. Förankring av tätningsbleck medelst armering som skruvades fast i blecket. Bilden från [128].



Figur 23. Rörelsefog utvecklad av Vattenbyggnadsbyrån i slutet av 1930-talet. Bilden från [246].

I samband med Tuggens kraftverksutbyggnad, åren 1957–1962, försåg Vattenfall för första gången några av rörelsefogarna i lamelldammen med dubbla tätningsband och en mellanliggande ursparing för asfalt. Tätningsbanden var av typen PVC eller rostfri stålplåt och placerades med ett inbördes avstånd om 400 mm. Vid bandens anslutning mot undergrunden drogs de ned i slitsar i berget och gjöts fast. Denna lösning blev med tiden standard vid Vattenfalls kraftverksbyggen.

Beträffande tätningsband av PVC upptäcktes det efter en tid att en del av dem inte var beständiga i den alkaliska miljön som råder inuti betongen. Banden blev hårda och spröda vilket ökade risken för läckage. För att kunna sortera ut PVC-band med dålig beständighet i alkalisk miljö lät därför Vattenfall utveckla provningsmetoder. Provning av PVC-band är numera en förutsättning för att få dem godkända.

Vid både Bålforsens och Rätans kraftverksbyggen, 1954–1958 respektive 1964–1968, försågs rörelse- och konstruktionsfogar som skulle utsättas för ensidigt vattentryck med två tätningsbleck av rostfritt stål. Mellan de två tätningsblecken placerades en asfaltsträng (Figur 23). Mellan tätningsblecken och asfaltsträngen inlades en 3 mm tjock bitumenmatta, vilken klistrades fast med asfalt vid den färdiga betongytan. Omedelbart före motgjutningen beströks bitumenmatten med ett lager asfalt. De övriga fogarna försågs med ett enkelt tätningsbleck.

5.4 STENBEKLÄDNAD

Efter traditionen att uppföra murverksdammar av natursten, låg det nära till hands att även förse betongdammar med en stenbeklädnad. Det ansågs vara mer estetiskt tilltalande med stenbeklädda ytor än med råa betongytor (Figur 24). Bortsett från den estetiska aspekten, vilken givetvis var av underordnad teknisk betydelse, var tanken att stenbeklädnaden även skulle skydda den bakomliggande betongen mot slitage från drivgods, is och strömmande vatten.

Fram till och med 1930-talet var det vanligt förekommande att hela eller stora delar av betongkonstruktionerna vid ett kraftverk försågs med beklädnad av storsten och nubbsten. Storsten bestod av uthugna stenblock, medan nubbsten utgjordes av stenar med något större storlek än vanlig gatsten (Figur 25). Med syftet att öka stenbeklädnadens vidhäftning mot betongen, fick vissa stenar större dimension än de övriga stenarna. Den större dimensionen, i form av en långsmal sten, medförde att dessa så kallade förankringsstenar kunde gjas fast längre in i konstruktionen. Från ytan såg däremot förankringsstenen ut som vilken annan sten som helst.

Vid beklädnad med storsten var det vanligt förekommande att stenen lades i allteftersom gjutningen fortskred. Med mindre stenar, det vill säga nubbsten, krävdes däremot större noggrannhet, varför stenarna ofta positionerades på anvisad plats innan gjutningen fick påbörjas. Storsten användes vanligtvis på konstruktionselement där stort mekaniskt slitage var att vänta, exempelvis på skibord och på uppströmssidan av dammen. Nubbsten användes istället i ett dekorativt syfte, vanligtvis på nedströmssidan av dammen.



Figur 24. Stenbklädd betongdamm vid Karsefors kraftverk. Foto M Rosenqvist.



Figur 25. Storsten i ett skibord till Karsefors damm (t.v.) och nubbsten på nedströmssidan av dammen vid Knäred Övre (t.h.). Foto M Rosenqvist.

Till oarmerade konstruktioner användes det cementfattig stampbetong, medan det till armerade konstruktioner användes gjutbetong av våt eller blöt konsistens. Vid gjutning med stampbetong krävdes det omsorgsfull bearbetning av betongmassan för att undvika håligheter och skiktningar i den färdiga konstruktionen. Med blöt gjutbetong krävdes det istället liten stighastighet för att undvika stora sättningar i den färskas betongmassan. I båda fallen var betongarbetarens yrkesskicklighet direkt avgörande för resultatet. Ett mått på betongarbetarnas skicklighet var hur väl utrymmet under förankringsstenarna fylldes ut med betong av god kvalitet.

Med förbättrad cement- och betongkvalitet under 1930-talet minskade fördelarna med stembeklädnader. Det fanns således inte längre någon tekniskt motiverbar anledning att fortsätta utföra tids- och kostnadskrävande stensättningsarbeten. Dessutom bidrog den ökade andelen armerade konstruktioner till utfasningen av stembeklädnaderna. För att nyttja armeringsjärnens kapacitet på bästa sätt bör de placeras nära konstruktionens yta, vilket var svårt att göra i kombination med en stembeklädnad.

I modern tid har försök ånyo gjorts med stembeklädnader vid nybyggnation. Dessa försök har haft syftet att återskapa ett visuellt intryck av en gammal konstruktion. Storfallsdammen vid Älvkarleby kraftverk kan nämnas som ett exempel där delar av den nya dammen försågs med stembeklädnad i samband med att den gamla dammen revs ut omkring år 1990 (Figur 26). Det visade sig dock att det var både omständligt och dyrt att i modern tid utföra sådana arbeten.



Figur 26. Tre stembeklädda pelare i den nya storfallsdammen vid Älvkarleby kraftverk. Foto M Rosenqvist.

Vid ett tillfälle ansågs det även att stembeklädnader kunde ha en värmeisolerande effekt på den underliggande betongen, vilket skulle minska risken för frostsador. Att stembeklädnaden bidrog till förbättrad täthet i konstruktionen fanns det också en utbredd övertygelse om. Med en tät stembeklädnad skulle det gå att utföra den bakomliggande konstruktionen helt i cementfattig stampbetong och dessutom med ett mindre noggrant utförande. Stembeklädnaden skulle på detta sätt medföra en kostnadsbesparing vid byggarbetet.

På grund av att natursten har liknande värmeledningsförmåga som betong, kunde påståendet om den värmeisolerande förmågan snabbt avfärdas. Till påståendets försvar ska det påpekas att stembeklädnaderna bör ha haft viss skyddande verkan på den bakomliggande betongen genom att förhindra att hastiga temperatur-omsvingningar i luften nådde betongen.

Påståendet om ökad täthet tack vare stenbeklädningen var dock svårare att avfärda, eftersom inga systematiska undersökningar genomfördes. De erfarenheter som har vunnits genom åren är att ett noggrant arbete vid konstruktionens uppförande kan ha fördröjt den bakomliggande och cementfattiga betongens nedbrytning. Dessa erfarenheter kan troligtvis förklaras av att bruket som användes i stenbeklädningen mestadels var av hög kvalitet.

Oberoende av brukets kvalitet eller noggrannheten vid stensättningsarbetena har den bakomliggande betongen förr eller senare drabbats av nedbrytning. Denna nedbrytning har generellt sett inträffat i två steg. Det första steget karaktäriserades av spruckna fogar och lösa stenar, medan det andra steget innefattade urlakning och frostnedbrytning av den bakomliggande betongen. En utförligare redogörelse för orsakerna till nedbrytning av stenbeklädningar återges i avsnitt 7.6.

6 Betongarbetenas utförande

I detta kapitel presenteras erfarenheter från utförda betongarbeten i samband med den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden i Sverige. De erfarenheter som återges i detta kapitel berör främst formbyggnader, betongens bearbetning, samt betongens behandling efter avslutad gjutning.

6.1 NOGGRANNHET VID BETONGARBETENAS UTFÖRANDE

Vilken grad av noggrannhet som praktiserades vid utförandet av en konstruktion avslöjas ofta i form av hur väl konstruktionen fungerar. Vilken kvalitet betongen fick var i hög grad beroende på vattentillsatsen, samt de ingående delmaterialens egenskaper och proportionering. I Sverige fanns det kunskap om detta beroendeförhållande redan under det tidiga 1900-talet. Med tiden förordades noggrann och sakkunnig kontroll såväl vid anskaffning av delmaterial som vid blandning och gjutning av betongen. För att erhålla hög och jämn kvalitet på betongen anställdes särskilda betongkontrollanter, vilka hade till uppgift att rutinmässigt kontrollera betongarbetenas utförande.

I början av 1930-talet genomfördes det en stor undersökning i USA av Portland Cement Association (förkortat PCA). Undersökningen inkluderade hundratals betongdammar uppförda från sent 1800-tal till tidigt 1930-tal. Villkoren för att erhålla god och beständig betong sammanfattades därefter i följande punkter:

- God kvalitet på betongens delmaterial.
- Rätt proportionering av betongen.
- Viktigt att följa anvisningarna för arbetenas utförande.
- Noggrannhet vid gjutarbetet.

Under 1930-talet introducerades i Sverige ett flertal nya cementsorter, vilka vissa var speciellt framtagna för konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck. Trots detta faktum kunde ett cement, oavsett hur bra det än var, aldrig kompensera för ett bristfälligt utförande vid betongens proportionering, blandning, gjutning och efterbehandling.

6.2 FORMBYGGNADSMETODER

En grundläggande förutsättning för att nå ett lyckat resultat vid betongarbeten är en korrekt utförd formbyggnad. Formen ska vara stabilt byggd med riktiga mått och exakt form. Vid betonggjutningen får inga formändringar uppstå på grund av utböjningar eller sammanpressningar i fogar eller skarvar. Formen bör även vara så tät att inget bruk kan sippra ut. En stor del av formbyggnadsarbetet utfördes förr, och utförs också idag, för hand, vilket kräver stor skicklighet hos arbetarna (Figur 27). Formbyggnader kan generellt sett delas in i fast form och glidform.



Figur 27. Pågående formbyggnadsarbete vid lamelldammen under Ramsele kraftverksutbyggnad 1954–1958. Foto Uniper via C-O Nilsson.

Fast form

När betongkonstruktioner blev vanligt förekommande i Sverige under tidigt 1900-tal användes uteslutande trä till formbyggnaderna. Under de första decennierna uppfördes formarna på plats av virke, vilket inköptes i olika dimensioner och med fallande längder. Virket var billigt och kunde senare användas för uppvärmning av varmskjul under vintern. De ohyvlade bräderna sammanfogades med stadiga regler och stöttor. Dock fick formbräderna inte läggas så tätt eller vara av så torrt trä att utbuktning uppstod vid träets svällning.

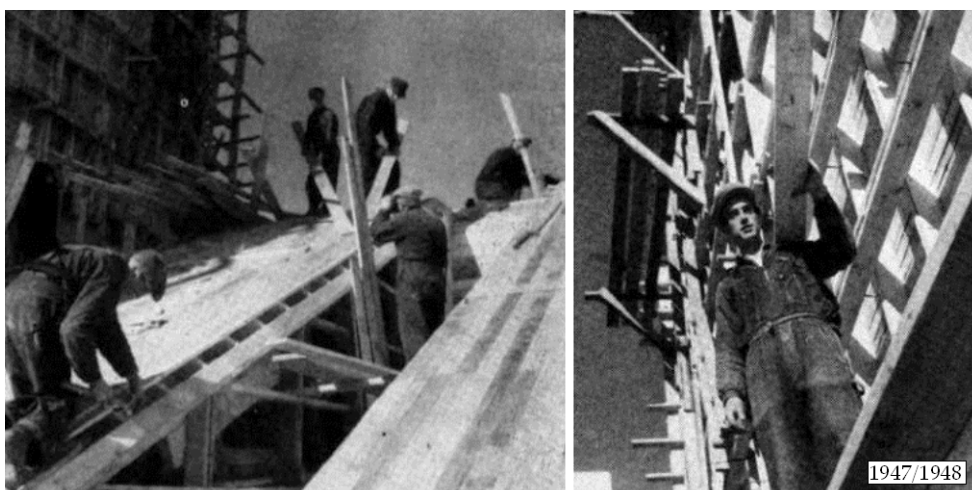
Arbetet med att bygga formarna var ofta resurskrävande gällande manskap, tid och material (Figur 28). En återkommande frågeställning vid många kraftverksbyggen var hur formbyggnadsarbetena skulle rationaliseras med syftet att vinna tid och reducera kostnaderna. Med tiden steg priset för virket och arbetet, vilket medförde att kostnaden för formbyggnaden i vissa fall motsvarade kostnaden för armeringsjärnen eller betongen. Försök utfördes där andra typer av material än lösvirke användes. Några exempel att nämna är järnplåt, masonit och plywood.

De första försöken att i industriell skala rationalisera formbyggandet genomfördes på 1930-talet då fabrikstillverkade formluckor introducerades. Det blev dock inte förrän under 1940-talet som användningen av de fabrikstillverkade formluckorna tog fart i Sverige. Fördelarna med formluckorna var att de kunde användas flera gånger, samt att det gick att bygga formen betydligt snabbare. Således uppnåddes både material- och arbetsbesparingar.

Även vid de pågående kraftverksutbyggnaderna runtom i landet söktes det efter nya och effektivare metoder för att rationalisera formbyggandet. En del i detta arbetet bestod av att låta utforma konstruktionerna så att formbyggandet skulle

underlättas. En annan del var att konstruera formelement som kunde förflyttas i takt med att betongarbetena fortskred. Standardiserade formluckor började så småningom att användas inom vattenkraften.

Figur 29 visar hur de standardiserade formluckorna kom till användning under uppförandet av lamelldammen vid Ramsele kraftverk 1954–1958. Storleken på formluckorna var 2,0 x 0,6 m. Användningen av dessa formluckor hade tidigare utprovats vid Mörsils kraftverksutbyggnad, 1945–1948, samt vid Storfinnforsens kraftverksutbyggnad, åren 1949–1954.



Figur 28. Pågående formbyggnad med lösvirke av bland annat ett skibord under Skedvis kraftverksutbyggnad åren 1945–1949. Fotografierna från [7].



Figur 29. Vid kraftverksbygget i Ramsele 1954–1958 användes standardiserade formluckor i formbyggnaderna till lamelldammens stödpelare. Foto Uniper via C-O Nilsson.

I samband med kraftverksutbyggnaden vid Harrsele mellan åren 1954 och 1958 utprovades lämpligheten i att använda formluckor med stor dimension, nämligen 8 x 5 m. Syftet var att ytterligare effektivisera formbyggnadsarbetet för stora och plana ytor. Formluckorna sattes samman av plastbelagda träskivor monterade på kraftiga stålstommar. Plastsiktet på träskivorna föranledde enklare formrivning och rengöring av betongytan.

Formluckorna kunde dessutom utan större ansträngning återanvändas gång på gång. Enligt utförda beräkningar minskade kostnaderna för formbyggnaderna med 64 % jämfört med om traditionellt formbyggnadsarbete skulle ha utförts. Under kraftverksutbyggnaden i Boden, mellan åren 1969 och 1972, användes plastbelagda formluckor av plywood med syftet att förenkla formsättning, avformning och rengöring.

Glidform

Användandet av fast form för gjutning av monolitiska betongkonstruktioner med stor utsträckning i höjddled var oekonomiskt ur såväl material- som tidssynpunkt. Framförallt var det inför uppförandet av stora siloanläggningar som behovet av bättre formbyggnadsmetoder uppstod. På 1930-talet utfördes vissa höjdgjutningar med en enkel typ av standardiserad form, vilken genom skruvanordningar lyftes uppåt ett styck åt gången. Formlyftningen utfördes manuellt, vilket krävde stort manskap och gott samarbete. Utmaningarna var att hålla formen i jämn glidning och att formöverkantens alla punkter skulle ligga i våg. Svårigheterna växte med glidformens storlek.

Under 1940-talet vidareutvecklades metoden genom att använda hydrauliska oljedomkrafter för formlyftningen. Dessa domkrafter sammankopplades med slangar och drevs av en elektrisk oljepump. Genom denna automatisering av formlyftningen minskades arbetsbehovet. Exempelvis krävdes endast en man för arbeten som tidigare krävt 8 à 10 man. Tack vare att domkrafterna drevs av en och samma pump reducerades risken för snedställning av formkonstruktionen. Inom landet kom den hydrauliskt drivna glidformstekniken snabbt till stor användning vid uppförandet av siloanläggningar. I början av 1950-talet uppfördes det också lägenhetshus med upp till ett tiotal våningar med glidformsgjutning.

Under hösten 1952 önskade Vattenfall att få utvärdera utrustning och teknik för glidformsgjutning. Diskussioner fördes med AB Byggförbättring under våren och sommaren kring teknikens för- och nackdelar. Utvärderingen var tänkt att ske genom mindre gjutningar vid något av de pågående kraftverksbyggena längs Indalsälven. Till följd av att Byggförbättring hade patent på utrustning och teknik för glidformsgjutning skrev Vattenfall ett avtal med Byggförbättring för inköp av utrustning, licensavgifter, utbildning och support. Löptiden för avtalet var sex år. Som kuriosita kan det nämnas att glidformsutrustningen i markandsförings syfte benämndes "*the Hydraulic Ape*".

Glidformstekniken utvärderades successivt i samband med uppförandet av olika typer av inomhuskonstruktioner vid de pågående kraftverksbyggena i Forsmo, Grundfors, Lasele, Ligga, Långbjörn, Näverede, Porsi, Stensele, Stenungsund, Stornorrfor och Umluspen. Som exempel på dessa konstruktioner kan hiss- och

kabelschakt nämnas, likaså traversväggar och trycktuber. Vid samtliga dessa försök användes betong med standardcement.

Vad som framkom under de ovannämnda försöken var att glidformsgjutning inte lönade sig vid konstruktionshöjder under 10–15 m. Vidare gav inte glidformens stighastighet runt 20–25 cm per timme upphov till några problem eftersom det var samma stighastighet som vid fast form. Däremot visade sig betong med krossad makadam vara svårare att gjuta med eftersom den lättare hakade fast i formen.

Genom att övergå till stålform kunde friktionen mellan form och betong minskas, vilket även reducerade sprickrisken i betongen. Generellt bearbetades betongen med stavvibrator. Vibreringen utfördes i ett övre lager om 10 cm med korta vibreringstider. För efterföljande bevattning av konstruktionen hängdes perforerade slangar i formen undertill.

Gällande glidformsgjutning av utomhuskonstruktioner fanns det i mitten av 1950-talet fortfarande ingen erfarenhet hos Vattenfall. Innan glidformsgjutning av sådana konstruktioner skulle tillåtas behövde flera frågeställningar utredas. Till exempel var det osäkert ifall betong med LH-cement skulle gå lika bra att använda som betong med standardcement. Vidare behövde frågan lösas hur den nygjutna betongen kunde skyddas från tidig frysning. Den största frågeställningen var dock om konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck skulle bli vattentäta efter att ha gjutits med glidform. Byggförbättring ansåg att sprickrisken helt kunde undvikas om 25 cm föreskrivs som minsta konstruktionstjocklek.

För att också kunna sänka formkostnaden för utomhuskonstruktioner behövde konstruktionerna utformas på ett sätt som var lämpligt för glidformsgjutning. För Vattenfalls del innebar detta exempelvis att gravitationsdammar skulle behöva uppföras som lamelldammar. En inledande begränsning med glidformsgjutning var att horisontaltvärnsnittet inte kunde variera med konstruktionens höjd. Vid glidformsgjutning av stödpelare med lutande nedströmssida innebar detta att den lutande sidan fick formsättas för hand, vilket var komplicerat och dyrt.

I samband med kraftverksutbyggnaden i Porsj utvecklades dock en glidform som tillät att en sida lutade. Provgjutning utfördes i början av 1958 med en pelare med huvudmått i basen på 1,0 x 3,2 m (Figur 30). Försöket var lyckosamt och metoden bedömdes komma till användning i fullskala vid framtida kraftverksutbyggnader. Kostnaden för glidformsgjutning av stödpelare beräknades till mindre än hälften jämfört med traditionell formsättning. Den första betongdammen som Vattenfall delvis lät utföra med glidformsgjutning var utskovsdammen vid Långbjörns kraftverk, vilken uppfördes åren 1957–1959.

Glidformsgjutning kom också till användning vid andra kraftbolags pågående kraftverksutbyggnader inom landet i slutet av 1950-talet. Som exempel kan det nämnas att glidform användes vid gjutning av det 140 m höga hisschaktet ned till maskinsalen vid Trängslets kraftverk. Under kraftverksutbygganden i Harrsele användes glidform vid gjutning av exempelvis olika typer av schakt samt pelare för maskinsalens traversbalkar.



Figur 30. Provgjutning med glidform av stöpelare med lutande sida vid kraftverksbygget i Pors (t.v.). I mitten kontrollmätning av den lutande ytan. Stöpelaren efter avslutat arbete (t.h.). Foton från [11] (opublicerad).

Formrivning

Den grundläggande förutsättningen för att avlägsna formar efter gjutning är att betongen uppnått tillräcklig hållfasthet för de påkänningar som den ska utsättas för. Tidpunkten för formrivningen varierar således med cementsorten, betongens proportionering, samt rådande väderlek. Vid kall väderlek rekommenderades det att formarna fick sitta kvar tills varmare väderlek inträdde. Generellt sett skulle formrivning ske med stor försiktighet så att betongen inte skadades.

Som exempel kan det nämnas att vid Suorvadamarnas första utbyggnad, mellan åren 1921 och 1923, togs överformen till dammarnas valv bort efter 3 dagar medan underformen satt kvar i 3 veckor. Vid andra kraftverksbyggen fick formarna sitta kvar tills de behövdes på annat håll. Av denna anledning kunde tidpunkten för formrivningen variera stort mellan likartade konstruktioner. Vid Storfinnforsens kraftverksutbyggnad, åren 1949–1954, uppfördes monoliterna till lamelldammen en och en. Från bevarade protokoll kan det konstateras att tiden från gjutning till formrivning varierade med mellan tre och över hundra dagar.

6.3 BLANDNING OCH TRANSPORT AV BETONG

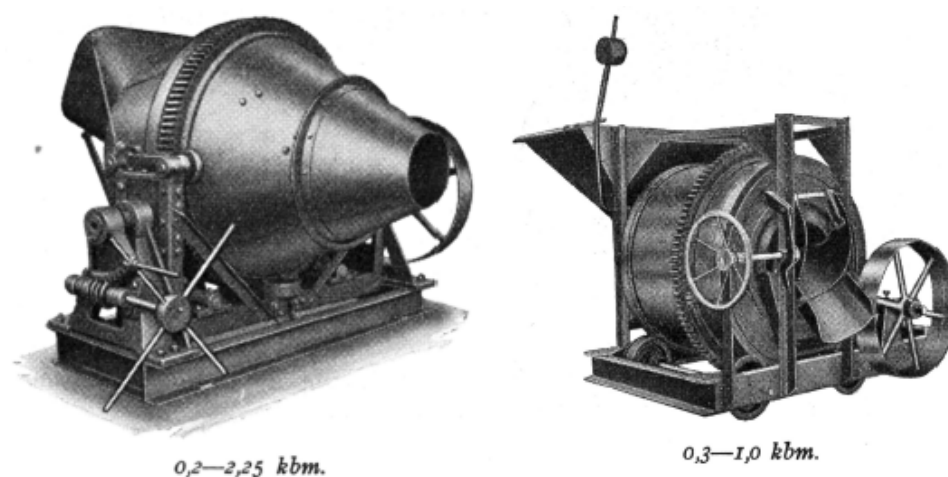
Betongmassans blandning

För att framställa betong med rätt blandningsproportioner krävs det noggrannhet vid uppmätningen av de olika delmaterialen. Särskilt stor noggrannhet krävs vid mätning efter volym, eftersom variationer i materialens packningsgrad kan få stor betydelse för betongens faktiska blandningsproportioner. Mätning efter volym var vanligt förekommande fram till och med början av 1930-talet.

I och med 1934 års upplaga av de statliga cement- och betongbestämmelserna påbörjades övergången till mätning efter vikt, eftersom cement inte längre fick mätas efter volym. Enligt 1942 års betongbestämmelser skulle även de övriga delmaterialen uppmätas efter vikt till betong av klass I. Betong till vattenkraftsanläggningar var oftast av klass I. Vidare skulle betong av klass I beredas med maskin av lämplig typ.

Vid handblandning av betongmassan skulle arbetet utföras på ett horisontellt och slätt plan med hård yta. Först skulle sand och cement blandas så att massan fick en jämn färg. Därefter skulle sten tillsättas och till sist vatten. Enligt 1910 års betongbestämmelser var handblandning av betong tillåten för oarmerade konstruktioner, medan det föreskrevs maskinblandning av betong till armerade konstruktioner. I och med 1924 års betongbestämmelser skärptes dock kraven på maskinblandning och endast i undantagsfall skulle handblandning få lov att utföras.

Vid Lilla Edets första kraftverksutbyggnad, 1918–1925, blandades betongen med separata maskinblandare fram till och med att en central betongstation uppfördes år 1922. Blandarna som användes var av modell Smith Mixer n:r 2½ och hade en kapacitet om 120 m³ betong per dag (Figur 31). I de betongstationer som kom att uppföras vid kommande kraftverksbyggen användes allt större blandare för att öka kapaciteten. Dessutom krävdes det större blandare när sten med allt större storlek användes för att sänka betongens temperaturstegring vid hårdnandet.



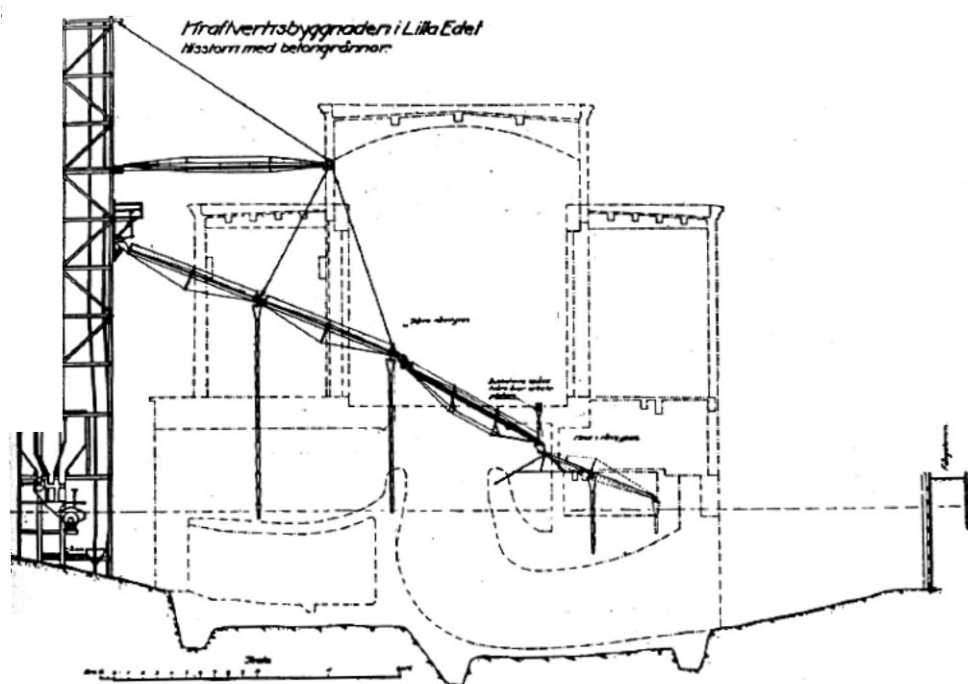
Figur 31. Två typer av betongblandare som användes i stor utsträckning vid kraftverksutbyggnader under tidigt 1900-tal. System Smith till vänster och System Ransome till höger. Bilderna från [227].

Genom fortsatt utveckling av den centrala betongstationen kunde kapaciteten att framställa betong successivt förbättras under de kommande decennierna. I början vägdes allt cement, vatten, ballastmaterial och tillsatsmedel manuellt. Med tiden automatiserades dessa arbetsmoment, vilket effektiviserade betongberedningen. Dessutom ledde den automatiserade betongframställningen till att de oönskade variationerna i betongens kvalitet kunde reduceras.

När onormalt stora variationer i betongens kvalitet noterades kunde felkällan ofta härledas till den centrala betongstationen. Onormalt stora variationer i betongens kvalitet upptäcktes i samband med de forcerade arbetena i omloppstunneln vid kraftverksbygget i Messaure i slutet av 1950-talet. Betongens tryckhållfasthet blev i många fall alldeles för hög. Vid en noggrann kontroll av förvaringsfickorna för cement och ballast kunde det konstateras att standardcement läckte in i fickan för LH-cement, samt att LH-cement läckte in i fickan för finsand. Bristerna åtgärdades omedelbart och därefter uppvisade betongen normala hållfasthetsvärden.

Transport av betong till formen

Under det tidiga 1900-talet transporterades jordfuktig stampbetong från blandaren till formen vanligtvis medelst rullebör, häst och vagn, eller i byttor vilka lyftes på plats med kran. När gjutbetong av våt och blöt konsistens introducerades blev det istället vanligt att låta betongen rinna i långa rännor. Vid exempelvis Lilla Edets första kraftverksutbyggnad, åren 1918–1925, var betongstationen centralt placerad på arbetsplatsen. Den färdigblandade betongmassan hissades först upp i ett torn och fick därefter rinna i rännorna vilka mynnade vid de pågående gjutarbetena. Dessa rännor kunde vara åtskilliga tiotals meter långa (Figur 32).



Figur 32. Hisstorn med rännor för transport av betong till formen vid Lilla Edets första kraftverksutbyggnad. Bilden från [184].

Vid gjutning särskilt långt bort från betongstationen fick betongmassan istället transporteras i decauvillevagnar för att därefter skyfflas ned i formen för hand. Med tiden blev vagnar och baskar de vanligaste transportredskapen för betong framställd på arbetsplatsen. När betong istället hämtades från betongfabriker transporterades den medelst betongbil hela vägen till formen.

För tömning av betongmassan från vagnen, basken eller betongbilen användes vid höga och trånga formar särskilt framtagna plåtbyttor som sänktes ned till formens botten där byttan tömdes genom bottenappning. Även rörkedjor för störtning av betongmassan ned i formen användes. I början av 1970-talet blev det vanligt att istället pumpa den färska betongmassan. För att underlätta pumpningen krävdes betong med lösare konsistens, samt mindre maximal stenstorlek. Följden av detta blev att cementmängden ökade, vilket var ogynnsamt för grova konstruktioner.

Metoden att pumpa betongmassan hade utvecklats i USA redan i mitten av 1910-talet. Det visade sig att med rätt utrustning var det möjligt att pumpa betong med stenar upp till 80 mm storlek. I slutet av 1940-talet användes pumpning i USA vid ett flertal kraftverksbyggen. Ett exempel är Enders Dam där cementmängden låg kring 300 kg per m³ betong och största stenstorlek var 32 mm. Det uppstod dock frekventa avbrott i arbetet till följd av proppar i ledningarna. Avbrotten ledde till oplanerade gjutfogar i konstruktionerna. Vid Vattenfall följdes utvecklingen av pumpningstekniken noggrant. Vattenfalls bedömning var att under förutsättning att pumpningstekniken förfinades skulle det bli ekonomiskt lönsamt att frångå betongtransport medels kran och basker.

Placering av betong i formen

Praktiska erfarenheter från tidigt genomförda kraftverksbyggen visade att betong av god kvalitet ofta erhöles i konstruktionernas centrala delar. Mot ytor, hörn och kanter, det vill säga där hög kvalitet på betongen är viktig, erhöles i istället sämre betong. I hårt armerade konstruktioner kunde den lägre betongkvaliteten delvis förklaras av att betongen hade tillförts centralt i formen och därefter stampats eller vibrerats ut mot hörn och kanter. Det var nämligen de talrika armeringsjärnen som hade hindrat en lämpligare placering av gjutanordningarna. Först när det under projekteringsfasen togs särskild hänsyn till betongarbetenas praktiska utförande kunde den hårdnade betongens kvalitet förbättras.

Vid kraftverksutbyggnaden i Åtorp, under åren 1930–1933, hade det tagits särskild hänsyn till armeringens placering för att underlätta god bearbetning av den färska betongmassan. Även vid Vattenfalls kraftverksutbyggnader vidtogs det åtgärder, i den mån det var möjligt, för att undvika låg betongkvalitet. Bland annat gjordes konstruktörerna uppmärksamma på de praktiska problemen och uppmanades att anordna armeringsjärnen på sådant vis att gjutrör kunde nedföras med visst inbördes avstånd även i hårt armerade konstruktioner.

6.4 BEARBETNING AV BETONG

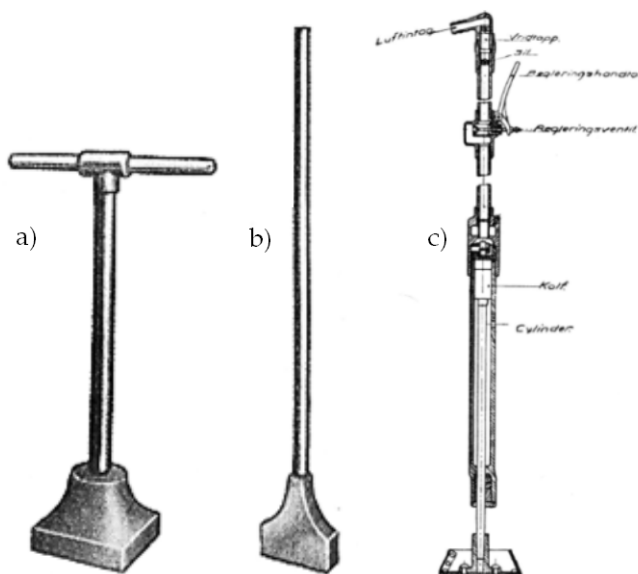
Av stor betydelse för den hårda betongens kvalitet är den färska betongmassans bearbetning. För att erhålla betong av god kvalitet behöver massan kompakteras noggrant. Stampning, stötning och vibrering utgör exempel på metoder som har använts för att åstadkomma god kompaktering hos den färska betongmassan.

Stampning

Att stampa betong innebar att betongmassan packades för hand. I ett första steg utbreddes den jordfuktiga och cementfattiga betongmassan i lager om 15–30 cm tjocklek. Därefter bearbetades betongmassan med planstötar och spettformade kantstötar (Figur 33 a–b). Först användes kantstöten för att få betongmassan att sluta till formen och därefter användes planstöten för den övriga betongmassans bearbetning. Planstöten hade fyrkantig underyta där sidans längd låg mellan 10 och 16 cm. Planstöten vikt kunde variera mellan 10 och 17 kg. Vid större arbeten användes ibland särskilda maskinstampar, exempelvis pneumatiskt drivna planstötar (Figur 33 c).

Tre typer av verktyg
för bearbetning av
mager stampbetong:

- a) Planstöt.
- b) Kantstöt.
- c) Tryckluftsdriven
planstöt.



Figur 33. Handhållna verktyg för bearbetning av stampbetong. Bilderna a och b från [227] och c från [118].

Den jordfuktiga stampbetongen krävde vanligtvis omfattande bearbetning. Först när betongmassan vätskade sig på ytan ansågs den vara färdigstampad. Eftersom stampning var ett mödosamt arbete var det inte ovanligt att betongmassan inte bearbetades i tillräckligt stor omfattning. Den otillräckliga bearbetningen bidrog till de senare beständighetsproblemen i många äldre vattenkraftsanläggningar. När cementrik betong användes blev det även vanligt att stampningen utfördes genom att betongarbetarna trampade betongen. Genom att dra på sig långstövlar som nådde upp till grenen kunde arbetarna trampa runt i den mer lättbearbetade betongen tills fullgod kompaktering hade uppnåtts.

Stötning

När våt- och blötbetong användes till armerade konstruktioner var det vanligt att betongmassan transporterades till formen via långa rännor. För att betongen skulle rinna i rännorna var det viktigt att massans konsistens var så lös som möjligt. Den lösa konsistensen kunde åstadkommas genom att öka mängden tillsatt vatten. Av förklarliga skäl behövde den lösa betongmassan endast minimal bearbetning för att fylla ut formen och omsluta de inlagda armeringsjärnen. Stötning medelst järnhakar, träläkt eller dylikt användes för att bearbeta betongen.

Vibrering

Vibrering blev den tredje metoden för den färska betongmassans bearbetning. Den positiva effekten av vibrering på betongmassans sammanpackning var känd redan på 1890-talet. Utomlands användes pneumatisk bearbetning av formens sidor till och från sedan det tidiga 1900-talet. Men det var tack vare fransmannen Marcel Deniaus uppfinning av särskilda vibreringsverktyg (vibratorstaven) år 1926 som vibrering av betong blev ett praktiskt tillämpbart arbetsförfarande.

Genom att tillföra betongen en yttre kraft, i form av vibrationer, revolutionerades betonggjutningstekniken under 1930-talet. I Sverige förvärvades princippatentet för stavvibrering år 1934 av tjänstemännen Stig Giertz-Hedström och Donovan Werner vid Ingenjörsvetenskapsakademiens cementlaboratorium. En tredje delägare i patentförvärvet var en avdelningschef vid Cementa, Ivar Strömberg. De tre kompanjonerna lät samma år bilda AB Vibro-Betong, vilket senare ändrades till AB Vibro-Verken och slutligen AB Vibroverken.

Betongens vibrering delades in i tre principiella tillvägagångssätt – formvibrering, ytvibrering och djupvibrering. Eftersom formvibrering endast kunde utföras om bindningen hos den intilliggande betongen ej stördes var den praktiska nyttan av metoden minimal vid gjutning av grova konstruktioner. Likaså ansågs ytvibrering medelst vibratorbryggor och kantvibratorer vara mindre effektiv vid omfattande gjutningsarbeten. Deniaus uppfinning av stavvibratör möjliggjorde däremot djupvibrering. Stavvibratören var handhållen och enkel att hantera.

Vid Portland Cement Association (PCA) i USA undersöktes i början av 1930-talet det praktiska tillvägagångssättet vid stavvibrering. Rekommendationerna kan kortfattat sammanfattas genom följande punkter:

- Vibreringen bör vara tillräckligt kraftig för att få betongmassan att flytta och sedan sätta sig till en kompakt massa.
- Vibratorerna bör varken tryckas ned eller dras upp för fort eftersom ett sådant förfarande kan orsaka håligheter i betongen.
- Vibrering skall utföras på den punkt där betongen utlagts.
- Vibrering bör ej utföras i syfte att få betongmassan att flyta ut över långa sträckor. Om så sker kommer betongen att separera.
- Överdriven vibrering av våta blandningar orsakar separation.
- Ett tillräckligt stort antal vibratorer bör användas för att varje sats betong skall hinna vibreras innan nästa sats kommer i formen.
- Betongen bör läggas i lika tjocka lager.
- I hörn och vinklar bör betongen skyfflas in för hand för att undvika sår och håligheter.
- Formarna bör dimensioneras för högre tryck och större påkänningar som vibrering leder till.
- Noggrann och ständig kontroll erfordras för att kontrollera att alla sektioner blir fullständigt genomvibrerade. Ofullständig vibrering leder till ett sämre resultat än om betongen lagts ut på vanligt sätt och stampats.

Vattenfall införskaffade två stavvibratörer av fransk modell år 1931 i samband med den kommande kraftverksutbyggnaden i Vargön. De två vibratorerna var av olika storlekar. Den praktiska erfarenheten av den större vibratören var att den orsakade kraftig stenseparation i betongmassan medan den mindre var lämplig att använda för bearbetning av betong på svåråtkomliga ställen. Så småningom införskaffades det även svenska vibratorer för betongmassans bearbetning på sådana ställen som var svåråtkomliga för annan bearbetning, exempelvis i mycket kraftigt armerade konstruktioner. Vibreringen utfördes dock under sträng kontroll.

I slutet av 1930-talet lät Vattenfall också utvärdera vibratortekniken för generell användning. Slutsatsen blev att stavvibrering skulle leda till ökad hållfasthet på bekostnad av betongmassans homogenitet. Eftersom betongens hållfasthet sällan var ett bekymmer i grova konstruktioner bedömdes risken för mindre homogen betong inte vara värd att ta genom att fullt ut övergå till vibratortekniken. Någon skillnad i vattentäthet kunde däremot inte uppmätas mellan vibrerad betong och stampad betong enligt Vattenfalls praxis.

Fortfarande i början av 1940-talet föreskrev Vattenfall stampning som den primära metoden för att åstadkomma homogen och vattentät betong. Oron kvarstod kring risken för stenseparation i betongmassan till följd av de kraftiga skakningar som djupvibrering åstadkommer. Vattenfall hade däremot började tillämpa ytvibrering vid avjämning av överytor hos utomhuskonstruktioner. Det översta, och därmed sist pålagda, lagret bestod vanligtvis av betydligt torrare konsistens för att minska risken för anhopning av cementslam på överytan. Tidigare hade betongen gjutits upp 3–4 cm för högt. Det överhöjda partiet hade vid lämplig tidpunkt skrapats av för att åstadkomma en överyta av god kvalitet.

Även om det i dagsläget kan anses konservativt att förespråka stampning framför vibrering bör det för rättvisans skull påpekas att det under 1940-talet framfördes alternativa synsätt gällande sakfrågan. Vattenfalls dåvarande generaldirektör, Waldemar Borgquist, ansåg år 1942 att generell vibrering av betong i de massiva konstruktionerna skulle leda till en rationalisering av arbetet. Åsikten baserades dels på att vibrering tillämpades vid kraftverksbyggen i USA och dels på att andra statliga verk redan tillämpade vibratortekniken. Dock ansåg Borgquist att *”mycket grundliga förundersökningar”* behövde genomföras innan en övergång till generell vibrering av betongmassan kunde tillåtas.

Fyra år senare, det vill säga 1946, återvände Waldemar Borgquist till frågan genom att efterlysa en *”saklig och ingående diskussion”* beträffande vibreringsmetoden. Han nöjde sig inte längre med argumentet att betong av tillräckligt god kvalitet kunde åstadkommas utan vibrering. Istället stod Borgquist för åsikten att det vore bättre om Vattenfall *”medverkade till en lämplig användning och lämplig begränsning av metoden”*. Den exakta tidpunkten när Vattenfall övergick från stampning till vibrering som generell bearbetningsmetod har inte gått att fastställa.

En händelse som fördröjde övergången från stampning till vibrering av betongen var upptäckten av luftporbildande tillsatsmedel. Betydelsen av luftporbildande medel för betongens frostbeständighet visade sig vara stor. Till följd av farhågan att vibrering skulle driva ut de skyddande luftporerna föredrogs stampning av betongmassan. Inte förrän i början av 1950-talet kunde farhågan avfärdas. Till exempel kan det nämnas att betongmassan i lamelldammen vid Storfinnforsens kraftverk (1949–1954) stampades medan betongmassan vibrerades i den närmast identiska lamelldammen vid Ramsele kraftverk (1954–1958).

Vibrering av betongmassan tillämpades även vid glidformsgjutning. I slutet av 1950-talet användes glidform till både inomhus- och utomhuskonstruktioner. Inledningsvis uppstod dock problem med lägre betongkvalitet i armeringens täckande betongskikt. Kvalitetsbristerna bedömdes bero på att betongmassan vibrerades från nedläggningsstället till formens sidor och att detta förfarande

orsakade vattenseparation. Genom att först lägga ut betongen utmed formens sidor undveks dessa vattensamlingar. Erfarenheter visade att betongen skulle läggas ut i skikt om cirka 10 cm och därefter vibreras i korta intervall.

6.5 BETONGARBETEN UNDER BESVÄRLIGA FÖRHÅLLANDEN

Gjutning vid kall väderlek

Frysning av ung betong som inte uppnått tillräckligt hög hållfasthet kan leda till stora och negativa konsekvenser för en konstruktions funktion. Både betongens hållfasthet och beständighet kan försämrats till följd av den tidiga frysningen. Vid betongarbeten som utförs under vintertid är det således viktigt att hindra frysning av nygjuten betong. Två åtgärder som var kända redan vid sekelskiftet 1900 var att värma upp de ingående ballastmaterialen inför betongmassans blandning och att skydda den nygjutna konstruktionen från frysning.

Förståelsen för betongens hållfasthetstillväxt vid kall väderlek aktualiserades för Vattenfalls del i samband med uppförandet av Porjus kraftverk under början av 1910-talet. Omfattande undersökningar utfördes kring betongens hårdnande vid låga temperaturer. Bland annat konstaterades det att cementets värmeutveckling ej var tillräcklig för att motstå den stränga kylan som kunde råda vintertid. Behovet av att skydda den unga betongen mot tidig frysning blev därför uppenbart.

Ett sätt att skydda ung betong från tidig frysning är att bygga varmskjul. I Figur 34 syns ett varmskjul som byggdes inför betonggjutningarna av skibordsdammen vid Porjus kraftverk. Också vid den första utbyggnadsetappen för Suorvadammarna, åren 1922–1923, byggdes det skjul som värmdes upp till intervallet +6 till +12 °C.



Figur 34. Varmskjul för att skydda betongen från frysning i samband med gjutningarna av skibordsdammen vid Porjus kraftverk. Fotografiet från [117].

Temperaturen i varmskjulet vidmakthölls i fyra dygn efter avslutade arbeten innan den sänktes ned mot intervallet 0 till +4 °C. Efter ytterligare några dagar upphörde uppvärmningen helt. Däremot uppstod det problem med vattenbegjutningen i den stränga kylan till följd av att vattnet frös till is i slangarna. Suorvadamarnas valv skulle nämligen vattenbegjutas under minst två månaders tid för att reducera risken för krympsprickor i betongen.

En annan metod för att skydda nygjutna betongkonstruktioner från tidig frysning är att låta formen sitta kvar längre än vad som är nödvändigt för betongens hållfasthetstillväxt. Inför gjutningen av den armerade tätskärmen i vänster jorddamm vid Midskogsforsen (1941–1944) försågs formväggarna med cementsäckar för att ytterligare förbättra formens värmeisolerande förmåga. Erfarenheterna visade att den enkla isoleringen stod emot enstaka köldknäppar på 8–10 köldgrader. Under den kallaste perioden av vintern uppfördes det enkla värmeskjul av presenningar eller spikad papp. Uppvärmningen av värmeskjulen inleddes någon vecka före gjutningen och pågick en vecka efter gjutningens fullbordande.

Med målet att reducera kostnaderna för uppförandet och driften av värmeskjulen undersöktes också möjligheterna att värma betongen inför gjutningen. Det visade sig dock vara relativt dyrt att genom varmluftsuppvärmning höja temperaturen på ballastmaterialet. Istället var det enklare att låta det huvudsakliga värmetillskottet ske genom blandningsvattnet. Betongmassans högre temperatur medförde att temperaturen i värmeskjulen kunde sänkas något.

I mitten av 1960-talet genomfördes undersökningar för att bestämma vilken faktisk förhärdningstid som erfordrades innan nygjuten betong fick utsättas för frysning. Praktiska försök utfördes i samband med kraftverksutbyggnaden i Moforsen åren 1964–1967 (Figur 35). Betongen som hämtades från den löpande produktionen innehöll 270 kg cement per m³ och hade ett vattencementtal mellan 0,50 och 0,55. Teoretiskt grundade beräkningar visade att vid en temperatur på +5 °C skulle den erforderliga förhärdningstiden vara 3,5 dygn.



Figur 35. Moforsens kraftverk (1964–1967) efter idrifttagning. Foto Uniper via C-O Nilsson.

Inför gjutningen av en stödpelare i utskovspartiet försågs träformen med en 3 cm tjock mineralullsmatta. Vid sträng kyla är risken för frostsador som störst vid hörn eftersom dessa kyls från flera håll samtidigt. Av denna anledning bestämdes betongens yttemperatur i ett hörn och på olika djup och avstånd från hörnet.

Betonggjutningen av stödpelaren genomfördes under en period då temperaturen pendlade mellan -10 och -15 °C. Enstaka nätter sjönk temperaturen ned mot -20 °C. Försöken visade att tack vare tilläggsisoleringen höll sig temperaturen över +5 °C under 8 dygns tid. Slutsatsen från försöken blev att värmeskjul inte längre skulle behövas om formen isolerades riktigt.

Gjutning vid varm väderlek

Betonggjutningar under sommarhalvåret kan också ställa till med bekymmer ifall den färska betongmassans temperatur blir för hög. Betongmassans temperatur i kombination med den temperaturstegring som sker till följd av reaktionen mellan cement och vatten får stor betydelse för betongens temperatur vid hårdnandet.

Under sommaren föreligger det en risk att betongens delmaterial värms upp av omgivningen. Om temperaturen i den färska betongmassan är högre än normalt ökar därför risken för att betongens temperatur blir förhöjd vid hårdnandet. De spänningar som sedan uppstår i betongen till följd av uttorkningskrämpning och sammandragning vid kall väderlek blir då också större än normalt. Tillsammans ökar detta risken för sprickbildning i den färdigställda konstruktionen.

Genom kylning av den färska betongmassan kan risken för sprickbildning i den färdigställda konstruktionen sänkas. Den metod som användes i störst omfattning för att kyla betongmassan under vattenkraftsutbyggnaden var att tillföra krossad is under betongens blandning. Tumregeln var att det behövdes 10 kg is för att sänka temperaturen med 1°C för 1 m³ betong. Utan att behöva öka betongens vct skulle det vara teoretiskt möjligt att sänka temperaturen med 15 °C. Inblandning av is i den färska betongmassan gav dock upphov till extra arbetsmoment.

Exempelvis hade konstruktörerna inför Tuggens kraftverksutbyggnad räknat med att betongens temperatur i snitt skulle vara +6 °C. Temperaturen fick inte överstiga +10 °C. Gjutningen av väggar och tak i spiralen till aggregat 1 var planerade att utföras under sommaren. För kylning av betongmassan kunde både kolsyreis och vanlig is användas. På grund av kostnadsskäl föll valet på vanlig naturis. Under den föregående vintern togs därför is upp från sjön Tuggenavan och placerades i ett speciellt upplag. Problemet var hur isen skulle krossas för att ge bästa effekt utan att riskera försämra betongens kvalitet.

En speciell iskross byggdes med kapaciteten 140 liter per minut. Isen krossades till en nästan snöliknande massa som tillsattes direkt i blandaren. Betongen innehöll 285–300 kg LH-cement per m³. Största stenstorleken var 75 mm. Kompenserat för ballastens fukttinnehåll tillsattes 50 liter vatten, 70 liter krossad is, samt 0,10–0,12 kg Darex AEA per m³ betong. Tack vare isen pendlade betongmassans temperatur mellan +6 och +8 °C vid blandningen och mellan +8 och +9 °C i formen. Därmed uppfylldes kravet på betongens temperatur.

Undersökningar vid Vattenfall visade även att bindetiden för betong baserad på LH-cement fördubblades vid en temperatur i betongmassan om 10 °C i jämförelse med 20 °C. Detta förlängde tiden som det gick att bearbeta betongen.

Under 1980-talet genomfördes det försök med flytande kväve som kylmedium i betongmassan. En fördel med flytande kväve är att betongens vct inte påverkas. Försöken visade att högst verkningsgrad på kylningen nåddes om kvävet tillsattes i torrblandningen. Förklaringen ansågs vara att kontaktytan mellan kvävet och ballasten blev mycket större än när vattnet hade blandats i. Fullskaleförsök, vilka i efterhand bedömdes lyckade, genomfördes i samband med betongarbeten år 1984 vid Sädva kraftverk och Vietas kraftverk. I början av 2000-talet blev det istället vanligt förekommande att förse konstruktionerna med en stor mängd ingjutna kylrör i vilka vatten cirkulerades för att avleda en del av värmen.

Gjutning under vatten

I en del situationer finns det inget annat alternativ än att gjuta betong under vatten. Utöver att undervattensgjutningar är svåra och besvärliga att utföra ökar riskerna för låg kvalitet i den hårda betongen. Några av riskerna är ursköljning av cementpasta, ofullständig bearbetning av betongmassan, inre skiktbildningar i betongen, samt sämre förutsättningar för efterkontroll av arbetets utförande.

Att undervattensgjuten betong ofta håller lägre kvalitet var känt redan under 1910-talet. I samband med dammbyggnadsarbeten i Porjus, åren 1910–1915, utfördes en rad betonggjutningar under vatten. Bland annat behövde fem provisoriska utskov gjutas igen. Eftersom det inte gick att bygga fångdammar kvarstod undervattensgjutning som alternativ. Tillvägagångssättet vid gjutningarna var att den färska betongmassan tippades på ett och samma ställe tills den fyllde ut formen. Metoden bedömdes däremot endast vara lämplig vid betonggjutning i ringa vattendjup.

En speciell metod för undervattensgjutning vid större djup hade utvecklats redan 1911. Metoden innebar att betongen nedfördes genom ett trattformigt rör, vilket ständigt hölls fyllt med betong. Rörets mynning placerades under den nygjutna betongens överyta, varför ytterligare betongmassor aldrig kom i kontakt med det ovanpåliggande vattnet. Således reducerades risken för ursköljning av cementet. Metoden hade utvecklats av AB Contractor och kallades Contractormetoden.

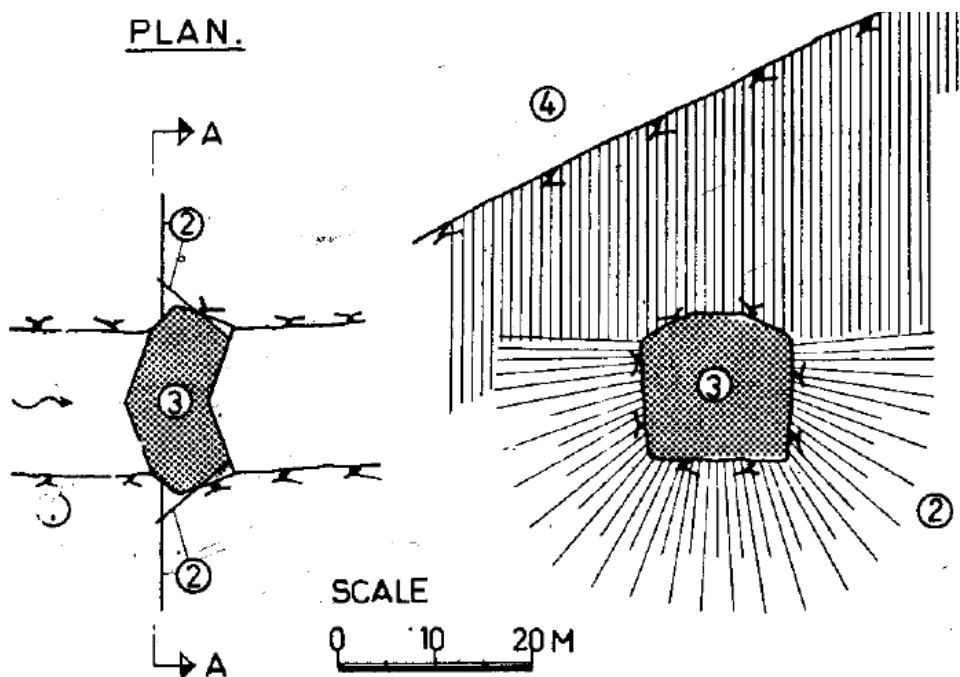
Så småningom utvecklades det särskilda tillsatsmedel för undervattensgjutning av betong. Dessa tillsatsmedel benämns antiutvaskningsmedel och sänker risken för ursköljning av cementpasta och finmaterial från betongmassan. Ofta kombineras antiutvaskningsmedel med flyttillsatsmedel för att framställa betong med goda flytegenskaper. Nackdelen med antiutvaskningsmedel är att det bildas luft. För att minska luftbildningen tillsätts ofta skumdämpande medel. Dessa medel påverkar i sin tur även luftporbildande tillsatsmedel, varför det nästintill är omöjligt att bereda frostbeständig betong för undervattensgjutning.

Injekteringsbetong

I vissa konstruktioner kan det vara extra viktigt att minimera effekter av betongens uttorkningskrympning. Detta för att undvika sprickor och andra defekter. Några exempel på sådana konstruktioner är skibord och diverse pluggar för försegling av byggtunnlar, omloppstunnlar och schakt. En metod för att minimera effekterna av betongens uttorkningskrympning är att placera den grova ballasten i formen och omsorgsfullt packa den innan cementbruket pumpas in för att binda samman stenarna. Metoden benämns injekteringsbetong eller prepaktbetong.

Den teoretiska fördelen med injekteringsbetong är att betongmassans krympning reduceras eftersom de grövre ballastkornen ligger mot varandra och bildar ett sammanhängande skelett. Detta skelett förhindrar betongens krympning till följd av konstruktionens uttorkning. Härmed förbättras möjligheterna att åstadkomma en tät konstruktion. Nackdelen med injekteringsbetong är att det praktiska arbetet blir mer omständligt än om konventionell gjutning hade tillämpats. Därmed ökar kostnaderna för injekteringsbetong och av denna anledning är det relativt få konstruktioner inom vattenkraften som har uppförts av injekteringsbetong.

Exempelvis användes injekteringsbetong vid förslutningen av omloppstunneln vid Letsi kraftverk (1960–1967). För att undvika gjutfogar gjöts pluggen av oarmerad betong i en sekvens. Vatten cirkulerades i ingjutna rör för betongmassans kylning. Vidare användes det ingen bergförankring för att fästa pluggen i det omgivande berget. Istället hålls den på plats genom att omloppstunneln vidgades vid platsen för pluggen (Figur 36). Till sist genomfördes kontaktinjektering runt pluggen för att ansluta den till injekteringsskärmen i berget under stenfyllningsdammen.



Figur 36. Plan- och vertikalsektion av betongplugg i omloppstunneln vid Letsi kraftverk. Pluggen av oarmerad injekteringsbetong gjöts i en sekvens utan att några gjutfogar behövde anordnas. Bilden från [158].

6.6 ARBETEN EFTER AVSLUTAD GJUTNING

Efter avslutad gjutning kvarstår det ett flertal arbetsmoment för att åstadkomma en betongkonstruktion av god kvalitet. För det första behöver betongens överyta särskild behandling för att erhålla god slitstyrka och för det andra behöver den nygjutna betongmassan skyddas mot regn, kyla, vind och mekanisk åverkan tills tillräckligt hög hållfasthet uppnåtts i betongen. Likaså är det viktigt att tillse att konstruktionen hålls fuktig en tid efter gjutning för att undvika sprickbildning i betongens ytskikt till följd av hastig uttorkning.

Ytbehandling

Brädrivning och stålglättning är historiskt sett två vanligt förekommande metoder för att åstadkomma ytbetong med hög och jämn kvalitet. Betongöverytor med låg kvalitet leder istället till dålig beständighet med skador och reparationer som följd. Framförallt har överytor, skibord och andra konstruktioner längs vattenvägarna drabbats av skador eftersom dessa betongkonstruktioner ofta utsätts för hastigt strömmande vatten. Nedbrytningsprocessen är dock betydligt mer komplicerad än så eftersom det är samverkan mellan dålig ytbetong, erosion, urlakning och frostangrepp som i de flesta fallen leder till de uppkomna skadorna.

Under 1930-talet utvecklade svensk-amerikanen K P Billner en ny metod för att åstadkomma betongöverytor med betydligt högre slitstyrka än vad som tidigare kunde erhållas med brädrivning och stålglättning. Metoden innebar att den färska betongmassan, efter avjämning, utsattes för ett undertryck genom applicering av speciella formar som anslöts till en vakuumpump. Formarna var försedda med linneväv som låg an mot betongens yta. Vid vakuumbehandlingen sögs en del av vattnet ut ur betongmassan samtidigt som denna pressades ihop av lufttrycket. Behandlingen ledde till kraftig minskning av betongens vatteninnehåll till ett djup av ett par decimeter. Vakuumbehandlingen kom att kallas för vakuummetoden.

Resultatet av vakuumbehandlingen blev att vattencementtalet i ytbetongen sjönk, vilket gav tätare betong med högre hållfasthet och bättre frostbeständighet. I USA användes vakuummetoden för ytbehandling av skibord vid ett flertal amerikanska kraftverksbyggen redan på 1940-talet. Vattenfall lät utvärdera vakuummetoden i laboratorium och fält i början av 1960-talet. Utvärderingen visade att metoden var lämplig att använda till plana och svagt lutande ytor där överform normalt sett inte behövdes. Vid vertikala eller starkt lutande ytor blev vakuumbehandlingen mer komplicerad att utföra. Dock ansågs metoden vara lämplig att använda ifall den kunde kombineras med glidformsgjutning.

I samband med Porsi kraftverksbygge, åren 1956–1961, gjöts två av skiborden med fast underform. Överformen utgjordes av en glidform, varvid överytan successivt vakuumbehandlades. Skibordets maximala lutning var 45 °. Vardera skibord gjöts i två omgångar med en rörelsefog i mitten. Betongen innehöll 300 kg LH-cement per m³ och hade ballast med största stenstorlek 75 mm. Vattencementtalet var cirka 0,50. Konsistensen på betongen var mycket styv och sättmättet låg i genomsnitt mellan 10 och 20 mm. Erfarenheterna från Porsi visade att vakuumbehandling markant förbättrade ytbetongens kvalitet.

I samband med kraftverksutbyggnaden i Moforsen, åren 1964–1967, genomfördes omfattande försök med målet att utveckla en ny metod för att förstärka betongens yta i utskovspartiet (Figur 35). Försöken utfördes genom att betongens yta utsattes för en vattenstråle med mycket högt tryck. Bland de förstärkningsmetoder som provades kan brädriven betong, vakuumbehandlad betong, samt betong belagd med olika typer av epoxiblandningar nämnas.

Den förstärkningsmetod som bäst motstod nedbrytning var en vakuumbehandlad betongyta som hade syratvättats och sedan belagts med cirka 1 mm mjukgjord epoxi. Till försöken hade betong hämtats från den löpande produktionen i byggets betongstation. Betongen innehöll 290 kg LH-cement per m³ och hade ballast med största stenstorlek 32 mm. Betongens vattencementtal var 0,55.

Baserat på de genomförda försöken beslutades det att samtliga skibordsytor och strålllyftare i energiomvandlaren skulle vakuumbehandlas (Figur 37). Vidare beslutades det att de partier på strålllyftarna, vilka skulle utsättas för extra stora belastningar i samband med avbördning, skulle beläggas med den mjukgjorda epoxiblandningen (Figur 38). Genom åtgärderna bedömdes det att ytbetongen i utskovspartiet bättre skulle motstå nedbrytning till följd av erosion.



Figur 37. Samtliga skibordsytor och strålllyftare i utskovspartiet vakuumbehandlades i samband med Moforsens kraftverksbygge 1964–1967. Foto Uniper via C-O Nilsson.

Vattenbegjutning

Redan i 1910 års betongbestämmelser föreskrevs vattenbegjutning av den nygjutna betongen för att undvika sprickbildning till följd av uttorkning. Dock angavs det inte hur länge betongen skulle hållas fuktig. I de statliga betongbestämmelserna från 1924 föreskrevs det att betongen generellt sett skulle hållas fuktig under minst 7 dygn. För särskilt känsliga konstruktioner, där hastig uttorkning kunde leda till skadlig krympning, skulle vattenbegjutningen fortgå under minst 1,5 månader.



Figur 38. Samtliga strålllyftare förstärktes med epoxibeläggning på hörn och kanter i samband med Moforsens kraftverksbygge 1964–1967. Foto Uniper via C-O Nilsson.

I praktiken kunde vattenbegjutningen pågå än längre. Vid exempelvis Lilla Edets första kraftverksutbyggnad, åren 1918–1925, hölls betongkonstruktionerna fuktiga under minsta tre månaders tid. I samband med den första utbyggnaden av Suorva-dammarna, åren 1922–1923, hölls betongen fuktig under minst två månaders tid. Endast vinterns intåg omöjliggjorde fullgod vattenbegjutning av betongdammarna eftersom vattnet emellanåt frös till is i rör och ledningar.

Till följd av att arbetena vid många kraftverksbyggen forcerades under 1940-, 1950- och 1960-talen, kunde betongen inte alltid efterbehandlas i önskvärd omfattning eftersom tidplanen inte tillät detta. Erfarenheter vid Vattenfalls kraftverksbyggen visade att betong med standardcement behövde hållas fuktig under minst fem dygn efter avslutade gjutning. För betong med LH-cement var motsvarande tid två veckor. För ytor med höga krav på slitstyrka och beständighet behövde betongen vattnas kontinuerligt under minst fyra veckor. Vattenbegjutningen skulle påbörjas så snart betongen bundit och normalt ej senare än ett dygn efter gjutningen. I samband med gjutningar som pågick under flera dygn skulle vattenbegjutningen av konstruktionens nedre delar påbörjas innan gjutningen färdigställts.

Vattenbyggnadsbyrån föreskrev att betongkonstruktioner, vilka skulle stå i direkt kontakt med vatten efter anläggningens färdigställande, skulle hållas fuktiga under fyra veckors tid. Om det inte var möjligt att vattenbegjuta betongen skulle istället formarna hållas fuktiga under den föreskrivna tiden.

7 Betongens beständighet

Beträffande vattenkraftens konstruktioner är betong med god beständighet av stor betydelse för att erhålla lång teknisk livslängd. Konstruktionerna är dessutom ofta av så stora dimensioner att ett utbyte av dessa ej kan genomföras utan att stora och resurskrävande arbeten erfordras. Betong från tidigt 1900-tal uppfyllde dock sällan dagens krav på den beständighet som krävs i svensk vattenkraftsmiljö.

Tack vare snabb utveckling av betongbyggnadstekniken under den första hälften av 1900-talet blev det möjligt att framställa betong med god beständighet från och med slutet av 1930-talet. Därefter har betongens beständighet gradvis förbättrats i takt med att ny kunskap, samt nya material och utförandetekniker tagits fram.

Många tekniska framsteg inom vattenkraftsområdet uppnåddes först efter misstag som resulterade i dyrköpta erfarenheter. Över tid har svårigheterna varit många, men så även lösningarna för att övervinna dem. Ett problem som löstes i ett tidigt skede var den skadliga verkan som organiska föroreningar i sand och grus kunde ha på betongens hållfasthetstillväxt. Andra förekommande nedbrytningsfenomen utvecklades istället under lång tid varför det kunde ta åtskilliga decennier innan problemen uppmärksammades. Till dessa nedbrytningsfenomen räknas exempelvis urlakning och svällande reaktioner i betongen.

I detta kapitel presenteras några av de vanligast förekommande problemen, vilka behövde övervinnas för att erhålla beständig vattenbyggnadsbetong. Förutom en enkel beskrivning av respektive problem, återges även exempel på hur problemen upptäcktes, undersöktes och löstes.

7.1 HUMUSHALTIG BALLAST

Föroreningar i ballasten kan ha skadlig inverkan på betongens beständighet genom att hållfastheten och vattentätheten försämras. Exempel på vanligt förekommande föroreningar i sand och grus är humus, lera och beläggningar. Avsaknaden av en enkel analysmetod för att bestämma ballastens innehåll av organiska föroreningar, exempelvis humus, var i Sverige ett återkommande gissel vid betongtillverkning fram till och med början av 1920-talet.

Humus är nedbrutna växt- och djurdelar, vars ursprung inte kan identifieras med blotta ögat. Vanligtvis återfinns humus i det övre marklagret och utgörs av små fria partiklar eller i form av ett skinn som täcker mindre korn. Humus i ballasten kan fördröja eller i värsta fall helt förhindra cementreaktionen. Om detta inträffar försämras betongens hållfasthetstillväxt. I betong där sand med hög humushalt använts framträder vanligtvis en mörk rand kring de små ballastkornen. Den mörka randen indikerar att cementet har förhindrats att binda till dessa korn.

Inte förrän Duff A Abrams och Oscar E Harder år 1917 i USA publicerade sina anvisningar för ett färgtest för organiska föroreningar i sand blev det praktiskt möjligt att enkelt bestämma förekomsten av humus i ballasten. Det skulle ta ytterligare några år innan kunskapen om färgtestet vunnit sådan spridning att det kunde betraktas som en allmänt vedertagen provningsmetod. För att ytterligare

reducera risken för inblandning av humusrikt material i ballasten utformades det stränga anvisningar för hur ballasttäckerna skulle avtäckas. Problemen med att humushaltig ballast försämrade betongens kvalitet undveks när anvisningarna för ballasttäktens avtäckning och ballastmaterialets provning följdes.

Ett tidigt skadefall, vilket bedömdes bero på användningen av sand med humus i, utgjordes av lokala, men omfattande, skador i enskilda konstruktionselement vid Trollhättans kraftverk. Skadorna härleddes till utbyggnadsetapperna under åren 1906–1910. Vid tidpunkten för utbyggnaden var kännedomen om föroreningarnas inverkan på betongens beständighet mindre god. Dessutom saknades det, vilket tidigare omnämnts, praktiskt användbara analysmetoder. Skadorna upptäcktes i samband med en inspektion av anläggningen år 1921.

7.2 URLAKNING

Urlakning av betong innebär att cementets reaktionsprodukter successivt löses upp och transporteras iväg. Resultatet blir att betongens hållfasthet sjunker samtidigt som permeabiliteten ökar. Konstruktioner särskilt utsatta för urlakning är sådana som uppfördes av otät och cementfattig betong, vilka ständigt utsattes för ensidigt vattentryck. Redan på 1910-talet noterade Vattenfall och flera andra kraftbolag oroväckande läckage och skador i flera av sina kraftverksanläggningar.

Till en början uppträdde defekterna sporadiskt och de avhjälpes vanligtvis genom reparationer av de skadade partierna. När det stod klart att lokala reparationer inte skulle lösa problemen på sikt, samt att antalet skadefall ökade, drogs slutsatsen att orsakerna till skadorna inte var några tillfälligtvis samverkande och ogynnsamma omständigheter. Eftersom skadornas beskaffenhet var av likartad karaktär blev det uppenbart att de bakomliggande orsakerna behövde utredas och kartläggas.

Axel Ekwall, överingenjör vid Vattenfall, var en av flera som reagerade på de allt mer alarmerande rapporterna kring betongens gradvisa förstörelse i vattenkraftsanläggningar runtom i landet. År 1924 tog han därför initiativet till att bilda en kommitté tillsammans med Cementa och Skanska. Kommitténs första mål var att utreda orsakerna till de uppkomna otätheterna i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck. Kommitténs andra mål var att lämna råd för hur fortsatt skadeverkan skulle undvikas. Huvuddelen av arbetet utfördes åren 1926–1929 vid Vattenfall, Statens Provvningsanstalt, samt Sveriges Geologiska Undersökning (SGU).

Utredningsarbetet omfattade kategorisering av skador och nedbrytning av betong i olika konstruktioner, kartläggning av använda material till betongen, samt analys av det vatten som konstruktionerna hade varit i kontakt med. Det stod snart klart att nedbrytningen av betongen följde ett mönster. Läckagen var för det mesta av lokal art, vilket tolkades som att såväl den färska betongmassan som det praktiska utförandet vid gjutningarna hade varit av varierande kvalitet. Vidare var läckagen ofta koncentrerade till konstruktions- och rörelsefogar, samt längs skarvar mellan olika lager av stampbetong. Även tillsynes oskadade betongdammar till det yttre uppvisade allvarliga urlakningsskador efter att det tätande ytskiktet och/eller den yttre stenbeklädningen hade plockats bort.

Skador och läckage noterades också i närheten av ingjutningsdetaljer, samt utmed armeringsjärn. I många fall påträffades ”kanaler” och andra små håligheter under armeringsjärnen. Kanalerna bedömdes ha uppkommit på grund av sättningar i de väldigt vattenrika betongblandningar som användes till armerade konstruktioner under 1910- och 1920-talet. Även arbetsutförandet antogs ha bidragit till bildandet av kanalerna. Under betonggjutningarna klev arbetarna på järnen som då böjdes nedåt mellan infästningspunkterna. Efter avlastning rätade järnen upp sig med följderna av att det bildades hålrum och kanaler under dem. Dessa kanaler bildade tillsammans med de inlagda dräneringsrören ett effektivt dräneringssystem som snabbt ledde bort vatten som letade sig in i konstruktionerna.

Laboratorieförsök visade att när vatten tilläts sippra genom cementfattig betong löstes cementets reaktionsprodukter upp och följde med vattnet ut ur betongen. Följden av denna process blev att betongens hållfasthet sjönk, porositeten ökade, samt att hastigheten för nedbrytningen accelererade över tid. Inledningsvis var det betongens kalciumhydroxid (kalk) som lakades ut. När kalken kom i kontakt med luftens koldioxid bildades det vita utfällningar bestående av kalciumkarbonat. Vita utfällningar kan ofta ses på luftsidan av urlakade betongkonstruktioner (Figur 39). Från frisk betong bedömdes urlakningen inledningsvis uppgå till 1 gram kalk per liter läckagevatten. Med tiden minskade mängden kalk i läckagevattnet, medan läckaget per tidsenhet ökade. Betongen ansågs helt förstörd vid 1/3 kalkförlust.



Figur 39. Urlakad kalk bildar vitfärgade utfällningar på dammens nedströmssida. Foto M Rosenqvist.

Laboratorieförsöken visade också att mager stampbetong med ett cementinnehåll av 180–200 kg per m³ inte uppfyllde kraven på vattentäthet. Betongen blev alltför porös. Vidare föranledde användningen av jordfuktig betong stora svårigheter att arbeta samman flera lager på ett tillfredsställande sätt. Zoner med extra låg kvalitet

uppstod i skarvarna mellan de olika betonglagren. Cementrika betongblandningar med högt vatteninnehåll, vilka användes till armerade konstruktioner, uppvisade också dålig vattentäthet på grund av hög porositet. Gemensamt för cementfattig stampbetong respektive cementrik gjutbetong var att betongen proportionerades med fokus på hållfastheten istället för vattentätheten.

Försöken visade även att hastigheten på urlakningsprocessen primärt berodde på storleken av vattengenomströmningen och sekundärt på det genomströmmande vattnets kemiska sammansättning. Däremot konstaterades det att svenskt och framförallt norskt fjällvatten var betydligt aggressivare med hänsyn till urlakning än vad vattnet i många centraleuropeiska länder var. Trots snarlik byggnadsteknik länderna emellan var det enbart i Sverige och Norge som urlakningsproblemen hade nått alarmerande nivåer. Till följd av dessa problem ägnades urlakning stor uppmärksamhet vid den första ICOLD-kongressen i Stockholm år 1933.

I Norge initierade den Norske Ingeniörförening år 1925 en nationell utredning om betongens beständighet i dammar. Utredningen omfattade till slut 87 dammar som hade byggts fram till och med 1930. De norska resultaten visade att läckage och andra skador berodde på att cementfattig betong hade använts i kombination med ett bristande arbetsutförande. Speciellt hade utförandet av rörelsefogarna varit av undermålig kvalitet, varför läckage genom dammarna ofta upptäcktes i närheten av dessa. Sju av dammarna dömdes ut, vilket ledde till att de revs ut och ersattes med nya. Vid tidpunkten varierade åldern på dessa dammar mellan 10 och 46 år. Ötliga andra konstruktioner fick helt eller delvis byggas om eller repareras.

En damm att särskilt nämna i sammanhanget är Ringedalsdammen. Dammen hade byggts i två etapper mellan åren 1909 och 1918. Relativt omgående uppstod det läckage som snabbt förvärrades. Vid ett tillfälle uppmättes ett samlat läckageflöde om 590 m³/s i den 521 m långa dammen. Flödet motsvarade ett genomsnittligt läckage om 0,1 liter per sekund och m² damm. De efterföljande och omfattande undersökningarna visade att betongen var som mest porös (urlakad) i de övre delarna av dammen. Vidtagna åtgärder för att reparera och återställa dammens funktion beskrivs närmare i avsnitt 10.1.

En stor del av de svenska försöken utfördes vid Lilla Edets kraftverk under ledning av Georg S Lalin, byråingenjör vid Vattenfall. Provningsprogrammet utformades dels för att fastställa orsakerna till betongens förstörelse och dels för att utveckla nya betongtyper lämpliga för vattenbyggnad. Lalin kom att bli den som i Sverige lanserade begreppet ”vattentät” betong. Försöken i Lilla Edet visade att betongens vattentäthet förbättrades med större cementmängd och ett lägre vattencementtal (vct). Lalin visade även att andelen finmaterial i ballasten var viktig för tätheten.

Den större cementmängden ledde dock till ökad risk för sprickbildning till följd av cementets värmeutveckling under betongens hårdnande. Detta konstaterande var ett nedslående resultat eftersom en större cementmängd var en viktig förutsättning för att eliminera risken för urlakning. En alternativ metod var att öka betongens förmåga att binda upp den lättlösta kalciumhydroxiden med hjälp av tillsatsmedel. Bland undersökta tillsatsmedel fanns aluminiumhydrat, kalciumklorid, kiselsyra, natriumhydrat, natriumsilikat (vattenglas), oxalsyra samt såpa. Försöken visade att tillsats av kiselsyra ökade bindningen av kalciumhydroxid i betongen.

Problemet med hög värmeutveckling i betong med stor cementmängd löstes delvis av Dr Lennart Forsén, chefskemiskt vid Skånska Cement AB. Forsén utvecklade två nya cementsorter i början av 1930-talet. Den första cementsorten utvecklades på uppdrag av Vattenfall och kom med tiden att kallas LH-cement (avsnitt 4.1.2). Den andra cementsorten utvecklade Forsén på eget initiativ och salufördes under benämningen pansarcement (avsnitt 4.1.3). Gemensamt för de två cementsorterna var att de hårdnade långsamt, vilket minskade temperaturstegringen i betongen. Dessutom band de båda cementsorterna kalciumhydroxiden i större utsträckning.

I dammar uppförda av betong med hög kvalitet leder sprickbildning till urlakning av betongen i sprickväggarna. Att urlakning pågår eller har pågått kan ofta ses på nedströmssidan av dammen i form av kalkutfällningar (Figur 40). Sprickorna har i vissa fall tätat sig själva med tiden. I andra fall har sprickorna förblivit otäta på grund av temperaturbetingade rörelser i konstruktionen. Dessa rörelser leder till vidgning respektive sammanpressning av sprickorna. Till följd av att betongen drar ihop sig under den kalla årstiden blir därför läckaget ofta som störst under vintern. Detta scenario kan i sin tur leda till ytterligare beständighetsproblem. Ett sådant problem är att risken för frostnedbrytning ökar.



Figur 40. Sprickbildning i en tunn lamelldamm av betong med efterföljande läckage och urlakning i närheten av sprickan. Foto M Rosenqvist.

7.3 SPRICKBILDNING

I betongkonstruktioner som utsätts för ensidigt vattentryck orsakar genomgående sprickor ofta problem med läckage (Figur 40). I det längre perspektivet kan sprickbildningen även påskynda betongens nedbrytning till följd av att gynnsamma förutsättningar skapas för andra nedbrytningsfenomen. Några exempel på sådana

fenomen som accelereras av sprickbildning är urlakning, frostnedbrytning och alkali-kisel-reaktioner (ASR). Under den svenska vattenkraftsutbyggnaden satsades stora resurser på att successivt minska riskerna för uppkomsten av sprickbildning i grova betongkonstruktioner.

Förekommande orsaker till sprickbildning i vattenkraftens betongkonstruktioner är krympning och svällning i betongen, temperaturstegring i betongmassan under hårdnandet, samt temperaturbetingade rörelser i den färdiga konstruktionen. Utan åtgärder kan sprickbildning leda till försämrad beständighet för betongen och till reducerad bärförmåga hos konstruktionen.

Betongens krympning och svällning

Under betongens hårdnande och efterföljande fuktavgång krymper cementpastan och därmed betongen. Omvänt sväller betongen vid fuktupptagning. Storleken på krympningen beror främst på mängden cementpasta och den omgivande luftens fuktighet. Om betongens krympning är förhindrad vållar den sprickor genom att dragspänningarna i betongmassan överskrider draghållfastheten.

I början av 1920-talet undersökte Vattenfall betongens tendenser till svällning och krympning under olika betingelser. Viktiga slutsatser från dessa försök sammanfattas i nedanstående lista:

- Krympningen sker avsevärt långsammare än vattenavdunstningen och den kan fortsätta lång tid efter det att betongen är uttorkad.
- Krympnings- och svällningsmått stå i omvänd (ej rätlinjig) proportion till cementhalten.
- Genom riklig vattenbegjutning under längre tid framskjuts den tidpunkt då krympningen initieras.
- Vid grova betongkonstruktioner är det av vikt att de nygjutna partierna täcks i syfte att hindra alltför hastig uttorkning och temperatursänkning i ytan.
- Temperaturhöjningen vid cementets bindning påverkar senare längdändringar hos betongen.

I grova konstruktioner uppförda av cementfattig betong var risken för sprickor till följd av krympning ofta av underordnad betydelse i ett livslängdsperspektiv. Det var istället betongens generella otäthet, samt efterföljande urlakning av cementets kalk, som var av stor betydelse. I tunna betongkonstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck användes istället betong med hög cementhalt. Valet av hög cementhalt grundades på att betong med stort cementinnehåll erhöll både högre hållfasthet och bättre vattentäthet. Hög cementhalt ökade dock risken för sprickbildning till följd av cementets värmeutveckling under betongens hårdnande.

Betongens temperaturstegring

Utvecklingen av cement under 1900-talets inledning ledde till förbättring vad gäller betongens hållfasthet och hållfasthetstillväxt. Till viss del kan cementets bättre prestanda tillskrivas den finare malningen. Rask hållfasthetstillväxt var fördelaktigt vid husbyggnader eftersom formrivningen kunde ske tidigt. För vattenkraftens grova betongkonstruktioner förelåg det sällan ett behov av hög

tryckhållfasthet och rask hållfasthetstillväxt. Likväl krävdes det ett stort cementinnehåll för att minimera risken för urlakningsskador.

Den högre cementhalten resulterade inte sällan i problematisk sprickbildning i konstruktionerna till följd av cementets värmeutveckling under betongens hårdnande. När betong kyls av och drar ihop sig uppstår det en risk för sprickbildning ifall sammandragningen är förhindrad. En viktig faktor för att kunna bedöma risken för sprickbildning i en konstruktion är skillnaden mellan den högsta temperatur, $T_{\max}$, som uppnås i betongen under hårdnandet, samt den lägsta temperatur, $T_{\min}$, som konstruktionen utsätts för under bruksskedet. Ju större värde på differensen $T_{\max} - T_{\min}$, ju större risk för sprickbildning.

I grova konstruktioner kunde det gå månader efter avslutade betongarbeten innan den maximala temperaturen nåddes i betongmassan. Mätningar visade dessutom att förhöjda temperaturer kunde noteras flera år efter färdigställandet. Dessa mätningar bekräftade de många iakttagelserna av att krympsprickor i grova konstruktioner sällan uppstod under konstruktionens första år. Vidare bekräftade mätningarna att ytbetongen i en grov konstruktion kylades ned mycket snabbare än konstruktionens inre delar.

Nedan presenteras i punktform fyra tidiga förslag på åtgärder för att minska risken för sprickbildning i vattenkraftens grova betongkonstruktioner:

- Användning av cement med långsam värmeutveckling.
- Sänkning av betongmassans temperatur vid gjutning.
- Kylning av den nygjutna betongmassan.
- Värmeisolering av formen under vintern, samt förlängd tid till formrivning för att minska temperaturgradienterna över konstruktionen.

På grund av den överhängande risken för sprickbildning i grova konstruktioner blev det angeläget att utveckla ett speciellt vattenbyggnadscement med långsam värmeutveckling. I Sverige bedrevs detta arbete av doktor Lennart Forsén på uppdrag av Vattenfall. Det nya cementet utvecklades i början av 1930-talet vid huvudlaboratoriet till Skånska Cement i Limhamn. Cementet kom att benämnas silikatcement och senare LH-cement (avsnitt 4.1.2). Över tid blev Limhamn LH-cement den mest använda cementsorten vid kraftverksutbyggnader i Sverige. Detta tack vare cementets låga och långsamma värmeutveckling. Forsén ansvarade också för utvecklingen av det så kallade pansarcementet (avsnitt 4.1.3).

I slutet av 1940-talet inleddes försök att minska betongens temperaturstegring genom att ersätta en del av portlandcementet med granulerad masugnsslagg. Under 1950-talet introducerades följaktligen ett slaggcement i Sverige (avsnitt 4.1.3). Slaggcementet såldes under varunamnet vulkacement och cementsorten användes vid ett flertal kraftverksbyggen i Dalälven under 1950- och 1960-talet.

Under slutet av 1950-talet undersökte både Vattenfall och Vattenbyggnadsbyrån lämpligheten i att ersätta en del av cementet med trass för att sänka betongens värmeutveckling (avsnitt 4.4). Vid försök erhöll Vattenfall goda resultat med avseende på betongens värmeutveckling. Det fanns dock fler frågor att besvara innan trassinblandad betong skulle kunna användas i större skala. En fråga var ifall betongens draghållfasthet översteg dragspänningarna under hårdnandet.

Precis i slutet av 1970-talet upphörde tillverkningen av LH-cement. Som ersättning utvecklades ett slaggcement som såldes under varunamnet massivcement (avsnitt 4.1.3). Snart visade det sig att cementet gav upphov till allvarlig sprickbildning och cementsorten fasades snabbt ut från marknaden. Orsaken till massivcementets tillkortakommanden var att betongens draghållfasthetstillväxt blev långsammare än tillväxten av dragspänningar i den nygjutna betongmassan.

Andra metoder för att reducera betongmassans temperatur var tillsättning av is eller flytande kväve under blandningsförfarandet (avsnitt 6.5). Runt sekelskiftet 2000 blev det istället vanligt att förse konstruktionen med ingjutna kylrör i vilka vatten cirkulerades för att avleda en del av värmen.

Omgivningens temperaturväxlingar

Årliga temperaturvariationer mellan sommar och vinter kan också ge upphov till sprickbildning i betongkonstruktioner. Beträffande grova betongkonstruktioner, till exempel massivdammar, är trögheten stor vid anpassning av de inre delarnas temperatur till den omgivande luftens. De yttre delarna av konstruktionen följer däremot luftens temperatur betydligt snabbare. Vintertid kan det därför uppstå stora temperaturskillnader mellan inre och yttre delar, där de yttre delarna utsätts för så stora dragspänningar att uppsprickning av ytan inträffar. Ytsprickorna kan därefter öppna upp för nedbrytning till följd av andra nedbrytningsfenomen.

Vilket tidigare nämndes kan ytsprickor uppkomma genom betongens avsvälning och efterföljande krympning. Sprickbildningen kan därefter förvärras av de årliga temperaturväxlingarna. Erfarenheter visade dock att betong med LH-cement sällan tenderade att spricka under det första året till följd av betongens krympning, utan eventuell spricktillväxt sammanföll med låga temperaturer vintertid.

Tunna betongkonstruktioner, till exempel valv- och lamelldammar, är betydligt känsligare för temperatursvängningar än motsvarande grova konstruktioner. De tunna konstruktionerna anpassar sig snabbare efter omgivande temperatur. I ett läge där olika delar av en tunn konstruktion vid samma tidpunkt utsätts för olika temperaturer kan det uppstå så stora spänningar i konstruktionen att sprickor uppkommer. För att minimera denna risk har ett flertal tunna betongdammar försetts med värmeisolerande väggar på nedströmssidan.

7.4 FROSTANGREPP

Frostnedbrytning av betong orsakas huvudsakligen av vattnets volymökning vid fasomvandlingen till is. Vattnets volymökning i betongens porer leder till så stora inre spänningar att betongen spräcks. Traditionellt sett har frostsador delats upp i inre respektive yttre skador. För att förklara frostnedbrytningen av betong har ett flertal teorier presenterats sedan 1940-talet. En av teorierna innebär att betongen spräcks av det tryck som uppstår i det ofrusna porvattnet som pressas undan av den bildade isen. Två andra teorier baseras istället på att iskristaller i betongen drar till sig vatten och fortsätter att växa så länge det finns vatten tillgängligt.

Långt innan några teorier kring frostnedbrytning hade presenterats noterades allvarliga frostangrepp på betongkonstruktioner i vattenkraftsanläggningar. Framförallt var det området mellan sänkningsgräns och dämningssgräns som skadades. Direkt under sänkningsgränsen var betongen ofta i gott skick. Den slutsats som drogs var att betongens nedbrytning berodde på de fryscyklerna som området kring vattenlinjen utsattes för om vintrarna. En ledmur vid Bullerforsens kraftverk kan nämnas som exempel. Kraftverket hade byggts 1907–1910. Redan i slutet av 1920-talet betraktades betongen i ledmuren längs vattenlinjen som fullständigt förstörd. Den totala förstörelsen av betongen ansågs bero på frysning.

Vid jämförelser mellan frostsador inom landet visade det sig att problemen med frostnedbrytning var större i de norra delarna jämfört med de södra. Frostsador påträffades oftast längs vattenlinjen, vid hörn och kanter, samt på överytor och på dammars nedströmssidor. Vid jämförelserna kunde det konstateras att samma typ av betong presterade olika i samma anläggning beroende på vilka förhållanden den utsattes för. Det konstaterades också att urlakning av cementfattig betong accelererade frostnedbrytningen.

Utöver de kombinerade urlaknings- och frostsadorna noterades det i tidiga och stenkädda betongkonstruktioner att fogbruket frostsadades. Vidare var det vanligt förekommande att vatten stängdes in bakom stenar och täta putsskikt vilket föranledde uttryckning av enstaka stenar och större putssjok (avsnitt 7.6). Efter det att cementrik betong hade börjat användas vid byggskedet minskade antalet iakttagelser av allvarliga frostsador. Ytterligare en viktig faktor som har bidragit till bättre frostbeständighet i moderna vattenkraftsanläggningar är användandet av frostbeständig betong.

Förmågan att framställa frostbeständig betong löste många beständighetsproblem som var förknippade med den tuffa miljön för vattenbyggnader i kallt klimat. Hemligheten låg i att förse betongmassan med en stor mängd små luftporer med storlek mellan 10 och 200 μm . Dessa sfäriska luftporer vattenfylls ej genom kapillärsugning och porerna ger vattnet expansionsutrymme inuti betongen i samband med vattnets fasomvandling till is. Som tidigare nämnts kan vattnets volymökning leda till så stora inre spänningar i icke frostbeständig betong att materialets draghållfasthet överskrids med sprickbildning som resultat.

Upptäckten av luftporernas betydelse för betongens frostbeständighet gjordes mer eller mindre av slumpen. Vid ett vägbygge i USA år 1938 noterades det att en del av betongbeläggningen uppvisade betydligt bättre frostbeständighet än de övriga delarna. Detta trots att arbetet hade utförts vid i övrigt liknande förhållanden. I den efterföljande undersökningen kunde det konstateras att den cementsort som hade använts till betongen med bättre frostbeständighet innehöll spår av smörjolja.

Smörjoljans ursprung härleddes till ett läckage i kvarnen i cementfabriken. Snart visade det sig att olika oljor, fetter, fettsyror och tvålar bildade ett stort antal fina luftporer i betongen under blandningen. Dessa upptäckter ledde till att det under 1940-talet introducerades ett stort antal, speciellt framtagna, luftporbildande tillsatsmedel på marknaden (avsnitt 4.5).

Erfarenheter från både Sverige och USA beträffande effekten av luftporbildande tillsatsmedel på den färskas betongmassans egenskaper kan sammanfattas med följande punkter:

- Konsistensen och därmed arbetbarheten blev betydligt bättre.
- Benägenheten till vattenseparation och blödning minskade.

Motsvarande erfarenheter gällande den hårdnade betongen var att:

- Frostbeständigheten förbättrades i både söt- och saltvatten.
- Vattentätheten förbättrades.
- Bättre vidhäftning mellan betong och armeringsjärn erhöles.

Trots den utbredda användningen av frostbeständig betong drabbas vattenkraftens betongkonstruktioner fortfarande av frostdedbrytning. Exempelvis kan det noteras att betongens ytskikt successivt bryts ned längs vattenlinjen (Figur 41). Denna typ av nedbrytning orsakas av att ytskiktet försvagas genom urlakning och därefter frostskaas under vintern för att till sist nötas bort i samband med islossningen.

Ett annat förekommande problem är vid genomfrysning av tunna lamell- och valvdammar. Att genomfrysning av tunna betongdammar kan inträffa under vintern har konstaterats vid ett flertal tillfällen när tjocka istäcken påträffats på dammens uppströmssida långt under vattenlinjen. Vid flera tunna dammar har frostskaas i form av nedfallna betongsjok påträffats. Betongsjoken har varit upp till flera kvadratmeter stora. Om denna typ av skador inte åtgärdas kan det till slut uppstå genomgående hål i dammen (Figur 41).



Figur 41. Två typer av frostskaas; (1) successiv nedbrytning av betongens ytskikt längs vattenlinjen samt (2) genomgående hål i en lamelldamm till följd av inre isinställväxt. Foto M Rosenqvist (t.v.) och Fortum (t.h.).

7.5 SVÄLLANDE REAKTIONER

Svällande reaktioner i hårdnad betong leder med tiden till ett totalt sönderfall av konstruktionen. De två vanligaste orsakerna till svällande reaktioner i betong är sulfatangrepp och alkali-kisel-reaktioner (tidigare förkortat AKR). Nuförtiden används främst förkortningen ASR på grund av att kisel benämns silika.

Sulfatangrepp

Mekanismerna till en typ av kemisk reaktion, vilken orsakar allvarlig svällning och uppsprickning av betongen, undersöktes 1924–1929 inom ramen för utredningen av orsakerna till betongens förstörelse i vattenkraftsmiljö. Den undersökta kemiska reaktionen är idag känd som en typ av sulfatangrepp. Genom laboratorieförsök konstaterades det att ballast som innehåller svavelhaltigt mineral, exempelvis kismineral, kan orsaka allvarlig svällning och uppsprickning av betongen.

Betong kan principiellt sett påverkas av kishaltiga bergarter på två sätt. Det första sättet är ifall sulfidhaltiga ballastmaterial gjuts in och det andra sättet är att sulfidhaltiga ämnen lösta i vatten tränger in i betongen utifrån. Vanliga sulfidmineral är magnetkis och svavelkis, vilka normalt påträffas i bergarter som amfibolit, svarta skiffrar samt gnejser av sedimentärt ursprung. Magnetkis är mycket lättvittrad, medan ren svavelkis är betydligt stabilare. Dock verkar små mängder magnetkis katalyserande på svavelkisens vittring. Sulfidhaltiga bergarter återfinns bland annat i delar av den svenska fjällkedjan.

Vid inspektion av betongkonstruktionerna tillhörande Norrfors kraftverk år 1948 kunde omfattande nedbrytning av betongen konstateras (Figur 42). Kraftverket, inklusive dammarna, hade uppförts mellan åren 1924 och 1926. En del av ballasten som hade använts till betongen hade framställts genom krossning av bland annat sprängsten från tunneldrivningen. Mineralogisk analys av makadamen visade att materialet innehöll omkring 10 % magnetkis.

Redan år 1939 hade dålig och skadad betong mejslats upp och ersatts med ny vid Norrfors kraftverk. Dessa reparationer var vid inspektionen 1948 skadade på nytt. Nedbrytningen av konstruktionerna bedömdes i huvudsak bero på pågående svällning av betongen. De flesta av skadorna noterades ovanför vattenlinjen.

I början av 1950-talet aktualiserades frågan kring acceptabla mängder kismineral i makadam avsedd för betong inför kommande kraftverksbyggen längs Ume älv. Det fanns nämligen betydande ekonomiska incitament i att använda sprängsten för makadamtillverkningen. Frågan skulle utredas gemensamt av Vattenfall, Pengfors AB och Harrsele AB. Inför kraftverksutbyggnaderna i Pengfors och Harrsele hade Fil. Dr Tor H Hagerman undersökt förekomsten av magnetkis i bergartsprov och borrhärlor. För Vattenfall låg intresset i att utreda frågan inför arbetena vid Stornorrfors, eftersom det befintliga kraftverket och dammarna vid Norrfors skulle tas ur drift och ersättas med nya.



Figur 42. Fotografierna visar skadade betongkonstruktioner vid Norrfors kraftverk år 1948. De efterföljande undersökningarna visade att skadorna orsakats av svällande reaktioner. Fotografier från [87] (opublicerad).

Även beträffande potentiella risker för beständighetsproblem vid gjutning mot kisförande berg bedömdes kunskapsläget vara otillräckligt. Frågeställningen blev högaktuell inför Vattenfalls stundande betongarbeten vid Stalon, Gardikfors och Storjuktan. Bedömningen blev att frågan behövde utredas eftersom den sannolikt skulle bli aktuell vid åtskilliga framtida kraftverksbyggen längs fjällkedjan. Som en försiktighetsåtgärd införde Vattenfall i slutet av 1950-talet krav på att endast sulfatresistent cement fick användas vid bergförstärkningsarbeten.

Enligt dagens krav får sulfatresistent cement inte innehålla större mängder av klinkerfasen trikalcialuminat (C_3A) än 3 %. Cementsorter som användes under tidigt 1900-tal kunde däremot innehålla betydligt högre halter av C_3A . Därmed möjliggjordes den betongförstörelse som konstaterades i en del fall. Sedan 1930-talet har huvudsakligen cementsorter med ett C_3A -innehåll lägre än 5 % använts för vattenbyggnadsändamål. Introduktionen av sulfatresistent cement har i stort sett eliminerat risken för sulfatangrepp på vattenkraftens betongkonstruktioner.

För att återgå till det rådande kunskapsläget i mitten av 1950-talet föreslog Hagerman, under ett anförande om skadliga ballastmaterial, att ett möte om nationell samverkan inom området borde anordnas. Eftersom gensvaret var positivt till att utreda förekomsten av skadliga ballastmaterial inom landet fick Cement- och Betonginstitutet i uppdrag att sammankalla mötet. Vid mötet, onsdagen den 20 januari 1954, bildades den Svenska Ballastkommittén med uppgift att undersöka ballastförhållandena inom landet. Vattenfall anmälde intresse för att delta i kommittéarbetet. Likaså gjorde Vattenbyggnadsbyrån. I kommittéarbetet deltog, utöver tidigare nämnda intressenter, även Cementa, Gullhögen, Harrsele Kraft, Kungl. Byggnadsstyrelsen, Kungl. Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen, Skanska och Statens Provningsanstalt.

Ballastkommitténs huvudsakliga uppgift var att undersöka ballastmaterial som kan misstänkas orsaka betongskador till följd av sina fysikaliska eller kemiska egenskaper. Dessutom skulle kommittén granska sådana betongskador som

misstänktes ha uppkommit på grund av ballastmaterialens egenskaper. Ett stort antal frågeformulär utsändes till olika byggande verk och företag.

Endast ett mindre antal formulär återsändes, vilka huvudsakligen rörde skador på broar. Muntligen erhöles däremot uppgifter om skador på betongdammar vid ett par kraftverk. Dessa uppgifter låg till grund för en 10-dagars rekognoseringsresa till Norrland där prover på ballastmaterial och skadad betong insamlades.

Eftersom relativt god kännedom hade hunnit erhållas kring sulfidhaltiga ballastmaterials skadliga inverkan på betongens beständighet överflyttades fokus istället till risken för skador orsakade av alkali-kisel-reaktioner (AKR/ASR). Kunskap om vilka mineral som kunde förorsaka sådana reaktioner, samt i vilka bergarter de fanns, saknades vid denna tidpunkt i Sverige.

Alkali-kisel-reaktioner (AKR/ASR)

Kraftig sprickbildning i betongtrottoarer i samhället Bradley (Kalifornien, USA) fångade i början av 1938 uppmärksamheten hos den amerikanske ingenjören Thomas E Stanton. De spruckna trottoarerna hade gjutits mellan hösten 1936 och våren 1937. Relativt omgående stod det klart att sprickbildningen orsakades av expansion i betongen. För att utreda orsakerna till expansionen, samt för att ta fram riktlinjer för att undvika liknande fall i framtiden, inleddes en omfattande fält- och laboratoriestudie.

I ett första steg söktes sambandet mellan de värst uppspruckna partierna och de material som hade använts till betongen. Det konstaterades snabbt att det endast var i betong med sand från Oro Fino som den omfattande expansionen inträffat. Således var minst en av orsakerna till sprickbildningen identifierad. Vidare kunde det konstateras att det fanns gott om liknande fall längs kusten från Monterey County till Los Angeles County.

Speciellt bron King City Bridge, uppförd 1919–1920, hade varit föremål för ett stort antal utredningar genom åren. Redan 1924 var brons pelare kraftigt uppspruckna. I början av år 1940 var dock antalet föreslagna orsaker till betongförstörelsen lika många som antalet utförda utredningar.

För att återgå till de spruckna trottoarerna i Bradley hade sand från Oro Fino också använts i ett flertal andra betongkonstruktioner. Dessa konstruktioner uppvisade däremot inte några tendenser till sprickbildning vid 5–6 års ålder. En avgörande skillnad mellan dessa konstruktioner och betongtrottoarerna i Bradley var vilken cementsort som hade använts. Härmed uppkom det en misstanke att betongens expansion också berodde på en kemisk reaktion mellan cementet och ballasten. Denna misstanke behövde också undersökas.

Genom att tillverka provkroppar med sand från Oro Fino och därefter variera cementsorten kunde det konstateras att högalkaliskt cement föranledde snabb expansion av betongen medan lågalkaliskt cement inte gjorde det. Skiljelinjen mellan ett cement som orsakade expansion och de som inte gjorde det tycktes hamna kring ett alkaliinnehåll om 0,6 %.

Vid en mineralogisk studie av sanden från Oro Fino påträffades höga halter av skiffer och ett flintaliknande mineral. Inte heller en kombination av högalkaliskt cement och sand utan inslag av nämnda mineral föranledde någon expansion. Slutsatsen blev att det var en olycklig kombination av cement och ballast som orsakade den kraftiga sprickbildningen i betongtrottoarerna i Bradley.

Efter Stantons redogörelse av orsakerna till uppsprickning av betongtrottoarer i Bradley ägnades i USA fortsatt stor uppmärksamhet mot de reaktioner som kunde inträffa mellan cementets alkalier och vissa bergarters kisel-syra. Vid mitten av 1950-talet hade inga liknande skadefall med säkerhet kunnat konstateras i Sverige. Det fanns dock ett flertal exempel på skadade betongkonstruktioner som saknade tillfredsställande förklaring och som möjligen kunde ha uppkommit genom alkali-kisel-reaktioner (ASR).

I ett försök att fastställa huruvida vissa i Sverige förekommande bergarter kunde klassificeras som alkalireaktiva igångsattes år 1955 en utredning av den, år 1954, bildade Ballastkommittén. I utredningen slogs det fast att främst ballastmaterial från Skåne och fjällkedjan kunde ge upphov till skadliga alkali-kisel-reaktioner i kombination med högalkaliskt cement. Främst var det bergarter som porfyr, flinta, gnejs, mylonit, skiffer, sandsten och gråvacka som kunde orsaka de skadliga alkali-kisel-reaktionerna i betong.

Samtidigt genomfördes det besiktning av ett antal befintliga vattenkraftverk längs fjällkedjan. Vid Järpströmmens och Kattstrupeforsens kraftverk, vilka uppfördes i början av 1940-talet, noterades svag sprickbildning i vissa av konstruktionerna. Det som var gemensamt för de två anläggningarna var att A-cement hade använts vid byggnadsarbetena. Vid tunnslipsanalys av betongen konstaterades sprickbildning (någon tiondels mm breda sprickor) parallellt med exponerade ytor. Det noterades också fina sprickor som synbarligen saknade orientering, samt sprickor radiellt från en del av sandkornen.

I slutet av 1950-talet hade kunskapsläget kring risken för ASR förbättrats så till den grad att valet av cementsort vid ett kraftverksbygge ägnades noggrann eftertanke. Som ett exempel kan kraftverksutbyggnaden vid Stalon nämnas. Utöver att cement behövdes till betongframställningen för kraftverk och regleringsdamm, bedömdes det att betydande mängder cement även skulle åtgå till de förmodat omfattande förstärkningsarbetena i tilloppstunneln.

Vid gjutning mot berg användes vanligtvis betong med LH-cement för att reducera risken för sprickbildning till följd av cementets värmeutveckling under betongens hårdnande. Vid tunneldrivningen prioriterades istället hög korttidshållfasthet för att konstruktionerna snabbt skulle fylla sin bärande och stödjande funktion. Likaså att formrivning snabbt skulle kunna ske så att mängden formmateriel kunde hållas på miniminivå. Med utgångspunkt i dessa förutsättningar föll valet på att använda betong med ett standardcement och trassinblandning. Betongen kom att innehålla 240 kg cement och 60 kg trass per m³.

Vid inventering av omkringliggande naturgrusfyndigheter visade det sig att dessa var olämpliga att använda för betongframställning, dels för att humushalten ofta var hög och dels för att kornstorleksfördelningen var ogynnsam. Ett alternativ var att genom krossning framställa lämpligt material. Ett annat alternativ var att hämta

material från fyndigheter längre bort. Gemensamt för alla fyndigheter var att bergarterna troligen innehöll alkalireaktiva mineral.

Med ledning av danska undersökningar var det känt att cement med låg alkalihalt kunde förhindra skadlig svällning. En alkalihalt lägre än 0,4 % ansågs helt skydda betongen. Ett sådant krav uppfylldes endast av cementsorterna Limhamn LH och Limhamn Std. Genomsnittliga värden för de övriga inhemska standardcementen, beräknade utifrån ett större antal analyser, visade att alkalihalten vanligtvis låg mellan 0,7 och 1,2 % (Tabell 7).

Behovet av cement i Stalon beräknades uppgå till 3 000 ton LH-cement och 11 000 ton standardcement. Det billigaste standardcementet kunde levereras från Köping. Att istället välja det lågalkaliska standardcementet från Limhamn skulle leda till en merkostnad om drygt 4 %. Kostnadsökningen försvarades dock med motiveringen att risken för alkali-kisel-reaktioner i betongförstärkningarna borde elimineras vid användning av det lågalkaliska cementet.

Tabell 7. Genomsnittliga analysvärden beträffande alkalihalten för svenska standardcement tillgängliga på marknaden under 1950-talet. Data till tabellen från [23] (opublicerad).

Standardcement (tillverkare)	Na ₂ O (vikt-%)	K ₂ O (vikt-%)	Na ₂ O-ekvivalent (vikt-%)
Limhamn	0,1	0,2	0,2
Hällekis	0,1	0,9	0,7
Öland	0,1	1,1	0,8
Stora Vika	0,5	0,7	1,0
Köping	0,8	0,5	1,1
Slite	0,9	0,5	1,2
Gullhögen	0,1	1,0	0,8

Innan byggnadsarbetena fick påbörjas i Stalon lät Vattenfall de tilltänkta ballastfyndigheterna genomgå petrografisk undersökning. När det förelåg misstanke om alkalireaktiv ballast föreskrevs alltid användning av lågalkaliskt cement. Genom det preventiva valet av lågalkaliskt cement erhöles större valfrihet beträffande ballastfyndigheterna. Denna valfrihet bedömdes ha stort ekonomiskt värde i fjällen där avstånden var stora och eventuella transportkostnader skulle bli höga.

7.6 NEDBRYTNING AV STENBEKLÄDNAD

Läckning genom stenbeklädningen på äldre betongkonstruktioner resulterade ofta i att bakomliggande betong urlakades med tiden. Cementets nedbrytning inleddes oftast bakom stenarna, för att med tiden avancera allt djupare in i konstruktionen. Återkommande kännetecken för nedbrytningen var att stenbeklädningen lossnade, samt att vita utfällningar av karbonatiserad kalk synliggjordes på nedströmssidan av dammen. När stenbeklädningen avlägsnades var det vanligt att betongen hade blivit brunfärgad (Figur 43). I en del fall återstod inte mer än sand och sten.



Figur 43. Nedbruten betong bakom avlägsnad stenbeklädnad i den gamla mellanfallsdammen vid Älvkarleby kraftverk. Fotografierna från [89] (opublicerad).

På 1930-talet utfördes det en enkätundersökning på initiativ av Vattenfall. Syftet med enkätundersökningen var att låta dammägare i Sverige få möjlighet att dela med sig av sina erfarenheter från stenbeklädda konstruktioner. Utifrån inkomna svar kunde tre vanliga nedbrytningsmekanismer identifieras. Dessa mekanismer var sprickbildning, urlakning och frostnedbrytning. En fullständig förklaring till nedbrytningen kunde dock inte erhållas förrän hänsyn även tagits till betydelsen av synergieffekter mellan de olika nedbrytningsmekanismerna.

I följande punktlista redovisas, med utgångspunkt i enkätundersökningen, de bakomliggande orsakerna till respektive nedbrytningsmekanism:

- *Orsaker till sprickbildning i cementbruk och betong:*
 1. Efter avslutad gjutning i grova konstruktioner ledde betongens temperaturstegring till att konstruktionens yta, det vill säga stenbeklädnaden, sprack i fogarna. Detta på grund av att ytan snabbare kyldes ned än de inre delarna.
 2. Skillnader i E-modul mellan betong och sten kunde resultera i att betong, i kontakt med stenbeklädnader, sprack vid hastiga temperatursvängningar.
 3. Krympning i betongen kunde fortgå lång tid efter gjutningen till följd av cementets hydratation och betongens uttorkning.
- *Orsaker till urlakning av bakomliggande betong:*
 1. Användning av cementfattig stampbetong resulterade i dålig täthet i betongen, varför goda förutsättningar för urlakning av cementets kalk uppstod.
 2. Bristfällig bearbetning av betongmassan, i kombination med hög stighastighet på gjutningen, resulterade i betydande sättningar i betongen fram tills att hårdnandet inleddes. På detta sätt bildades håligheter under utskjutande partier på stenarna, varpå det uppstod kanaler för genomströmning av vatten. Stenens vidhäftning till betongen försämrades också.
 3. Uppkomna sprickor i stenbeklädnadens fogar underlättade vattnets genomströmning i konstruktionen.

- *Orsaker till frostnedbrytning av stenbeklädnad och betong:*
 1. Långt gången urlakning av cementets kalk försämrade betongens förmåga att motstå frysning under vintern. Detta medförde att nedbrytningen av betongen accelererades.
 2. Stora hålrum kunde bildas bakom stenbeklädnaden till följd av den färska betongmassans sättning eller genom långt gången urlakning. När vattnet i sådana hålrum frös till is, resulterade detta i en volymexpansion, varpå den framförvarande stenen pressades utåt. Vid upprepade frysningar kunde stenen till sist lossna helt och hållet från konstruktionen.

7.7 LÄCKAGE

Två vanliga exempel på läckage i vattenkraftens betongkonstruktioner är otäta fogar och läckande utskovsluckor. Över tid kan läckaget i de båda fallen orsaka nedbrytning av den omgivande betongen till följd av urlakning och frost.

Konstruktions- och rörelsefogar

Tidigt visade praktiska erfarenheter att konstruktions- och rörelsefogar utgjorde en svag punkt i konstruktioner som utsätts för ensidigt vattentryck. Noterade läckage och urlakningsskador var ofta som mest omfattande i närheten av dessa fogar.

I äldre anläggningar, där betong av lägre kvalitet hade använts, kunde läckagen i många fall härledas till skarvarna mellan de olika gjutlagren. I anläggningar från 1930-talet och framåt vidtogs olika åtgärder för att förbättra tätheten i de särskilt anordnade konstruktionsfogarna. Trots de vidtagna åtgärderna är läckage fortsatt vanligt förekommande i dessa fogar, även om omfattningen minskat. Olika typer av konstruktionsfogar beskrivs närmare i avsnitt 0.

Rörelsefogar är en annan vanligt förekommande plats för läckage. I en del äldre anläggningar kan läckagen delvis förklaras av att fogarna inte drogs hela vägen ned till berget. Fogen utgjorde därför en sprickanvisning, varpå betongen sprack till följd av rörelser i konstruktionen orsakade av betongens temperaturstegring, avsvälning och krympning, samt därefter årliga temperaturbetingade rörelser. Läckagen tilltog i takt med att sprickbildningen förvärrades.

Läckage är förekommande även i konstruktioner där rörelsefogarna har försetts med moderna tätningsband av rostfri plåt eller PVC. Detta gäller framförallt när fogen försetts med endast ett tätningsband. Bättre utsikter för täthet har däremot åstadkommit när fogarna försetts med dubbla tätningsband och mellanliggande asfalttätning. Olika typer av rörelsefogar beskrivs närmare i avsnitt 5.3.2.

Beträffande risken för läckage är det inte enbart den tekniska utformningen av konstruktions- eller rörelsefogen som får avgörande betydelse för fogens täthet. Även omgivande betongs kvalitet och graden av noggrannhet vid utförandet av gjutningarna får stor betydelse för fogens täthet.

År 1960 lät Vattenfall kartlägga antalet otäta konstruktions- och rörelsefogar i kraftverk färdigställda under 1950-talet. Kraftverken som ingick i studien var

Bergeforsen, Forsmo, Grundfors, Hölleforsen, Järkvissle, Kilforsen, Lasele, Långbjörn, samt Nämforsen. Resultaten från studien presenteras nedan:

Konstruktionsfogar:

- Utan särskild tätningsanordning:
 - × 53 fogar inspekterades.
 - × 68 % otäta.
- Med ett 6" eller 9" Durajoint-band:
 - × 42 fogar inspekterades.
 - × 50 % otäta.
- Med två tätningsbleck av rostfri plåt:
 - × 34 fogar inspekterades.
 - × 73 % otäta.
- Med injekterad Ductube-ursparing:
 - × 58 fogar inspekterades.
 - × 48 % otäta.
- Med ett 6" Durajoint-band och injekterad Ductube-ursparing:
 - × 4 fogar inspekterades.
 - × 25 % otäta.

Rörelsefogar:

- Med ett tätningsbleck av rostfri plåt:
 - × 38 fogar inspekterades.
 - × 81 % otäta.
- Med bleck och slitsplåt samt propp av tjärdrev och blyull:
 - × 16 fogar inspekterades.
 - × 94 % otäta.
- Med ett 9" Durajoint-band:
 - × 12 fogar inspekterades.
 - × 75 % otäta.
- Med asfaltsfylld ursparing mot vattensidan:
 - × 3 fogar inspekterades.
 - × 33 % otäta.

Resultaten från kartläggningen är minst sagt nedslående. Det bör dock påpekas att det inte har gått att fastställa vilka kriterier som tillämpades vid bedömningen av fogarnas täthet. Mest sannolikt ansågs en fog vara otät även om läckage förekom endast på en mindre del av fogens utsträckning i längdled.

Orsakerna till resultaten bedömdes dels bero på det arbetstekniska utförandet och dels på den konstruktiva utformningen. Beträffande rörelsefogar presenterades två förslag på åtgärder. Det första av förslagen innebar skärpt tillsyn och kontroll vid arbetsutförandet. Det andra av förslagen innebar i huvudsak att fogarna skulle försees med dubbla tätningsband. När det gällde konstruktionsfogarna ansågs ett bristfälligt arbetsutförande vara den främsta anledningen till den stora andelen otäta fogar. Vid noggrant arbetsutförande bedömdes det möjligt att erhålla vattentäta konstruktionsfogar.

Läckage vid luckor

Läckande tätningar mellan lucka respektive luckfals, tröskelplåt och sidoplåtar är också ett vanligt förekommande problem vid många vattenkraftsanläggningar. I äldre anläggningar försedda med stembeklädnad var det vanligt att vatten trängde ned i stembeklädnaden på uppströmssidan och därefter kringgick luckan med dess tillhörande tätningsanordningar. Fick ett sådant läckage fortgå en längre tid utan åtgärd kunde det till slut resultera i att enskilda stenar spolades bort. Exempelvis drabbades de numera utrivna utskovsdammarna vid Bullerforsen och Porjus av denna typ av skador. Skadorna åtgärdades vanligtvis genom att de uppkomna håligheter fylldes ut med betong.

I moderna vattenkraftsanläggningar utan stembeklädnad orsakar ett läckage mellan lucka respektive luckfals, tröskelplåt och sidoplåtar istället successiv nedbrytning av skibordets betong. Ett konstant flöde av läckagevatten över skibordet leder till både urlakning av betongens ytskikt och förhöjd risk för frostangrepp.

7.8 ÖVRIGA BESTÄNDIGHETSPROBLEM

Andra typer av betongrelaterade beständighetsproblem som kan förekomma vid vattenkraftsanläggningar är armeringskorrosion och erosionsskador.

Armeringskorrosion

Korrosionsangrepp på armeringsjärn i betongkonstruktioner kan med tiden leda till att konstruktionen förlorar hela eller delar av sin bärförmåga. Ett väl ingjutet armeringsjärn skyddas vanligtvis av den alkaliska miljön som råder i betongen. I hårdnad betong är det vanligt att pH är 12,5 eller högre. Vid så höga pH-nivåer försätts armeringsjärnen i ett så kallat passivt tillstånd och ingen korrosion kan ske. Det passiva tillståndet kan dock brytas till följd av påverkan från koldioxid (CO_2) och kloridjoner (Cl^-).

När koldioxid från den omgivande luften tränger in i betongen reagerar den med cementpastans pH-höjande beståndsdelar. Denna process kallas karbonatisering och innebär att betongens pH-värde sjunker så att armeringens passiva tillstånd bryts. Beträffande kloridjoner kan de tränga in i betongen om den exponeras för havsvatten och tölsalter. Vid en viss koncentration av kloridjoner vid armeringsjärnets yta bryts det passiva tillståndet. Tiden tills korrosion initieras kan bero på många olika faktorer. Några av dessa faktorer är betongens kvalitet, samt tjockleken på armeringens täckande betongskikt.

Redan under det tidiga 1910-talet väcktes det frågor kring den armerade betongens beständighet. Orsaken till detta var att ett större antal fall med armeringskorrosion hade konstaterats på järnvägsbroar i Tyskland. Till följd av de tyska erfarenheterna inledde den Svenska Betongföreningen en studie där syfte var att undersöka ifall armeringskorrosion även var ett problem i Sverige.

Studien visade att korrosionsskadade betongkonstruktioner förekom i Sverige. De bakomliggande orsakerna till skadornas uppkomst härleddes dels till förekomsten av grova sprickor och dels till ett alltför tunt täckande betongskikt. Problemen med

armeringskorrosion bedömdes kunna avhjälpas genom att förse konstruktionerna med ett tillräckligt tjockt täcksikt av tät och sprickfri betong.

Vid en jämförelse med vattenbyggnader i marina miljöer är armeringskorrosion en ovanlig skada i vattenkraftssammanhang. Det är framförallt avsaknaden av salter i den naturliga vattenkraftsmiljön som kan förklara att armeringskorrosion sällan påträffas. I de flesta fall där armeringskorrosion likväl har konstaterats har dessa skador ofta kunnat härledas till att armeringens täckande betongskikt varit för tunt (Figur 44). Täcksiktet har karbonatiserat över tid och därefter förlorat sin skyddande verkan, vilket har initierat korrosionsförloppet.

Kloridjoner har endast i enstaka fall orsakat armeringskorrosion i vattenkraftens anläggningar. En möjlig orsak till dessa skador kan vara att kalciumklorid (CaCl_2) tillsattes i betongen med syftet att accelerera härdningsförloppet vid gjutningar i sträng kyla. Likaså kan kalciumklorid ha använts som accelerator i snabbbindande bruk vid tätning av vattenförande sprickor i dämmande betongkonstruktioner. En annan tänkbar orsak kan vara tösaltning av vägar i anslutning till kraftverken.



Figur 44. Två exempel på armeringskorrosion i betongkonstruktioner inom vattenkraften till följd av för tunt täckande betongskikt. Foto M Rosenqvist.

Erosionsskador

När vattenkraftens betongkonstruktioner utsätts för strömmande vatten uppstår det förr eller senare erosionsskador (Figur 45). Dessa skador kan grovt sett delas upp i två kategorier. Den första kategorin karaktäriseras av att betongens ytskikt successivt nöts ned. Nedbrytningen går ofta långsamt, men kan utan avhjälpande åtgärder leda till förkortad livslängd för konstruktionen. Den andra kategorin av erosionsskador karaktäriseras istället av ett våldsamt förlopp där konstruktionen allvarligt skadas eller undermineras så att dess säkerhet äventyras.



Figur 45. Tappning av vatten vid Bålforsens kraftverk. Hastigt strömmande vatten kan vara en bakomliggande anledning till erosionsskador på betong i exempelvis utskovskonstruktioner. Foto M Rosenqvist.

Till sådana konstruktioner, där den allvarliga typen av erosionsskador kan uppstå, räknas bland annat skibord, strålupplyftare, energiomvandlingsbassänger, inre vattenvägar, samt led- och stödmurar. Skadorna uppkommer ofta i områden med betong av lokalt lägre kvalitet, till exempel invid konstruktions- och rörelsefogar. Ojämnheter i betongytan kan också leda till lokala skador ifall kavitation uppstår i samband med hastigt strömmande vatten. Beträffande betongkonstruktioner med stembeklädnad utgör bortspolade stenar en typ av erosionsskada (Figur 46).



Figur 46. Erosionsskador på stembeklädd strålupplyftare av betong. Stora stenar har slitits loss och följt med de strömmande vattenmassorna nedströms. Foto M Rosenqvist.

När en skada väl har uppkommit kan krafterna i det hastigt strömmande vattnet därefter snabbt accelerera nedbrytningsförloppet. Strömmande vatten kan även leda till skador och nedbrytning i konstruktionernas grundläggning, det vill säga i berget. Håligheter under led- och stödmurar, samt bakåtskridande bergutfall från skibordens undergrund, utgör alla allvarliga hot mot konstruktionernas säkerhet.

Beträffande de inre vattenvägarna har erfarenheter vid Vattenfall visat att urgröpta gjutfogar är en vanligt förekommande betongskada. I ett flertal konstruktioner har också gjutsår (så kallade råttbon) noterats. Vid Vattenfalls undersökningar antogs det att skadorna troligtvis varit dolda av cementhud som med tiden eroderats bort. Vidare bedömdes det att skadorna, vilka antogs ha uppkommit under byggskedet, inte skulle leda till mer bekymmer efter reparation. En allvarlig typ av skada som i några fall har påträffats är erosion av betong under intagsluckans tröskelbalk. I ett fall bedömdes risken vara stor för genombrott i betongen vid tömd vattenväg.

Som tidigare nämnts kan betongens ytskikt successivt brytas ned vid kontakt med strömmande vatten. Denna typ av erosionsskada orsakas framförallt av samverkan mellan urlakning och frostangrepp, då svenskt älvvatten vanligtvis är helt fritt från sediment. Beträffande betongkonstruktioner i de yttre vattenvägarna kan skadorna förvärras och accelereras genom nötning av is och olika slags drivgods. Över tid kan armeringen friläggas med svåra och kostsamma reparationer som följd.

Under vattenkraftsutbyggnaden utvecklades och utvärderades olika metoder med målet att öka betongytans förmåga att motstå kemisk och mekanisk nedbrytning. En av de första metoderna var att förse de utsatta konstruktionerna med huggen sten för att skydda betongens yta mot mekanisk nötning (avsnitt 5.4). När denna metod visade sig vara otillräcklig höjdes istället betongens kvalitet genom att låta öka mängden cement och reducera vattencementtalet.

I ett senare skede inleddes försök med vakuumbehandling av betongens ytskikt för att åstadkomma ytbetong med hög kvalitet (avsnitt 6.6). Vattenfall och flera privata aktörer lät vid ett flertal kraftverksbyggen utföra vakuumbehandling av skibord, strålyftare och andra särskilt utsatta konstruktionselement. Vid ett väl genomfört arbete uppnåddes en betydande ökning av hållfastheten i betongens ytskikt. Även vid ett flertal senare genomförda reparationer har vakuumbehandling använts.

För konstruktionsdelar vilka utsattes för extrema påfrestningar genomfördes det i mitten av 1950-talet försök att förse betongytorna med olika sorters plastpreparat. Vattenfall utvärderade bland annat ett preparat benämnt Integrat. Applicering av plastpreparatet på betong- och stålkonstruktioner skulle göra ytan hårdare och glattare. Inför säsongen 1957 utvaldes vissa delar av flottningsanordningarna vid kraftverken i Stugun, Torpshammar och Midskog för fältförsök. Valet av kraftverk baserades på att problemen med erosion hade varit särskilt stora där. Huruvida det använda plastpreparatet avhjälpte problemen har inte gått att fastställa.

Under 1960-talet bedrevs det även omfattande försöksverksamhet med applicering av epoxiplaster med målet att förstärka betongens yta. Framförallt var det skibord och energiomvandlare som försågs med olika typer av epoxibeläggningar.

I mitten av 1990-talet användes det även olika polymermodifierade lagningsbruk i samband med reparationer av erosionsskador längs vattenlinjen och på skibord. Två exempel på dessa lagningsbruk är Chesterton och Densit.

En annan metod för att skydda särskilt utsatta konstruktionselement, exempelvis pelarnosar vid intag och utskov, har varit att förse dem med kvarsittande stålform. Stålet har därefter skyddat den bakomliggande betongen mot erosionsskador.

8 Cement- och betongbestämmelser

Framställning av betong med hög hållfasthet och god beständighet fordrar jämn kvalitet på delmaterialen cement, vatten, ballast, samt eventuella tillsatsmaterial och tillsatsmedel. Dessutom krävs det en hög grad av noggrannhet vid betongens beredning och gjutning. Betong framställd vid slutet av 1800-talet karaktäriserades av stora variationer i kvaliteten. Variationerna berodde dels på delmaterialens ojämna kvalitet och dels på otillräcklig förståelse för betydelsen av betongens proportionering, blandning, samt bearbetning under och efter gjutning.

Betongbyggnadsteknikens snabba utveckling kring sekelskiftet 1900 gav upphov till önskemål om att få tillåta större påkänningar i betongen. Med delmaterialens varierande kvalitet, samt de dåvarande metoderna vid betongens proportionering, blandning och gjutning, skulle tillgodoräkandet av större påkänningar i betongen leda till större osäkerheter i byggnadsverkens bärförmåga. För att kontrollera och begränsa spridningen av dessa osäkerheter framväxte det ett behov av nationella cement- och betongbestämmelser.

Eftersom det inledningsvis saknades statliga bestämmelser inom området blev det istället den Svenska Teknologföreningen som år 1910 lanserade de första nationella cement- och betongbestämmelserna i Sverige. Inte förrän år 1924 utkom de första statliga bestämmelserna. De statliga bestämmelserna reviderades sedan i ett flertal omgångar innan de under 2000-talet ersattes av europagemensamma cement- och betongstandarder, samt dimensioneringsregler (Eurokoder).

I detta kapitel presenteras de cement- och betongbestämmelser som kom att utgöra ramverket för hur byggnadsverk av betong fick utformas och byggas under 1900-talet. Fokus i kapitlet kommer att ligga på bestämmelser med direkt betydelse för den svenska vattenkraftsutbyggnaden. Bestämmelserna återges inte i sin helhet varför jämförelse bör ske mot originalutgåvan vid viktiga frågeställningar.

8.1 TIDEN FÖRE 1910

I Byggnadsstadgan från 1874 reglerades byggnaders utformning, brandskydd, samt de boendes hygieniska och hälsovådliga förhållanden. Däremot fanns det inga, av myndigheterna utfärdade, bestämmelser vilka var ämnade att reglera arbetsförhållandena på byggarbetsplatsen eller ställa krav på byggteknik och byggnadsmaterial. Utomlands var situationen däremot annorlunda.

I England, Frankrike och Tyskland hade det redan under 1850-talet utvecklats provningsmetoder för att bestämma cementets kvalitet. Vanligtvis tillreddes ett cementbruk med 1 del cement och 3–4 delar sand. De tillverkade provkropparna utsattes för provning vid 7 dygns ålder. I 1870-talets Preussen utfördes däremot provningen först efter 28 dygn. Blandningsproportionerna för bruket var 1 del cement och 3 delar sand.

Den preussiska provningsmetoden ansågs överlag bättre representera det *”verkliga användandet”* och metoden anammades av Skånska Cement AB år 1876. Två år senare, det vill säga 1878, togs frågan om normerande bestämmelser för cementets

kvalitet upp av Ingenjörsföreningen. En kommitté bildades för att utreda frågan och framarbete ett förslag. Kommitténs förslag presenterades och fastställdes år 1881. Detta innebar att cement i Sverige skulle provas strikt enligt de preussiska normalbestämmelserna. Bestämmelserna betraktades som ett minimikrav. Följden blev att endast en typ av cement – portlandcement – normerades i Sverige.

I början av 1890-talet insåg de tre existerande cementtillverkarna Skånska Cement, Visby Cementfabrik och Ölands Cement att de skulle ha mycket att vinna på att samordna försäljning och transporter av cement på den svenska marknaden. År 1893 lät de därför bilda en kartell i form av ett gemensamt försäljningsbolag med namnet Svenska Cement Försäljnings AB, senare känt som Cementa. För att få tillgång till försäljningsnätverket uppställdes det en rad villkor för hur kvaliteten på kartellens cement skulle upprätthållas. Ett av dessa villkor var att provning av cementet skulle utföras en gång i månaden enligt de preussiska och sedermera tyska normalbestämmelserna. Provningsen skulle utföras i Skånska Cements centrallaboratorium i Limhamn. Oprövat cement fick inte säljas på marknaden.

Efter ett antal husras med dödlig utgång i mitten av 1880-talet aktualiserades även frågan om vilka påkänningar som skulle få tillåtas vid användningen av svenska byggnadsmaterial. Frågan lyftes upp till diskussion av ingenjör Axel Lindahl under Svenska Teknologföreningens ordinarie sammanträde 1886. En kommitté kom att bildas med uppgiften att utreda frågeställningen.

Vid det uppföljande mötet år 1887 redogjorde kommittén för sitt arbete och hur det skulle fortskrida. Senare samma år presenterade kommittén sitt förslag på tillåtna tryckpåkänningar på vanligt förekommande byggnadsmaterial; se Tabell 8. Vilket framgår av tabellen fick inte särskilt höga påkänningar tillåtas i betongen.

Tabell 8. 1887 års förslag från Svenska Teknologföreningens kommitté på tillåtna tryckpåkänningar på vanligt förekommande byggnadsmaterial. Data till tabellen från [13].

Byggnadsmaterial	Tillåtna tryckpåkänningar	
	(kg/cm ²)	(MPa)
Vanlig tegelmur i kalkbruk	4	0,4
Gott, hårdbränt maskinslaget rödtegel eller eldfast tegel i cement	14	1,4
Cementbruk (blandningsproportioner 1:4 eller 1:2)	10 – 12	1,0 – 1,2
Mager cementbetong (blandningsproportioner 1:4:8 eller 1:3:6)	7 – 8	0,7 – 0,8
Fet cementbetong (blandningsproportioner 1:2:3)	10	1,0
Granitmur av huggen sten i cement	50	4,9

Ganska snabbt uttrycktes det att dessa hållfasthetsvärden var alltför konservativa. Med avseende på värdena för betong ansågs de tillåtna påkänningarna inte heller representera den uppsättning av betongblandningar som användes till olika typer av byggnadsverk. År 1904 presenterades det inför Svenska Teknologföreningen nya förslag på tillåtna tryckpåkänningar för betong. Förslagen på påkänningarna gällde för sex månader gammal betong (Tabell 9). Trots större tillit till betongens kapacitet utgjorde de föreslagna tryckpåkänningarna endast mellan $\frac{1}{7}$ och $\frac{1}{8}$ av de värden som erhöles vid provning.

Tabell 9. 1904 års förslag på tillåtna tryckpåkänningar för betong. Volymandelarna (w : x : y : z) utgjordes av cement, sand, singel och makadam. Data till tabellen från [13].

Volymandelar	Tillåtna tryckpåkänningar		Volymandelar	Tillåtna tryckpåkänningar	
	(kg/cm ²)	(MPa)		(kg/cm ²)	(MPa)
1 : 2 : 4 : 0	15 – 20	1,5 – 2,0	1 : 4 : 8 : 0	10 – 12	1,0 – 1,2
1 : 2 : 0 : 3	15 – 20	1,5 – 2,0	1 : 4 : 0 : 6	10 – 12	1,0 – 1,2
1 : 3 : 6 : 0	12 – 15	1,2 – 1,5	1 : 5 : 10 : 0	8 – 10	0,8 – 1,0
1 : 3 : 0 : 5	12 – 15	1,2 – 1,5	1 : 5 : 0 : 7	8 – 10	0,8 – 1,0

Som ett resultat av betongbyggnadsteknikens snabba utveckling kring sekelskiftet 1900 blev det tydligt att ett lyckat betongarbete inte enbart berodde på betongens mekaniska egenskaper. Även faktorer som delmaterialens kvalitet, samt metoder för betongens beredning, utläggning, bearbetning och efterbehandling ansågs viktiga. I Sverige blev det den Svenska Teknologföreningen som tog det första initiativet till att utarbeta nationella cement- och betongbestämmelser.

8.2 SVENSKA TEKNOLOGFÖRENINGENS BESTÄMMELSER

Arbetet att sammanställa de första nationella cement- och betongbestämmelserna i Sverige påbörjades år 1907 vid Svenska Teknologföreningens Avdelning för Väg- och Vattenbyggnadskonst. Bestämmelsernas slutliga utformning fastställdes den 16 mars 1910 och omfattade tre delar:

- Del 1 – Leverans och provning av portlandcement.
- Del 2 – Utförande av arbeten i grovbetong.
- Del 3 – Utförande av arbeten i armerad betong.

Del 1 utgavs i *"Bestämmelser för leverans och provning av Portlandcement – Jämte bilaga: Arbetsförfaranden vid provning av Portlandcement enligt Svenska Teknologföreningens normer av 1910"*. Del 2 och 3 utgavs gemensamt i *"Bestämmelser för utförande av arbeten i betong och armerad betong"*.

Cement

I bestämmelserna definierades portlandcement som ett *"hydrauliskt bindemedel med minst 1,7 viktsandelar kalk (CaO) på en viktsdel löslig kiselsyra (SiO₂) + lerjord (Al₂O₃) + järnoxid (Fe₂O₃)"*. Inga andra typer av cement berördes i bestämmelserna. Gällande portlandcement fick det innehålla högst:

- 3 procent för särskilda ändamål gjorda tillsatser.
- 5 procent magnesium i form av MgO.
- 2,5 procent svavel i form av SO₃ (normalt från gips).

För portlandcement uppställdes krav på bindetid, volymbeständighet, malningens finhet, samt minsta tillåtna tryck- och draghållfasthet. Vidare angavs detaljerade anvisningar för provningarnas utförande. Provning av cementets tryckhållfasthet skulle utföras på kuber tillverkade av blandning 1:3 (viktdelar cement : sand). En vattentillsats motsvarande 8 % av cementbrukets torrsvikt skulle tillsättas. Detta gav ett vattencementtal på 0,32. Cementbrukets tryckhållfasthet efter 28 dygns

vattenlagring skulle vara minst 200 kg/cm^2 (19,6 MPa). Kravet på cementbrukets draghållfasthet var minst 14 kg/cm^2 (1,4 MPa) efter 7 dygns vattenlagring.

Trots att den generella benämningen portlandcement användes i bestämmelserna kan ändå två olika typer av cement urskiljas – *”normalt bindande portlandcement”* och *”hastigt bindande cement”*. Det förra cementet fick inte börja hårdna tidigare än en timme efter blandningen med vatten. Vid bindetid kortare än 1 timme skulle den senare beteckningen användas.

Vatten

Blandningsvattnet skulle vara *”fritt från lerslam och för ögat märkbar halt av organiska ämnen”*. Det var således möjligt att vatten kunde hämtas från sjöar och vattendrag.

Ballast

Sand och sten till betongen skulle vara *”ren och fri från organiska ämnen och andra föroreningar”*. Beträffande ställda krav på sand och sten skiljde sig dessa något åt beroende på om de skulle användas i oarmerad eller armerad betong.

För oarmerad betong gällde att sanden skulle *”vara av blandad kornstorlek, kunna passera genom ett såll med 7 mm:s runda hål och till minst 95 % stanna å ett såll enligt cementnormerna med 900 maskor per cm^2 ”*. Vidare gällde att stenen skulle *”hava en tryckhållfasthet av minst 300 kg/cm^2 , upptaga högst 10 vikts-procent vatten samt vara ovittrad och väderbeständig”*. Stenen skulle också *”kunna passera genom ett såll med 60 mm:s runda hål och stanna på ett dylikt med 7 mm:s runda hål”*. Sparsten fick inläggas till *”högst 20 % av volymen i partier, som icke äro utsatta för dragspänningar eller fara för knäckning”*. Sparsten skulle bestå av *”väl rengjorda stenar intill en mansbördas storlek”*. I övrigt skulle samma krav ställas på sparsten som på vanlig sten.

För armerad betong gällde samma krav på sanden förutom att den skulle kunna passera genom ett såll med 5 mm runda hål. Kraven på stenen var oförändrade förutom att den skulle kunna passera ett såll med 25 mm runda hål och stanna på ett dylikt med 5 mm runda hål.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

Tillsättning av mineraliska tillsatsmaterial eller kemiska tillsatsmedel reglerades ej i 1910 års cement- och betongbestämmelser.

Armering

Enligt bestämmelserna skulle armeringsjärnets sträckgräns vara minst $2\,200 \text{ kg/cm}^2$ (216 MPa). Vidare skulle töjbarheten vara minst 20 %. Någon övre gräns för tillåtna påkänningar i armeringsjärnet fanns ej.

Betongens sammansättning

I bestämmelserna gavs åtta exempel på blandningsproportioner, vilka skulle vara till ledning för beräkning av ungefärliga materialmängder till 1 m^3 betong. De fyra första förslagen åsyftade armerad betong medan de resterande förslagen oarmerad

betong (Tabell 10). Tillåten tryckspänning fick uppgå till 20 % av 28-dygnsvärdet vid bestämning av betongens kubhållfasthet. För oarmerad betong uppställdes fasta värden ifall ingen provning av hållfastheten utfördes (Tabell 10).

Tabell 10. Ungefärliga materialmängder till 1 m³ betong enligt 1910 års betongbestämmelser. Observera att vid blandningen fick materialen uppmätas efter volym. Endast cement skulle uppmätas efter vikt. Angivna värden på betongens hållfasthet var maximalt tillåten påkänning såvida inget annat visades genom provning.

	Blandning 1 m ³ betong	Cement (kg)	Cement (m ³)	Sand (m ³)	Sten (m ³)	Tryckpåkänning (kg/cm ²) (MPa)	
Armerad betong	1 : 2 : 3	384	0,280	0,56	0,84	-	-
	1 : 2 : 4	310	0,225	0,45	0,90	-	-
	1 : 2,5 : 3,5	300	0,220	0,55	0,77	-	-
	1 : 3 : 3,5	295	0,215	0,66	0,72	-	-
Oarmerad betong	1 : 3 : 5	240	0,175	0,52	0,87	18	1,8
	1 : 4 : 6	192	0,140	0,56	0,84	15	1,5
	1 : 5 : 7	165	0,120	0,60	0,84	10	1,0
	1 : 6 : 8	137	0,100	0,60	0,80	8	0,8

Beträffande vattentillsatsen gavs endast enklare rekommendationer. För oarmerad betong fick vattentillsatsen vara så stor att "en jordfuktig massa erhålles, eller får, vid blandning 1:5:7 eller cementrikare, så mycket vatten tillsätts, att en trögflytande massa erhålles (»blöt betong«)". Armerad betong skulle i regel vara av "blöt konsistens".

Krav med avseende på betongens beständighet

Några krav på betongens sammansättning eller konstruktionens utformning med avseende på miljömässiga belastningar ställdes ej i 1910 års bestämmelser.

Betongens beredning

Inför blandningen skulle cement mätas efter vikt, medan sand och sten fick mätas efter volym. Både oarmerad och armerad betong fick blandas för hand även om blandning med maskin rekommenderades, särskilt gällande armerad betong.

Praktiskt utförande

Utöver praktiska anvisningar för betongens inläggning och bearbetning i formen, uppställdes det krav på kontroll av arbetsutförandet. Gjutning fick generellt sett inte utföras vid lufttemperaturer lägre än ± 0 °C såvida inte temperaturen i formen var ovanför fryspunkten för oarmerad betong eller över +1 °C för armerad betong. Vidare skulle den färska betongmassan hålla en temperatur om minst +8 °C och maximalt +30 °C vid gjutningstillfället.

Efter avslutad gjutning skulle temperaturen i formen och i den nygjutna betongen hållas ovanför fryspunkten under minst ett eller flera dygn beroende på köldens styrka. Vidare skulle betongen under hårdnandet hållas blöt, samt skyddas mot uttorkning på grund av sol och vind.

8.3 STATENS OFFENTLIGA UTREDNINGAR

På uppdrag av det Kungliga Kommunikationsdepartementet inleddes ett arbete i början av 1920-talet med målet att fastställa och utfärda nya normalbestämmelser för byggnadsverk i betong och armerad betong. Arbetet utfördes i ett samarbete mellan Byggnadsstyrelsen, Järnvägsstyrelsen, Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen, Vattenfallsstyrelsen, samt Statens Provvningsanstalt. För vägledning i specifika sakfrågor rådfrågades expertis från akademien, institut, konsulterande firmor, tillverkare, samt entreprenörer. Nya normalbestämmelser för leverans och provning av cement utarbetades parallellt med betongbestämmelserna.

De första officiella cement- och betongbestämmelserna fastställdes 27 mars 1924 och gavs ut som en del i rapportserien Statens Offentliga Utredningar (förkortat SOU). Redan två år senare reviderades cementbestämmelserna. Anledningen var att cementets genomsnittliga kvalitet hade förbättrats tack vare teknisk utveckling inom cementindustrin. På marknaden såldes det alltså cement med långt högre kvalitet än vad de befintliga bestämmelserna fordrade. Revideringen genomfördes för att de nya bestämmelserna bättre skulle avspegla de verkliga förhållandena. Även delar av betongbestämmelserna blev snabbt föråldrade. Framförallt visade sig blandningsproportionerna för betong och oarmerad betong vara olämpliga att använda i konstruktioner som skulle utsättas för ensidigt vattentryck.

Tack vare den kunskap som framarbetades kring betongens förstörelse i slutet av 1920-talet stod det klart att de sedan 1924 gällande betongbestämmelserna skulle behöva revideras. Om de inte reviderades skulle vattenbyggnader även framledes få byggas på ett, ur beständighetsperspektiv, förkastligt sätt. Ingenjörsklubben i Falun framförde i en skrivelse i början av 1930 ett önskemål till Svenska Teknologföreningen om omedelbar revidering av bestämmelserna.

Inom Teknologföreningen vidarebefordrades skrivelsen till avdelningen för Väg- och Vattenbyggnadskonst för svar. Avdelningen delade Ingenjörsklubbens åsikt att betongbestämmelserna behövde revideras. Samtidigt framförde avdelningen ståndpunkten att utredningarna kring betongens förstörelse borde slutföras innan nya bestämmelser fastställdes. Däremot ansågs det önskvärt att snarast möjligt sammanställa en preliminär version av de reviderade bestämmelserna.

Även Statens Provvningsanstalt hade mottagit skrivelsen från Ingenjörsklubben i Falun. Av svaret framgick det att Provvningsanstalten samtyckte till att revidera betongbestämmelserna. Provvningsanstalten förespråkade även att än en gång se över cementbestämmelserna. Av svaret från Provvningsanstalten framgick det också att en tidigare begäran framställd till Kungl. Maj:t i maj 1927 om revidering av betongbestämmelserna hade fått avslag.

I en skrivelse till Kungl. Maj:t, undertecknad av Svenska Teknologföreningen, Svenska Betongföreningen, Svenska konsulterande ingenjörers förening, samt Ingenjörsklubben i Falun, framfördes i juni 1930 önskemål om revision av både cement- och betongbestämmelserna. Efter utlåtanden från Byggnadsstyrelsen, Järnvägsstyrelsen, Vattenfallsstyrelsen, samt Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen, gav Kungl. Maj:t sitt samtycke till revisionsarbetet. I arbetet deltog förutom de statliga verken även Statens Provvningsanstalt, Svenska Teknologföreningen,

Svenska Betongföreningen, samt Svenska Cementföreningen. Fyra år senare, det vill säga 1934, utkom de nya statliga cement- och betongbestämmelserna.

Till följd av teknisk utveckling utkom det år 1942 tilläggsbestämmelser beträffande de sedan 1934 gällande betongbestämmelserna. Det var bland annat införandet av högre stålqualitet i armeringen som låg bakom behovet av tilläggsbestämmelserna. Året därpå, det vill säga 1943, utkom nya cementbestämmelser, vilka inkluderade det år 1941 införda ersättningscementet. År 1949 utkom den första av två delar i en omarbetad upplaga som skulle ersätta de befintliga betongbestämmelserna. Den första delen betecknades "*Materialdelen*" och skulle följas av "*Konstruktionsdelen*". Den andra delen färdigställdes dock aldrig innan arbetet med B-serien inleddes.

I kommande avsnitt presenteras i korta ordalag de statliga cement- och betongbestämmelserna, vilka gavs ut inom ramen för Statens Offentliga Utredningar.

8.3.1 1924 års cement- och betongbestämmelser

De första officiella cement- och betongbestämmelserna fastställdes 27 mars 1924. Redan år 1926 utfärdades dock tilläggsbestämmelser för cementbestämmelserna. 1924 års cement- och betongbestämmelser, samt 1926 års tilläggsbestämmelser, gavs sedan ut i ytterligare tre upplagor – 1926, 1930 och 1932.

Cement – 1924 års bestämmelser

De statliga cementbestämmelserna av år 1924 skilde sig inte i någon större mening från den Svenska Teknologföreningens bestämmelser av år 1910. I jämförelse med dessa bestämmelser tillkom däremot bestämmelser för slaggportlandcement, vilket också kunde benämnas järnportlandcement.

I bestämmelserna definierades portlandcement som ett "*hydrauliskt bindemedel, innehållande huvudsakligen kalk (CaO), kiselsyra (SiO_2 löslig i saltsyra), lerjord (Al_2O_3) och järnoxid (Fe_2O_3)*". Vidare skulle viktförhållandet mellan CaO och summan av SiO_2 , Al_2O_3 och Fe_2O_3 vara lägst 1,7 och högst 2,4. Portlandcement fick innehålla högst "*3 procent för särskilda ändamål gjorda tillsatser*".

Slaggportlandcement definierades som ett "*hydrauliskt bindemedel, bestående av en intim blandning av portlandcement och finmalen masugnsslagg, vilken senare får ingå till högst 30 viktprocent av hela massan*". Slaggen skulle ha ett viktförhållande mellan summan av CaO och MgO respektive SiO_2 och Al_2O_3 som inte fick understiga 1.

Både portlandcement och slaggportlandcement fick inte innehålla mer än:

- 5 procent magnesium i form av MgO .
- 2,5 procent svavel i form av SO_3 (normalt från gips).

Gemensamt för portlandcement och slaggportlandcement var att det uppställdes krav på bindetid, volymbeständighet, malningens finhet, samt minsta tillåtna tryck- och draghållfasthet. Dessa egenskaper skulle bestämmas genom utförande av provningar enligt arbetsförfaranden fastställda av Statens Provningsanstalt.

I betongbestämmelserna öppnades det även för att "*cementliknande bindemedel må användas istället för portlandcement eller slaggportlandcement under förutsättning, att de*

blivit fabriksmässigt tillverkade och i avseende på sina egenskaper undersökta och befunna lämpliga för betongtillverkning samt att de i övrigt i tillämpliga delar uppfylla ovan-nämnda normalbestämmelser". Denna skrivning avsåg bland annat högvärdiga cement av typen aluminatcement (smältcement).

Cementbrukets tryckhållfasthet efter 28 dygns vattenlagring skulle enligt 1924 års bestämmelser vara minst 200 kg/cm² (19,6 MPa). För cementbrukets draghållfasthet gällde 20 kg/cm² (2,0 MPa). Cement med bindetid mindre än 1 timme skulle kallas "*hastigt bindande cement*" medan cement med bindetid mellan 1 och 8 timmar skulle benämnas "*normalt bindande cement*".

Cement – 1926 års tilläggbestämmelser

Till följd av att det på marknaden hade introducerats cement av högre kvalitet än vad som fordrades enligt 1924 års cementbestämmelser, behövde dessa revideras. Tre kvalitetsklasser infördes för portlandcement där tryck- och draghållfastheten avgjorde klasstillhörigheten. Nedan redovisas minimikraven för cementbrukets hållfasthet efter 1 dygn i fuktig luft och resterande 27 dygn under vatten:

- Portlandcement klass B:
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 200 kg/cm² (19,6 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 28 dygn – 20 kg/cm² (2,0 MPa).
- Portlandcement klass A:
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 350 kg/cm² (34,3 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 28 dygn – 30 kg/cm² (2,9 MPa).
- Special portlandcement:
 - × Tryckhållfasthet efter 7 dygn – 350 kg/cm² (34,3 MPa).
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 450 kg/cm² (44,1 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 7 dygn – 30 kg/cm² (2,9 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 28 dygn – 35 kg/cm² (3,4 MPa).

Vatten

Blandningsvatten till betongframställningen skulle vara "*för ögat rent och klart, vara fritt från olja samt sådana salter och organiska ämnen, som inverka menligt på beständigheten eller hållfastheten hos betong*".

Ballast

Stenmaterial (sand, sten och grus) till betongberedning skulle "*vara fritt från sådana föroreningar, som kunna inverka menligt på betongens beständighet*". Framförallt betonades det att "*vid vattenbyggnader är det av särskild vikt, att betongsanden är fri från organiska föroreningar, varför sanden alltid för dylika byggnader bör undersökas i detta avseende*".

Vidare framhölls det att allt stenmaterial skulle "*hava bildats av väderbeständig bergart antingen i naturen eller genom krossning med konst*". För sten gällde det även att tryckhållfastheten skulle vara minst "*15 ggr så stor som den för ifrågakvarande betong vid vanligt belastningsfall tillåtna påkänningen för centriskt tryck*".

Följande definitioner användes för stenmaterial:

- Stenmjöl är ett *"vid krossning med konst bildat stofffint stenmaterial"*.
- Sand (betongsand) är ett *"stenmaterial, vars huvudmassa skall kunna passera ett såll med 7 mm runda hål och kvarstanna på en sikt med 900 maskor per cm²"*. Sanden fick framställas från naturliga förekomster, men även genom krossning.
- Grus är en *"naturlig avlagring av stenmaterial, vars huvudmassa utgöres av korn med en storlek av 2 till 20 mm"*.
- Singel är ett *"i naturen förekommande stenmaterial, oftast av rundade stycken"*. Singel delades upp i två typer – grovsingel och finsingel. Grovsingel skulle kunna *"passera ett såll med 75 mm runda hål och kvarstanna på ett såll med 7 mm hål"*. Motsvarande värden för finsingel var 30 respektive 7 mm.
- Makadam är ett *"med konst krossat stenmaterial"*. Makadam delades upp i två typer – grovmakadam och finmakadam. Grovmakadam skulle kunna *"passera ett såll med 75 mm runda hål och kvarstanna på ett såll med 7 mm hål"*. För finmakadam var motsvarande värden 30 respektive 7 mm.
- Sparsten är *"sten, som i besparingssyfte inlägges i betong"*.

Slagg fick användas istället för sten under förutsättning att, det genom provning påvisades att, den framställda betongen blev fullgod för sitt ändamål.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

Tillsättning av mineraliska tillsatsmaterial eller kemiska tillsatsmedel i betongen reglerades ej i 1924 års cement- och betongbestämmelser.

Armering

Enligt bestämmelserna skulle armeringsjärnets sträckgräns vara minst 2 200 kg/cm² (216 MPa). Tillåten tryck- och dragspänning i järnen begränsades till 1 250 kg/cm² (123 MPa). För vattenbyggnadskonstruktioner tilläts dragpåkänningar i armeringsjärnen om 800 kg/cm² (78,5 MPa). Vidare skulle töjbarheten vara minst 18 % på en mätlängd av 10 gånger järnets diameter.

Betongens sammansättning

Betongen proportionerades utifrån fyra så kallade konsistensformer – torr, fuktig, våt och blöt. Mängden blandningsvatten angavs antingen som en konsistensform eller som en vattenhalt. Den senare definierades som vattnets massa uttryckt som viktprocent av den sammanlagda massan för cement och sand i torrt tillstånd.

Betong av de fyra konsistensformerna hade olika användningsområden:

- | | |
|---------------|---|
| Torr | Vattenhalten i betong av torr konsistens skulle ligga mellan 5 och 10 %. Användningsområdet för betong av torr konsistens var maskinmässig tillverkning av betongprodukter. Betong av torr konsistens fick inte användas vid byggnadsarbeten. |
| Fuktig | Vattenhalten i betong av fuktig konsistens skulle ligga mellan 10 och 15 %. Vatten fick visa sig på den färska betongens yta |

först efter massans stampning. Betong av fuktig konsistens användes vanligen i oarmerade konstruktioner.

Våt Vattenhalten i betong av våt konsistens skulle ligga mellan 15 och 20 %. Vid bearbetning skulle betongen vara av plastisk karaktär. Betong i armerade konstruktioner skulle i regel vara av våt konsistens.

Blöt Vattenhalten i betong av blöt konsistens skulle ligga mellan 20 och 25 %. Vid bearbetning skulle betongen vara av trögflytande karaktär. Betong av blöt konsistens fick användas i armerade konstruktioner när tillförlitlig kringgjutning av armeringen inte kunde erhållas med betong av våt konsistens.

Som vägledning vid proportionering av betong med konsistenserna fuktig, våt och blöt sammanställdes de vanligaste blandningsproportionerna i tabellform. Dessa blandningsproportioner återges i Tabell 11, Tabell 12 och Tabell 13. Tabellerna har kompletterats med en uppskattning av betongens ungefärliga vattencementtal givet aktuell vattenhalt.

Tabell 11. Materialmängder till 1 m³ fuktig betong enligt 1924 års betongbestämmelser. Materialåtgången har beräknats med 13 % vattenhalt. Tabellen har kompletterats med vattentillsatsen uttryckt som vct.

Blandnings- proportion efter volym	Materialåtgång per m³ betong						vct	Tryckhållfasthet	
	Cement		Sand		Makadam			28 dygn	
	(kg)	(liter)	(kg)	(liter)	(kg)	(liter)	(-)	(kg/cm²)	(MPa)
1 : 1 : 2	550	390	625	390	1 015	780	0,28	280	27,5
1 : 1,5 : 2,5	430	310	745	465	1 010	775	0,36	250	24,5
1 : 2 : 3	355	255	815	510	995	765	0,43	220	21,6
1 : 2 : 4	315	225	720	450	1 170	900	0,43	200	19,6
1 : 3 : 3	295	210	1 010	630	820	630	0,58	190	18,6
1 : 3 : 4	265	190	910	570	990	760	0,58	170	16,7
1 : 3 : 4,5	250	180	865	540	1 055	810	0,58	160	15,7
1 : 3 : 5	240	170	815	510	1 105	850	0,57	155	15,2
1 : 4 : 6	195	140	895	560	1 090	840	0,73	120	11,8
1 : 5 : 7	165	115	920	575	1 045	805	0,85	100	9,8
1 : 6 : 8	140	100	960	600	1 040	800	1,02	85	8,3

Värt att notera är att till armerad betong föreskrevs våt konsistens, samt i särskilda undantagsfall blöt konsistens. Överlag ledde användandet av våt eller blöt betong till ett högt vattencementtal i betongen. Det framgick även av bestämmelserna att cementhalten i armerad betong inte fick vara lägre än 230 kg/m³ eller högre än 400 kg/m³. Vid risk för armeringskorrosion skulle cementhalten överstiga 250 kg/m³.

För "vanliga belastningsfall" tilläts påkänningar i betongen vid centriskt tryck om 25 kg/cm² (2,5 MPa) för oarmerad betong och 35 kg/cm² (3,4 MPa) för armerad betong. Dragpåkänningar i betongen tilläts i vissa fall upp till 5 kg/cm² (0,5 MPa).

Tabell 12. Materialmängder till 1 m³ våt betong enligt 1924 års betongbestämmelser. Materialåtgången har beräknats med 18 % vattenhalt. Tabellen har kompletterats med vattentillsatsen uttryckt som vct.

Blandnings- proportion efter volym	Materialåtgång per m³ betong						vct	Tryckhållfasthet	
	Cement		Sand		Makadam			28 dygn	
	(kg)	(liter)	(kg)	(liter)	(kg)	(liter)		(-)	(kg/cm²)
1 : 1 : 2	515	370	590	370	960	740	0,39	245	24,0
1 : 1,5 : 2,5	405	290	695	435	940	725	0,49	210	20,6
1 : 2 : 3	335	240	770	480	935	720	0,59	190	18,6
1 : 2 : 4	300	215	690	430	1 120	860	0,59	170	16,7
1 : 3 : 3	275	195	935	585	760	585	0,79	160	15,7
1 : 3 : 4	250	180	865	540	935	720	0,80	145	14,2
1 : 3 : 4,5	240	170	815	510	995	765	0,79	140	13,7
1 : 3 : 5	230	165	790	495	1 070	825	0,80	135	13,2
1 : 4 : 6	185	130	830	520	1 015	780	0,99	105	10,3
1 : 5 : 7	155	110	880	550	1 000	770	1,20	85	8,3
1 : 6 : 8	135	95	915	570	990	760	1,40	70	6,9

Tabell 13. Materialmängder till 1 m³ blöt betong enligt 1924 års betongbestämmelser. Materialåtgången har beräknats med 23 % vattenhalt. Tabellen har kompletterats med vattentillsatsen uttryckt som vct.

Blandnings- proportion efter volym	Materialåtgång per m³ betong						vct	Tryckhållfasthet	
	Cement		Sand		Makadam			28 dygn	
	(kg)	(liter)	(kg)	(liter)	(kg)	(liter)		(-)	(kg/cm²)
1 : 1 : 2	490	350	560	350	910	700	0,39	180	17,7
1 : 1,5 : 2,5	385	275	665	415	895	690	0,49	160	15,7
1 : 2 : 3	320	225	720	450	875	675	0,59	140	13,7
1 : 2 : 4	285	205	655	410	1 065	820	0,59	130	12,7
1 : 3 : 3	260	185	890	555	720	555	0,80	120	11,8
1 : 3 : 4	235	170	815	510	885	680	0,80	110	10,8
1 : 3 : 4,5	225	160	770	480	935	720	0,80	105	10,3
1 : 3 : 5	215	155	745	465	1 010	775	0,80	100	9,8
1 : 4 : 6	175	125	800	500	975	750	1,00	80	7,8
1 : 5 : 7	145	105	840	525	955	735	1,22	65	6,4
1 : 6 : 8	125	90	865	540	935	720	1,43	50	4,9

Krav med avseende på betongens beständighet

För första gången ställdes det krav på minsta tjocklek med hänsyn till armeringens täckande betongskikt. För vattenbyggnader gällde följande krav:

- 20 mm för plattor och valv.
- 30 mm för balkar.
- 40 mm för pelare.

Betongens beredning

Inför betongens blandning skulle cement mätas efter vikt, medan sand och sten fick mätas efter volym. Både oarmerad och armerad betong skulle blandas med maskin av lämplig typ. Endast i undantagsfall fick betongen blandas för hand.

Praktiskt utförande

Utöver praktiska anvisningar för betongens inläggning och bearbetning i formen, uppställdes det krav på kontroll av arbetsutförandet. Gjutning fick inte utföras vid en lufttemperatur lägre än +3 °C såvida inte betongens temperatur vid gjuttillfället översteg +3 °C. Vidare fick betonggjutning inte verkställas mot en yta, med vilken vidhäftning önskas, om ytans temperatur var lägre än +3 °C. Gjutning fick inte heller utföras om betongens temperatur översteg +40 °C.

Efter avslutad gjutning skulle temperaturen i formen och i den nygjutna betongen hållas ovanför +3 °C under bindetiden. Vidare skulle betongen under hårdnandet skyddas mot sol, vind och regn, samt hållas fuktig under minst 7 dygn. Vid särskilt känsliga konstruktioner, där hastig uttorkning kunde leda till skadlig krympning, skulle betongen hållas fuktig under minst 1,5 månader efter gjutningen.

8.3.2 1934 (samt 1942 och 1943) års cement- och betongbestämmelser

De omarbetade cement- och betongbestämmelserna fastställdes 26 april 1934 och ersatte bestämmelserna av år 1924 och 1926. År 1942 utkom tilläggsbestämmelser för klassindelning av betong samt för användning av kamjärn av högvärdigt stål som armering i byggnadsverk av betong. År 1943 utgavs nya cementbestämmelser till följd av införandet av ersättningscement (E-cement).

Cement – 1934 års bestämmelser

Den största förändringen i 1934 års cementbestämmelser jämfört med 1924 och 1926 års bestämmelser var att det även infördes särskilda bestämmelser för aluminatcement (smältcement).

I bestämmelserna definierades portlandcement som ett *”hydrauliskt bindemedel, innehållande huvudsakligen kalk (CaO), kiselsyra (SiO_2 löslig i saltsyra), lerjord (Al_2O_3) och järnoxid (Fe_2O_3)”*. Viktförhållandet mellan CaO och summan av SiO_2 , Al_2O_3 och Fe_2O_3 skulle vara lägst 1,7. Portlandcement fick innehålla *”erforderlig mängd gips och därutöver högst 3 viktprocent andra, för särskilda ändamål gjorda tillsatser”*. Vidare fick portlandcement inte innehålla mer än:

- 5 procent magnesium i form av MgO .
- 2,5 procent svavel i form av SO_3 (normalt från gips).

Aluminatcement definierades som ett *”hydrauliskt bindemedel, innehållande huvudsakligen kalk och lerjord samt dessutom i allmänhet kiselsyra, järnoxider (FeO , Fe_2O_3) och titansyra (TiO_2)”*. Vidare angavs det att *”aluminatcement skiljer sig från andra cementsorter bl. a. genom sin jämförelsevis låga kiselsyre- och kalkhalt och sin höga lerjordshalt (vanligen minst 35 %)”*. Smältcement var en typ av aluminatcement.

Slaggportlandcement definierades även fortsatt som ett *”hydrauliskt bindemedel, bestående av en intim blandning av portlandcement och finmalen masugnsslagg, vilken senare får ingå till högst 30 viktprocent av hela massan”*. Slaggen skulle ha sådan sammansättning att viktförhållandet mellan summan av CaO och MgO respektive SiO₂ och Al₂O₃ inte understeg 1.

I betongbestämmelserna öppnades det även för att *”cementliknande bindemedel samt portlandcement med tillsatser utöver i cementbestämmelserna medgivna 3 % må användas i stället för normenligt cement”*. Förutsättningen var dock att de cementliknande bindemedlen blivit *”fabriksmässigt tillverkade”* samt genomgått undersökning *”med avseende på sina egenskaper och därvid befunna lämpliga för betongtillverkning”*.

För vattenbyggnader och konstruktioner med krav på täthet fick *”cementliknande bindemedel användas endast under förutsättning, att genom särskilda undersökningar påvisats, att den med ifrågavarande bindemedel tillverkade betongen besitter åtminstone samma motståndsförmåga mot utlösning som betong med normenligt cement”*.

Gemensamt för samtliga cementsorter var att det uppställdes krav på bindetid, malningens finhet, volymbeständighet, samt tryck- och draghållfasthet. Dessa egenskaper skulle bestämmas genom provningar enligt arbetsförfaranden fastställda av Statens Provvningsanstalt.

Cement med bindetid mindre än 1 timme skulle benämnas *”hastigt bindande cement”* medan cement med bindetid mellan 1 och 8 timmar skulle benämnas *”normalt bindande cement”*. Nedan redovisas minimikraven för cementbrukets hållfasthet efter 1 dygn i fuktig luft och resterande dygn under vatten:

- Portlandcement klass B:
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 200 kg/cm² (19,6 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 28 dygn – 20 kg/cm² (2,0 MPa).
- Portlandcement klass A:
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 375 kg/cm² (36,8 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 28 dygn – 30 kg/cm² (2,9 MPa).
- Portlandcement klass special:
 - × Tryckhållfasthet efter 7 dygn – 375 kg/cm² (36,8 MPa).
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 450 kg/cm² (44,1 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 7 dygn – 30 kg/cm² (2,9 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 28 dygn – 35 kg/cm² (3,4 MPa).
- Aluminatcement (smältcement):
 - × Tryckhållfasthet efter 1 dygn – 450 kg/cm² (44,1 MPa).
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 550 kg/cm² (53,9 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 1 dygn – 20 kg/cm² (2,0 MPa).
 - × Draghållfasthet efter 28 dygn – 25 kg/cm² (2,5 MPa).

Cement – 1943 års bestämmelser

Till följd av att ett flertal nya cementsorter kommit ut på marknaden uppdaterades cementbestämmelserna år 1943. Beträffande bestämmelser som inte berördes i 1943 års upplaga gällde även fortsättningsvis 1934 års bestämmelser. En av de större förändringarna var att det infördes tre nya typbenämningar för portlandcement. Cementtyperna särskildes genom olika krav på bindetid och hållfasthet:

- Snabbt hårdnande portlandcement:
 - × Bindetid inom spannet 45 minuter och 6 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 7 dygn – 400 kg/cm² (39,2 MPa).
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 500 kg/cm² (49,0 MPa).
 - × Böjdraghållfasthet efter 7 dygn – 65 kg/cm² (6,4 MPa).
 - × Böjdraghållfasthet efter 28 dygn – 70 kg/cm² (6,9 MPa).
- Standardportlandcement (tidigare portlandcement klass A):
 - × Bindetid inom spannet 1 timme och 6 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 400 kg/cm² (39,2 MPa).
 - × Böjdraghållfasthet efter 28 dygn – 65 kg/cm² (6,4 MPa).
- Långsamt hårdnande portlandcement (avser silikatcement):
 - × Bindetid inom spannet 3 timmar och 8 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 275 kg/cm² (27,0 MPa).
 - × Tryckhållfasthet efter 90 dygn – 400 kg/cm² (39,2 MPa).
 - × Böjdraghållfasthet efter 28 dygn – 50 kg/cm² (4,9 MPa).
 - × Böjdraghållfasthet efter 90 dygn – 65 kg/cm² (6,4 MPa).

Det bör tilläggas att det för långsamt hårdnande cement infördes krav på maximalt tillåten värmeutveckling under cementets hårdnande. Detta för att reducera risken för sprickbildning till följd av temperaturstegringen under betongens hårdnande.

Det infördes även bestämmelser för ett ersättningscement (E-cement), vilket framställdes genom sammanmalning av portlandcement med ett eller flera tillsatsmaterial. Dessa tillsatsmaterial fick inte *"innehålla sådana beståndsdelar, som kunna inverka skadligt på betong"*. För E-cement gällde samma krav på bindetiden som för standardportlandcement. Beträffande tryckhållfastheten efter 28 dygn skulle den vara minst 250 kg/cm² (24,5 MPa). Motsvarande värden för böjdraghållfastheten var 50 kg/cm² (4,9 MPa).

Vatten

Beträffande vatten gällde att det skulle vara *"fritt från olja samt sådana salter, syror och ämnen, som kunna menligt inverka på cementets bindning eller betongens hållfasthet eller beständighet"*. Det förtydligades att *"i naturen förekommande vatten är i regeln användbart till betong, såvida det icke är i väsentlig grad förorenat av slam, växtdeklar el. dyl."*. Till sist påpekades det att *"havsvatten får icke användas vid betongtillverkning med aluminatcement (smältcement)"*.

Ballast

Beträffande sand och stenmaterial till betong gällde att betongsand ej fick innehålla *"mineral eller ämnen, som kunna menligt inverka på cementets bindning eller betongens hållfasthet eller beständighet"*. Vid tveksamheter skulle sanden undersökas med avseende på förekomst av organiska föroreningar, halt av lera och slam, samt petrografisk sammansättning.

Stenmaterial var en gemensam benämning för makadam och singel och skulle vara av *"beständig bergart med tryckhållfasthet minst 15 ggr så stor som den för ifrågakommande betong vid vanliga belastningsfall tillåtna påkänningen vid centriskt tryck"*. Precis som

för sanden fick stenmaterialet inte innehålla "mineral eller ämnen" som kunde försämra "cementets bindning eller betongens hållfasthet eller beständighet".

Följande definitioner användes för sand och stenmaterial:

- Stenmjöl är ett "vid stenkrossning bildat finkornigt material".
- Sand (betongsand) är "det för betongtillverkning avsedda bergartmaterial av varierande kornstorlek, som kan passera såll med 7 mm håldiameter (eller sikt med 5,6 mm fri maskvidd)". Sanden kunde vara natursand, krossand eller en blandning av bådadera.
- Grus (betonggrus) är en "blandning av betongsand och stenmaterial".
- Singel är ett "i naturen [...] förekommande bergartmaterial, som kan passera såll med 75 mm håldiameter, men kvarstannar på såll med 7 mm håldiameter (eller siktar med resp. 60 och 5,6 mm fri maskvidd)". Grovsingel "kvarstannar på såll med 30 mm håldiameter (eller sikt med 24 mm maskvidd)". Finsingel "kan passera sistnämnda såll".
- Makadam är ett "med konst krossat bergartmaterial, som kan passera såll med 75 mm håldiameter, men kvarstannar på såll med 7 mm håldiameter (eller siktar med resp. 60 och 5,6 mm fri maskvidd)". Grovmakadam "kvarstannar på såll med 30 mm håldiameter (eller sikt med 24 mm maskvidd)". Finmakadam "kan passera sistnämnda såll".
- Sparsten är "sten med större styckstorlek än makadam eller singel".

För första gången berördes ersättningsmaterial i form av "slagg, t. ex. masugnsslagg, s. k. lerklinker, tegelskräv el. dyl." i betongbestämmelserna. Dessa material fick dock endast användas i stället för "betongsand, stenmaterial eller betonggrus" under förutsättning att den framställda betongen blev fullgod för sitt ändamål.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

Användning av mineraliska tillsatsmaterial direkt i betongmassan reglerades ej. Likaså saknades det bestämmelser för tillsättning av kemiska tillsatsmedel.

Armering – 1934 års bestämmelser

För armeringsjärn av valsat stål St 37 och St 44 uppställdes krav för sträckgräns, brottgräns och minsta töjbarhet (Tabell 14). Kraven gällde för stål med minst 5 mm och störst 30 mm valsad tjocklek. För armeringsjärn med större valsad tjocklek än 30 mm fick fordringarna på sträck- och brottgräns minskas med 5 % och fordran på töjbarheten från 20 % till 18 %.

Tabell 14. 1934 års krav på sträckgräns och töjbarhet för stål till armeringsjärn, samt högsta tillåtna påkänning.

Stål	Undre sträckgräns		Tillåten påkänning		Töjbarhet (%) vid godstjocklek (mm)		
	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)	5 ≤ d < 8	8 ≤ d < 10	d ≥ 10
St 37	2 200	216	1 100	108	≥ 16	≥ 18	≥ 20
St 44	2 600	255	1 300	127	≥ 16	≥ 18	≥ 20

Armering – 1942 års bestämmelser

I 1942 års tilläggsbestämmelser infördes hållfasthetsklassen St 52 för armeringsjärn av valsat stål. Vidare infördes det bestämmelser för så kallat kamjärn, vilket är ett rundjärn av valsat stål försett med kammar med syftet att öka samverkan mellan betong och järn. I Tabell 15 återges de drag- och tryckpåkänningar som tilläts i armeringsjärn i konstruktioner med betong av klass I, II och III.

Tabell 15. Tillåtna drag- och tryckpåkänningar i armeringsjärn av valsat stål enligt 1942 års bestämmelser.

Stål	För husbyggnader och vattenbyggnader				För brobyggnader			
	Klass I och II		Klass III		Klass I och II		Klass III	
	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)
St 37	1 200	118	1 100	108	1 100	108	1 000	98
St 44	1 400	137	1 300	128	1 300	128	1 200	118
St 52	1 800	176	1 700	167	1 600	157	-	-
K 40 s	2 000	196	1 900	186	1 900	186	-	-

Betongens sammansättning – 1934 års bestämmelser

Betongen proportionerades utifrån fyra så kallade konsistensformer – trögflytande, plastisk, jordfuktig och torr. Konsistensformerna plastisk och trögflytande skulle betraktas som gränser för "gjutbetong". Betongen definierades på följande sätt:

Trögflytande Betong med trögflytande konsistens avsåg en massa som av sin egen tyngd långsamt kunde flyta fram i en ränna av plåt utan att materialen skiljde sig åt. Konsistensen erhöles vanligtvis med 195 liter vatten per m³ betong.

Plastisk Betong med plastisk konsistens avsåg en massa som under vidhäftning lät sig formas till en boll i handen. Plastisk konsistens erhöles vanligtvis med 175 liter vatten per m³ betong.

Jordfuktig Betong med jordfuktig konsistens avsåg en massa som utan vidhäftning lät sig formas till en boll i handen. Vatten visade sig på ytan först efter massans stampning.

Torr Betong med torr konsistens avsåg en massa som endast genom hårt tryck kunde formas. Denna konsistensform användes vid maskinmässig pressning av betongvaror och fick inte användas vid egentliga byggnadsarbeten.

Som stöd vid proportionering av betong med trögflytande och plastisk konsistens sammanställdes de vanligaste blandningsproportionerna i tabellform. Dessa blandningsproportioner återges i Tabell 16.

Tabell 16. Ungefärliga materialmängder till 1 m³ betong av plastisk eller trögflytande konsistens enligt 1934 års betongbestämmelser. Betongsammansättningarna bygger på att A-cement användes, samt att vattentillsatsen för plastisk och trögflytande konsistens var 175 respektive 195 liter per m³ betong.

Blandnings- proportion efter volym	Material per m ³ betong			Plastisk konsistens			Trögflytande konsistens		
	Cement (kg)	Sand (kg)	Sten (kg)	vct (-)	Tryckhållfasthet (kg/cm ²)	(MPa)	vct (-)	Tryckhållfasthet (kg/cm ²)	(MPa)
1 : 1,5 : 1,9	450	780	980	0,39	420	41,2	0,43	385	37,8
1 : 1,6 : 2,0	425	790	990	0,41	400	39,2	0,46	360	35,3
1 : 1,8 : 2,2	400	800	1 000	0,44	375	36,8	0,49	330	32,4
1 : 1,9 : 2,3	375	810	1 010	0,47	345	33,8	0,52	305	29,9
1 : 2,1 : 2,5	350	820	1 020	0,50	320	31,4	0,56	275	27,0
1 : 2,2 : 2,8	325	830	1 030	0,54	290	28,4	0,60	250	24,5
1 : 2,4 : 3,0	300	840	1 040	0,58	260	25,5	0,65	220	21,6
1 : 2,7 : 3,3	275	840	1 060	0,64	225	22,1	0,71	190	18,6
1 : 3,0 : 3,8	250	850	1 070	0,70	195	19,1	0,78	165	16,2
1 : 3,4 : 4,2	225	860	1 080	0,78	165	16,2	0,87	135	13,2
1 : 3,8 : 4,8	200	870	1 090	0,87	135	13,2	0,98	110	10,8
1 : 4,4 : 5,6	175	880	1 100	1,00	105	10,3	1,11	85	8,3
1 : 5,2 : 6,4	150	890	1 110	1,17	75	7,4	1,30	60	5,9

Det uppgavs att draghållfastheten hos betong med tryckhållfasthet om minst 175 kg/cm² (17,2 MPa) uppgick till 15 à 20 kg/cm² (1,5 à 2,0 MPa). Gällande i betongen tillåtna tyck- och dragpåkänningar vid "*vanliga belastningsfall*" uppställdes olika villkor beroende på om betongen skulle vara inom- eller utomhus.

Beträffande betonggjutning i vatten fick cementhalten inte understiga 300 kg per m³ betong såvida inte undersökningar visade att lägre cementhalt kunde tillåtas.

Krav med avseende på betongens beständighet – 1934 års bestämmelser

För första gången uppställdes det krav på minsta cementmängd i konstruktioner med avseende på miljön. Kraven skiljde sig åt beroende på om konstruktionen var armerad eller oarmerad, samt tunn eller grov. Kraven återges i Tabell 17.

Tabell 17. Krav på minsta mängd A-cement per m³ betong med avseende på konstruktionens beständighet.

Betongkonstruktion	Cementmängd i kg per m ³ betong	
	Armerade konstruktioner och tunna oarmerade dito	Grova, oarmerade konstruktioner
a) Utsatt för ensidigt vattentryck.	350	350
b) I beröring med vatten och utsatt för ofta växlande frysning och upptining.		
c) Helt eller delvis belägen i fria luften men ej utsatt för ensidigt vattentryck.	300	200
d) Under vatten, där frysning ej inträffar.		
e) Inomhus och på annat sätt skyddad.	250	150
f) Under marken på frostfritt djup och ej utsatt för aggressivt grundvatten.		

Betong avsedd för konstruktioner med krav på täthet skulle alltid förundersökas med avseende på vattentäthet. Vid mindre arbeten fick cementhalten ökas istället för att låta utföra provning. Beträffande kraven på minsta tjocklek med avseende på armeringens täckande betongskikt skärptes dessa i 1934 års bestämmelser. För vattenbyggnader och byggnadsdelar i eller närmast vatten gällde följande krav:

- 30 mm för plattor, balkar, bågar och valv.
- 40 mm för pelare.

Betongsammansättningar – 1942 års bestämmelser

I och med 1942 års betongbestämmelser skulle betongen indelas i klasser alltefter graden av kontroll och noggrannhet vid utförandet. Tre klasser infördes, nämligen I, II och III. Strängast krav gällde för klass I. Kraven återges i Tabell 18.

Tabell 18. I tabellen ges exempel för betongens proportionering med avseende på lämpligt vattencementtal för att erhålla viss önskad kubhållfasthet utifrån mängden cement per m³ betong. Betong av klass I–III.

Cement (kg/m³)	vct (-)	Klass I – Tryckhållf.		Klass II – Tryckhållf.		Klass III – Tryckhållf.	
		A-cement (kg/cm²)	E-cement (kg/cm²)	A-cement (kg/cm²)	E-cement (kg/cm²)	A-cement (kg/cm²)	E-cement (kg/cm²)
Singelbetong – Trögflytande konsistens, sättmått 6–9 cm, största stenstorlek 32 mm (sikt).							
350	0,55	345	245	310	215	270	175
325	0,59	315	220	280	195	245	160
300	0,63	285	200	250	175	220	145
275	0,69	250	175	220	155	195	125
Singelbetong – Trögflytande konsistens, sättmått 6–9 cm, största stenstorlek 64 mm (sikt).							
350	0,51	380	265	340	235	295	190
325	0,55	345	245	310	215	270	175
300	0,59	310	220	275	195	240	160
275	0,65	275	190	240	170	210	140
Makadambetong – Trögflytande konsistens, sättmått 6–9 cm, största stenstorlek 32 mm (sikt).							
350	0,60	310	215	275	190	240	155
325	0,64	280	195	245	175	215	140
300	0,69	250	175	220	155	195	125
275	0,75	215	150	190	135	170	110
Makadambetong – Trögflytande konsistens, sättmått 6–9 cm, största stenstorlek 64 mm (sikt).							
350	0,57	335	230	295	205	255	170
325	0,61	305	210	265	185	230	155
300	0,66	265	185	235	165	205	135
275	0,72	230	160	205	145	180	115

Nya tabeller för vägledning vid betongens proportionering togs fram. Tabellerna skulle användas för bedömning av lämpligt vattencementtal för att uppnå viss önskad kubhållfasthet utifrån cementhalten.

Rörande i betongen tillåtna tryck- och dragpåkänningar vid "vanliga belastningsfall" uppställdes det olika villkor beroende på om betongen var del av en konstruktion i inom- eller utomhusmiljö.

Krav med avseende på betongens beständighet – 1942 års bestämmelser

I och med införandet av 1942 års bestämmelser ändrades kraven på minsta mängd cement i betong med avseende på miljöbelastningarna. Förutom krav för A-cement infördes det också krav för ersättningscement (E-cement). Precis som tidigare blev det en uppdelning av kraven beroende på om konstruktionen var armerad eller oarmerad, samt tunn eller grov. Kraven återges i Tabell 19.

Tabell 19. Krav på minsta cementmängd (A- resp. E-cement) per m³ betong med avseende på konstruktions- utformning och omgivande miljö. Cementmängderna gällde för betong av klass I och II med minst 950 kg stenmaterial per m³ betong.

Betongkonstruktion	Minimicementmängd i kg per m ³ betong							
	Armerade och tunna konstruktioner				Grova oarmerade konstruktioner			
	Sättnått < 6 cm		Sättnått 6–9 cm		Sättnått < 6 cm		Sättnått 6–9 cm	
	A	E	A	E	A	E	A	E
a) Utsatt för ensidigt vattentryck eller gjuten i vatten; utsatt för aggressivt grundvatten; i beröring med vatten och utsatt för ofta omväxlande frysning och upptining.	300	325	325	350	300	325	325	350
b) I brobyggnader (om (a) ej gäller).	275	325	300	350	275	300	300	325
c) Belägen i fria luften men ej utsatt för ensidigt vattentryck; under vatten, där frysning ej kan inträffa.	250	300	275	325	200	250	200	250
d) Inomhus i fuktiga lokaler eller under marken och ej utsatt för aggressivt grundvatten.	225	275	250	300	150	200	150	200
e) Inomhus i fuktiga lokaler eller på annat sätt skyddad.	200	250	225	275	150	200	150	200

Tillägg: För konstruktioner under a) och b) av betong av klass I och II kunde de i tabellen angivna minimicementmängderna minskas om filler eller större sten än 64 mm (sikt) användes.

Beträffande armeringens täckande betongskikt skulle armeringsjärn av valsat stål i hållfasthetsklass St 52 också omfattas av minimikraven i 1934 års bestämmelser. För kamstänger infördes det ett tilläggskrav gällande att täcksiktet skulle vara "minst 1,5 ggr diametern i höjled och 2 ggr diametern i sidled". I praktiken innebar tilläggskravet att tjockare betongskikt, jämfört med ställda minimikrav, fordrades när kamstänger av de grövre dimensionerna användes.

Betongens beredning

Enligt 1934 års betongbestämmelser skulle cement mätas efter vikt, medan sand och sten fick mätas efter volym. Dock rekommenderades det att sand och sten också skulle mätas efter vikt. Enligt 1942 års betongbestämmelser skulle samtliga

delmaterial till betong av klass I mätas efter vikt. För delmaterial till betong av klass II fick allt utom cement mätas efter volym. För betong av klass III fick alla delmaterial mätas efter volym.

Betongmassan skulle beredas med maskin av lämplig typ. Vid vattenbyggnader fick *"blandningstiden icke understiga 2 minuter, efter det att alla material, inberäknat vatten, tillförts blandaren"*.

Praktiskt utförande

I betongbestämmelserna gavs också vägledning för arbetenas praktiska utförande. Bland annat berördes formbyggnadernas utförande och rivning, inläggning av armering, förberedande arbete inför gjutning, betongmassans inläggning och bearbetning i formen, inläggning av sparsten, samt kontroll av arbetsutförandet.

Betonggjutning fick inte utföras vid en lufttemperatur lägre än +5 °C såvida inte betongens temperatur vid gjuttillfället översteg +10 °C. Gjutning fick inte heller utföras om betongens temperatur översteg +40 °C för portlandcement och +20 °C för aluminatcement (smältcement). Vidare fick inte betonggjutning verkställas mot en yta, med vilken vidhäftning önskas, om ytans temperatur var lägre än +5 °C.

Efter avslutad gjutning skulle temperaturen i formen och i den nygjutna betongen överstiga +5 °C under åtminstone de fyra första dygnen. Vidare skulle betongen under hårdnandet skyddas mot sol, vind och regn, samt hållas fuktig under minst 7 dygn. Vattenbyggnader och byggnadsdelar som skulle utsättas för ensidigt vattentryck skulle hindras att torka under minst 45 dygn efter gjutningen.

8.3.3 1949 års betongbestämmelser

Nya betongbestämmelser fastställdes 31 december 1949 och de ersatte i sin helhet bestämmelserna av år 1934 och 1942 med undantag av 1934 års bestämmelser för *"beräkning av byggnadsverk av betong och armerad betong"*. Bestämmelserna av år 1934 ersattes till viss del av 1957 års betongbestämmelser. Cementbestämmelserna av år 1943 var även fortsättningsvis giltiga.

Cement

1943 års cementbestämmelser var även fortsättningsvis giltiga och omfattade följande cementsorter:

- Snabbt hårdnande portlandcement (snabbcement, SH-cement).
- Standardportlandcement (standardcement, Std-cement).
- Långsamt hårdnande portlandcement (LH-cement).
- Ersättningscement (E-cement).
- Aluminatcement.

Vatten

Beträffande vatten till betong gällde att det skulle vara *"fritt från sådana föroreningar som kunna menligt inverka på cementets bindning eller på betongens hållfasthet eller"*

beständighet". Det framlyftes att "i naturen förekommande vatten, även havsvatten, är i regel användbart till betong, såvida det icke är i väsentlig grad förorenat".

Ballast

Sand och sten till betongberedning skulle bestå av *"beständigt bergartsmaterial och får ej innehålla mineral eller andra ämnen som kunna inverka menligt på cementets bindning eller på betongens hållfasthet och beständighet"*. Vid tveksamheter kunde stenmaterialet undersökas med avseende på förekomst av organiska föroreningar, halt av lera och slam, kornfördelning, samt petrografisk sammansättning.

Följande definitioner användes för stenmaterial:

- Filler är ballast som *"passerar sikt med 0,074 mm fri maskvidd"*.
- Fillersand är ballast som *"passerar sikt med 0,125 mm fri maskvidd"*.
- Sand (betongsand) är ballast som *"passerar sikt med 4 mm fri maskvidd"*. Sanden fick vara natursand eller krossand (stenmjöl).
- Fingrus är ballast som *"passerar sikt med 8 mm fri maskvidd"*.
- Grus är *"ballast utgörande en blandning av sand och sten, t. ex. natursand och singel (naturgrus) eller krossand och makadam (krossgrus)"*.
- Sten är ballast som *"passerar sikt med som regel högst 128 mm fri maskvidd men stannar på sikt med 4 mm fri maskvidd"*. Sten fick vara makadam (framställd genom krossning av bergartsmaterial) eller singel (förekommer i naturen i form av rundade korn).
- Sparsten är *"stenar som styckvis inläggas i betong i samband med gjutningen"*.

Annan ballast än bergartsmaterial, såsom *"masugnsslagg, lerklinker, tegelskräv o. d."* fick användas istället för *"sand, sten eller grus"* under förutsättning att det genom provningar visades att framställd betong blev fullgod för sitt ändamål.

Till vattenbyggnader fordrades det att sand eller fingrus till vattentät betong skulle till minst 15 viktprocent kunna passera sikt med 0,25 mm maskvidd. Vidare skulle den petrografiska sammansättningen undersökas för att undvika *"skiffriga eller delvis förvittrade och lösa bergarter, vissa sulfidhaltiga malmmineral, t. ex. magnetkis, en del basiska bergarter och lösa karbonatstenar"*.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

Användning av mineraliska tillsatsmaterial direkt i betongmassan reglerades ej.

Kemiska tillsatsmedel berördes för första gången genom att *"tillsatsmedel må användas, om vederbörande myndigheter så föreskriver eller medgiver"*.

Armering

Beträffande armering delades bestämmelserna upp i släta stänger och kamstänger. Släta stänger skulle vara av valsat stål i hållfasthetsklasserna St 37, St 44 eller St 52. Kamstänger skulle vara av hållfasthetsklassen Ks 40. Krav på minsta sträckgräns återges i Tabell 20. För stänger av St 37 och St 44 fordrades en töjbarhet om 20 % medan 18 % gällde för St 52. Kamstänger skulle ha en töjbarhet om minst 15 %. Tillåtna spänningar i stängerna vid vanliga belastningsfall återges i Tabell 21.

Tabell 20. 1949 års krav på sträckgräns i armeringsjärn bestående av släta stänger (St) och kamstänger (Ks).

Stål	Undre sträckgräns					
	Diameter, $d \leq 18$ (mm)		Diameter, $18 < d \leq 30$ (mm)		Diameter, $30 < d \leq 50$ (mm)	
	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)
St 37	2 200	216	2 200	216	2 200	216
St 44	2 600	255	2 600	255	2 500	245
St 52	3 400	333	3 300	324	3 200	314
Ks 40	4 000	392	3 800	373	3 600	353

Tabell 21. Tillåtna normalspänningar i armeringsjärn av valsat stål enligt 1942 års bestämmelser.

Stål	Betongklass	Lägsta kvalitet	Vattenbyggnadskonstruktioner (statiskt påverkade)			
			Diameter, $d \leq 16$ (mm)		Diameter, $16 < d \leq 32$ (mm)	
			(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)
St 37	I och II	K 150	1 300	127	1 200	118
	III	K 150	1 200	118	1 100	108
St 44	I och II	K 200	1 500	147	1 400	137
	III	K 150	1 300	127	1 200	118
St 52	I och II	K 250	2 000	196	1 700	167
	I och II	K 200	1 800	177	1 400	137
Ks 40	I och II	K 250	2 200	216	2 000	196
	I och II	K 200	2 000	196	1 800	177

I första hand skulle armeringsstänger med de standardiserade diametrarna 6, 8, 10, 12, 16, 19, 25 och 32 mm användas. I andra hand skulle diametrarna 5, 7, 14, 22, 28, 36, 40 och 50 mm användas. För kamstänger fick diametern inte överstiga 32 mm.

Betongens sammansättning

Betong skulle "sammansättas så, att den erhåller lämplig konsistens och god sammanhållning och så att den hårdnade betongen vid ett fackmässigt utförande av betongarbetet uppfyller de fordringar med avseende på hållfasthet och övriga egenskaper som ställas på densamma". För att underlätta proportioneringsarbetet infördes det sju standardkvaliteter för portlandcementbetong samt fyra kvaliteter för E-cementbetong.

Standardkvaliteterna karaktäriserades av betongens kubhållfasthet efter 28 dygn, vilken skulle uppnås genom fortlöpande provning. De sju standardkvaliteterna för portlandcementbetong var K 400, K 350, K 300, K 250, K 200, K 150, samt K 75. För E-cementbetong gällde standardkvaliteterna K 250, K 200, K 150, samt K 75. Vid förprovning gällde de, i Tabell 22, återgivna värdena för betongens kubhållfasthet.

Tabell 22. Fordringar på betongens medelkubhållfasthet vid förprovning av betongkvaliteterna K 75 till K 400.

Betong	K 75	K 150	K 200	K 250	K 300	K 350	K 400
	(kg/cm ² / MPa)						
Klass I	90 / 0,9	175 / 17,2	230 / 22,6	280 / 27,5	335 / 32,9	390 / 38,2	440 / 43,1
Klass II	105 / 10,3	200 / 19,6	260 / 25,5	310 / 30,4	370 / 36,3	–	–

Vidare skulle det praktiska betongarbetet "indelas med hänsyn till kraven på jämnhet och noggrannhet i utförande i tre klasser, betecknade klass I, II resp. III". Strängast krav gällde för klass I och mildast krav för klass III.

Betong av klass I skulle proportioneras enligt "valfri, av vederbörande myndighet godtagen metod". Därefter skulle betongen genomgå förprovning med avseende på hållfasthet och vattentäthet. Innan förprovning av vattentäthet genomfördes fick "ingen gjutning av vattentät betongkonstruktion påbörjas".

Betong av klass II och III fick proportioneras med stöd av proportioneringstabeller. I Tabell 23 återges riktvärden för mängden portlandcement i singel- respektive makadambetong för betong av klass II. I Tabell 24 återges motsvarande riktvärden för mängden E-cement i singel- respektive makadambetong för betong av klass II.

Tabell 23. Riktvärden för mängden standardportlandcement per m³ betong med avseende på hållfasthetsklass, typ av ballast, samt den färska betongmassans konsistensform. Riktvärdena gällde för betong av klass II.

Betongkvalitet	K 75	K 150	K 200	K 250	K 300	K 350	K 400
Singelbetong med 8 – 32 mm sten gav följande cementmängd (kg/m ³):							
Plastisk till medelstyv konsistens	150	200	230	260	290	330	–
Lätt- till trögflytande konsistens	170	220	250	280	320	360	–
Singelbetong med 8 – 64 mm sten gav följande cementmängd (kg/m ³):							
Plastisk till medelstyv konsistens	150	190	220	240	270	310	–
Lätt- till trögflytande konsistens	160	210	240	270	300	340	–
Makadambetong med 8 – 32 mm sten gav följande cementmängd (kg/m ³):							
Plastisk till medelstyv konsistens	160	210	240	270	310	350	–
Lätt- till trögflytande konsistens	180	230	270	300	340	380	–
Makadambetong med 8 – 64 mm sten gav följande cementmängd (kg/m ³):							
Plastisk till medelstyv konsistens	150	200	230	260	290	330	–
Lätt- till trögflytande konsistens	170	220	260	290	330	360	–

Tabell 24. Riktvärden för mängden E-cement per m³ betong med avseende på hållfasthetsklass, typ av ballast, samt den färska betongmassans konsistensform. Riktvärdena gällde för betong av klass II.

Betongkvalitet	K 75	K 150	K 200	K 250	K 300	K 350	K 400
Singelbetong med 8 – 32 mm sten gav följande cementmängd (kg/m ³):							
Plastisk till medelstyv konsistens	170	240	280	330	–	–	–
Lätt- till trögflytande konsistens	190	260	310	360	–	–	–
Singelbetong med 8 – 64 mm sten gav följande cementmängd (kg/m ³):							
Plastisk till medelstyv konsistens	160	220	270	310	–	–	–
Lätt- till trögflytande konsistens	180	240	290	340	–	–	–
Makadambetong med 8 – 32 mm sten gav följande cementmängd (kg/m ³):							
Plastisk till medelstyv konsistens	180	250	300	350	–	–	–
Lätt- till trögflytande konsistens	200	280	330	390	–	–	–
Makadambetong med 8 – 64 mm sten gav följande cementmängd (kg/m ³):							
Plastisk till medelstyv konsistens	170	240	280	330	–	–	–
Lätt- till trögflytande konsistens	190	260	310	370	–	–	–

Tillåtna tryck- och dragpåkänningar i betongen varierade med betongkvaliteten, konstruktionens utformning samt hur den belastades. Det infördes också krav på maximalt tillåtna betongspänningar med hänsyn till utförandeklassen:

- K 400 vid konstruktioner inom betongklass I.
- K 250 vid konstruktioner inom betongklass II.
- K 150 vid konstruktioner inom betongklass III.

För den färska betongmassans konsistens infördes det nya konsistensformer, vilka bland annat definierades utifrån betongmassans Vebe-tal och sättmått. I Tabell 25 beskrivs konsistensformerna, inklusive tillhörande krav på Vebe-tal och sättmått.

Tabell 25. Sammanställning över betongmassans konsistensformer, inklusive krav på Vebe-tal och sättmått.

Konsistensform och beteckning	Bearbetningsmetod och användningsområdet	Vebe-tal (s)	Sättmått (mm)
Mycket styv SS	Fordrar vid gjutning mycket kraftig bearbetning, vanligen i form av vibrering. Användes främst vid beläggningsbetong.	20 – 10	–
Medelstyv S	Fordrar vid gjutning kraftig bearbetning, såsom handstampning eller vibrering. Användes vid konstruktioner med relativt gles armering och med ej alltför klena dimensioner.	10 – 5	0 – 30
Plastisk P	Fordrar vid gjutning kraftig handbearbetning eller vibrering. Användes vid handbearbetning i grova, glest armerade konstruktioner och vid vibrering i konstruktioner med klenta dimensioner eller tät armering. För normala, armerade konstruktioner kan denna konsistens användas vid handbearbetning i kombination med vibrering.	5 – 3	30 – 60
Trögflytande T	Användes vid handbearbetning i konstruktioner med normal armering och med ej alltför klenta dimensioner.	3 – 2	60 – 100
Lättflytande L	Användes vid handbearbetning i konstruktioner med klenta dimensioner och med tät armering.	–	100 – 150

För betonggjutning i vatten skärptes kravet på minsta cementmängd till 350 kg per m³ betong. Vidare skulle betongens stighastighet uppgå till minst 30 cm per timme.

Krav med avseende på betongens beständighet

Istället för krav på lägsta tillåtna cementmängd i betong med avseende på miljön uppställdes det i 1949 års betongbestämmelser krav på lägsta standardkvalitet som fick användas. Kraven skiljde sig åt beroende på om konstruktionen var armerad eller oarmerad, samt tunn eller grov. Kraven på lägsta standardkvalitet för betong med standardportlandcement återges i Tabell 26.

Motsvarande krav för betong med E-cement återges i Tabell 27. Dock avråddes det från att använda betong med E-cement i *”konstruktion utsatt för växlande frysning och upptining eller för aggressivt vatten [...] såvida icke säker kännedom föreligger om beständigheten”*.

Tabell 26. Minimifordringar beträffande lägsta tillåtna kvalitet för betong med standardportlandcement.

Konstruktionsgrupp (a–d) samt betongens belägenhet	Lägsta tillåtna betongkvalitet	
	Armerade och tunna oarmerade konstruktioner	Grova oarmerade konstruktioner
a 1. Utsatt för ensidigt vattentryck. 2. Broar, kajdäck, oisolerade tak och balkonger, etc. 3. I beröring med vatten och utsatt för ofta växlande frysning och upptining. 4. Utsatt för aggressivt vatten.	K 300	K 300
b 1. Oskyddad, helt eller delvis i fria luften. 2. Helt under vatten, där frysning ej kan inträffa.	K 250	K 200
c 1. Mer än 25 cm under marklinjen. 2. Inomhus i fuktiga lokaler.	K 200	K 75
d 1. Inomhus i torra lokaler. 2. I putsade eller på annat sätt skyddade konstruktioner, helt eller delvis i fria luften.	K 150	K 75

Tabell 27. Minimifordringar beträffande lägsta tillåtna kvalitet för betong med E-cement.

Konstruktionsgrupp (a–c) samt betongens belägenhet	Lägsta tillåtna betongkvalitet	
	Armerade och tunna oarmerade konstruktioner	Grova oarmerade konstruktioner
a 1. Utsatt för ensidigt vattentryck. 2. Broar, kajdäck, oisolerade tak och balkonger, etc. 3. I beröring med vatten och utsatt för ofta växlande frysning och upptining. 4. Utsatt för aggressivt vatten.	K 250	K 250
b 1. Oskyddad, helt eller delvis i fria luften. 2. Helt under vatten, där frysning ej kan inträffa.	K 200	K 150
c 1. Mer än 25 cm under marklinjen. 2. Inomhus. 3. I putsade eller på annat sätt skyddade konstruktioner, helt eller delvis i fria luften.	K 150	K 75

Beträffande kraven på minsta tjocklek med avseende på armeringens täckande betongskikt lämnades dessa oförändrade i 1949 års betongbestämmelser. För vattenbyggnader och byggnadsdelar i eller närmast vatten gällde följande krav:

- 30 mm för plattor, balkar, ramar och väggar.
- 40 mm för bågar, pelare och valv.

Det bör påpekas att för kamstänger gällde fortfarande kravet att det täckande betongskiktet skulle vara "minst 1,5 ggr diametern i höjdlid och 2 ggr diametern i sidled". Detta krav innebar att tjockare täckskikt, jämfört med ställda minimikrav, fordrades när grövre kamstänger med diameter upp till 32 mm användes.

I 1949 års betongbestämmelser berördes "fördelnings- och sprickarmering" för första gången. Några krav på armeringens sprickbegränsande funktion fanns dock ej.

Betongens beredning

Enligt 1949 års betongbestämmelser skulle cement och ballast uppmätas efter vikt till betong av klass I. Noggrann volymmätning av ballasten kunde dock tillåtas om kontrollvägning var möjlig att när som helst låta utföra. För betong av klass II skulle cement uppmätas efter vikt medan ballast fick uppmätas efter vikt eller volym. För betong av klass III fick alla delmaterial mätas efter volym.

Betong av klass I och II skulle tillverkas i maskinblandare som gav minst 180 liter färdigblandad betong per sats. Betong av klass III skulle också tillverkas i maskinblandare, men kunde även få tillverkas genom blandning för hand. Vid blandning i maskinblandare skulle blandningen fortgå minst 1,5 minuter efter det att alla delmaterialen tillsatts blandaren.

Praktiskt utförande

I betongbestämmelserna gavs detaljerade anvisningar för arbetsutförandet. Kraven på noggrannhet var strängast för betong av klass I. Anvisningarna omfattade allt från provning av betongens delmaterial, till formbyggnadernas utförande och rivning, inläggning av armering, förberedande arbete inför gjutning, samt betongmassans transport, gjutning och efterbehandling.

Betonggjutning fick inte utföras vid en lufttemperatur lägre än +5 °C såvida inte betongens temperatur vid gjuttillfället översteg +5 °C. Gjutning fick inte heller utföras om temperaturen i betong med portlandcement översteg +40 °C. Vidare fick inte gjutning verkställas mot en yta, träform undantagen, vars temperatur understeg +5 °C. Efter avslutad gjutning skulle temperaturen i formen och i den nygjutna betongen överstiga +5 °C under åtminstone de tre första dygnen.

Under hårdnandet skulle betongen skyddas mot sol, vind och regn, samt hållas fuktig under minst 7 dygn. Beträffande vattenbyggnader eller byggnadsdelar som skulle utsättas för ensidigt vattentryck skulle dessa hindras att torka under minst 28 dygn efter gjutningen.

8.4 B-SERIEN

Mot slutet av 1950-talet påbörjades arbetet att låta sammanställa nya cement- och betongbestämmelser. Arbetet bedrevs av Kungl. Byggnadsstyrelsen, Kungl. Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen, Kungl. Vattenfallsstyrelsen, Kungl. Telestyrelsen samt Statens Provningsanstalt. Först ut i den nya serien var B1-1960 – Statliga cementbestämmelser, vilken senare ersattes av B1-1960 – Utgåva 2 (1982).

Från början skulle bestämmelser för såväl betong som armering ges ut i samma publikation, men då betongavsnitten först blev färdiga och det förelåg ett behov av att genast tillämpa dem gavs dessa ut i form av B5-1965. De nya bestämmelserna för material och utförande med avseende på betong skulle gälla från och med den 1 juli 1965. Under 1968 infördes de nya bestämmelserna för material och utförande med avseende på armering, vilka gavs ut i B6-1968. Allmänna konstruktionsregler, i form av B7-1968, gavs också ut under 1968. I början av 1970-talet omarbetades vissa delar av B5-1965 och gavs ut år 1974 i form av B5-1973. År 1978 reviderades både B5-1973 och B6-1968, vilka gavs ut i en andra upplaga.

I kommande avsnitt presenteras i korta ordalag de statliga cement- och betongbestämmelserna, vilka gavs ut inom ramen för B-serien.

Cement – 1960 års bestämmelser

Den största förändringen i B1-1960, vilken gällde från och med 1 januari 1961, var att bestämmelser för aluminatcement (smältcement) utgick. Detta till följd av de *"dåliga erfarenheter, som framkommit vid dess användning för byggnadsändamål"*. Dessutom hade tillverkningen av ersättningscement (E-cement) upphört, varför också bestämmelser för sådant cement utgick.

I B1-1960 tilläts portlandcement och slaggcement. Portlandcement definierades som ett *"cement, som erhålles genom finmalning av portlandsklinker under tillsats av begränsad mängd gips och eventuellt av begränsade mängder av andra för särskilt ändamål gjorda tillsatser"*. Vidare skulle portlandsklinker främst bestå av *"kalciumsilikater, erhållna genom sintring av en homogen blandning av huvudsakligen kalk (CaO) och kiselsyra (SiO₂) samt mindre mängder järn- och aluminiumoxid (Fe₂O₃ och Al₂O₃)"*.

Slaggcement definierades som ett *"cement, som erhålles genom malning av portlandsklinker och masugnsslagg under tillsats av begränsad mängd gips och eventuellt av begränsade mängder av andra för särskilt ändamål gjorda tillsatser"*. Masugnsslagg var *"en genom snabbkylning erhållen granulerad produkt av smält basisk slagg från järnframställning"*. Slaggcement skulle bestå av minst 25 och högst 60 viktprocent slagg.

Gemensamma bestämmelser för portlandcement och slaggcement var att:

- Gips fick tillsättas så att sulfathalten (SO₃) blev som högst 3,5 viktprocent.
- Tillsatser för *"särskilt ändamål"* fick uppgå till högst 3,0 viktprocent.
- Kloridhalten (CaCl₂) fick uppgå till högst 1,0 viktprocent.

Beträffande portlandcement gällde dessutom att:

- Magnesiumoxidhalten (MgO) fick uppgå till högst 5,0 viktprocent.
- Upp till 10 viktprocent masugnsslagg fick inmalas i standardportlandcement.

Portlandcement och slaggcement delades upp i följande typer med avseende på minimikrav på bindetid och hållfasthetstillväxt:

- Snabbt hårdnande portlandcement (SH):
 - × Bindetid inom spannet 45 minuter och 6 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 1 dygn – 160 kg/cm² (15,7 MPa).
 - × Tryckhållfasthet efter 7 dygn – 420 kg/cm² (41,2 MPa).
 - × Böjdraghållfasthet efter 1 dygn – 30 kg/cm² (2,9 MPa).
 - × Böjdraghållfasthet efter 7 dygn – 65 kg/cm² (6,4 MPa).
- Standardportlandcement (Std):
 - × Bindetid inom spannet 1 timme och 6 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 420 kg/cm² (41,2 MPa).
 - × Böjdraghållfasthet efter 28 dygn – 65 kg/cm² (6,4 MPa).
- Långsamt hårdnande portlandcement (LH):
 - × Bindetid inom spannet 3 timmar och 8 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 290 kg/cm² (28,4 MPa).
 - × Tryckhållfasthet efter 91 dygn – 420 kg/cm² (41,2 MPa).

- × Böjdraghållfasthet efter 28 dygn – 50 kg/cm² (4,9 MPa).
- × Böjdraghållfasthet efter 91 dygn – 65 kg/cm² (6,4 MPa).
- Slaggcement:
 - × Bindetid inom spannet 1 timme och 6 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 420 kg/cm² (41,2 MPa).
 - × Böjdraghållfasthet efter 28 dygn – 65 kg/cm² (6,4 MPa).

Gemensamt för samtliga cementsorter var att det uppställdes krav på bindetid, volymbeständighet, samt hållfasthet. Dessutom ställdes det krav på maximal värmeutveckling för långsamt hårdnande cement.

Cement – 1982 års bestämmelser

Den största förändringen i B1-1960 – Utgåva 2 (1982), vilken gällde från och med 1 februari 1982, var att cement enbart skulle klassificeras efter sin hållfasthetstillväxt:

- Snabbt hårdnande cement (SH):
 - × Bindetid inom spannet 45 minuter och 6 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 7 dygn – 42 MPa.
 - × Böjdraghållfasthet efter 7 dygn – 6,5 MPa.
- Standardcement (Std):
 - × Bindetid inom spannet 1 timme och 6 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 42 MPa.
 - × Böjdraghållfasthet efter 28 dygn – 6,5 MPa.
- Långsamt hårdnande cement (LH):
 - × Bindetid inom spannet 3 timmar och 8 timmar.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – 29 MPa.
 - × Tryckhållfasthet efter 91 dygn – 42 MPa.
 - × Böjdraghållfasthet efter 28 dygn – 5,0 MPa.
 - × Böjdraghållfasthet efter 91 dygn – 6,5 MPa.

Vidare skulle cement hänföras till en av tre cementtyper (tidigare cementsorter) utifrån halten av portlandklinker:

- Portlandcement (P) skulle bestå av *”portlandklinker under tillsats av begränsad mängd gips och eventuellt av begränsade mängder av andra för särskilt ändamål gjorda tillsatser”*. Följande krav skulle uppfyllas:
 - × Tillsats av gips gav en sulfathalt (SO₃) om högst 4,0 viktprocent.
 - × Tillsats av *”oorganiska korrektionsmaterial”* om max 5 viktprocent.
 - × Tillsats av *”andra särskilda tillsatser”* om högst 1 viktprocent.
 - × Kloridhalten (Cl⁻) fick uppgå till högst 0,1 viktprocent.
 - × Magnesiumoxidhalt (MgO) om högst 5,0 viktprocent.
- Modifierat portlandcement (M) skulle utöver de material som ingick i portlandcement bestå av *”en begränsad andel hydrauliska och puzzolanska tillsatsmaterial”*. Följande krav skulle uppfyllas:
 - × Andelen portlandklinker skulle vara minst vara 65 viktprocent.
 - × Samtliga krav som gällde för portlandcement (P).
- Blandcement (B) skulle innehålla *”en väsentlig andel hydrauliska och puzzolanska tillsatsmaterial”* utöver de material som ingick i vanligt portlandcement. Följande krav skulle uppfyllas:

- × Andelen portlandklinker fick inte vara lägre än 20 viktprocent och fick inte heller överstiga 65 viktprocent.
- × Samtliga krav som gällde för portlandcement (P) utöver kravet beträffande magnesiumoxidhalten (MgO).

Till följd av de nya cementbestämmelserna inleddes produktion av två nya cement i Sverige – ett flygaskecement (Std M) och ett slaggcement (Massivcement).

Vatten

Enligt B5-1965 skulle vatten till betong vara *”fritt från sådana föroreningar som kunna menligt inverka på cementets bindning eller på betongens hållfasthet eller beständighet”*. Vidare angavs det att *”i naturen förekommande yt- och grundvatten är i regel användbart för betongtillverkning”*.

Havsvatten ansågs vara användbart för betongtillverkning under förutsättning att *”kloridhalten i betongen, beräknad som vattenfri kalciumklorid, icke överstiger 1,5 % av cementets vikt”*. I B5-1973 infördes begränsningen att *”havsvatten får ej användas vid beredning av betong, cementbruk eller cementpasta, som kan komma i kontakt med spännstålet i spännbetongkonstruktioner”*.

Ballast

I B5-1965 definierades ballast som en *”gemensam benämning på för betongtillverkning avsedda bergartsmaterial och på ersättningsmaterial för dessa”*. Bergartsmaterialet skulle vara *”beständigt, och ballasten får ej inverka menligt på cementets bindning eller på betongens hållfasthet och beständighet”*. Vid osäkerhet kunde bergartsmaterialets lämplighet undersökas med avseende på kornfördelning, halt av organiska föroreningar, halt av fina partiklar (slamhalt), samt petrografisk sammansättning.

Följande definitioner användes för stenmaterial:

- Filler är ballast med *”övre kornstorleksgräns högst 0,125 mm”*.
- Stenmjöl är krossad ballast med *”övre kornstorleksgräns högst 4 mm”*.
- Sand är ballast med *”övre kornstorleksgräns högst 4 mm”*.
- Fingrus är ballast med *”övre kornstorleksgräns högst 8 mm”*.
- Sten är ballast med *”undre kornstorleksgräns minst 8 mm”*.

B5-1965 medgav att fingrus och sten kunde ersättas med *”lätballast, masugnsslagg eller ovanligt tunga bergartsmaterial [...] om provningar visat, att därmed tillverkad betong blir fullgod för sitt ändamål”*.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

Mineraliska tillsatsmaterial fick endast blandas in i cementet. Tillsättning direkt i betongmassan tilläts ej.

Bestämmelserna i B5-1965 för provning av tillsatsmedel var sparsamt utformade. Omfattningen av bestämmelserna ökade dock rejält i B5-1973 till följd av att det hade blivit allt vanligare att använda luftporbildande, vattenreducerande, accelererande, samt retarderande tillsatsmedel vid betongarbeten.

Armering

I och med B6-1968 infördes det bestämmelser för ett betydligt större antal typer av armeringsjärn. Tabell 28 återger krav på sträckgränsen för släta stänger av kvalitet Ss 22 S och Ss 26 S, samt motsvarande krav för kamstänger av kvalitet Ks 40 S och Ks 60 S. Tillägget (S) angav att armeringen fick svetsas. Tillåtna spänningar i stängerna vid vanliga belastningsfall återges i Tabell 29.

För släta stänger och kamstänger fastställdes standarddiametrarna 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25 och 32 mm. Enstaka avvikelser kunde dock förekomma.

Tabell 28. 1968 års krav på sträckgräns i armeringsjärn bestående av släta stänger (Ss) och kamstänger (Ks).

Stål	Sträckgräns					
	Diameter, $d \leq 16$ (mm)		Diameter, $16 < d \leq 25$ (mm)		Diameter, $25 < d$ (mm)	
	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)
Ss 22 S	2 200	216	2 200	216	2 200	216
Ss 26 S	2 600	255	2 600	255	2 600	255
Ks 40 S	4 000	392	3 800	373	3 600	353
Ks 60 S	6 000	588	6 000	588	–	–

Tabell 29. Tillåtna normaldragspänningar i armeringsjärn av valsat stål enligt 1968 års armeringsbestämmelser.

Stål	Utförande-klass	Lägsta kvalitet	Vattenbyggnadskonstruktioner			
			Diameter, $d \leq 16$ (mm)		Diameter, $16 < d \leq 32$ (mm)	
			(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)
Ss 22 S	I och II	K 150	1 300	127	1 300	127
	III	K 150	1 200	118	1 200	118
Ss 26 S	I och II	K 200	1 500	147	1 500	147
	III	K 150	1 300	127	1 300	127
Ks 40 S	I och II	K 200	2 200	216	2 000	196
	III	K 150	1 500	147	1 300	127
Ks 60 S	I och II	K 250	3 300	324	–	–
	I och II	K 200	3 000	294	–	–

Betongens sammansättning

I B5-1965 standardiserades hållfasthetsklasserna K 600, K 550, K 500, K 450, K 400, K 350, K 300, K 250, K 200 och K 150. För utnyttjande av betongens hållfasthet vid hållfasthetsklasser över K 350 infördes det stränga krav på betongens tillverkning med målet att minimera variationer i betongens sammansättning. För utnyttjande av betongens hållfasthet vid hållfasthetsklasser över K 400 erfordrades "tillstånd av vederbörande statliga myndighet efter särskild prövning".

Betongen fick proportioneras utifrån graden av noggrannhet som tillämpades vid betongmassans beredning och betonggjutningens utförande. Tre klasser infördes, vilka benämndes utförandeklass I, utförandeklass II, samt utförandeklass III. Vid förprovning gällde de, i Tabell 30, återgivna värdena för betongens kubhållfasthet.

Tabell 30. Fordringar på betongens medelkubhållfasthet vid förprovning av betongkvaliteterna K 200 till K 500.

Utförande- klass	K 200	K 250	K 300	K 350	K 400	K 450	K 500
	(kg/cm ² / MPa)						
I	250 / 24,5	310 / 30,4	370 / 36,3	420 / 41,2	470 / 46,1	520 / 51,0	570 / 55,9
II	280 / 27,5	350 / 34,3	420 / 41,2	480 / 47,1	– / –	– / –	– / –

Tillåtna tryck- och dragpåkänningar i betongen varierade med betongens kvalitet, konstruktionens utformning samt hur den skulle belastas. I B7-1968 uppställdes det krav på maximalt tillåtna betongspänningar med hänsyn till utförandeklassen:

- K 600 vid konstruktioner inom utförandeklass I.
- K 250 vid konstruktioner inom utförandeklass II.
- K 150 vid konstruktioner inom utförandeklass III.

Betong av utförandeklass I skulle *”proportioneras med ledning av förprovning”*. Ingen gjutning av vattentät betongkonstruktion fick påbörjas innan *”godkända resultat från förprovning av vattentäthet”* förelåg. Betong av utförandeklass II fick proportioneras med ledning av förprovning eller enligt tabeller.

Tabell 31 visar värden för betongmassans sammansättning för konsistensformerna trögflytande (T) och plastisk (P). Vidare fick cementhalten, inom givna gränser, reduceras för betong av utförandeklass I och II under villkor att provning visade att fullgoda resultat kunde uppnås. Betong av utförandeklass III skulle proportioneras enligt tabellvärden.

Tabell 31. Materialmängder per m³ betong, av utförandeklass II, med avseende på hållfasthet och konsistens.

Hållfasthetsklass	Materialmängder i kg/m ³ betong					
	Trögflytande konsistens (T)			Plastisk konsistens (P)		
	Cement	Fingrus	Sten	Cement	Fingrus	Sten
Singel eller makadam 8 – 16 mm						
K 350	380	1 130	650	355	1 180	650
K 300	340	1 160	650	320	1 210	650
K 250	300	1 190	650	280	1 240	650
K 200	265	1 220	650	245	1 270	650
Singel eller makadam 8 – 32 mm						
K 350	355	880	950	335	930	950
K 300	320	910	950	300	960	950
K 250	280	940	950	265	990	950
K 200	245	970	950	230	1 020	950
Singel eller makadam 8 – 64 mm						
K 350	335	770	1 100	310	820	1 100
K 300	300	800	1 100	280	850	1 100
K 250	265	830	1 100	245	880	1 100
K 200	230	860	1 100	215	910	1 100

I B5-1965 reviderades gränsvärdena för betongmassans konsistens med avseende på sättmättet. I Tabell 32 presenteras gränsvärdena för bestämning av betongens konsistens medelst sättkon och Vebe-mätare.

Tabell 32. Gränsvärden för betongmassans konsistens med mätmetoderna sättkon och Vebe-mätare.

Mätmetod	Mycket styv	Medelstyv	Plastisk	Trögflytande	Lätflytande
	SS	S	P	T	L
Sättmått (mm)	–	0 – 20	20 – 50	50 – 100	100 – 150
Vebe-tal (s)	20 – 10	10 – 5	5 – 3	–	–

Krav med avseende på betongens beständighet

I och med B5-1965 infördes det för första gången krav på minsta lufthalt i betong som skulle utsättas för fuktig miljö, samt upprepad frysning och tining (Tabell 33). I B5-1973 (Utgåva 1978) förtydligades det att kravet på minsta lufthalt gällde för betong med största stenstorlek 32 mm. För betong med största stenstorlek 16 mm skulle lufthalten ökas med 0,5 %-enhet.

Beträffande de generella kraven på minsta tjocklek med avseende på armeringens täckande betongskikt skärptes dessa i B6-1968 jämfört med 1949 års bestämmelser. Täckskikt för vattenbyggnader och byggnadsdelar i eller närmast vatten om minst:

- 30 mm för armering i plattor och väggar, samt fördelningsarmering.
- 45 mm för huvudarmering i övriga konstruktionsdelar.

Tabell 33. Minimifordringar beträffande lägsta tillåtna betongkvalitet med hänsyn till betongens beständighet.

Konstruktionsgrupp (a–f) samt konstruktionens belägenhet och art med hänsyn till beständighet	Minimifordringar		
	Hållfasthet	Vattentäthet	Lufthalt (%)
a Konstruktioner i mycket fuktig miljö med hög salthalt, utsatta för upprepad frysning och upptining.	K 400	Fordras	4,5
b Konstruktioner i mycket fuktig miljö med ingen eller ringa salthalt, utsatta för upprepad frysning och upptining.	K 300	Fordras	3,5
c Konstruktioner, utsatta för ensidigt vattentryck eller aggressivt vatten eller för vilka krav på vattentät betong uppställts. Måttlig påverkan av upprepad frysning och upptining kan samtidigt förekomma.	K 300	Fordras	–
d Konstruktioner, utsatta för måttlig påverkan upprepad frysning och upptining samt konstruktioner som kortvarigt kan utsättas för ringa vattentryck.	K 250	–	–
e Konstruktioner i fuktig miljö, ej utsatta för upprepad frysning och upptining eller ensidigt vattentryck.	K 200	–	–
f Konstruktioner, utsatta för ringa eller ingen påverkan av omgivande miljö.	K 150	–	–

Vidare infördes det i B6-1968 bestämmelser för minsta täckande betongskikt med hänsyn till *"vidhäftning, förankring och skarvning av armering"*:

- Täckskikt för plattor och väggar, samt byglar och fördelningsarmering:
 - × Kamstänger $20 < d \leq 32$ mm – Minst 45 mm.
 - × Släta stänger $25 < d \leq 32$ mm – Minst 45 mm.
- Täckskikt för övrig huvudarmering:
 - × Kamstänger $17 < d \leq 25$ mm – Minst 45 mm.
 - × Kamstänger $25 < d \leq 32$ mm – Minst 70 mm.
 - × Släta stänger $20 < d \leq 32$ mm – Minst 45 mm.

Största tillåtna sprickbredd i en betongsektion belastad med *"egen vikt plus annan last med lång varaktighet"* fick enligt B7-1968 uppgå till 0,3 mm. Till last med lång varaktighet räknades *"last som kan förväntas komma att åvila konstruktionen mer än ca 3 mån"*. En konstruktion dimensionerad för ensidigt vattentryck skulle vara *"sprickfri eller ha beräknade sprickor med mindre bredd än 0,2 mm vid vanligt lastfall"*.

Betongens beredning

I B5-1965 infördes bland annat specifika krav på ballastens uppdelning i fraktioner. För betong av utförandeklass I skulle cement och ballast uppmätas efter vikt. För betong av utförandeklass II och III fick ballasten uppmätas efter volym.

I utförandeklasserna I och II skulle betongen maskinblandas medan blandning för hand tilläts för betong av utförandeklass III. Blandningstiden vid maskinblandning skulle vara minst 1,5 minuter såvida inte annat påvisades genom provning.

Praktiskt utförande

I B5-1965 gavs det även detaljerade anvisningar för arbetsutförandet. Detta gällde för delmaterialens provning, formarnas konstruktion och utförande, formrivning, förberedande arbete inför gjutning, betongmassans transport, gjutning, betongens efterbehandling, samt kontroll av arbetsutförandet.

För *"gjutning av viktigare vattenbyggnadskonstruktioner, utförda av betong med LH-cement"* borde *"stighastigheten ej överstiga 20 à 25 cm/tim"*. Dessutom skulle den nygjutna betongen *"noga skyddas mot regn, snö, uttorkning och kyla"*. Vidare skulle betongen hållas fuktig under minst 3 dygn (SH-cement), 5 dygn (Std- och slagg-cement) eller 14 dygn (LH-cement) vid en temperatur om +5 °C.

Gjutning fick inte utföras vid lufttemperaturer lägre än +5 °C såvida inte betongens temperatur vid gjuttillfället översteg +5 °C. Gjutning fick inte heller utföras om betongens temperatur översteg +30 °C. Vidare fick betongens temperatur inte understiga ±0 °C innan betongen erhållit tillräckligt hög hållfasthet. Gjutning fick inte heller verkställas mot yta, form undantagen, vars temperatur understeg +5 °C.

Skärpta bestämmelser infördes också för *"speciella förfaranden vid betongarbeten"*. Hit räknades bland annat undervattensbetong, injekteringsbetong och sprutbetong.

8.5 BBK-SERIEN

I slutet av 1970-talet framarbetades nya Bestämmelser för Betongkonstruktioner (BBK) med avseende på konstruktion, material, utförande och kontroll. Ansvarig för arbetet var Statens Betongkommitté. Bestämmelserna fastställdes den 8 juni 1979 och började tillämpas under 1980. I takt med att ny kunskap kring betongens beständighet togs fram uppdaterades bestämmelserna 1988 i form av Utgåva 2. En total omarbetning av bestämmelserna ledde år 1994 till utgivandet av BBK 94.

Bestämmelserna reviderades sedan en tredje gång och gavs ut som BBK 04 år 2004. I denna upplaga hänvisades det till den europeiska betongstandarden SS-EN 206-1 och det svenska tillämpningsdokumentet SS 13 70 03, samt täckskiktsstandarden SS 13 70 10. För cement gällde den europeiska cementstandarden SS-EN 197-1.

År 2011 ersattes BBK 04 av Eurokod 2 (SS-EN 1992), Boverkets konstruktionsregler (EKS), samt utförandestandarden SS-EN 13670.

I följande avsnitt presenteras i korta ordalag de cement- och betongbestämmelser, vilka gällde under perioden för BBK-upplagorna.

Cement

Cementbestämmelserna B1-1960 – Utgåva 2 (1982) var fortsatt giltiga fram till och med BBK 94 då de ersattes av den europeiska försöksstandarden ENV 197-1:1992, inklusive det svenska tillämpningsdokumentet NAD(S)ENV 197-1. Från och med BBK 04 hänvisades det till den europeiska cementstandarden SS-EN 197-1. I och med införandet av den europeiska cementstandarden indelades cementsorterna i fem huvudtyper; se lista nedan. De nya cementbestämmelserna medförde att ett stort antal cementsorter blev tillåtna att använda i Sverige.

- CEM I Portlandcement.
- CEM II Portland-blandcement.
- CEM III Slaggcement.
- CEM IV Puzzolancement.
- CEM V Kompositcement.

I SS-EN 197-1 delades cementet in i tre hållfasthetsklasser:

- 32,5 N respektive 32,5 R:
 - × Bindetid minst 75 minuter.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – minst 32,5 och högst 52,5 MPa.
- 42,5 N respektive 42,5 R:
 - × Bindetid minst 60 minuter.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – minst 42,5 och högst 62,5 MPa.
- 52,5 N respektive 52,5 R:
 - × Bindetid minst 45 minuter.
 - × Tryckhållfasthet efter 28 dygn – minst 52,5 MPa.

Vatten

Enligt BBK 79 fick vattnets lämplighet till betong påvisas genom bindetids- och hållfasthetsprovning. Vattnets kloridinnehåll (Cl^-) fick inte överstiga 0,05 viktprocent. Kravet uteslöt bräckt och salt vatten.

I BBK 94 uteslöts havsvatten, samt bräckt vatten, endast för betong i miljöklasserna A3 och A4, samt B3 och B4. I BBK 04 hänvisades det till SS-EN 206-1, vilken i sin tur hänvisade till EN 1008, för bedömning av vattnets lämplighet till betong.

Ballast

Beträffande ballasten ställdes inga detaljerade krav i BBK 79 utöver att *”ballast skall tillverkas, levereras och förvaras så att dess renhet säkerställs, samt vid behov uppdelas i fraktioner så att betongmassan kan ges jämn sammansättning”*.

Enligt BBK 94 skulle skadliga komponenter i ballasten undvikas. Komponenter som räknades hit var *”sulfater, lättoxiderbara sulfider, salter, volyminstabila bergarter (t.ex. lerstenar), obeständiga glimmermineral (t.ex. svällglimmer) och bergarter som kan orsaka expansiva alkali-ballast reaktioner”*. Vidare rekommenderades det att skadliga alkali-ballast reaktioner kunde undvikas genom att *”begränsa det totala alkali-innehållet i betongen, t.ex. genom att använda cement med låg alkalihalt”*.

I BBK 04 hänvisades det till SS-EN 206-1 och den svenska tillämpningsstandarden SS 13 70 03 för krav på lämpliga ballastmaterial.

Armering

I BBK 79 uppställdes det minimifordringar på standardiserad armering. I Tabell 34 återges minimivärdet för armeringens sträckgräns. I Tabell 35 återfinns de motsvarande värdena enligt BBK 04. Tillåtna påkänningar i armeringsjärnen beräknades med hjälp av partialkoefficienter för bland annat säkerhetsklass.

Tabell 34. 1979 års krav på sträckgräns, f_{yk} , i armering bestående av släta stänger (Ss) och kamstänger (Ks).

Stål	Sträckgräns (MPa)		
	Diameter, $d \leq 16$ (mm)	Diameter, $16 < d \leq 25$ (mm)	Diameter, $25 < d$ (mm)
Ss 22 S	220	220	220
Ss 26 S	260	260	260
Ks 40 S	390	370	350
Ks 60 S	590	–	–

Tabell 35. 2004 års krav på sträckgräns, f_{yk} , i armering bestående av släta stänger respektive kamstänger.

Beteckning	Armeringstyp	Diameter	Sträckgräns
	(–)	(mm)	(MPa)
Ss 260S	Slät stång	6 – 32	260
B500B	Kamstång	6 – 40	500
Ks 600S	Kamstång	6 – 25	600

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

Enligt BBK 79 fick mineraliska tillsatsmaterial endast blandas in i cementet. Det var inte tillåtet med tillsättning direkt i betongmassan vid blandning. I Utgåva 2 (1988) tilläts mineraliska tillsatsmedel under förutsättning att de påvisades *"lämpliga som delmaterial till betong vid avsedd användning. Användning av tillsatsmaterial skall godkännas av behörig statlig myndighet"*.

I BBK 94 tilläts inblandning av mineraliska tillsatsmaterial direkt i betongen. Dessa material var flygaska från förbränning av stenkolk, mald granulerad masugnsslagg från framställning av tackjärn, samt silikastoft från tillverkning av metalliskt kisel och kiseljärn. De mineraliska tillsatsmaterialen indelades efter reaktivitet och användningssätt. Användningen av tillsatsmaterialen begränsades sedan av den miljö betongen skulle utsättas för.

I BBK 04 hänvisades det till SS-EN 206-1 och den svenska tillämpningsstandarden SS 13 70 03 för krav på lämpliga tillsatsmaterial. Vidare angavs det att *"användning av tillsatsmaterial förutsätter att man genom förundersökning kontrollerar att tillsatsmaterialen tillsammans med övriga delmaterial och aktuell utrustning ger avsedd effekt och att övriga egenskaper hos betongen inte påverkas menligt"*.

Beträffande tillsatsmedel skulle dessa, enligt BBK 79, *"påvisas vara lämpligt för avsett ändamål"*. Vid leverans skulle tillsatsmedel åtföljas av en *"deklaration med uppgift om medlets inverkan på betongens eller cementbrukets egenskaper vid avsedd användning och om dess kloridhalt"*. Kloridhalten skulle uttryckas i viktprocent.

I BBK 04 hänvisades det till SS-EN 206-1 och den svenska tillämpningsstandarden SS 13 70 03 för krav på lämpliga tillsatsmedel.

Betongens sammansättning

I BBK 79 uppställdes det inga detaljerade krav för betongens sammansättning, utöver att betongen skulle anpassas efter miljöbelastningarna. Däremot angavs de karaktäristiska hållfasthetsvärden för betong av hållfasthetsklasserna K 16 – K 80, vilka från och med BBK 04 uttrycktes som C 16/20 – C 60/75. I Tabell 36 återges de karaktäristiska värdena för hållfasthetsklasserna K 20 – K 45 (C 16/20 – C 35/45). Tillåtna påkänningar i betongen beräknades med hjälp av partialkoefficienter.

Tabell 36. Karakteristiska värden för betongens tryck- och draghållfasthet, f_{ck} och f_{ctk} , för hållfasthetsklasserna K 20 – K 50 enligt BBK 79, samt för hållfasthetsklasserna C 16/20 – C 35/45 enligt BBK 04.

Hållfasthetsklass – 79	K 20	K 25	K 30	K 35	K 40	K 45
Tryckhållfasthet (MPa)	14,5	18,0	21,5	25,0	28,5	32,0
Draghållfasthet (MPa)	1,20	1,40	1,60	1,80	1,95	2,10
Hållfasthetsklass – 04	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 28/35	C 32/40	C 35/45
Tryckhållfasthet (MPa)	15,5	19,0	24,0	27,0	30,5	33,5
Draghållfasthet (MPa)	1,25	1,45	1,70	1,80	2,00	2,10

Krav med avseende på betongens beständighet – BBK 79

I BBK 79 infördes det tre miljöklasser med avseende på betongaggressivitet och tre miljöklasser med avseende på armeringens korrosionsskydd. Utifrån miljöklassen uppställdes det minimikrav på betongens hållfasthet, vattentäthet, lufthalt, högsta vattencementtal (vct), samt tillverknings- och utförandeklass (Tabell 37).

Tabell 37. Minimikrav på betongkvalitet och utförandeklass med hänsyn till inverkan av miljön enligt BBK 79. Tillägg och reviderade värden från Utgåva 2 (1988) inom parentes.

Miljö	Betongkvalitet				Tillverknings- och utförandeklass
	Hållfasthetsklass	Vattentäthet	Förhöjd lufthalt	Högsta vct	
<u>Mycket betongaggressiv:</u> Mycket fuktig miljö med måttlig eller hög salthalt och risk för upprepad frysning och tining.	K 40	Fordras	Fordras	0,50 (0,45)	I
<u>Måttligt betongaggressiv:</u> Mycket fuktig miljö med ingen eller obetydlig salthalt men med risk för upprepad frysning och tining.	K 30	Fordras	Fordras	0,60	I
<u>Obetydligt betongaggressiv:</u> Torr eller fuktig miljö utan risk för frysning och upptining.	K 16	–	–	–	I, II, III
<u>Mycket armeringsaggressiv:</u> Konstruktionsdelar i kontakt med salt eller bräckt vatten (och med tillgång till syre).	K 40	Fordras	–	0,50 (0,45)	I
<u>Måttligt armeringsaggressiv:</u> Konstruktionsdelar i sötvatten eller inomhus vid hög relativ luftfuktighet (men med tillgång till syre).	K 25	– (Fordras)	–	0,70 (0,60)	I, II
<u>Obetydligt armeringsaggressiv:</u> Konstruktionsdelar inomhus med hög luftfuktighet endast kort tid per år (eller en miljö utan tillgång till syre).	K 16	–	–	–	I, II, III

I armerade betongkonstruktioner begränsades den tillåtna mängden klorider (Cl^-), uttryckt i procent av cementets vikt. I betong med korrosionskänslig armering var kravet 0,5 % och i betong med föga korrosionsbenägen armering 1,5 %. I Utgåva 2 (1988) skärptes kravet för spännarmering (korrosionskänslig) armering till 0,1 % och för ospänd armering (föga korrosionsbenägen armering) till 0,3 %. Dock tilläts en kloridhalt om 1,0 % för ospänd armering i obetydligt armeringsaggressiv miljö när klorid tillsatsen var avsiktlig i form av tillsatsmedel.

I BBK 79 ansågs betongen uppfylla kravet på vattentäthet om "vattencementtalet är högst 0,60 och vikten av vatten i betongmassan är högst 0,5 ggr den sammanlagda vikten av cement och ballast med kornstorlek högst 0,25 mm". Om dessa villkor ej uppfylldes fick betongens vattentäthet istället påvisas genom provning.

Vid krav på förhöjd lufthalt i betong av plastisk konsistens eller lösare konsistens skulle lägsta enskilda värde vid provning vara 4,5 % för betong med största

stenstorlek 32 mm. Motsvarande värde vid största stenstorlek 16 mm var 5,0 %. I och med Utgåva 2 (1988) uppställdes minimikrav utifrån miljöklass. För "*måttligt aggressiv*" miljö (läs vattenkraftsmiljö) skulle lägsta enskilda värde vara 3,5 % (börvärde 5,0 %) för betong med största stenstorlek 32 mm. Motsvarande värde för betong med största stenstorlek 16 mm var 4,0 % (börvärde 5,5 %).

Beträffande vattenbyggnader och byggnadsdelar i vattenkraftsmiljö sänktes de generella kraven på minsta tjocklek med avseende på armeringens täckande betongskikt i BBK 79 jämfört med B6-1968. Däremot infördes det skärpta krav på konstruktioner i "*mycket armeringsaggressiv*" miljö, exempelvis miljöer med havs- eller tölsalter. Följande minimikrav gällde:

- Föga korrosionskänslig armering (slakarmering):
 - × 15 mm – Obetydligt armeringsaggressiv miljö.
 - × 25 mm – Måttligt armeringsaggressiv miljö.
 - × 35 mm – Mycket armeringsaggressiv miljö.
- Korrosionsbenägen armering samt kabelrör vid efterspänd armering:
 - × 25 mm – Obetydligt armeringsaggressiv miljö.
 - × 35 mm – Måttligt armeringsaggressiv miljö.
 - × 45 mm – Mycket armeringsaggressiv miljö.

Dock kvarstod de särskilda bestämmelserna för minsta täckande betongskikt med hänsyn till förankring och skarvning av armering:

- Armering i plattor och väggar, samt byglar och sekundärarmering:
 - × Kamstänger – Minst stängdiameter.
 - × Släta stänger – Minst stängdiameter.
- Övrig huvudarmering:
 - × Kamstänger – Minst 1,5 ggr stängdiameter.
 - × Släta stänger – Minst stängdiameter.

I BBK 79 infördes det även ett toleranskrav för armeringens inläggning, vilket innebar att "*täckande betongskikt får vara högst 5 mm mindre än enligt ritning*".

Tillåten sprickbredd enligt BBK 79 var 0,4 mm i konstruktioner utsatta för "*måttligt armeringsaggressiv miljö*". För konstruktioner i "*obetydligt armeringsaggressiv miljö*" fanns det ingen begränsning.

Krav med avseende på betongens beständighet – BBK 94

I BBK 94 infördes två livslängdsklasser (L1 och L2), vilka skulle ange den tid det förväntades ta innan armeringskorrosion initierades i konstruktionen. L1 avsåg konstruktioner med förväntad livslängd om minst 50 år och L2 konstruktioner med förväntad livslängd om minst 100 år.

I BBK 94 utökades antalet miljöklasser till åtta – fyra utifrån betongaggressivitet och fyra med avseende på armeringsaggressivitet. Krav på frostbeständighet, högsta $v_{ct,ekv}$, samt utförandeklass fanns för respektive miljöklass (Tabell 38).

Tabell 38. Minimikrav på betongkvalitet och utförandeklass med hänsyn till inverkan av miljön enligt BBK 94.

Miljö	Betongkvalitet		Utförandeklass
	Frostbeständig	Högsta vct _{ekv}	
B1 – Obetydligt betongaggressiv: Konstruktionsdelar i en torr miljö eller i en fuktig miljö utan risk för frysning och upptining.	–	–	I, II eller III
B2 – Något betongaggressiv: Konstruktionsdelar utsatta för frysning och upptining med måttlig fuktbelastning och utan förekomst av klorider.	Ja	0,60	I eller II
B3 – Måttligt betongaggressiv: Konstruktionsdelar i en fuktig eller mycket fuktig miljö med ingen eller försumbar kloridhalt men med risk för upprepade frysning och tining, konstruktionsdelar med tillgång till klorider men med låg fuktbelastning samt konstruktionsdelar utsatta för ensidigt vattentryck.	Ja	0,55	I
B4 – Mycket betongaggressiv: Konstruktionsdelar i en fuktig eller mycket fuktig miljö med måttlig eller hög kloridhalt och med risk för upprepade frysning och tining.	Ja	0,45	I
A1 – Obetydligt armeringsaggressiv: Konstruktionsdelar i en torr miljö med hög relativ luftfuktighet endast under en kort tid per år eller en miljö utan tillgång till syre.	–	–	I, II eller III
A2 – Måttligt armeringsaggressiv: Konstruktionsdelar i en fuktig eller mycket fuktig miljö med försumbar kloridhalt men med tillgång till syre.	–	0,55	I eller II
A3 – Mycket armeringsaggressiv: Konstruktionsdelar med måttlig eller hög fuktbelastning och vid måttlig förekomst av klorider samt konstruktionsdelar med konstant hög fuktbelastning samt klorid-förekomst.	–	0,45	I
A4 – Extremt armeringsaggressiv: Konstruktionsdelar med hög fuktbelastning och där kloridanrikning kan ske genom växelvis nedfuktning och uttorkning.	–	0,40	I

Vid krav på frostbeständighet hos betong i "B3 – måttligt betongaggressiv miljö" (läs vattenkraftsmiljö) skulle lägsta enskilda värde vid provning vara 3,5 % (riktvärde 5,0 %) för betong med största stenstorlek 32 mm. Motsvarande värde för betong med största stenstorlek 16 mm var 4,0 % (riktvärde 5,5 %).

Vid risk för kemiska angrepp, exempelvis i industrier, lantbruksbyggnader eller i vatten med betydande mängder marmoraggressiv kolsyra skulle angreppets inverkan på betongens och armeringens beständighet avgöras genom "särskild

utredning". Beträffande förekomst av klorider skulle delmaterialens kloridhalt begränsas så att betongmassans totala kloridhalt (Cl^-), uttryckt i procent av bindemedlets vikt, inte översteg 0,1 %.

Kraven på det minsta täckande betongskiktet skärptes för betongkonstruktioner i armeringsaggressiva miljöer. För en konstruktion i vattenkraftsmiljö (exempelvis miljöklass A2) var kravet minst 30 mm för $v_{\text{ct}_{\text{ekv}}}$ 0,50 och livslängdsklass L2. Det motsvarande värdet för $v_{\text{ct}_{\text{ekv}}}$ 0,55 var 35 mm.

Det bör påpekas att år 1997 utkom för första gången Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet (RIDAS). I dessa riktlinjer uppställdes det rekommendationer för minsta täckande betongskikt för konstruktioner i vattenkraftsmiljö (avsnitt 9.5).

Tillåten sprickbredd enligt BBK 94 var 0,3 mm för konstruktioner, med förväntad livslängd om minst 100 år, vilka utsattes för "*måttligt armeringsaggressiv miljö*". För konstruktioner med förväntad livslängd om minst 50 år var den motsvarande begränsningen 0,4 mm.

Krav med avseende på betongens beständighet – BBK 04

I BBK 04 hänvisades det till SS-EN 206-1, den svenska tillämpningsstandarden SS 13 70 03, samt SS 13 70 10 för vägledning vid val av betong med god beständighet. Till följd av att SS-EN 206-1 började tillämpas infördes det 18 exponeringsklasser för betongkonstruktioner. Dessa exponeringsklasser delades upp i sex kategorier:

- | | |
|------------|--|
| • X0 | Ingen risk för korrosion eller angrepp. |
| • XC (1-4) | Korrosion föranledd av karbonatisering. |
| • XS (1-3) | Korrosion föranledd av klorider (havsvatten). |
| • XD (1-3) | Korrosion föranledd av klorider (ej havsvatten). |
| • XF (1-4) | Angrepp av frysning/upptining. |
| • XA (1-3) | Kemiskt angrepp. |

I SS-EN 206-1 lämnas rekommendationer för högsta $v_{\text{ct}_{\text{ekv}}}$, lägsta hållfasthetsklass, minsta cementmängd, samt minsta lufthalt beroende på vilken exponeringsklass betongkonstruktionen tillhör. I det svenska tillämpningsdokumentet SS 13 70 03 uppställs gränsvärden och krav på betongens sammansättning med avseende på beständigheten i de olika exponeringsklasserna. I Tabell 39 återges några av dessa krav för exponeringsklasser med bäring på vattenkraftsmiljön.

Beträffande kraven på täckande betongskikt för "*föga korrosionskänslig armering*" var dessa beroende på exponeringsklass och vilken livslängdsklass konstruktionen tillhörde. I och med BBK 04 fanns livslängdsklasserna L20, L50 och L100, vilka avsåg konstruktioner med förväntad livslängd om minst 20, 50, respektive 100 år. För fullständiga krav på täckande betongskikt hänvisades det till SS 13 70 10.

Som rekommendation för minsta täckande betongskikt i vattenkraftsmiljö fanns Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet (RIDAS) tillgängliga (avsnitt 9.5). Detsamma gällde för begränsningen av sprickbredder.

Tabell 39. Rekommendationer i SS-EN 206-1 på betongkvalitet för utvalda exponeringsklasser med bäring på vattenkraftsmiljön. Krav och gränsvärden enligt det svenska tillämpningsdokumentet SS 13 70 03 i kursiv stil.

Krav	Exponeringsklasser					
	XC 2	XC 3	XC 4	XF 1	XF 3	XA 1
Högsta $v_{ct,ekv}$ (–)	0,60	0,55	0,50	0,55	0,50	0,55
<i>Krav enligt SS 13 70 03</i>	<i>0,60</i>	<i>0,55</i>	<i>0,55</i>	<i>0,60</i>	<i>0,55</i>	<i>0,50</i>
Lägst hållfasthetsklass	C 25/30	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37	C 30/37
Minsta cementmängd (kg/m ³)	280	280	300	300	320	300
<i>Krav enligt SS 13 70 03</i>	<i>200</i>	<i>200</i>	<i>200</i>	<i>200</i>	<i>200</i>	<i>200</i>
Minsta lufthalt (%)	–	–	–	–	4,0	–
<i>Krav enligt SS 13 70 03</i>	–	–	–	–	<i>Se nedan</i>	–
<i>Största stenstorlek 32 mm</i>	–	–	–	–	4,0	–
<i>Största stenstorlek 16 mm</i>	–	–	–	–	4,5	–
<i>Största stenstorlek 8 mm</i>	–	–	–	–	5,0	–
<i>Frostresistent ballast</i>	–	–	–	<i>Ja</i>	<i>Ja</i>	–

Betongens beredning

Tillverkning av betongmassan indelades enligt BBK 79 i tillverkningsklasserna I, II och III där krav ställdes med hänsyn till *"kompetens, kontroll, tillsyn, utrustning och transport samt jämnhet och noggrannhet vid tillverkning"*. De högsta kraven gällde för betong av tillverkningsklass I där cement och bergartsballast skulle doseras genom vägning. För betong av tillverkningsklass II kunde ballast efter särskilt tillstånd få doseras efter volym. Vatten och tillsatsmedel fick vid både tillverkningsklass I och II tillsättas efter volym.

I upplagorna BBK 94 och BBK 04 indelades beredningen av betongmassan också i tillverkningsklasserna I, II och III. Högst krav gällde för tillverkningsklass I. I BBK 04 hänvisades det till SS-EN 206-1 och tillämpningsstandarden SS 13 70 03 för mer utförliga anvisningar.

Praktiskt utförande

I BBK 79 gavs enklare anvisningar för betongarbetenas utförande. Dessa gällde särskilt för formbyggnad, armering, betongens transport, gjutning, komprimering och efterbehandling, samt formrivning. Arbetsutförandet delades in i utförandeklasserna I, II och III. Högst krav gällde för utförandeklass I.

Krav av generell karaktär infördes också för arbete med undervattensbetong, injekteringsbetong och sprutbetong.

Vid gjutning fick betongmassans temperatur inte överstiga +30 °C. Vidare skulle den nygjutna betongen skyddas mot *"nederbörd, uttorkning och frysning"*. Gällande kravet för skydd mot uttorkning skulle betongen vanligtvis vattenhärddas tills *"att hållfastheten uppnått 45 % av fordrat värde"*. Rörande kravet för skydd mot frysning skulle betongen hindras att frysa tills den uppnått en hållfasthet om 5 MPa.

Anvisningarna för kontroll och provning för betongarbeten i utförandeklass I och II samt tillverkningsklass I och II utökades rejält jämfört med äldre bestämmelser.

I BBK 04 hänvisades det till utförandestandarden SS-ENV 13670-1, vilken sedan ersattes av SS-EN 13670. Denna standard gäller för bland annat utförandet av platsbyggda betongkonstruktioner och berör exempelvis formbyggnad, armeringsarbete, betongarbete, samt toleranskrav.

I BBK 04 angavs det att betongmassans temperatur vid tillverkning och gjutning borde vara lägst +10 °C om lufttemperaturen understiger ± 0 °C. Likaså angavs det att betongmassans temperatur inte borde överstiga +30 °C.

9 Branschens anvisningar för betongarbeten

Efterfrågan av särskilda anvisningar för betongarbeten i vattenkraftssammanhang framväxte i takt med att förståelsen ökade kring betydelsen av betongens sammansättning och proportionering, samt de praktiska aspekterna inför, under och efter gjutning. Utarbetandet av sådana anvisningar ansågs nödvändigt för att sprida kunskap om hur betongkonstruktioner med god beständighet skulle uppföras.

Både Vattenfall och Vattenbyggnadsbyrån sammanställde egna anvisningar, vilka låg till grund för projektering och praktiskt utförande av vattenkraftsanläggningar under perioden 1940 till 1980. Anvisningarna gavs ut i ett flertal upplagor. År 1997 färdigställdes den första upplagan av Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet (RIDAS), vilken innehöll en särskild tillämpningsvägledning för betongdammar.

Anvisningarna byggde på de nationella cement- och betongbestämmelserna, men kompletterades även med praktiska erfarenheter från genomförda och pågående kraftverksbyggen. I detta kapitel presenteras utvecklingen av de anvisningar och handböcker som utarbetades i Sverige under tiden för vattenkraftsutbyggnaden.

9.1 UTLÄNDSKT INFLYTANDE

Under sent 1800-tal och tidigt 1900-tal fanns det varken inhemska konstruktionsbestämmelser eller nationella cement- och betongbestämmelser med bäring på vattenbyggnad. Under slutet av 1800-talet hade däremot Ludwig Franzius varit pådrivande i Tyskland i arbetet att sammanställa handböcker för vattenbyggnad.

I Nordisk familjebok (upplaga 1923) stod det att Franzius betraktades som *”en af de grundläggande inom den modernare vattenbyggnadstekniken”*. Med stor sannolikhet användes Franzius handböcker i Sverige runt sekelskiftet 1900. Val av material och konstruktionsutformning till de tidiga vattenkraftsanläggningarna tyder på det.

Anvisningarna för betongbyggnad i de tyska handböckerna ersattes till viss del av Svenska Teknologföreningens cement- och betongbestämmelser av år 1910, samt av de statliga bestämmelserna av år 1924. Behovet av särskilda anvisningar för betongarbeten i vattenkraftsanläggningar växte när de nationella cement- och betongbestämmelserna blev alltmer omfattande, samt att erfarenheterna från genomförda kraftverksbyggen ökade.

9.2 VATTENFALL – ANVISNINGAR FÖR BETONGARBETEN

I slutet av 1920-talet blev det klarlagt att vattenbyggnadsbetongens beständighet under svenska förhållanden dels styrdes av betongmassans sammansättning och proportionering och dels av det praktiska handhavandet vid byggnadsarbetena. Vid Vattenfall drogs så småningom slutsatsen att det bästa sättet att på ett enkelt och konsekvent sätt förmedla denna kunskap till byggarbetsplatserna var genom att låta framarbeta anvisningar som kunde distribueras i tryckt form.

Redan 1930 hade förste byråingenjör G S Lalin framfört förslaget att sammanställa dittills erhållen kunskap om vattenbyggnadsbetong i en särskild handbok. Syftet

skulle vara att dels motarbeta skepsisen mot portlandcementbetong och dels att utförligt förklara betydelsen av faktorer såsom vattentillsatsens storlek, betongens arbetbarhet och det praktiska utförandet.

Mot ovanstående bakgrund inleddes framtagandet av en särskild handbok i mitten av 1930-talet. Den första upplagan av handboken färdigställdes år 1942 och utkom därefter i tre omarbetade upplagor åren 1945, 1956 och 1972. För varje ny upplaga uppdaterades innehållet i enlighet med erhållna praktiska erfarenheter, nyvunna resultat från forskning och utveckling, samt genomförda förändringar i de statliga cement- och betongbestämmelserna.

Handboken delades ut till arbetsledare och eventuellt en del betongarbetare inför varje ny kraftverksutbyggnad. För att ytterligare sprida kännedom om betongens egenskaper höll föreståndaren för Vattenfalls betongkontor ibland föredrag ute på arbetsplatserna under 1940-talet. På 1950-talet förekom det även regelrätta förhör av arbetsledarnas kunskaper ifråga om betongberedning. Syftet med förhören var att se hur väl arbetsledarna hade tillgodogjort sig innehållet i boken.

I kommande avsnitt presenteras i korta ordalag de anvisningar för betongarbeten som gällde vid flertalet av Vattenfalls kraftverksutbyggnader.

9.2.1 1942 och 1945 – Upplaga 1 och 2

Den första upplagan av Vattenfalls betonghandbok utkom 1942 och skulle nyttjas som *"handledning i betongteknik för schaktmästare, betongkontrollanter och förmän"*. Vidare bedömdes det att boken skulle *"bliva till nytta för ingenjörer i praktiken"*. Ifall ändringar i boken önskades skulle dessa *"meddelas Vattenbyggnadstekniska byrån, så att hänsyn härtill kan tagas i nästa upplaga"*. Den andra upplagan, vilken till viss del byggde på sådana ändringar, utkom år 1945.

Cement

Utöver hänvisningar till de statliga cementbestämmelserna sammanställdes en lista över egenskaper och rekommenderade användningsområden för portlandcement och aluminatcement (smältcement). I Tabell 40 återges nämnda lista.

Vatten

Inga specifika krav angavs beträffande vattentillsatsen.

Ballast

I 1942 års upplaga definierades ballast som *"naturlig sand eller krossand och singel eller makadam"*. För att säkerställa god kvalitet på stenmaterialet skulle framförallt sanden kontrolleras med avseende på dess innehåll av organiska ämnen.

Sparsten fick inläggas i grova konstruktionsdelar motsvarande maximalt 15 % av konstruktionens volym. Stenen skall förvärmas vid kall väderlek till en temperatur om minst +5 °C. Vidare skulle sparsten *"fördelas så jämnt som möjligt i betongmassan och så inläggas, att inga hålrum bildas under de enskilda stenarna."* Sparsten fick inte ligga närmare varandra än 20 cm eller närmare form eller järn än 10 cm.

Tabell 40. 1942 års lista över egenskaper och rekommenderade användningsområden för olika cementsorter.

Cementsort	Egenskaper	Användningsområde
Silikatcement (LH-cement)	- Lång bindetid. - Långsamt hårdnande. - Relativt låg värmeutveckling.	- Grova konstruktioner. - Vattenbyggnader. - Konstruktioner, där krympning är en avgörande faktor. - Gjutning mot berg.
A-cement (Standardcement)	- Normal bindetid. - Normalt hårdnande. - Relativt hög värmeutveckling.	- Alla områden, där icke särskilt tidig formrivning erfordras.
Specialcement (Snabbcement)	- Normal bindetid. - Relativt hastigt hårdnande. - Hög värmeutveckling.	- Tunna konstruktioner, där formrivning erfordras efter 2 à 3 dygn.
Smältcement (Aluminatcement)	- Normal bindetid. - Hastigt hårdnande. - Mycket hög värmeutveckling.	- Mycket tunna konstruktioner och framför allt lagningar, där formrivning erfordras tidigare än ett dygn efter gjutningen.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

Kiselgur var det enda tillsatsmaterialet som nämndes i 1942 års upplaga. Kiselgur fick användas om vattenbyggnadsbetong med *"tillräckligt god arbetbarhet icke kan erhållas med de tillgängliga materialen"*. Dock skulle försök först ske med tillsats av finsand innan kiselgur fick tillgripas.

När krossmaterial användes och en tillsats av kiselgur inte åstadkom tillräcklig förbättring visade det sig att *"ett äggvitmaterial, Tricosal normal, som tillsatt i mycket små mängder, 0,3 % av vattentillsatsen, avsevärt förbättrat betongmassans arbetbarhet"*. Vidare uppvisade Tricosal normal, i motsats till kiselgur, *"egenskapen att minska den erforderliga vattentillsatsen"*.

Armering

Inga särskilda bestämmelser angavs för armering utöver de som fanns i de statliga cement- och betongbestämmelserna.

Betongens sammansättning och beständighet

I och med 1942 års statliga tilläggsbestämmelser skulle betongen indelas i klasser alltefter graden av kontroll och noggrannhet vid utförandet. Vid Vattenfall användes *"i de flesta fall"* betong av klass I. För betong av denna klass gällde hög grad av noggrannhet och kontroll genom hela processen, det vill säga från delmaterialens hantering till betongens behandling efter avslutad gjutning.

Med hänsyn till betongens arbetbarhet skulle vattentillsatsen regleras så att betong till stora oarmerade konstruktioner var av plastisk till nästan plastisk konsistens. Till hårt armerade konstruktioner fick konsistensen vara trögflytande. I de flesta fallen användes betong av en konsistens någonstans mittemellan trögflytande och plastisk. Den allmänna rekommendationen var dock att hålla nere vattentillsatsen eftersom betongens kvalitet var starkt sammankopplad med vattencementtalet.

Med hänsyn till betongens användningsområde delade Vattenfall in betongen i de tre grupperna A, B och C (Tabell 41). Framförallt var det betongens cementmängd

som avgjorde vilken grupp den tillhörde. Inom respektive grupp fick mängden cement varieras med avseende på den största stenstorleken.

Tabell 41. Vattenfalls indelning av betong i grupperna A, B och C berodde på betongens användningsområde.

Grupp	Typ av konstruktion	Specifika krav
A	- Tunna, vattentäta konstruktioner.	Saknades.
B	- Grova, vattentäta konstruktioner. - Övriga konstruktioner om särskilt hög hållfasthet erfordras.	Saknades.
C	- Husbyggnadskonstruktioner.	Saknades.

Vattentät betong ansågs generellt kunna erhållas med en minsta cementmängd om 250 kg per m³ betong under förutsättning att största stenstorlek var 100 mm och att sandens kornstorleksfördelning var fördelaktig. För sten med 80 mm storlek var den minsta cementmängden 275 kg/m³ och för sten med 40 mm storlek 300 kg/m³. Om betongen inte blev vattentät med dessa värden *"måste högre cementhalt tillgripas med åtföljande ökad krympning och risk för sprickor"*.

För att sandens kornstorleksfördelning (största kornstorlek 5,6 mm) skulle anses lämplig skulle den innehålla ungefär 20 % av korn med mindre storlek än 0,3 mm. Detta för att uppfylla kraven på både vattentäthet och god arbetbarhet.

Beträffande betongens frostbeständighet nämndes inget mer utöver att betongens tendens att frysa sönder var större utmed gjutfogar än längs sprickor. Förklaringen var att betongens kvalitet är sämre utmed gjutfogarna, varför slutsatsen drogs att noggrannheten vid betongarbetenas utförande var av stor betydelse för betongens beständighet. Andra frostkänsliga konstruktionsdelar som omnämndes var hörn, kanter och överytor där cementslam lätt anhopas vid gjutning.

För att minimera risken för krympsprickor kunde det i *"konstruktioner, där hänsyn till krympningen är en avgörande faktor, inläggas två gjutfogar på ungefär 1 m inbördes avstånd"*. Mellanrummet fick inte gutas förrän *"huvudparten av konstruktionen fått tillfälle att krympa"*. Vidare skulle konstruktioner *"utsätta för stora växlingar i temperatur, uppdelas i partier, skilda åt genom fogar, som kunna öppna och sluta sig, s. k. dilatationsfogar"*. Dessa rörelsefogar skulle vara *"täta och förses sålunda med tätningsbleck av rostfritt material"*.

Praktiskt utförande

I 1942 års upplaga av Vattenfalls betonghandbok beskrevs tillvägagångssättet för betongarbetenas praktiska utförande i övergripande ordalag. Dessa beskrivningar omfattade allt från *"betongförsök på laboratorium för att utröna de lämpligaste betongblandningar som kunna åstadkommas med för arbetsplatsen avsedda material"* till hur betongen skulle hindras från uttorkning efter fullbordad gjutning.

Andra beskrivningar gällde anordnandet av gjutfogar, krympfogar och rörelsefogar, samt praktiska rekommendationer för betongens beredning, transport och bearbetning i formen. Även metoder för formbyggnad och rekommendationer för betongens avformning, med hänsyn till omgivande temperatur, berördes.

Av generell karaktär är beskrivningen för hur en betonggjutning skulle inledas. Inför gjutning på berg eller hårdnad betong *"skola ytorna noggrant rengöras medelst vattenspolning"*. Vid gjutningens början skulle det *"anbringas ett några centimeter tjockt lager av betongmassa utan grovmaterial men med i övrigt samma sammansättning som huvudmassan"*. Denna betongmassa skulle *"utläggas direkt på underlaget utan bearbetning, varefter vanlig betongmassa pålägges"*.

Betongmassa av *"plastisk eller trögflytande konsistens skall bearbetas medelst spakar och med fötterna om utrymmet tillåter"*. Även vid god bearbetning kunde sättningar i betongmassan leda till att den hängde upp sig på formytor och armeringsjärn. För att undvika sådana sättningar rekommenderades det att betongens stighastighet i formen inte fick överstiga 20 cm/tim. I 1945 års upplaga var gränsen 25 cm/tim.

I 1945 års upplaga infördes det även anvisningar för vibrering. Vid Vattenfalls betongarbeten användes *"vibrering huvudsakligen för bearbetning av betongmassan på ställen, som äro svåråtkomliga för annan bearbetning"*. Sådan vibrering krävde ingen ändring i betongens proportionering. Skulle större betongmassor vibreras *"bör stenstorleken och proportionen mellan sten och sand ökas samt konsistensen göras fastare"*.

För att reducera risken för dålig kvalitet i betongens överytor rekommenderades det att *"gjuta upp massan 5 cm högre än den slutliga höjden och vid lämplig tidpunkt efter avslutad gjutning [...] med skyffel avskrapa det överflödiga"*. En annan metod var att på slutet *"minska vattenhalten"* så att *"vatten ej vid bearbetningen samlas mot överytan"*.

Beträffande vattenbegjutning förtydligades det i 1945 års upplaga att *"betong, som skall vara vattentät, skall, om den tillverkats med A-cement, hindras från uttorkning under minst 45 dygn"*. Vattentät betong med silikatcement (LH-cement) skulle *"hindras från uttorkning under minst 90 dygn"*. Överlag skulle betongen alltid skyddas från väder och vind efter fullbordad gjutning.

Både 1942 och 1945 års upplaga innehöll anvisningar för undervattensgjutning, cementinjektering, sprutbetong och puts. Dessa anvisningar berörde betongens sammansättning, arbetenas utförande, samt beskrivning av lämplig utrustning. Även anvisningar för provning och kontroll av betongarbetena fanns med.

9.2.2 1956 – Upplaga 3

Den tredje omarbetade upplagan av Vattenfalls betonghandbok utkom 1956 och hade reviderats i enlighet med 1949 års betongbestämmelser. Dessutom hade nyvunna erfarenheter från praktiken arbetats in i anvisningarna.

Cement

En märkbar skillnad i 1956 års upplaga jämfört med de tidigare upplagorna var att det underströks att vid Vattenfalls arbeten var *"LH-cementet mest förekommande"*. Vidare begränsades användningen av aluminatcement till *"lagningar och tätningar eller till provisoriska konstruktioner"*. Begränsningen infördes till följd av alltför många erfarenheter av dålig beständighet hos betong med aluminatcement.

Listan över de olika cementtypernas egenskaper, inklusive lämpliga användningsområden, uppdaterades i 1956 års upplaga (Tabell 42).

Tabell 42. 1956 års lista över egenskaper och rekommenderade användningsområden för olika cementtyper.

Cementsort	Egenskaper	Användningsområde
LH-cement	- Lång bindetid. - Långsamt hårdnande. - Långsam värmeutveckling.	- Grövre konstruktioner. - Konstruktioner vid vilka man fäster särskild vikt vid sprickfrihet (vattenbyggnader).
Standardcement	- Normal bindetid. - Normalt hårdnande. - Normal värmeutveckling.	- Alla områden utom grövre konstruktioner.
Snabbcement	- Kort bindetid. - Hastigt hårdnande. - Snabb värmeutveckling.	- Tunna konstruktioner som gjutas i kyla eller som avformas tidigt. - Injekteringsarbeten.
Aluminatcement	- Normal bindetid. - Hastigt hårdnande. - Mycket snabb värmeutveckling.	- Lagningar och tätningar. - Provisoriska gjutningar.

Vatten

Inga specifika krav angavs beträffande vattentillsatsen.

Ballast

Beträffande valet av ballast rekommenderades det att *"i största möjliga utsträckning använda natursand och singel till betong, ty den rundade kornformen ger en smidigare och mera lättarbetad betongmassa"*. Vidare ansågs det att *"enbart krossand är synnerligen olämplig, men även den mindre mängd krossand, som ofta medföljer makadamen, har visat sig ge en avsevärd kvalitetsförsämring"*.

I 1956 års upplaga betonades det särskilt att *"sand och sten skall bestå av beständigt bergartsmaterial och får ej innehålla mineral, som kan inverka menligt på betongens hållfasthet och beständighet"*. Skadliga stenmaterial kunde utgöras av vissa skiffrar och magnetkis. Vidare betonades det att vissa bergartsmaterial som förekommer i fjälltrakterna *"bör undersökas med hänsyn till skadlig svällning hos betongen"*.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

Några tillsatsmaterial berördes ej i 1956 års upplaga. Däremot föreskrevs det att luftporbildande medel skulle användas då de har en *"mycket gynnsam inverkan på betongmassans stabilitet och arbetbarhet och därigenom förbättras den hårdnade betongens egenskaper i fråga om homogenitet, vattentäthet och frostbeständighet"*. Vidare angavs det att den lämpligaste lufthalten var 4–5 %. Luftporbildande tillsatsmedel som användes vid Vattenfall var Trekoll och Darex.

Även riktlinjer för tillsats av kalciumklorid fanns i 1956 års upplaga. Kalciumklorid fick tillsättas betongmassan när *"tidig avformning är nödvändig vid kall väderlek"*. Det bör påpekas att kalciumklorid inte fick tillsättas betong till *"konstruktioner utsatta för större påfrestningar eller där man fäster särskilt stor vikt vid sprickfrihet"*. Normalt rekommenderades det en tillsats av kalciumklorid om 1–2 % av cementvikten.

Armering

Inga särskilda bestämmelser angavs för armering utöver de som fanns i de statliga cement- och betongbestämmelserna.

Betongens sammansättning och beständighet

Precis som i tidigare upplagor hänfördes betongen vid Vattenfalls byggarbeten till klass I, i enlighet med de statliga betongbestämmelserna. Vidare behöll Vattenfall indelningen av betong i de tre kvaliteterna A, B och C. Dessutom infördes minimifordringar på betongens tryckhållfasthet i kvaliteterna A och B utifrån Std-cement respektive LH-cement (Tabell 43). Kvalitet A motsvarade som lägst K 300 enligt statens betongbestämmelser av år 1949.

Tabell 43. Vattenfalls indelning av betong i kvalitet A, B eller C utifrån på betongens användningsområde. I 1956 års upplaga infördes det även minimifordringar på betongens cylinderhållfasthet i kvalitet A och B. Cylinderhållfastheten beräknades utgöra 85 % av kubhållfastheten.

Kvalitet	Typ av konstruktion (konstruktion = kstr)	Cement	28-dygns hållf.		90-dygns hållf.	
			(kg/cm ²)	(MPa)	(kg/cm ²)	(MPa)
A (K 300)	- Tunna, vattentäta kstr.	Std	255	25,0	–	–
	- Starkt armerade kstr.	LH	195	19,1	255	25,0
	- Kstr med hög hållfasthet.					
B (K 250)	- Grova, vattentäta kstr.	Std	215	21,1	–	–
	- Övriga kstr om god hållfasthet erfordras.	LH	165	16,2	215	21,1
C	- Kstr med lägre krav på betongkvaliteten.	–	–	–	–	–

Betong av kvalitet A och B skulle vara vattentät. Detta var ett *”allmänt kvalitetskrav”* från Vattenfalls sida och kravet gällde inte enbart för betong som skulle utsättas för ensidigt vattentryck. Det angavs att *”betong till vattenbyggnader skall dessutom vara frostbeständig och bör i vattenvägarna kunna motstå erosion och nötning”*. En lufthalt om 4–5 % ansågs tillräcklig för att erhålla god frostbeständighet.

För betong av kvalitet B ansågs det att med ett *”vattencementtal mellan 0,50 och 0,55, gott utförande, goda material och noggrann kontroll”* kunde ställda krav uppfyllas *”med en cementshalt av 275 kg/m³ vid 75 mm maximal stenstorlek”*. För kvalitet A krävdes det normalt 25 kg mer cement per m³ betong. Riktvärden för betongens cementshalt uppställdes med avseende på önskad kvalitet och återges i Tabell 44.

Tabell 44. Riktvärden för cementmängden (kg/m³) i betong med varierande maximal stenstorlek.

Kvalitet	Maximal stenstorlek			
	25 mm	50 mm	75 mm	100 mm
A	350	320	300	285
B	325	295	275	262
C	300	270	250	237

Eftersom god kvalitet hos betongen hänger samman med ett lågt vattencementtal rekommenderades det att *"alltid sträva efter att hålla konsistens så nära den plastiska som möjlig"*. Hänsyn skulle dock tas till konstruktionens storlek och armeringens täthet. Vidare kvarstod rekommendationen om att sand innehållande ungefär 20 % av korn mindre än 0,3 mm gav vattentät betong. Med sådan sand kunde även god arbetbarhet hos betongmassan, samt tillräckligt hög tryckhållfasthet, erhållas.

Risken för sprickbildning i större betongkonstruktioner, till följd av krympning, skulle reduceras genom att låta dela upp konstruktionen i *"mindre partier genom gjutfogar"*. Vidare skulle konstruktioner utsatta för stora växlingar i temperatur *"uppdelas i mindre partier genom s.k. dilatationsfogar, d.v.s. fogar som kan öppna och sluta sig"*. I vattenbyggnader skulle både gjutfogar och rörelsefogar förses med *"tättningsremsor eller tättningsbleck"*.

Praktiskt utförande

1956 års upplaga innehöll alltmer detaljerade anvisningar för betongstationens utformning, ballastmaterialens hantering, samt betongens beredning, transport, utläggning i formen och efterföljande bearbetning. Likaså fanns det omfattande beskrivningar av tillvägagångssätten för provning och kontroll.

Angående betongmassans utläggning i formen skulle den ske i horisontella lager med början i formens djupast belägna del. Lagertjockleken fick inte vara *"större än att varje lager effektivt kan arbetas ihop med underliggande betong och bör således ej överstiga 4 dm"*. Beträffande betongens stighastighet i formen begränsades denna till 20 à 25 cm per timme för betong som skulle utsättas för ensidigt vattentryck.

Under tiden mellan 1945 och 1956 hade Vattenfall övergått till stavvibrering som huvudsaklig metod för betongmassans bearbetning. Betongens sättmått fick inte överstiga 80 mm om betongen skulle vibreras. För betong med standardcement tilläts ett gjutuppehåll om 2–3 timmar och för LH-cement cirka 5 timmar. Inom dessa tidsramar kunde de olika betonglagren fortfarande arbetas samman.

För att *"motverka olägenheterna av vattenseparation är det ofta lämpligt att mot slutet av gjutningen göra betongen styvare genom minskad vattentillsats"*. Det rekommenderades även att gjuta upp massan 5 cm högre än slutlig höjd och *"vid lämplig tidpunkt efter avslutad gjutning – 5 à 10 timmar beroende på cementsort och temperatur – med skyffel skrapa av det överflödiga skiktet"*. De färdiga överytorna skulle därefter behandlas med brådrivning eller kvastning.

Nygjuten betong skulle i allmänhet skyddas från väder och vind, samt hindras från uttorkning under minst 7 dygn. För konstruktioner som skulle utsättas för ensidigt vattentryck *"bör betongen vattnas kontinuerligt under minst 28 dygn"*. Vattningen av betongen skulle påbörjas *"senast 2 dygn efter gjutningen och skall utföras såväl på fria betongytor som på formklädd betong"*.

Också 1956 års upplaga innehöll detaljerade anvisningar för undervattensgjutning, cementinjektering, sprutbetong och puts. Anvisningarna gällde främst betongens sammansättning, arbetenas utförande, samt beskrivningar av lämplig utrustning.

9.2.3 1972 – Upplaga 4

Den fjärde omarbetade upplagan av Vattenfalls betonghandbok utkom år 1972 och hade reviderats i enlighet med de statliga cement- och betongbestämmelserna B1-1960, B5-1965 och B6-1968. 1972 års upplaga innehöll detaljerade beskrivningar av betongens olika delmaterial, färskas och hårdnade egenskaper, proportionering, tillverkning, transport, gjutning, efterbehandling, samt provning och kontroll. Dessutom beskrevs moment såsom formbyggnad, armering, samt det praktiska utförandet av gjut- och rörelsefogar. Stor vikt lades också på att beskriva olika faktorer med direkt betydelse för betongens beständighet.

Cement

I 1972 års upplaga behandlades slaggcement utöver portlandcement och aluminatcement. Tabell 45 återger den uppdaterade listan över de olika cementtypernas egenskaper, inklusive lämpliga användningsområden. Vidare skulle risken för skadliga reaktioner såsom *”alkali-kiselsyrareaktion och sulfatreaktion”* minimeras genom användning av *”alkali-fattigt”* cement, vilket åsyftade LH-cement.

Tabell 45. 1972 års lista över egenskaper och rekommenderade användningsområden för olika cementtyper.

Cementsort	Egenskaper	Användningsområde
LH-cement	- Lång bindetid. - Långsamt hårdnande. - Långsam värmeutveckling.	- Grova konstruktioner, där man fäster särskild vikt vid sprickfrihet, till exempel vattenbyggnader.
Standardcement	- Normal bindetid. - Normalt hårdnande. - Normal värmeutveckling.	- Alla konstruktioner, där ej speciella krav uppställs i fråga om snabb hållfasthetstillväxt eller långsam värmeutveckling.
Snabbcement	- Kort bindetid. - Hastigt hårdnande. - Snabb värmeutveckling.	- Tunna konstruktioner, som gjuts i kyla eller utsätts för tidig belastning.
Slaggcement (Vulkancement)	- Normal bindetid. - Normalt hårdnande. - Normal värmeutveckling.	- Alla konstruktioner, där ej speciella krav uppställs i fråga om snabb hållfasthetstillväxt eller långsam värmeutveckling.
Aluminatcement	- Normal bindetid. - Hastigt hårdnande. - Mycket snabb värmeutveckling.	- Lagningar och tätningar. - Provisoriska gjutningar.

Vatten

I 1972 års upplaga infördes det ett krav att *”vatten till betong skall vara fritt från sådana föroreningar som kan inverka menligt på cementets bindning eller på betongens hållfasthet och beständighet”*. Däremot kunde havsvatten tillåtas i särskilda fall. Förutsättningen var att *”den totala kloridhalten i betongen, beräknad som vattenfri kalciumklorid, inte överstiger 1,5 % av cementets vikt”*.

Ballast

Precis som i äldre upplagor rekommenderades det i 1972 års upplaga att använda natursand och singel till betong, eftersom *”naturmaterial i regel har en bättre kornform och därigenom ger en smidigare och mer lättarbetad betongmassa”*. När krossmaterial behövde användas skulle stor vikt läggas vid *”ballastens kornform och fraktionering”*.

Vid användning av krossand och makadam *"får man dock räkna med att betongmassans vattenbehov ökar med 20 à 25 % jämfört med betong med naturmaterial"*. Även mängden cement skulle behöva ökas vid användning av krossmaterial. Det fanns också indikationer på att betongens frostbeständighet kunde försämrats vid användning av krossmaterial.

Stenmaterial innehållande alkalilöslig kiselsyra, exempelvis *"flinta och en del fylliter (lerglimmerskiffer), liksom material innehållande sulfider, t ex magnetkis och svavelkis"* ansågs orsaka skadlig svällning hos betongen. Sådana material fick inte lov att användas utan särskild undersökning. För generella fordringar på ballastens kvalitet hänvisades det till B5-1965.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

I 1972 års upplaga infördes det enkla anvisningar för användningen av mineraliska tillsatsmaterial vid betongens framställning. Vulkaniska tuffbergarter och flygaska nämndes som två exempel på sådana finkorniga och kiselsyrerika material. Denna typ av material benämndes också puzzolaner. I Sverige hade trass (vulkanisk tuff) kommit till användning i viss utsträckning. Det uppgavs att puzzolaner vanligtvis användes som *"ersättning för 15–30 vikt-% av den normala cementmängden"*.

Anvisningarna beträffande kemiska tillsatsmedel utökades till att omfatta medel med luftporbildande, accelererande, plasticerande och retarderande egenskaper. Vid Vattenfall fanns det ett generellt krav om användning av luftporbildande medel när krav på frostbeständig betong förelåg. Accelererande tillsatsmedel skulle däremot i allmänhet undvikas i vattenbyggnader. I undantagsfall kunde dock kalciumklorid (vattenfri CaCl_2) få tillsättas upp till 1,5 % av cementets vikt.

För att kompensera ogynnsam inverkan på betongens arbetbarhet vid användning av krossand och makadam skulle *"tillsatsmedel av plasticerande och arbetsbarhetsförbättrande typ"* användas. Reducerande tillsatsmedel fick användas för att fördröja betongens bindning i syfte att tillåta längre uppehåll i pågående gjutningar av stor omfattning.

Armering

I 1972 års upplaga uppgavs det att vid Vattenfalls arbeten användes *"huvudsakligen skamstänger, dvs armeringsstänger försedda med utskjutande kammar för förbättring av vidhäftningen mot betongen"*. I övrigt skulle armeringen uppfylla ställda fordringar i enlighet med de statliga betongbestämmelserna B6-1968 och B7-1968.

Betongens sammansättning och beständighet

Betong till dammar skulle *"som regel utföras i klass I"*. Proportionering av betongen i utförandeklass I skulle ske genom förprovning med samma delmaterial som sedan skulle komma till användning vid byggarbetena. Betongens sammansättning fick inte fastställas förrän fordringarna i B5-1965 hade uppfyllts. Betong i klass II fick sammansättas enligt proportioneringstabellerna i B5-1965 trots att förprovning rekommenderades även i detta fall.

Till stöd för valet av betongens vattencementtal upprättades en enkel tabell, vilken återges i Tabell 46. Erfarenheter från Vattenfalls arbeten visade att ofta uppnåddes en *”betongkvalitet (med LH-cement) som statistiskt sett motsvarar ca K 400, trots att vattencementtalen varit 0,50 à 0,55 vid användning av lufttillsats”*. Bakomliggande orsaker var dels att sten med maximal storlek upp till 70 à 80 mm användes och dels att de statliga betongbestämmelserna uppställde krav på minimimängder av cement vilka inte fick underskridas.

Tabell 46. Riktvärden för val av betongens vattencementtal för olika hållfasthetsklasser och utförandeklasser vid användning av naturligt ballastmaterial. Riktvärden både för betong med och utan lufttillsats.

Hållfasthetsklass	Utan lufttillsats		Med lufttillsats	
	Klass I	Klass II	Klass I	Klass II
K 200	0,77	0,72	0,70	0,65
K 250	0,68	0,63	0,62	0,57
K 300	0,61	0,56	0,55	0,50
K 350	0,55	0,50	0,49	0,44
K 400	0,50	0,45	0,45	0,40
K 450	0,46	–	0,42	–

Även till valet av lämplig lufthalt, för att åstadkomma frostbeständig betong, fanns det en enkel tabell att utgå ifrån (Tabell 47). Storleken på den rekommenderade lufthalten varierade med den maximala stenstorleken.

Tabell 47. Lämpliga lufthalter för åstadkommandet av frostbeständig betong med olika maximal stenstorlek.

Största stenstorlek	75 mm	50 mm	32 mm	25 mm	16 mm	10 mm
Lufthalt (%)	3,5 ± 0,5	4,0 ± 0,5	4,5 ± 0,5	5,0 ± 0,5	6,0 ± 1,0	8,0 ± 1,0

Speciella rekommendationer sammanställdes för betong till dammar. Enligt B5-1965 skulle betongdammar hänföras till konstruktionsgrupp b (Tabell 33). För sådan betong gällde lägst hållfasthetsklass K 300, vattentäthet, samt lufthalt om minst 3,5 % (maximal stenstorlek 32 mm). Vattenfall införde en övre gräns för betongens vattencementtal med syftet att säkerställa lämpliga minimimängder cement i betong utifrån ballastens maximala stenstorlek (Tabell 48).

Tabell 48. Rekommendationer för lufthalt, vct och lägsta cementhalt i betong av hållfasthetsklass K 300.

Utförande-klass	Hållfast-hetsklass	Lufthalt	Maximalt vct	Cementhalt (kg/m ³) utifrån stenstorlek			
				25 mm	50 mm	75 mm	100 mm
I	K 300	Tabell 47	0,60	320	285	270	260
II	K 300	Tabell 47	0,55	350	315	295	285

För att uppnå tillräcklig vattentäthet i betongen fick permeabilitetskoefficienten inte överstiga 10^{-11} m/s. För att nå målet med cementmängder mellan 250 och 300 kg/m³ (hållfasthetsklass K 300) skulle sanden innehålla *”15 à 20 % korn mindre än 0,25 mm”*. För betong utsatt för nötning och strömmande vatten, exempelvis i utskov och energiomvandlare, var det *”motiverat att föreskriva en hållfasthetsklass av K 400 eller högre samt begränsa ballastens största stenstorlek till 25 à 50 mm”*.

Mängden cement kunde få reduceras med upp till 40 kg/m³ under förutsättning att *"betongarbetena utförs med stor noggrannhet och under betryggande kontroll samt att kvaliteten först dokumenteras vid fortlöpande provning under tillräcklig tid"*. För att minimera cementmängden och vattenbehovet i betongmassan skulle ballast med stora stenar användas. Av praktiska skäl begränsades stenstorleken till 70 à 80 mm.

Den färska betongmassans konsistens skulle vara så styv som möjligt. Vid gjutning i stora öppna formar med måttlig armering skulle plastisk konsistens användas. Trögflytande konsistens skulle användas i mindre formar med tätare armering. Lättflytande konsistens fick användas endast i undantagsfall.

För att minimera risken för korrosionsangrepp på armeringen skulle tjockleken på det täckande betongskiktet väljas enligt B6-1968. Till skillnad från de nationella bestämmelserna förtydligades det i 1972 års upplaga att den, på ritning, angivna täckskiktstjockleken inte på något ställe fick underskridas med mer än 5 mm.

För att begränsa risken för krympsprickor kunde krympfogar anordnas. En krympfog *"utgörs av två vertikala gjutfogar på ungefär 1 m inbördes avstånd"*. Mellanrummet gjuts inte förrän *"huvudparten av konstruktionen fått tillfälle att svalna och krympa"*. Vidare gällde det att långa konstruktioner *"utsatta för stora temperaturovariationer, uppdelas vanligen i mindre partier genom dilatationsfogar"*. Vanliga avstånd mellan rörelsefogar i dammbyggnader var 10–15 m.

Praktiskt utförande

Vid jämförelse med äldre upplagor innehöll 1972 års upplaga väldigt detaljerade anvisningar för betongstationens utformning och utrustning, ballastmaterialens hantering, samt betongmassans blandning, transport, utläggning i formen och efterföljande bearbetning. Dessa anvisningar inkluderade även förberedande arbeten i formen samt förfaranden vid gjutning mot berg och hårdnad betong.

Betongmassans utläggning i formen skulle ske i horisontella lager. För att varje lager skulle kunna arbetas ihop med det underliggande lagret fick lagertjockleken *"normalt ej överstiga 30 à 40 cm"*. Betongmassan fick inte vibreras i sidled mer än maximalt *"1 m eller vid konstruktionens ytterdelar 0,5 m"*. Vidare begränsades den fria störlhöjden från rörmyningen till gjutyten till *"1,5 m och bör för vattentäta konstruktioner begränsas till max 1 m"*.

Betongmassans stighastighet i formen begränsades för LH-cementbetong till 25 cm per timme. Begränsningen infördes dels med hänsyn till trycket mot formen och dels med hänsyn till att stora sättningar i betongen skulle riskera leda till sprickor och andra otätheter, exempelvis kanalbildning under armeringsjärnen. Betongens stighastighet fick inte heller understiga 10 cm per timme.

Under gjutning vid kall väderlek fick betongens temperatur inte understiga ± 0 °C förrän tillräckligt hög hållfasthet hade uppnåtts. För betong av hållfasthetsklassen K 300 ansågs det att tillräckligt hög hållfasthet hade uppnåtts efter 2 dygn med Std-cement och 3 dygn med LH-cement vid en temperatur om +5 °C. Motsvarande tid för betong av hållfasthetsklass K 400 var 1,5 respektive 2,5 dygn.

För betong med Std-cement tilläts gjutuppehåll om 2–3 timmar och för LH-cement 4–5 timmar. Inom dessa tidsramar kunde de olika betonglagren fortfarande arbetas samman. Även i 1972 års upplaga rekommenderades det att *”gjuta upp massan ett par cm högre än den slutliga nivån”* eller att *”använda betong med styvare konsistens”* för att minimera risken för låg betongkvalitet i betongens överyta.

Efter avslutad gjutning rekommenderades det att betongen skulle *”hållas fuktig under minst 5 dygn om Std-cement används och minst 2 veckor om LH-cement används”*. För ytor med höga krav på slitstyrka och beständighet rekommenderades det att vattningen skulle pågå *”minst en månad för LH-betong och cirka halva tiden för Std-betong”*. Vattningen skulle påbörjas inom 1 dygn efter gjutningen och utföras på *”fria betongytor som på formklädd betong”*.

Vidare fanns det i 1972 års upplaga omfattande beskrivningar av tillvägagångssätt för provning och kontroll av betongens delmaterial, ingående redogörelser för den färskas och hårdnade betongens egenskaper, samt detaljerade anvisningar för det praktiska utförandet vid betongarbetena. Däremot hade avsnitt om *”spännbetong, sprutbetong, injekteringsbetong, undervattensgjutning, glidformsgjutning, reparation etc.”* utelämnats i 1972 års upplaga.

9.3 VATTENBYGGNADSBYRÅN – ANVISNINGAR FÖR BETONGARBETEN

Inför kraftverksbyggen projekterade av Vattenbyggnadsbyrån (VBB) bifogades en omfattande material- och arbetsbeskrivning. Denna beskrivning innehöll normalt sett ett avsnitt om betongarbeten. Betongavsnittet byggde i sin tur på gällande cement- och betongbestämmelser i kombination med praktiska erfarenheter.

Vid exempelvis Krångfors kraftverksutbyggnad, åren 1926–1928, föreskrev VBB att *”cementet skall vara ‘Cement klass A’ av Cementas tillverkning och skall vara endera från Ölands, Hellekis, Ifö eller Maltesholms fabriker”*. För betong till *”sådana konstruktionsdelar, som komma i beröring med vatten”* skulle trass tillsättas till en *”mängd av 10 % av det i blandningen ingående cementets vikt”*.

Vidare specificerades blandningsproportionerna för fyra betongsorter, vilka skulle användas beroende på konstruktionsdelens funktion (Tabell 49). I övrigt beskrev betongavsnittet det praktiska tillvägagångssättet för betongarbetenas utförande.

Tabell 49. Anvisade betongsorter för användning vid Krångfors kraftverksutbyggnad åren 1926–1928.

Betongsort	Blandningsproportion	Cement (kg/m ³)	Betongens användningsområde
Betong A	1 : 1,7 : 2,3	385	Armerade betongkonstruktioner, där fordran på styrka och vattentäthet finns.
Betong B	1 : 2,1 : 2,9	335	Betongkonstruktioner, som bliva helt genomdränkta med vatten, men utan fordran på vattentäthet.
Betong C	1 : 2,6 : 3,4	275	Armerade eller viktigare oarmerade betongkonstruktioner på det torra.
Betong D	1 : 3,5 : 4,5	230	I allmänhet för utfyllnadsändamål.

Med tiden ansågs det alltför tidsödande att inför varje kraftverksbygge upprätta separata anvisningar för betongarbetenas utförande. I och med att Vattenfall, år 1942, gav ut sin handbok med anvisningar för betongarbeten, fattade också VBB beslut att ta fram anvisningar för betongarbetenas utförande. Dessa utgavs för första gången 1943 och bifogades därefter i sin helhet tillsammans med övriga handlingar inför ett kraftverksbygge. En omarbetad upplaga färdigställdes 1954.

År 1956 gav Vattenbyggnadsbyrån också ut *"anvisningar för asfaltarbeten"*. Dessa anvisningar berörde arbetsmomenten *"klistring av asfaltpapp eller asfaltmattor på betongytor"*, *"betongggjutning mot asfaltmattor"*, *"asfaltstrykning av dilatationsfogar"*, samt *"fogtätning med asfaltsträngar"*.

I följande avsnitt presenteras i korta ordalag de anvisningar för betongarbeten som gällde vid många av Vattenbyggnadsbyråns projekterade kraftverksutbyggnader.

9.3.1 1943 – Upplaga 1

Den första upplagan av Vattenbyggnadsbyråns anvisningar för betongarbeten gavs ut år 1943 och gällde *"beredning av betong klass I till större byggnadsverk"*. De ifrågavarande anvisningarna avsåg gjutbetong, varför ett separat komplement gavs ut för vibrobetong och skulle gälla för *"användning av vibreringsförfarande vid betongarbeten"*. Så länge VBB inte föreskrev användning av specifika betongmaterial eller särskilda arbetsförfaranden hänvisades det till de statliga cement- och betongbestämmelserna, samt Vattenfalls betonghandbok av upplaga 1942.

Cement

Beträffande cement skulle det vara av typen standardportlandcement (A-cement) om sådant cement kunde erhållas. I annat fall skulle ersättningscement (E-cement) användas. Leverantör av cement skulle bestämmas i samråd med beställaren och *"all till arbetsplatsen levererad cement skall vara från samma fabrik"*.

Utöver kraven enligt de statliga cementbestämmelserna fick halten av alkali ($\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$) inte överstiga 0,6 %. Vidare fick inte halterna av magnesium (MgO) och fri kalk (CaO) överskrida 2,5 respektive 1,0 %. Det fanns dessutom en övre gräns om 8,0 % för cementets innehåll av klinkerfasen trikalciumpulver (C_3A).

Vatten

Inga specifika krav uppställdes beträffande vattentillsatsen.

Ballast

Sand till betongberedningen skulle *"anskaffas från lämpliga fyndigheter"* medan sten till betongen fick *"framställas genom krossning av den vid sprängningarna erhållna bergmassan, eller ock utgöras av natursten (singel)"*. All sand och sten skulle vara fri från organiska föroreningar, såsom humus.

Sparsten fick inläggas "till mellan 10 och 20 % av betongens färdiga totalvolym i sådana konstruktionsdelar, vilkas tjocklek är 1,5 m eller däröver". Sparsten fick däremot inte inläggas i "turbinsnäckors bottenkonstruktioner". Vid gjutning skulle sparsten "ställas med en spets nedåt" för att undvika undermålig kringgjutning.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

I 1943 års upplaga rekommenderades det att öka andelen finmaterial i betongen vid användning av standardcement. Ökningen skulle åstadkommas genom att tillsätta "filler 'A' från Nybergs Gruvaktiebolag eller likvärdigt material". Filler 'A' benämndes även Smedjebackens filler (avsnitt 4.4).

Användning av kemiska tillsatsmedel i betongen berördes ej i 1943 års upplaga.

Armering

I 1943 års upplaga föreskrevs det att armeringsjärn "skola vara av svenskt material" och antingen av "rundvalsat stål St 37 eller St 44 eller kamjärn av stål".

Betongens sammansättning och beständighet

I 1943 års upplaga uppställdes det sex typexempel på materialsammansättningar för betong under förutsättning att standardcement fanns tillgängligt. Ifall bara E-cement fanns tillgängligt skulle mängden cement höjas och tillsättningen av filler utelämnas. De sex betongsorterna återges i Tabell 50. För att uppnå tillräckligt hög andel finmaterial i betongen skulle sanden uppvisa en kornstorleksfördelning där minst 15 % och som mest 30 % av kornen kunde passera 0,3 mm fri maskvidd.

Tabell 50. Vattenbyggnadsbyråns exempel (upplaga 1943) på betongsorter med standardcement och E-cement (värden inom parentes). Storleken på tillåten sten definierades av siktens fria maskvidd.

Betongsort	Cement (kg/m ³)	Filler (kg/m ³)	Ballast (mm)	Konstruktioner
A ₁ (A ₁ E)	350 (450)	50 (0)	Sand Sten ≤ 24	Utsatta för ensidigt vattentryck.
A ₃ (A ₃ E)	330 (425)	48 (0)	Sand Sten ≤ 60	Utsatta för ensidigt vattentryck och med en tjocklek ≥ 1,5 m. Minst 10 % sparsten.
A ₅ (A ₅ E)	310 (400)	45 (0)	Sand Sten ≤ 100	Utsatta för ensidigt vattentryck och med en tjocklek ≥ 1,5 m.
U ₁ (U ₁ E)	310 (400)	–	Sand Sten ≤ 24	Ej utsatta för ensidigt vattentryck.
U ₃ (U ₃ E)	290 (375)	–	Sand Sten ≤ 60	Ej utsatta för ensidigt vattentryck och med en tjocklek ≥ 1,5 m. Minst 10 % sparsten.
U ₅ (U ₅ E)	270 (350)	–	Sand Sten ≤ 100	Ej utsatta för ensidigt vattentryck och med en tjocklek ≥ 1,5 m.

I praktiken skulle de sex betongsorterna dock betraktas som "endast två, enär alla blandningar med samma bokstavsbezeichnung äro avsedda att vara av samma kvalitet med avseende på vattentäthet, hållfasthet och arbetbarhet". Betongsorter med samma första bokstav fick "användas omväxlande samt i blandning i samma monolit".

Systemet med att beteckna betongsorterna med bokstäver byggde på att bokstäver tidigt i alfabetet, med början vid A, var *"reserverade för att beteckna betong, som uppfyller de högst ställda fordringarna på vattentäthet"*. Dessa betongsorter var avsedda för konstruktioner som skulle bli *"utsatta för ensidigt vattentryck eller omspolade av vatten"*. Bokstäver sent i alfabetet, med början vid U, var avsedda för betong till konstruktioner *"som icke bli utsatta för ensidigt vattentryck eller omspolade av vatten"*.

Beställaren kunde begära att mängden cement och/eller filler reducerades om det genom provningar visades att *"fullgod betong"* kunde erhållas. Likaså kunde beställaren utifrån provningar begära att cement- och fillermängden höjdes.

Praktiskt utförande

1943 års upplaga innehöll anvisningar för hanteringen av betongens delmaterial, formbyggnad, förberedande arbeten inför gjutning, samt betongens blandning, transport, utläggning, bearbetning och behandling efter gjutning. Det fanns också anvisningar för utformning och utförande av gjutfogar och rörelsefogar. Till sist fanns det anvisningar för provning och kontroll av betongarbetenas utförande.

Innan betonggjutning påbörjades skulle alla *"horisontella eller svagt lutande bergytor beslås med ett ca 3 cm tjockt lager cementbruk i blandning 1:1,5"*. För fogytor gällde att tjockleken på det utlagda cementbruket skulle vara minst 2 cm innan det *"inarbetas i den gamla betongytan med kvast"*. För gjutfogar, vilka skulle utsättas för ensidigt vattentryck, skulle *"tättningsbleck insättas enligt kontrollantens anvisning"*.

Betongens konsistens vid nedförandet i formen skulle *"så vitt möjligt vara plastisk, endast i undantagsfall trögflytande"*. Vidare angavs det att betongmassans fria stөрthöjd inte fick *"överstiga 1,0 m"*. I delar av konstruktionen, vilka skulle utsättas för direkt vattentryck, skulle *"betonggjutningen utföras till färdig höjd utan avbrott"*. Avbrott i gjutningen fick endast göras *"vid de dilatations- och gjutfogar, som visas på detaljritningarna"*.

Vibrering av betongmassan tilläts överlag för betong med *"mycket styv konsistens"* samt *"plastisk eller något styvare konsistens"* när syftet var att framställa betong med högre kvalitet och hållfasthet än vad som var möjligt med gjutbetong. Gjutbetong med *"trögflytande konsistens"* fick vibreras endast när *"risk kan föreligga, att betongen ej fyller ut formen vid vanlig handbearbetning eller där tät armering förekommer"*. Gjutbetongens sättmått fick däremot inte överstiga 8 cm.

Inför vibrering skulle betongmassan *"utläggas i vågräta, högst ett par dm tjocka skikt"*. Vidare fick vibratoren endast användas för *"betongens packning i vertikalled"* och ej för att *"flytta betongen i sidled"*. Före vibreringen skulle homogen betongmassa ha placerats *"i hörn och på andra ställen, där under formfyllningen eventuellt separerade stenar kunna rasa ut"*.

Efter fullbordad gjutning skulle betong som efter anläggningens färdigställande *"komma i direkt beröring med vatten eller formarna [...] hållas genomdränkta med vatten minst en månad"*. Vidare angavs det att betongytor som *"efter anläggningens färdigställande komma i beröring med vatten, skolla dessutom oavbrutet hållas fuktiga, intill dess konstruktionen tages i bruk för sitt ändamål eller anläggning överlämnas fullt färdig"*.

9.3.2 1954 – Upplaga 2

Den andra upplagan av Vattenbyggnadsbyråns anvisningar för betongarbeten gavs ut 1954 och hade reviderats i enlighet med 1949 års betongbestämmelser. Denna gång delades anvisningarna upp i en del som berörde *"beredning av betong klass I till större byggnadsverk"* och en del som berörde *"beredning och gjutning av betong till vattenkraftanläggningar, dammar och hamnar"*.

I kommande avsnitt återges vad som gällde enligt den senare delen. Alla arbeten skulle dock utföras enligt föreskrifter för *"betong klass I"*. Dessutom kvarstod det separata komplementet för *"användning av vibreringsförfarande vid betongarbeten"*. Även nyvunna erfarenheter från praktiken hade arbetats in i 1954 års upplaga.

Cement

I 1954 års upplaga föreskrevs det att *"cementet skall vara standardportlandcement (standardcement) eller långsamt hårdnande portlandcement (LH-cement)"*. Cementleverantören skulle alltid bestämmas i samråd med beställaren och *"allt till arbetsplatsen levererat cement skall vara från samma fabrik"*.

Kvarstod från 1943 års upplaga gjorde kravet om att halten av alkali ($\text{Na}_2\text{O} + \text{K}_2\text{O}$) inte fick överstiga 0,6 %. Vidare fick inte halterna av magnesium (MgO) och fri kalk (CaO) överskrida 2,5 respektive 1,0 %. Den övre gränsen för cementets innehåll av klinkerfasen trikalciumpulminat (C_3A) låg kvar på 8,0 %.

Vatten

Inga specifika krav uppställdes beträffande vattentillsatsen.

Ballast

Sand till betongens beredning fick endast innehålla *"obetydliga mängder av spröda, mjuka eller på annat sätt obeständiga korn och får ej innehålla mineral, som skadligt reagera med cement"*. Vidare skulle glimmerhalten vara *"obetydlig"*. Sten skulle tvättas om den innehöll *"nämnvärda föroreningar av jord eller organiska ämnen"*.

Sparsten fick efter tillåtelse inläggas *"till mellan 10 och 20 % av betongens färdiga totalvolym i sådana konstruktionsdelar, vilkas tjocklek är 1,5 m eller däröver"*. Sparsten skulle vara väl rengjord och vid gjutning *"ställas med en spets nedåt"*.

Tillsatsmaterial och tillsatsmedel

Enligt 1954 års upplaga tilläts användning av filler ifall det krävdes för att erhålla vattentät betong. Fillern skulle bestå av *"nästan till cementfinhet malet stenmaterial"*.

Luftporbildande tillsatsmedel fick tillsättas för *"förbättring av betongmassans arbetbarhet"*. Tillsatsen fick ej öka betongens lufthalt till mer än 4 %.

Armering

I 1954 års upplaga föreskrevs det att armeringsstålet *"skall vara av svenskt material"* och uppfylla kraven enligt de statliga betongbestämmelserna.

Betongens sammansättning och beständighet

Även i 1954 års upplaga fanns det sex typexempel på materialsammansättningar för betong. De sex betongsorterna återges i Tabell 51. För att uppnå tillräckligt hög andel finmaterial i betongen skulle sanden uppvisa en kornstorleksfördelning där minst 15 % och som mest 30 % av kornen kunde passera 0,3 mm fri maskvidd.

Proportioneringen av vattentät betong skulle *”bestämmas genom förprovning, varvid särskild hänsyn togs till att betongmassan skall vara smidig och lättarbetad”*.

Tabell 51. Betongsorter enligt 1954 års anvisningar. Betongsortens beteckning försågs med "L" om LH-cement användes och "S" om Std-cement användes. Storleken på tillåten sten definierades av siktens fria maskvidd.

Betongsort	Cement (kg/m ³)	Filler	Ballast (mm)	Konstruktioner
(L/S) A ₁	350	Tilläts	Sand Sten ≤ 32	Utsatta för ensidigt vattentryck.
(L/S) A ₃	330	Tilläts	Sand Sten ≤ 64	Utsatta för ensidigt vattentryck och med en tjocklek ≥ 1,5 m. Minst 10 % sparsten.
(L/S) A ₅	310	Tilläts	Sand Sten ≤ 128	Utsatta för ensidigt vattentryck och med en tjocklek ≥ 1,5 m.
(L/S) U ₁	310	–	Sand Sten ≤ 32	Ej utsatta för ensidigt vattentryck.
(L/S) U ₃	290	–	Sand Sten ≤ 64	Ej utsatta för ensidigt vattentryck och med en tjocklek ≥ 1,5 m. Minst 10 % sparsten.
(L/S) U ₅	270	–	Sand Sten ≤ 128	Ej utsatta för ensidigt vattentryck och med en tjocklek ≥ 1,5 m.

De sex betongsorterna betraktades som *”endast två, när alla blandningar med samma bokstavs-beteckning äro avsedda att vara likvärdiga i fråga om vattentäthet, hållfasthet och arbetbarhet”*. Betongsorter med samma första bokstav fick *”användas omväxlande samt i blandning i samma monolit, där betongkonstruktionernas tjocklek så medger”*.

Systemet med att beteckna betongsorterna med bokstäver byggde på att bokstäver tidigt i alfabetet, med början vid A, var *”reserverade för att beteckna betong, som uppfyller de högst ställda fordringarna på vattentäthet”*. Dessa betongsorter var avsedda för konstruktioner som skulle bli *”utsatta för ensidigt vattentryck eller omspolade av vatten”*. Bokstäver sent i alfabetet, med början vid U, var avsedda för betong till konstruktioner *”som icke bli utsatta för ensidigt vattentryck eller omspolade av vatten”*.

Beställaren kunde begära att mängden cement och/eller filler reducerades om det genom provningar visades att *”fullgod betong”* kunde erhållas. Likaså kunde beställaren utifrån provningar begära att cement- och fillermängden höjdes.

Praktiskt utförande

1954 års upplaga innehöll anvisningar för hanteringen av betongens delmaterial, formbyggnad, förberedande arbeten inför gjutning, samt betongens blandning, transport, utläggning, bearbetning och behandling efter gjutning. Det fanns också anvisningar för utformning och utförande av gjutfogar och rörelsefogar. Till sist fanns det anvisningar för provning och kontroll av betongarbetenas utförande.

Innan betonggjutning påbörjades skulle alla *”horisontella eller svagt lutande bergytor [...] beslås med ett ca 3 cm tjockt lager cementbruk i blandning 1:1,5”*. För fogytor gällde

det att tjockleken på det utlagda cementbruket skulle vara minst 2 cm innan det *"med kvast inarbetas i den gamla betongytan"*. För gjutfogar, vilka skulle utsättas för ensidigt vattentryck, skulle *"tättningsbleck insättas enligt kontrollantens anvisning"*.

Betongens konsistens vid nedförandet i formen skulle *"såvitt möjligt vara plastisk, endast i undantagsfall trögflytande"*. Vidare föreskrevs det att betongmassans fria störlhöjd inte fick *"överstiga 1,0 m"*. I konstruktionsdelar, vilka skulle utsättas för direkt vattentryck, skulle betonggjutningen utföras *"till färdig höjd utan avbrott"*. Avbrott i gjutningen fick endast göras *"vid de dilatations- och gjutfogar, som visas på ritningarna"*.

Vibrering av betongmassan tilläts överlag för betong med *"mycket styv konsistens"* samt *"plastisk eller något styvare konsistens"* när syftet var att framställa betong med högre kvalitet och hållfasthet än vad som var möjligt med gjutbetong. Gjutbetong med *"trögflytande konsistens"* fick vibreras endast när *"risk kan föreligga, att betongen ej fyller ut formen vid vanlig handbearbetning eller där tät armering förekommer"*. Gjutbetongens sättnmätt fick däremot inte överstiga 8 cm.

Inför vibrering skulle betongmassan *"utläggas i vågräta, högst ett par dm tjocka skikt"*. Vidare fick vibratören endast användas för *"betongens packning i vertikalled"* och ej för att *"flytta betongen i sidled"*. Före vibreringen skulle homogen betongmassa ha placerats *"i hörn och på andra ställen, där under formfyllningen eventuellt separerade stenar kunna rasa ut"*.

Efter fullbordad gjutning skulle betongkonstruktioner som efter anläggningens färdigställande *"komma i direkt beröring med vatten, eller formarna omkring sådana konstruktioner, hållas genomdränkta med vatten minst 28 dygn"*. För övriga betongkonstruktioner, inklusive tillhörande formar, gällde det att dessa *"skola oavbrutet hållas fuktiga intill minst 28 dygn efter gjutningen och därefter vattnas i enlighet med kontrollantens bestämmelser"*.

9.4 VATTENFALL – ANVISNINGAR FÖR JORDARBETEN

Efterfrågan av anvisningar för jordarbeten växte i takt med att utvecklingen av nya metoder och tekniker för byggandet av jord- och fyllningsdammar fortgick. I slutet av 1940-talet ökade dessutom antalet påbörjade byggen av fyllningsdammar i rask takt. Inom Vattenfall fanns det samtidigt långt gångna planer på att bygga dammar med höjder upp emot 100 m. Dessa framtidsplaner mynnade ut i slutsatsen att sammanställa dittills erhållen kunskap om fyllningsdammar i en särskild handbok.

Målet med handboken var att på ett enkelt och konsekvent sätt förmedla kunskap till de olika byggarbetsplatserna. Det var viktigt att kunna använda de tillgängliga materialen i den planerade anläggningens närhet på ett tekniskt och ekonomiskt riktigt sätt. Likaså ansågs det viktigt att säkerställa ordentlig kontroll av arbetenas utförande. Mot denna bakgrund utarbetades den första upplagan av handboken, vilken färdigställdes år 1954. Handboken välkomnades både inom Vattenfall och bland övriga dammbyggare. Den översattes till och med till engelska.

En ny upplaga av handboken framarbetades redan år 1958 till följd av nyvunna kunskaper och inkomna synpunkter på 1954 års upplaga. I början av 1980-talet hade den svenska vattenkraftsutbyggnaden i huvudsak avstannat och inga större

inhemska dammbyggnadsprojekt låg under planering. Tillfället togs i akt för att sammanställa kunskap och samlade erfarenheter från det gångna och intensiva byggskedet. Den tredje omarbetade upplagan av handboken gavs ut 1988.

Trots att jord- och stenfyllningsdammar huvudsakligen består av jordmaterial är betongen ändå ett material som i olika utsträckningar använts vid genomförda dammbyggen. Fram till och med 1950-talet ansågs osäkerheterna kring fyllningsdammens täthet under och direkt efter dämningens upptagning som alltför stora. Till följd av dessa osäkerheter försågs de flesta högre fyllningsdammarna med en centralt placerad tätskärm av hårt armerad betong. Tätskärmen skulle stå för dammens initiala täthet. Den långsiktiga tätheten skulle däremot tätjorden stå för.

1954 och 1958 – Upplaga 1 och 2

Den första upplagan av Vattenfalls anvisningar för jordarbeten gavs ut 1954. Den andra upplagan gavs ut 1958 och innehöll enklare anvisningar för betongarbeten i samband med tätjordens anslutning mot underliggande berg. En förutsättning vid grundläggning på berg var att *”bergytan rensas under hela det tätande partiet ned till någorlunda friskt och sprickfritt berg”*.

Med syftet att underlätta tätjordens packning och reducera risken för upphängning av jorden skulle bergsklackar och branta sidoväggar nedsprängas så att lutningen i dammens längdriktning blev *”högst 1:1 och vertikala avsatser högst 0,5 m”*. Gropar och skrevor i berget skulle *”rensas noggrant, varefter de igenfylls med betong”*. Vid trasig bergyta skulle bergytan förses med en *”sammanhängande betongavjämning”*. Vid särskilt dåligt berg, där risk för framtida sättningar i tätjorden förelåg, skulle bergytan förstärkas med en *”armerad bottenplatta”*.

1988 – Upplaga 3

Den tredje omarbetade upplagan gavs ut 1988 och innehöll något mer utvecklade anvisningar för betongarbetenas utförande i samband med tätjordens anslutning mot underliggande berg. Fortfarande gällde att bergets överyta avjämnas genom *”rensning, sprängning eller betonggjutning, så att kontaktytan blir så jämn som möjligt och ingenstans brantare än 1:1 eller exceptionellt 2:1 till 3:1”*. Uppsprucket berg *”rensas, täcks med betongplatta och ytinjekteras inom området från uppströms till nedströms filter”*.

Betongplattan skulle vanligtvis göras *”minst ca 5 m bred och 0,3–0,5 m tjock”*. Den skulle både armeras och förankras i berget för att vara mothåll vid injektering så att *”sprickor i berget fylls ända upp mot betongen”*. Vid sprickzoner och jordfyllda krosszoner skulle plattan göras *”lika bred som hela tätkärnan och möjligen även angränsande finfilter”*. Större sprickor skulle rensas och fyllas med cementbruk eller betong och därefter kontaktinjekteras. Det avråddes från att använda sprutbetong på bergytan vid *”horisontala eller svagt lutande ytor på grund av risk för återslag”*.

I 1988 års upplaga berördes betongens beständighet genom skrivningen att *”betong och cementbruk skall uppfylla höga krav på vattentäthet, så att lång beständighet säkras”*. För betongarbetena skulle *”vanliga bestämmelser för högklassig vattentät betong”* gälla. Av särskild vikt vid fyllningsdammar var att *”ingen betonggjutning eller injektering får utföras på eller i fruset berg”*.

9.5 RIDAS

I mitten av 1990-talet inleddes ett arbete av landets stora kraftföretag med målet att utveckla branschgemensamma riktlinjer för dammsäkerhet. Den första upplagan av Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet (RIDAS) utkom 1997 och har sedan reviderats i flera omgångar. Som komplement till huvuddokumentet RIDAS finns det ett flertal tillämpningsvägledningar, varav en gäller betongdammar och en fyllningsdammar. Dessa tillämpningsvägledningar innehåller även allmänna rekommendationer för kontroll av arbetsutförandet.

Betongdammar

Tillämpningsvägledningen för betongdammar var avsedd att gälla *"vid nybyggnad samt vid kontroll och ombyggnad av befintliga betongdammar i Sverige"*. Den allmänna rekommendationen för betongarbeten var att *"eftersträva en betong och en gjutprocess som ger minsta möjliga temperaturstegring i betongen efter gjutning"*. De krav som borde ställas på betong och utförande enligt 2017 års upplaga var:

- Cement: CEM I 42,5 N - SR 3 MH/LA enligt SS-EN 197-1.
- Ballast: Verifierad med avseende på bland annat alkali-kisel-reaktivitet.
- Exponeringsklass: XC 4 och XF 3 enligt SS-EN 206-1.
- Vattencementtal: v_{ctekv} maximalt 0,55 enligt tabell 5.3.2a i SS 13 70 03.
- Lufthalt: Enligt tabell 5.3.2b i SS 13 70 03.
- Vattentäthet: Ja.
- Hållfasthet: Minst hållfasthetsklass C 25/30.
- Utförande: Utförandeklass 3 enligt SS-EN 13670.

Krav för armeringens minsta täckande skikt enligt 2017 års upplaga var:

- | | |
|--|----------|
| • Konstruktionsdelar mot luft | - 40 mm |
| • Konstruktionsdelar mot vatten | - 50 mm |
| • Skibord och pelarsidor mot strömmande vatten | - 70 mm |
| • Bottenplattans undersida vid gjutning mot berg | - 70 mm |
| • Bottenplattans undersida vid gjutning mot jord | - 100 mm |
| • Stötbotten och energiomvandlare nedströms utskov | - 100 mm |

För att minimera risken för armeringskorrosion och vattenläckage i konstruktioner belastade av ensidigt vattentryck fick inte *"sprickbredden överstiga 0,20 mm"*. Ifall sprickbredden 0,20 mm innebar orimligt hög armeringsmängd kunde det tillåtas en sprickbredd om 0,30 mm. För ytor mot luft var gränsvärdet 0,30 mm.

Övriga rekommendationer av större betydelse för betongdammar var att avståndet mellan rörelsefogarna inte borde överstiga 15 m. Detta för att reducera risken för krympsprickor i betongen. I normala fall skulle dammen indelas i *"ca 8–12 m breda monoliter mätt längs dammen"*. Vid anordnandet av gjutfogar skulle fogytan vara *"rengjord och fri från cementslam samt förvattnad"* innan motgjutning fick utföras.

Fyllningsdammar

Precis som i Vattenfalls äldre anvisningar för jordarbeten rekommenderades det i RIDAS (tillämpningsvägledningen för fyllningsdammar) att *"en betongplatta gjuts under tät kärnan"* vid uppsprucket berg för att *"härigenom kunna tätas bergets över del i samband med injekteringen"*. Vid *"gott berg"* kunde det däremot räcka att göra *"punktvís ifyllnader med betong"*.

10 Betong i svenska dammar

Människan insåg tidigt det stora värdet av att kunna reglera sjöar och vattendrag, antingen som skydd mot översvämningar eller för att säkra tillgången på vatten i torrperioder. God tillgång på lämpliga jordmaterial resulterade i att människan inledningsvis lät bygga jorddammar av olika slag. Med tiden uppfördes det även dammar av trä, murverk och i enstaka fall stål. I Sverige blev dammar av betong vanligt förekommande strax efter sekelskiftet 1900, det vill säga i samband med den moderna betongens intåg och den storskaliga vattenkraftsutbyggnaden.

Generellt sett kan betongdammar delas in i två kategorier – gravitationsdammar och valvdammar. De tidiga gravitationsdammarna konstruerades med utgångspunkten att dammens egenvikt (sten eller betong), skulle vara fullt tillräcklig för att hålla emot vattnets kraft. Senare typer av gravitationsdammar konstruerades ofta med lutande uppströmssida, vilket möjliggjorde tillgodoräkandet av det ovanpåliggande vattnets egenvikt som stabiliserande kraft. Följaktligen kunde dammkroppens volym reduceras med kostnadsbesparingar i form av minskad materialåtgång som följd. Valvdammen fungerar genom att låta vattnets kraft överföras i horisontalled till berggrunden genom valvverkan i konstruktionen. Serievalvsdammen är en hybrid mellan gravitationsdammen och valvdammen.

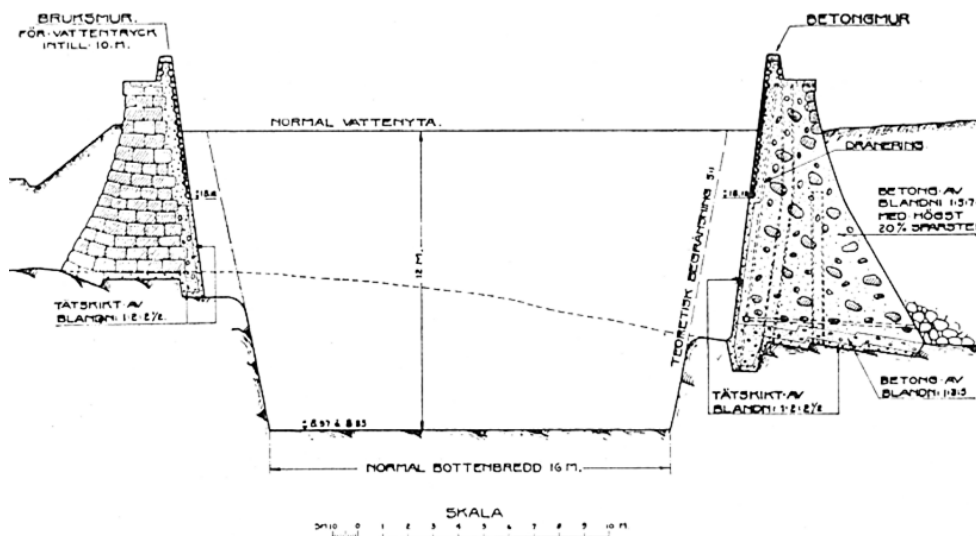
Något som är mindre känt är att betong också har använts i stor omfattning vid byggandet av fyllningsdammar i Sverige. Under den första hälften av 1900-talet var det vanligt att dammarna försågs med en tätskärm av hårt armerad betong. Tätskärmen placerades centralt i dammkroppen och skulle huvudsakligen stå för dammens initiala täthet. Fyllningsmassorna skulle stå för dammens stabilitet.

I detta kapitel presenteras de, i Sverige, vanligaste förekommande typerna av betongdammar, inklusive fyllningsdammar med tätskärm av betong. I korta ordalag redogörs det för utvecklingen av dammtyperna. Redogörelserna kompletteras även med exempel på uppförda dammar av aktuell typ.

10.1 MASSIVDAMMAR (KLUMPDAMMAR)

Massivdammen av sten är ett klassiskt exempel på en gravitationsdamm. Detta till följd av att dammen består av en nästintill solid massa. Begreppet klumpdamm har troligtvis myntats som ett resultat av att dammkroppen betraktades som en klump av sten. I det vardagliga talet förekom också benämningarna murverksdamm och bruksmur. I Sverige uppfördes gravitationsdammen av massivt stenmurverk fram till och med början av 1900-talet. Först under 1900-talets inledning blev betong det huvudsakliga byggnadsmaterialet i de massiva gravitationsdammarna.

Den massiva gravitationsdammen utformades traditionellt sett med en nästintill vertikal uppströmssida och en relativt brant sluttande nedströmssida. Detta gav upphov till dammkroppens karaktäristiska tvärsnitt i triangulär form. Figur 47 visar en vertikalsektion av den gamla intagskanalen vid Älvkarleby kraftverk. Vänster gravitationsdamm är av typen massiv stenmurverksdamm medan höger gravitationsdamm är av typen massiv betongdamm.



Figur 47. Vertikalsektion av den gamla intagskanalen vid Älvkarleby kraftverk. Dammen till vänster uppfördes som en stenmurverksdamm och dammen till höger som en betongdamm. Bilden från [110].

Massivdamm av stenmurverk

Stenmurverksdammar i Sverige byggdes vanligtvis av huggen natursten. Stenarna fixerades med bruk, exempelvis kalkbruk eller cementbruk. Murverken uppfördes antingen av råhuggen sten med oregelbunden form eller av rätvinkligt tillhuggen sten, så kallad kvadersten. Murverken av sten med oregelbunden form hade fogar i alla möjliga riktningar och benämndes cyklopisk mur. Murverken av sten med rätvinklig form fick horisontella och vertikala fogar och kallades kvaderstensmur.

Att bygga stenmurverksdammar var tidsödande och krävde stora arbetsinsatser vid uthuggning av lämpliga stenar och inpassning av dessa. I Sverige uppfördes det sällan stenmurverksdammar med höjder överstigande 10 m. En relativt hög stenmurverksdamm byggdes längs intagskanalen vid Älvkarleby kraftverk under åren 1911–1915. Dammens nedströmssida visas i Figur 48. I början av 1900-talet blev det vanligt att ersätta sten med betong i massivdammen. Användningen av betong resulterade i stora kostnadsbesparingar.

Massivdamm av stenmurverk kombinerat med betong

Under det första skedet i övergången till den renodlade betongdammen användes stora stenar i kombination med betong för att fylla ut dammkroppens inre. Någon större omsorg lades inte ner på den inbördes placeringen av stenarna, eftersom de uppkomna hålrummen mellan dem fylldes ut med betong. De yttre partierna av dammen försågs däremot med stora uthuggna stenar, vilket gjorde att dammen fortfarande påminde om den traditionella stenmurverksdammen.

Med utgångspunkt i dammtypens uppbyggnad kan den i egentlig mening varken få anses tillhöra stenmurverksdammen eller betongdammen. Till följd av att sten är det dominerande materialet i dammkroppen har dock dammtypen fler likheter med stenmurverksdammen än med betongdammen. Dammtypen saknar dock en vedertagen benämning på svenska. På engelska används benämningen "cyclopean

dam", vilket fritt översatt till svenska skulle betyda "*jättelik damm*". Benämningen anspelar både på den oordnade stenfyllningen och på det faktum att dammtypen utomlands uppfördes med avsevärt större höjder än stenmurverksdammen. Ett exempel är Theodore Roosevelt Dam, vilken byggdes mellan åren 1903 och 1911. Dammen tillhör typen "*cyclopean-masonry gravity arch dam*" och blev med sin höjd om 109 m en av de sista större stenmurverksdammar som byggdes i världen.

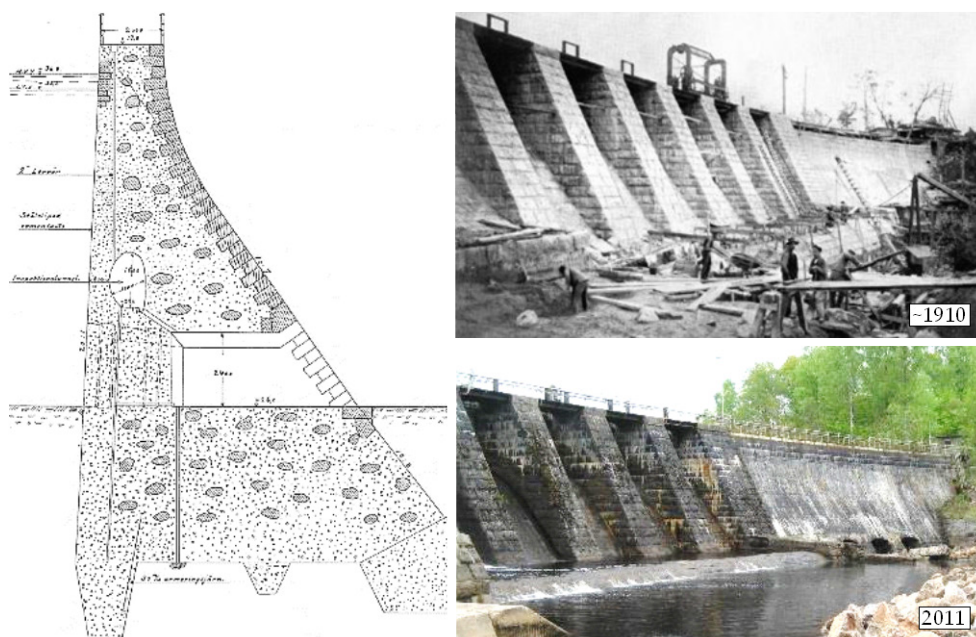


Figur 48. Stenmurverksdamm vid Älvkarleby kraftverk. Foto M Rosenqvist.

Massivdamm av betong

För att möjliggöra nyttjandet av större vattendrag och fallhöjder behövdes det ett mer kostnadseffektivt alternativ än vad stenmurverksdammen erbjöd. Under det tidiga 1900-talet framstod därför massivdammen av betong som det lämpligaste alternativet att ersätta stenmurverksdammen med. Goda erfarenheter av betong inom bland annat husbyggnadsområdet gjorde att betongdammen snabbt kunde konkurrera ut stenmurverksdammen. Betongens mångsidighet, bland annat i form av dess formbarhet, ansågs vara precis en av de egenskaper som hade eftersökts.

De första massiva betongdammarna i Sverige stod färdiga under 1900-talets första år. De fyra kraftverksbyggena längs nedre Lagan – Bassalt, Knäred Övre, Knäred Nedre och Majenfors – kan med sina dammar symbolisera det stora genombrottet för betongdammen. Kraftverken uppfördes av det Sydsvenska kraftaktiebolaget mellan åren 1906 och 1910. Huvuddelen av dammbyggnaderna är massivdammar av betong. I Figur 49 återges dels en vertikalsektion av regleringsdammen vid Bassalt kraftverk och dels fotografier från byggskedet respektive 2010-talet.



Figur 49. Vertikalsektion genom den massiva betongdammen vid Bassalts kraftverk (t.v.). Även det tillfälliga bottenutskovet syns i sektionen. Fotografierna visar dammen under byggskedet respektive nutid (t.h.). Foto från [104] och M Rosenqvist.

Utomlands hade det byggts massivdammav betong ända sedan 1880-talet. Tack vare detta faktum fanns det många erfarenheter från de utländska dammarna att inhämta för ingenjörerna som projekterade de svenska dammarna. Utformningen av de svenska dammarna påminner därför i stor utsträckning om de utländska dammarna. De inre delarna av dammarna består av mager stampbetong försedd med sparsten upp till 20 % av betongens volym. Mot vattensidan och berggrunden användes en fetare betongblandning. Dammarnas uppströmssida försågs med ett lager stålslipad cementputs. Bakom tätskiktet anordnades dräneringsrör för att samla upp och avleda det vatten som eventuellt kunde tänkas tränga in.

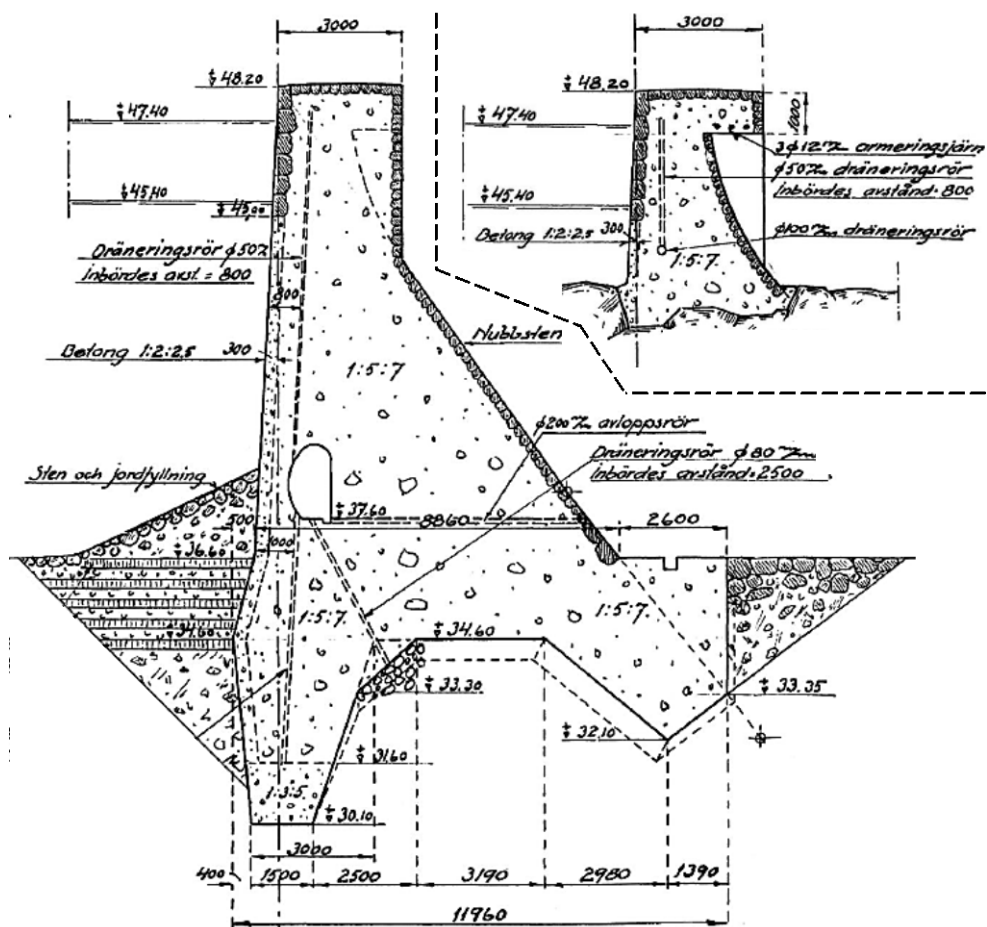
Dammarna uppfördes normalt sett av monoliter om 10–15 m längd. Skiborden och uppströmssidan kläddes ofta med kvaderhuggen sten för att skydda dammen mot strömmande vatten och mekanisk nötning. I vissa fall försågs hela dammen med stembeklädnad av estetiska skäl. Figur 50 och Figur 51 visar den stembeklädda betongdammen vid Skogaby kraftverk. Dammen byggdes åren 1919–1922.

Med tiden visade det sig att den massiva betongdammen drabbades av allvarliga beständighetsproblem. Mager betong i dammens inre delar i kombination med att tätskikt och dräneringsrör inte fungerade som avsett gav upphov till stora läckage genom dammen. Betongen bröts successivt ned när det genomsippande vattnet löste upp cementets beståndsdelar, vilka fördes med vattnet ut ur dammen. Den beskrivna nedbrytningsprocessen kallas vanligtvis för urlakning (avsnitt 7.2).

Urlakningen resulterade i att dammens nedbrytning accelererade i takt med att betongens vattengenomsläpplighet ökade. I dagsläget har många av de massiva betongdammarna, vilka byggdes under tidigt 1900-tal, ersatts med nya dammar eller i omgångar blivit tätade medelst cementinjektering.

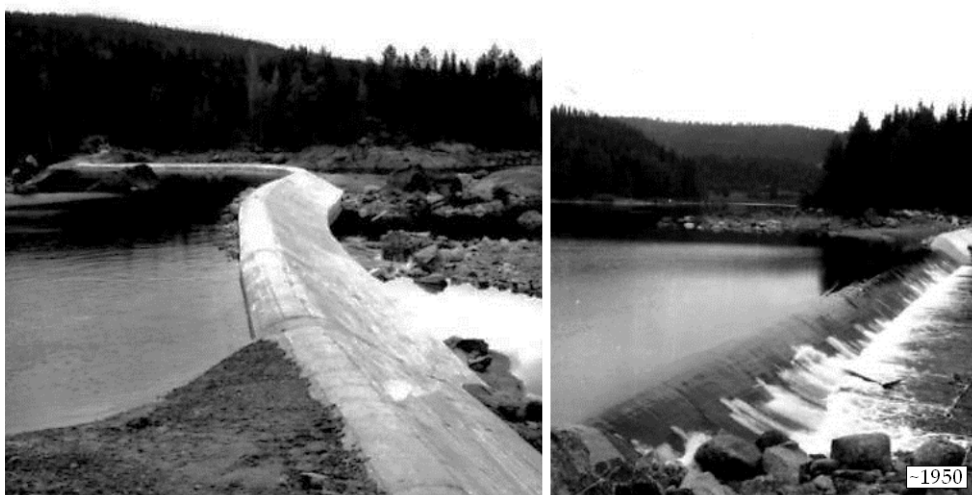


Figur 50. Massivdamm av betong vid Skogaby kraftverk (1919–1922). Foto M Rosenqvist.



Figur 51. Vertikalsektioner av betongdammen vid Skogaby kraftverk. Bilderna från Statkraft via M Hansson.

Att bygga massivdammar av betong kan vara aktuellt även i dagsläget i samband med nybyggnation. Massivdammen utgör exempelvis ett lämpligt alternativ vid anordnandet av grunddammar för att skapa vattenspeglar nedströms kraftverk där den större delen av vattenflödet leds förbi den gamla fallsträckan i tunnlar. I samband med Kilforsens kraftverksutbyggnad (1947–1954) byggdes det ett flertal grunddammar i den gamla fallsträckan. Två av dessa dammar visas i Figur 52.



Figur 52. Flera grunddammar i form av massivdammar av betong byggdes vid Kilforsens kraftverk för att skapa vattenspeglar längs den gamla fallsträckan. Fotografierna från [158] (opublicerad).

Massivdammar av betong används även som överfallsutskov för automatisk reglering av vattennivån i en del magasin. Överfallsutskov benämns också överfallsdamm. En sådan damm finns i Ljusnedalssjön och visas i Figur 53.



Figur 53. Överfallsdamm av betong för automatisk reglering av Ljusnedalssjön. Foto M Rosenqvist.

Massivdamm med frontplatta av armerad betong

I slutet av 1920-talet blev det uppenbart att det inte längre gick att fortsätta bygga dammar med traditionell utformning. Detta på grund av de dåliga erfarenheterna gällande de tidiga massivdammarna. Problemet med det genomsippande vattnet skulle inte heller avhjälpas genom att övergå till cementrik och vattentät betong. Temperaturstegringen i samband med betongens hårdnande skulle nämligen leda till så omfattande sprickbildning att konstruktionen ändå inte skulle bli tät.

Även i Norge hade flera av de massiva betongdammarna drabbats av nedbrytning till följd av urlakning och frostsador. Beträffande Ringedalsdammen, vilken var Norges största massivdamm, utvecklade den norska konsultbyrån Ingeniør Chr. F. Grøner A/S en lösning som innebar att ett nytt tätskikt, i form av en frontplatta i betong, uppfördes på den svårt skadade dammens uppströmssida. Denna lösning kom även att användas i Sverige vid kraftverksbyggen under 1930- och 1940-talet.

Ringedalsdammen

En 521 m lång och som mest 35 m hög massivdamm byggdes i Norge i två etapper mellan åren 1909 och 1918. Dammen byggdes samtidigt som Tyssedals kraftverk och gavs namnet Ringedalsdammen. Den första etappen omfattade en 280 m lång och 16 m hög stenmurverksdamm som stod färdig 1912. Påbyggnaden i den andra etappen utfördes i betong och dammens yttre kläddes med huggen sten. Problem med läckage och frostsador uppstod direkt efter dammens drifttagning. Under 1920-talet genomfördes ett flertal mindre lyckade försök att tätta dammen medelst cementinjektering. Störst omfattning på skadorna återfanns i dammens övre delar.

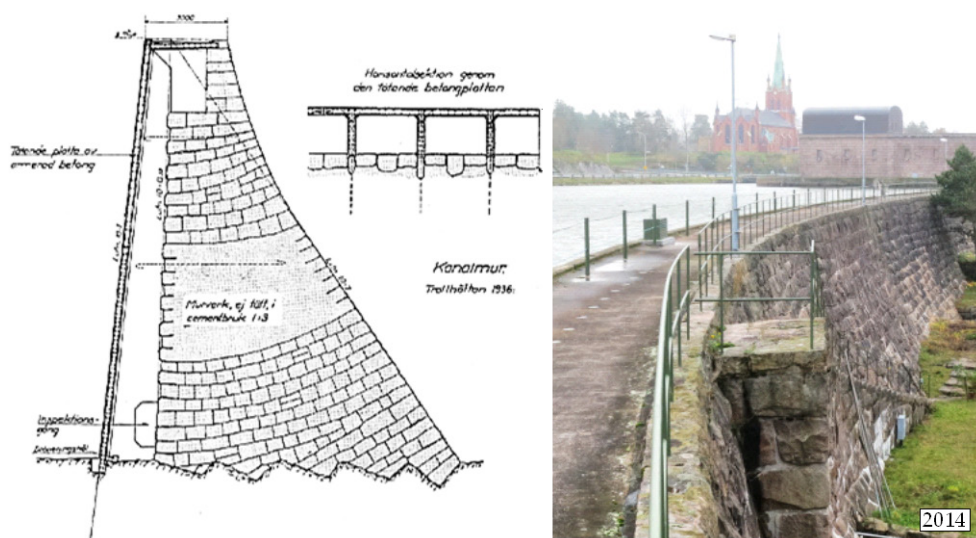
I slutet av 1920-talet var dammen i så bedrövt skick att vattenläckaget under en 24-timmarsperiod i genomsnitt uppgick till 580 liter per sekund. Dammens dåliga skick bedömdes bero på en kombination av bristande kontroll av vattentillsatsen vid betongmassans beredning, dålig kornstorleksfördelning i ballasten, felaktigt utförande av rörelsefogarna, samt felaktig hårdning av betongen. Vidare utsattes dammen årligen för temperatursvängningar inom intervallet -25 - +25 °C till följd av att vattennivån i magasinet successivt sänktes av under vintern.

Ett omfattande reparationsarbete genomfördes vid Ringedalsdammen mellan åren 1929 och 1931. Till följd av att de tidigare försöken med cementinjektering hade misslyckats utprovades istället ett nytt koncept. Huvuddraget i det nya konceptet, utvecklat av den norska konsultbyrån Ingeniør Chr. F. Grøner A/S, var att bygga en vattentät frontplatta av armerad betong på dammens uppströmssida. Plattan bars upp av stöttor, vilka medförde att frontplattan hamnade två meter framför den gamla dammen (Figur 54).

Frontplattan utformades i sektioner om 10–19 m längd. Sektionerna anpassades efter den gamla dammen. Frontplattan försågs med en horisontell rörelsefog 15 m under dammkrönet, samt vertikala rörelsefogar med start 0,5 m ovanför berget. Rörelsefogarna försågs med 1,5 mm tjocka tätningsbleck av koppar och ett 5–10 mm tjockt asfaltskikt. Frontplattan kunde därmed röra sig utan att påverka eller påverkas av den ursprungliga dammen. Utrymmet mellan den gamla dammen och den nya frontplattan kom även att underlätta inspektioner och reparationer. Tack vare frontplattan reducerades även uppträcket under den gamla dammen.

 Energiforsk

Inför den stundande utbyggnaden av Hojum kraftverk bedömde Vattenfall att det norska konceptet var så pass lovande att en av de nya dammarna utformades efter det. Mellan åren 1934 och 1937 lät Vattenfall därför uppföra en 16 m hög och drygt 190 m lång massiv stenmurverksdamm med en frontplatta av armerad betong över ön Önan i Göta älv (Figur 55). Vid en inspektion utförd 10 år senare kunde inget vattenläckage genom frontplattan noteras.



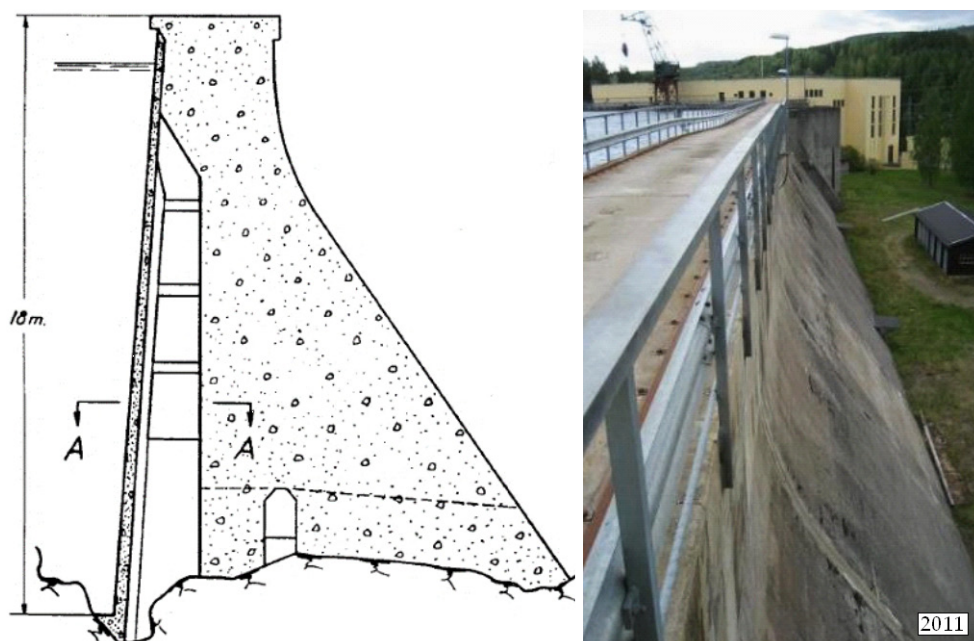
Figur 55. Massiv stenmurverksdamm med frontplatta av hårt armerad betong längs intagskanalen till Hojum kraftverk. Vertikal- och plansektion från [98]. Foto M Rosenqvist.

Stadsforsen

Inför Stadsforsens kraftverksbyggnad, vilken sedermera genomfördes mellan 1935 och 1940, vidareutvecklade Vattenfall konceptet med massivdammen försedd med en frontplatta av armerad betong. Den stödjande stenmurverksdammen ersattes av en dammkropp med betong.

Betongdammarna vid Stadsforsen har en total längd av 535 m och en största höjd av 16 m (Figur 56). Dammarna består av 12 m långa monoliter, vilka avgränsades med rörelsefogar. Ett bockat tätningsbleck av 1 mm rostfri stålplåt utgör tätning i fogarna. I den övre delen av dammarna är frontplattans tjocklek minst 25 cm och som mest 34 cm i den nedre delen.

Betongens cementmängd i den stödjande dammkroppen var 200 kg per m³ jämfört med 350 kg i frontplattan. Silikatcement (LH-cement) användes för att reducera betongens temperaturstegring under hårdnandet. Tack vare betongens ringa värmeutveckling gjöts monoliterna utan anordnandet av särskilda krympfogar. Betongens stighastighet vid gjutningarna fick inte överstiga 15 cm per timme. För att hushålla med cement tillsattes 10 % sparsten i den stödjande dammkroppen.



Figur 56. En massivdamm med frontplatta av armerad betong byggdes vid Stadsforsens kraftverk 1935–1940. Tvärsnitt från [256]. Foto M Rosenqvist.

Vid en inspektion utförd 10 år efter att dammarna hade färdigställts kunde bara tre horisontella sprickor upptäckas i frontplattorna. Inspektionen genomfördes mitt i vintern då betongens sammandragning var som störst och sannolikheten att notera sprickor som högst. De goda erfarenheterna från Stadsforsens massivdammar med frontplattor av armerad betong bedömdes bero på den fördelaktiga utformningen i kombination med ett noggrant arbetsutförande under byggskedet.

Kattstrudeforsen

En annan massivdamm med frontplatta av armerad betong, värd att nämna, är den 150 m långa och som mest 16 m höga dammen vid Kattstrudeforsens kraftverk. På grund av det andra världskrigets utbrott forcerades kraftverksutbyggnaden för att tillgodose det växande kraftbehovet inom landet. Forceringen bestod bland annat i att regleringsdammen uppfördes av betong istället för av jord.

Byggnadsarbetena inleddes 1939 och avslutades 1942. Precis som i Stadsforsen består betongdammen i Kattstrudeforsen av en stödjande massiv dammkropp och framför denna en vattentät frontplatta av armerad betong. I ett av fotona i Figur 57 syns stöttorna mellan den massiva dammkroppen och den vattentäta frontplattan.

Betongdammen över älvens djupfåra utformades med åtta 12 m långa monoliter, en 10 m lång landfästesmonolit för anslutning till höger strands jorddamm, samt ett utskovsparti för anslutning mot vänster strand. Frontplattans tjocklek är minst 25 cm i den övre delen och som mest 32 cm i den nedre delen. Ransoneringen av det rena portlandcementet resulterade i att endast frontplattan fick uppföras med A-silikatcement. I de grova dammpelarna och i den stödjande dammkroppen användes istället E-silikatcement.

Betongdammen som byggdes vid Midskogsforsens kraftverk mellan åren 1941 och 1944 kom att bli den sista dammen i landet av den aktuella typen. Den avgörande anledningen var att kostnaderna för dammtypen var så höga att de blev svåra att försvara gentemot andra typer av betongdammar, till exempel lamelldammen.



Figur 57. Regleringsdammen vid Kattstrudeforsens kraftverk. Frontplattan av armerad betong bärs upp av otaliga stöttor som vilar på den bakomstående massiva dammkroppen. Foto M Rosenqvist.

10.2 LAMELLDAMMAR

Utvecklingen av lamelldammen inleddes under tidigt 1900-tal men fick inget större genomslag i Sverige förrän vid mitten av 1930-talet. Till skillnad från den massiva dammen utnyttjar lamelldammen en del av vattentrycket som stabiliserande kraft. Tack vare denna egenskap blev det möjligt att reducera dammens egenvikt med stora besparingar i form av minskade material- och arbetskostnader som resultat. Lamelldammens utveckling kulminerade i Sverige i och med att landets största betongdamm uppfördes vid Storfinnforsens kraftverksbygge. Till dammtypen räknas ambursendammen, samt den grova respektive tunna lamelldammen.

Ambursendamm

Strax efter sekelskiftet 1900 ansökte den norskfödde ingenjören Nils F Ambursen om patent på en ny typ av betongdamm. I all sin enkelhet bestod dammen av en lutande armerad betongplatta, vilken överförde vattenlasten till berggrunden via vertikalt stående stödpelare. Utformningen av dammen förenklade inspektioner och eventuella lagningsarbeten. Dammtypen kom att kallas ambursendamm efter sin upphovsman. Ambursendammen blev särskilt populär i USA till följd av att Ambursen var yrkesverksam där och effektivt kunde marknadsföra sin damm.

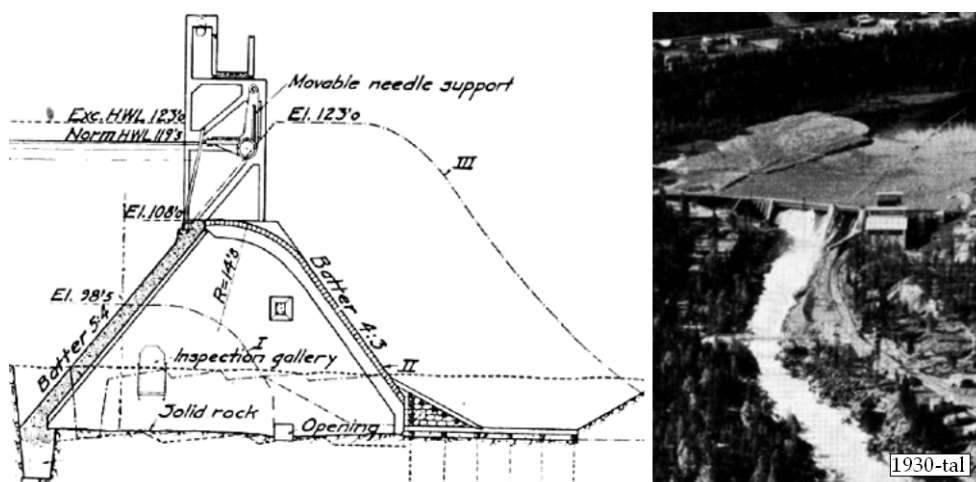
Den första svenska ambursendammen uppfördes i samband med Bullerforsens kraftverksbygge under åren 1907–1910. Dammen bestod av ett kröndammsparti och ett utskovsparti med en total längd av 190 m och en största höjd av 14 m. I början av 1930-talet konstaterades oroväckande skador i betongplattan i form av droppande vatten och mindre vattenstrålar. Det var framförallt betongvalvet mot uppströmssidan som uppvisade de allvarligaste skadorna. Reparationer medelst cementinjektering visade sig vara lönlösa och hela dammen revs ut och ersattes med en ny damm i slutet av 1980-talet.

I Porjus uppförde Vattenfall två skibordsdammar i samband med kraftverksbygget mellan åren 1910 och 1915. De två dammarna av ambursentyp utformades med en största höjd av 14 m och en längd av 82 respektive 115 m. De vertikala stödpelarna placerades med ett inbördes avstånd om 6 m. Precis som för ambursendammen i Bullerforsen drabbades dammarna i Porjus av likartad nedbrytning. Reparationer utfördes runt 1930 genom att dammen försågs med ett lager hastigt bindande bruk på nedströmssidan. Därefter injekterades de läckande partierna med cementbruk. Precis som i Bullerforsen avhjälpes aldrig problemen i Porjus och dammarna ersattes med stenfyllningsdammar i slutet av 1970-talet.

I samband med Norrfors kraftverksutbyggnad under åren 1924–1926 lät Vattenfall uppföra en 203 m lång skibordsdamm av ambursentyp. Dammen togs ur bruk och överdämdes när det nya kraftverket i Stornorrfors färdigställdes i slutet av 1950-talet. Vid denna tidpunkt hade skibordsdammen i Norrfors också drabbats av allvarliga skador till följd av olika typer av betongnedbrytning.

Ytterligare ett exempel på en ambursendamm är dammen som byggdes i samband med Svartåfors kraftverksutbyggnad under åren 1918–1919. Dammen är 80 m lång och har en största höjd av 12 m. Dammen vid Svartåfors är i slutet av 2010-talet en av få kvarvarande exemplar i landet och Riksantikvarieämbetet har bedömt att hela anläggningen är *”särskilt bevarandevärd”*.

Den sista dammen av ambursentyp som byggdes i Sverige är utskovsdammen vid Krångfors kraftverk, vilket uppfördes under åren 1926–1928. Kraftverket byggdes ut i en andra etapp under åren 1946–1948, vilket medförde en höjning av dammen om sex meter. En vertikalsektion av dammen efter den första utbyggnadsetappen återges i Figur 58. I sektionen finns även konturerna inritade av utskovsdammens ursprungliga utformning (dammen höjdes med fyra meter under byggskedet), samt den tilltänkta utformningen efter kraftverkets andra utbyggnadsetapp.



Figur 58. Utskovsdamm av amburstyp vid Krångfors kraftverk. Vertikalsektion och fotografi från [239].

Grov lamelldamm

Den grova lamelldammen fungerar huvudsakligen som en gravitationsdamm av traditionell typ. Skillnaden i jämförelse med massivdammen är att monoliterna i lamelldammen består av en frontplatta och en stödpelare. Dammens utformning underlättar därmed berggrundens dränering, vilket i sin tur leder till reducerat vattenuppträck under dammkroppen. I de flesta fallen konstruerades den grova lamelldammen med en vertikal eller mycket brant lutande frontplatta. Detta innebär att dammens stabilitet i första hand upprätthålls av egenvikten.

I Sverige stod den grova lamelldammen förebild för ett flertal regleringsdammar som byggdes under 1930- och 1940-talet. Under de därpå följande decennierna kom mer eller mindre modifierade varianter av den grova lamelldammen att användas i utskovspartier för anslutning till jord- och fyllningsdammar.

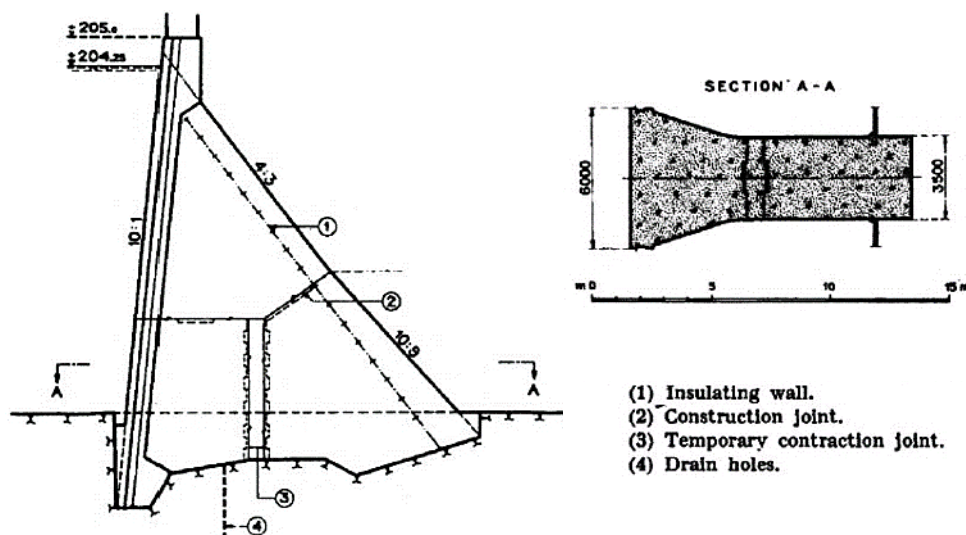
Krångede

Den första grova lamelldammen i Sverige byggdes åren 1933–1936 i samband med Krångede kraftverksutbyggnad (Figur 59). Betongdammen är 220 m lång och har en största höjd av 18 m. De 6 m breda monoliterna består av en frontplatta närmast uppströmssidan och bakom den en 3,5 m bred stödpelare (Figur 60). Frontplattan utformades svagt lutande. Mellan stödpelarna monterades isoleringsväggar för att tillåta uppvärmning av dammen och på så sätt skydda frontplattan från frysning.

Ytterligare dammar av Krångede-typ uppfördes i samband med andra kraftverksutbyggnader under den senare delen av 1930-talet. En av dessa anläggningar är Långhags kraftverk som byggdes mellan åren 1936 och 1939. Den cirka 15 m höga lamelldammen delades upp i 5 m breda monoliter. Limhamn standardcement, i tillsats om 325–350 kg per m³ betong, användes eftersom cementet hade långsam värmeutveckling i jämförelse med andra standardcement. Trots vetskapen om att Limhamn silikatcement (LH-cement) hade ännu fördelaktigare värmeutveckling valdes detta cement bort på grund av för lite praktiska erfarenheter.



Figur 59. En grov lamelldamm uppfördes vid Krångede kraftverk 1933–1936. Foto M Rosenqvist.



Figur 60. Vertikalsektion av den grova lamelldammen som byggdes vid Krångede kraftverk 1933–1936 (t.v.) samt plansektion av en monolit (t.h.). Bilderna från [38].

Den grova lamelldammen vid Skogsforsens kraftverk, uppförd 1937–1939, är också byggd enligt Krångede-typ. I dammens mittenparti har monoliterna en största höjd av 17 à 18 m. Ytterligare en lamelldamm av Krångede-typ, värd att nämna, är den vid Kinna kraftverk. Dammen byggdes åren 1937–1939 och var vid fullbordandet en av Sveriges högsta gravitationsdammar med en största höjd av 32 m.

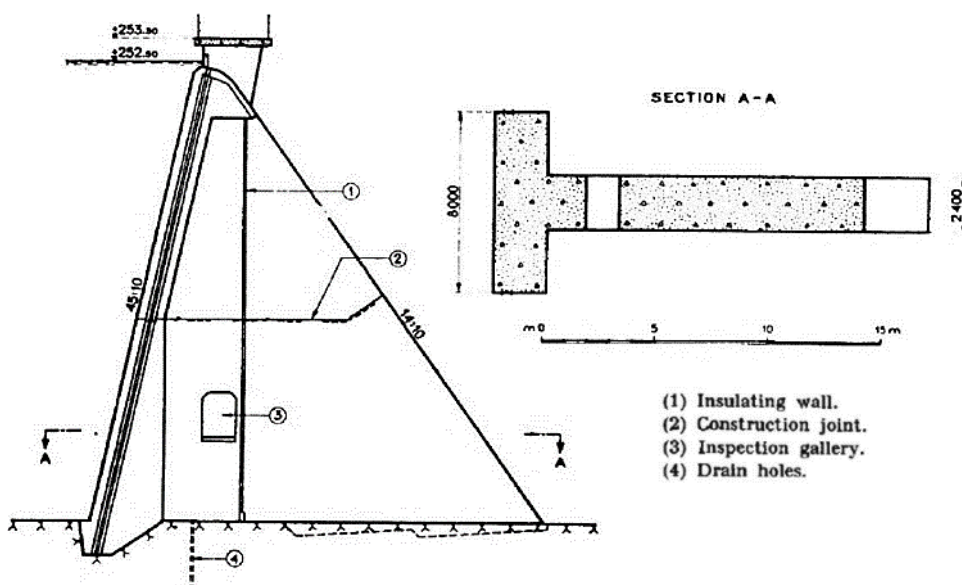
Bålforsen

I samband med Bålforsens kraftverksutbyggnad, vilken genomfördes mellan åren 1954 och 1958, uppfördes det en grov lamelldamm med en något större lutning på frontplattan (Figur 61). Dammens krönlängd är 530 m och dess största höjd 32 m. Monoliterna i dammen är 8 m breda, varav stödpelarna är 2,4 m breda (Figur 62).

För att monoliterna i utskovsdammen skulle erhålla tillfredsställande stabilitet i sidled, utformades stödpelarna ihåliga med en konstant bredd av 8 m. Dammen försågs med isoleringsväggar av betong på nedströmssidan med syftet att minska temperaturvariationerna i frontplattan. Under 2010-talet försågs dammen med en ny isoleringsvägg som även täcker in stödpelarna. Därmed åstadkoms reduktion av årliga temperaturvariationer i hela dammkonstruktionen.



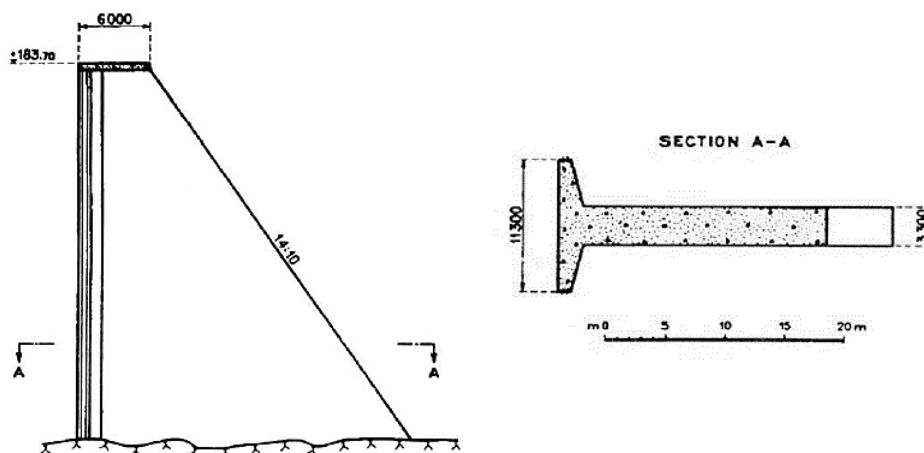
Figur 61. En grov lamelldamm uppfördes vid Bålforsens kraftverk 1954–1958. Foto M Rosenqvist.



Figur 62. Vertikalssektion av den grova lamelldammen som byggdes vid Bålforsens kraftverk 1954–1958 (t.v.) samt plansektion av en monolit (t.h.). Bilderna från [38].

Långbjörn

I samband med kraftverksbygget i Långbjörn, åren 1956–1959, använde Vattenfall för första gången glidformsteknik för gjutning av utomhus belägna konstruktioner. För att möjliggöra glidformsgjutning av den grova lamelldammen i utskovspartiet konstruerades monoliterna med en vertikal frontplatta (Figur 63). Monoliterna har en bredd av 11,3 m och en största höjd av 32 m. Tack vare de goda erfarenheterna som Vattenfall erhöll i Långbjörn kom glidformsgjutning också till användning vid bygget av betongdammarna under Stornorrfors och Porsi kraftverksutbyggnader.



Figur 63. Vertikalsektion av den grova lamelldammen som byggdes vid Långbjörns kraftverk 1956–1959 (t.v.) samt plansektion av en monolit (t.h.). Bilderna från [38].

Tunn lamelldamm

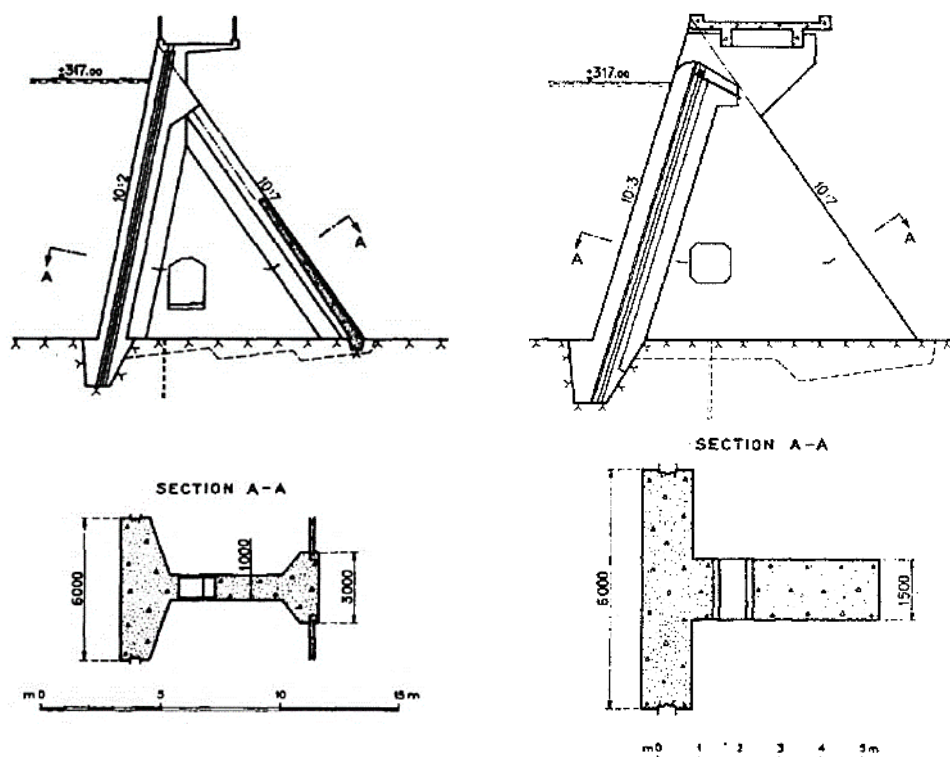
Den tunna lamelldammen utformades vanligtvis med en bruten, och i många fall kraftigt lutande, frontplatta. Syftet var att kunna tillgodoräkna en större andel av den vertikala vattenlasten som stabiliserande kraft. I enstaka fall stod dammens egenvikt endast för 60 % av erforderlig stabiliserande kraft. Till följd av en slank konstruktion uppnåddes dock stora besparingar i materialkostnader. Den tunna lamelldammens monoliter konstruerades normalt sett med en bredd av 8–11 m.

En oroväckande svaghet med den tunna lamelldammen var att sidostabiliteten hos monoliterna drastiskt försämrades vid större konstruktionshöjder. I händelse av att militära handlingar skulle leda till att en eller flera monoliter kollapsade fanns det farhågor om att ytterligare monoliter skulle ge vika till följd av dålig sidostabilitet. Med syftet att förbättra den tunna lamelldammens sidostabilitet försågs flera av de höga dammarna med horisontella stöttor som placerades mellan stöpelarna.

Hammarforsen och Mörsil

Övergången från den grova till den tunna lamelldammen kan representeras av den damm som byggdes i början av 1940-talet i samband med den andra utbyggnads-etappen av Hammarforsens kraftverk. Den byggda betongdammen betraktas som ett mellanting mellan den grova och tunna lamelldammen. En nästintill liknande

damm stod färdig vid Mörsils kraftverk 1948. Dammens största höjd är 15 m och monoliternas bredd är 6 m. Dammens frontplatta lutar svagt, vilket medgav att stödpelarnas tjocklek i dammens icke överströmningsbara del kunde reduceras (Figur 64). Den överströmningsbara delen av dammen utformades däremot enligt principen för den grova lamelldammen.

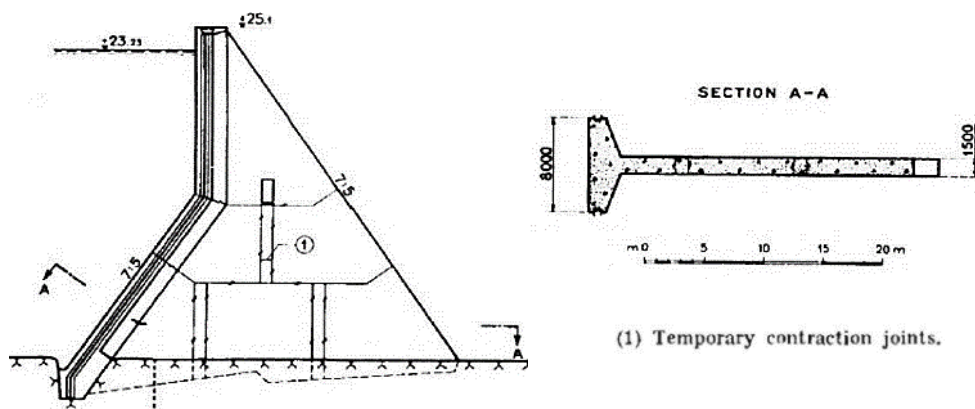


Figur 64. Vertikal- och plansektion av den icke överströmningsbara (t.v.) respektive överströmningsbara delen (t.h.) av lamelldammen vid kraftverket i Mörsil. Kraftverket stod färdigt 1948. Bilderna från [38].

Nästa steg i utvecklingen av den tunna lamelldammen i Sverige togs i samband med Selsforsens kraftverksutbyggnad mellan åren 1941 och 1944. Den 20 m höga dammen har en bruten frontplatta där den övre delen, med en höjd av 5,5 m, nästintill är vertikal medan den nedre delen är kraftigt snedställd.

Ljusne Strömmar

Den första riktigt stora dammen av typen tunn lamelldamm uppfördes i samband med Ljusne Strömmars kraftverksutbyggnad mellan åren 1946 och 1949. Dammen är 210 m lång och som mest 30 m hög (Figur 7). Monoliternas bredd är 8 m medan stödpelarnas tjocklek är 1,5 m. Frontplattan bryts i höjd med utskovströsklarna, där den övre delen är helt vertikal medan den nedre delen lutar kraftigt (Figur 65). Frontplattans tjocklek är minst vid anslutningen mot de intilliggande monoliterna och ökar successivt i riktning mot stödpelaren (Figur 65 och Figur 66).



Figur 65. Vertikalsektion av den tunna lamelldammen som byggdes vid Ljusne Strömmars kraftverk 1946–1949 (t.v.) samt plansektion av en monolit (t.h.). Bilderna från [38].

I samband med betonggjutningarna utnyttjades två monoliter av samma höjd för jämförelser mellan långsamt hårdnande Limhamn LH-cement (silikatcement) och Limhamn standardcement. Det senare cementet användes nämligen till de övriga delarna av dammen. Jämförelserna visade att risken för sprickbildning markant reducerades vid användning av Limhamn LH-cement. Dessa resultat ledde till att valet av cementsort ofta föll på LH-cement vid efterföljande kraftverksbyggen. För ytterligare information om jämförelserna hänvisas det till avsnitt 4.1.2.



Figur 66. Nedströmsvy över fem monoliter till den tunna lamelldammen som byggdes vid Ljusne Strömmars kraftverk mellan åren 1946 och 1949. Foto M Rosenqvist.

Mellan åren 1948 och 1952 uppfördes det vid Granfors kraftverk en nästintill, med Ljusne Strömmar, identisk lamelldamm med en ungefärlig längd av 150 m och en största höjd av cirka 38 m. En av de större skillnaderna gentemot dammen vid Ljusne Strömmar är att Granfordsdammens stödpelare har en tjocklek av 1,2 m.

Storfinnforsen och Ramsele

Utvecklingen av den tunna lamelldammen kulminerade i och med uppförandet av de två betongdammarna vid kraftverken i Storfinnforsen och Ramsele. Dammen vid Storfinnforsen, med en längd av 800 m och en största höjd av 40 m, byggdes mellan åren 1949 och 1954 (Figur 67). Dammen vid Ramsele, med en längd av 400 m och en största höjd av 38 m, uppfördes mellan åren 1954 och 1958.

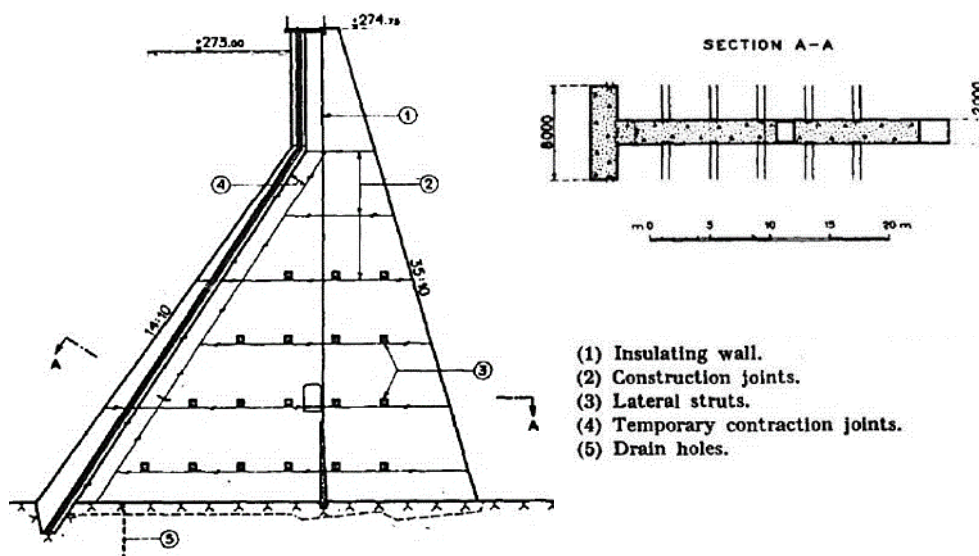


Figur 67. En tunn lamelldamm byggdes vid Storfinnforsens kraftverk 1949–1954. Foto M Rosenqvist.

I likhet med de tunna lamelldammarna vid Ljusne Strömmar och Granfors har de två dammarna vid Storfinnforsen och Ramsele bruten frontplatta. Den övre delen är vertikal och den nedre delen snedställd (Figur 68). Monoliternas bredd är 8 m medan stödpelarens tjocklek är 2 m. Med syftet att förbättra sidostabiliteten hos monoliterna försågs dammarna vid Storfinnforsen och Ramsele med horisontella stöttor mellan stödpelarna. För att underlätta formbyggnadsarbetet utformades frontplattan med enhetlig tjocklek i plansektion. I vertikalsektion är frontplattan 1,2 m tjock vid krönet och närmare 2,6 m vid anslutningen mot berggrunden.

Den största skillnaden mellan de två dammarna i Storfinnforsen och Ramsele är att den förra uppfördes med Limhamn standardcement och den senare med Limhamn LH-cement. Följaktligen uppvisar dammen i Ramsele mindre omfattande sprickbildning än vad dammen i Storfinnforsen gör. Med syftet att hindra frysning av frontplattorna försågs dammarna med isoleringsväggar på 1990-talet. I mitten av 2010-talet ersattes dessa med nya isoleringsväggar som även täcker in stödpelarna.

Till följd av successivt stigande material- och arbetskostnader minskade byggandet av betongdammar gradvis under 1950-talet. Det blev mer ekonomiskt fördelaktigt att bygga jord- och stenfyllningsdammar. Trots kostnadsökningen byggdes det två stora lamelldammar i början och i mitten av 1960-talet. Den ena var en 190 m lång och som mest 26 m hög damm vid Tuggens kraftverk (1957–1962). Den andra var en 304 m lång och som mest 30 m hög damm vid Rätans kraftverk (1964–1968). De två dammarna var båda av typen tunn lamelldamm och visas i Figur 69.



Figur 68. Vertikalsektion av den tunna lamelldammen som byggdes vid Storfinnforsens kraftverk 1949–1954 (t.v.) samt plansektion av en monolit (t.h.). Bilderna från [38].



Figur 69. Betongdammar av typen tunn lamelldamm uppfördes vid kraftverken i Tuggen åren 1957–1962 (t.v.) samt i Rätan åren 1964–1968 (t.h.). Foto M Rosenqvist.

10.3 VALVDAMMAR

Valvdammar lämpar sig bäst att bygga i smala och djupa dalgångar. På grund av den flacka topografin i Sverige är följaktligen de naturliga förutsättningarna för valvdammar mindre gynnsamma jämfört med många andra länder. De svenska dalgångarna är överlag breda och grunda. Endast ett fåtal valvdammar har därför uppförts i Sverige och då på platser med goda förutsättningar.

De första valvdammarna i landet byggdes under inledningen av 1900-talet. Dessa dammar var dock ofta av relativt blygsamma mått vad gäller spännvidd och höjd. Dammarna konstruerades vanligtvis som en sammanhängande monolit av mer eller mindre oarmerad betong. Några exempel på de tidiga valvdammarna är de som byggdes vid kraftverken i Gullspång, Klinte och Brunnshult.

Så småningom uppfördes det även valvdammar av armerad betong. Armeringens syfte var att reducera risken för sprickbildning till följd av betongens temperaturstegring samt efterföljande krympning. Om sprickor likväl uppstod skulle de bli mindre och jämnt fördelade över konstruktionen. Sprickorna skulle därmed få mindre betydelse för dammens säkerhet. Tack vare armerad betong kunde även valvdammens tvärsnitt reduceras med materialbesparingar som resultat.

Valvdammar av oarmerad betong uppfördes sällan med höjder över 15 m. Senare dammar av armerad betong nådde däremot höjder upp mot 25 m eller mer. De två största valvdammarna i landet – Krokströmmen och Vargfors – byggdes åren runt 1950 respektive 1960. Dessa två dammar når båda ungefär 45 m i höjd.

Mindre känt gällande svenska valvdammar är att Vattenfall redan i slutet av 1910-talet hade långt gångna planer för en valvdamm med spännvidd om cirka 300 m och största höjd uppåt 40 m. Det var det växande behovet av elkraft i den norra delen av landet som påkallade en fortsatt kraftverksutbyggnad i Stora Lule älv. Kraftverksbygget planerades till Harsprånget, dels på grund av en koncentrerad forssträcka med hög fallhöjd och dels på grund av närheten till det då nyligen färdigställda kraftverket i Porjus. I Figur 70 visas konstnären Karl Hultströms vision av Vattenfalls planer för kraftverkets och valvdammens utformning.

Till följd av 1920-talets kris i efterdyningarna av det första världskriget slutfördes aldrig kraftverksutbyggnaden. En del förberedande arbeten hade hunnit utföras innan arbetena slutligen avbröts. Bland annat hade ett enormt betongfundament till fångdammen uppströms om den blivande valvdammen gjutits under vatten mellan hösten 1920 och våren 1922. Ungefär samtidigt som fundamentet hade färdigställts avbröts arbetet med Harsprångets första kraftverksutbyggnad.

Inte förrän 1946 skulle byggnadsarbetena återupptas i Harsprånget. Planerna på en valvdamm hade däremot skrinlagts. Istället uppfördes det en stenfyllningsdamm med tätskärm av armerad betong; se vidare i avsnitt 10.5 om fyllningsdammar.



Figur 70. Del av den tavla där konstnären Karl Hultström ger sin bild av Vattenfalls planer för Harsprångets första kraftverksutbyggnad. Fotografiet från [56].

Gullspång

Byggnationen av landets första valvdamm inleddes av Gullspånga Kraftaktiebolag år 1906 och avslutades två år senare. Totalt mäter dammen cirka 65 m i längd och 20 m i höjd. Valvdammen gjöts i en sektion och är endast svagt armerad. I början av 1920-talet konstaterades skador av olika omfattning i dammen. Framförallt var det användningen av betong med låg kvalitet som hade orsakat urlakning och läckage. Valvdammen har sedan dess reparerats och förstärkts i omgångar.

Klinte och Brunnshult

Mellan 1908 och 1910 uppförde det nybildade Stenkville-Klinte Kraftaktiebolag två valvdammar i samband med bolagets kraftverksutbyggnader. I vardagligt tal kom dammarna att kallas Klintedammen respektive Brunnshultadammen. Dammen i Klinte är 80 m lång och som mest 13 m hög (Figur 71). Motsvarande dimensioner för Brunnshultadammen är 45 respektive 10 m (Figur 72). De båda dammarna är endast sparsamt armerade. Under årens lopp har de båda dammarna i flera omgångar varit föremål för reparationsarbeten.



Figur 71. En av landets första valvdammar byggdes vid Klinte kraftverk 1908–1910. Foto Y Helmfrid Schwartz.

Gideåbacka

Vid Gideåbackas kraftverksbygge, åren 1916–1918, uppfördes det en 40 m lång och som mest 26 m hög valvdamm i betong (Figur 73). När dammen invigdes var den högst i Sverige. Vid dimensioneringen antogs det att dammen skulle utsättas för temperaturer mellan -25 och +25 °C. För att minimera temperaturspänningarna i dammen utformades valvets anfang som leder. Valvet gjöts i en sektion av betong med blandningsförhållandet 1:3:4. Betong i blandning 1:2:2 användes till tätskiktet närmast uppströmssidan. Dräneringsrör gjöts in i gränsskiktet mellan de två betongblandningarna. Valvdammen är 2 m tjock vid krönet och 5 m vid bottnen.



Figur 72. Valvdammen som byggdes vid Brunnshtults kraftverk 1908–1910. Foto Y Helmfrid Schwartz.

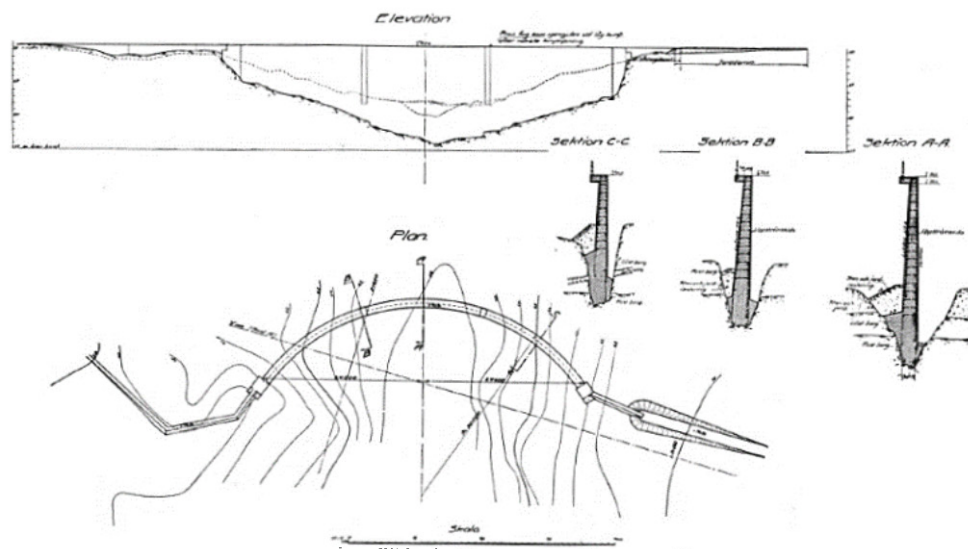


Figur 73. Valvdammen som byggdes vid Gideåbacka kraftverk 1916–1918. Bilden från [137].

Norrfors

Vid kraftverksbygget i Norrfors, åren 1924–1926, uppfördes det en valvdamm med krönlängden 48 m och största höjden 10 m. Valvet gjöts i tre sektioner med mellanliggande 1 m breda avsvalningsfogar. Fogarna gjöts igen vid ett senare tillfälle då kall väderlek rådde. Till gjutningarna användes betong av blandning 1:2,6:2,6. Ytterst försågs valvet med två lager sprutputs om vardera 10 mm.

Valvets tjocklek var 0,45 m vid krönet och 1,20 m vid bottnen. Nedströmssidan utformades vertikal medan uppströmssidan svagt lutande (Figur 74). Dammen förbereddes även för en framtida höjning om 5 m. För att öka valvets styvhet försågs dammen med en gångbana på krönet. Valvdammen kom att kallas Tvärödammen i vardagligt tal. Dammen togs ur bruk i slutet av 1950-talet i samband med fullbordandet av Stornorrfor kraftverksutbyggnad.



Figur 74. Valvdammen, även kallad Tvärdammen, vid det utrivna Norrfors kraftverk. Bilderna från [113].

Krokströmmen

Efter flera utredningar beslutade Örebro Elektriska Aktiebolag, dotterbolag till Gullspåns Kraftaktiebolag, att år 1947 igångsätta en kraftverksutbyggnad vid Krokströmmen. För älvens uppdämning föreslog Vattenbyggnadsbyrån en 45 m hög valvdamm med krönlängden 160 m. Valvdammen färdigställdes år 1952 och var då den högsta dammen av sitt slag i landet. Dammens vänstra anfang stöder mot berg medan det högra anfanget mot utskovspartiet. Betong med Limhamn LH-cement användes vid gjutningarna. Under byggnadsarbetet delades dammen upp i 8,3 m breda monoliter, mellan vilka det anordnades avsvalningsfogar. Inga sprickor kunde påträffas i monoliterna två år efter dammens färdigställande.

Vargfors

I samband med Vargfors kraftverksbygge, mellan åren 1958 och 1961, uppförde också Vattenfall en hög valvdamm (Figur 75). Valvet har en krönlängd av 170 m och en största höjd av 45,5 m. Dammens vänstra anfang stöder mot den branta dalsidan medan det högra anfanget mot utskovspartiet. Det senare utformades med massiva pelare och trösklar. Valet att bygga en valvdamm grundades på att det ställdes krav på timmerflottning i älvfåran under byggskedet. Alternativet att istället uppföra en fyllningsdamm, trots att det skulle bli billigare, bedömdes därför som mindre lämpligt.

Valvdammens uppströmssida utformades lodrät medan nedströmssidan svagt lutande. Nedströmssidan försågs med en skärmvägg av betong förbunden med valvet genom betongstöd. Skärmväggen skapar ett isolerande luftskikt, vilket minskar temperaturvariationerna och därmed spänningarna i valvet. Vargfors kraftverksbygge blev det första stora byggprojekt som Vattenfall lämnade ut på entreprenad. För arbetenas genomförande ansvarade Nya Asfalt AB (idag NCC).



Figur 75. Valvdammen som uppfördes vid Vargfors kraftverk under åren 1958–1961. Foto M Rosenqvist.

Under byggskedet delades valvdammen in i 16 stycken 10,8 m breda monoliter, mellan vilka det lämnades krympfogar med en bredd av 1,2 m. Inga horisontella gjutfogar anordnades i monoliterna. Krympfogarna gjöts igen vid en tidpunkt då låg lufttemperatur rådde och när en stor del av betongens krympning inträffat. Monoliterna gjöts med en av AB Byggförbättring speciellt utvecklad glidform.

Betongarbetena bedrevs under veckans alla dagar med hjälp av fyra roterande arbetslag. Betongens stighastighet varierade mellan 0,1 till 0,2 m per timme. Således färdigställdes en monolit på mellan 12 och 15 dygn.

10.4 SERIEVALVSDAMMAR

En annan typ av valvdamm är serievalvsdammen. Denna dammtyp består av ett flertal mindre valv som sammanlänkas av stödpelare. Det var den amerikanske ingenjören John S Eastwood som utvecklade serievalvsdammen i början av 1900-talet. Kännetecknande för dammtypen är de cylinderformade och lutande valven som bär upp vattenlasten. Valven stöts i sin tur av pelarna, vilka för ned lasten till berggrunden. Stödpelarna förbinds ibland med horisontella stagbalkar, vilka förankras i berget vid dammens båda ändar. Serievalvsdammen benämns även flerspännig valvdamm.

Trots ett flertal motgångar för Eastwood, i form av förlorade kontrakt, lyckades han till sist sälja in sitt koncept inför ett kommande dammbygge i USA. Mellan åren 1908 och 1909 byggdes Lake Hume Dam som därmed blev världens första serievalvsdamm av armerad betong. Dammtypen vann snabbt acceptans och ett stort antal serievalvsdammar byggdes i USA under 1900-talets första decennier.

En av många fördelar med serievalvsdammen var den låga materialkostnaden till följd av den slanka konstruktionen. Vidare var det enkelt att upptäcka skador hos konstruktionen då valvens nedströmssidor var enkla att inspektera. Slutligen bör det nämnas att några incidenter i USA visade att serievalvsdammen även tålde en viss grad av överströmning utan att gå till brott.

Suorva

Inför den första regleringen av sjön Suorvajaure, långt upp i Stora Lule älv, fanns det två förslag på utformning av de två dammar som behövde byggas. Det första förslaget var stenfyllningsdammarna med lutande tätkärna av "*stampad pinnmo*", det vill säga morän. Det andra förslaget innebar betongdammarna. När det visade sig att berget var av dålig beskaffenhet och det i Suorva inte fanns någon lämplig jord till dammarnas tätande kärnor övergavs planerna på fyllningsdammarna. Istället fick den svenske ingenjören P Wahlman, verksam vid ingenjörfirman R D Johnson & P Wahlman i New York, i uppdrag att göra en utredning om det lämpligaste sättet att konstruera Suorvadamarna. Wahlman rekommenderade serievalvsdammarna.

Ur svenskt perspektiv var serievalvsdammen mer eller mindre okänd vid denna tidpunkt. För att Vattenfall skulle kunna bedöma Wahlmans förslag skickades, år 1919, den unge ingenjören Åke Alin på en studieresa till USA. Resan varade i inte mindre än ett och ett halvt år. Målet med studieresan var att insamla kunskap och skapa förståelse kring olika typer av amerikanska dammkonstruktioner.

Med utgångspunkt i Alins rapportering framstod serievalvsdammen som det mest lämpliga alternativet av både tekniska och ekonomiska skäl. Det sprickiga berget skulle inte leda till några särskilt stora svårigheter ifall serievalvsdammen valdes. Vidare skulle mängden byggnadsmaterial bli lägre med serievalvsdammen, samt att dammen enkelt skulle kunna förberedas för framtida höjningar.

De inledande byggnadsarbetena vid de två dammarna påbörjades 1922. Den östra dammen kom att bestå av 15 valv och bli 240 m lång. Den västra dammen kom att bestå av 11 valv och bli 168 m lång. Dammarnas största höjd över berget blev cirka 14 m. Valven fick en spännvidd om 12 m, samt en lutning om 45°. Valvens tjocklek vid krönet och botten blev 0,8 respektive 1,7 m. De ursprungliga dammarna dimensionerades för att vid en senare tidpunkt kunna höjas med 7 m.

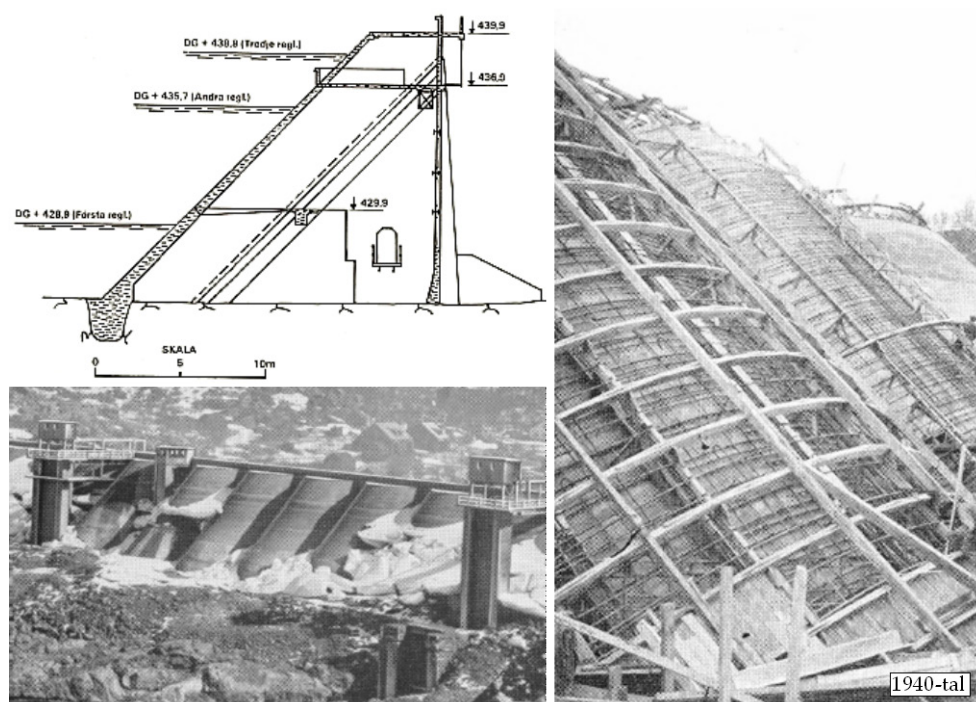
Utprovning av lämpliga betongblandningar utfördes i laboratoriet med tillgängliga material. Dålig tillgång på natursand av god kvalitet i dammarnas närhet ledde till att stenmaterial fick krossas till sand. Cement från fyra olika fabriker användes vid utprovningen. Till slut blev det cement från fabriken i Rute och Slite som köptes. Dock uppvisade cementet från Rute ojämn kvalitet varför det främst användes i stödpelare och landfästen. Cementet från Slite användes till valven.

Två betongblandningar användes vid gjutningarna. Den första typen var en grovbetong med 180 kg cement per m³ betong. Grovbetongen var avsedd för pelarnas bakkanten och den skulle bearbetas genom maskinstampning. Konsistensen skulle ligga mellan "*torr*" och "*våt*". Den andra typen av betong benämndes fetbetong och skulle användas till valv och pelarnosar. Mängden cement i fetbetongen var 330 kg per m³. Betongen bearbetades genom "*lätta planstötter eller klappning med skyffel*".

I den första etappen gjöts stödpelarna till full höjd och i den andra etappen valven. Betonggjutningarna utfördes i ett svep för att undvika gjutfogar. När gjutningarna hade slutförts försågs valvens uppströmssida med två lager sprutputs om vardera 10 à 12 mm tjocklek. Putsen var av blandning 1:2,5. De två serievalvsdammarna vid Suorva, byggda av armerad betong, stod färdiga att tas i bruk år 1923.

Redan vid mitten av 1930-talet hade kraftbehovet i Norrland växt så till den grad att Suorvadamman behövde höjas. Mellan åren 1937 och 1941 höjdes dammarna med 7 m enligt de ursprungliga planerna. Precis som vid utbyggnaden 1922–1923 uppstod det problem till följd av den dåliga tillgången på fullgott naturgrus. Tack vare tillsats av det luftporbildande medlet Tricosal Normal (avsnitt 4.5) kunde betong av tillräckligt hög kvalitet framställas.

Knappt hade arbetet med den första höjningen avslutats innan det fattades beslut om en andra höjning. Denna gång gällde höjningen 3 m. De två dammarna skulle därefter nå en största höjd över berget om 24 m (Figur 76). Efter höjningen, vilken genomfördes åren 1942–1944, hade dammarna blivit 316 respektive 291 m långa. Vid den andra och tredje utbyggnaden användes silikatcement (LH-cement). Betongen proportionerades i övrigt enligt det då rådande kunskapsläget.



Figur 76. Serievalsdamman vid regleringsmagasinet Suorva nådde full höjd efter den tredje utbyggnaden 1942–1944. De föregående utbyggnadsetapperna var 1922–1923 respektive 1937–1941. Bilderna från [159].

De ursprungliga dammarna från 1922–1923 hade inte dimensionerats för den sista höjningen varför frågan om valvens bärförmåga krävde lösning. Problemet löstes genom inbyggnad av valv och stödpelare på nedströmssidan. Inbyggnaden hölls därefter uppvärmd för att skydda betongen mot låga temperaturer under vintern. Genom att dämpa temperaturvariationerna i valven reducerades de temperaturbetingade påkänningarna och konstruktionerna kunde tåla en större vattenlast.

Trots att frågan om dammarnas bärförmåga hade lösts kvarstod det problem med sprickbildning i betongen. Fina sprickor hade nämligen konstaterats i valven strax efter formrivningen vid arbetena 1922–1923. Läckage uppstod därför i sprickorna under den första dämningen. Det kunde dock noteras att läckaget avtog efter viss

tid. Däremot noterades ytterligare sprickor under de efterföljande åren. Med tiden växte problemen med läckage i valvens nedre delar, inte minst till följd av den större vattenlasten efter dammarnas påbyggnader.

Åtskilliga försök att reparera de två dammarna genomfördes med förhoppningen att tät valvens nedersta (äldsta) delar. Samtliga försök misslyckades. I början av 1960-talet fattades slutligen beslutet att ersätta de gamla betongdammarna med fyllningsdammar. Bygget av de nya dammarna fullbordades 1972 och därefter överdämades serievalvsdammarna. En sammanställning över Suorvadammarnas fyra utbyggnadsetapper presenteras i Tabell 52.

Tabell 52. Suorvadammarnas fyra utbyggnadsetapper. Data till tabellen hämtad från [159].

Utbyggnadsetapp	1	2	3	4 ^a
Byggnadsår	1919–1923	1937–1941	1942–1944	1966–1972
Dämningsgräns	+428,9	+435,7	+438,8	+453,0
Sänkningsgräns	+420,4	+420,4	+420,4	+423,0
Regleringshöjd (m)	8,5	15,3	18,4	30,0
Magasinvolym (milj. m ³)	1 020	2 190	2 750	5 900
Regleringsgrad (%)	20	45	57	123

^a De ursprungliga serievalvsdammarna av betong övergavs till fördel för stenfyllningsdammar.

Melby

Forsaströms Kraftaktiebolag färdigställde landets första serievalvsdamm trots att Vattenfall påbörjade regleringsarbetena i Suorvajaure redan i slutet av 1910-talet. Dammen, vilken byggdes under åren 1921–1922, är som mest 7,5 m hög och den består av sju lutande valv om vardera 7,5 m spännvidd (Figur 77 och Figur 78).

Tjockleken på valven är 0,25 m vid krönet och 0,40 m vid botten. Stödpelarna, vilka också kallas konterforter, är 1,5 m breda och av samma höjd som valven. Dammen, inklusive tubuttag och utskov, är 78 m lång. Serievalvsdammen vid Melby kraftverk är en av få dammar av typen som fortfarande är i bruk i landet.



Figur 77. Sveriges första serievalvsdamm byggdes vid Melby kraftverk 1921–1922. På fotografiet syns dammen innan den första dämningen. Fotografiet från [137].



Figur 78. Serievalvsdammen vid Melby kraftverk. Foto Y Helmfrid Schwartz.

Norrfors och Hällstorp nedre

Ytterligare minst två serievalvsdammar av armerad betong byggdes i Sverige. Den första av dessa två dammar var den 48 m långa och drygt 13 m höga dammen vid Norrfors kraftverk. Dammen bestod av fyra valv med spännvidden 12 m. Valvets tjocklek var 0,40 m vid krönet och 0,58 m vid botten. Dammen byggdes i mitten av 1920-talet men togs ur drift när Stornorrfor kraftverk färdigställdes 1958.

Den andra av de två dammarna ligger vid Hällstorp nedre kraftverk och byggdes mellan åren 1931 och 1932 (Figur 79). Tillsammans med Melby är dammen vid Hällstorp nedre en av få kvarvarande serievalvsdammar vid bruk i landet.



Figur 79. Serievalvsdammen vid Hällstorp nedre byggdes 1931–1932. Foto M Rosenqvist.

10.5 FYLLNINGSDAMMAR

Jord- och stenfyllningsdammar blev över tid ett mer kostnadseffektivt alternativ än motsvarande betongdammar. Den främsta anledningen till skiftet var utvecklingen av kraftfullare arbetsmaskiner som underlättade schaktning och transport av jord- och stenmassorna. När sedan erfarenheterna från de befintliga fyllningsdammarna växte, hamnade allt större och högre dammar på planeringsbordet. De flesta av de

tidiga dammarna försågs dock med en tätskärm av kraftigt armerad betong, vilken tillsammans med ett lager tätjord placerades centralt i dammkroppen.

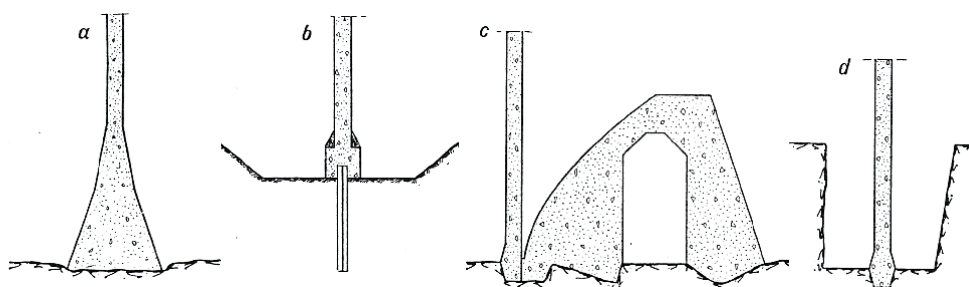
Tätskärmens funktion var att den skulle garantera dammens initiala täthet, det vill säga i samband med magasinsfyllningen och den första drifttiden. I senare skeden skulle tätjorden överta ansvaret för dammens täthet. Tätskärmen blev således en avgörande förutsättning för att våga bygga större och högre fyllningsdammar än vad som annars skulle ha varit tekniskt möjligt givet det rådande kunskapsläget.

Dammarnas beteende ägnades följaktligen stor uppmärksamhet under byggskedet samt de första åren efter magasinsupptagningen. Framförallt studerades dammens beteende i samband med fyllningsmassornas sättning. Efter att den huvudsakliga sättningen ägt rum betraktades tätskärmen bara som extra säkerhet mot defekter och otätheter i tätjorden. Tätskärmen behövde därför endast dimensioneras för att, under de första åren, motstå spänningar i dammen utan att krossas eller spräckas. Landets första höga och renodlade jord- och stenfyllningsdammar byggdes under 1950-talet tack vare erfarenheterna från dammarna med tätskärm av betong.

Fyllningsdammar med tätskärm av armerad betong

Mellan åren 1910 och 1950 lät Vattenfall uppföra ett flertal fyllningsdammar med tätskärmar av hårt armerad betong. I de flesta fallen utformades tätskärmen utan rörelsefogar. Detta val ställde särskilt stora krav på planering och genomförande av byggnadsarbetena på och omkring dammen, eftersom arbetsplatsen skildes i två delar. Ett annat vanligt förekommande dilemma var hur anslutningen mellan tätskärm och berg skulle utformas. I många fall styrdes anslutningens utformning av bergets lokala beskaffenhet i kombination med dammens storlek. Figur 80 visar fyra exempel på hur anslutningen mellan tätskärm och undergrund kunde se ut.

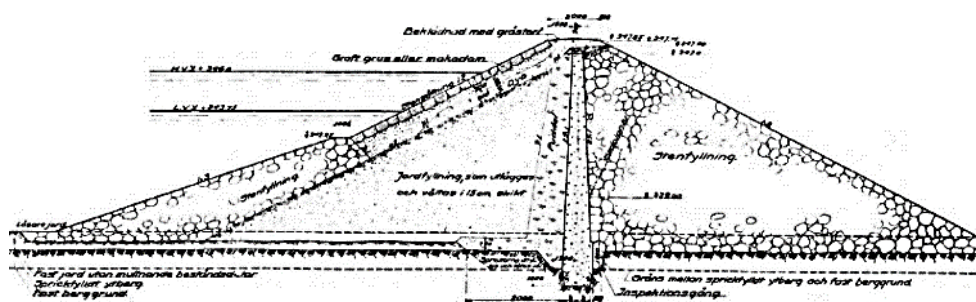
Generella svårigheter vid tätskärmens dimensionering var att förutse vilka laster och deformationer som skulle uppstå i dammen. Laster och deformationer beror nämligen i hög grad på spänningar och den fördelning av rörelser som inträffar i dammens fyllningsmassor. Det förutsattes även att tätskärmen skulle kunna följa rörelser i dammen när vattenlasten påfördes vid magasinsfyllningen. Av denna anledning packades de stödjande massorna på nedströmssidan så noggrant att detta ledde till en undanfjädring av tätskärmen riktad mot vattensidan för den obelastade dammen. När vattenlasten påfördes rätade tätskärmen upp sig.



Figur 80. Fyra exempel på hur tätskärmar av hårt armerad betong anslöts till undergrunden. Bilden från [254].

Porjus

I samband med Porjus första kraftverksutbyggnad, vilken genomfördes 1910–1915, byggdes det två stenfyllningsdammar med tätskärmar av kraftigt armerad betong. I Figur 81 visas vertikalsektionen till en av de två dammarna. Den första dammen mätte 218 m i längd och som mest 13 m i höjd. Den andra dammen nådde också 13 m i höjd men blev istället 750 m lång. En 2–4 m djup fåra sprängdes ut i berget för att tätskärmen skulle kunna anslutas till berg av tillräckligt god kvalitet.



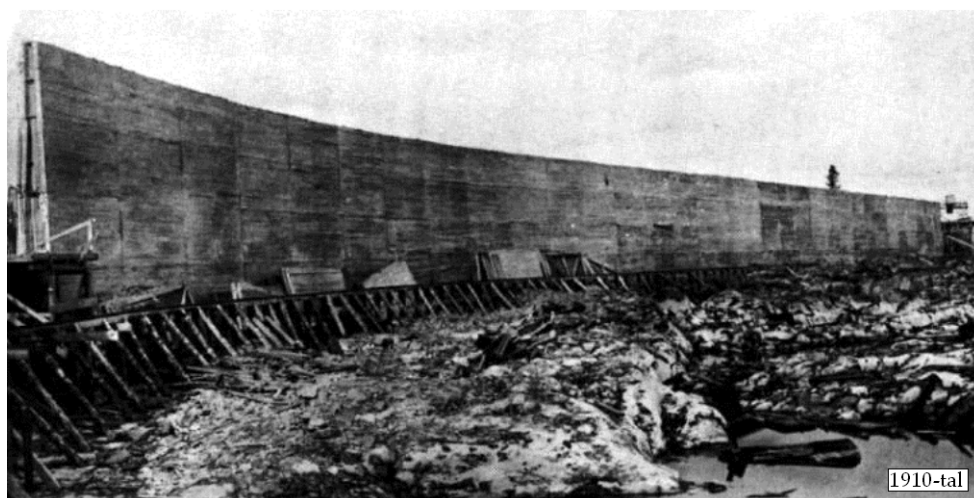
Figur 81. Vertikalsektion till en av de två stenfyllningsdammar som byggdes vid Porjus kraftverk mellan åren 1910 och 1915. Centralt i dammen fanns det en tätskärm av kraftigt armerad betong. Bilden från [116].

Tätskärmen gjöts i monoliter om 15 m längd. De mellanliggande rörelsefogarna utformades med spont och not, samt beströks med asfalt (Figur 20 och Figur 82). Tätskärmens tjocklek var 1,4 m vid anslutningen mot berg och 0,6 m vid toppen (Figur 83). Den stående armeringen utgjordes av 25 mm järn upp till nivån 5 m under krönet och därefter av 19 mm järn. Avståndet mellan järnen var 200 mm. Den liggande armeringen bestod av 6 mm järn med avståndet 500 mm.

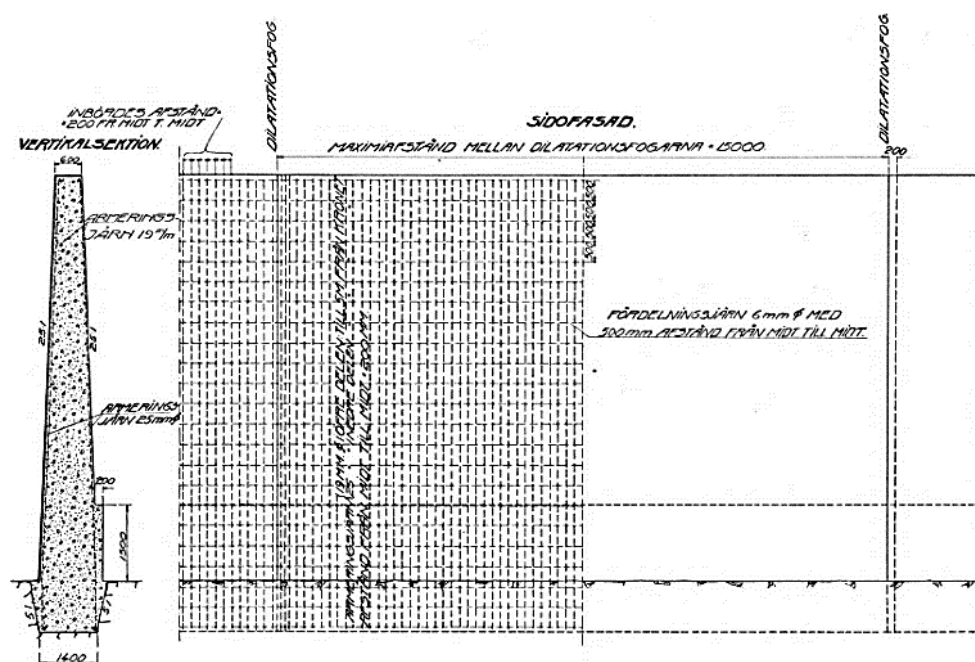
Betongen till tätskärmarna sammansattes av blandningsproportionerna 1:3:5. Den färska betongmassan bearbetades därefter med tryckluftsdrivna maskinstampar i den mån det var möjligt (Figur 33). Efter formrivning behandlades tätskärmarna med cementslamning på båda sidor och de försågs dessutom med två lager asfalt på uppströmssidan. Figur 82 visar en del av tätskärmen efter formrivningen. När betonggjutningarna hade avslutats påbörjades utläggning av fyllningsmassorna. Uppströms om tätskärmen bestod dessa massor till största delen av blandad lera och sand. På nedströmssidan bestod fyllningsmassorna av sprängsten.

Torpshammar

Kraftverket vid Torpshammar byggdes mellan åren 1939 och 1943. Den tillhörande fyllningsdammen blev 480 m lång och som mest 22 m i höjd. Dammen försågs med en 250 mm tjock tätskärm av hårt armerad betong. Tätskärmen konstruerades utan rörelsefogar. Där dammen grundlades direkt på berg sprängdes det ut en fåra för att nå berg av tillräckligt god beskaffenhet. I den del där dammen grundlades på moränjord förlängdes istället tätskärmen nedåt i jorden med hjälp av stålspont. Principiell utformning av de berg- och jordgrundlagda delarna av tätskärmen framgår av Figur 80 (a) respektive (b).



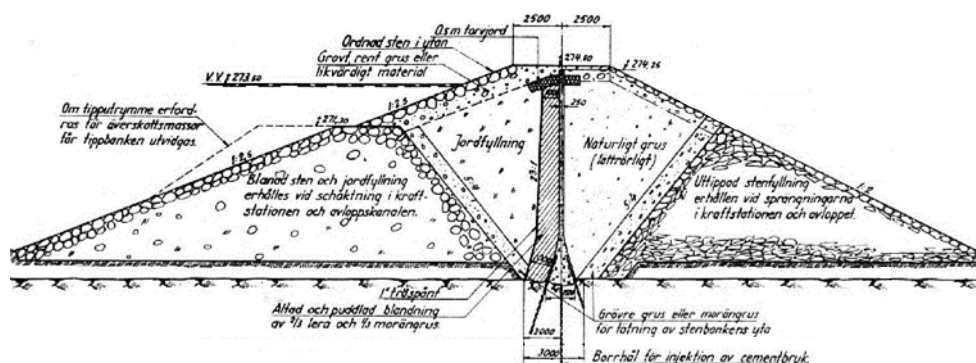
Figur 82. Tättskärmen av betong efter formrivning vid Porjus kraftverksutbyggnad. Fotografiet från [117].



Figur 83. Utformning, måttsättning och armeringsmängd i tättskärmen vid Porjus kraftverk. Bilden från [116].

Kattstrupeforsen

Jordfyllningsdammen över den gamla älvfåran vid Kattstrupeforsens kraftverk byggdes mellan åren 1939 och 1942. Dammen är 500 m lång och som mest 13 m hög. I likhet med andra samtida dammar försågs den med en 250 mm tjock och kraftigt armerad tättskärmen av betong. Längst ned mot berget breddades skärmen till formen av en triangel (Figur 84). Tättskärmen gjöts i 12 m långa sektioner där varannan sektion gjöts i en första etapp. Mellanliggande sektioner gjöts först två veckor senare. Några rörelsefogar anordnades ej. Istället försågs gjutfogarna med rikliga mängder förtagningsjärn. 350 kg A-silikatcement användes per m³ betong.

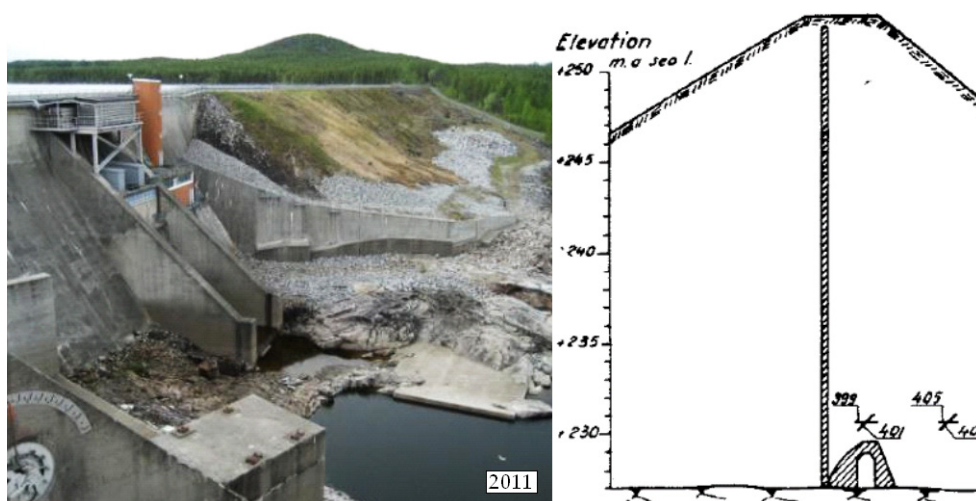


Figur 84. En jordfyllningsdamm med en 250 mm tjock tät kärna av hårt armerad betong uppfördes i samband med Kattstrupeforsens kraftverksbygge 1939–1942. Uppströms tätskärmen återfinns det ett 1 m tjockt lager av blandad lera och morängrus. Direkt uppströms detta jordlager inplacerades det en träspont. Dammens tätande kärna motfylldes sedan med ett flertal olika jord- och stenfyllningsmassor. Bilden från [120].

Midskog

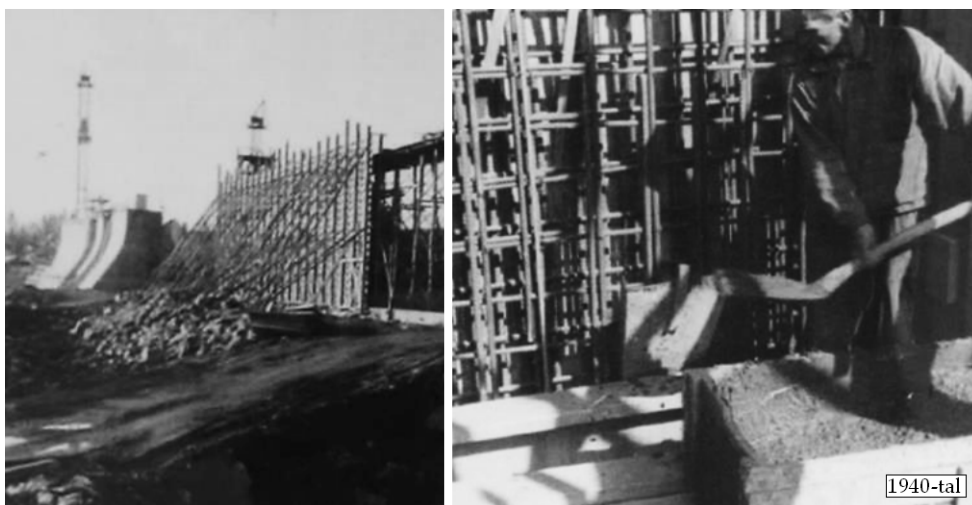
Vänster fyllningsdamm vid Midskogs kraftverk får utgöra ytterligare ett exempel på en damm försedd med tätskärm av armerad betong. Dammen, vilken byggdes mellan 1942 och 1944, är 400 m lång och har en största höjd av 28 m (Figur 85). För att ansluta tätskärmen mot berg av god beskaffenhet nedspändes en drygt 2 m djup fåra i berget. De översta skikten av berggrunden var nämligen genomsatta av lerfyllda och vattenförande slag samt sprickor.

Utmed dammens högre partier inrymmer fåran både tätskärm och bakomvarande stödklack. Fåran utformades därför med en bredd av 4–5 m. Stödklacken utgjordes av inspektionsgång, samt mätkamrar med instrumentering och pumpanordningar (Figur 85). Vid dammens lägre partier reducerades bredden på fåran till cirka 1,5 m eftersom den endast skulle inrymma tätskärmen.



Figur 85. Stenfyllningsdammen vid Midskogs kraftverk försågs med tätskärm och stödklack av armerad betong. Stödklacken utgör även inspektionsgång längs dammens högre partier. Bilden från [257]. Foto M Rosenqvist.

Arbetsgången vid bygget av tätskärmen var sådan att formen för uppströmssidan restes till en början. Formen för nedströmssidan restes därefter i takt med betongarbetenas gång. Anledningen var att möjliggöra god och noggrann bearbetning av betongmassan under hela gjutningen. I tätskärmens nedersta delar var armeringen särskilt tät med kamjärn K 40 s c/c 100 mm; 25 mm för stående järn och 20 mm för liggande järn. Därefter glesades armeringen successivt ut för att i tätskärmens övre delar utgöras av stående släta järn 20 mm St 44 c/c 200 mm samt liggande kamjärn 20 mm K 40 s c/c 200 mm. Figur 86 visar en formsatt etapp av tätskärmen samt ger förståelse för hur kraftigt armerad tätskärmen var.



Figur 86. Pågående byggnation av den hårt armerade tätskärmen i vänster damm vid Midskogs kraftverk (t.v.). I fotografiet syns nedströmssidans formbyggnad med dammens utskovsparti i bakgrunden. Betonggjutningen utfördes omsorgsfullt med hänsyn till hur kraftig armeringen var (t.th.). Fotografierna från [17] (opublicerad).

Enligt den ursprungliga planeringen skulle tätskärmen uppföras i gjutetapper med måtten 24 m i längd och 8 m i höjd. På grund av att byggarbetena behövde forceras ändrades omfattningen på gjutetapperna till 48 x 10 m och slutligen till 50 x 15 m. Sålunda skulle full höjd i dammens högre partier nås efter endast två gjutetapper.

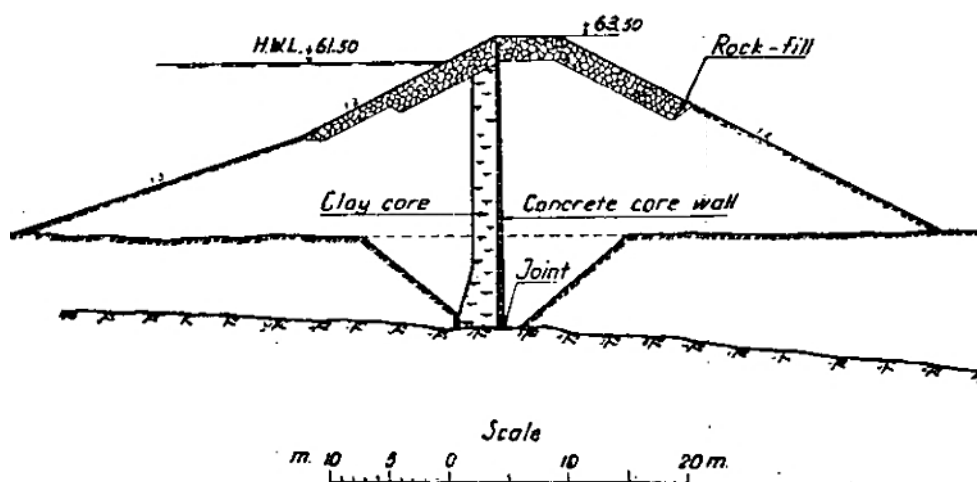
Tätskärmen utformades med en tjocklek av 250 mm vid anslutningen mot berg. I likhet med tätskärmen i Kattstrudeforsen gjöts varannan sektion i ett första skede och de mellanliggande sektionerna drygt 14 dagar senare. Med målet att reducera risken för sprickbildning till följd av betongens krympning hölls tätskärmen blöt fram tills att den omslöt av fyllningsmassor.

Betongen till tätskärmen proportionerades med ett vattencementtal (vct) runt 0,53. Cementsorten som användes var A-silikatcement och mängden cement var 345 kg per m³ betongmassa. Till stödclacken användes istället betong innehållande 290 kg E-silikatcement per m³ betongmassa. Betongens vct lämnades däremot oförändrat. I formen bearbetades betongmassan för hand på grund av oron att vibrering skulle försämra vidhäftningen mellan armeringsjärnen och betongen i konstruktionens nedre delar. Vidare fick betongens stighastighet inte överstiga 20 cm per timme.

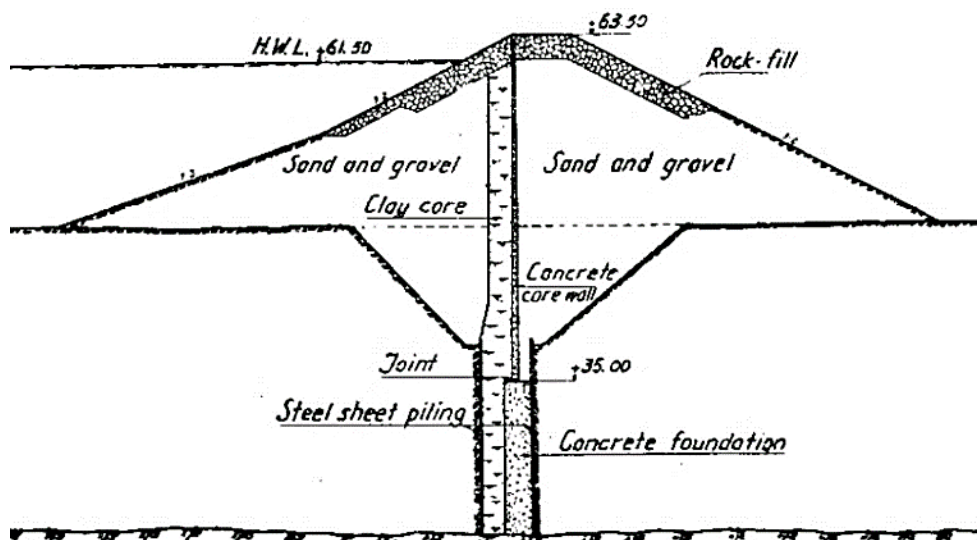
Hölleforsen

I samband med Hölleforsens kraftverksutbyggnad, åren 1946–1949, byggdes det en fyllningsdamm med krönlängden 250 m och största höjden 41 m. Dammen försågs med en tätskärm av kraftigt armerad betong. Nedtill är skärmen 500 mm tjock och upptill 250 mm. Också denna tätskärm byggdes utan några rörelsefogar. Till följd av ett mäktigt jordlager blev tätskärmens grundläggning osedvanligt komplicerad.

Längs dammens lägre partier grundlades tätskärmens på berg genom att jordlagret schaktades bort (Figur 87). Utmed en sträcka av 100 m, där dammen är som högst, slogs istället två rader med stålspont ned i jorden i dammens längdaxel. Mellan de två raderna gjöts ett fundament, vilket utgör skärmens grundläggning (Figur 88). Tätskärmens anslutning mot berget och betongfundamentet utformades som ett glidlager. På uppströmssidan motfylldes tätskärmens med ett lager tätjord.



Figur 87. Vid Hölleforsens kraftverk grundlades tätskärmens på berg i dammens lägre partier. Bilden från [257].



Figur 88. Längs dammens högre partier grundlades tätskärmens på ett betongfundament. Bilden från [257].

Harsprånget

Stenfyllningsdammen vid Harsprångets kraftverk blev den största och tillika den högsta damm med tätskärm av kraftigt armerad betong som Vattenfall lät bygga. Byggarbetena inleddes hösten 1946 och avslutades våren 1951. Vid fullbordandet mätte dammen 604 m i längd och 50 m i största höjd. Byggarbetena inleddes med att berget frilades och rensades. Därefter gjöts ett betongfundament i dammens längdaxel. Fundamentet konstruerades dels för att fylla ut älvbäddens djupaste fåror och dels för att utgöra grund för tätskärmen.

Betongfundamentet utformades i sektioner om 10 m längd. Nedströmsdelen gjöts med mager fyllnadsbetong, vilken innehöll 200 kg cement per m³ betong. Rikligt med sparsten användes i betongen. Uppströmsdelen gjöts med betong bestående av 275 kg cement per m³ betong. Största stenstorlek begränsades till 75 mm. På uppströmssidan motgjöts fundamentet med en 400 mm tjock och hårt armerad betongplatta för att hindra vattenläckning genom fundamentets gjutfogar. För att tillåta rörelser i tätskärmen utformades anslutningen till fundamentet som en led.

Längs en 230 m lång sektion av dammen, där denna är som högst, är tätskärmen 1000 mm tjock vid anslutningen mot fundamentet. Tjockleken minskar därefter successivt till en nivå 10 m högre upp i dammen. Från denna nivå och uppåt är skärmen 400 mm tjock. I likhet med andra tätskärmar konstruerades skärmen i Harsprånget utan rörelsefogar. Betongen till både tätskärmen och den kraftigt armerade plattan innehöll 325 kg cement per m³. Största stenstorlek var 50 mm.

Fyllningsdamm med frontplatta av armerad betong

En i Sverige ovanlig typ av fyllningsdamm med tätskärm av betong byggdes åren 1947–1950 vid Nissaström kraftverk (Figur 89). Dammen mäter 100 m i längd och som mest 15 m i höjd. Tätskärmen placerades på dammens uppströmssida istället för centralt i dammkroppen. Dammens vertikalsektion visas i Figur 90. Utomlands är dammtypen desto vanligare och benämns Concrete Face Rockfill Dam (CFRD).

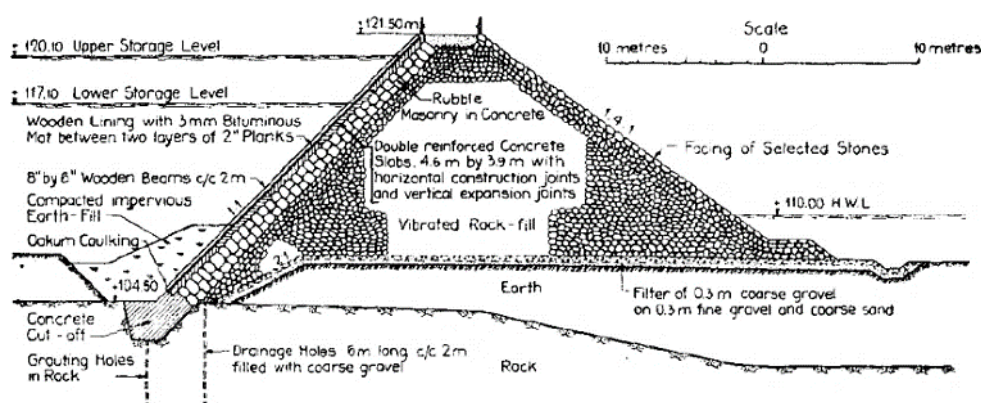


Figur 89. En stenfyllningsdamm med frontplatta av kraftigt armerad betong byggdes vid Nissaström kraftverk mellan åren 1947 och 1950. Foto M Rosenqvist.

Utmaningen med dammens utformning var att sättningar i stenfyllningen skulle leda till rörelser i tätskärmen och därmed risk för sprickbildning i betongen. Av denna anledning var det viktigt att packa stenfyllningen noggrant. Till följd av att all sten hämtades från tunneldrivningen var de flesta stenarna mindre än 30 cm i diameter. Stenfyllningen lades ut i lager om 45–60 cm tjocklek under kontinuerlig vattenspolning. Därefter packades stenlagret med en 10 ton tung ångvält. Till sist användes en 1,6 ton tung vibreringsmaskin för att fullborda packningsarbetet.

När packningsarbetena hade avslutats försågs dammens uppströmssida med en ordnad stensättning som fixerades med betong. Utanpå denna stensättning gjöts tätskärmen i form av en frontplatta av armerad betong. Frontplattan delades in i gjutetapper om 4,6 m bredd och 3,9 m höjd. Fogarna i horisontalld anordnades som vanliga gjutfogar medan fogarna i vertikalld utformades som rörelsefogar.

Utanpå frontplattan placerades det två lager av 50 mm tjocka plankor med en mellanliggande bitumenmatta av 3 mm tjocklek. Ytterst på uppströmssidan placerades det tjocka träbjälkar. Fyra år efter att dämningen tagits upp hade sättningar på endast några få millimeter konstaterats i stenfyllningen. Dessa rörelser betraktades ur ett praktiskt perspektiv som i det närmaste försumbara.



Figur 90. Vertikalsektion av stenfyllningsdammen som byggdes vid Nissaström kraftverk mellan åren 1947 och 1950. Tätskärmen av kraftigt armerad betong placerades på dammens uppströmssida. Bilden från [90].

Fyllningsdammars anslutning mot berg

En svaghet i jord- och stenfyllningsdammens konstruktion är anslutningen mellan tätjord och berg. Med syftet att skydda tätjorden från skadligt grundvatten har det varit vanligt att belägga ett trasigt och sprickigt berg med ett lager betong. Genom ett sådant förfarande förseglas sprickor i berget och uppträngande vatten kan inte längre nå tätjorden och orsaka erosionsskador. Även vid väldigt ojämn berggrund kan större håligheter, skrevor och fåror fyllas ut med betong för att skapa en jämn yta för att tillse god anslutning mellan tätjord och undergrund.

I Vattenfalls anvisningar för utförande och kontroll av jorddammar framgår det att berget skulle jämnas av så att ingen yta fick större lutning än 1:1. Vertikala avsatser fick förekomma så länge de var lägre än 0,5 m. Undantag tilläts endast i sådana fall när nödvändiga sprängnings- eller betongarbeten skulle bli alltför resurskrävande

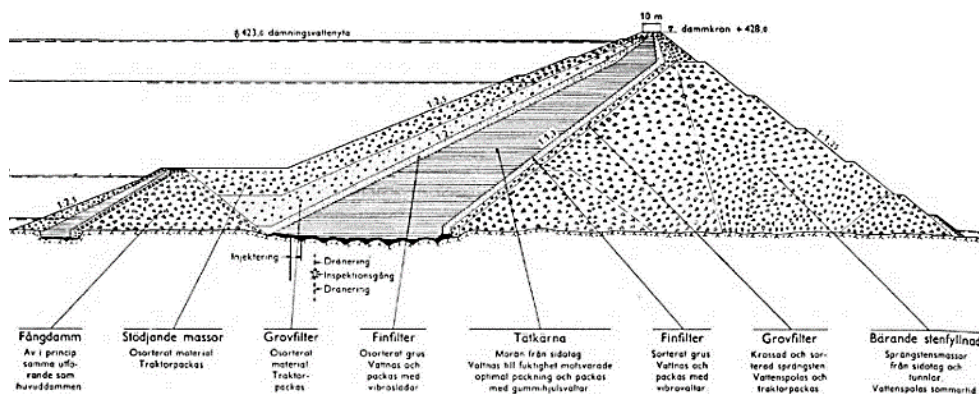
att fullfölja. I exceptionella fall tilläts lutningar upp till 3:1. Vidare framgår det att grova sprickor skulle fyllas med tjockt cementbruk. I fina sprickor skulle ett tunt bruk (cementvälling) borstas in. Gropar och skrevor skulle fyllas med betong. Så snart betongen hade hårdnat skulle potentiella läckningsvägar mellan betongen och berget täppas igen medelst kontaktinjektering.

Vidare framgår det av Vattenfalls anvisningar att särskilt trasiga bergpartier med omfattande sprickbildning skulle täckas med betong. Den vanligaste metoden var att gjuta en betongplatta med en bredd av minst 5 m och en tjocklek av 0,3–0,5 m. Plattan armerades och förankrades sedan medelst bergbultar, exempelvis ett Ø25-järn per kvadratmeter platta. Betongplattan utgjorde dessutom mothåll vid djup- och ytinjektering där syftet var att skapa en tätande injekteringsridå i berget.

En mindre vanlig metod vid Vattenfalls dammbyggen var att belägga berget med ett lager sprutbetong. Den huvudsakliga anledningen till detta är svårigheten att åstadkomma sprutbetong av hög och jämn kvalitet på horisontella ytor. Detta på grund av att återstuds ofta hamnar mellan berget och sprutbetongen. Vid de flesta dammbyggen anpassades metoder och anvisningar efter de lokala förhållandena.

Vid exempelvis Laxede kraftverksutbyggnad upprättades anpassade anvisningar för utförandet av jorddammarnas tätkärnor. Berget skulle avjämnas i enlighet med de generella anvisningarna. Vidare skulle gropar och skrevor rensas noggrant och därefter igenfyllas med betong. Vid trasigt och sprickigt berg skulle en sammanhängande betongavjämning utföras. Platsgjutna plattor fick antingen gutas fast i slakarmering infäst i det underliggande berget eller bultas fast i efterhand. Vid privata kraftbolags dammbyggen tillämpades liknande arbetsmetoder.

Stenfyllningsdammen vid Trängslets kraftverk byggdes mellan åren 1955 och 1961. Dammen har stora dimensioner. Största höjden är 120 m, bredden vid basen 550 m och krönlängden 850 m. Trängslet är därmed landets högsta damm. Byggarbetena inleddes med att bergytan rensades från lösa och vittrade massor längs den 100 m breda anslutningen mellan tätjord och berg (Figur 91). Större håligheter fylldes ut med betong innan hela ytan försågs med ett lager sprutbetong som ska hindra att vatten under övertryck pressas upp genom berget och eroderar tätjorden.



Figur 91. Schematisk vertikalsektion av den 120 m höga stenfyllningsdammen som uppfördes i samband med Trängslets kraftverksutbyggnad mellan åren 1955 och 1961. Den 100 m breda anslutningen mellan dammens tätjärna och berggrunden försågs med ett lager sprutbetong för att skydda tätjorden. Bilden från [2].

11 Svensk betongbyggnadsteknik i internationella sammanhang

Ett mått på det internationella erkännandet av svensk betongbyggnadsteknik ges av det svenska engagemanget i internationella samarbetsorganisationer och det förtroende som åtföljde detta engagemang. I föreliggande kapitel beskrivs i korta ordalag det svenska engagemanget i organisationer med bäring på framförallt utformning, byggnation, samt förvaltning av vattenkraftens betongdammar.

11.1 VÄGEN TILL ICOLD

Under det tidiga 1920-talet hade skotten Daniel Nicol Dunlop långt gångna planer på att bilda ett världsomspännande organ för att underlätta diskussioner rörande nuvarande och framtida energifrågor. På Dunlops initiativ bildades det således år 1923 ett flertal nationella kommittéer för diskussion av energifrågor. Året därpå arrangerades den första gemensamma konferensen – World Power Conference.

Drygt 1 700 experter från totalt 40 länder samlades i London sommaren 1924 för att diskutera nationella och internationella energifrågor. Vid konferensen grundades en samarbetsorganisation med samma namn, nämligen World Power Conference (WPC). Sedan 1992 är organisationen känd som World Energy Council (WEC).

Bland de ämnen som diskuterades vid 1924 års konferens fanns energitillgångar, vattenkraftsproduktion, ångkraftsproduktion, kraftöverföring och distribution, kraft för industri och inhemsk användning, kraft för elektrometallurgi och elektrokemi, ekonomiska aspekter för kraftproduktion, förbränningsmaskiner, gas och bränslen, kraft för transporter, standardisering och forskning, samt utbildning, hälsa och publicitet. Flera svenska delegater deltog på konferensen och minst sju artiklar presenterades under vattenkraftssessionen där flera av artiklarna hade bäring på vattenbyggnadsteknik.

Idén till en särskild organisation för stora dammar framfördes för första gången i Grenoble år 1925 vid Conference on Hydro-Electric Power and the Conference on the Development of Science. Det var en grupp ingenjörer som framförde önskan att bilda ett särskilt internationellt forum för att uteslutande diskutera konstruktion och byggande av dammar. Vid ett sektionsmöte för WPC i Basel 1926 föreslog den franska delegationen att the International Commission on Large Dams (ICOLD) skulle bildas. Förslaget togs väl emot och ett förberedelsearbete inleddes. Stöd för bildandet av ICOLD uttalades även vid the 14th International Navigation Congress i Kairo samma år, samt av det verkställande rådet i WPC i Cernobbio 1927.

ICOLD bildades formellt vid ett sammanträde i Paris den 6 juli 1928. Närvarande var delegater från Frankrike, USA, Italien, Rumänien, Storbritannien och Schweiz. Senare samma år erkändes ICOLD av det verkställande rådet i WPC. Efter en kontrovers om förhållandet mellan ICOLD och WPC ändrades namnet till the International Commission on Large Dams of the World Power Conference. Bytet genomfördes vid the Second World Power Conference Congress i Berlin år 1930.

Det första verkställande mötet för ICOLD hölls i London den 1 juni 1931. Sverige representerades av generalkonsuln i London. Formellt blev Sverige inte medlem i ICOLD förrän några dagar senare. Under mötet beslutades det att ICOLDs första kongress skulle anordnas i Stockholm sommaren 1933. Sedan tidigare var det bestämt att 1933 års sektionmöte för WPC skulle hållas i Stockholm.

Under de inledande åren av det svenska medlemskapet i ICOLD representerades Sverige av nationalkommittén för världskraftskonferensen. Först den 10 mars 1934 bildades den svenska nationella kommittén för ICOLD. Idag går den nationella kommittén under benämningen SwedCOLD.

Först år 1967 erhöll ICOLD of the World Power Conference självständighet från WPC. Således kunde det kortare namnet ICOLD återigen användas. Frågan om självständighet hade lyfts och drivits gemensamt av Sverige och USA sedan ett exekutivmöte i Chicago 1952. I denna skrift används förkortningen ICOLD även om det är ICOLD of the World Power Conference som avses.

11.2 SVENSKT ENGAGEMANG INOM ICOLD

ICOLDs första kongress invigdes i Stockholm den 28 juni 1933 i närvaro av bland annat kronprins Gustaf Adolf. En betydande del av bidragen som presenterades under kongressen berörde betongens bristande beständighet i vattenkraftsmiljön. Till följd av detta föreslog Bo Hellström att en särskild kommitté för betongfrågor skulle bildas. Bo Hellström blev senare docent i vattenbyggnad vid KTH, samt konsulterande ingenjör vid Vattenbyggnadsbyrån.

Det blev istället det svenska silikatcementet (Limhamn LH), som tillsammans med dess amerikanska motsvarighet, rönt ett så stort intresse att det år 1934 bildades en särskild kommitté för cementfrågor. Kommittén benämndes the International Subcommittee on Special Cements for Large Dams. Till kommitténs ordförande utsågs Bo Hellström.

Svenska medlemmar i kommittén blev överingenjör Axel Ekwall vid Vattenfall samt Lennart Forsén vid Skånska Cement. Senare samma år antog kommittén ett gemensamt forskningsprogram. Vid tidpunkten deltog däremot bara europeiska representanter i arbetet. Önskemål hade dock framförts vid kongressen 1933 att även USA borde delta i det internationella samarbetet kring cementfrågan.

Kongressen i Stockholm avslutades med en fem dagar lång studieresa. Under resan besöktes vattenkraftverken i Sillre, Krångede, Hammarforsen, Lilla Edet, Vargön och Trollhättan. Mer än 100 personer deltog i studieresan.

Den andra ICOLD-kongressen anordnades i Washington D C år 1936. Återigen fanns det ett flertal svenska delegater på plats, bland annat tidigare nämnda Bo Hellström och Lennart Forsén. Vattenfall representerades av överingenjör Gösta Westerberg och byråingenjör G S Lalin. Stort fokus låg återigen på cementfrågan. Diskussionerna kretsade huvudsakligen kring en amerikansk rapport rörande specialcement för vattenbyggnader.

Rapporten hade sammanställts av ingenjörer och kemister verksamma vid United States Bureau of Reclamation. Rapporten bestod övergripande av två delar. I den

första delen fanns det en sammanställning av olika typer av specialcement som användes världen runt, inklusive tillhörande erfarenheter. I den andra delen redogjordes det för olika provningsmetoder för cement.

Under kongressen i Washington blev Lennart Forsén god vän med doktor Robert Bogue, verksam som direktör vid the Portland Cement Association at the National Bureau of Standards. Robert Bogue hade år 1929 publicerat ett nuförtiden välkänt *"landmark paper"* med titeln *Calculation of Compounds in Portland Cement*. De två herrarna diskuterade livligt möjligheten att anordna ett gemensamt cementmöte i Stockholm. Diskussionerna gick så långt att de till och med hann skissa på ett preliminärt program för mötet.

Efter kongressen inleddes i studiesyfte en månadslång tågresor där ett stort antal vattenkraftsanläggningar besöktes i USA och Kanada. Förutom alla besök på vattenkraftsanläggningarna var resan fullmatad med besök på cementfabriker, laboratorier och byggarbetsplatser. Vid ett besök på University of California i Berkeley ansåg Lennart Forsén att den amerikanska forskningen på puzzolancement präglades av *"too much engineering and too little chemistry"*. Stärkt av sina iakttagelser under bland annat detta besök drog han slutsatsen att den svenska forskningen på cementfrågan låg i framkant jämfört med USA.

Tillbaka i Sverige fortsatte Lennart Forsén, tillsammans med Stig Giertz-Hedström vid Ingenjörsvetenskapsakademien (IVA), arbetet att förbereda den internationella cementkongressen i Stockholm. Formellt sett stod den Svenska Cementföreningen tillsammans med IVA värdar för the Second Symposium on the Chemistry of Cement i juli 1938. Den första kongressen hade ägt rum i London 20 år tidigare.

Vid kongressen i Stockholm närvarade ett hundratal delegater. Bland deltagarna återfanns den tidens främsta cementkemister. Dessutom deltog representanter från cementtillverkare, konsulter, byggbolag, kraftbolag, universitet och myndigheter. Vid kongressen slöts många viktiga kontakter. Utbrottet av det andra världskriget medförde dock att många internationella samarbeten fick läggas på is tills vidare.

I början av 1946 började det internationella samarbetet komma igång igen. Till följd av detta beslöt den svenska kommittén vid ett sammanträde den 5 februari 1946 att inför ICOLD föreslå att också den tredje kongressen skulle förläggas till Stockholm. Följaktligen fick Sverige anordna den första ICOLD-kongressen efter världskriget.

Kongressen invigdes den 10 juni 1946 och blev en succé trots de knappa resurserna som präglade efterkrigstiden. Drygt 350 delegater inklusive fruar närvarade under mötet. Gamla vänskapsband återtogs och nya knöts helt oberoende av det gångna krigets grupperingar. Även 1946 års kongress avslutades med en fem dagar lång studieresa. Denna gång besöktes kraftverk och dammar utmed Luleälven, Ångermanälven, Indalsälven och Göta älv.

Den svenska nationalkommittén lyfte år 1953 frågan om ICOLDS verksamhet också skulle omfatta underjordsanläggningar i anslutning till stora dammar. Något större intresse för frågan erhöles inte från de andra nationalkommittéerna. Den svenska kommittén lyfte frågan på nytt vid 1956 års exekutivmöte och denna gång var intresset så pass stort att det tillsattes en särskild kommitté att utreda frågan. Året

därpå, vid 1957 års exekutivmöte i Istanbul, bildades formellt the Subcommittee on Underground Works in Connection with Hydro-Electric Schemes.

Till kommitténs ordförande utsågs byggnadsöverdirektören vid Vattenfall – Gösta Westerberg. Han efterträddes året därpå av Tore Nilsson, teknisk direktör och ansvarig för byggnadsteknik vid Vattenfall. Med tiden preciserades kommitténs uppdrag till frågor kring förstärkningsmetoder för berg och metoder för att minska bergets vattengenomsläpplighet. Även bergets allmänna egenskaper som påverkar konstruktion och byggnation av dammar och tunnlar skulle få studeras.

Under 1965 års exekutivmöte ändrades kommitténs namn till the Committee on Foundations of Large Dams and on Underground Works. Kommitténs uppdrag ändrades till att studera sambanden mellan grundläggning och inträffade tillbud samt olyckor vid höga dammar. Anledningen var kollapsen av den franska valvdammen Malpasset år 1959. Defekter i berggrunden vid dammens vänstra anfang bedömdes vara en av de mer betydelsefulla orsakerna till kollapsen.

Det som i övrigt präglade arbetet vid ICOLD under 1960-talet var bildandet av ett flertal nya underkommittéer inom olika verksamhetsområden. Fram till dess hade endast de två tidigare nämnda kommittéerna bedrivit någon samordnad teknisk verksamhet. Under 1970-talet och tiden därefter tillkom det ytterligare ett stort antal underkommittéer.

Det svenska engagemanget i ICOLD var rikligt och i flera verksamhetsområden ledande fram till och med att den svenska vattenkraftsutbyggnaden klingade av under 1970-talet. De svenska bidragen under kongresserna berörde framförallt erfarenheter från planering, utformning, byggnation, samt drift och underhåll av vattenkraftsanläggningar. Bidragen avspeglade ICOLDs ursprungliga syfte.

Under 1960-talet växte antalet verksamhetsområden inom ICOLD, vilket innebar att särskilda kommittéer bildades även för dammsäkerhet, övervakning, åldring, beräkningsanalyser, samt miljöpåverkan. Senare har verksamhetsområden inom vattenresurshantering, utbildning, finansiering och informationsspridning också tillkommit. Under 2010-talet bedrevs det inom ICOLD verksamhet i 29 tekniska kommittéer, varav Sverige representerades i nära hälften av dem.

Utöver att Sverige anordnade kongresserna 1933 och 1948, stod Stockholm värd för ICOLDs exekutivmöte 1981. Vidare anordnades det ett symposium inom området Repair and Upgrading of Dams i Stockholm mellan den 5 och 7 juni 1996. Gällande aktiviteter med bäring på dammbyggnader var the 14th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams det senaste ICOLD-arrangemang som Sverige stod värd för. Workshopen ägde rum i Stockholm den 6–8 september 2017.

12 Referenslista

12.1 PUBLICERADE KÄLLOR

- [1] Abenius H (1952) *Lindbyns kraftverksbygge*, Bergslaget, Nr 3: bilaga: 1-2, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [2] Abenius H (1956) *Trängslet i Österdalälven – Ett kraftverksprojekt*, Bergslaget, Nr 4: 3-14, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [3] Abrams D A (1919) *Design of Concrete Mixtures*, Bulletin 1, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute
- [4] Ahlström R, Tjulander K, Öhman A (1944) *Svenska Vattenkraftföreningens trettiofemte ordinarie årsmöte den 27 april 1944 – Erfarenheter från de senaste årens vattenbyggnadsarbeten: Föredrag av ingenjör R Ahlström, arbetschefen K Tjulander och ingenjör A Öhman*, Publikation 367 (1944:7), Svenska Vattenkraftföreningen
- [5] Alin Å (1917) *Undersökningar av rostförekomsten å järn i betong*, Betong, Häfte 2: 54-66, Svenska Betongföreningen
- [6] Allmänna Handelsaktiebolaget (1944) *Bruksanvisning för Tricosal Normal (normalt bindande)*, Allmänna Handelsaktiebolaget
- [7] Amrén T, Gustafsson E, Thunberg (1948) *Vi bygger i Skedviforsen*, Bergslaget, Nr 1: 25-31, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [8] Andréasson L, Carlsson U (1973) *Emån – En hydrologisk och regleringsteknisk studie*, Examensarbete i vattenbyggnad 1973:1, Chalmers
- [9] Ansell A, Ekström T, Hassanzadeh M, Malm R (2009) *Verification of the cause of the cracks in a buttress dam*, Proc. Twenty-third International Congress on Large Dams, Vol.3
- [10] Baalsbrud K, Friis K (1936) *Fifty years' experience of concrete in Norwegian dams*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.2: 149-157
- [11] Berg G (1930) *Svenska Vattenkraftföreningens tjuguförsta ordinarie årsmöte den 10 april 1930 – Inspektion och underhåll av dammbyggnader: Föredrag av ingenjör Gottfried Berg*, Publikation 228 (1930:4), Svenska Vattenkraftföreningen
- [12] Berg N (1936) *Practical experience of Pansar cement*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.2: 192-194
- [13] Berg S (2003) *Betongens utvecklingshistoria till 1910 med svenska exempel*, Licentiatavhandling, Kungliga Tekniska Högskolan
- [14] Bergström S G, Sällström S (1977) *Utredning av förutsättningarna för att i Sverige använda masugns-slagg för inblandning i portlandcement till s k slaggcement*, STU-utredning nr 60 - 1977, Styrelsen för Teknisk Utveckling
- [15] Bergström S G (1978) *Betong i tiden, Väg- och Vattenbyggaren*, Vol.5: 46-60
- [16] Bilde T (1940) *Cement och Betong*, Tekniskt Folkbibliotek
- [17] Bilde T (1942) *E-cementbetong*, Betong, Häfte 2: 159-163, Svenska Betongföreningen
- [18] Bjurling O (1981) *Gullspångs Kraftaktiebolag 1906-1981 – Ett kraftföretags historia under tre kvartssekel*, Gullspångs Kraftaktiebolag
- [19] Boverket (1994) *Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 94. Band 1. Konstruktion*, Boverket
- [20] Boverket (1994) *Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 94. Band 2. Material, Utförande, Kontroll*, Boverket
- [21] Boverket (2004) *Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04*, Boverket
- [22] Brenner M-B, Wickbom U (1987) *Skånska Cementgjuteriet – Skanska – 1937-1987*, Skanska

- [23] Broms B (1953) *Sprängning av avloppstunneln för Dönje kraftverk*, Publikation 433 (1953:4), Svenska Vattenkraftföreningen
- [24] Bursell B (1984) *Anläggarna – En studie av yrkesvillkor och yrkeskultur i väg- och vattenbranschen*, Nordiska Museet
- [25] Buø F, Elmroth A, Friström G, Sällström S (1967) *Some investigations concerning winter concreting: Required insulation and prehardening time for concrete with low-heat cement*, Proc. Ninth International Congress on Large Dams, Vol.4:221-237
- [26] Byggeförbättringar (1953) *The hydraulic ape*, reklamblad, AB Byggeförbättringar
- [27] BÅKAB (1959) *Bålforsens kraftverk – Kortfattad beskrivning*, Bålforsens Kraftaktiebolag
- [28] Bährner V (1941) *Snabbcement*, Betong, Häfte 1:16-18, Svenska Betongföreningen
- [29] Bährner V (1946) *Hartsprodukter som tillsats till betong*, Betong, Häfte 4:225-251, Svenska Betongföreningen
- [30] Bährner V (1947) *Vinsol Resin och Darex såsom tillsats till betong*, Betong, Häfte 4:317-327, Svenska Betongföreningen
- [31] Carlsson E, Norling O (1990) *Dokumentation av Bullerforsen och Forshuvuds kraftverk*, Dalarnas museums byggnadsantikvariska rapporter 1990:1
- [32] Cederborg D, Nordquist S, Stenqvist M, Löfqvist M (2015) *Förstudie över potentiella miljöåtgärder vid Vattenfalls anläggningar i Viskan*, Rapport 1331416, Sweco
- [33] Cederwall K, Werner R (1988) *Vattenbyggnadskonstens utveckling från Polhems slussar till modern teknik*, Väg- och Vattenbyggaren, Vol.5:34-40
- [34] Collins A R (1944) *The destruction of concrete by frost*, Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol.23:29-41
- [35] Dahlström M (2015) *Konkurrens, samarbete och koncentration – Kalkstens- och cementindustrin i Sverige 1871-1982*, Göteborgs Universitet
- [36] Delin B, Hökerberg T, Borgquist W, Cronvall E (1916), *Ålfkarleby kraftverk*, Publikation 75 (1916:9), Svenska Vattenkraftföreningen
- [37] Den Norske Ingeniørforening (1930) *Meddelelse Nr. 1 – Underøkelse av skader på våre betongdammer og bruddstensdammer i mørtel – Årsak og botemidler*, Den Norske Ingeniørforenings Betongkomité, Oslo
- [38] Edlund L (1961) *Features of Swedish buttress dams*, Proc. Seventh International Congress on Large Dams, Vol.3:579-596
- [39] Ekström T (2003) *Leaching of concrete*, doktorsavhandling, TVBM-1020, Lunds Tekniska Högskola
- [40] Ekwall A (1928) *Konstruktion, utförande och underhåll av höga dammar i Sverige*, Publikation 206 (1928:6), Svenska Vattenkraftföreningen
- [41] Ekwall A (1933) *Détérioration, par vieillissement, du béton des barrages-poids*, Proc. First International Congress on Large Dams, Vol.1:202-217
- [42] Ekwall A (1937) *Svenska Vattenkraftföreningens tjuguaätte ordinarie årsmöte den 22 april 1937 – Specialcement för vattenbyggnader: Föredrag av överingenjör Axel Ekwall*, Publikation 304 (1937:11), Svenska Vattenkraftföreningen
- [43] Elmroth A (1966) *Tilläggsisolering av träformar vid vintergjutning*, Väg- och Vattenbyggaren, Vol.10:427-430
- [44] Eriksson H (1994) *Investigation and rehabilitation of the Storfinnforsen dam*, Proc. Eighteenth International Congress on Large Dams, Vol.1:247-259
- [45] Everhill P, Palmquist O (2014) *Konsekvensbeskrivning utrivning av vattenkraftstation – Exemplet Svartåfors*, Tekniska Verken
- [46] Fagerlund G (2010) *Betongkonstruktioners beständighet – En genomgång av officiella svenska regler 1926-2010*, TVBM-3153, Lunds Tekniska Högskola

- [47] Fagerlund G (2012) *Inverkan av salter på betong – Kemisk och fysikalisk påverkan*, Rapport 12:29, Elforsk
- [48] Fahlén A, Näslund L (1991) *Sprickor i Storfinnforsens betongdamm – Kartering och analys*, Examensarbete 1991:004 E, Tekniska Högskolan i Luleå
- [49] Flodin H (1936) *Contraction and expansion joint in intake flume*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.3:188-189
- [50] Forsén L (1934) *Om cementspecialisering*, Betong, Häfte 4:219-248, Svenska Betongföreningen
- [51] Forsén L (1936) *Swedish cements for hydraulic structures*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.2:181-186
- [52] Forsgren N (1982) *Porjus – Pionjärverket i ödemarken*, Porjus Arkivkommitté och Vattenfall
- [53] Forsgren N (1987) *Suorva – Dammygget i vildmarken*, Porjus Arkivkommitté och Vattenfall
- [54] Forsgren N (1989) *Den effektfulla älven – Stänk från Luleälvens kraftfulla historia*, Porjus Arkivkommitté och Vattenfall
- [55] Forsgren N (1992) *Krafttag i norr – En krönika om energin från Vattenfall Mellersta Norrland*, Vattenfall
- [56] Forsgren N (1995) *Harsprånget – Storverket som aldrig höll på att bli av*, Porjus Arkivkommitté och Vattenfall
- [57] Friström G, Sällström S (1967) *Control and maintenance of concrete structures in existing dams in Sweden*, Proc. Ninth International Congress on Large Dams, Vol.3:383-401
- [58] Frost R V (1927) *Undersökning av värmeutvecklingen hos olika cementsorter under hårdnandet*, Betong, Häfte 3:77-88, Svenska Betongföreningen
- [59] Frost R V (1937) *Cementets och betongmaterialets utveckling under de senaste 25 åren*, Betong, Häfte 1:82-91, Svenska Betongföreningen
- [60] Frost R V, Bährner V (1935) *Om vibrering av betong*, Betong, Häfte 1:1-21, Svenska Betongföreningen
- [61] Furuskog V (1939) *Byggnadstekniska särdrag hos några nya vattenkraftverk*, Teknisk Tidskrift, Häfte 12:153-163, Svenska Teknologföreningen
- [62] Furuskog V (1955) *Free front design of concrete gravity dams*, Proc. Fifth International Congress on Large Dams, Vol.4:761-768
- [63] Föreningens undervattensbetongkommitté (1921) *Redogörelse för i Sverige utförda arbeten med undervattensbetong samt för laboratorieförsök med gjutning av betong under vatten utförda av Svenska Betongföreningen*, Betong, Häfte 2:43-65, Svenska Betongföreningen
- [64] Giertz-Hedström S (1933) *Cementteori och betongteknik – IV. Om gravitationsdammar av betong och behovet av ett härför särskilt anpassat cement*, Betong, Häfte 3:98-104, Svenska Betongföreningen
- [65] Giertz-Hedström S (1937) *Cementhalten som kvalitetsbestämmande faktor för betong – 2. Laboratoriechefen S. Giertz-Hedströms föredrag*, Betong, Häfte 2:152-169, Svenska Betongföreningen
- [66] Giertz-Hedström S (1941) *Vattentäthetsförsök med vibrerad och ovibrerad betong*, Betong, Häfte 1:19-38, Svenska Betongföreningen
- [67] Giertz-Hedström S (1942) *Rapport från inspektionsresa till svenska betongdammar i aug. 1939 med särskild hänsyn till sprickbildningsfrågan och användandet av specialcement*, Publikation 354 (1942:16), Svenska Vattenkraftföreningen
- [68] Gigot, Lea, Morgan, Gupta (1951) *Discussion – Question No 15 – Concrete for large dams*, Proc. Fourth International Congress on Large Dams, Vol.3:V-XXXV
- [69] Granholm H (1942) *Tekniska och ekonomiska synpunkter på användningen av kamjärn för armerade betongkonstruktioner*, Betong, Häfte 1:28-41, Svenska Betongföreningen
- [70] Granström G A (1923) *Svenska Cementförsäljnings Aktiebolaget 1893-1922 – En minnesskrift*, Cementa
- [71] Grøner C F (1933) *Method for repair and preservation of dams as used at the Ringedals dam, A/S Tyssefaldene, Hardanger, Norway*, Proc. First International Congress on Large Dams, Vol.1:113-140

- [72] Grøner C F (1948) *Experience on use of special cement for dams in Norway*, Proc. Third International Congress on Large Dams, Vol.2:1157-1167
- [73] Grøner C F (1976) *The effects of frost and acid water in Norwegian reinforced concrete dams*, Proc. Twelfth International Congress on Large Dams, Vol.3:977-985
- [74] Gustafson A, Johansson F, Krounis A (2011) *Spruckna lamelldammars stabilitet*, Nyhetsbrev #1/2011, SwedCOLD
- [75] Hagerman T, Roosaar H (1955) *Kismineralens skadeinverkan på betong*, Betong, Häfte 2:151-161, Svenska Betongföreningen
- [76] Hagrup J F (1952) *Temperaturspänningar i valvdammar vid variation av uppströmsvattenytan*, Betong, Häfte 1:19-30, Svenska Betongföreningen
- [77] Hallhagen F (1939) *Krångede kraftverk – Några byggnadstekniska data*, Publikation 322 (1939:2), Svenska Vattenkraftföreningen
- [78] Hallhagen F (1959) *Harrsele power station*, Publikation 474 (1959:4), Svenska Vattenkraftföreningen
- [79] Hallhagen F (1963) *Förspänd spiral i Bjurfors övre kraftverk*, Nordisk Betong, Vol.2:193-201
- [80] Hallhagen F, Löfgren B (1963) *Förspänd spiral i Bjurfors övre kraftverk*, Nordisk Betong, Vol.2:193-201
- [81] Hallström P (1932) *Betongkontroll och vattencementtal*, Betong, Häfte 1:6-16, Svenska Betongföreningen
- [82] Hallström P (1937) *Cementhalten som kvalitetsbestämmande faktor för betong – 1. Kapten Per Hallströms föredrag*, Betong, Häfte 2:129-152, Svenska Betongföreningen
- [83] Hathaway G A, Creager W P, Mahida U N (1951) *Discussion – Question No 13 – Design and construction of earth dams and rock-fill dams with their core walls and diaphragms*, Proc. Fourth International Congress on Large Dams, Vol.1:XV-XXXV
- [84] Heggstad R, Myran R (1967) *Investigations on 132 Norwegian concrete dams*, Proc. Ninth International Congress on Large Dams, Vol.3:491-517
- [85] Hellström B (1924) *Recent Swedish arch dam design*, Trans. First World Power Conference, Vol.2:667-675
- [86] Hellström B (1933) *Influences causing distortions in gravity dams*, Proc. First International Congress on Large Dams, Vol.1:379-404
- [87] Hellström B (1934) *Vattentät betong*, Betong, Häfte 2:99-111, Svenska Betongföreningen
- [88] Hellström B (1939) *Vattenbyggnadscement i amerikanska jättedammar*, Publikation 323 (1939:4), Svenska Vattenkraftföreningen
- [89] Hellström B (1955) *Compaction of a rock-fill dam*, Proc. Fifth International Congress on Large Dams, Vol.3:331-337
- [90] Hellström B, Berg L (1951) *Nissaström rock-fill dam*, Proc. Fourth International Congress on Large Dams, Vol.4:447-452
- [91] Hellström B, Rickey J W, Savage J L (1936) *Discussion – Question III*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.2:391-406
- [92] Hellström C (1937) *Aktiebolaget Skånska Cementgjuteriet 1887-1937*, Skanska
- [93] Hennebique F (1897) *Patenthandling 8910*, Patentverket, Stockholm
- [94] Hydén L (2013) *Dammsäkerhet i avgöranden 1999-2013 – Avgöranden i miljööverdomstolen och mark- och miljööverdomstolen*, VEM Konsult
- [95] Håkansson P (1948) *General principles for a specification of special cements*, Proc. Third International Congress on Large Dams, Vol.2:1031-1037
- [96] Häggbom I (1934) *Vibrerad betong*, Betong, Häfte 4:249-252, Svenska Betongföreningen
- [97] Jackson D C (2005) *Building the ultimate dam – John S. Eastwood and the control of water in the west*, University of Oklahoma Press

- [98] Jakobson N (1937) *Kraftförsörjning, vattenkraftutbyggnader och sjöregleringar 1934-1936*, Publikation 299 (1937:1), Svenska Vattenkraftföreningen
- [99] Jansson S, Fagerlund G (1983) *Anläggningscement i fullskaleförsök vid Ringhals*, Särtryck ur Cementa Nr 4, Cementa
- [100] Jansson S, Fagerlund G (1985) *Flytande kväve kyler betong*, Vol.2:16-19, Cementa
- [101] Johansson L, Sällström S (1990) *Ölandsbrons pelare – betongtekniska erfarenheter*, Väg- och Vattenbyggaren, Vol.3:43-49
- [102] Kalinowski M, Fossenstrand I, Trägårdh J (2013) *Risker för alkalisilikareaktion i dammar av betong med lågalkaliska cement och ballast från fjällbergarter – Undersökning av fyra dammar*, Elforsk rapport 13:55, Elforsk
- [103] Karlsson J (2001) *Kraften från Olofström – en bok om elkraftens historia när Olofströms Kraft AB fyller 70 år 2001*, Olofströms Kraft AB
- [104] Karlsson P A (1910) *Sydsvenska kraftaktiebolaget – Vattenkraftanläggningarna vid Lagan i Småland och Halland och kraftledningarna genom Halland och Skåne: Minnesskrift september 1910*, Sydsvenska Kraftaktiebolaget
- [105] Kjellberg R (1984) *En berättelse om ICOLD – Till svenska kommittén för ICOLD på 50-årsdagen*, SWEDCOLD
- [106] Kjellström O (1937) *Aktiebolaget Skånska Cementgjuteriet 1887-1937*, Skanska
- [107] Kock K (1932) *Skånska Cementaktiebolaget 1871-1931 – Minnesskrift*, Skånska Cement AB
- [108] Kremser H (1958) *Some considerations regarding the use of natural pozzolanas in the construction of dams with special regard to the experiences gained with Rhinish trass*, Proc. Sixth International Congress on Large Dams, Vol.3:577-589
- [109] Kreüger H (1937) *Vacuumbetong*, Betong, Häfte 2:170-175, Svenska Betongföreningen
- [110] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1919) *Redogörelse för arbetena med Älvkarleby kraftverksbyggnad 1911-1917*, Meddelande, N:o 17, Vattenfall
- [111] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1928) *Redogörelse för arbetena med Motå kraftverks första utbyggnad*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 15, Vattenfall
- [112] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1929) *Redogörelse för undersökningar angående orsakerna till förstörelse av betong*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 16, Vattenfall
- [113] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1931) *Redogörelse för arbetena med Norrfors kraftverks första utbyggnad*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 17, Vattenfall
- [114] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1932) *Redogörelse för arbetena med Lilla Edets kraftverks första utbyggnad*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 18, Vattenfall
- [115] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1937) *Reglering av Stora Lule Älvs och dess källsjöar – Del III – Suorvadammens första utbyggnad*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 108, Vattenfall
- [116] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (193x) *Redogörelse för arbetena med Porjus kraftverksbyggnad intill utgången af år 1911*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 111, Vattenfall
- [117] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1938) *Redogörelse för arbetena med Porjus kraftverksbyggnad – Del II – 1912-1915*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 112, Vattenfall
- [118] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1940) *Redogörelse för arbetena med Porjus kraftverksbyggnad – Del III – 1916-1924*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 113, Vattenfall
- [119] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1943) *Stadsforsens kraftstationsbyggnad*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 122, Vattenfall
- [120] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1946) *Kattstrupeforsens kraftstationsbyggnad*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 124, Vattenfall
- [121] Kungl. Vattenfallsstyrelsen (1947) *Porjus kraftverksbyggnad – Del IV*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 114, Vattenfall

- [122] Kåwert, K (1967) *Ett långsamt hårdnande och sulfatresistent portlandcement*, Väg- och Vattenbyggaren, Vol.6:262-267
- [123] Lalin G S (1933) *Vattentäthet hos betong*, Betong, Häfte 4:138-147, Svenska Betongföreningen
- [124] Lalin G S (1936) *Employment of Low-Heat cement in construction of Vargon power station*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.2:187-188
- [125] Lalin G S (1936) *Stone facing on concrete of hydraulic structures*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.3:393-399
- [126] Lalin G S (1939) *Erfarenheter och synpunkter beträffande vattenbyggnadsbetong*, Betong, Häfte 1:39-59, Svenska Betongföreningen
- [127] Lalin G S (1942) *Handledning i betongkontroll vid Statens Vattenfallsverks byggnadsarbeten*, Vattenfall
- [128] Lalin G S (1945) *Handledning i betongkontroll vid Statens Vattenfallsverks byggnadsarbeten*, Vattenfall
- [129] Lalin G S (1946) *Äggviteprodukter som tillsats till betong*, Betong, Häfte 4:217-224, Svenska Betongföreningen
- [130] Lalin G S (1948) *Admixtures for the purpose of improving the workability of concrete*, Proc. Third International Congress on Large Dams, Vol.2:1217-1221
- [131] Lalin G S, Royen N (1933) *Influence of internal temperature and distortion of weight-dams*, Proc. First International Congress on Large Dams, Vol.2:281-292
- [132] Lerch W (1958) *The use of air-entraining admixtures in concrete in large dams in the United States*, Proc. Sixth International Congress on Large Dams, Vol.3:913-924
- [133] Lindahl P A (1916) *Om betong som byggnadsmaterial*, Betong, Häfte 1:3-15, Svenska Betongföreningen
- [134] Lindfors L-E (2007) *Den entusiastiske ingenjören – Professor Lennart Forséns historia*, Scriptum
- [135] Lundberg G (1954) *Spänningar och deformationer i Krokströmmens valvdamm*, Teknisk Tidskrift, Årgång 84, Svenska Teknologföreningen
- [136] Lundquist R (1951) *Gräda – vårt nya kraftverk*, Bergslaget, Nr 1:32-33, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [137] Lübeck S (1924) *Sveriges vattenkrafttillgångar och vattenkraftproduktion*, SOU 1924:39, Finansdepartementet
- [138] Lyse I (1945) *Betong som byggematerial i kalt klima*, Betong, Häfte 1:28-43, Svenska Betongföreningen
- [139] Lyse I (1951) *Investigation on air entraining in concrete*, Proc. Fourth International Congress on Large Dams, Vol.3:66-80
- [140] Löfquist B (1946) *Temperatureffekter i hårdnande betong – Undersökning av några faktorer som påverka sprickbildningen i grövre konstruktioner – Jämförelse mellan två svenska cement*, doktorsavhandling, Chalmers Tekniska Högskola
- [141] Löfquist B (1946) *Temperatureffekter i hårdnande betong – Undersökning av några faktorer som påverka sprickbildningen i grövre konstruktioner – Jämförelse mellan två svenska cement*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 22, Vattenfall
- [142] Löfquist B (1948) *Comparison between a low-heat and a standard cement*, Proc. Third International Congress on Large Dams, Vol.2:1047-1066
- [143] Löfquist B (1949) *Specialcement mot sprickbildning i vattenbyggnadsbetong*, Betong, Häfte 1:15-29, Svenska Betongföreningen
- [144] Löfquist B (1951) *Calculating a concrete wall*, Proc. Fourth International Congress on Large Dams, Vol.1:111-133
- [145] Löfquist B (1955) *Notes on Swedish experience of concrete performance in hydraulic structures*, Proc. Fifth International Congress on Large Dams, Vol.4:177-184
- [146] Malmfors S (1939) *Långhags kraftverk – det senaste ledet i Bergslagens kraftförsörjning*, Teknisk Tidskrift, Häfte 21:313-319, Svenska Teknologföreningen

- [147] Malmfors S (1952) *Kraft och kraftverksbygge i Dalarna*, Bergslaget, Nr 2:6-10, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [148] Matton C (1933) *Svenska Vattenkraftföreningens tjuguffjärde ordinarie årsmöte den 27 april 1933 – Erfarenheter från utförda injekteringsarbeten i betong: Föredrag av Direktör C. Matton*, Publikation 260 (1933:5), Svenska Vattenkraftföreningen
- [149] McMillan F R (1930) *Huvudprinciper för tillverkning av betong*, Betong, Häfte 1:1-24, Svenska Betongföreningen
- [150] McMillan F R (1933) *Good workmanship – An essential of durable concrete dams*, Proc. First International Congress on Large Dams, Vol.1:141-167
- [151] Mossberg R (1920) *Den armerade betongens betydelse som byggnadsmaterial*, Betong, Häfte 2-4:69-71, Svenska Betongföreningen
- [152] Mossberg R (1923) *Till frågan om vattenhalten vid betongggjutningar*, Betong, Häfte 3:104-109, Svenska Betongföreningen
- [153] Nerell S (1960) *Vargforsens kraftstationsbygge*, Väg- och Vattenbyggaren, Vol.1:23-27
- [154] Nilsson L B (1951) *Temperatures, strains, and formation of cracks in concrete dam at Ljusne Strommar*, Proc. Fourth International Congress on Large Dams, Vol.3:486-510
- [155] Nilsson L B (1953) *Temperaturvariationer, längdändringar och sprickbildning i grova betongkonstruktioner – Undersökning på utförda byggnadsdelar vid kraftverket Ljusne Strömmar*, Publikation 435 (1953:6), Svenska Vattenkraftföreningen
- [156] Nilsson L B (1966) *Moforsens kraftverksdamm – Förstärkning av betongytorna i energiomvandlaren*, Väg- och Vattenbyggaren, Vol.6:295-300
- [157] Nilsson T (1964) *Swedish National Committee on Large Dams – General Paper No. 8*, Proc. Eighth International Congress on Large Dams, Vol.4:227-252
- [158] Nilsson T (1967) *Swedish National Committee on Large Dams – General Paper No. 9*, Proc. Ninth International Congress on Large Dams, Vol.4:811-830
- [159] Nilsson T (1972) *Fyra gånger Suorva*, Vattenfall
- [160] Nordisk Familjebok (1905) *Nordisk familjebok – Konversationslexikon och Realencyklopedi*, Nordisk Familje Boks Förlag AB
- [161] Nycander S (1919) *Betongs lämpligaste sammansättning*, Betong, Häfte 1-4:15-30, Svenska Betongföreningen
- [162] Nycander S (1921) *Betongberedningen vid Motala kraftverksbyggnad*, Betong, Häfte 2:30-42, Svenska Betongföreningen
- [163] Nycander P (1953) *En varning vid tillsättning av lufttillförande medel*, Betong, Häfte 4:247-250, Svenska Betongföreningen
- [164] Nycander P (1954) *Betongens vattentäthet*, Betong, Häfte 2:85-107, Svenska Betongföreningen
- [165] Persson T (1954) *Ny kraft*, Bergslaget, Nr 2:11-14, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [166] Persson T (1962) *Slagg – cement – betong*, Bergslaget, Nr 3:20-25, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [167] Powers T C (1945) *A working hypothesis for further studies of frost resistance of concrete*, Journal of the American Concrete Institute, Vol.16:245-272
- [168] Powers T C (1949) *The air requirement of frost-resistant concrete*, Proc. Highway Research Board, Vol.29:184-211
- [169] Powers T C, Helmuth R A (1953) *Theory of volume changes in hardened Portland-cement paste during freezing*, Proc. Highway Research Board, Vol.32:285-297
- [170] Pramstig A (1961) *Manufacturing concrete aggregates with a good particle shape*, Proc. Seventh International Congress on Large Dams, Vol.1:425-430
- [171] Reinius E (1959) *Vattenbyggnad – Del 3 – Dammar*, Stockholm

- [172] Reinius E (1967) *Vattenkraftsbyggnad*, Väg- och Vattenbyggaren, Jubileumsskrift, 16-21
- [173] Ribbing N, Ploman F (1933) *Väg- och vattenbyggnadsfacket under år 1932*, Teknisk Tidskrift, Häfte 4:40-47, Svenska Teknologföreningen
- [174] Rolfsen O (1933) *Blast furnace cement concrete at the Grönvolfjoss hydro-electric development, Telemark, Norway*, Proc. First International Congress on Large Dams, Vol.1:219-227
- [175] Roosaar H, Vessby E (1962) *Betongskador orsakade av kismineral i ballast*, Nordisk Betong, Vol.3:247-260
- [176] Rosenqvist M (2016) *Frost-induced deterioration of concrete in hydraulic structures – Interactions between water absorption, leaching and frost action*, doktorsavhandling, TVBM-1036, Lunds Tekniska Högskola
- [177] Rosenström S (1956) *Bälforsens kraftverk*, Väg- och Vattenbyggaren, Vol.5:116-117
- [178] Roth T, Silfwerbrand J, Sundquist H (2002) *Betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk – En sammanställning över konstruktion och material*, SKI Rapport 02:59, Statens Kärnkraftsinspektion
- [179] Royen N (1924) *Betongens krympning och svällning – Studier och försök*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 3, Vattenfall
- [180] Royen N (1927) *Skador hos betong*, Betong, Häfte 1:21-23, Svenska Betongföreningen
- [181] Royen N (1927) *Erfarenheter av stenbeklädnader vid vattenbyggnader*, Betong, Häfte 3:73-76, Svenska Betongföreningen
- [182] Royen N (1948) *Report on actual observations of hydraulic structures built with low-heat cement*, Proc. Third International Congress on Large Dams, Vol.2:1253-1255
- [183] Rönnow S (1947) *AB Skånska Cementgjuteriet 1887-1947*, Skanska
- [184] Samsioe F (1929) *Hur sammansättes en god betong?*, Betong, Häfte 1:1-23, Svenska Betongföreningen
- [185] Samsioe F (1929) *Skador å betong och botemedlen däremot*, Publikation 224 (1929:12), Svenska Vattenkraftföreningen
- [186] Samsioe F (1932) *Betingelser för framställning av god betong*, Häfte 2:17-22, Teknisk Tidskrift, Svenska Teknologföreningen
- [187] Sandström T (2006) *Månsbo gamla kraftverk – Uppföljning av betongkonstruktionens rivning*, Elforsk rapport 08:66, Elforsk
- [188] Saretok, V (1952) *Tillsatsmedel till betong*, Nr 127, Avd. Väg- och Vattenbyggnad, Byggnadsteknik, Chalmers Tekniska Högskola
- [189] Schlyter O (2009) *Cementfabriken och bangården i Limhamn - Kulturhistorisk utredning*, Malmö Stad
- [190] Schlyter R (1923) *Skador hos betong genom cementets utlösning eller sönderdelning och skyddsmedel härför – Diskussionsinledning*, Betong, Häfte 3-4:61-91, Svenska Betongföreningen
- [191] Schmidt C A (1961) *Design and construction of dams*, Väg- och Vattenbyggaren, Vol.4:117-122
- [192] Schulze F W O, Kauf L, Brugsch E (1910) *Wasserbau – Vierter Band des Handbuchs für Eisenbetongbau*, 2:a upplagan, Berlin
- [193] Schütz F, Lagerberg P, Tyrland F (1975) *Nya Asfalt AB 1875-1975*, Nya Asfalt AB
- [194] Serrander M, Berg G, Sundin A G, Thulin C, Karlsson K I, Samsioe F (1923) *Forshuvudforsens kraftverk*, Publikation 1952 (1923:7), Svenska Vattenkraftföreningen
- [195] SOU 1924:25 (1924) *Normalbestämmelser för Leverans och Provnings av Cement samt för Byggnadsverk av Betong och Armerad Betong*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet
- [196] SOU 1926:13 (1926) *Normalbestämmelser för Leverans och Provnings av Cement samt för Byggnadsverk av Betong och Armerad Betong*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet
- [197] SOU 1926:14 (1926) *Tilläggsbestämmelser till Normalbestämmelser för Leverans och Provnings av Cement*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet

- [198] SOU 1930:30 (1930) *Normalbestämmelser för Leverans och Provnings av Cement samt för Byggnadsverk av Betong och Armerad Betong*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet
- [199] SOU 1932:24 (1932) *Normalbestämmelser för Leverans och Provnings av Cement samt för Byggnadsverk av Betong och Armerad Betong*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet
- [200] SOU 1934:17 (1934) *Statliga Cement- och Betongbestämmelser av År 1934*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet
- [201] SOU 1942:44 (1942) *Tillägg Nr 1 till Statliga Cement- och Betongbestämmelser av År 1934*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet
- [202] SOU 1943:40 (1943) *Statliga Cementbestämmelser av År 1943*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet
- [203] SOU 1949:64 (1950) *Statliga Betongbestämmelser – Del 1. Materialdelen*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet
- [204] SOU 1951:35 (1951) *Den svenska byggnadsmaterialmarknaden - Produktion, distribution, och prissättning av jord- och stenindustriens material – Utredning gjord på uppdrag av 1947 års byggnadsmaterialutredning*, Statens Offentliga Utredningar, Socialdepartementet
- [205] SOU 1957:12 (1957) *Stommaterial från jord- och stenindustrin - Betänkande avgivet av 1947 års byggnadsmaterialutredning*, Statens Offentliga Utredningar, Socialdepartementet
- [206] SOU 1957:25 (1957) *Statens Betongbestämmelser – Del 2 a. Konstruktionsbestämmelser*, Statens Offentliga Utredningar, Kommunikationsdepartementet
- [207] Spade B (1999) *De svenska vattenkraftverken – teknik under hundra år*, Riksantikvarieämbetet och Kraftverksföreningen
- [208] Stanton T E (1940) *Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate*, Proc. Am. Soc. C. E., Vol.66:1781-1811
- [209] Statens Betongkommitté (1960) *B1-1960 – Statliga cementbestämmelser*, Svensk Byggtjänst
- [210] Statens Betongkommitté (1965) *B5-1965 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Material och utförande. Betong*, Svensk Byggtjänst
- [211] Statens Betongkommitté (1969) *B6-1968 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Material och utförande. Armering*, Svensk Byggtjänst
- [212] Statens Betongkommitté (1969) *B7-1968 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Allmänna konstruktionsbestämmelser*, Svensk Byggtjänst
- [213] Statens Betongkommitté (1974) *B5-1973 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Material och utförande. Betong*, Svensk Byggtjänst
- [214] Statens Betongkommitté (1978) *B5-1973 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Material och utförande. Betong. Utgåva 2*, Svensk Byggtjänst
- [215] Statens Betongkommitté (1978) *B5-1973 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Material och utförande. Betong. Utgåva 2*, Svensk Byggtjänst
- [216] Statens Betongkommitté (1978) *B6-1968 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Material och utförande. Armering. Utgåva 2*, Svensk Byggtjänst
- [217] Statens Betongkommitté (1979) *BBK 79 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Band 1. Konstruktion*, Svensk Byggtjänst
- [218] Statens Betongkommitté (1979) *BBK 79 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Band 2. Material, Utförande, Kontroll*, Svensk Byggtjänst
- [219] Statens Betongkommitté (1982) *B1 – Statliga cementbestämmelser. Utgåva 2*, Svensk Byggtjänst
- [220] Statens Betongkommitté (1988) *BBK 79 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Band 1. Konstruktion. Utgåva 2*, Svensk Byggtjänst
- [221] Statens Betongkommitté (1988) *BBK 79 – Bestämmelser för betongkonstruktioner. Band 2. Material, Utförande, Kontroll*, Svensk Byggtjänst

- [222] Statens Vattenfallsverk (1956) *Anvisningar för utförande och kontroll av betongarbeten*, Vattenfall
- [223] STORA (1959) *Trängslet Project – Some Technical Data on the Dam*, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [224] STORA (1961) *Trängslet – Den 9 september 1961*, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [225] Strippel H, Sternhufvud C, Skärman T (2005) *Utredning om möjligheterna att minska utsläppen av fossil koldioxid från mineralindustrin*, IVL-rapport B1651, IVL Svenska Miljöinstitutet AB
- [226] Sundquist K J (1955) *Notes on the economy and safety of different types of concrete dams*, Proc. Fifth International Congress on Large Dams, Vol.2:227-246
- [227] Svenska Cementföreningen (1937) *Cement och betong katekes*, 4:e uppl., Svenska Cementföreningen
- [228] Svenska Cementföreningen (1942) *E-cement och E-betong*, 4:e uppl.
- [229] Svenska Teknologföreningen (1910) *Bestämmelser för leverans och provning av Portlandcement*, Handbok XII
- [230] Svenska Teknologföreningen (1910) *Bestämmelser för utförande af arbeten i betong och armerad betong*, Handbok XIII
- [231] Svensson S-E (1951) *Glidformsgjutning med hydraulisk formlyftning*, Betong, Häfte 3:151-178, Svenska Betongföreningen
- [232] Swenson G C W (1916) *Betongarbetena vid Untra vattenkraftsbyggnad*, Betong, Häfte 1:17-26, Svenska Betongföreningen
- [233] Swenson G C W, Chatillon-Winbergh G (1917) *Rostfaran i järnbetongkonstruktioner*, Betong, Häfte 2:43-53, Svenska Betongföreningen
- [234] Sällström S (1967) *Plastic coatings used for sealing old concrete dam*, Proc. Ninth International Congress on Large Dams, Vol.3:369-381
- [235] Sällström S (1972) *Vattenfalls betonghandbok – Anvisningar för utförande och kontroll av betongarbeten*, Vattenfall
- [236] Tengvik N (1941) *Jämförande undersökningar av s.k. kamjärn och rundjärn av högvärdigt stål*, Betong, Häfte 4:285-303, Svenska Betongföreningen
- [237] Trasswerke Meurin (1955) *Highly hydraulic Rhinish trass*, broschyr, Trasswerke Meurin
- [238] Trasswerke Meurin (1955) *Trass – Most highly hydraulic puzzuolana*, broschyr, Trasswerke Meurin
- [239] Upmark E (1933) *Hydro-electric development in Sweden*, Publikation 261 (1933:6), Svenska Vattenkraftföreningen
- [240] Upmark E (1941) *Svenska Vattenkraftföreningens trettioandra ordinarie årsmöte den 24 april 1941 – Dagens kraftfrågor: Föredrag av ingenjör Erik Upmark*, Publikation 343 (1941:10), Svenska Vattenkraftföreningen
- [241] Vogt F (1933) *Temperature straining in thick concrete dams*, Proc. First International Congress on Large Dams, Vol.1:293-309
- [242] Werner D (1932) *Litteratur – Unterwassergussbeton nach dem Contractor-Verfahren*, Teknisk Tidskrift, Häfte 1:16, Svenska Teknologföreningen
- [243] Werner D (1933) *Cementteori och betongteknik – III. Betong i grova konstruktioner*, Betong, Häfte 2:64-68, Svenska Betongföreningen
- [244] Werner P W (1936) *Notes on design of contraction, shrinkage, and construction joints in concrete dams*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.3:190-195
- [245] Werner P W (1938) *Något om moderna svenska dammbyggnader*, Publikation 310 (1938:2), Svenska Vattenkraftföreningen
- [246] Werner P W (1941) *Tätning av dilatationsfogar i vattenbyggnader med asfalt under tryck*, Betong, Häfte 1:39-44, Svenska Betongföreningen
- [247] Werner P W (1941) *Betongdammen*, Betong, Häfte 2:74-83, Svenska Betongföreningen

- [248] Westerberg G (1926) *Kort beskrivning av betongarbetenas utförande vid Lilla Edets kraftverksbyggnad*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 8, Vattenfall
- [249] Westerberg G (1926) *Några tillämpningar av cementinpressningsmetoden vid Statens Vattenfallsverks byggnadsföretag*, Tekniska Meddelanden, Ser. B., N:r 7, Vattenfall
- [250] Westerberg G (1933) *Détérioration, par vieillissement, du béton des barrages-poids*, Proc. First International Congress on Large Dams, Vol.1:49-81
- [251] Westerberg G (1933) *Svenska Vattenkraftföreningens tjugufjärde ordinarie årsmöte den 27 april 1933 – Underhåll och reparation av betong i vattenbyggnader: Föredrag av arbetschefen G. Westerberg*, Publikation 260 (1933:5), Svenska Vattenkraftföreningen
- [252] Westerberg G (1933) *Undersökningsmetoder för konstaterande av betongens beskaffenhet i vattenbyggnader*, Publikation 256 (1933:1), Svenska Vattenkraftföreningen
- [253] Westerberg G (1936) *Design of shrinkage and contraction joints*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.3:181-187
- [254] Westerberg G (1944) *Jorddammar med tätskikt av betong*, Publikation 365 (1944:3), Svenska Vattenkraftföreningen
- [255] Westerberg G (1944) *Jorddammar med tätskikt av betong*, Teknisk Tidskrift, Årgång 74, Svenska Teknologföreningen
- [256] Westerberg G (1951) *Absence of cracks in a special type of concrete dam*, Proc. Fourth International Congress on Large Dams, Vol.3:123-127
- [257] Westerberg G, Pira G, Hagrup J (1951) *Description of some Swedish earth and rock fill dams with concrete core walls and measurements of the movements and pressure in the filling material and the core walls*, Proc. Fourth International Congress on Large Dams, Vol.1:67-97
- [258] Westerlind A (1924) *Recent practice in Swedish water power engineering*, Trans. First World Power Conference, Vol.2:338-358
- [259] Wijkander R, Knös O (1944) *Undersökning angående böckning av armeringsjärn i kvalitet SAS 40*, Betong, Häfte 1:21-26, Svenska Betongföreningen
- [260] Wijkander R, Knös O (1945) *Högvärdiga armeringsstål*, Betong, Häfte 2:79-98, Svenska Betongföreningen
- [261] Wittrock P (1934) *Statens kraftstation vid Vargön och byggnadsarbeten vid Göta älv för Vänerens reglering*, Publikation 271 (1934:9), Svenska Vattenkraftföreningen
- [262] Wästlund G (1946) *Betongteknikens historiska utveckling*, Meddelanden N:r 5, Svenska Forskningsinstitutet för Cement och Betong
- [263] Åberg A (1962) *Från skvaltkvarn till storkraftverk – Om den enskilda och kommunala kraftindustrins tillkomst och utveckling*, Svenska Vattenkraftföreningen
- [264] Åberg A (1972) *Cement i 100 år – En krönika om Skånska Cementaktiebolaget – AB Cementa*, Skånska Cement AB
- [265] Åstrand H (1962) *Betonginklädnad av tilloppstub vid Stalons kraftstation*, Väg- och Vattenbyggaren, Vol.7:255-258
- [266] Öhman A (1933) *Arbetsanordningar vid Krångede kraftverksbyggnad*, Publikation 266 (1933:15), Svenska Vattenkraftföreningen
- [267] Öhman A (1936) *Employment of Pansar cement in construction of Krångede power station*, Proc. Second International Congress on Large Dams, Vol.2:188-191
- [268] Österberg D V (1951) *Nyare formbyggnadsmetoder i Sverige*, Betong, Häfte 3:139-150, Svenska Betongföreningen

12.2 OPUBLICERADE KÄLLOR

- [1] Almquist E (1921) *Betongundersökningar företagna vid Motala Kraftverksbyggnad år 1921*, skrivelse daterad juli 1921, Vattenfall
- [2] Andersson G (1993) *Erfarenheter av Massivcement*, skrivelse daterad 14 april, Vattenfall
- [3] Bernell L (1980) *Tillsatsmedel till betong*, skrivelse daterad 18 juli, Vattenfall
- [4] Berg N, Rydman S G (1955) *Bålforsens kraftverk – Memo nr 10 – Material- och arbetsbeskrivning för stenförstärkt betong och blockstensbetong*, skrivelse daterad 22 mars, Vattenbyggnadsbyrån
- [5] Berg N, Rydman S G (1956) *Bålforsens kraftverk – Memo nr 15 – Program för ingjutning av tilloppstuber*, skrivelse daterad 17 november, Vattenbyggnadsbyrån
- [6] Billner K P (1945) *Improved concrete construction*, skrivelse daterad 23 april, Vacuum Concreting INC.
- [7] Blomquist O (1945) *Betr. tillsatsmedel till betong*, skrivelse daterad 30 juli, Allmänna Handelsaktiebolaget
- [8] Borgquist W (1941) *Utlåtande om hemställan till anslag för provning av E-cement*, skrivelse daterad 10 juni, Vattenfall
- [9] Borgquist W (1942) *Kommentarer till "P.M. angående vibrotekniska undersökningar"*, skrivelse daterad 10 februari, Vattenfall
- [10] Borgquist W (1946) *Vibration av såväl jordmassor som betong*, skrivelse daterad 14 september, Vattenfall
- [11] Byström E (1958) *Glidformsgjutning av betongkonstruktioner med lutande yta*, skrivelse daterad mars, Vattenfall
- [12] Börtemark I (1978) *Massivcement*, skrivelse daterad 22 november, Cementa
- [13] Börtemark I (1980) *Cementleveranser 1980*, skrivelse daterad 24 januari, Cementa
- [14] Cementa (1955) *Vulkancement*, skrivelse daterad 30 mars, Cementa
- [15] Delin B (1913) *P.M. beträffande vattentillsatser vid blandning af betong för armerade betongarbeten vid Älfkarleby Kraftverksbyggnad*, skrivelse daterad 30 oktober, Vattenfall
- [16] Delin B (1913) *P.M. n:o 2 beträffande vattentillsatser vid blandning af betong för armerade betongarbeten vid Älfkarleby Kraftverksbyggnad*, skrivelse daterad 7 november, Vattenfall
- [17] Ekelöf, G (1948) *Berättelse över arbetena för Vänster jorddamm i Midskogsforsen samt Sänkningskanalen i Näverede*, skrivelse daterad 30 april 1948, Vattenfall
- [18] Ekevärm G (1956) *Rapport från besök vid Norrbottens Järnverk, Luleå den 18 okt 1956*, skrivelse daterad 22 oktober, Vattenfall
- [19] Ekevärm G (1956) *Reparation a betongskador*, skrivelse daterad 7 december, Vattenfall
- [20] Ekevärm G (1957) *Rapport från tjänsteresa till Skånska Cementaktiebolaget i Limhamn den 17 dec. 1957*, skrivelse daterad 18 december, Vattenfall
- [21] Ekevärm G (1958) *PM betr. val av cementfabrikat för Stalon*, skrivelse daterad 15 januari, Vattenfall
- [22] Ekevärm G (1958) *Tillsatsmedel för betong*, skrivelse daterad 29 maj, Vattenfall
- [23] Ekevärm G (1958) *Alkali-kiselsyrareaktioner i betong*, skrivelse daterad 10 juni, Vattenfall
- [24] Ekevärm G (1959) *Anteckningar från besiktning av betongarbeten i Porsl den 19 mars 1959*, skrivelse daterad 23 mars, Vattenfall
- [25] Ekevärm G (1960) *Lagning av betongsprickor*, skrivelse daterad 8 april, Vattenfall
- [26] Ekevärm G (1960) *PM beträffande inventering av vissa betongskador vid några av Bergslagens vattenkraftanläggningar*, skrivelse daterad 21 november, Vattenfall
- [27] Ekevärm G (1962) *Trasstillats till betong*, skrivelse daterad 29 augusti, Vattenfall

- [28] Ekwall A (1935) *P.M. angående dammkonstruktioners förankring i berggrunden*, skrivelse daterad 18 april, Vattenfall
- [29] Ekwall A (1935) *Tjänstememorial angående tryckhållfasthet och vidhäftningshållfasthet*, skrivelse daterad 28 februari, Vattenfall
- [30] Elfman S (1954) *PM ang. Prepakt-betong*, skrivelse daterad 24 november, Vattenfall
- [31] Fagerlund G (1995) *PM – Swedish experiences of slag cement*, skrivelse daterad 5 maj, Øresundkonsortiet
- [32] Grändås J-Å (1988) *Betongtillsatsmedel*, skrivelse daterad 23 mars, Vattenfall
- [33] Gustafsson E (1949) *Pumpbetong vid Enders Dam*, skrivelse daterad 23 september, Vattenfall
- [34] Gustafsson E (1956) *Undersökning av olika tillsatsmedels retarderande inverkan på cementets bindning och på cementets hårdnande*, skrivelse daterad 23 april, Vattenfall
- [35] Gustafsson E (1958) *Rapport från besök vid Messaure-bygget den 6 november 1958*, skrivelse daterad 15 november, Vattenfall
- [36] Gustafsson E (1961) *Anteckningar från sammanträde med betongingenjörer m.fl. den 26 och 27 maj 1961*, skrivelse daterad 3 juli, Vattenfall
- [37] Gustafsson E (1962) *Messaurebygget*, skrivelse daterad 12 januari, Vattenfall
- [38] Gustafsson E (1962) *Tillsatsmedel till betong*, skrivelse daterad 12 januari, Vattenfall
- [39] Gustafsson E (1964) *Undersökning av vattentätheten hos dilatationsfog med 9" tätningsband*, skrivelse daterad 19 december, Vattenfall
- [40] Göransson T (1955) *Stornorrfors, betong*, skrivelse daterad 7 december, Vattenfall
- [41] Hagerman T (1952) *Utredning betr. stenmaterial tillgängligt för betong till Pengfors kraftstation med avseende på skaderisk genom kishalt i densamma*, rapport daterad 17 november, Hagermans Konsultationsbyrå
- [42] Hagrup J (1954) *Harsprångets kraftstation – Beskrivning av konstruktionerna för de vattenbyggnadstekniska anläggningsdelarna*, skrivelse daterad 29 mars, Vattenfall
- [43] Halde S (1957) *Tjänstememorial*, skrivelse daterad 25 april, Vattenfall
- [44] Hedström S G, Werner D (1930) *Undersökning av kornstorlekssammansättningen hos olika cementslag*, rapport daterad 31 december, Ingenjörsvetenskapsakademien
- [45] Heldt A (1964) *Gardikfors kraftstation och Gardikens reglering – Byggnadsteknisk beskrivning*, skrivelse daterad 7 oktober, Vattenfall
- [46] Höglund B (1975) *Vargfors kraftstation – Byggnadsteknisk beskrivning*, skrivelse daterad 15 oktober, Vattenfall
- [47] Ingevald K (1979) *Forsmark block 3 – Turbinbyggnad – Jämförande gjutning med LH- och massivcement*, skrivelse daterad oktober, Vattenfall
- [48] Jansson S (1987) *Gjutning och formrivning under den kalla årstiden*, skrivelse daterad 18 december, Vattenfall
- [49] Jansson S, Retelius A (1979) *Förprovning av betong tillverkad med finsk LH-cement*, Rapport BT 79:8, Vattenfall
- [50] Jonson E W (1937) *Untra kraftverk. 1937 års reparation av kraftstationen. Arbetsbeskrivning*, skrivelse daterad 27 januari, Vattenbyggnadsbyrån
- [51] Jonsson I (1959) *Undersökning av snabbcement (Limhamn och Gullhögen) nedsänt från Tuggenbygget*, skrivelse daterad 11 april, Vattenfall
- [52] Jurell G (1980) *Finskt LH-cement*, Anteckningar från sammanträde med Pentti Lehtinen, Imatran Voima, skrivelse daterad 23 januari, Vattenfall
- [53] Karlsson R (1956) *Sammanfattning av glidförskonferens den 25-26 september 1956*, skrivelse daterad 10 december, Vattenfall

- [54] Kreüger H (1921) *Undersökning rörande lämpligheten av att använda krossat stenmaterial av viss, nedan angiven, bergart för betongberedning*, provningsrapport daterad 30 maj, KTH
- [55] Kreüger H (1922) *Program för utförande av undersökningar med betongmaterial, avsett att användas för Lilla Edets kraftverksbyggnader*, provningsrapport daterad 1 juli, KTH
- [56] Kvistberg T (1967) *Porsi kraftstation – Vattenbyggnadsteknisk beskrivning*, skrivelse daterad 20 juli, Vattenfall
- [57] Lake L (1961) *Iskrossningsanläggning Tuggenbygget*, skrivelse daterad 13 juli, Vattenfall
- [58] Lalin G S (1930) *Betr. skrivelse av den 20 jan. till Ingenjörsvetenskapsakademien från Ingenjörsklubben i Falun*, skrivelse daterad 20 februari, Vattenfall
- [59] Lalin G S (1930) *Program för undersökning rörande vattentätheten hos cementbruk*, skrivelse daterad 28 oktober, Vattenfall
- [60] Lalin G S (1931) *P.M. angående avlagringar i ett dräneringsrör i kabelschaktet i Porjus*, skrivelse daterad 13 februari, Vattenfall
- [61] Lalin G S (1931) *Redogörelse för undersökning med Tricosalputs*, rapport daterad 12 mars, Vattenfall
- [62] Lalin G S (1931) *Ang. användning av högvärdigt cement*, skrivelse daterad 31 maj, Vattenfall
- [63] Lalin G S (1931) *Sillre*, skrivelse daterad 8 juni, Vattenfall
- [64] Lalin G S (1931) *Undersökningar med betongmaterialer från Vargön*, rapport daterad 9 oktober, Vattenfall
- [65] Lalin G S (1931) *Undersökningar med betongmaterial från Sillre*, rapport daterad 16 oktober, Vattenfall
- [66] Lalin G S (1931) *Nyare rön angående trass som tillsatsmedel till betong*, skrivelse daterad 23 oktober, Vattenfall
- [67] Lalin G S (1932) *Undersökningar av betong för utrönande av egenskaperna hos fyra olika cementsorter*, rapport daterad 21 maj, Vattenfall
- [68] Lalin G S (1932) *Anteckningar från resa till olika kraftstationer samt till Hellekis den 22/9 – 6/10 1932*, rapport daterad 10 oktober, Vattenfall
- [69] Lalin G S (1933) *Erfarenheter av Limhamns silikatcement*, skrivelse daterad 21 september, Vattenfall
- [70] Lalin G S (1933) *Erfarenheter av Ifö Pansarcement*, skrivelse daterad 29 december, Vattenfall
- [71] Lalin G S (1934) *Några synpunkter angående betongvibrering hämtade ur broschyren "Vibration", utgiven av Portland Cement Association*, rapporten daterad 29 oktober, Vattenfall
- [72] Lalin G S (1936) *Skarolängder hos armeringsjärn utan ändkrok*, skrivelse daterad 14 mars, Vattenfall
- [73] Lalin G S (1936) *Betr. betong i Sillre*, rapport daterad 8 oktober, Vattenfall
- [74] Lalin G S (1937) *Betr. Suorva – betongmaterial*, skrivelse daterad 17 mars, Vattenfall
- [75] Lalin G S (1937) *Betr. betongundersökningar*, skrivelse daterad 30 april, Vattenfall
- [76] Lalin G S (1937) *Betr. betongundersökningar*, skrivelse daterad 24 maj, Vattenfall
- [77] Lalin G S (1937) *P.M. angående försök med betongmaterial från Suorva*, skrivelse daterad 4 september, Vattenfall
- [78] Lalin G S (1937) *Plastisk formändring hos hårdnad betong – Utdrag ur en rapport till A.S.T.M. införd i Engineering News-Record 29 juli 1937*, skrivelse daterad 17 september
- [79] Lalin G S (1937) *P.M. angående cement- och betongbestämmelser jämte underlag för diskussion angående cementsorter*, skrivelse daterad november, Vattenfall
- [80] Lalin G S (1938) *Undersökning för utrönande av anledningen till kanaler under armeringsjärn*, skrivelse daterad 8 april, Vattenfall
- [81] Lalin G S (1938) *Undersökning av vattentätheten hos betong med 120 mm singelstorlek*, skrivelse daterad 12 april, Vattenfall
- [82] Lalin G S (1941) *Betr. E-cement*, skrivelse daterad 9 oktober, Vattenfall

- [83] Lalin G S (1941) *Undersökningar med E-cement*, skrivelse daterad 8 november, Vattenfall
- [84] Lalin G S (1942) *Betr. cement och betong – Suorva*, skrivelse daterad 23 januari, Vattenfall
- [85] Lalin G S (1942) *P.M. angående vibrotekniska undersökningar*, skrivelse daterad 4 februari, Vattenfall
- [86] Lalin G S (1945) *Betr. tillsatsmedel till betong*, skrivelse daterad 6 december, Vattenfall
- [87] Lalin G S, Scherman K A, Gustafsson E (1948) *Besiktning av Norrfors kraftstation den 27-28 september och 9-10 oktober 1948*, rapport daterad 11 november, Vattenfall
- [88] Lindman S-O (1987) *Älvkarleby kraftstation – Kylning av betong*, skrivelse daterad 11 september, Vattenfall
- [89] Lindström L (1989) *Undersökning av Mellanfallsdammen vid Älvkarleby kraftstation i samband med rivningen år 1988*, FUD-rapport U(L) 1989/42, Vattenfall
- [90] Löfroth A (1913) *Till Chefen för Kungl. Vattenfallsstyrelsens Byggnadsbyrå*, skrivelse daterad 3 november, Vattenfall
- [91] Löfquist B (1949) *Frostskador på betongplintar*, skrivelse daterad 20 juni, Vattenfall
- [92] Löfquist B (1949) *Tjänstememorial*, skrivelse daterad 8 november, Vattenfall
- [93] Löfquist B (1955) *Tillsatsmedel till betong*, skrivelse daterad 11 maj, Vattenfall
- [94] Löfquist B (1955) *Tillsatsmedel till betong*, skrivelse daterad 21 september, Vattenfall
- [95] Löfquist B (1955) *Tillsatsmedel till betong*, skrivelse daterad 7 december, Vattenfall
- [96] Lövenlund W (1936) *P.M. angående erfarenheter vid användande av silikatcement vid betongarbetena för Malfors kraftstationsbyggnad*, skrivelse daterad 29 februari, Vattenfall
- [97] Malmfors S (1952) *Betr. Trängslets kraftverk*, skrivelse daterad 31 januari, Stora Kopparbergs Bergslags Aktiebolag
- [98] Martna J (1961) *PM angående sulfatskador i betong*, skrivelse daterad 16 december, Vattenfall
- [99] Martna J (1975) *Möjligheter att dämpa temperaturhöjning i betong genom val av cement och kylning av ballast*, skrivelse daterad 8 september, Vattenfall
- [100] Martna J (—) *Betongskador på Vattenfalls anläggningar*, Vattenfall
- [101] Nilsson T (1952) *Slaggcement*, skrivelse daterad 7 februari, Vattenfall
- [102] Nilsson T (1952) *Avtal mellan AB Byggbättring och Kungl. Vattenfallsstyrelsen*, avtal upprättat 15 december, Vattenfall
- [103] Nilsson T (1954) *Tjänstememorial angående tjänsteresa till USA och Canada*, skrivelse daterad 13 mars, Vattenfall
- [104] Nilsson T (1954) *Ang. ballastkommittén*, skrivelse daterad 11 november, Vattenfall
- [105] Nilsson J (1964) *Mätning av temperaturrörelser i betongkonstruktioner vid sprickor, gjutfogar och dilatationsfogar*, skrivelse daterad 27 maj, Vattenfall
- [106] Norén B (1937) *Betr. betongmaterial för Porjus*, skrivelse daterad 17 februari, Vattenfall
- [107] Nylander S (1976) *BDT-damminspektioner 1975 – Erfarenheter*, skrivelse daterad 8 november, Vattenfall
- [108] Nylander S (1977) *BDT damminspektioner av NK anläggningar*, skrivelse daterad 18 januari, Vattenfall
- [109] Nylander S (1979) *BDT damminspektioner av PKD2 anläggningar – Erfarenheter*, skrivelse daterad 12 december, Vattenfall
- [110] Nystedt A (1956) *Glidformsgjutning i hisschaktet*, skrivelse daterad 1 november, Vattenfall
- [111] Olrog T (1950) *Betr. event. undervisning i betongteknik för byggnader platsernas personal*, skrivelse daterad 13 november, Vattenfall
- [112] Olrog T (1953) *Tjänstememorial angående glidformsgjutning*, skrivelse daterad 23 januari, Vattenfall

- [113] Okänd (1913) *Tjänstememorial angående vid Porjus under vintern 1912 utförda betongprof*, skrivelse daterad 11 januari, Vattenfall
- [114] Okänd (1921) *P.M. ang. trasstillsats till betongen i den nya Södertälje-slussens murverk*, rapport daterad 20 oktober, Vattenfall
- [115] Okänd (1922) *Redogörelse över utförda betongprov vid Suorvadammens byggnad*, Vattenfall
- [116] Okänd (1925) *Inverkan av stenmaterialets gradering och vattentillsatsen på betongens hållfasthet och täthet. Några resultat från betongundersökningar utförda genom K. Vattenfallsstyrelsens försorg.*, rapport daterad 26 maj, Vattenfall
- [117] Okänd (1934) *Inverkan av betongtättningsmedel på vattentätheten hos betong*, rapport daterad 10 februari, Statens Provvningsanstalt
- [118] Okänd (1934) *Cement för speciella ändamål*, referat av artikel i Engineering 9 mars, Vattenfall
- [119] Okänd (1937) *Utdrag ur analys av tricosal normal, utförd vid California Institute i Pasadena av Dr. Milikan*, skrivelse daterad 20 november, Vattenfall
- [120] Okänd (1947) *Betr. "Air-Entraining" betong*, skrivelse daterad 15 april, Aktiebolaget Industrimetoder
- [121] Okänd (1947) *Betr. "air-entrained" betong*, skrivelse daterad 21 maj, Aktiebolaget Industrimetoder
- [122] Okänd (1948) *Darex AEA*, skrivelse daterad 9 januari, Aktiebolaget Industrimetoder
- [123] Okänd (1948) *Nissaströms kraftverk – Utkast till förslag till inblandning av Darex i betong*, skrivelse daterad 31 januari, Vattenbyggnadsbyrån
- [124] Okänd (1948) *Slaggcement*, skrivelse daterad 26 november, Vattenfall
- [125] Okänd (1949) *Betr. Darex AEA*, skrivelse daterad 25 januari, Aktiebolaget Industrimetoder
- [126] Okänd (1955) *Betr. Verwendung von hochhydraulischem Nettetaler Tuffstein Trass für Kraftwerksbauten*, skrivelse daterad 23 september, Trasswerke Meurin
- [127] Okänd (1960) *Laxede kraftstation – Jorddamarna – Anvisningar för utförande av tätjärnan*, skrivelse daterad 15 februari, Vattenfall
- [128] Okänd (1965) *Alkali-kiselsyreaktioner med svenska ballastmaterial*, rapport daterad 31 maj, Svenska Ballastkommittén
- [129] Olavi G (1969) *Kalkurlakning ur betong*, CBL 69:29, Cement- och Betonglaboratoriet, Limhamn
- [130] Palmborg A, Hittenkofer H, Andrén G, Andersson G (1959) *Lasele kraftstation – Redogörelse för byggnadsarbetena*, skrivelse daterad 2 juni, Vattenfall
- [131] Rathsmann B (1954) *Utnyttjning av flygaska från ångkraftverk*, skrivelse daterad 10 juni, Vattenfall
- [132] Roos af Hjelmsäter J O (1930) *Betr. Omarbetning av gällande normer för betongbyggnader*, Edert brev 21 januari 1930, skrivelse daterad 29 mars, Statens Provvningsanstalt
- [133] Roosaar H (1956) *Sammanfattning över allmänna arbetsuppgifter och utförda arbeten*, rapport daterad 11 december, Ballastkommittén
- [134] Rosenström S (1960) *Notis angående betong med trasstillsats*, Vattenbyggnadsbyrån
- [135] Royen N (1922) *P.M. beträffande Duff A. Abrams metod för ändamålsenlig proportionering av betongmaterial*, skrivelse daterad 30 juni, Vattenfall
- [136] Royen N (1922) *P.M. beträffande Suorvadammen*, skrivelse daterad 9 november, Vattenfall
- [137] Royen N (1923) *Bestämmelser för vattning av Suorvadammarnas betongkonstruktioner*, skrivelse daterad 15 september, Vattenfall
- [138] Royen N (1925) *Jämförelse mellan Suorva- och Gem Lakedammarnas valv*, skrivelse daterad 22 september, Vattenfall
- [139] Royen N (1926) *Referat av diskussion angående betongskadegörelser å Gem Lake Dam*, skrivelse daterad 21 mars, Vattenfall

- [140] Royen N (1940) *Riktlinjer för revision av de statliga cement- och betongbestämmelserna*, skrivelse daterad 21 november, Svenska Betongföreningen
- [141] Samsioe F, Alm G (1947) *Krångfors kraftverk – P.M. angående betong med tillsats av äggviteprodukter*, skrivelse daterad 3 april, Vattenbyggnadsbyrån
- [142] Scherman K A (1970) *Provning av betong med speciellt cement*, skrivelse daterad 29 december, Vattenfall
- [143] Schmidt C, Jonson E W (1930) *Kraftverk vid Munkfors i Letälven – Material- och arbetsbeskrivning*, skrivelse daterad den 1 april, Vattenbyggnadsbyrån
- [144] Schmidt C, Samsioe F (1926) *Material- och arbetsbeskrivning över vissa byggnads- och inredningsarbeten för Vattenkraftverk vid Krångfors*, skrivelse daterad den 16 mars, Vattenbyggnadsbyrån
- [145] Serrander M (1930) *Till Svenska Teknologföreningens Styrelse*, skrivelse daterad 3 mars, Svenska Teknologföreningen
- [146] Sällström S (1956) *Rapport angående betongtillverkningen vid Umluspens kraftverksbygge*, skrivelse daterad 16 april, Vattenfall
- [147] Sällström S (1956) *Några synpunkter beträffande betongkontrollen vid Vattenfallsstyrelsens byggnadsplatser*, skrivelse daterad 4 juni, Vattenfall
- [148] Sällström S (1956) *Transportredskap för betong*, skrivelse daterad 21 augusti, Vattenfall
- [149] Sällström S (1960) *Tjänstememorial*, skrivelse daterad 7 januari, Vattenfall
- [150] Sällström S (1960) *Temperaturens inverkan på bindningsförloppet hos betong med LH-cement*, skrivelse daterad maj, Vattenfall
- [151] Sällström S (1960) *Temperaturmätningar i trassbetong*, skrivelse daterad 2 maj, Vattenfall
- [152] Sällström S (1960) *PM angående dilatationsfogar i betongkonstruktioner under ensidigt vattentryck*, skrivelse daterad 31 augusti, Vattenfall
- [153] Sällström S (1960) *PM angående gjutfogar i betongkonstruktioner under ensidigt vattentryck*, skrivelse daterad 28 oktober, Vattenfall
- [154] Sällström S (1960) *Tätning av läckor i betongkonstruktioner*, skrivelse daterad 14 november, Vattenfall
- [155] Sällström S (1962) *Cementfabrikat*, skrivelse daterad 8 januari, Vattenfall
- [156] Sällström S (1962) *Vakumbehandling och glidformsgjutning av utskovströsklar*, skrivelse daterad 29 juni, Vattenfall
- [157] Sällström S (1969) *Betong i utskov och energiomvandlare*, skrivelse daterad 28 januari, Vattenfall
- [158] Thomas G (1954) *Kilforsens kraftstation – Beskrivning av arbetets utförande*, skrivelse daterad 30 september, Vattenfall
- [159] Tjulander K (1939) *Förslag att vid Långhags kraftverksbyggnad använda A-cement istället för silikatcement*, skrivelse daterad 7 januari, Vattenfall
- [160] VBB (1943) *Anvisningar för användning av vibreringsförfarande vid betongarbeten*, dokument daterat den 27 september, Vattenbyggnadsbyrån
- [161] VBB (1943) *Anvisningar för beredning av betong klass I till större byggnadsverk*, dokument daterat den 10 november, Vattenbyggnadsbyrån
- [162] VBB (1951) *Gulsele kraftverk – Material- och arbetsbeskrivning*, dokument daterat den 16 juni, Vattenbyggnadsbyrån
- [163] VBB (1954) *Anvisningar för användning av vibreringsförfarande vid betongarbeten*, dokument daterat januari, Vattenbyggnadsbyrån
- [164] VBB (1954) *Anvisningar för beredning av betong klass I till större byggnadsverk*, dokument daterat januari, Vattenbyggnadsbyrån

- [165] VBB (1954) *Anvisningar för beredning och gjutning av betong till vattenkraftanläggningar, dammar och hamnar*, dokument daterat januari, Vattenbyggnadsbyrån
- [166] VBB (1954) *Bålforsens kraftverk – Byggnadsbeskrivning*, dokument daterat 18 oktober, Vattenbyggnadsbyrån
- [167] VBB (1954) *Bålforsens kraftverk – Material- och arbetsbeskrivning*, dokument daterat 18 oktober, Vattenbyggnadsbyrån
- [168] VBB (1956) *Anvisningar för asfaltarbeten*, dokument daterat januari, Vattenbyggnadsbyrån
- [169] VBB (1963) *Rätans kraftverk – Byggnadsentreprenaden – Byggnadsbeskrivning*, dokument daterat 10 oktober, Vattenbyggnadsbyrån
- [170] VBB (1963) *Rätans kraftverk – Byggnadsentreprenaden – Material- och arbetsbeskrivning*, dokument daterat 10 oktober, Vattenbyggnadsbyrån
- [171] von Essen (1979) *Provning av massivcement och betong av massivcement*, skrivelse daterad 13 juni, Fortifikationsförvaltningen
- [172] Wanhainen V (1952) *Indalsälvarbetena – Betongformar*, skrivelse daterad 15 oktober, Vattenfall
- [173] Westerberg G (1927) *Några spekulationer angående betong och betongkonstruktioner i vattenbyggnader*, skrivelse daterad 1 september, Vattenfall
- [174] Westerberg G (1935) *Ang. betongprovningar av bindetiden*, skrivelse daterad 17 juni, Vattenfall
- [175] Westerberg G (1937) *Ang. cementdoseringar*, skrivelse daterad 15 november, Vattenfall
- [176] Westerberg G (1941) *Kommentarer till Kapten Hallströms föredrag om kontrollåtgärder för höjande av betongkvaliteter*, skrivelse daterad 5 mars, Vattenfall
- [177] Westerberg G (1948) *Slaggcement*, skrivelse daterad 1 december, Vattenfall
- [178] Westerberg G (1949) *Korta anteckningar*, skrivelse daterad 15 september, Vattenfall
- [179] Widing S, Jansson S, Alemo J (1987) *Studie av långtidsbeständigheten hos betong av massivcement*, FUD-rapport U(B) 1987/55, Vattenfall
- [180] Wirström L (1958) *Slaggcement LH*, skrivelse daterad 25 april, Gullhögens Bruk
- [181] Wittrock P, Lalin G S (1941) *P.M. beträffande järnkvatiteter för armering av betong*, skrivelse daterad 10 februari, Vattenfall
- [182] Wittrock P (1946) *P.M. beträffande betongkvaliteter*, skrivelse daterad 13 november, Vattenfall
- [183] Wästlund G, Roosar H (1954) *Protokoll fört vid sammanträde å Cement- och Betonginstitutet, Stockholm, onsdagen den 20 januari 1954, rörande skadligt ballastmaterial*, skrivelse daterad 20 januari, Cement- och Betonginstitutet
- [184] Örne A, Carlberg C, Wessberg F (1922) *Angående fastställande av bestämmelser för byggnadsverk av betong och armerad betong*, skrivelse daterad 3 februari, Kungliga Kommunikationsdepartementet

BETONGTEKNIKENS UTVECKLING OCH BETYDELSE FÖR SVENSK VATTENKRAFTSUTBYGGNAD

Utvecklingen av betongbyggnadstekniken i början av 1900-talet gjorde den storskaliga utbyggnaden av vattenkraft möjlig i Sverige och många andra länder. I Sverige fortgick utvecklingen med oförtruten kraft tills vattenkraftsutbyggnaden började klinga av under 1970-talet.

Länge har det saknats en redogörelse för betongteknikens utveckling och betydelse för den svenska vattenkraftsutbyggnaden. I den här rapporten görs det en historisk tillbakablick och därefter en gedigen beskrivning av hur betongen sammansattes, hur konstruktionerna utformades, vilka metoder som användes vid arbetena och vilka problem som uppstod med tiden.

Här redovisas det också vilka nationella bestämmelser för konstruktioner av cement och betong som det fanns vid olika tidpunkter. Vidare återges delar ur vattenkraftsbranschens egenhändigt framtagna anvisningar för betongarbeten med syftet att visa hur de förändrades i takt med den tekniska utvecklingen. Till sist finns det även ett avsnitt som beskriver betongdammens utveckling.

Rapporten är en unik beskrivning av betongbyggnadsteknikens utveckling och betydelse för svensk vattenkraftsutbyggnad från sent 1800-tal och framåt.

Ett nytt steg i energiforskningen

Energiforsk är en forsknings- och kunskapsorganisation som samlar stora delar av svensk forskning och utveckling om energi. Målet är att öka effektivitet och nyttiggörande av resultat inför framtida utmaningar inom energiområdet. Vi verkar inom ett antal forskningsområden, och tar fram kunskap om resurseffektiv energi i ett helhetsperspektiv – från källan, via omvandling och överföring till användning av energin. www.energiforsk.se



Energiforsk