



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



Rapport

R50:1986

3L-Betong i Kungsbacka stadshus

Jan Carlson

INSTITUTET FÖR BYGGDOKUMENTATION	
Accnr	k/mw
Plac	Sex

Bygghforskningsrådet

R50:1986

3L-BETONG I KUNGSBACKA STADSHUS

Jan Carlson m fl

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 811318-5
från Statens råd för byggnadsforskning till Kungsbacka
kommun, Kungsbacka.

REFERAT

3L-betongen har utvecklats och kartlagts inom tidigare forskningsprojekt. I rapporten redovisas hur 3L-betong har använts i stor skala vid tillbyggnaden av Kungsbacka stadshus.

Kungsbacka stadshus är ett fyra våningar högt kontorshus. 3L-betongen har använts i de plastgjutna pelardäcksbjälklagen.

Genom användningen av 3L-betong har stommens egenvikt kunnat sänkas med 1 750 ton vilket innebär att antalet pålar kunnat reduceras med 25% och armeringsmängden med 30 - 35%. Erfarenheterna visar att även formkostnaderna kan reduceras mycket.

Omfattande kontroll av lättballastleveranserna, lättballastens egenskaper samt hållfasthet i den färdiga betongen har gjorts. 3L-betongen uppvisar en mycket god transportstabilitet. Temperaturhöjningen är betydligt snabbare i 3L-betong än i normalbetong. 3L-betong har en betydligt snabbare hållfasthetstillväxt än normalbetong. God vidhäftighet uppnåddes med flytspacklet Planoroc på 3L-betong i laboratoriebetingelser. Infästningar i 3L-betong kan ske på samma sätt som i träkonstruktioner.

I Byggeforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

R50:1986

ISBN 91-540-4565-7

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Liber Tryck AB Stockholm 1986

INNEHÅLL

1. Sammanfattning (Jan Carlson, pi constuction ab, PICON)	5
2. Temperatur och hållfasthetsutveckling i 3L-betong (Olav Berge, Chalmers Tekniska Högskola)	17
3. Infästningar i Hydrofob lättballastbetong (Stig Öberg, Chalmers Tekniska Högskola)	57
4. Kontroll av lättklinker och 3L-betong- leveranserna till Kungsbacka stadshus (Leif Berntsson, Olav Berge, Chalmers Tekniska Högskola)	89
5. Arbetshygieniska aspekter (Curt Bergendahl, Anders Forss, Bygghälsan)	135
6. Ergonomisk och produktionsteknisk studie av 3L-betong (Bo Glimskär, Per-Erik Höglund, Bygg- ergonomiska laboratoriet)	153
7. Fuktmätningar - bestämning av fuktkvot, uttorkning (Leif Berntsson, Chalmers Tekniska Hög- skola)	167
8. Vidhäftning mellan 3L-betong och flyt- spackel (Olav Berge, Thomas Pettersson, Chalmers Tekniska Högskola)	181
9. Lokal intryckning - prägling (Olav Berge, Thomas Pettersson, Chalmers Tekniska Högskola)	191
10. Jämförelse stomkostnad mellan standard- betong och 3L-betong (Ture Olsson, Repab)	217

Varje kapitel inleds med en innehållsförteckning för kapitlet i fråga.

SAMMANFATTNING

1:1.0	3L-betong i Kungsbacka stadshus	6
1:1.1	Kontroll av lättklinker och kubhållfasthet	7
1:1.2	Transportstabilitet	8
1:1.3	Temperatur och hållfasthetsutveckling	9
1:1.4	Infästningar	10
1:1.5	Uttorkning	10
1:1.6	Ekonomi	12
1:1.7	Vidhäftning mellan flytspackel och 3L-betong	14

1. SAMMANFATTNING

1:1.0 3L-betong i Kungsbacka stadshus

3L-betongen som utvecklats och kartlagts inom BFR-finansierade projekt vid Chalmers Tekniska Högskola har använts i stor skala vid tillbyggnaden av Kungsbacka stadshus.

Tekniska-, ekonomiska värderingar samt produktions-och arbetsplatsstudier har studerats i fullskaleförsök. Forskningen har bedrivits i samråd med byggnadsentreprenören. I uppföljningsprojektet har följande personer och företag varit inblandade.

Centrala byggnadskommittén, Åke Kilbo
Kungsbacka Byggnads AB, Per Bratås
Chalmers Tekniska Högskola, Olav Berge, Leif Berntsson
Byggergonomiska laboratoriet, Bo Glimström, Per-Erik Höglund
Bygghälsan, Curt Bergendahl, Anders Foss
Sabena, Lars Thore Berntsson
Repab, Ture Olsson
Pi construction ab, PICON, Jan Carlson (projektledare)

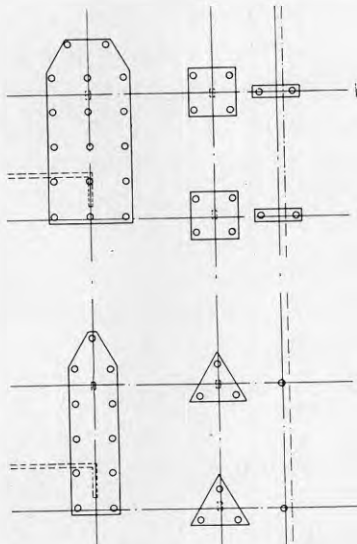
Projektet har indelats i 9 st delprojekt vilka redovisas var för sig i kapitel 2.10.

Kungsbacka stadshus är ett fyravåningar högt kontorshus. 3L-betongen har använts i de plastgjutna pelardäcksbjälklagen.

Genom användningen av 3L-betong har stommens egenvikt kunna sänkas med 1750 ton vilket innebär att antalet pålar i det mäktiga lerlagret kunnat reduceras med 25% och armeringsmängden med 30-35%.

Figur 1 visar ett utsnitt av pålplanen vid användande av 3L-betongen resp normalbetong.

I den övre delen av figuren redovisas normalbetongalternativet med 2 pål, 4 pål resp. flerpålgrupp. Nedre delen visar 3L-betongalternativet där 2 pålgruppen har ersatts av sträckpålning, 4 pålgruppen har övergått i 3 pålgrupp osv.



Figur 1. Utsnitt av pålplan, Kungsbacka stadshus, överst normalbetongalternativet, nederst 3L-betongalternativet.

Nedan följer en kort sammanfattning av delprojekten.

1:1.1 Kontroll av lättklinker och kubhållfasthet.

I inledningsskedet utfördes en omfattande kontroll av lättballastleveranserna, lättballastens egenskaper samt hållfasthet i den färdiga betongen.

Lättballastens kvalitet varierade kraftigt. Kornsamman-
sättningen inom 4-12 mm fraktionen var mycket ogynnsam,
större delen utgjordes av ballast med kornstorlek 8-12 mm
och denna andel varierade starkt mellan olika leveranser.

Skrymdensiteten varierade mellan 380 och 560 kg/m³. Fukt-
halten varierade mellan 10 och 32 viktprocent.

Betongleverantören SABEMA lyckades trots de svåra förut-
sättningarna leverera en betong med goda gjutegenskaper.
Betongen uppfyllde även BBK79 avseende krav på tryckhåll-
fasthetsklassen K16. Medelvärde av 289 kubprovingar var
19,5 MPa. Standardavvikelse var i början 2,4 MPa. Under de
sista gjutningarna då initialproblemen lösts sjönk standardav-
vikelsen till 1,85 MPa.

Man bör efter en inkörningsperiod kunna räkna med en stan-
dardavvikelse på omkring 2 MPa vid löpande produktion. Har
betongstationen tillgång till volymdosering bör standardav-
vikelsen kunna sänkas ytterligare.

1:1.2 Transportstabilitet

Den låga densiteten ca 1 300 kg/m³ medförde att det var möj-
ligt att transportera en större betongvolym eller ca 7 m³/lass
jämfört med ca 5 m³/lass vid normalbetong. Anpassas tråg-
bilarna är det möjligt att transportera upp till ca 9 m³/lass.

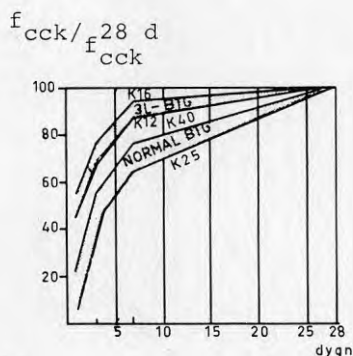
Omfattande mätningar har utförts avseende skrymdensitet och
utbredningsmått. 3L-betong transporterades ca 4 mil. Före
transporten uppmättes skrymdensiteten till 1 362 och efter
transport till 1 370 kg/m³. Betongens utbredningsmått
ändrades samtidigt från 38,8 till 39,3 cm. 3L-betongen upp-
visar en mycket god transportstabilitet.

1:1.3 Temperatur och hållfasthetsutveckling

Temperaturhöjningen är betydligt snabbare i 3L-betong än i normalbetong p g a högre cementshalt och lägre värmekapacitet per volymenhet.

Försök utfördes med objektlagring av provkropparna i en s k objektlåda, där temperaturen i lådan styrdes efter temperaturen i en karaktäristisk punkt i konstruktionen.

Av diagrammet i figur 2 framgår det att 3L-betongen har en betydligt snabbare hållfasthetstillväxt än normalbetong. Den kortare härdningstiden medför avformning kan ske efter ca 3 dygn även vid vinterförhållanden med temperaturer ner till -5 å -10°C . Vid vintergjutningar övertäcktes bjälklagen med enkla pressenningar. Temperaturen i bjälklagsmitt steg då ca 10°C .



Figur 2. Hållfasthetstillväxt, i 3L-betong resp. normalbetong.

1:1.4 Infästningar

Infästningar i 3L-betong kan ske på samma sätt som i träkonstruktioner. Det är något lättare att driva in en spik eller skruva i 3L-betong med densitet under 1.100 kg/m^3 än det är i trä. Hållfastheten hos infästningen är i stort sett likvärdig med träförband.

1 tabell 1 ges några exempel på tillåtna utdragsvärden i K16 3L-betong med en densitet av 1.320 kg/m^3 .

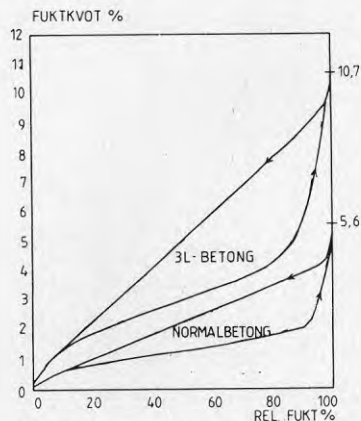
Tabell 1. Tillåten utdragslast för olika fästdon.

Fästdon	Förborring	Tillåten utdragslast (N)
Gipsskiveskruv gänglängd 35 mm	Nej	200
Gipsskiveskruv gänglängd 50 mm	Nej	400
Hema spik längd 135 mm	Ja	400
Fransk träskruv M10 x 65	Ja ($\varnothing 7,5 \text{ mm}$)	750
Expander HSAF 10 x 120 borrdjup 75 mm	Ja ($\varnothing 10 \text{ mm}$)	1.250
Expander HRDL 10 x 100 borrdjup 90 mm	Ja ($\varnothing 10 \text{ mm}$)	950
Kemankare HKA 10 x 130 borrdjup 90 mm	Ja ($\varnothing 12 \text{ mm}$)	6.250

1:1.5 Uttorkning

3L-betongen är ca 2-3 ggr diffusionsöppnare än normalbetong. Detta medför att man kan förvänta sig att 3L-betongen har ett snabbare uttorkningsförlopp. Det kan konstateras att fuktkvoten för 3L-betong i jämförelse med vanlig betong är något mer än dubbelt så stor som för vanlig betong. Men använder man i stället volymnehållet av fukt istället för massa blir skillnaderna mindre.

Sambandet mellan relativa fuktigheten och fuktkvoten vid jämvikt för 3L-betong och vanlig betong har teoretiskt beräknats, (Leif Berntsson, CTH), enligt metoder beskrivna av S G Bergström och L Ahlgren 1969 figur 3.



Figur 3. Desorptions- och absorptionsisotermer för 3L-betong och normalbetong.

För 95% relativ luftfuktighet kan i diagrammet för 3L-betong avläsas på desorptionskurvan fuktkvoten 9,2% medan uppmätt är 10,7%. I detta område är värdena dock osäkra till följd av att punkten för 100% relativa luftfuktigheten i verkligheten är omöjlig att fastställa. Detta gäller även för vanlig betong. Med stor sannolikhet ligger jämviktsfuktkvoten för 60% relativ luftfuktighet mellan 3,5 och 6% för 3L-betong och mellan 1,5 och 2,5% för vanlig betong. Den tid det tar för att vid uttorkning uppnå dessa fuktkvoter är omöjlig att förutsäga eftersom så många faktorer inverkar. Det är troligt att torkningsprocessen för byggfukt pågår under många år.

1:1.6 Ekonomi

De största fördelarna med 3L-betongen ligger i dess låga vikt som i hög grad påverkar kostnaderna för grundläggning och armering. Erfarenheterna från Kungsbacka visar att även formkostnaderna kan reduceras mycket.

Nedan redovisas hur formkostnaderna kan minska om man utnyttjar 3L-betongens kortare härdningstid. (Kostnadslägen 1982).

Formningskostnad

Skillnad i formningskostnaden mellan 3L-betong och standardbetong är beroende på betongens densitet, 1.300 resp 2.400 kg/m³, som påverkar dimensioneringen av formunderbyggnaden och därigenom material- och arbetskostnaden. Kostnaderna har beräknats efter Hünnebecks formsystem. Inbrädning med plywood har ej medtagits, då denna aktivitet är lika i båda alternativen. En annan faktor som påverkar formningskostnaden är härdningstiden. Beräkningen av formningskostnaderna för de olika alternativen redovisas i tre delar, en för materialkostnad, en för arbetskostnad, en för härdningstidens påverkan på formmängden och en sammanställning.

Materialkostnad

Enligt Hünnebecks tabeller erhålls kostnaderna enligt tabell 2 och 3.

Tabell 2. Alternativ A, standardbetong

Formkonstruktion	Mängd/m ²	A-pris	Summa/m ²	Anmärkning
Ströreglar c 250	4,00 m	5,50	22,00	Ökas 50% för väggar, pelare etc.
Bockryggar c 2.500	0,60 m	5,50	3,30	
Ståmp c 900	0,67 st	5,45	3,65	
Summa			28,95	
Avrundat			29,00 kr	

Tabell 3. Alternativ B, 3L-betong

Formkonstruktion	Mängd/m ²	A-pris	Summa/m ²	Anmärkning
Ströreglar c 400	2,66 m	5,50	14,63	Ökas 50% för väggar, pelare etc.
Bockrygggar c 2.500	0,60 m	5,50	3,30	
Stämp c 1.250	0,48 st	5,45	2,62	
Summa			20,55	
Avrundat			21,00 kr	

Arbetskostnad

Beräknad enhetstid vid 3L-betong alternativet är 0,36 person-timmar/m². Fördelningen enligt Byggförbundets Metod och Data, 2/3 för formunderbyggnad inklusive reglar och 1/3 för inbrädningen och kompletteringen.

Som framgår av materialkostnadsredovisningen ökar stämp och balkar med cirka 25% för standardbetongalternativet.

Detta ger följande arbetskostnad per m² formyta:

Alternativ A, standardbetong: $0,42 \times 110 = 46,20$ kr

Alternativ B, 3L-betong: $0,36 \times 110 = 39,60$ kr

Härdningstid

På Kungsbacka stadshus var gjutetapperna ca 450 m², som göts en gång per vecka. Gjutningarna utfördes på torsdag eller fredag så att helgen utnyttjas för härdning. 3L-betongen medger formrivning efter tre dygns härdning. Detta gör att man kan klara sig med formmaterial för två gjutetapper, ca 900 m².

Hade man gjutit med standardbetong hade härdningstiden ökat till sju dygn, vilket medfört att man måste ha formmaterial till tre gjutgångar om man velat ha samma framdrift.

Sammanställning formkostnadsberäkning

I vårt aktuella fall, Kungsbacka stadshus, har gjutits ca 4.500 m² bjälklag med 3L-betong under en 5-månadersperiod.

Alternativkalkyler för 3L-betong och standardbetong-alternativen redovisas i Tabell 4. Inbrädningen med plywood har bedömts lika i båda fallen och därför ej medtagits i dessa beräkningar.

Tabell 4. Alternativ A, standardbetong och alternativ B, 3L-betong.

Kostnadslag	Beräkning	Alt. A	Alt. B
Materialkostnad Alt A	1350 m ² × 29 kr × 5 mån	195.700	
Materialkostnad Alt B	900 m ² × 21 kr × 5 mån		94.500
Arbetskostnad Alt A	4300 m ² × 0,42 ptim × 100	198.660	
Arbetskostnad Alt B	4300 m ² × 0,36 ptim × 110		170.280
Summa		394.360	264.780
Differens			129.580
Avrundat			130.000

3L-betong alternativet ger en besparing av ca. 130.000 kr. varav den kortare härdningstiden bidrar med ca. 100.000 kr.

1:1.7 Vidhäftning mellan flytspackel och 3L-betong

God vidhäftighet uppnåddes med flytspacklet Planoroc på 3L-betong i laboratoriebetingelser. I de flesta fallen erhöles dagbrott i betongen, istället för i kontaktytan mellan betong och spackel som var fallet med normalbetong.

Vid provtagningar på arbetsplatsen erhöles dagbrott alltid i 3L-betongen. Motsvarande provtagningar för normalbetong gjordes på samma arbetsplats. I samtliga normalbetongalternativ spjälkades flytspacklet loss från normalbetongen.

Försöken visar att för 3L-betongens del är någon primning inte nödvändig för att åstadkomma en bra vidhäftning mellan betong och spackel, kanske till följd av polymeransamling i ytan. Däremot behövs primningen för att förhindra blåsbildning i spacklet.

TEMPERATUR OCH HÅLLFASTHETSUTVECKLING I 3L-BETONG

2:1	INLEDNING OCH BAKGRUND	20
2:1.1	Hållfasthetsutvecklingen i 3L-betong i jämförelse med normalbetongen	22
2:1.2	Temperaturutvecklingen i 3L-betongkonstruktionerna	23
2:1.3	Mognadsgrad - hållfasthetstillväxt	23
2:1.4	Krav på avformningshållfasthet	24
2:2	VAL AV KONTROLLMETODER	25
2:2.1	Beskrivning av förhållanden på arbetsplatsen	25
2:2.2	Registrering av temperatur och kontrollmetoder för hållfasthetsutvecklingen	26
2:3	MÄTRESULTAT OCH ANALYS	28
2:3.1	Temperaturförlopp	28
2:3.1.1	Allmän beskrivning av temperaturförloppen i 3L-betongen	28
2:3.1.2	Temperaturförloppen i objektslagrade kuber	31
2:3.1.3	Jämförelse mellan temperaturförloppen i 3L-betong och normalbetong	32
2:3.1.4	Inverkan av övertäckning av plattan med presenningar	34
2:3.1.5	Inverkan av förhöjd betongtemperatur och uppvärmning av utrymmet under formarna (Gjutning 811204 och 811222). Fig 2:3.5 och 2:3.6)	34
2:3.2	Hållfasthetsutvecklingen hos normenligt lagrade 3L-betongprovkroppar	36

2:3 3	Hållfasthetsutvecklingen som funktion av mognadsgraden	38
2:3.3.1	Mognadsgraden beräknad enligt Sauls formel	38
2:3.3.2	Tryckhållfastheten vid olika ekvivalent ålder beräknad enligt Freisleben Hansen och Pedersen	40
2:3.3.3	Tryckhållfastheten vid olika ekvivalent ålder beräknat enligt Carino 1980	42
2:4	SAMMANFATTADE SLUTSATSER	42
2:5	SUMMARY	47
2:6	LITTERATURFÖRTECKNING	49
2.7	Diagram över temperaturmätningar	50

2 TEMPERATUR OCH HÅLLFASTHETSUTVECKLING I 3L-BETONG

Förord

Leif Berntsson, Byggnadsmaterial CTH uppställde programmet för de omfattande registreringarna av temperaturförlopp och hållfasthetsutveckling som utfördes under tiden för uppförande av Kungsbacka stadshus. Arbetet på platsen utfördes av Alpo Lampinen och Stig Ove Nilsson. Juhan Aavik ansvarade för att formarna kunde monteras vid rätt tidpunkt. Wanda Subko, Betongbyggnad CTH har stått för ritningsarbetet av figurer i rapporten. Bearbetning och analys av försöksunderlagen har utförts av Olav Berge som även författade rapporten i samråd med Leif Berntsson.

2:1 INLEDNING OCH BAKGRUND

Bjälklagskonstruktion i Kungsbacka Stadshus utgöres av pelardäck med tjocklek 270 mm och är understödda av pelare med centrumavstånd 6,0 x 6,0 m. Kännetecknade för pelardäck är risken för genomstansning av bjälklagsplattan över pelarna, samt de stora tryckspänningskoncentrationerna i tre riktningar. Se fig. 2:1. Med hänsyn till detta har man traditionellt använt normalbetong av hög hållfasthet i pelardäckskonstruktioner.

I samband med projekteringen av Kungsbacka Stadshus upptäckte civ. ing. Jan Carlson, på construction AB att det torde vara ekonomiskt att ersätta normalbetongen i pelardäcken med 3L-betong därför att grundläggningskostnaderna därigenom skulle kunna reduceras betydligt.

3L-betongen har emellertid låg draghållfasthet vilket skulle kunna reducera genomstansningslasterna. 3L-betongens tryckhållfasthet är också lägre än normalbetongens och vid triaxiell belastning kan man inte förvänta motsvarande fiktiva hållfasthetshöjning som i normalbetong. Försöksunderlaget för denna konstruktionstyp var även begränsad till tidiga amerikanska försök med höghållfast lättballastbetong.

För att fastställa om 3L-betongen uppfyllde gällande beräkningsregler i BBK 79 för pelardäck utfördes vid Betongbyggnad Chalmers Tekniska Högskola med Olav Berge som projektledare och finansierad av Byggeforskningsrådet en begränsad undersökning i vilken genomstansningslasten i skjuvarmerade och icke-skjuvarmerade normal- och 3L-betongplattor studerades, Berge Pettersson 1983. Denna undersökning visade att beräkningsreglerna i BBK 79 är för försiktiga för 3L-betongens del.

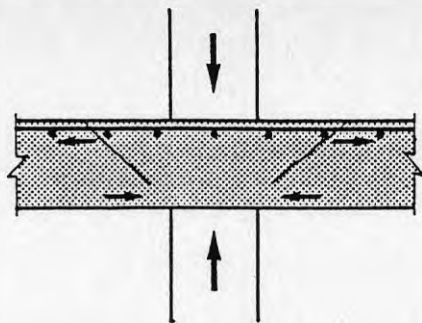


Fig 2:1.1 Stor koncentration av 3-axiella tryckpåkänningar i däckets över och underkant vid pelarstöd.

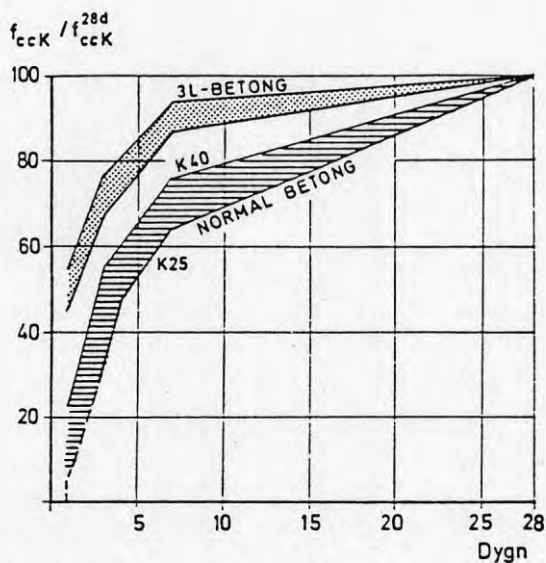


Fig 2:1.2 Hållfasthetsutvecklingen i relation till 28-dygns-hållfastheten i normal- och 3L-betong av varierande kvalitet 150 mm kuber lagrade i 20°C.

och att 3L-betongen kunde med tillräcklig säkerhet användas i Kungsbacka stadshus. Dessa regler är därför ändrade i Statens Planverks typgodkända beräkningsregler för 3L-betongen.

2:1.1 Hållfasthetsutveckling i 3L-betongen i jämförelse med normalbetongen.

3L-betongen har något högre cementshalt ($310-350 \text{ kg/m}^3$) än den som vanligen används i normalbetong i hållfasthetsklassen K25 (ca 250 kg/m^3). Dess värmekapacitet är per volymenhet bara omkring hälften. Hydratationsvärmens utveckling är därför något större och temperaturutvecklingen vid adiabatisk härdning större i tidig ålder än i normalbetong, vilket leder till snabbare hållfasthetsutveckling i tidig ålder för cementbruket i 3L-betongen. Vid låga hållfastheter motsvarar brukets hållfasthet den hållfasthet som man har i betongen. Berntsson 1982. I 3L-betongen når man tidigare den gräns då ballastens hållfasthet kommer att vara bestämmande. Vid fortsatt härdning kommer betongens hållfasthet att stiga måttligt som följd av den ökande brukshållfastheten.

I laboratorieförsök kunde man påvisa att hållfastheten i tidig ålder för 3L-betong med optimal sammansättning även i absoluta siffror mätt kan vara större än för normalbetong och att hållfasthetsutvecklingen relativt 28-dygnshållfastheten är betydligt snabbare. Berge 1983. Dessa försök baserades på oisolerade kuber normenligt lagrade vid 20°C . Några slutsatser härav om hur hållfastheten utvecklas vid andra temperaturer och i synnerhet vid vintergjutningar kan man självklart inte uppställa. Fig 2:1.2.

2:1.2 Temperaturutvecklingen i 3L-betongkonstruktionerna.

Av byggarbetsplanen för Kungsbacka stadshus framgick att delar

av bottenbjälklaget skulle gjutas i september månad då man kan förvänta relativt höga temperaturer. I bottenbjälklag ingick en tjock kantbalk (600 mm) och bjälklaget var isolerat mot marken medelst en mineralullsskiva. Man hade därför anledning att förvänta avsevärda temperaturhöjningar i de tjockare konstruktionsdelarna, med hänsyn till 3L-betongens relativt låga värmekapacitet och dess värmeisolerande egenskaper.

Gjutningarna var planerade att pågå fram till januari månad vilket innebar att vintergjutningar vid låga temperaturer skulle kunna inträffa. Vid diskussionerna inom forsknings- och uppföljningsgruppen för projektet framfördes tidigt farhågor för frysning av ytskikten i 3L-betongen innan hydratiseringen börjat med hänsyn till denna betongs speciella förhållande mellan värmekapacitet och värmeisolerande egenskaper. Dessa skulle kunna leda till större temperaturgradienter i bjälklagsplattorna än man är van vid från normalbetonggjutningar vintertid. Man beslöt därför att följa temperaturutvecklingen i betongöverytorna under vintergjutningar och ha presenningar resp. isolering tillgänglig om temperaturen sjönk för mycket.

2:1.3 Mognadsgrad - hållfasthetstillväxt.

Saul 1951 introducerade mognadsgradsbegreppet. Enligt Saul kan mognadsgraden beräknas så som

$$M = \text{Tid} (T_c - T_0)$$

M = mognadsgraden i graddygn eller gradtimmar

T_c = Temperaturen i betongen

T_0 = Temperaturen när hydrationen helt avstannar i betongen, ungefär vid -10°C enligt Bergström 1983

Sauls formel är den som mest använts för fastställande av betongmognadsgraden i konstruktionen.

Freiesleben Hansen och Pedersen 1977 fann att man genom tillämpning av Arrhenius ekvation för termisk aktivering kunde erhålla bättre överensstämmelse mellan hållfasthet och mognadsgrad om man förutsätter att mognadsgraden ökar exponentiellt med temperaturen

$$M_{20} = \int_0^+ \exp\left[\frac{E}{R} \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T}\right)\right] dt$$

E = Experimentell aktiveringsenergi (kJ/mol)

R = Allmänna gaskonstanten

T = Absolut temperatur (K) i betongen

Freiesleben Hansen och Pedersen fann att aktiveringsenergin E är oberoende av vattencementtalet och varierade temperaturen enligt följande:

$$T \geq 20 \text{ C} \quad E_0 = 33,5 \text{ kJ/mol}$$

$$T < 20 \text{ C} \quad E = E_0 + 1,47 (293 - T_c)$$

Carino 1981 har funnit att

$$E = 37,5 \text{ kJ/mol för temperaturer mellan } +5 \text{ och } +43^\circ\text{C}$$

Byfors 1980 visade att mycket god överensstämmelse förelåg mellan hållfasthetsutvecklingen och den beräknade ekvivalenta åldern enligt Freiesleden Hansen, Pedersen för betong härdat i olika temperaturer. I denna analys tillämpades Freiesleben Hansen och Pedersens uttryck för aktiveringsenergin.

2:1.4 Krav på avformningshållfasthet

Genomstansningsförsöken vid Betongbyggnad CTH indikerade att det skulle vara möjligt att avforma pelardäcken vid en tryckhållfasthet i betongen på 10MPa baserad på 150 mm kuber. Den relativt låga avformningshållfastheten möjliggjordes delvis av lägre belastning av egenvikt på konstruktionen. Som en extra säkerhetsåtgärd vid avformningen försågs bjälklagen

ändå med skjuvarmering över pelarna även om en senare analys visar att denna åtgärd inte var nödvändig. Vidare monterades säkerhetsstämp under plattan omedelbart efter avformningen. Dessa stämp avlägsnades ca 1 månad senare. Deformationer mättes i böj- och skjuvarmering över några av de mest belastade pelarna.

2:2 VAL AV KONTROLLMETODER

2:2.1 Beskrivning av förhållanden på arbetsplatsen

Bottenbjälklaget utgjordes av en 270 mm tjock platta som var upplagd på pålplintar. Bjälklaget var undertill isolerat med markskivor. Ytterkanterna av bjälklaget var förstärkt med en 600 mm tjock kantbalk som var direkt upplagd på pålar (streckpålning). För bottenbjälklagets del var det inte nödvändigt att fastställa hållfasthetstillväxten då någon avformning av detta inte var aktuell. Emellertid var det nödvändigt för de påföljande bjälklagen att erhålla så mycket information som möjligt för att bättre kunna planera tidpunkterna för formrivning. Bottenbjälklaget gjöts vid tre tillfällen under september och första delen av oktober månad. Lufttemperaturen var under denna period mellan +6 och +18°C.

Sedan bottenbjälklaget gjutits gjöts pelarna (200x400 mm) i normalbetong. Även om det hade varit möjligt att tillverka dessa i 3L-betong är viktsreduktionen för dessa byggnadsdelar så liten att detta inte är ekonomiskt motiverat. Sedan pelarna erhållit sin erforderliga hållfasthet formsattes överliggande pelardäck.

Tidpunkterna för gjutningarna av

Bjälklag 1	var	oktober	månad	(lufttemperatur	-1 till +20°C)
"	2	"	november	" ("	-7 " + 8°C)
"	3	"	december	" ("	-20 " + 5°C)
"	4	"	januari	" ("	-10 " + 5°C)

Vid frostperiodens början i mitten av november beslöts att täcka över betongen med presenningar för att reducera uttorkningen av betongen och för att undvika för låga temperaturer i betongens ytskikt. Temperaturutvecklingen i bjälklag hade tidigare studerats med och utan övertäckning. Om temperaturen blivit alltför låg hade man möjligheter att ytterligare isolera på presenningens översida. Vid de extremt låga temperaturer som uppträdde i början av december månad såg man sig nödsakad att värma upp utrymmet under den nylutna plattan. Presenningar hängdes upp under den plattdel som skulle gjutas och stora byggtorkar kunde höja temperaturen $10-20^{\circ}\text{C}$ över yttemperaturen. Vid den sista gjutningen i december och påföljande gjutningar i januari månad förvärmades 3L-betongen till en temperatur av mellan 20 och 30°C . Man hade således möjlighet att studera många åtgärder som man tillämpar vid vintergjutningar.

2:2.2 Registrering av temperatur och kontrollmetoder för hållfasthetsutvecklingen.

Temperaturen registrerades i de flesta fall medelst termogivare i plattans överkant, i plattmitt och i plattans underkant. Den sektion man valde för temperaturregistrering var vald så att den skulle vara representativ för temperaturförhållanden i plattan. Man valde således registreringspunkten på vederbörligt avstånd från underliggande väggar, pelare etc och man såg dessutom till att inte saker placerades på plattan i närheten av mätpunkterna som skulle kunna påverka resultaten. Temperaturförloppet registrerades medelst skrivare.

Vid de första gjutningarna användes en så kallad objektlåda utvecklad av B. Hedberg och L. Berntsson. I denna låda förvarades kuber tagna från samma betongmassa som kom till användning inom det området av bjälklaget man studerade.

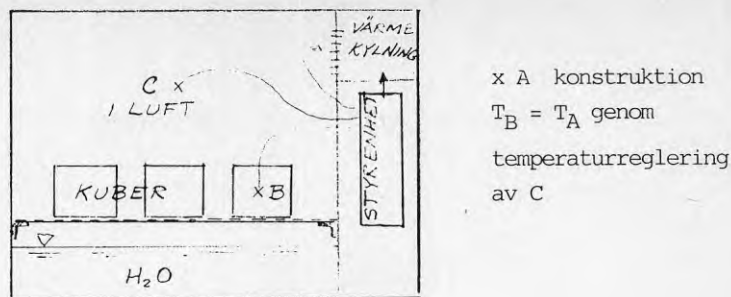


Fig 2:2.1 Objektsimuleringslåda för betongkuber

Temperaturen i objektkublådan styrdes så att temperaturen i en kub i lådan överensstämde med temperaturen i en karaktäristisk punkt i konstruktionen. Därmed kan man mycket noggrant följa hållfasthetsförloppet i denna karaktäristiska punkt i konstruktionen och får härvid säkrare och bredare underlag för bestämning av mognadsgrad-hållfasthetssambandet. Kuber togs vanligen ut vid tidpunkterna 1 och 3 dygn och provtrycktes. Efter 3 dygn placerades vanligen resterande kuber på plattan tillsammans med övriga objektkuber.

Objektkuber placerades också på plattans överyta och övertäcktes med folie och isolering. Sedan det visade sig att dessa kuber, i synnerhet vid kallare väderlek, erhöll en betydligt lägre temperatur än plattan kompletterades objektkuberna med kuber som placerades på bjälklaget under det nygjutna där temperaturen till följd av uppvärmningsanordningarna var högre. Temperaturen registrerades i alla objektkuber fram till 3-6 dygns ålder. Hållfastheten bestämdes vanligen vid 1, 3, 7 och 28 dygns ålder. Vid en del tillfällen särskilt vid kall väderlek gjordes hållfasthetsregistrering enbart vid sådana tidpunkter så man ansåg att avformningspunkten var nära förestående.

Normallagrade provkuber togs också av gjutmassan. Dessa förvarades utomhus under de första 4-5 timmarna innan de transporterades till laboratoriet på CTH. I en del fall resulterade detta i en betydlig temperaturförlust under de första härdningstimmarna och därmed också i reducerad hållfasthet i tidig ålder.

2:3 MÅTRESULTAT OCH ANALYS

2:3.1 Temperaturförlopp

I appendix redovisas samtliga registrerade temperaturförlopp. Vid några gjutningsdagar var termoskrivaren sönder, varför temperaturförloppen för dessa dagar saknas (81 11 19 och 81 11 27). I andra fall är tidspunkten för mätningarnas början något osäker då det inte alltid var möjligt att koppla in termoskrivaren omedelbart efter det att gjutningen ägt rum till följd av de arbeten som pågick. I resultatanalysen nedan återges eller sammanställs diagram som även återfinnes i Appendix.

2:3.1.1 Allmän beskrivning av temperaturförloppen i 3L-betongen.

Någon direkt jämförelse mellan temperaturförloppen för olika dagar är svår att göra därför att så många faktorer varierade. Till exempel återfinns bara få gjutningsdagar då temperaturförhållande i omgivande luft var lika. Möjligheterna för jämförelse reduceras dessutom av att andra faktorer (plattjocklek, isolering under bottenplatta, övertäckning, uppvärmning av utrymme under formen samt förvärmning av betongen) i olika grad påverkade temperaturförloppen. Syftet med temperaturmätningarna har heller inte att kunna åstadkomma någon sådan jämförelse av olika faktorerers inverkan, utan att mätningarna skulle utnyttjas för bedömning av lämplig tidpunkt för avformningen.

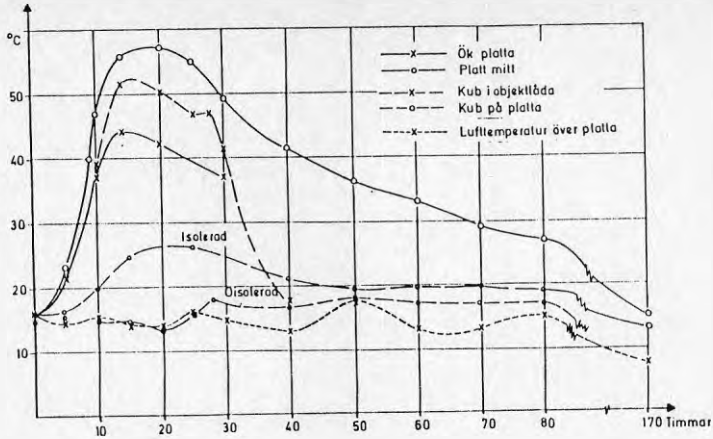


Fig 2:3.1 Temperaturförloppen 810929 i olika punkter i bjälklaget: 3L-betong, i objekt-härtningslådan och i isolerade och oisolerade objektlagrade kuber.

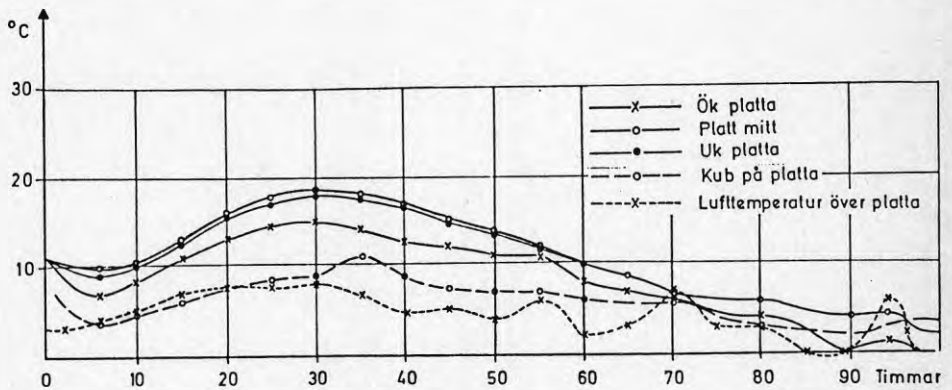


Fig 2:3.2 Temperaturförloppen i olika punkter i bjälklaget i normalbetong och i objektlagrade kuber.

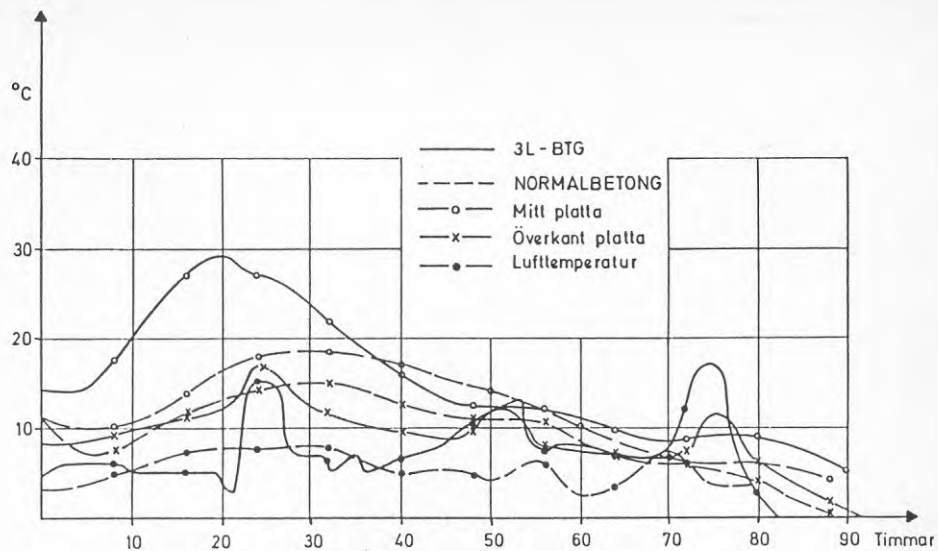


Fig 2:3.3 Jämförelse mellan temperaturförloppen i olika jämförbara punkter i bjälklag i normal- och 3L-betong.

Nedan gjorda beskrivning av temperaturförloppet avser gjutningen den 81 09 29 då lufttemperaturen var ca $+15^{\circ}\text{C}$, d v s en gjutning under sommarbetingelser.

Temperaturen mättes i mitten av den 270 mm tjocka plattan samt i dess överyta. Plattan var undertill isolerad med markskivor. temperaturen börjar stiga 5-6 timmar efter gjutning. Se fig 2:3.1. Temperaturstegringen är mycket stark under de påföljande 8-10 timmarna. I plattmitt var temperaturhöjningen 40°C . Maximal uppnådd temperatur var 57°C som erhöles 20 timmar efter gjutning. Därefter sjönk temperaturen långsamt och 7 dygn efter gjutningen var temperaturen fortfarande ca 5°C högre än omgivningens temperatur. Den långsamma avkylningen beror bl.a. på 3L-betongens värmeisolerande egenskaper.

Temperaturförloppet i plattans överkant påverkas naturligtvis av den lägre lufttemperaturen. Maximalt uppmättes dock 44°C , d v s en temperaturskillnad av cirka 15°C , i jämförelse med plattans mitt. Vid andra gjutningstillfällen då lufttemperaturen var lägre var temperaturskillnaden upp mot 20°C mellan mitten och överkant platta (avstånd 135 mm).

2:3.1.2. Temperaturförloppen i objektlagrade kuber.

Temperaturförloppen i de på konventionellt sätt lagrade obejekt-kuberna visade sig avvika betydligt från temperaturförloppen i konstruktionen. Avvikelsen är märkbart större än den som förekommer i objektlagrade kuber vid normalbetonggjutningar, se fig. 2:3.2. Detta torde bero på flera faktorer, temperaturfallet är större i en 3L-betongkonstruktion till följd av betongens goda värmeisolerande egenskaper. Detta leder till lägre temperaturer i plattans överyta. Värmetrögheten hos kuberna är lägre vilket leder till att kubernas temperatur sjunker.

Vid gjutningen den 810929 registrerades temperaturförloppet i objektkuber med och utan isolering. Det framgår av fig 2:3.1 utan att isolering är temperaturförloppet i kuberna sammanfallande med lufttemperaturen över plattan. Även med isolering (100 mm mineralull) är dock temperaturen i kuberna betydligt lägre än i konstruktionen. I fortsättningen isolerades därför alla objektlagrade kuberna för att man skulle erhålla bättre temperaturöverstämmelse och undvika att betongen i tidig ålder utsattes för temperaturer under 0°C .

Temperaturförloppen för kuberna som lagrades i Hedberg/Berntssons objektlagringslåda överensstämde mycket bra med temperaturförhållanden i plattan. Fig. 2:3.2. Denna metod och utrustning visade sig vara enkel och tillförlitlig för bestämning av konstruktionens hållfasthetsutveckling.

2:3.1.3. Jämförelse mellan temperaturförloppen i 3L-betong och normalbetong.

I fig. 2:3.3 visas temperaturförloppen i en bjälklagsplatta utförd i normalbetong och en i 3L-betong samt lufttemperaturerna över plattorna vid båda gjutningstillfällena. Lufttemperaturförloppen kan avses vara jämförbara under de första 48 timmarna. I det senare skedet är lufttemperaturen något högre för normalbetongens del. Temperaturförhållande vid dessa båda gjutningarna är de som bäst överensstämmer i försöksunderlaget. Någon övertäckning av betongen eller uppvärning under formerna gjordes inte under dessa dagar.

Temperaturhöjningen, d v s hydratiseringen börjar vid samma tidpunkt för båda betongtyperna vilket man kan förvänta eftersom tillsatsen av polymera mikropartiklar har enbart en fysikalisk funktion. Temperatur höjningen är emellertid betydligt starkare i 3L-betongens plattmitt medan den i plattans överkant är ungefär den samma som för normalbetongen. Maximaltemperaturen 29°C nås i 3L-betongens plattmitt efter ca. 20

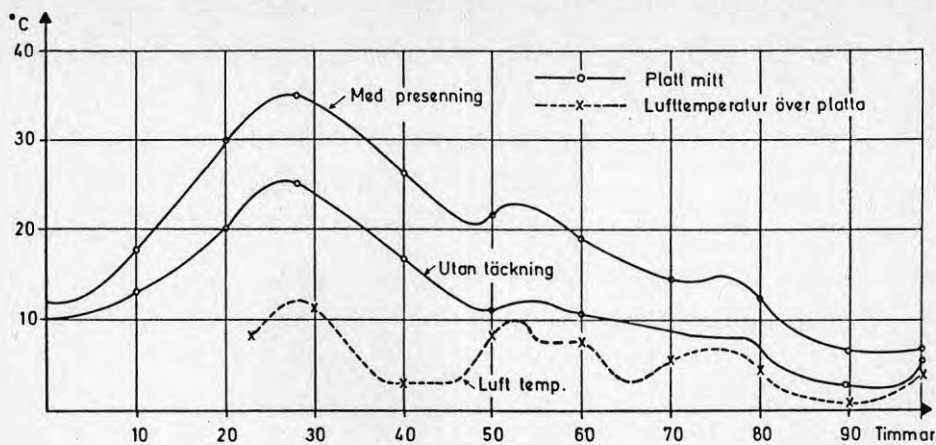


Fig 2:3.4 Temperaturförloppen i plattmitt i 3L-betongbjälklag med och utan presenningsövertäckning.

timmar, medan i normalbetongkonstruktionen bara är 19°C och nås först efter ca. 30 timmar. I plattornas överkant är maximaltemperaturerna 17 resp. 15°C efter 24 resp. 32 timmar. Kännetecknande är dessutom att temperaturgradienter mellan plattmitt och- överkant för 3L-betongens del är 15°C medan den i normalbetongutförandet bara är 4°C .

Sedan maximaltemperaturen nåtts, sjunker temperaturen snabbare i 3L-betongen. Efter ca. 3 dygn motsvarar temperaturen i plattmitt ungefär lufttemperaturen. Avkylningen tar något längre tid i normalbetongplattan.

2:3.1.4. Inverkan av övertäckning av plattan med presenningar.

I fig. 2:3.4 visas temperaturförloppen i plattmitt med och utan presenningsövertäckning. Registreringen under första dygnet är inte redovisad då elströmmen till termoskrivaren av misstag kopplades ur. Lufttemperaturen över plattan torde under det första dygnet ha varit + 2 till $+5^{\circ}\text{C}$.

Mätningarna visade att man vid detta tillfället medelst enkla presenningar kunde höja temperaturen i plattmitt efter ett dygn med hela 10°C . Man kan förmoda att temperaturhöjningen i plattans överkant har varit ännu större. Denna temperaturhöjning beror bara till en mindre del på den värmeisolerande effekten av presenningen. En betydligt större inverkan torde tillskrivas förhindrad fuktavdunstning från plattan, vilket dessutom reducerar risken för uttorkningskrympsprickor i tidig ålder.

2:3.1.5. Inverkan av förhöjd betongtemperatur och uppvärmning av utrymmet under formarna (Gjutning 811204 och 811222). Fig 2:3.5 och 2:3.6.

De yttre temperaturförhållandena var under dagarna 81 12 22 och 81 12 04 tämligen jämförbara. Under det första härdningsdygnet var dock temperaturen omkring $5-7^{\circ}\text{C}$ lägre för den förstnämnda gjutningen, jämfört med den andra.

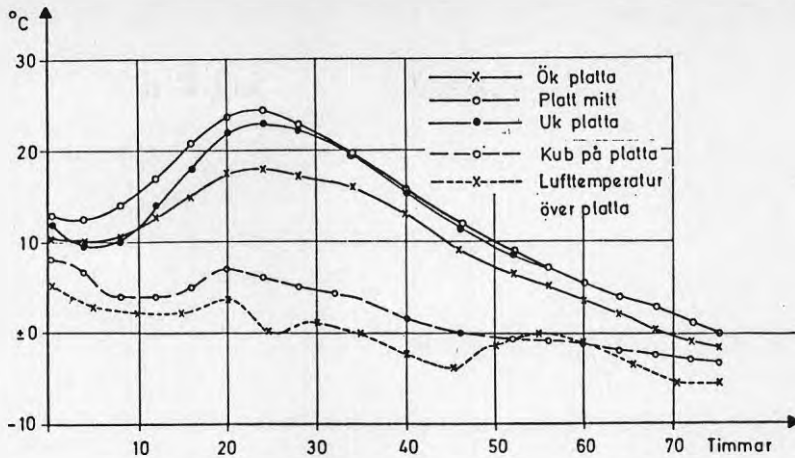


Fig 2:3.5 Temperaturförloppen 811204 i olika punkter i 3L-betongbjälklag och i objektkuber. Presenningsövertäckning. Förvärmd betong. Ingen uppvärmning under bjälklaget.

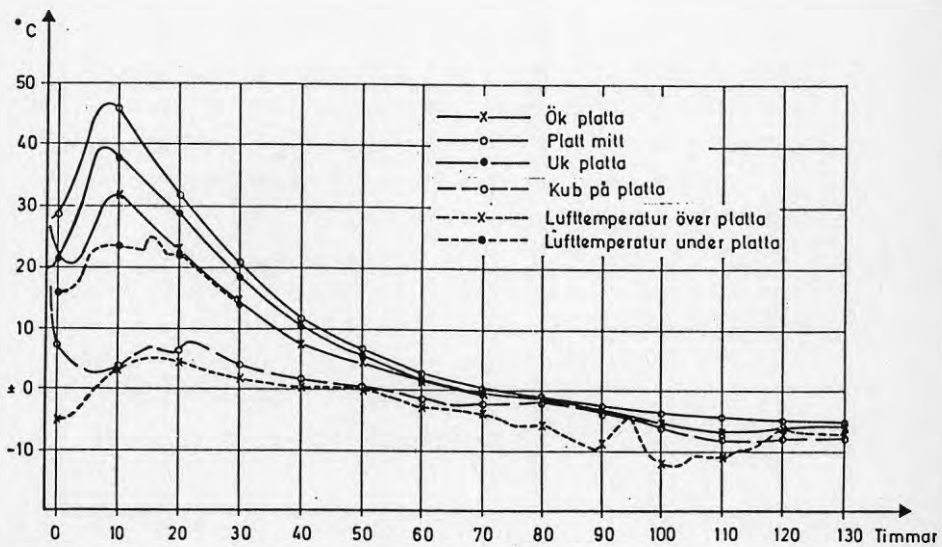


Fig 2:3.6 Temperaturförloppen 811222 i olika punkter i 3L-betongbjälklag och i objektkuber. Presenningsövertäckning. Förvärmd betong. Uppvärmning under bjälklaget.

Man använde vid båda tillfällena presenningar som övertäckning. Betongtemperaturen var enligt uppgift från Sabema-Abetong nära 30°C vid leverans från fabrik.

Den 81 12 22 var emellertid lufttemperaturen under formarna nära 20°C . Efter ca 30 timmar avkopplades värmen.

Temperaturförloppen i konstruktionen var den 81 12 22 jämförbara med de som uppmättes under sommarbetingelser. Maximaltemperaturen i plattmitt var 47°C , jämfört med den 81 12 04 då temperaturen var 25°C . Denna temperatur uppnåddes efter ca. 13 resp. 23 timmar. Det tog ungefär lika lång tid - ca 3 dygn innan temperaturen i plattmitt hade sjunkit till 0°C .

2:3.2 Hållfasthetsutvecklingen hos normenligt lagrade 3L-betongprovkroppar.

I fig. 2:3.7 har sammanställts uppmätt tryckhållfasthet bestämd på 150 mm normenligt lagrade kuber vid 1, 3, och 7 dygns ålder i relation till 28-dygnshållfasthet. Försöksunderlaget utgöres av tidigare försök redovisade i Aavik, Berge 1982 och av prov utförda vid gjutningarna av Kungsbacka stadshus. Vid några av provtagningarna vintertid kunde provkropparna avsedda för normlagring inte transporterats till CTH innan temperaturen i kuberna hade sjunkit så mycket att detta påverkade hållfasthetsutvecklingen. Dessa prov har uteslutits (markeras med + i tabell 1 i Appendix).

I figuren har som jämförelse inritats hållfasthetsutvecklingen för normalbetong med samma cementfabrikat (Skövde Std). Uppgifterna hänför sig ifrån Byfors 1982 och Betonghandboken. Det framgår av figuren att bra överensstämmelse föreligger mellan provningarna vid Kungsbacka stadshus och tidigare laboratorieförsök. Medelkurvan för samtliga värden är angiven i figuren. Försöken bekräftar således tidigare erfarenheter att kvoten hållfasthet/28 dygnshållfasthet utvecklas betydligt snabbare i 3L-betong än i normalbetong.

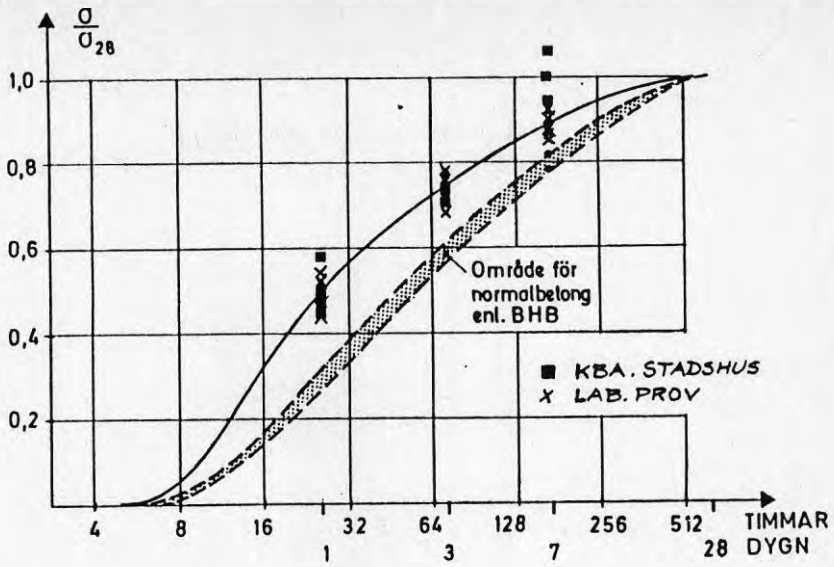


Fig 2:3.7 Tryckhållfastheten hos 150 mm normenligt lagrade kuber vid olika åldrar. Jämförelse med motsvarande för normalbetong enligt Betonghandboken.

I synnerhet gäller detta 1 dygnshållfastheten, då hållfastheten är omkring 50% av 28-dygnshållfastheten. Motsvarande för normalbetongen är enligt litteraturuppgifter omkring 30%.

2:3.3. Hållfasthetsutvecklingen som funktion av mognadsgraden.

2:3.3.1. Mognadsgraden beräknad enligt Sauls formel.

I fig. 2:3.8. och 2:3.9. visas kvoten tryckhållfasthet/28-dygnshållfasthet som funktion av mognadsgraden beräknat enligt Saul för objektlagrade kuber i 3L- resp normalbetong.

För 3L-betongens del visar fig. 2:3.8. relativt god överensstämmelse mellan hållfasthet/mognadsgrad-värdena för provkroppar objektlagrade vid temperaturer under 20°C och medelkurvan för motsvarande värden fastställda för normenligt lagrade kuber. Värdena för kuber lagrade vid högre temperaturer ligger dock markant över medelkurvan, vilket även är fallet med normalbetong enligt litteratordata.

För mognadsgrader mindre än 1000 gradtimmar är sambandet mellan hållfasthet och mognadsgrad något osäkert därför bara få provningsresultat föreligger. Man kan emellertid utläsa att hållfasthetstillväxten börjar vid ungefär 400 gradtimmar.

Alla hållfasthetsvärdena för 3L-betongen mellan 1000 och 5000 gradtimmar överskrider - till dels väsentligt normalbetongens värden enligt Betonghandboken och Byfors 1982.

Även den normalbetong som man studerade vid gjutningarna i Kungsbacka stadshus uppvisade högre hållfasthet vid samma mognadsgrad än man hade anledning att förmoda enligt Byfors

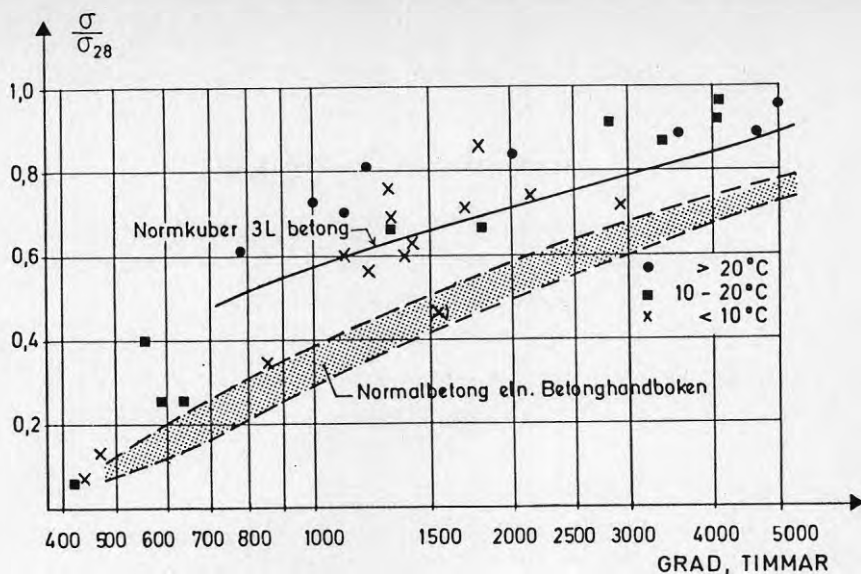


Fig 2:3.8 Kvoten tryckhållfasthet/28 dygnshållfasthet som funktion av mognadsgraden beräknad enligt Saul för objektlagrade kuber i 3L-betong.

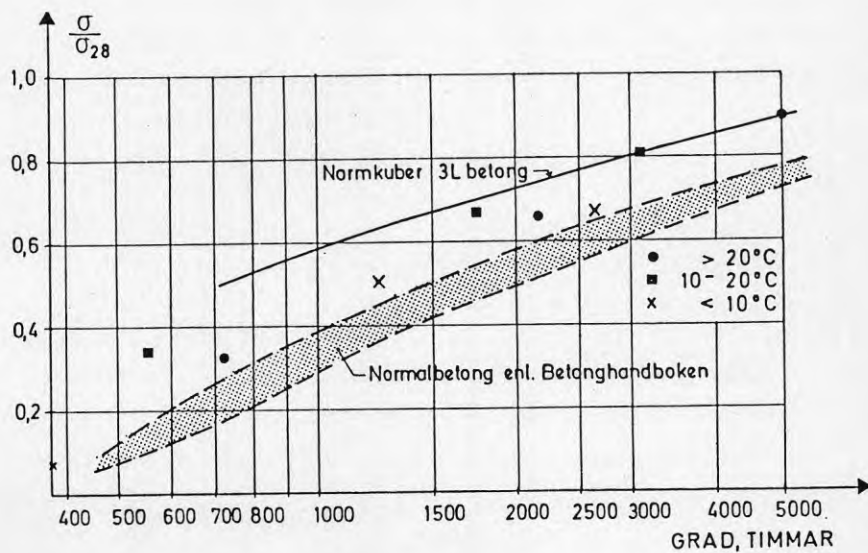


Fig 2:3.9 Kvoten tryckhållfasthet/28 dygnshållfasthet som funktion av mognadsgraden beräknad enligt Saul för objektlagrade kuber i normalbetong.

och Betonghandboken. Orsaken till detta diskuteras under 2:3.3.2. Alla hållfasthetsvärden för normalbetongen ligger dock under medelkurvan för normenligt lagrade 3L-betongkuber. Även för normalbetongens del startar hållfasthetsutvecklingen vid ca. 400 gradtimmar.

2:3.3.2. Tryckhållfastheten vid olika ekvivalent ålder beräknad enligt Freisleben Hansen och Pedersen.

Fig. 2:3.10. visar att den uppmätta hållfasthetsutvecklingen för normenligt lagrade kuber.^{x)} I bara 5 fall av 32 låg värdena under medelkurvan. I synnerhet inom området 1 till 3 dygn ekvivalent ålder var hållfasthetsvärdena markant över. Detta kan bero på att de objektlagrade kuberna luftlagrades. Vid luftlagringen kan man i tidig ålder få en höjning av hållfastheten jämfört med vattenlagrade kuber medan man vid 28 dygns ålder erhåller hållfasthetsförluster. Detta verifieras av att medelvärdet av 28 dygns hållfastheten för objektlagrade kuber var ca. 10% lägre än normalhårdade kuber från motsvarande betongblandningar.

Spridningen för hållfasthetsvärdena för låg ekvivalent ålder (8 till 20 timmar) är liten så som konstaterats av Byfors för normalbetongens del. Försöksunderlaget är emellertid begränsat varför en viss försiktighet rekommenderas vid tillämpning av ekvivalentålderbestämning i tidig ålder.

Vanligen är man intresserad av hållfastheten i områden 50% - 70% av 28- dygnshållfastheten vid avformning. Inom detta området är de uppmätta hållfastheterna vid samma ålder högre i objektlagrade kuber än i normenligt lagrade varför man med god säkerhet kan använda det uppställda sambandet för normenligt lagrade provkroppar.

x) i 3L-betong var högre än medelkurvan för normenligt lagrade kuber.

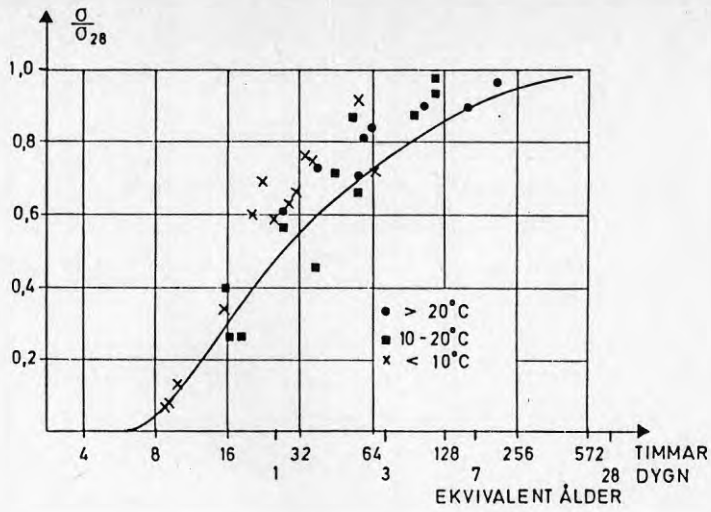


Fig 2:3.10 Kvoten tryckhållfasthet/28-dygns hållfasthet för objektlagrade kuber i 3L-betong som funktion av ekvivalent ålder enligt Freiesleben Hansen.

Fig 2:3.11 visar sambandet hållfasthet och ekvivalent ålder för normalbetongens del. Alla uppmätta värden ligger betydligt över vad man skulle förvänta sig enligt Byfors, dock under motsvarande värden för 3L-betongens del. Hållfasthetsvärdena för normallagrade provkroppar ligger emellertid nära Byfors kurvan. 28-dygnshållfastheterna för de objektlagrade kuberna var 5 till 8 % lägre än för de normallagrade, vilket kan ge någon förklaring till de relativt höga hållfastheterna i tidig ekvivalent ålder.

2:3.3.3. Tryckhållfastheten vid olika ekvivalenta ålder beräknat enligt Carino 1980.

Fig 2:3.12 visar bättre överensstämmelse mellan hållfasthet för objektlagrade kuber vid 1 - 7 dygns ålder och normenligt lagrade om den ekvivalenta ålder beräknas enligt Carino än enligt Freisleben Hansen, Pedersen. Vid en ekvivalent ålder under 1 dygn ger Carinos uttryck för den experimentella aktiveringsenergin kanske för låga värden.

Även för normalbetongens del innebär användning av Carinos uttryck en förbättrad överensstämmelse. Fig 2:3.13. Detta gäller också vid tidig ekvivalent ålder. Skillnaden mellan hållfastheterna hos objektlagrade och normenligt lagrade kuber reduceras.

2:4 SAMMANFATTADE SLUTSATSER

Analysen av de omfattande temperatur- och hållfasthetsregistreringarna vid 3L-betonggjutningarna av Kungsbacka stads- hus bekräftar fullt ut slutsatser och hypoteser framförda i Berge 1983.

- Temperaturhöjningen i bjälklagen var betydligt större i 3L-betongen än i normalbetongen t f a högre cementhalt och lägre värmekapacitet per volymenhet.

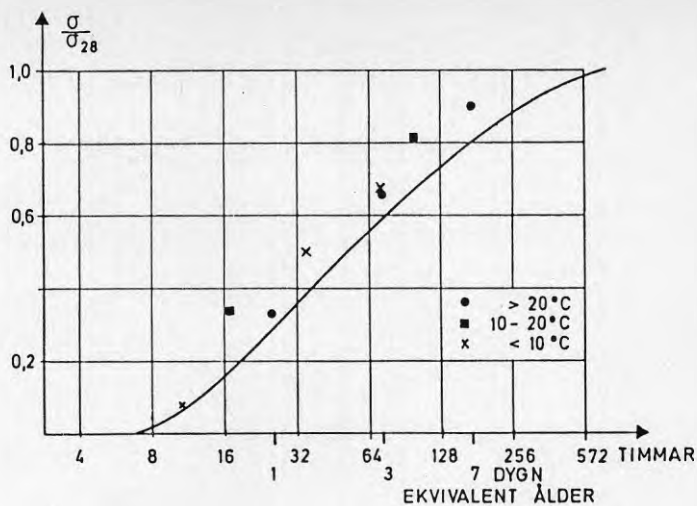


Fig 2:3.11 Kvoten tryckhållfasthet/28-dygns hållfasthet för objektlagrade kuber i normalbetong som funktion av ekvivalent ålder enligt Freisleben Hansen.

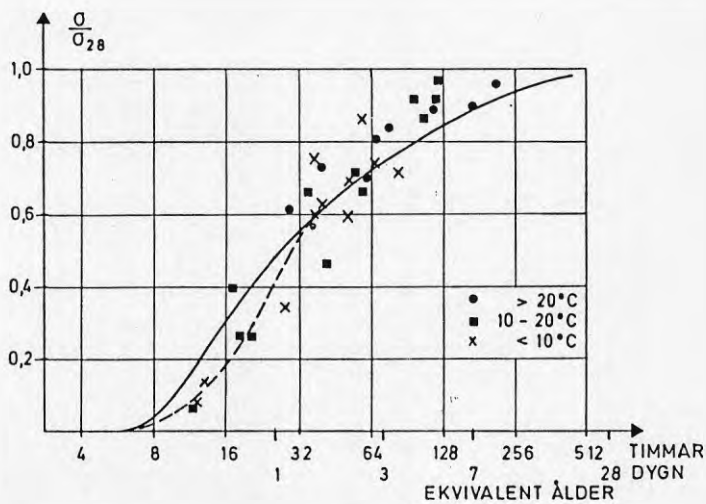


Fig 2:3.12 Kvoten tryckhållfasthet/28-dygns hållfasthet för objektlagrade kuber i 3L-betong som funktion av ekvivalent ålder enligt Carino.

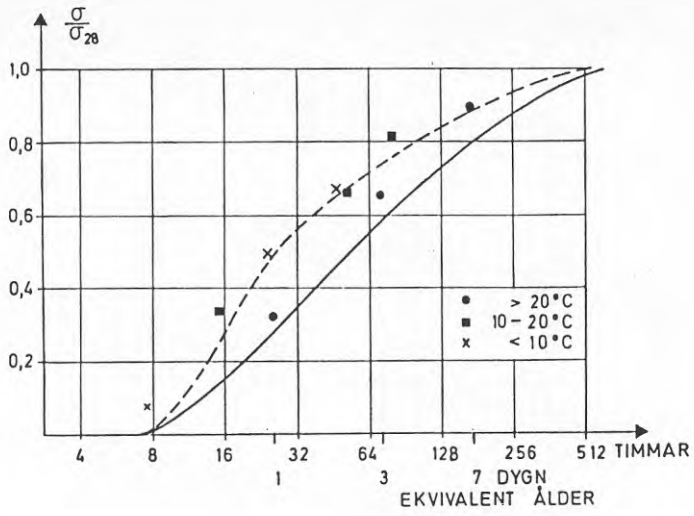


Fig 2.3.13 Kvoten tryckhållfasthet/28-dygnehållfasthet för objektlagrade kuber i normalbetong som funktion av ekvivalent ålder enligt Carino.

- Maximaltemperaturen uppnås efter kortare tid.
- Temperaturgradienterna inom plattan är större p g a lägre värmekapacitet och bättre värmeisolerande egenskaper. Vid vintergjutningar måste man uppmärksamma detta så att frysning av ytskiktet inte inträffar och så att man undviker en för stark uttorkning av betongen i tidig ålder.
- Det konventionella sättet att placera objektkuberna på bjälklaget är inte lämplig för 3L-betongkonstruktioner. Den låga yttemperaturen hos bjälklagen och den låga värmetrögheten hos kuberna leder till stora temperaturskillnader mellan kuber och konstruktion.
- Objektlagring av provkropparna i en s k objektlåda utvecklad av Berntsson och Hedberg, CTH med styrning av temperaturen i lådan efter temperaturen i en karaktäristisk punkt i konstruktionen visade sig kunna ge en bra indikation av hållfasthetsutvecklingen i konstruktionen.
- Övertäckning av den nygjutna plattan med enkla presenningar höjde temperaturen i plattmitt med hela 10 %. Detta är en billig och effektiv åtgärd vintertid för att skydda betongen mot uttorkning och för att påskynda härdningsförloppet.
- Genom uppvärmning av utrymmet under formen och med förhöjd betongtemperatur (upp mot 30°C) kunde man vid gjutningar vid ca - 10°C erhålla ett temperaturförlopp som motsvarade sommarförhållanden.
- Försöken bekräftar fullt ut den i Berge och Aavik 1982 uppställda hållfasthetsutvecklingen för 3L-betongen, vilket innebär att denna vid 1 - 7 dygns ålder är markant snabbare än normalbetongens.

-Analysen visar att beräkning av hållfasthetsutvecklingen på basis av Sauls mognadsgradsberäkning är mindre noggrann och att man med denna metod inte fullt ut kan tillgodogöra sig 3L-betongens snabba hållfasthetsutveckling. Denna mognadsgradsberäkning är även för normalbetongens del för pessimistisk.

-Vill man utnyttja 3L-betongens snabba hållfasthetstillväxt för att möjliggöra en tidig avformning bör man tillämpa formel av Freiesleben Hansen och Pedersen 1977 för beräkning av betongkonstruktionens ekvivalenta ålder. Även om hållfastheten hos de objektlagrade kuberna vid 1 - 3 dygn ekvivalent ålder var högre än modellens torde den ändå vara ett relativt tillförlitligt instrument för att uppskatta konstruktionens hållfasthet. Den fordrar emellertid en noggrann temperaturregistrering i representativa punkter i konstruktionen.

-Erfarenheterna från gjutningarna med 3L-betong i Kungsbacka stadshus visar entydigt att om man använder 3L-betong i konstruktionen kan man avforma konstruktionen efter halva den tid som behövs med normalbetong t f a högre temperatur och snabbare hållfasthetstillväxt. Detta gäller bjälklag med tjocklek över 200 mm. För tunnare konstruktioner föreligger inga erfarenheter men man kan förmoda att fördelarna med att använda 3L-betong är mindre än de var i Kungsbacka.

SUMMARY

Kungsbacka Town Hall was the first large building in which 3L-concrete was used. It is a 4 storey-building and the load-bearing structures are flat slabs in 3L-concrete supported by columns. During the erection of the building the temperature and strength development of the concrete in structure was studied to enable the reuse of formwork at the shortest possible time.

The load-bearing structures were erected during the period from Sept 1981 to Jan 1982. Thus experiences of concrete casting in different climatic conditions were gained. The air temperature varied during the casting period from app. + 15°C to -20°C, and various methods to enable concrete casting in winter conditions were tested.

Former studies in laboratory conditions (+20°C) at Chalmers University of Technology have shown that the strength development in the early age of the 3L-concrete is faster than that of normalweight concrete due to its higher cement content and the relationship between mortar and aggregate strength. Its lower heat capacity and its better heat insulating properties indicated higher temperatures in the structure during the hydration processes.

At Kungsbacka Town Hall the temperature development in several characteristic points in the structure were studied at each casting occasion. The strength development was stated by means of cubes cured in standard conditions (+ 20°C) and in cubes cured at site.

The investigations verify the hypothesis that the temperature rises more in a 3L-concrete structure than in one in

normalweight concrete. This results in an accelerated strength development. The temperature gradients are also greater within the structure.

Analysis of the registered data show that the formwork of the 3L-concrete slabs could be stripped less half the time earlier than in an identical structure in normalweight concrete. This is made possible due to the faster strength development, the higher temperature in the structure and the lower dead load on the structure.

A good prediction of the strength in the structure can be attained using a model of Freisleben Hansen and Pedersen 1977 for calculation of the equivalent age of the concrete. However this stresses an accurate registration of the temperature development in representative points in the structure.

Methods like plastic folio cover over the concrete top surface, preheating of the concrete and heating under the formwork make it possible to cast the 3L-concrete in extreme winter conditions achieving accelerated strength development and a fast reuse of the formwork.

LITTERAFÖRTECKNING

Berge, O & Pettersson, T., Genomstansningskapaciteten i pelardäck i 3L-betong. Betongbyggnad Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg Rapport 83:1.

Berntsson, L.: Proportionering av 3L-betong. Byggnadsmaterial, Chalmers tekniska Högskola, Göteborg Rapport 82:15.

Berge, O.: 3L-betongen - Egenskaper i produktion och konstruktion. Statens Råd för Byggnadsforskning. Rapport R77:1983.

Freiesleben Hansen & Pedersen: Måleinstrument til kontrol af betons haerdning Nordisk Betong 1977:1 pp 21-25.

Carino, N.J.: Temperature effects on the strength-maturity relation of mortar. Report nr NBSIR 81- 244. National Bureau of Standards, Department of Commerce, Washington DC.

Byfors J: Plain Concrete at Early Age. Cement&Betonginstitutet, Stockholm. Publ Fo 3:80. Doktorsavhandling.

Asvik, J. & Berge, O.: Hållfasthets- och deformationsegenskaper hos hydrofob 3L-betong med filmbildande mikropartiklar. Byggnadsmaterial, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg. Rapport nr 82:1.

2:7 Diagram över temperaturmätningar

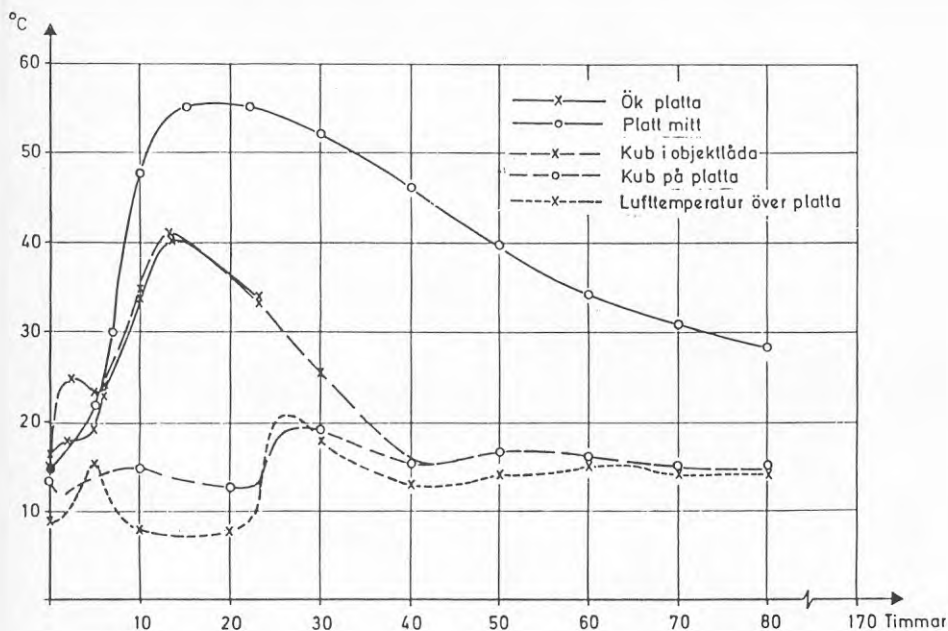


Fig A 1 Temperaturförloppen i några olika punkter i bjälklaget i 3L-betong, i objektlagringslådan och i objektlagrade kuber. Gjutning 810917.

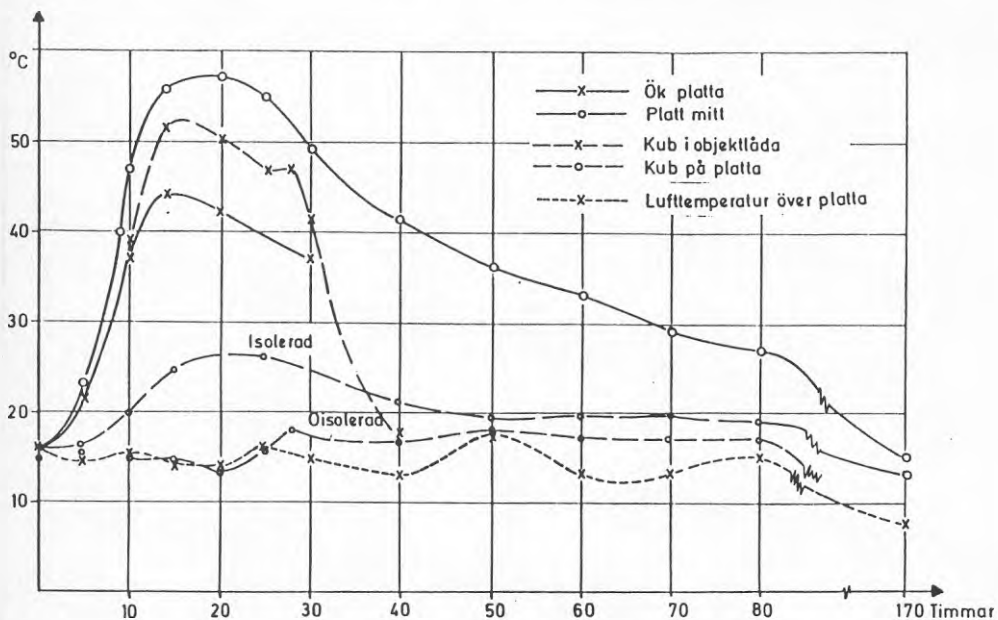


Fig A 2 Temperaturförlopp vid gjutning 810929 i olika punkter i 3L-betongbjälklaget, i objekthärdningslådan och i isolerade och oisolerade objektlagrade kuber.

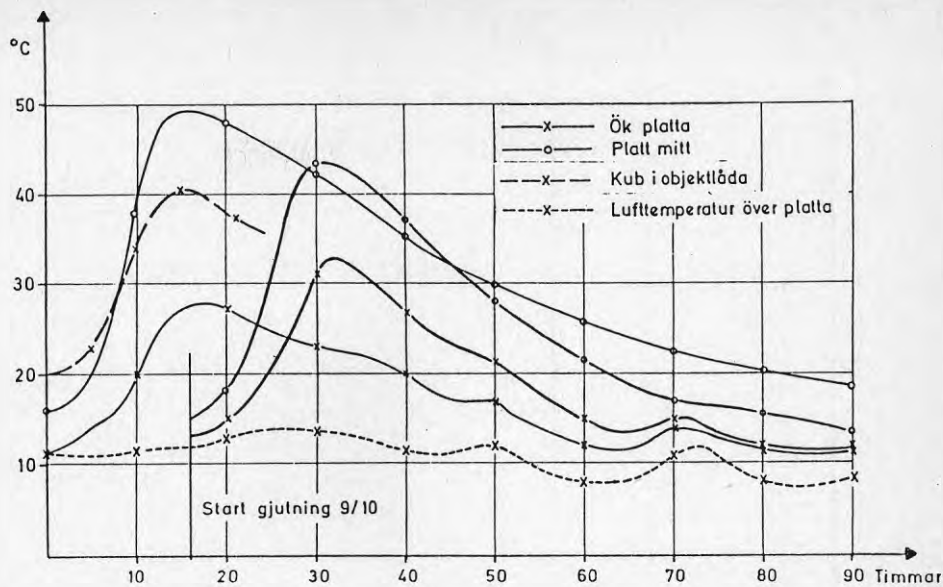


Fig A 3 811008 och 811009.

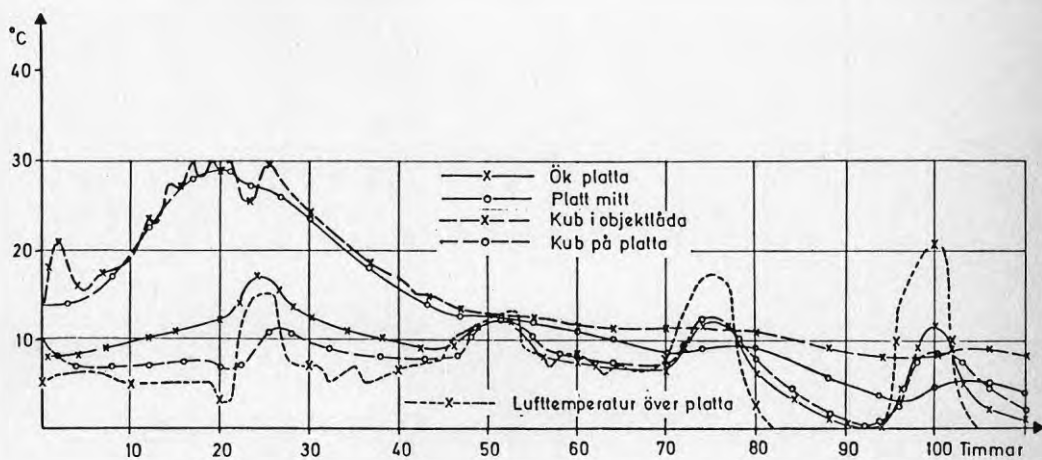


Fig A 4 811014

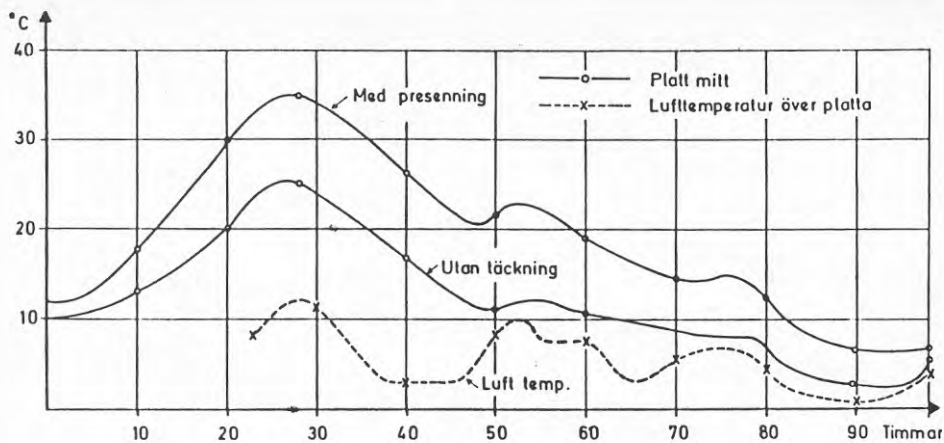


Fig A 5 Temperaturförloppen i plattmitt i 3L-betongbjälklag med och utan presenningsövertäckning. 811023

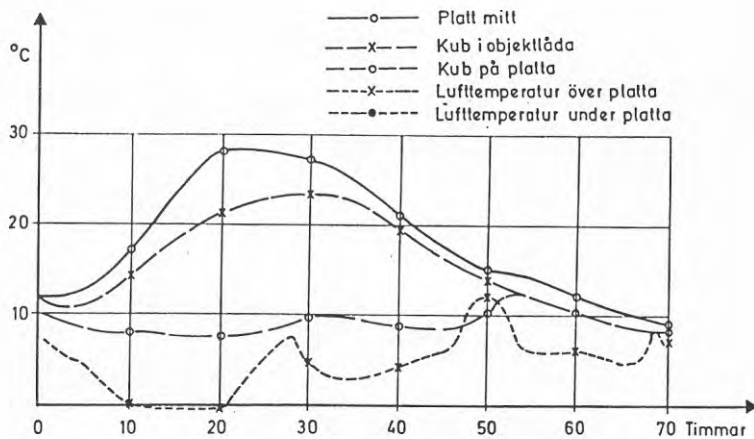


Fig A 6 811030

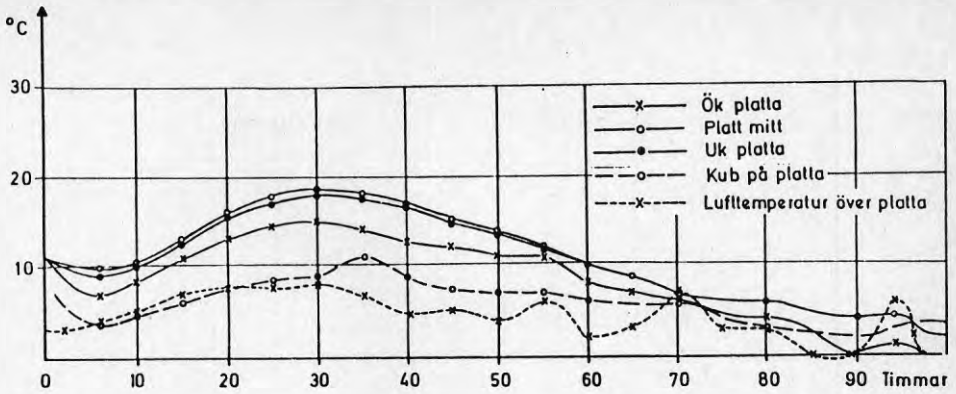


Fig A 7 811110

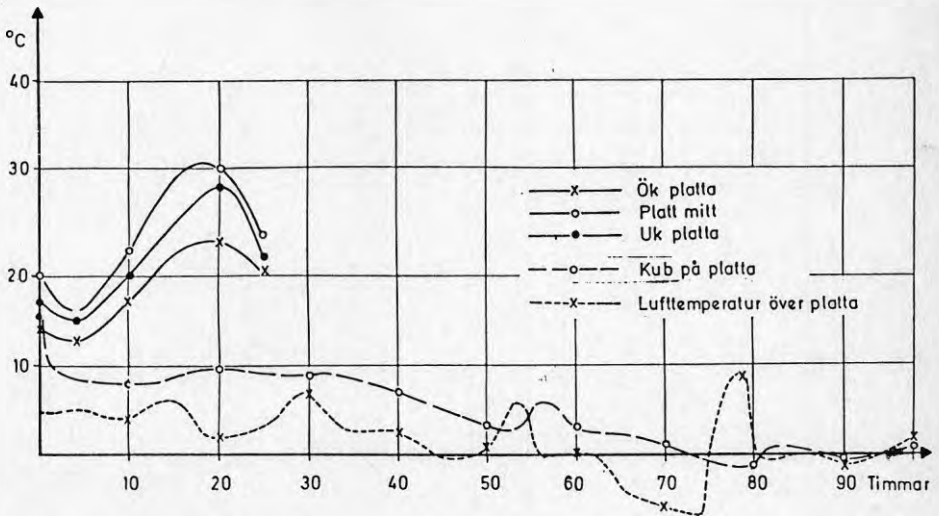


Fig A 8 811112

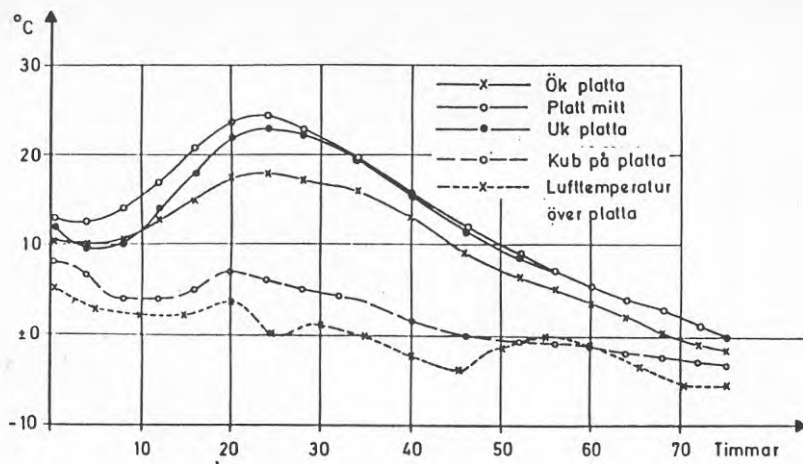


Fig A 9 811204

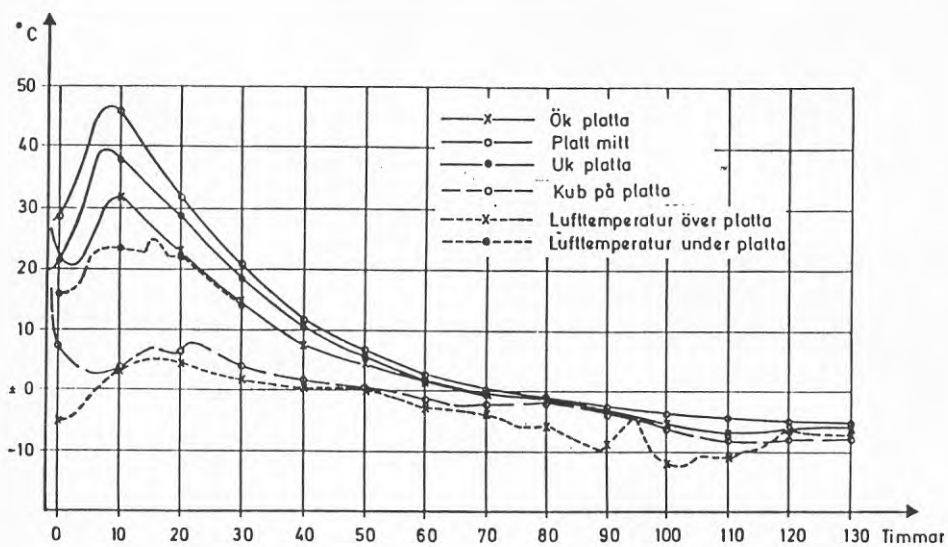


Fig A 10 Temperaturförloppen i olika punkter i 3L-betongbjälklag och i oljekuber. Presenningövertäckning. Fövärmad betong. 811222.

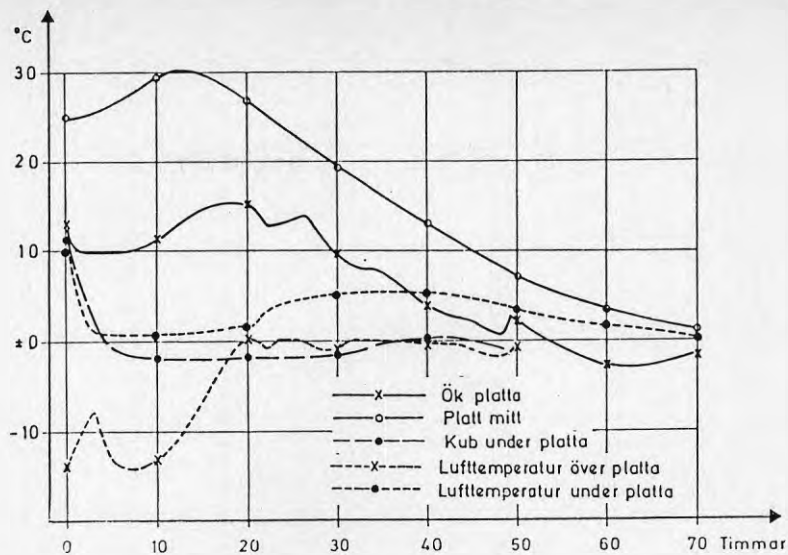


Fig A 11 820112.

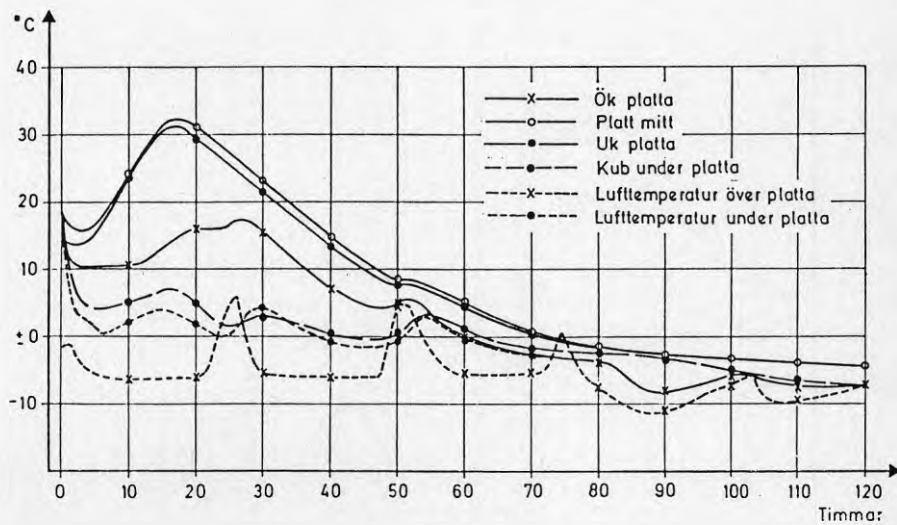


Fig A 12 820115.

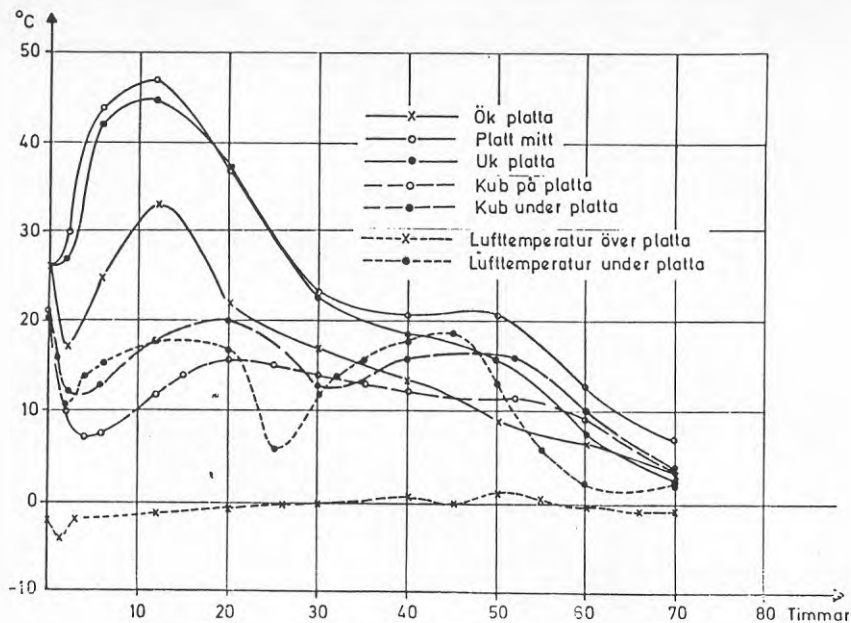


Fig A 13 820122

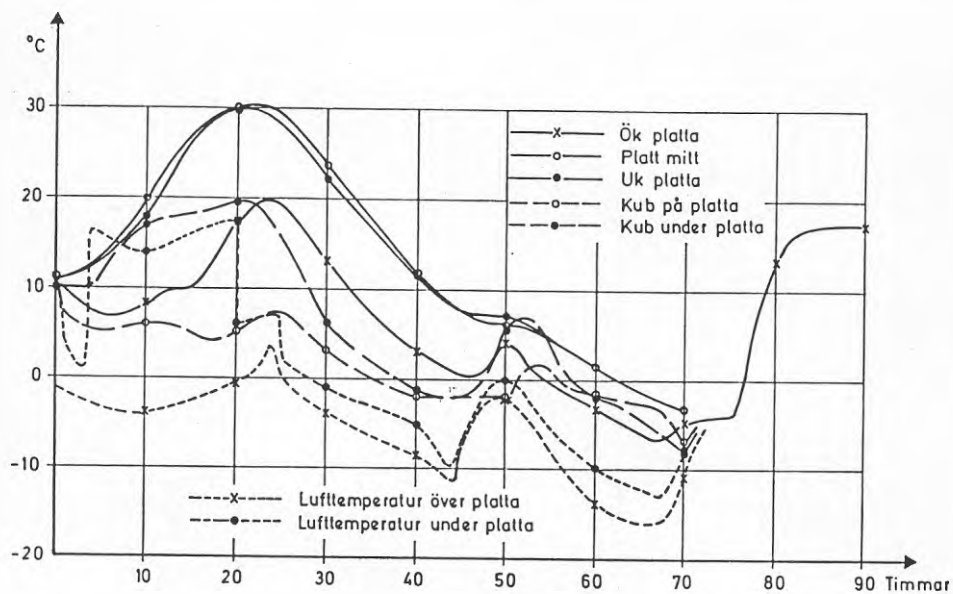


Fig A 14 820129

INFÄSTNINGAR I HYDROFOB LÄTTBALLASTBETONG

3:1	Allmänt	58
3:2	Försök	59
3:2.1	Betongmaterial	59
3:2.2	Spik	59
3:2.3	Skruv	68
3:3	SAMMANFATTNING	82
	BETECKNINGAR	85
	LITTERATURREFERENSER	87

3 INFÄSTNINGAR I HYDROFOB LÄTTBALLASTBETONG
3:1 ALLMÄNT

I det uppföljningsprojekt som varit knutet till byggandet av Kungsbacka Stadshus har ingått studier av infästningar i 3L-betong.

Föreliggande rapport redovisar försök med skruvning och spikning.

Avsikten med försöken har varit att studera utvalda skruvar och spikar som bedömts lämpliga för specifika ändamål. Någon egentlig kartläggning av olika spik- och skruvtypers applicerbarhet har inte varit aktuell.

På grund av provningarnas begränsade omfattning ges inte några generella beräkningsvärden för hållfasthet etc, utan angivna värden får anses gälla endast för den redovisade spik- eller skruvtypen i här aktuell betong.

Projektledare har varit civ ing Jan Carlson, pi construction ab, PICON, Göteborg.

3:2 FÖRSÖK

3:2.1 Betongmaterial

Samtliga försök utfördes på bottenbjälklaget och inom områdena för gjutetapp 1-3 (G1-G3). I tabell 1 redovisas kubhållfasthet, f_{ccK} och densitet ρ bestämda 28 dygns ålder enligt Berge, Berntsson [8].

Tabell 1 Betongens kubhållfasthet och densitet vid 28 dygns ålder

Gjut- etapp	f_{ccK} [MPa]	ρ [kg/m ³]
G1	18,2	1293
G2	21,0	1343
G3	20,7	1320

3:2.2 Spik

Spikarna har slagits genom hyvlat konstruktionsvirke, av dimension 45 x 120 mm (2" x 5") enligt fig 3:1 ned i betong i gjutetapp G2.

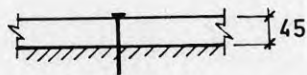


fig 3:1

Tabell 2 Resultat av spikislagning

Spiktyp	Dimension	Resultat	
		NEJ	JA
RTB	100x34	X	
RTB	125x40	X	
RTZ	100x34	X	
RTZ	125x40	X	
RTZ	100x37		X
RTZ	125x43		X
Klipp-spik	100	X	
Klipp-spik	125	X	

RTB = Räfflad trådspik,
blank

RTZ = Räfflad trådspik,
varmförzinkad

NEJ = Inte användbar,
spiken kröker sig

JA = Användbar

3:2.2.1 Skjuvförsök på spikad syll

3:2.1.1 Försöksutförande

Skjuvförsök på spikas syll (hyvlad 45 x 120 mm) enligt fig 2 har utförts.

Spikarna var blank räfflad trådspik 100 x 37 slagna 3 st med centrumavstånd c 300 mm placerad enligt fig 2. Mellan syll och betong fanns en tätningslist, Rockwool S-list 8445 bredd 80 mm, se fig 2, 3.

Lasten påfördes med hjälp av en hydraulisk domkraft, Enerpac, och lasten påfördes i laststeg så att maxlast erhöles efter ca 3 min. Försöken avbröts sedan maxlasten var nådd eller då syllens förskjutning översteg ca 25 mm.

För varje laststeg registrerades syllens förskjutning vid spikarna av mekaniska mätklockor, $\phi_1 - \phi_3$ graderade i 1/1000.

Lastens storlek bestämdes med lastcell kopplad till en digitalvoltmeter. Lasten angrep syllan med excentriciteten, $e = 50$ mm, fig. 3:2.

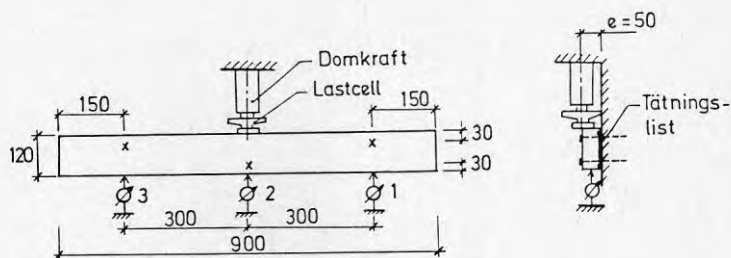


Fig.3:2 Försökuppställning, spikad syll

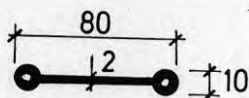


Fig.3:3 Tätninglist, odeformerad

Spikningen gick utmärkt och "straffade" syllan bra. Försöken utfördes på olika gjutetapper enligt tabell 3, angivna värden på kubhållfasthet avser värden vid 28 dygns ålder. Spikarnas effektiva förankringslängd i betongen

$$l_e = 100 - 45 - 1,5d = 55 - 1,5 \cdot 3,7 = 49,5 \text{ mm} = 13,4d$$

3:2.2.1.2 Brottlast

Typutseende för den brottmod som gäller för samtliga försök, visas i fig 3:4. Det utbildas således i spiken två flytleder, en ungefär i inspänningssnittet i syllan och en längre ned i betongen.

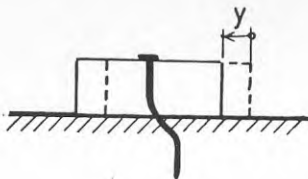


Fig 3:4 Typiskt brottmod vid skjuvförsök på spikad syll

Vid ökande belastning erhöles en snedställning av syllen i förhållande till domkraften, beroende på olika deformationsegenskaper hos de tre spikarna. Syllens förskjutning, mätt mitt för vardera av spikarna redovisas i fig 5-10, där F är totala kraften på syllen. Kraften på vardera av spikarna kan inte antas ha varit samma, dock måste av jämviktsskäl kraften på de båda yttre spikarna vara samma. Förskjutningen mätt i höjd med den mittersta spiken motsvarar medelvärdet av förskjutningarna mätta i höjd med de båda yttre spikarna.

Karakteristiskt för last-förskjutningssambanden är ett ungefärligt elastiskt uppförande upp till en totallast av ca 2,5 kN därefter erhålls accelererande förskjutningar.

SPIK 100*37

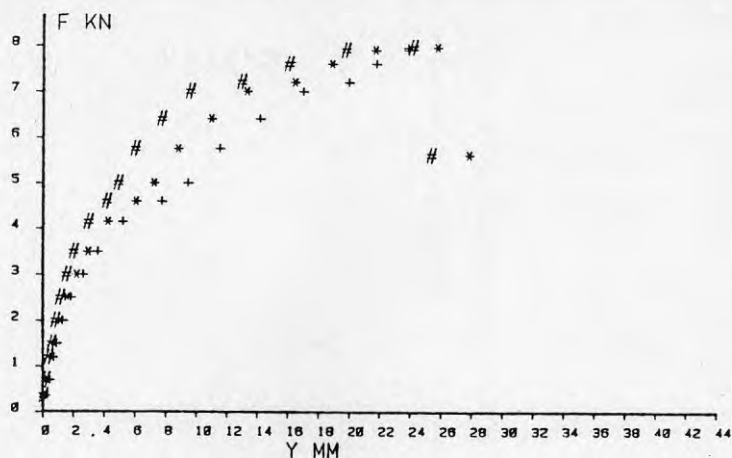


Fig 3:5 Spikad syll med blank räfflad trådspik 110 x 37, försök FS1

SPIK 100*37

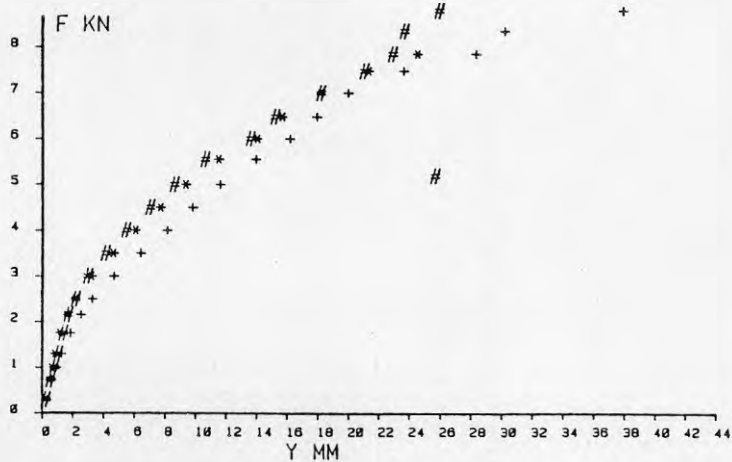


Fig 3:6 Spikad syll med blank räfflad trådspik 100 x 37, försök FS2

SPIK 100*37

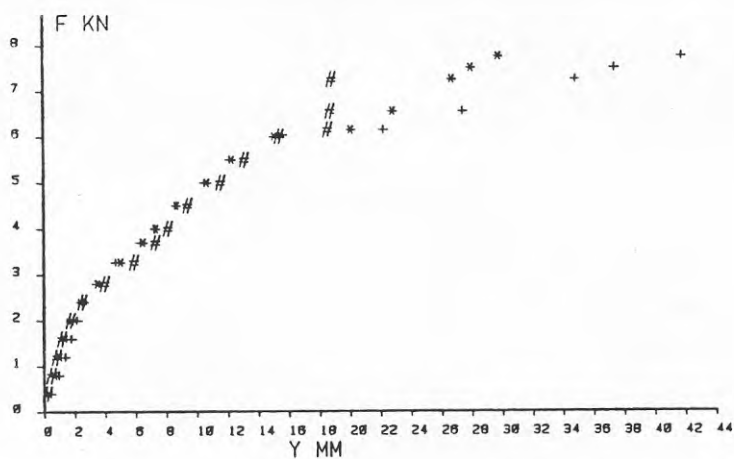


Fig 3:7 Spikad syll med blank räfflad trådspik 100 x 37, försök FS3

SPIK 100*37

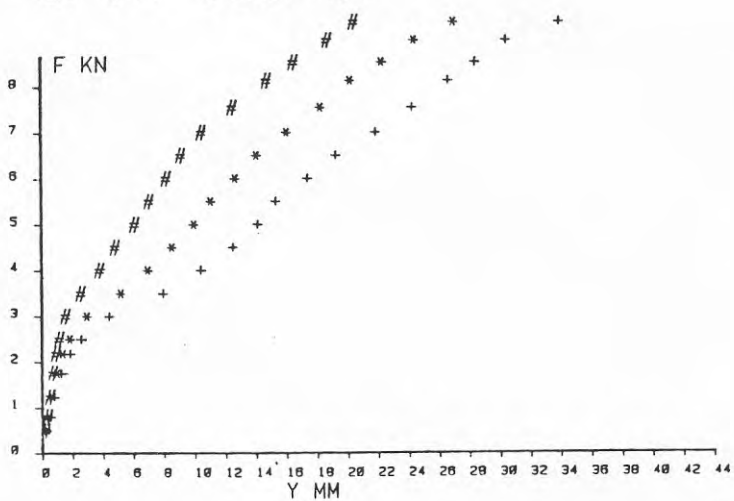


Fig 3:8 Spikad syll med blank räfflad trådspik 100 x 37, försök FS4

SPIK 100*37

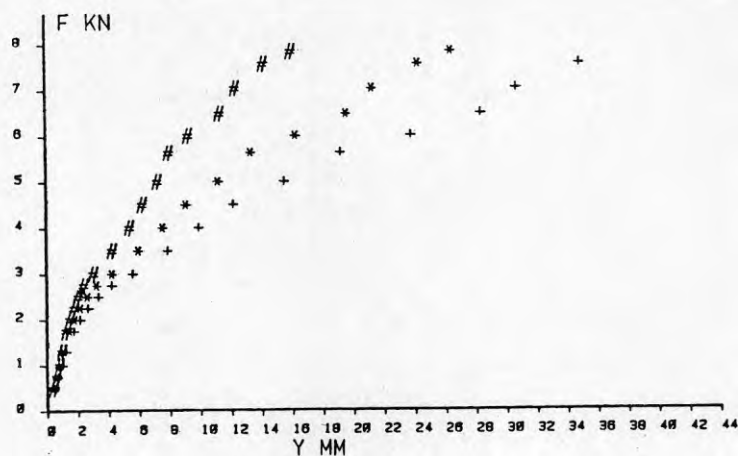


Fig 3:9 Spikas syll med blank räfflad trådspik 100 x 37, försök FS5

SPIK 100*37

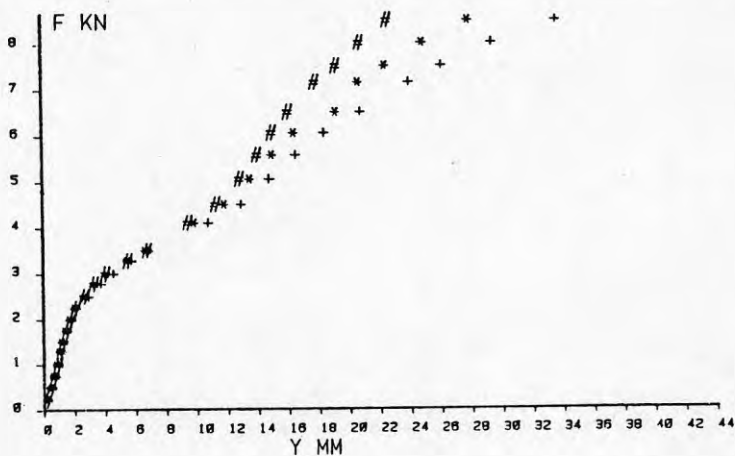


Fig 3:10 Spikad syll med blank räfflad trådspik 100 x 37, försök FS6

Tabell 3 Utförda skjuvförsök, angivna värden gäller för tre spikar

Försök nr	Gjut-etapp	f_{ccK} MPa	F_u kN	F_{15} kN	$F_{7,5}$ kN	Y_e mm
FS1	2	21,0	7,95	6,55	4,50	0,8
FS2	2	21,0	8,80	5,75	3,80	1,20
FS3	1	18,2	7,75	5,90	3,80	1,25
FS4	1	18,2	9,45	5,35	3,45	1,35
FS5	3	20,7	7,82	4,95	3,40	1,25
FS6	3	20,7	8,67	5,10	3,60	1,20
\bar{F}			8,40	5,60	3,75	$\bar{Y} = 1,18$
s			0,68	0,59	0,40	s = 0,19
$\delta = \frac{s}{\bar{F}}$			0,08	0,11	0,11	$\delta = 0,163$
F_k			6,83	4,16	2,79	$Y_k = 1,35$

I tabell 3 anges maximal totallast, F_u och totallast vid 15 och 7,5 mm förskjutning, F_{15} respektive $F_{7,5}$ av största mätta värde på klockorna $\phi_1 - \phi_3$. Enligt SBN 1975:4 [2] skall om maxlast inte är nådd vid deformationen 15 mm, lasten vid denna deformation anges som brottlast, medan Nordtest 77-79 [4] anger motsvarande förskjutning till 7,5 mm.

I tabell 3 anges också karakteristiska laster F_k motsvarande de tre olika förskjutningarna enligt ovan, beräknade som nedre 5%-fraktilen bestämd på 75% konfidensnivå enligt

$$F_k = \bar{F} (1 - k_5 \cdot \delta) \quad (1)$$

där $k_5 = 2,33$ för sex prover, enligt SBN 1975:4 [2]

Används värdet F_k för 7,5 mm förskjutning och sättes säkerhetsstalet $\gamma = 1,8$ enligt SBN 1975:4 [2] erhålls en tillåten last per spik

$$F_{\text{till}} = \frac{F_k}{3 \cdot \gamma} = \frac{2,79}{3 \cdot 1,8} = 0,52 \text{ kN/spik}$$

Enligt SBN 1980 [1] är $F_{\text{till}} = 0,50$ kN för räfflad tråd-spik 100x37.

Skjuvförsök Öberg [6] utförda på spik slagna i 3L-betong av densitet $\rho \approx 1000 \text{ kg/m}^3$ och $f_{\text{ccK}} = 11$ MPa antyder för spik nr 37, ett medelvärde

$$F_{7,5} = 1,3 \cdot d^2 \sqrt{f_s \cdot f_{\text{ccK}}} \quad (3)$$

$$f_s = 40(20-d) \text{ MPa med } d \text{ i [mm] enligt SBN 1980 [1]}$$

Sättes här $f_{\text{ccK}} = 18$ MPa, jfr tabell 3 erhålls för en spik

$$F_{7,5} = 1,3(3,7 \cdot 10^{-3})^2 \sqrt{40(20-3,7)10^6 \cdot 18 \cdot 10^6} = 1982 \text{ N} \quad (4)$$

vilket närmast motsvarar F_{15} för här redovisad försök. Denna skillnad torde till största delen kunna tillskrivas de olika försöksupställningarna och den excentricitet som den påförda lasten hade, jfr 2.2.1.1.

För en spik i trä med prismahållfasthet $f_p = 40$ MPa erhålls enligt Möller [5], brottlasten

$$F_t = 0,53d^2 \sqrt{f_s \cdot f_p} = 0,53 (3,7 \cdot 10^{-3})^2 \sqrt{40(20-3,7)10^6 \cdot 40 \cdot 10^6} = 1172 \text{ N} \quad (5)$$

Vilket är praktiskt taget samma värde som här redovisade försöksresultat $F_{7,5}$ (medelvärde).

3:2.2.1.3 Deformationsegenskaper

I tabell 3 redovisas uppmätt förskjutning för mittspiken Y_e , se fig 2, för lasten $F = 0,5$ kN/spik. Beräknas karakteristisk förskjutning Y_k som övre 30%-fraktilen bestämd på 75% konfidensnivå erhålls

$$Y_k = \bar{Y}(1 + k_{30} \cdot \delta) = 1,35 \text{ mm} \quad (6)$$

där $k_{30} = 0,91$ för sex prover, enligt SBN 1975:4 [2]

Man kan således för ett förband som detta anta en förskjutning av ca 1 mm för en tillåten last enligt SBN 1980 [1].

3:2.3 Skruv

3:2.3.1 Iskruvning

För mindre infästningar har försök att skruva med mindre skruv gjorts. I tabell 4 redovisas provade skruvtyper och resultat från iskruvning som gjorts i gjutetapp 3, jfr tabell 1. Avsikten med försöken var att finna skruv som gick att skruva i utan förborrning.

Tabell 4 Provade skruv. Resultat av iskruvning. Beteckningar enligt fig 3:11. ϕ_k = kärndiameter. ϕ_g = diameter utanpå gängan

Skruvtyp	Dimension	Gängstigning	D mm	ϕ_g mm	ϕ_k mm	l_g mm	l mm	Anm	Resultat
Träskruv	1 1/4"x8	1,7	7,5	4,2	2,9	28,5	32,0	Kullrigt huvud mejselspår	0
	1 1/4"x10	2,1	9,6	5,0	3,3	27,0	28,5	Plant huvud Mejselspår	0
Gipsskive-skruv	7x35	-	7	4,1	-	35,0	42,0	Plant huvud Krysspår	X
Plåtskruv	8x25	1,4	8	4,0	3,0	25,0	25,0	Rundat cylindriskt huvud Mejselspår	0
	7x18,5	1,7	8,3	4,2	3,0	18,5	18,5	Sexkanthuvud med krage och mejselspår	0 ¹
	7x38	1,7	8,3	4,2	3,0	38	38		X
	7x50	1,7	8,3	4,2	3,0	50	50		X

0 = Skruvarna går ej att dra in utan förborring. Ej heller om de slås in litet med hammare

0¹ = Skruven måste slås in litet med hammare, men då blir förankrad längd för liten

X = Skruven måste slås in litet med hammare, då drar den bra.

Lasten mättes med lastcell och påfördes i laststeg så att maxlasten erhöles efter ca 3 min. Ingen mätning av deformationer gjordes. Försöken utfördes på gjutetapp 3, jfr tabell 1.

3:2.3.2.1.1 Brottlast

Provade skruv finns angivna i tabell 4 markerade med x.

För samtliga fall erhöles ett rent utdragsbrott, där bär-förmågan drastiskt sjönk efter passerad maxlast.

I tabell 5 redovisas erhållna försöksresultat, l_{gf} avser gängad förankringslängd.

Tabell 5 Udragsprov, skruv. F_{min} anger minsta uppmätta brottlast

Skruv- typ	Dim	ϕ_g mm	l_{gf} mm	\bar{F}_u kN	s kN	δ	F_{k1} kN	τ_{k1} MPa	F_{k2} kN	τ_{k2} MPa	F_{min} kN	Antal prov
Gips- skive- skruv	7x35	4,1	35	1,60	0,62	0,387	0,30	0,66	0,71	1,57	0,88	10
Plåt- skruv	7x38	4,2	31	2,17	0,33	0,151	1,36	3,32	1,50	3,67	1,76	5
	7x50	4,2	43	3,60	0,70	0,195	1,87	3,30	2,22	3,91	2,55	5

Antages försöksresultaten normalfördelade erhöles karakteristisk brottlast F_{k1} och karakteristisk brotthållfasthet τ_{k1} som nedre 5%-fraktilen vid 75% konfidensnivå enligt

$$F_{k1} = \bar{F}_u (1 - k_5 \cdot \delta) \quad (7)$$

där $k_5 = 2,46$ och $2,1$ för 5 respektive 10 prov

och

$$\tau_{k1} = \frac{F_{k1}}{\pi \cdot \phi_g \cdot l_{gf}} \quad (8)$$

Detta uttryck (7) kan ibland ge orimligt små värden. Rimligare värden kan ofta erhållas om man antar försöksresultaten logaritmskilt normalfördelade. Karakteristisk brottlast F_{k2} bestämd för samma fraktil och konfidensnivå som ovan blir då

$$F_{k2} = \bar{F}_u \cdot e^{-k_s \cdot \delta} \quad (9)$$

Och motsvarande brotthållfasthet τ_{k2} erhålls enligt (8) med F_{k1} ersatt av F_{k2} .

För dessa försök torde (9) vara det som bäst beskriver försöksresultaten.

Öberg [6] provade en spånskiveskruv i 3L-betong, $\rho = 1147 \text{ kg/m}^3$ varvid karakteristisk brotthållfasthet beräknad enligt (7) och (8) var $\tau_k = 5,58 \text{ MPa}$. Således betydligt högre värden än vad som här erhållits.

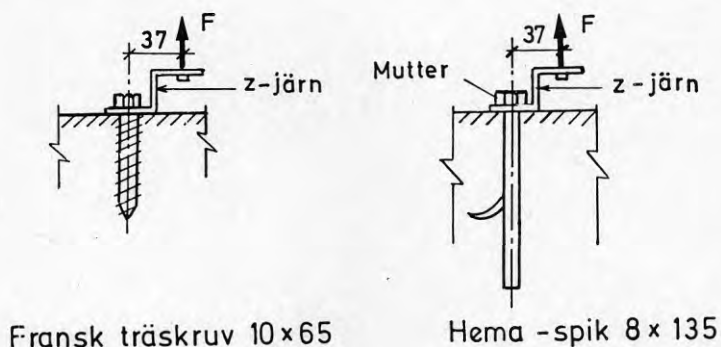
Används F_k enligt (9) och om säkerhetstalet 3 väljs, erhålls tillåtna värden F_{till} enligt tabell 6. Om tillåten last beräknas enligt SBN 1980 [1] som om det vore träskruv i furu och halsdiameter satt till kärndiametern erhålls värden F_{SBN} enligt tabell 6, vilka som synes väsentligt överstiger värdena erhållna ur försöksresultaten.

Tabell 6 Tillåtna laster

Skruvtyp	Dim	F_{till} kN	F_{SBN} kN	$\frac{F_{till}}{F_{SBN}}$
Gipsskiveskruv	7x35	0,25	0,77	0,31
Plåtskruv	7x38	0,50	0,69	0,72
	7x50	0,74	0,95	0,77

3:2.3.2.2 Försöksutförande, excentriskt utdragsprov

Fransk träskruv 10x65 mm (DIN 571) kvalitet 3.6, varmförzinkad, och Hema-spik 8x135 provades i gjutetapp 1, för excentrisk dragkraft enligt fig 3:12.



Fransk träskruv 10x65

Hema -spik 8 x 135

Fig. 3:12

Ett z-järn $t = 4$ mm skruvades fast med hjälp av fransk träskruv och Hema-spik. För Hema-spiken lades en bricka mellan mutter och z-järnet.

För franska träskruven borrades med 7 mm borrhål och två utdragsförsök gjordes. Det visade sig att det var för trångt med 7 mm borrhål och att man lätt vred av skruven då. Därför gjordes tre försök med borrhål 7,5 mm i stället och då var det inga problem med avridna skruvar. För den del av halsen som trängde ned i betongen borrades det med borrhål $\phi 10$ mm. Skruven drogs med åtskruvningsmomentet 40 Nm.

För Hema-spiken borrades med borrhål $\phi 8$ mm. Det var då inga problem att slå ner röret och inte heller att slå ned spiken för att låsa röret.

Lasten fick en excentricitet av 37 mm, och påfördes i laststeg så att maxlasten erhöles efter ca 3 min. Lasten mättes med lastcell och vidare mättes även skruvskallens respektive mutterns förskjutning.

3:2.3.2.2.1 Brottlast, fransk träskruv

Någon märkbar skillnad i brottlast var det inte mellan de försök som förborrats med 7 respektive 7,5 mm borr. Här behandlas därför samtliga fem försök som en enhet.

För samtliga försök erhålls

$$\bar{F}_u = 5,68 \text{ kN}, s = 1,71 \text{ kN}, \delta = 0,300 \quad (10)$$

Karakteristisk brottlast enligt (7) blir

$$F_{k1} = 5,68(1 - 2,46 \cdot 0,3) = 1,47 \text{ kN} \quad (11)$$

och enligt (9)

$$F_{k2} = 5,68 \cdot e^{-2,46 \cdot 0,3} = 2,70 \text{ kN} \quad (12)$$

Lägsta mätta brottlasten

$$F_{\min} = 3,80 \text{ kN}$$

Gängad förankringslängd för dessa skruv, $l_b = 42 \text{ mm}$. F_{k2} motsvarar en karakteristisk medelhållfasthet, τ_{k2} enligt Överg [6].

$$\begin{aligned} \tau_{k2} &= \frac{F_{k2}}{(l_b - 1,5\phi)(2,5 + \phi)} = \frac{2700}{(42 - 1,5 \cdot 10)(2,5 + 10)} = \\ &= 0,8 \text{ N/mm}^2 \text{ [MPa]} \end{aligned}$$

För samtliga fall erhöles utdragsbrott utan bildande av någon kon av betong kring skruven.

3:2.3.2.2.2 Brottlast, Hema-spik

I samtliga fall (4 st) erhöjls brott i rörgängen omedelbart under muttern

$$\bar{F}_u = 2,35 \text{ kN}, s = 0,92, \delta = 0,39$$

Karakteristisk brottlast enligt (7) blir

$$F_{k1} = 2,35(1 - 2,68 \cdot 0,39) < 0$$

och enligt (9)

$$F_{k2} = 2,35 \cdot e^{-2,68 \cdot 0,39} = 0,82 \text{ kN}$$

Lägsta mätta brottlast

$$F_{\min} = 1,70 \text{ kN}$$

3:2.3.3 Skruvförsök på skruvad syll

3:2.3.3.1 Försöksutförande

Hyvlat träsyll 2" x 5" (45 x 120 mm) skruvades fast med två franska träskruv 10 x 100 mm, kvalitet 3.6, centrumavstånd c 600 mm, fig 13. I syllen borrades med 12 mm borrh och i betongen med 7 mm, gjutetapp 1. Mellan syll och skruvskalle sattes en mellanläggsbricka $\phi 22$ mm med 11 mm hål i samtliga försök utom i nr FF1. Mellan syll och betong lades tätningslist enligt 3:2.2.1.1.

Försök FF1 åtdrogs med borrhmaskin, medan övriga drogs med momentnyckel till åtdragningsmoment, enligt tabell 7.

Försökupställning enligt fig 3:13 och i princip som i fig 3:2. Lasten påfördes enligt 3:2.2.1.1 och förskjutningar av skruv-

skallarna och syllen mitt för skruvarna mättes med mekaniska mätlockor $\phi_1 - \phi_4$, fig 3:13.

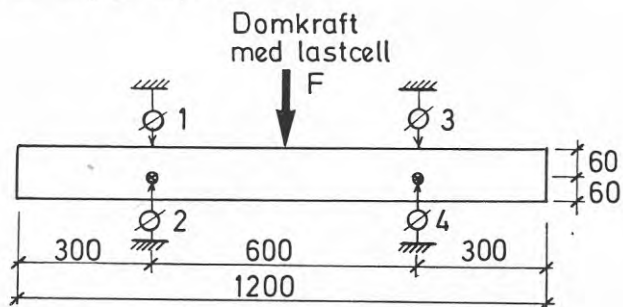


Fig 3:13 Försöksuppställning, skruvad syll

3:2.3.3.2 Brottlast

I fig 3:14-19 redovisas mätta samband mellan totallast F och förskjutning av syllen mätt mitt för skruvarna ϕ_1 och ϕ_3 i fig 3:13.

FRANSK 10*100

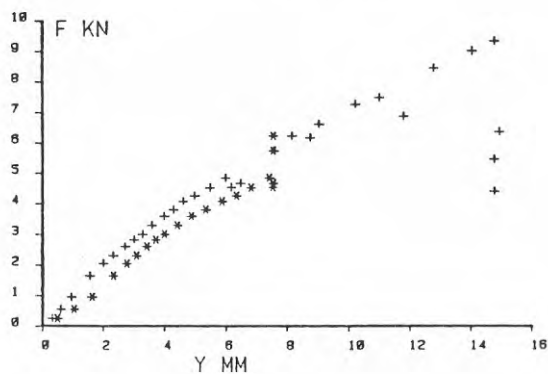


Fig 3:14 Skruvad syll med fransk träskruv 10 x 100 mm, försök FF1.

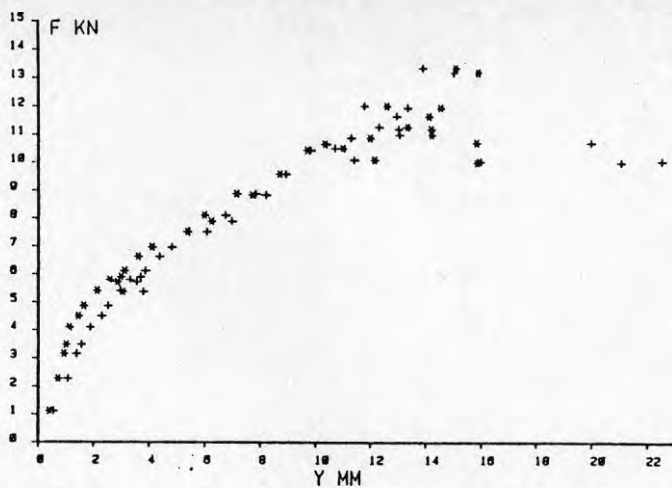


Fig 3:15 Skruvad syll med fransk träskruv 10 x 100 mm, försök F22.

FRANSK 10*100

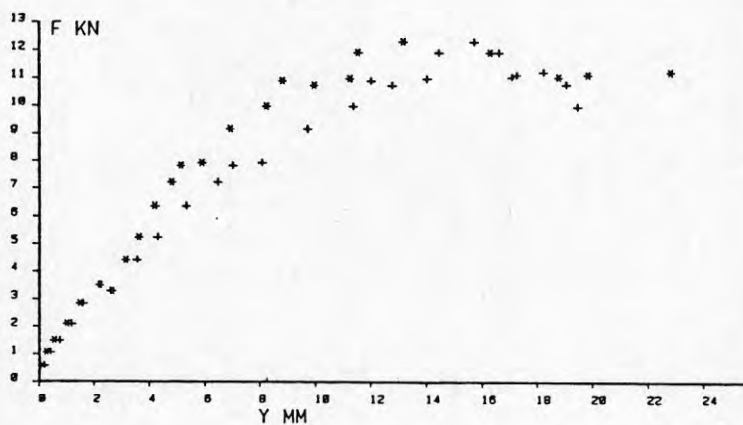


Fig 3:16 Skruvad syll med fransk träskruv 10 x 100 mm. Försök FF3.

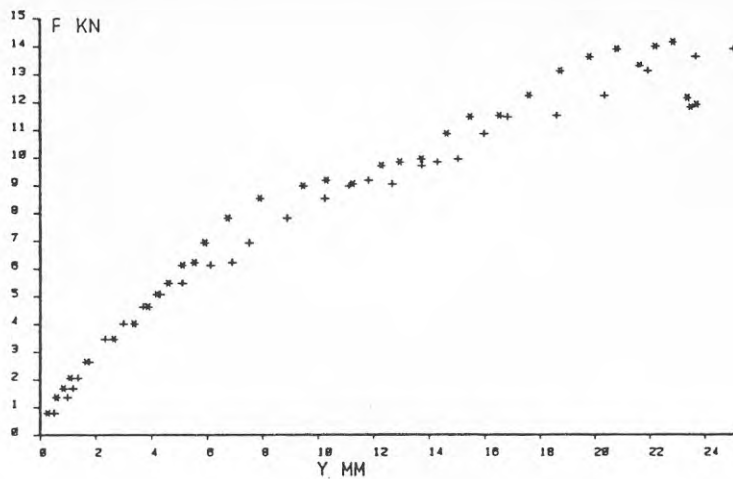


Fig 3:17 Skruvad syll med frans träskruv 10 x 100 mm,
Försök FF4.

FRANSK 10*100

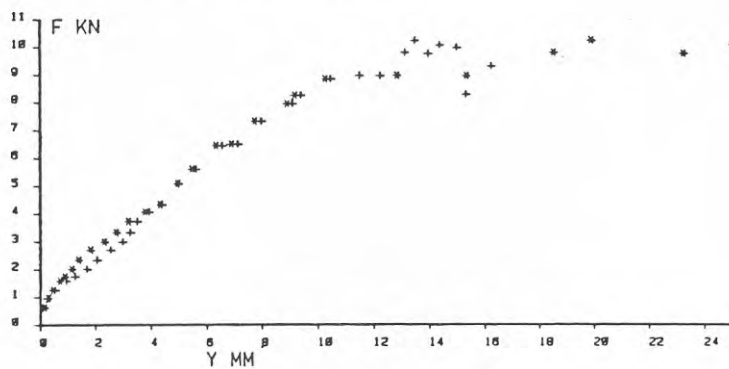


Fig 3:18 Skruvad syll med frans träskruv 10 x 100 mm,
Försök FF5.

FRANSK 10*100

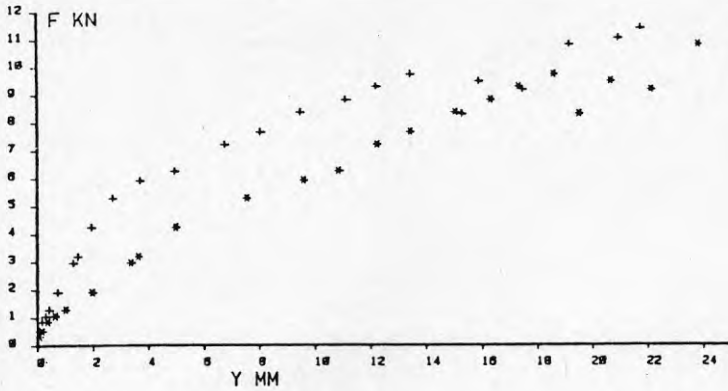


Fig 3:19 Skruvad syll med fransk träskruv 10 x 100 mm, försök FF6

I tabell 7 redovisas utvärderade värden på total maxlast F_u , och totallast vid största mätta förskjutning av syllen 5 mm, F_5 .

Enligt SBN 1977:1 [3] skall om maxlasten inte är uppnådd vid 5 mm deformation, lasten vid denna förskjutning betraktas som brottlast. Inte i något försök var maxlasten uppnådd vid 5 mm deformation.

I tabell 7 redovisas också skruvarnas åtdragningsmoment, M.

Tabell 7 Skjuvförsök på syll skruvad med fransk träskruv
10 x 100 mm. Totallast F

Försök nr	Mellanläggsbricka	M Nm	F_u kN	F_5 kN	Y_e mm	Anm
FF1	Nej	Borr-maskin	9,3	(3,2)	(3,8)	En av skruvarna drog ej ordentligt
FF2	Ja	35	13,3	7,1	1,1	
FF3	Ja	35	12,3	5,9	1,9	
FF4	Ja	45	14,2	5,4	2,2	
FF5	Ja	35	10,2	5,1	2,9	
FF6	Ja	35	11,4	(4,2) 6,2	(3,6) 1,5	En av skruvarna vriden till plasticering innan försöket
\bar{F}			11,8	5,9	$\bar{Y} =$ 1,92	
s			1,9	0,8	s = 0,46	
$\delta = \frac{1}{F} s$			0,16	0,13	$\delta =$ 0,24	
F_k			7,4	4,0	$Y_k =$ 2,3	

BETECKNINGAR

KRAFTER, DENSITET

F	= kraft
F_u	= maxlast
F_k	= karakteristisk last
F_{min}	= minsta uppmätta brottlast
F_{till}	= tillåten last
F_t	= beräknad brottlast vid förband i trä
M	= åtdragningsmoment
ρ	= densitet

HÅLLFASTHET, DEFORMATIONSEGENSKAPER

f_{ccK}	= kubhållfasthet, kub 150x150x150 mm
f_p	= prismahållfasthet för trä
f_s	= hållfasthetsvärde för stål, flytvärde
Y_e	= uppmätt förskjutning vid tillåten last enligt SBN 1980
Y_k	= karakteristisk förskjutning motsvarande Y_e

MÅTT

D	= skruvskalles diameter
d	= spikdiameter
e	= excentricitet
l	= skruvs totallängd under skallen
l_b	= spiks eller skruvs totallängd i betong
l_e	= $l_b - 1,5 d$ = effektiv förankringslängd för spik enligt SBN 1980 27:2223
l_g	= skruvs gänglängd
l_{gf}	= skruvs gängade förankringslängd
ϕ	= nominell skruvdiameter
ϕ_g	= ytterdiameter hos gänga
ϕ_k	= kärndiameter hos gänga

STATISTIK

\bar{x}	= medelvärde
s	= standardavvikelse
δ	= $\frac{s}{\bar{x}}$ = variationskoefficient
γ	= säkerhetstal

LITTERATURREFERENSER

- [1] SBN 1980, Svenska byggnorm: Statens planverks författningssamling PFS 1980:1, Liber förlag, Stockholm 1980.
- [2] SBN Godkännanderegler 1975:4: Hållfasthetsdimensionering genom provning, Statens planverk, Liber förlag, Stockholm 1976.
- [3] SBN Godkännanderegler 1977:1: Expanderande fästdon, Statens planverk, Liber förlag, Stockholm 1978.
- [4] Nordtest-projekt 77-77: Metoden för provning av spikar i träförband. Redogörelse nr 780303/2206/5, förslag 1978.02.21, Svenska träforskningsinstitutet.
- [5] Möller T: En ny metod för beräkning av spikförband, Chalmers tekniska högskolas handlingar nr 117, Gumperts förlag, Göteborg 1951.
- [6] Överg S: Infästningar i 3L-betong, Chalmers tekniska högskola, Institutionen för konstruktionsteknik, Betongbyggnad, Rapport 82:7, Göteborg 1982.
- [7] Berfelt A, Edlund B: Kompendium i Stål- och Träbyggnad, del 2:1, Chalmers tekniska högskola, Institutionen för konstruktionsteknik, Stål- och Träbyggnad, Intern skrift S75:15, Göteborg 1975.
- [8] Berge O, Berntsson L: Kontroll av lättklinker- och 3L-betongleveranserna till Kungsbacka stadshus, Chalmers tekniska högskola, avd för Byggnadsmaterial, Rapport 83:4, Göteborg, september, 1983.

KONTROLL AV LÄTTKLINKER- OCH 3L-BETONGLEVERANSERNA TILL
KUNGSBACKA STADSHUS

4:1	BAKGRUND, SYFTE	91
4:2	BESKRIVNING AV BETONGSTATIONEN	93
4:3	BESKRIVNING AV TRANSPORTER	93
4:4	BETONGSAMMANSÄTTNING	94
4:5	UPPSTÄLLDA KRAV PÅ BETONGENS EGENSKAPER	95
4:5.1	Konsistens	95
4:5.2	Hållfasthet	96
4:5.3	Densitet	96
4:6	LÄTTBALLASTEN	96
4:6.1	Provade egenskaper och metoder	96
4:6.1.1	Siktkurvor	96
4:6.1.2	Fuktkvot	96
4:6.1.3	Skrymdensitet	97
4:6.1.4	Korndensitet	97
4:6.2	Provningsresultat	97
4:6.2.1	Siktkurvor	97
4:6.2.2	Skrymdensitet	98
4:6.2.3	Fuktkvot	99
4:6.2.4	Sambandet skrymdensitet-korndensitet	100
4:7	DEN FÄRSKA BETONGEN	109
4:7	Provade egenskaper	109
4:7.1.1	Konsistens, utbredningsmått	109
4:7.1.2	Betongdensitet	109
4:7.2	Provningsresultat	110
4:7.2.1	Utbredningsmått	110

4:7.2.2	Färskbetongdensitet	117
4:8	DEN HÅRDNANDE BETONGENS EGENSKAPER	117
4:8.1	Provade egenskaper. Metoder. Provningsställen	117
4:8.1.2	Tryckhållfasthet	117
4:8.1.3	Betongdensitet	117
4:8.2	Provningsresultat. Analys	117
4:8.2.1	Tryckhållfasthet	117
4:8.2.2	Betongdensitet	118
4:9	SAMBAND MELLAN OLIKA EGENSKAPER HOS DEN FÄRSKA OCH HÅRDNANDE 3L-BETONGEN	123
4:9.1	Sambandet mellan den färska och hårdnande betongens densitet	123
4:9.2	Sambandet mellan densitet och tryckhållfasthet vid 28 dygn	124
4:9.3	Sambandet mellan tryckhållfasthet - utbrednings- mått	124
4:10	SAMMANFATTNING	128
4:11	SUMMARY	131
4:12	LITTERATURFÖRTECKNING	133

4 KONTROLL AV LÄTTKLINKER- OCH 3L-BETONGLEVERANSERNA TILL KUNGSBACKA STADSHUS

4:1 BAKGRUND, SYFTE

I samband med uppförande av Kungsbacka Stadshus levererade SABEMA-A-BETONG AB ca 1600 m³ 3L-betong för användning i pelardäcken under 16 gjutdagar. Det var första gången som 3L-betongen tillverkades i så stor skala i löpande produktion, och detta medgav möjlighet till en omfattande provning av betongens konsistens, densitet och tryckhållfasthet. Provningarna motiverades av följande:

1. Underlag saknades för bedömning av 3L-betongens hållfast och densitet i löpande produktion. Detta var nödvändigt för att vid detta byggnadsobjekt och andra framtida arbeten få underlag för att kunna uppställa realistiska och ekonomiska krav på tryckhållfasthet och densitet.
2. Beräkningsreglerna för armerade konstruktioner i normal och lättballastbetong i BBK 79 har utarbetats på grundval av normalbetongens hållfasthetsspridning i löpande produktion. Lättballastbetong förutsättes ha samma standardavvikelse, 4,85 MPa som normalbetong. Detta leder i olika sammanhang för 3L-betongens del till orimliga konsekvenser. Laboratorie försöken indikerar emellertid att den standardavvikelse som skulle kunna tillämpas för lättballastbetong av låg hållfasthet- och i synnerhet 3L-betongen - är avsevärd lägre än den som BBK 79 anger. Berge 1981.
3. Vid all tillverkning av lättballastbetong medför variationer i ballastens densitet till ändringar i såväl den hårdande betongens densitet som hållfasthet. Densitetsvariationer i ballasten beror dels på variationer i dess porositet, men även på den fukthalt som ballasten innehåller. Vid dosering genom vägning påverkar densitetsvariationerna även lättballastvolymen i betongmassan.

Detta kan leda till påtagliga ändringar av betongens gjutbarhet. Vid volymdosering elimineras denna olägenhet, och märkbart mindre spridning i hållfasthet och densitet kan förväntas. I den aktuella betongstationen saknades utrymmen för installation av volymdoseringsutrustning varför en noggrann viktskontroll av ingående lättballastmaterial fordrades.

4. Lättballastens fuktkvot innan blandning påverkar i hög grad fukthalten i den hårdnade betongen. Den inverkar bl a på uttorkningstiden för byggfukten. I någon mån inverkar fuktkvoten även på den densitetskrav som man måste ställa på den färska betongen. Berntsson 1982.
5. Med hänsyn till 3L-betongens lätthet och tixotropi är de vanliga konsistensmätningmetoderna såsom sättmått och vebe, inte tillämpliga. Utredningsmått enligt DIN-normen har använts i laboratoriet och sambandet mellan detta och blandarens effektbehov vid blandningen var okänt och måste uppställas.
6. Lättballast i färska betong absorberar normalt vatten och för att betongen skall ha önskad konsistens vid gjutning måste normalt extra vatten tillsättas vid blandning för att kompensera detta. De polymera mikropartiklarna som 3L-betongen innehåller reducerar något lättballastens vattenabsorption i den färska betongen. Erfarenheter för hur stor mängd vatten som skulle kunna absorberas under långa transporter i löpande produktion förelåg inte och måste fastställas.

Vid planeringen av forsknings- och uppföljningsarbetena för Kungsbacka Stadshus uppställdes ett omfattande provningsprogram för lättballastleveranserna och för den levererade 3L-betongen. Personal från SABEMA-A-BETONG AB utförde provningarna vid betongstationen och personal från Chalmers tekniska Högskola, avdelningen Byggnadsmaterial provade betongen vid leveranserna på arbetsplatsen i Kungsbacka.

Arbetet finansierades av Byggforskningsrådet.

4:2 BESKRIVNING AV BETONGSTATIONEN

3L-betongen tillverkades i SABEMA-A-BETONG's betongstation i Tagene belägen norr om Göteborg. Denna är en station i "malpåse". Den har förutom vanliga silos för lagring av cement, 6 st ballastfickor med vardera volymen 30 m^3 . 3 st användes för lagring av de grövre lättballastfraktionerna, 2 för fraktion 2-4 mm och 1 för gjutgrus. Ballasten transporterades upp i fickor medelst transportband. Leveransvolymen uppgick maximalt till 240 m^3 på en gjutdag. Då den totala fickvolymen för lättballasten bara var 150 m^3 fick denna tidvis lagras i det fria.

Blandaren var en 3 m^3 frifallsblandare. Blandningsvolymen för 3L-betongen var dock $3,5 \text{ m}^3$. De små, finfördelade luftporerna som är en förutsättning för 3L-betongens strukturuppbyggnad och egenskaper bildas i denna typ av blandare långsammare än i tvångsblandare. Blandningstider omkring 5 min var nödvändigt för att ge betongen lämplig konsistens och sammanhållning, vilket är längre än den tid som behövs i en tvångsblandare.

Allt delmaterial till betongen vägdes. Utrustning för volymdosering av lättballasten fick tyvärr inte plats i det trånga utrymmet mellan ballastfickor och blandare.

Förfarandet vid uppmätning av betongens delmaterial vid blandning var följande: Gjutgrus, lättballast 4-12 och 2-4 mm vägdes i en våg och cement i en. CEMOS 110 tillsattes blandningsvattnet genom pumpning. Alla delmaterial tillsattes samtidigt i blandaren. Betongstationens kontrollbord var manuellt styrd.

4:3 BESKRIVNING AV TRANSPORTER

Lättballasten - LECA - transporterades på lastbilar med släp från Linköping. Lastkapacitet var 90 m^3 . Leveranserna fram till ca 811101 var inte övertäckta.

Då fuktkvoten hos lättklinkern utöver hösten efter hand ökade, kom man överens om övertäckning av transportererna om regn kunde befaras.

Betongen levererades i trågbilar. Då axeltrycket bestämmer transportvolymen för dessa bilar kan bara 5 m^3 normalbetong transporteras i dessa. På försök transporterades den första gjutdagen $7,5 \text{ m}^3$ 3L-betong, vilket resulterade i spill på vägarna. I fortsättningen var volymen 7 m^3 . Med relativt enkla medel kan trågbilarna byggas om så att lastkapaciteten skall kunna utnyttjas fullt ut.

Vanligen täckes inte trågen. Höstens rekordstora regnmängder och den stränga kylan under december och januari påtvingade förvärmning av betongen. Under sådana väderleksförhållanden täcktes trågen med presenningar.

Transportsträckan var 38 km, huvudsakligen motorväg. Mottagningsfickan rymde 5 m^3 betong, vilket medförde onödig väntetid för bilarna. En anpassning av mottagarstationen till 3L-betongens större volymer hade kunnat utföras med relativt enkla medel och till en rimlig kostnad.

Från mottagarfickan lyftes betongen i bask med kran till gjutstället. Baskens volym var 750 l, vilket utgjorde krankapaciteten. Den bask som användes för normalbetonglyftaren var väsentligt lättare, och krankapaciteten för denna betong var 500 l.

4:4 BETONGSAMMANSÄTTNING

Skövde Standard cement användes i 3L-betongen. Den natursand som användes var, Gråbo Slipsand 0-8 mm, innehöll mer än 80% mindre än 2 mm.

Gjut- dag	Proto- koll nr	Cement kg/m ³	CEMOS l/m ³	Gjut- grus kg/m ³	LECA kg/m ³	LECA kg/m ³
0917	3,4	340	9	530	170	175
		340	10	500	175	175
	6,7	340	10	470	190	175
0929	2408,9	350	10	530	180	130
	2410,11	350	10	480	190	135
	12,13,14	350	10	450	190	160
1008	15-20	350	10	450	190	160
1009	21-25	350	11	450	190	160
1014	26-31	350	11	450	190	160
1027	32-36	350	11	450	190	160
1030	37-42	350	11	450	190	260
1112	43-48	350	11,5	420	190	170
1119	49-52	350	11,5	420	190	170
1127	53-57	350	11,5	420	190	170
1204	58-63	350	11,5	420	190	170
1222	64-66	350	11,5	370	190	185
0112	67-69	350	10	370	195	195
0115	70-72	350	10	370	195	195
0122	73-76	350	10	370	195	195
0129	77-80	350	10	370	195	195

Vattencementtalet varierade från 0,49 till 0,54. Detta vattencementtal avser tillsatt vatten vid blandningen.

4:5 UPPSTÄLLDA KRAV PÅ BETONGENS EGENSKAPER

4:5.1 Konsistens

Om 3L-betongens homogenitet skall säkerställas samtidigt som den skall uppfylla krav på god gjutbarhet måste den i densitetsområdet 1300 kg/m³ ha ett utbredningsmått av 380-410 mm med full sammanhållning. Berge 1983 efter Berntsson 1982. Med hänsyn till det relativt högt ställda hållfasthetskravet var det önskvärt att ha ett lågt vattencementtal, och man valde från början ett utbredningsmått av ca 370 mm. Detta gav vid några tillfällen en något trögbearbetbar betong, varför kravet senare ändrades till ca 400 mm.

4:5.2 Hållfasthet

Kravet för 3L-betongen i pelardäcket var hållfasthetsklassen K16. Valet motiverades av den osäkerhet som rådde vid projekteringen om ett sådant konstruktionsutförande i 3L-betong. K16 ansågs vara den högst praktiskt uppnåddbara hållfastheten inom det aktuella densitetsområdet. Man befarade emellertid att med en lägre hållfasthetsklass skulle man inte kunna uppfylla kravet på tillräcklig genomstansningskapacitet över pelarna. Senare utvärdering av laboratorieförsök visade att man även med en K12 betong hade kunnat klara konstruktionen exempelvis med obetydligt mera skjuvarmering eller med pelarhuvuden i vanlig konstruktionsbetong.

Från början antog man att en standardavvikelse på 2MPa vore sannolik. Med en utökad kontroll skulle detta enligt villkor B i BBK79 innebära en medelhållfasthet baserad på 150 mm kuber av ca 19MPa.

4:5.3 Densitet

Kravet på betongens densitet var 1300 kg/m^3 vid 28 dygn och normallagring. Enligt BBK79 skall medeldensiteten vara maximalt det nominella värdet vid 28 dygns ålder. Vattenåtgång för hydratisering och uttorkning uppskattades vid 28 dygns ålder uppgå till ca $40\text{--}50 \text{ kg/m}^3$. Detta innebar att medeldensiteten hos den färska betongen högst fick uppnå till omkring 1340 kg/m^3 om kravet på den hårdnade betongen skulle uppfyllas.

4:6 LÄTTBALLASTEN

4:6.1 Provade egenskaper och metoder.

4:6.1.1 Siktkurvor

Siktkurvor bestämdes enligt B5. 1 prov togs vid varje leverans.

4:6.1.2 Fuktkvot

Enligt B5. Vid varje leverans togs 1 prov.

4:6.1.3 Skrymdensitet

Skrymdensiteten bestämdes genom att fylla ett kärl med volymen 10 l lättballast. Denna skakades väl och överytan avjämnades med en linjal. Efter vikt- och volymbestämning beräknades skrymdensiteten. Prov togs vid leverans vid tippning från lastbilarna. I fabriken togs proven från ballastfickornas luckor innan ballasten föll ner i vågen. I båda fallen gjordes 3 densitetsbestämningar och medelvärdet beräknades.

4:6.1.4 Korndensitet

Provningsen utfördes enligt DIN 4226 blad 3 av samma prov tagna i fabrik för skrymdensitetsbestämning. Se även Berge 1983.

4:6.2 Provningsresultat

4:6.2.1 Siktkurvor

I fig 4:6.1 redovisas från siktkurvorna för den levererade 2-4 mm- fraktionen volymandelen < 2 resp < 1 mm. Det framgår att andelen lättballast under 2 resp 1 mm - som vanligen utgöres av krossprodukter - har varit förhållandevis liten, nämligen 1 till 3% vid de flesta leveranser. Bara vid ett enstaka tillfälle förekom krossprodukter i icke acceptabla mängder.

I fig 4:6.2 visas volymandelen 8-12 mm inom de levererade 4-12 mm fraktionen. Denna andel har stor betydelse för betongsammansättningen. Optimal bör den bara utgöra 35-40%. Större andel medför svårigheter att helt fylla utrymmet mellan de stora ballastkornen. De polymera mikropartiklarnas effekt i betong stabiliserar luftporer, och finns restutrymme kvar mellan de stora kornen kommer detta utrymme att fyllas med luftporer. Detta medför hållfasthetsreduktioner och sämre beständighet hos sämre beständighet hos betongen. Vid stora svängningar i andelen 8-12 mm kan man förvänta stor spridning i hållfasthet och densitet om man inte fyller utrymmet med finare material - cement - pasta och finsand-, vilket emellertid leder till högre densitet.

Ur figur 4:6.2 framgår att andelen 8-12 mm utgjorde 40 till 80% av ballastfraktionen 4-12 mm vilket var mycket ogynnsamt. Variationerna var stora, och förutsättningarna med dessa leveranserna att åstadkomma en betong med bra gjutegenskaper och lite spridning i densitet och hållfasthet var inte särskilt lovande.

4:6.2.2 Skrymdensitet

Bestämning av skrymdensitet är en enkel och snabb provningsmetod som lämpar sig för en löpande produktion. Skrymdensiteten är ett mått på korndensiteten hos ballasten som är av stor betydelse i synnerhet om volymdosering av ballasten inte är möjlig. Av denna anledning studerades metodens tillförlitlighet.

Provningarna visade att för den fuktigt levererade ballasten i fraktionen 2-4 mm var skrymdensiteten i medel 530 kg/m^3 . Detta värdet var det samma för såväl de prover som togs direkt från lastbil som de som togs från fickorna i fabriken. Densiteten varierade mellan 460 och 640 kg/m^3 . Se fig 4:6.3 och 4.

4:6.5 och 4:6.6 visar att den uppmätta medeldensiteten var 480 kg/m^3 för prover tagna från lastbil och 510 kg/m^3 för prover tagna i fabrik. Densiteten varierade mellan 380 till 560 kg/m^3 för båda provningsställena. Orsaken till att den uppmätta skrymdensiteten var något lägre vid provtagning från lastbil kan bero på det stora spannet i kornstorlek. Under transporten separerar ballasten något. Vid provtagning av de översta skikten i lastbilen fås större andel stora korn. Det samma torde ske vid provtagning vid tippling av ballasten därför att de stora kornen rullar överst. De större kornen har vanligen lägre densitet än de mindre. Vid fyllning av silo sker en viss omblandning av materialet och man kan förmoda att denna mängd är mera homogen.

I fig 4:6.7 och 4:6.8 har sammanställts uppmätta skrymdensitetsvärden för provtagning från lastbil och från silo i fabriken. Standardavvikelsen för kvoten skrymdensitet lastbil/skrymdensitet ballast-silo var för 2-4 resp 4-12 mm fraktionerna ca 0,08. Detta innebär att om man baserar sig enbart på provtagning från lastbil kan i extrema fall erhålla värden som avviker upp mot 120 kg/m^3 från de man mäter i silon. Osäkerheten är således relativt stor. Några riktlinjer hur man bäst skall komma tillrätta med detta kan tyvärr inte ges. En uppdelning av 4-12 mm fraktionen skulle troligen kunna reducera osäkerheten.

4:6.2.3 Fuktkvot

Fuktkvoten i ballasten varierar avsevärt under byggtiden. Det torde framgå av fig 4:6.9 att 2-4 mm fraktionen uppvisade en fuktkvot mellan 1 och 14 vikt-%. Fuktkvoten tenderade att sjunka under tiden, vilket troligen berodde på att ballasten lagrades under tak.

4-12 mm fraktionen visade ännu större fuktvariationer. Denna ballast lagrades i det fria utan övertäckning. Hösten och vintern 1981 kännetecknades av stora regn- och senare snömängder. Detta medförde att fuktkvoten steg från acceptabla ca 10 vikt-% vid den första leveransen till maximalt 32 vikt-% vid årsskiftet. En del av fukten kan ha tillförts under transporten. Icopal-Leca övergick därför till att täcka leveranserna med presenningar sedan fukthalten började att öka oroväckande.

Den stora fuktkvoten var synnerligen oönskad därför att den medförde att upp mot 40 l/m^3 vatten i onödan tillfördes betongen. Denna måste torkas ut innan fuktjämvikt återställts i betongen i den färdiga konstruktionen. Med hänsyn till att det aktuella pelardäckets tjocklek var 270 mm leder den extra fukthalten i ballasten till en förlängning av uttorkningstiden med månader eller t o m år, med risk för fuktskador eller sprickbildning till följd av ojämn uttorkning.

Även ur proportioneringssynpunkt är den höga fukthalten inte önskvärd. Densitetskravet i BBK 79 baseras på provkroppar lagrade i klimatet 20 °C med 40 till 80% RH. Med hög fuktkvot i ballasten hinner inte provkropparna uppnå fuktjämvikt under 28 dygn. Om man under sådana förutsättningar skall följa BBK 79 måste man ställa kravet på den reella betongdensiteten lägre. Lägre densitet innebär lägre hållfasthet. Man kan därmed få svårigheter att samtidigt uppfylla hållfasthetskravet.

En jämförelse av fuktkvoten uppmätt på prover tagna på lastbil och från silo i fabriken visar mycket bra överensstämmelse, se fig 4:6.11 och 12. I detta fall är provningsmetoden tillförlitlig. Förutsättningen är emellertid att ingen fukt tillföres i silo eller att ballasten inte lagras under så lång tid i silos att den under denna tid hinner torka ut.

4:6.2.4 Sambandet skrymdensitet-korndensitet

Detta samband är av stor betydelse då det gäller att medelst en relativt enkel provningsmetod på underlag för proportionering av 3L-betong i löpande produktion. Om man vid volymdosering har möjlighet till samtidig vägning får man den verkliga skrymdensiteten hos ballasten i betongen. Man kan sedan räkna om skrymdensiteten till korndensitet och medelst dator snabbt företa erforderliga justeringar av betongsammansättningen.

Ur fig 4:6.13 och 14 framgår att korndensiteten för 2-4 mm fraktionen kan beräknas så som.

$$\text{Korndensitet} = 1,75 \times \text{skrymdensiteten}$$

Detta samband gäller också för fraktionen 4-12 mm. Observera att om fraktionsindelningen ändras kan detta förhållande komma att ändras.

Vidar framgår av figurerna att spridningen är relativt måttlig, standardavvikelsen för kvoten skrymdensitet/korndensitet är bara $\sim 0,025$: Metoden är alltså tillförlitlig. Man måste emellertid uppmärksamma att värdena för skrymdensiteten vid provtagning från lastbil eller ballastficka är osäkra, se ovan.

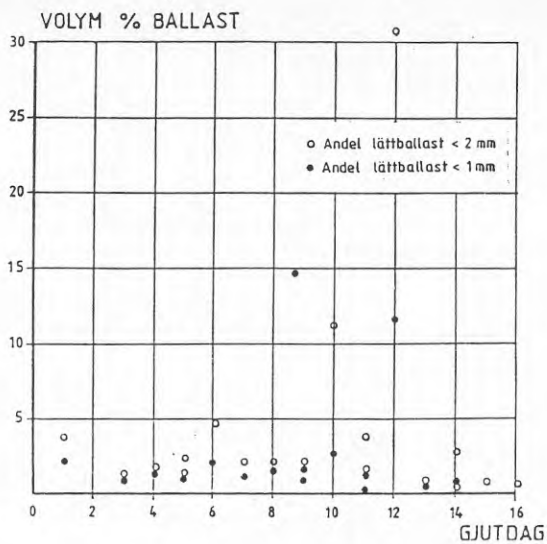


Fig. 4:6.1 Volymandel lättballast <math>< 2</math> resp 1 mm fraktion-
en $2-4\text{ mm}$ i olika leveranser.

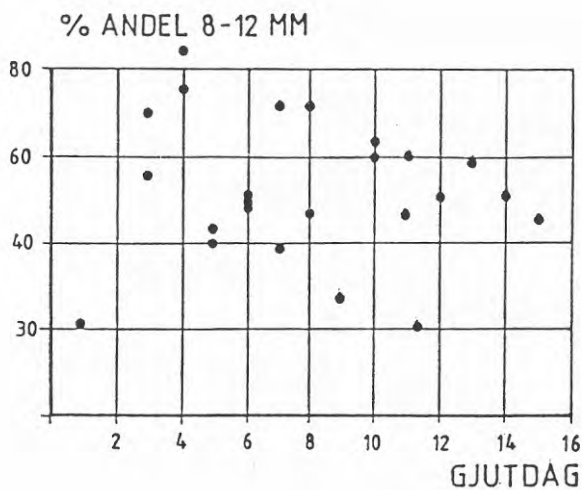


Fig. 4:6.2 Volymandelen $8-12\text{ mm}$ inom fraktionen $4-12\text{ mm}$
i olika leveranser.

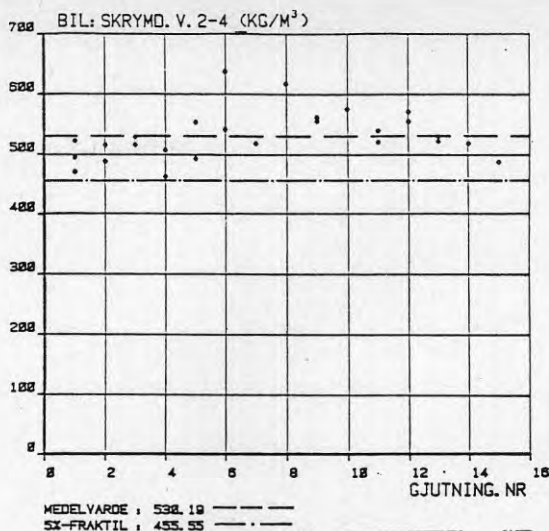


Fig. 4:6.3 Uppmätt skrymdensitet för fraktionen 2-4 mm vid provtagning från lastbil.

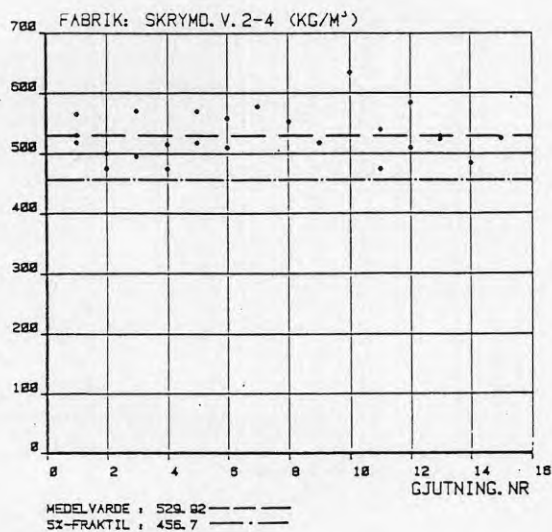


Fig. 4:6.4 Uppmätt skrymdensitet för fraktion 2-4 mm vid provtagning från ballastsilo i betongstationen.

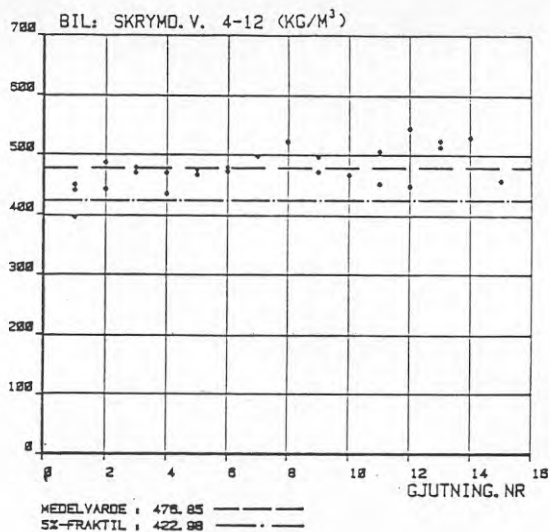


Fig. 4:6.5

Uppmät skrymdensitet för fraktionen 4-12 mm vid provtagning från lastbil.

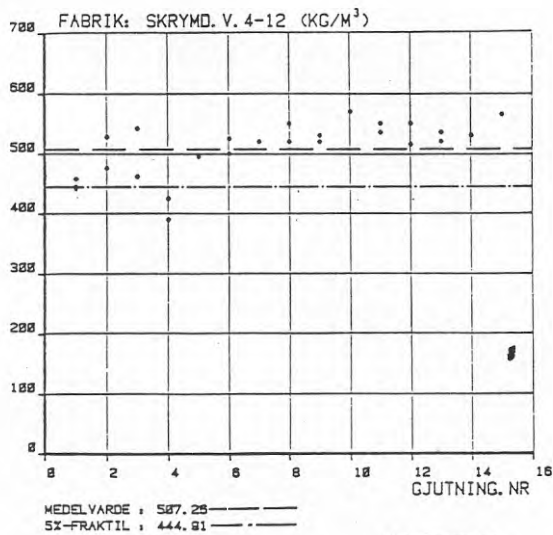


Fig. 4:6.6

Uppmät skrymdensitet för fraktionen 4-12 mm vid provtagning från ballastsilo i betongstationen.

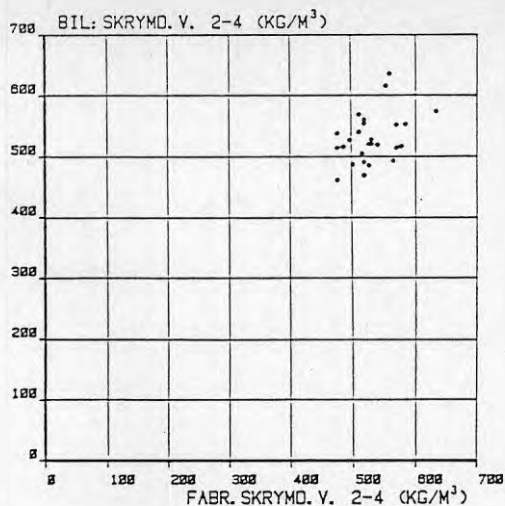


Fig. 4:6.7

Jämförelse mellan uppmätt skrymdensitet för fraktionen 2-4 mm vid provtagning från lastbil med skrymdensiteten fastställd vid provtagning från ballastsilo i betongstationen.

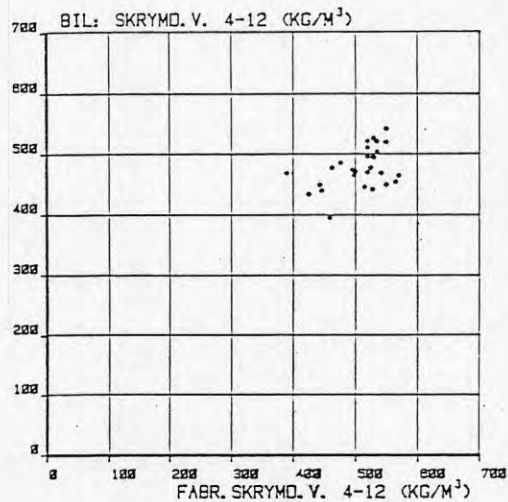


Fig. 4:6.8

Jämförelse mellan uppmätt skrymdensitet för fraktionen 4-12 mm vid provtagning från lastbil med skrymdensiteten fastställd vid provtagning från ballastsilo i betongstationen.

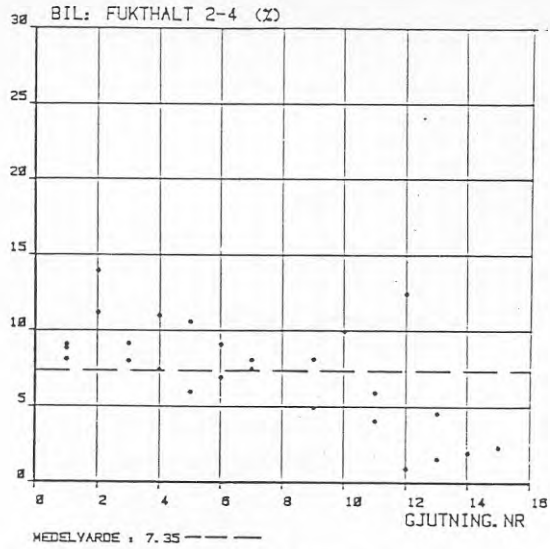


Fig. 4:6.9

Uppmätt fuktkvot i fraktionen 2-4 mm vid provtagning från lastbil.

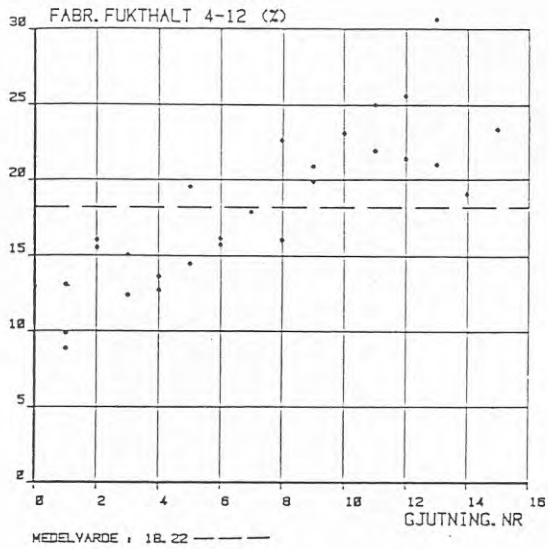


Fig. 4:6.10

Uppmätt fuktkvot i fraktionen 4-12 mm vid provtagning från lastbil.

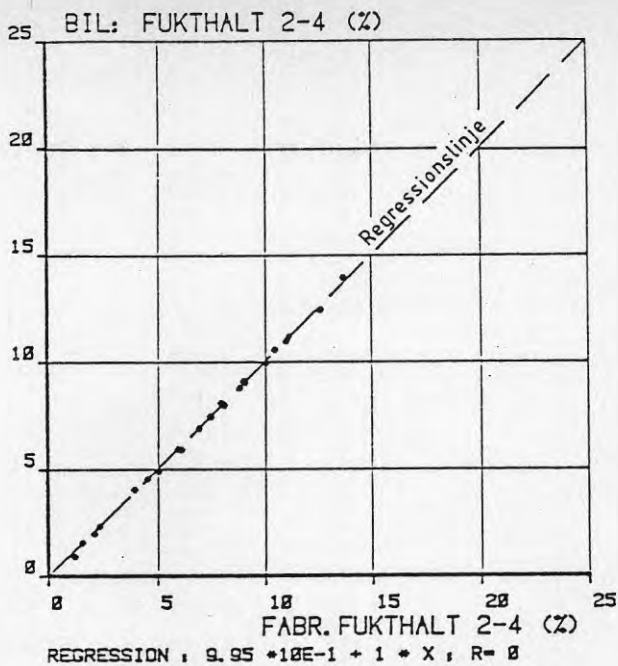


Fig. 4:6.11

Jämförelse mellan uppmätt fuktkvot för fraktionen 2-4 mm vid provtagning från lastbil med fuktkvoten fastställd vid provtagning från ballastsilo i betongstationen.

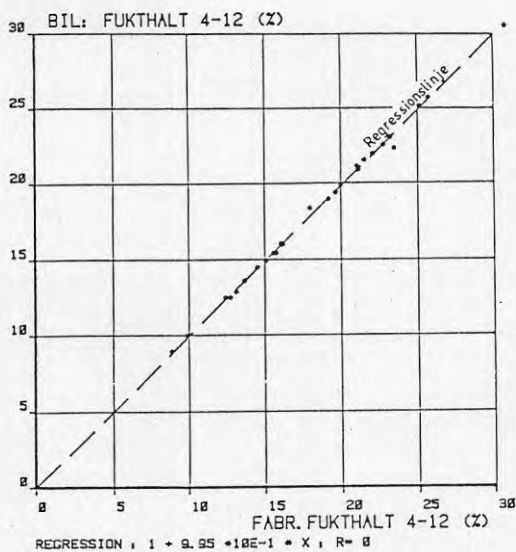


Fig. 4:6.12

Jämförelse mellan uppmätt fuktkvot för fraktionen 4-12 mm vid provtagning från lastbil med fuktkvoten fastsälld vid provtagning från ballastsilo i betongstationen.

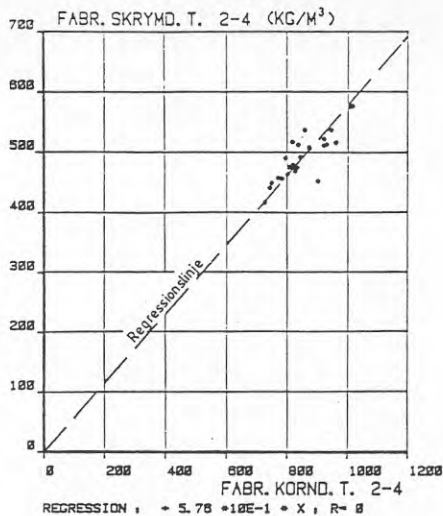


Fig. 4:6.13

Uppmätt skrymdensitet för fraktionen 2-4 mm som funktion av den uppmätta korndensiteten för samma prover tagna från ballastsilo i betongstationen.

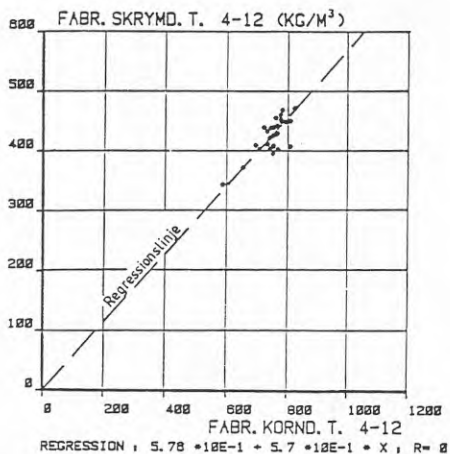


Fig. 4:6.14

Uppmätt skrymdensitet för fraktionen 4-12 mm som funktion av den uppmätta korndensiteten för samma prover tagna från ballastsilo i betongstationen.

4:7 DEN FÄRSKA BETONGEN

4:7 Provade egenskaper. Metoder. Provställen

4:7.1.1 Konsistens, utbredningsmått

3L-betongen är lätt och tixotrop. Därför är gängse konsistensmätmetoder såsom sättmått och vebemätning inte tillämpbara. I stället användes den tyska mätmetoden utbredningsmått. Mätmetoden beskrivs ingående i Berg 1983.

Vid betongtillverkningen justeras vattendoseringen med hjälp av blandarens effektbehov som för annan betong.

De omfattande konsistensmätningarna för 3L-betongleveranserna till Kungsbacka Stadshus utfördes med följande syften:

- fastställa sambandet mellan utbredningsmättet och betongblandarens effektbehov för denna anläggning.
- säkerställa en jämn kvalitet och god gjutbarhet hos leveranserna samt få en bild på vilka variationer i utbredningsmått man kan förvänta sig i en löpande produktion.
- fastställa vilka konsistensändringar med tiden som ballastens vattenabsorption kan medföra.

För varje leverans om 7 m³ 3L-betong togs ett konsistensprov. Provet togs från blandare då betongen lämnade denna. Konsistensmätningen ägde rum inomhus i ett provisoriskt inrett laboratorium.

Proven i Kungsbacka togs i betongfickan sedan denna fyllts. Mätningarna i Kungsbacka utfördes under de första 7 gjutdagarna, i fabriken under hela leveranstiden.

4:7.1.2 Betongdensitet

I leveranskontrollen ingick även mätning av betongens färskdensitet. Denna utfördes enligt den metod som beskrivs i B5.

Betongdensitetsmätningarna utfördes samtidigt med konsistensmätningarna på samma provmassa.

4:7.2 Provningsresultat. Analys

4:7.2.1 Utbredningsmått

Betongfabriken

I fig 4:7.1 har sammanställts utbredningsmått uppmätta i betongfabriken. I figuren kan en punktmarkering representera ett flertal registreringar. I ex representerar de 4 markeringarna de första gjutdagarna hela 14 mätresultat.

I figuren anges medelvärdet för samtliga mätresultat samt nedre 5% fraktil för mängden.

Under de 4 första gjutdagarna var kravet på utbredningsmättet 37 cm. Vid dessa gjutningar tog man den grova lättklinkern från samma ballastficka. Medelvärdet på utbredningsmättet för dessa dagarna låg på ca 38 cm, men spridningen var stor, upp mot + 5 cm. Detta ledde i några fall till en trög gjuten betong.

Därefter ställdes kravet till 40 cm, vilket också torde framgå av figuren. Åtgärden att ta grovballast från 3 ballastfickor samtidigt reducerade spridningen märkbart. Det lägsta uppmätta utbredningsmättet låg med ett undantag vid 36 cm annars över. Detta gav en bra gjutbar betong.

För de sista 4 gjutdagarna ställdes konsistenskravet vid 42 cm utbredningsmått och vid dessa blandningar understeg utbredningsmättet aldrig 38 cm. För de sista 10 gjutdagarna var spridningen i utbredningsmått bara ca + 3 cm.

Arbetsplatsen i Kungsbacka

Konsistensmätningen utfördes utomhus, och i synnerhet under gjutdag 5 då rekordnederbörd under 1900-talet uppmättes i Kungsbacka var den regnmängden som tillfördes proverna så stor

att detta resulterade i utbredningsmått som var 6-10 cm större än de vid betongfabriken. Gjutningsdag nr 5 är därför inte representativ, se fig 4:7.2.

I fig 4:7.3 visas utbredningsmått under de första 7 gjutdagarna vid arbetsplatsen i Kungsbacka. Spridningen är något större än mätningarna i betongfabriken. Detta kan ha sina förklaringar. Under gjutdag 2, 3 och även under 6. gjutdagen regnade det tidvis. En del av utbredningsmått blev därför större till följd av tillförd nederbörd. Konsistensen under de första gjutdagarna var förhållandevis styv och ballastens fukthalt ännu relativt låg. Detta kan ha resultat i någon vattenabsorption under transporten och därmed en något styvare betong. en maximal reduktion av utredningsmått av ca 2 cm. Under de 2 sista gjutdagarna var det minsta registrerade utbredningsmättet 36 cm, vilket var det samma som i betongfabriken. Vid denna tidpunkt hade emellertid den levererade ballasten till fabriken redan en fuktkvot av 15 vikt-%, varför man inte kunde förvänta sig någon vattenabsorption i ballasten längre.

I fig 4:7.4 har sammanställts registreringarna i betongfabrik och på arbetsplatsen varvid värdena från den 5 gjutdagen har uteslutits. Medelvärdet av de uppmätta utbredningsmått var 4% större på arbetsplatsen än i betongfabriken. Standardavvikelsen var 0,08. Det vill säga att vid en uppmätt utbredningsmått på fabriken kunde registreringen på arbetsplatsen avvika + 5 cm. Denna spridning är något för stor och sin orsak i de svåra väderförhållanden, i någon mån ballastens vattenabsorption under transport samt den ofrånkomliga spridningen i densitet och kornsamansättningen hos lättballasten. Den 1. och 7. gjutningsdagen då det inte regnade var standardavvikelsen 0,063 vilket innebar att dessa dagar var avvikelsen + 4 cm.

Förvärmd 3L-betong

De sista gjutningsdagarna förvärmades 3L-betongen för att påskynda härdningen.

Vid ett tillfälle studerades konsistensändringen med tiden vid högre temperatur. Ur fig 4:7.5 framgår att vid temperaturer mellan 25-30 °C sker en tillstyvnad av betongen motsvarande ca 3 cm utbredningsmått. Vid temperaturer omkring 20 °C var tillstyvnaden inte mätbar.

4:7.2:2 Färskbetongdensitet

Medelvärdet av betongdensiteten under alla gjutningsdagarna var 1360 kg/m^3 . Detta var något högre än kravet. Standardavvikelsen för alla mätvärden var 47 kg/m^3 . Någon signifikant reduktion i standardavvikelsen efter att man övergick till dosering från alla 3 ballastfickorna för grovballasten kan inte observeras. Se fig 4:7.6.

Medelvärdet av färskbetongdensiteten på arbetsplatsen var 1367 kg/m^3 . Motsvarande medelvärde för betongdensiteten uppmätt vid betongfabriken var 1362 kg/m^3 för samma gjutningsdagar. Någon reduktion av lufthalten i betongen under transport har inte skett. Se även fig 4:7.7 och fig 4:7.8

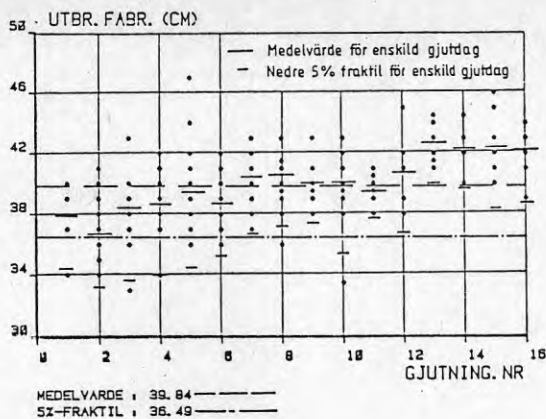


Fig. 4:7.1 Utbredningsmått för 3L-betongen fastställda vid leverans från betongfabrik.

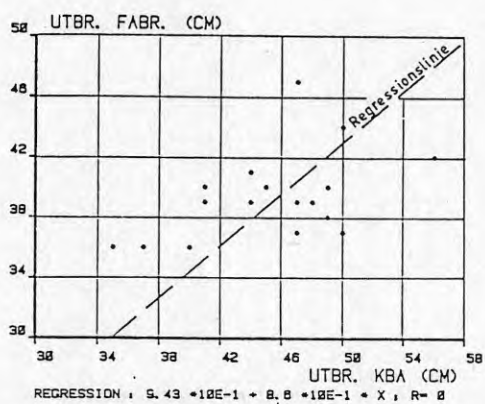


Fig. 4:7.2 Jämförelse mellan utbredningsmått för enskilda leveranser gjutningsdag nr. 5 fastställda vid provtagning vid leverans från betongfabrik och vid mottagning på arbetsplatsen i Kungsbacka.

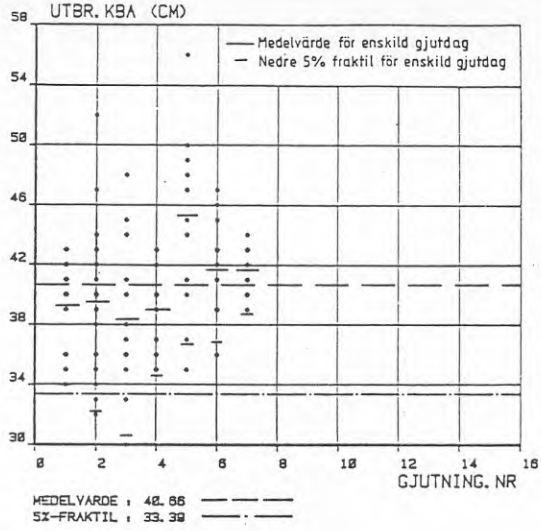


Fig. 4:7.3 Utbredningsmått för 3L-betongen fastställt vid mottagningen på arbetsplatsen i Kungsbacka.

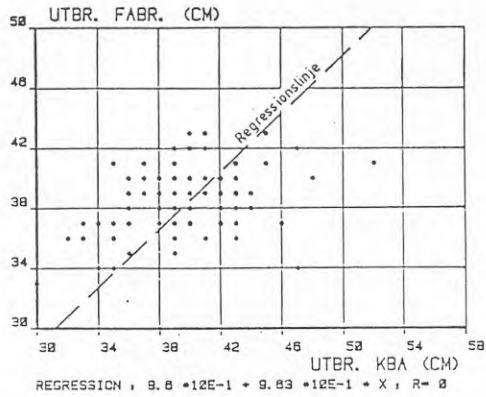


Fig. 4:7.4 Jämförelse mellan utbredningsmått för enskilda leveranser fastställda vid provtagning vid leverans från betongfabrik och vid mottagning på arbetsplatsen i Kungsbacka. Gjutdagarna 1-4, 6, 7.

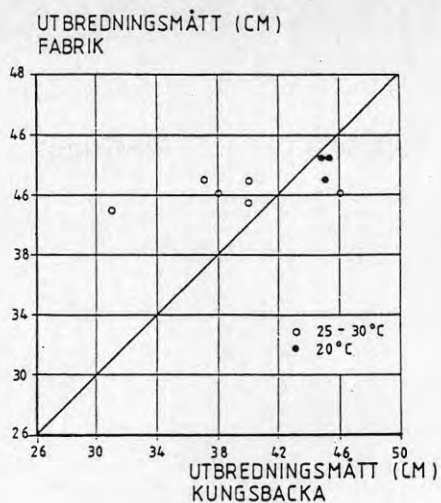


Fig. 4:7.5 Utbredningsmått fastställda vid provtagning vid leverans från betongfabrik och vid mottagning på arbetsplatsen i Kungsbacka. Inverkan av betontemperatur.

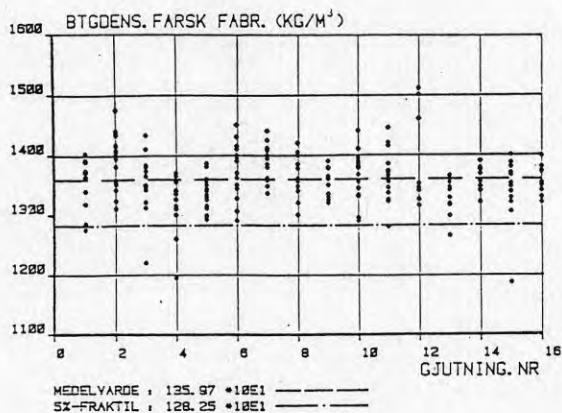


Fig. 4:7.6 Uppmätt densitet hos den färska 3L-betongen vid provtagning vid leverans från betongfabrik.

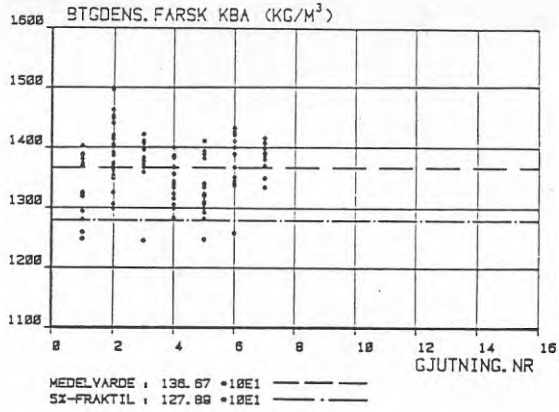


Fig. 4:7.7 Uppmätt densitet hos den färska 3L-betongen vid provtagning vid mottagningen på arbetsplatsen i Kungsbacka.

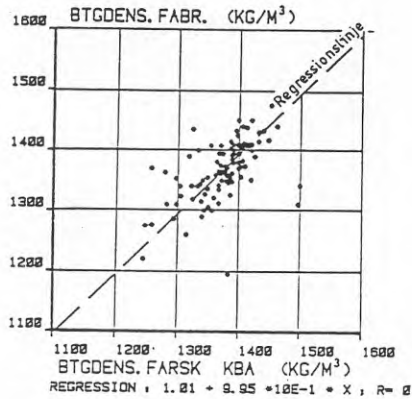


Fig. 4:7.8 Jämförelse mellan uppmätt densitet hos den färska 3L-betongen vid provtagning vid leverans från betongstationen med densitet uppmätt vid mottagningen i Kungsbacka.

4:8 DEN HÅRDNADE BETONGENS EGENSKAPER

4:8.1 Provade egenskaper. Metoder. Provningställen

4:8.1.2 Tryckhållfasthet

Tryckhållfastheten fastställdes enligt SS 13 72 10 på 150 mm kuber. 1 provkropp togs från varje leverans om 7 m^3 i samband med övrig provtagning vid betongfabriken. Kuberna provtrycktes vid 7 resp 28 dygn vid fabriken. På arbetsplatsen togs vanligen 3 st kuber för varje gjutningsdag. I några fall togs 6 st kuber. Dessa provades på CTH. Från betongfabriken sändes även provkroppar till Statens Provningsanstalt för provning från de 8 senaste gjutningsdagarna.

4.8.1.3 Betongdensitet

Lagringen utfördes enligt SS 13 72 17 dock utan registrering av klimatet. Provningen omfattade alla prover avsedda för provtryckning.

4.8.2 Provningsresultat. Analys

4.8.2.1 Tryckhållfasthet

I betongfabriken trycktes 217 kuber. Medelvärdet av dessa prover var 19,6 MPa. Standardavvikelsen för mängden var 2,4 MPa, se fig 4:8.1. Detta innebär att betongen har uppfyllt BBK 79s krav på hållfasthet 16 MPa enligt de kriterier som ges där. 5%-fraktilen ligger dock på 15,6 MPa. I bara 2 fall underskreds BBK 79s krav på hållfasthet för enstaka prov $0,8 f_{cc}$. Med hänsyn till den stora mängd prover och då konstruktionen uppvisade tillräcklig bärförmåga även vid tryckhållfasthet hos betongen ned till 10 MPa (skjuvarmering över pelarna) kunde detta underskridande accepteras.

Vid CTH provtrycktes 54 kuber. Medelvärdet av dessa var 18,7 MPa. Fig 4:8.2 detta är något lägre än medeltryckhållfasthet som uppmättes i betongfabriken. 5%-fraktilen låg vid 15,5 MPa. Även dessa försök uppfyller BBK 79 krav på tryckhållfasthet för hållfasthetsklassen K16. (16,05 MPa).

De provkroppar som sändes till Statens Provningsanstalt uppvisade högre medelhållfasthet än de övriga (21,0 MPa). Fig 4:8.3. Medelhållfastheten för motsvarande gjutningsdagar var vid prov vid betongfabriken 19,7 MPa och vid CTH 19,0 MPa. Standardavvikelsen var 1,5 MPa. Dessa provkroppar uppfylldes således med god marginal BBK 79s krav på tryckhållfasthet för hållfasthetsklassen K16.

4:8.2.2 Betongdensitet

Medeldensiteten vid 28 dygns ålder var 1322 kg/m^3 på de kuber som provades i betongfabriken. Se fig 4:8.4. Standardavvikelsen var 53 kg/m^3 . Det uppställda kravet på 1300 kg/m^3 kunde således inte uppfyllas.

Motsvarande medeldensitet på proverna vid CTH var 1317 kg/m^3 . Standardavvikelsen var även i detta fall 53 kg/m^3 .

De kroppar som översändes från betongfabriken till Statens Provningsanstalt hade medeldensiteten 1314 kg/m^3 . Medeldensiteten för motsvarande gjutningsdagar var för prover vid betongfabriken 1324 och vid CTH 1321 kg/m^3 . Överensstämmelsen var således mycket bra. Även proverna av den hårnade betongens densitet visar att densiteten inte ändrades under transporten vilket indirekt bevisar att lufthalten i betongen varit stabil.

Se fig 4:8.5 och 6.

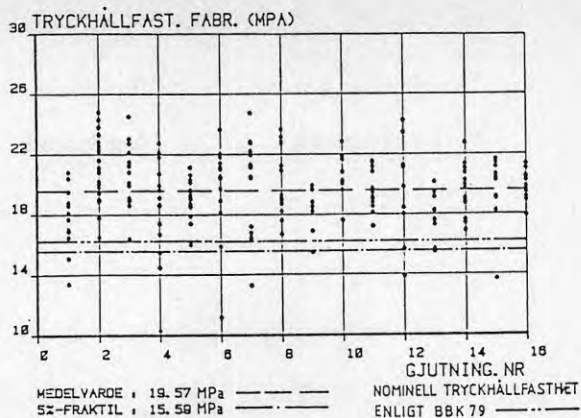


Fig. 4:8.1 Tryckhållfasthet baserad på normenligt lagrade 150 mm kuber vid 28 dygns ålder. Provtagning av leveranser vid betongstationen. Kuberna provtrycktes vid betongstationen.

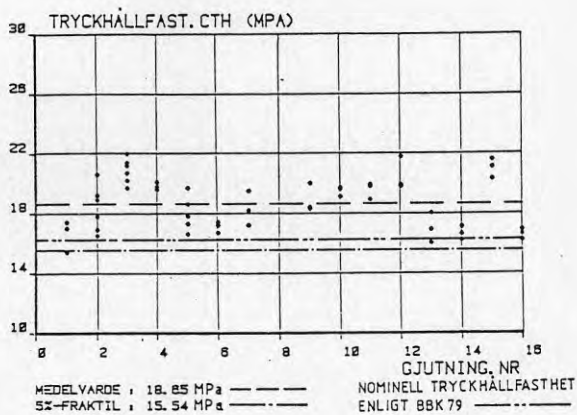


Fig. 4:8.2 Tryckhållfasthet baserad på normenligt lagrade 150 mm kuber vid 28 dygns ålder. Provtagning från mottagningen på arbetsplatsen. Kuberna provtrycktes vid CTH.

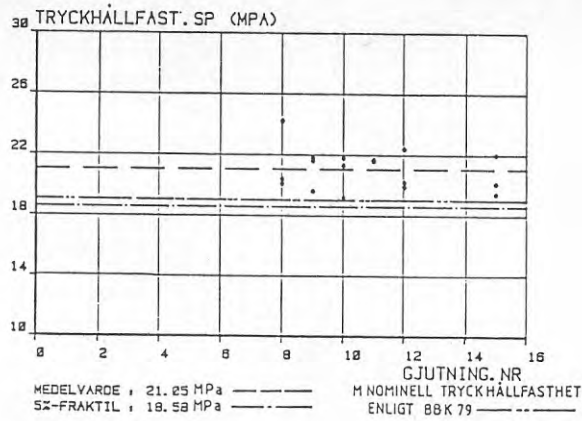


Fig. 4:8.3 Tryckhållfasthet baserad på normenligt lagrade 150 mm kuber vid 28 dygns ålder. Provtagning av leveranserna vid betongstationen. Kuberna provtrycktes vid Statsens Provningsanstalt.

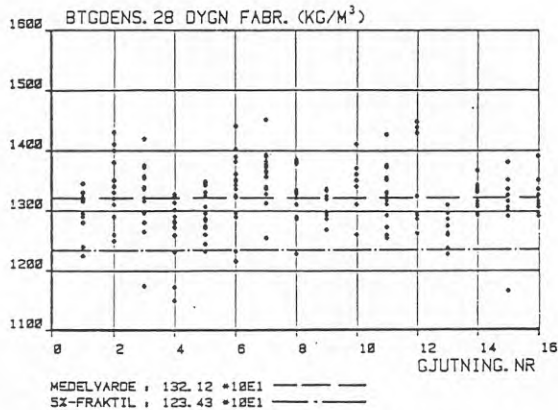


Fig.4:8.4 Betongdensitet fastställd på normenligt lagrade 150 mm kuber vid 28 dygns ålder uppmätt vid betongstationen. Provtagning av leveranserna vid betongstationen.

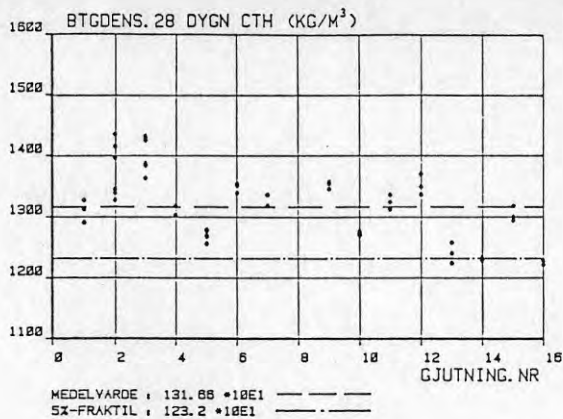


Fig. 4:8.5 Betongdensitet fastställd på normenligt lagrade 150 mm kuber vid 28 dygns ålder. Provtagning från mottagningen på arbetsplatsen. Mätning vid Byggnadsmaterial, CTH.

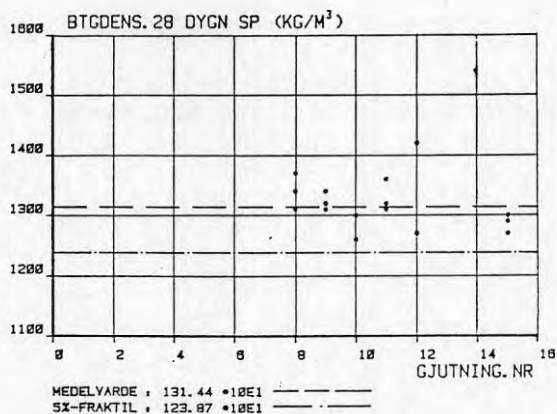


Fig. 4:8.6 Betongdensitet fastställd på normenligt lagrade 150 mm kuber vid 28 dygns ålder. Provtagning av leveranserna vid betongstationen. Mätning av Statens Provningsanstalt.

Medelvärden och standardavvikelser inom varje gjutdag

	σ				ρ				u		
	n	\bar{x}	s	nedre 5%-f	n	\bar{x}	s	övre 5% nedre	n	\bar{x}	s
810917	15	17,8	2,01	15,0	15	1294	38	1370	27	37,9	1,99
								1217			
810929	21	21,0	2,20	17,9	21	1343	52	1442	21	36,7	2,12
								1244			
811008	18	20,4	1,93	17,7	18	1319	53,6	1423	19	38,2	2,50
								1215			
811009	14	19,1	2,42	15,7	14	1279	43,7	1366	15	38,4	2,38
								1192			
811014	18	18,9	1,35	17,0	18	1300	35,9	1370	18	39,1	2,38
								1230			
811022	14	20,3	2,01	17,5	15	1335	60	1455	15	38,6	1,70
								1215			
811030	18	20,1	3,01	15,9	18	1358	42,3	1440	18	40,2	1,77
								1276			
811112	15	20,2	2,16	17,2	15	1331	44,4	1419	18	40,4	1,68
								1242			
811119	9	18,4	1,43	16,4	12	1310	22,4	1356	12	39,9	1,25
								1264			
811127	9	20,5	1,50	19,0	12	1330	45,4	1423	15	40,2	2,48
								1237			
811204	15	19,5	1,23	17,8	18	1326	43,0	1410	18	39,7	1,03
								1242			
811222	9	19,5	3,39	14,7	12	1335	74,3	1487	9	40,8	2,05
								1183			
820112	9	17,9	1,57	16,5	9	1271	27,6	1330	9	42,8	1,30
								1211			
820115	9	20,4	1,22	18,7	9	1315	19,5	1357	9	42,2	1,17
								1273			
820122	12	19,7	2,14	16,7	15	1311	51,8	1414	12	42,4	1,97
								1208			
820129	12	19,9	0,95	18,6	12	1324	29,8	1385	12	42,1	1,68
								1263			

4:9 SAMBAND MELLAN OLIKA EGENSKAPER HOS DEN FÄRSKA
OCH HÅRDNANDE 3L-BETONGEN

4:9.1 Sambandet mellan den färska och hårdnade betongens densitet

I det färska tillståndet består fukttinnehållet i 3L-betongen av tillsatt vatten vid blandningen, fukttinnehållet i natursandens samt absorberat vatten i lättballasten. Med stigande ålder kommer en del av vattnet i cementpastan att förbrukas vid hydratiseringen samtidigt som det sker uttorkning av det fria vattnet i betongen. Densiteten sjunker med tiden. Uttorkningshastigheten är emellertid en funktion av fuktförhållanden i den miljö betongen befinner sig i och av konstruktionens geometri.

I Svensk Standard anges det klimat i vilket standardproverna skall lagras. Den färska betongens densitet utnyttjas vid proportioneringen. Å andra sidan ställer BBK 79 krav på densiteten vid 28 dagars ålder. Det är därför viktigt att samband mellan den färska och hårdnade betongens densitet är känt. Man måste emellertid uppmärksamma att denna densitetsreduktion - dvs fukthaltsminskning - inte speglar uttorkningshastigheten i den färdiga konstruktionen.

Ur fig 4:9.1 visas sambandet mellan densiteten hos den färska betongen mätt vid fabriken och densiteten bestämd på 150 mm kuber vid 28 dygns ålder lagrade enligt SS. Figuren avser hela försöksunderlaget. Densitetsreduktionen har varit i medel 3% dvs ca 40 kg/m^3 . Motsvarande densitetsreduktion för gjutdagarna 1 och 2 var 47 kg/m^3 då ursprungshalen i ballasten var 10-12 vikts-%, och för gjutdagarna 12 och 13 50 kg/m^3 då ursprungsfukthalten var runt 30 vikts-%. Ursprungsfukthalten tycks således inte märkbart påverka uttorkningshastigheten för provkroppar avsedda för densitetsbestämning enligt BBK 79. Sättet att förvara betongkuber och lagringsutrymmets klimat, dvs luftfuktighet och luftcirkulation torde vara bestämmande för variationer i uttorkad vattenmängd vid normlagring. Likaledes borde kravet på relativ fuktighet vid lagring specificeras hårdare t ex 45-55% RM i stället för 40-80%.

4:9.2 Sambandet mellan densitet och tryckhållfasthet
vid 28 dygn

Tryckhållfasthet och betongdensitet är funktion av samma parametrar hos de ingående delmaterialen. Erfarenheterna visar att om betongdensiteten sjunker, så minskar även tryckhållfastheten.

I figur 4:9.2 har sammanställt för de enskilda gjutdagarna beräknade medelvärden för uppmätt tryckhållfasthet och densitet vid 28 dygns ålder. Regressionslinjerna för tryckhållfasthet och densitet som funktion av tidpunkterna för gjutningarna har bestämts och är inritade i figuren. Det framgår klart att båda egenskaperna har i medeltal varit oförändrade under hela gjutningsperioden och av delresultaten ser man att en ökning av densitet har resulterat i en högre tryckhållfasthet. Emellertid är den mängd fukt som finns innesluten i lättballasten större i den senare delen av gjutningsperioden, vilket innebär att den reella jämförbara betongdensiteten (vid lika fukthalt i ballasten) har sjunkit något. Man har alltså sedan man kommit över initialproblemen i betongtillverkningen kunnat sänka den reella betongdensiteten med oförändrad tryckhållfasthet. Betongsammansättningen har blivit mera optimal.

4:9.3 Sambandet mellan tryckhållfasthet - utbredningsmått

Med det hållfasthetskrav på 3L-betongen som ställes var det från början svårt att få en betong med goda gjutegenskaper. Man sökte få en hög betonghållfasthet genom att använda ett lågt vattencementtal och därmed blev betongen trög att gjuta, vilket i enstaka fall ledde till protester från gjutlaget. Emedan vattencementtalet hölls ungefär konstant under hela gjutningsperioden resulterade de justeringar som gjordes med avseende på ballastsammansättningen till förbättrade gjutegenskaper.

I fig 4:9.3 har sammanställts medelvärdena för tryckhållfasthet och utbredningsmått för de enskilda gjutningsdagarna som funktion av tidpunkten för gjutningarna. Emedan tryckhållfastheten i medeltal har kunnat hållas konstant hela tiden visar

regressionslinjen för utbredningsmättet en stark stigning. Genom optimeringsåtgärderna kunde utbredningsmättet ökas från ca 37 cm till 42,5 cm, vilket var en påtaglig förbättring av betongens gjutbarhet.

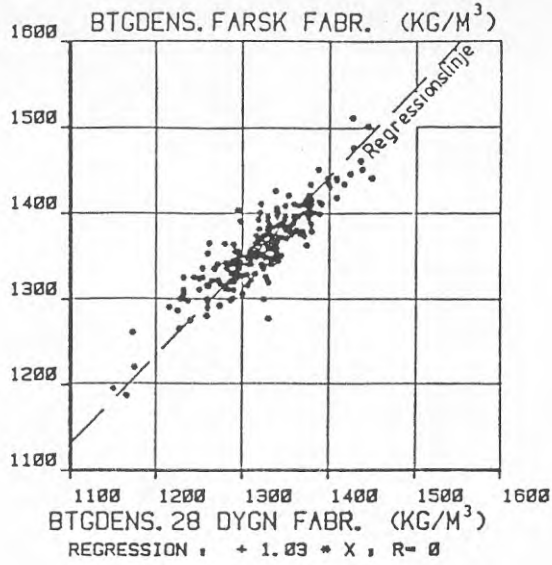


Fig. 4:9.1 Uppmätt densitet hos den färska betongen jämfört med den hårdande betongens densitet vid 28 dygns ålder baserat på normenligt lagrade 150 mm kuber.

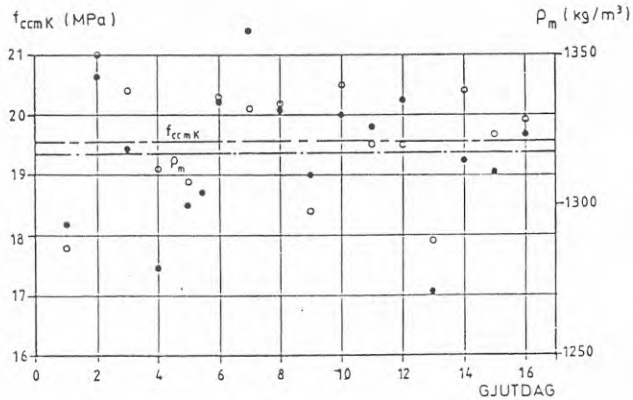


Fig. 4:9.2 Medelvärden för varje gjutdag av tryckhållfasthet och densitet vid 28 dygns ålder baserat på 150 mm normenligt lagrade kuber. o avser tryckhållfasthet, ● densitet. Regressionslinjerna för mängden anges.

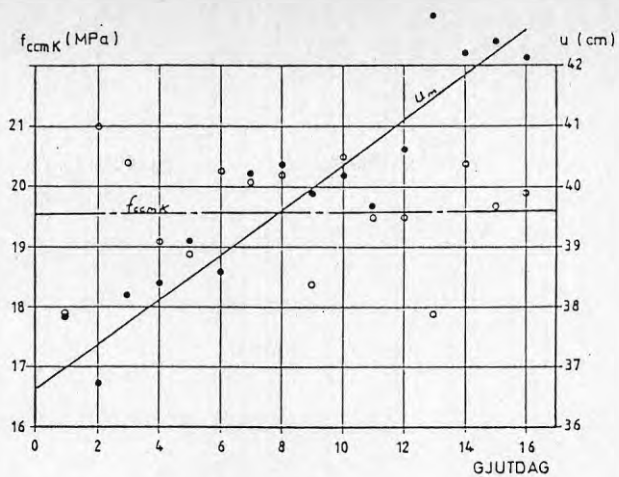


Fig. 4:9.3 Medelvärden för varje gjutdag av tryckhållfasthet vid 26 dygns ålder och uppmätt utbredningsmått hos den färska betongen. o avser tryckhållfasthet, ● utbredningsmått. Regressionslinjerna för mängden anges.

På basis av det omfattande försöksmaterial som framkom vid kontroll av lättballast och betong vid leverans från Sabema A-Betong AB's betongfabrik in Tagene till Kungsbacka Stadshus kan följande slutsatser uppställas:

- Det lättballastmaterial som levererades hade varierande kvalitet. Variationerna var huvudsakligen koncentrerade till fraktionen 4-12 mm.
- Kornsammansättningen inom 4-12 mm fraktionen var mycket ogynnsam, större delen utgjordes av ballast med kornstorlek mellan 8-12 mm och denna andel varierade starkt mellan olika leveranser.
- Skrymdensiteten hos fraktion 4-12 mm varierade mellan 380 och 560 kg/m³, vilket kan bero på att språnget i partikelstorlek var för stor.
- Fukthalten hos fraktionen 4-12 mm varierade mellan 10 och 32 vikt-%. Detta resulterade i tillverknings- och proportioneringsproblem. Den förhöjda fukthalten i en betongkonstruktion medför förlängda uttorkningstider och risker förbundna med detta.
- Tillförlitligheten hos provningsmetoderna för lättballasten är i hög grad beroende på variationerna hos materialet, och påverkas av de runda ballastkornens benägenhet att separera. Detta innebär att det har stor betydelse var och hur proven tas. Det säkraste sättet att bestämma skrymdensiteten är att väga den volym som man tillför blandaren, d v s att man tillämpar volymdosering och väger denna volym. Detta ger möjligheter att med datorer kunna korrigera ballastsammansättningen kontinuerligt, och därmed reducera spridningen i den producerade betongen.

- Provingarna visade god överensstämmelse mellan uppmätt fukthalt från lastbil och från ballast-silo, vilket innebär att man under kontroll lerade betingelser vid betongfabriken kan bestämma fukthalten vid leverans. Likaledes var spridningen i förhållandet skrymdensitet/korndensitet liten, vilket innebär att man kan tillämpa volymdosering med vägning och företa tillförlitliga justeringar i betongsammansättningen baserat på denna relation.
- Försöken visade att man kan använda frifallsblandare för tillverkning av 3L-betong, även om blandningen kan ta något längre tid än med tvångsblandare.
- Likaledes kan man använda betongstationer utan tillgång till volymdosering. Man skall emellertid vara uppmärksam på att detta medför mera kontroll och större spridning hos den producerade betongen.
- Om man inte kan tillämpa volymdosering kan man om man har tillgång till flera ballastsilos reducera inverkan av spridningen i lättballastmaterialet genom att ta ballast från flera silos samtidigt.
- Konsistensen hos 3L-betongen styres med hjälp av effektmätarna till blandaren. Sedan man väl kommit över inkörningsproblemen var spridningen i utbredningsmättet ± 3 cm. Om volymdosering tillämpas skulle denna spridning kunna reduceras ytterligare.
- Med hänsyn till att fukthalten hos lättballasten var relativt hög och betongleveranserna delvis ägde rum under en regnrik period är det svårt att uppställa några säkra slutsatser om konsistensändringen med tiden till följd av vattenabsorptionen hos ballasten under transport. Vid en fukthalt i ballasten av 10 vikt-% kunde man registrera en maximal reduktion av utbredningsmättet med 2 cm. Vid en fukthalt över 15 vikt-% är någon reduktion inte sannolik.

- Konsistensändringen med tiden är beroende av betongens temperatur. Förvärmad 3L-betong till 25-30°C kan förväntas ha en reduktion av utbredningsmättet av ca 3 cm under loppet av 1 timme om ballasten inte absorberar vatten.
- Den luft i 3L-betongen som åstakommes av Cemos-tillsatsen visade sig vara stabil.
- Betongen uppfyllde BBK 79 krav på tryckhållfasthet för hållfasthetsklassen K16. Medelvärdet av 289 kubprovingar var 19,5 MPa. Standardavvikelsen var för de prover som utfördes i betongfabriken (217 st) var 2,4 MPa. Under de senaste 8 gjutningarna då initialproblemen lösts var standardavvikelsen 1,85 MPa. För de prover som sändes till Statens Provningsanstalt var standardavvikelsen 1,5 MPa. Man kan för en betongfabrik efter inkörningsperiod räkna med en standardavvikelse i löpande produktion på omkring 2 MPa. Om man har tillgång till volymdosering skulle denna kunna reduceras ytterligare. Det antagande att standardavvikelsen är 4,85 MPa för att betong som man i BBK 79 baserar beräkningsmodellerna på bör alltså revideras för 3L-betongens del.
- Medeldensiteten hos betongen var runt 1320 kg/m³ vilket var något högre än kravet.
- Vid proportionering kan man utgå från att densitetsreduktionen från det färska tillståndet till provningen vid 28 dygns ålder är ca 40 kg/m³.
- K16 är den högsta hållfasthetsklass som är möjlig om densitetskravet är 1300 kg/m³.
- Optimering av ballastens sammansättning kan vid oförändrad densitet och hållfasthet hos den hårdnade betongen ge betydlig förbättrade gjutegenskaper i det färska tillståndet.

4:11 . SUMMARY

In connection with the erection of the first large building in 3L-concrete - Kungsbacka Town Hall - a large number of tests were done in order to control the properties of the delivered lightweight aggregates and of the fresh and hardened concrete. This report contains analyses of the test results: the variation of the grading, the bulk and particle density and the moisture content of the expanded clay aggregates as well as the consistency and density of the fresh concrete and the compressive strength and density of the hardened concrete. The aim of the investigations was also to judge the suitability of the testing methods for lightweight aggregates on the site and to become data for the judgement of the standard deviation of the compressive strength and density of the 3L-concrete in production conditions.

Analyses of the results show considerable variations in the grading and in the moisture content of the delivered expanded clay aggregates. Also the bulk density varied much indicating that the only reliable method to determine the density of the lightweight aggregates to be used in the concrete mix is to weigh the volume batch.

The fresh concrete showed small changes in consistency during transportation partly due to the high initial moisture content of the lightweight aggregates, partly due to the absorption-preventing effect of the polymer particles in the mixes. The air content in the fresh mixes which is stabilized by the polymer microparticles was constant during the transports.

During the 16 casting days the proportions of the mixes were successively optimized resulting in a fresh concrete with excellent casting properties.

In spite of the great variations of the properties of the expanded clay aggregates the spread of the properties of the hardened concrete were less than expected. The mean value of

the compressive strength based on 289 tests (150 mm cubes) was 19,5 MPa. The standard deviation was less than 2 MPa when the initial production problems in the plant were solved. The concrete fulfilled the demand set up in the Swedish Concere Code BBk 79 for the strength grade K 16.

The mean value of the density of the concrete at 28 days age was 1320 kg/m^3 wich was higher than the demand 1300 kg/m^3 partly due to the high moisture content of the aggregates. The standard deviation was app. 50 kg/m^3 .

Statens Betongkommitté: BBK 79 bestämmelser för betongkonstruktioner Band 2 Material, Utförande. Kontroll.

Berge, O.; Armerade konstruktioner i lättballastbetong. Chalmers Tekniska Högskola, inst. för Konstruktionsteknik, Betongbyggnad. Publ, 81:3, Göteborg 1981.

Berntsson, L.; Proportionering av 3L-betong. Chalmers Tekniska Högskola, Avd för Byggnadsmaterial. Rapport 82:15.

Berge, O.; 3L-betongen- Egenskaper i produktion och konstruktion. Statens Råd för Byggnadsforskning. Rapport 77:1983.

ARBETSHYGIENISKA ASPEKTER

5	ARBETSHYGIENISKA ASPEKTER PÅ 3L-BETONG	
5.1	Inledning	136
5.2	Mätningsteknik	138
5.3	Mätutrustning och analys	139
5.4	Mätresultat med kommentarer	140
5.5	Cemos 110	142
5.6	Referenslista	144
5.7	Tabeller	145
5.8	Sammanfattning	151

5:1 InledningBakgrund

Ett av byggnadsindustrins största arbetsmiljöproblem sedan lång tid tillbaka är damm. Damm alstras vid brytning och förädling av råmaterial likaväl som vid bearbetning och tillverkning av produkter.

Damm kan ge upphov till såväl olägenhet som direkta sjukdomar, exempelvis damplungsjukdomen silikos.

Betong, ett av våra vanligaste byggnadsmaterial, innehåller grus- och krossmaterial som ballast, d v s ett kvartshaltigt råmaterial. Kvartshalten varierar kraftigt i vår berggrund men ligger vanligtvis på halter mellan 10 - 25 %.

Vid bearbetning av betong alstras dammpartiklar av varierande storlek och innehåll. Det damm som ur hälsorisksynpunkt anses som farligt har så liten partikelstorlek att det har möjlighet att tränga ända ner i lungblåsorna (alveolerna). Detta damm kallas respirabelt, inandningsbart, och är mindre än 5/1000 mm d v s 5 mikrometer (5 μ m). Större partiklar fastnar i de övre luftvägarna och transporteras bort (med slem- och ciliehårsrörelse eller upphostningar) utan att skada. Dock kan allt för hög totaldammhalt ge besvär. Består dessutom dammpartiklarna av en farlig beståndsdel ökar hälsorisken. Kvarts (eller andra kristallina kiselsyror) är ett sådant ämne som kan ge upphov till yrkessjukdomen silikos.

Produkter och material som kan medföra arbetsmiljörisker skall i första hand bytas ut innan man åtgärdar med tekniska anordningar som inkapsling av arbetsmoment, ventilation, våtmetoder etc. samt i sista hand personlig skyddsutrustning (andnings- skydd).

Forskare på institutionerna för byggnadsmaterial och betongbyggnad, Chalmers Tekniska Högskola, har tagit fram ett nytt byggnadsmaterial, den s.k. 3L-betongen. 3L står för låg vikt, lätt formbarhet, lågabsorberande (Se ref. 1-2).

3L-betongen skiljer sig innehållsmässigt från normalbetong genom att den grövre fraktionen (> 2 mm) i ballasten består av lättklinker (Leca-kulor), d v s bränd expanderad lera. Dessutom, för att ge den färska betongen sammanhållning, homogenitet och en trögflytande konsistens, tillsätts små jämnstora sfäriska plastpartiklar. Partiklarna har en diameter av $0,1 \mu\text{m}$ och är dispergerade i vatten. produktionen heter Cemos 110, utvecklad i samarbete med Chalmers Tekniska Högskola och tillverkad av Nobel Kemi AB, Bofors. Den normala doseringen uppgår till 1% torrt polymermaterial av cementvikten. Partiklarnas hydrofoba egenskaper medför att finfraktionen (< 1 mm) av natursand i ballasten kan, beroende på önskad betongdensitet, minskas och ersättas då av luftblåsor. På grund av att lättklinkern (ca 5% kvarts) innehåller mindre kvarts än krossat bergmaterial (10 - 25 % kvarts) samt att sandmängden minskats erhålls en mindre hälsofarlig produkt.

3L-betongen är ett mjukare material som går att bearbeta på ett annorlunda sätt. Det är möjligt att såga med vanlig handsåg, att spika och skruva i materialet samt att limma ihop förtillverkade block.

Den låga vikten, det låga kvartsinnehållet och lättbearbetbarheten för materialet intressant ur ergonomisk och arbetshygienisk synpunkt.

Bedömning av de ergonomiska följderna utförs av byggergonomilaboratoriet KTH, Stockholm.

I denna rapport undersöks de arbetshygieniska aspekterna.

Omfattning

Eftersom 3L-betong är tänkt att kunna ersätta normalbetong, bl a vid svåra grundläggningsförhållanden, har jämförande mätning av dammhalt och kvartsinnehåll utförts vid ett arbetsmoment under så identiska förhållanden som möjligt. För att erhålla detta har mätning gjorts i ett provrum på Chalmers Tekniska Högskola (CTH). Arbetet som utfördes var borring med elektrisk borrar i tak och vägg. Mätning har även utförts ute på byggarbetsplatsen för att mäta de faktiska förhållandena vid vissa bearbetande moment som slipning av betong i golv och tak. Här har ej några direkt jämförbara situationer kunnat anordnas.

Arbetet har följts från gjutningsmoment till uppsättning och infästning av inredningsdetaljer. Kontakter har hållits med betongarbetare, träarbetare, elektriker, rörmontörer och målare etc, för att erhålla synpunkter på materialet.

Ljudnivåmätningar har även gjorts.

5.2 Mätningsteknik

I provrum

Den jämförande mätningen av 3L-betong i hållfasthetsklass K160 och normalbetong K350 har utförts i ett provrum på CTH, enligt skiss fig 5:4. Mätningen har skett med två fasta stationer utplacerade i lokalen, samt en buren av operatören. Eftersom de flesta borrar ute på en arbetsplats för detaljmontering är i vägg eller tak, har provet efterliknat dessa situationer. En provbalk av materialet pallades upp antingen 1,2 m eller 2,1 m över golvytan för att efterlikna det faktiska förhållandet för borring horisontellt (vägg) respektive lodrät underifrån (tak). I första provet utfördes borring både i vägg och tak i bägge materialen. Först borrades i vägg 20 st hål med borrar diametern 5,5 mm och djupet 5 cm och 20 st hål med diametern 10 mm och djupet 8 cm. Därefter upprepades samma förfarande i tak. Hålen borrades med tidsintervall av 1 1/2 min och borrhast var ca 5 - 8 sek.

Under andra mätprovet borrades i tak 40 hål med diamtern 5,5 mm plus 40 hål med diamtern 10 mm.

Totala provtiden per prov var 2 timmar. Efter mätningen har lokalen vädrats ur ordentligt. Den elektriska bormaskinen var av fabrikat Hilti typ TE 12 på 400 watt.

I samband med borrarbete har ljudnivåmätningar med frekvensanalys i oktavband gjorts.

På byggarbetsplatsen

Mätningen har utförts vid golv- och takslipning av 3L-betong i korridor samt rum. Dessutom har mätning gjorts vid slipning av skyddsrumstak i normalbetong K300. Område där mätning i samband med slipning utföres framgår av skiss fig 5:5. Takslipmaskinen var av fabrikat Swede & Swede typ TSU 4 1981, försedd med dammsugare och ansluten avsugningskåpa till slipsten. Golvslipmaskinen var av fabrikat Kihlström försedd med en Pullmandammsugare PV 200. Provtagnings tiden för takslipning av 3L-betong var ca 5 1/2 tim och av normalbetong endast 20 min.

Mätningen av golvslipningen gjordes under två hela arbetsdagar (ca 2x8 tim).

5.3 Mätutrustning och analys

I provrum

Provtagning har skett enligt arbetarskyddsstyrelsens rekommendationer för mätning av damm i arbetsmiljön. (ref nr 4).

I lokalen har två fasta stationer varit utplacerade, vardera bestående av ett filter för ansamling av total dammhalten samt ett filter försett med föravskiljare för respirabel dammhalt, samt efter analys, respirabel kvartshalt. Med respirabelt damm avses den del av totaldammet, som passerar en föravskiljare med karaktäristik enligt en internationell överenskommelse, den s k Johannesburgkonventionen.

En utrustning har varit personburen där filter för totaldamm respektive respirabelt damm varit placerat på vardera axelpartiet så nära andningszon som möjligt.

Till filtren är anslutna mobila, batteridrivna pumpar med en sugkapacitet av ca 2 lit. i min.

Ljudnivåmätningar har gjorts med en ljudnivåmätare fabrikat Brüel & Kjael 2209 och oktavbandsfilter 1613.

På byggarbetsplatsen

Samma typ av dammätning utrustning har använts. De två "fasta" stationerna för mätning av den allmänna dammhalt i lokalen där arbetet utförts har flyttats med under arbetet, så att avståndet till bearbetningsplatsen varit konstant. Provpplats S1, 2-3 m från slipningsarbetet medan S2 varit placerad något längre ifrån, 3-4 m. Total dammhalt samt respirabel kvartshalt har uppmätts.

Analys

Analys är utförd vid Bygghälsans laboratorium i Stockholm. För bestämning av den totala och den respirabla dammhalt i filtren vägda före och efter provtagning med en precisionsvåg. Andelen kvarts analyseras direkt på föravskiljarfiltret med en IR (infraröd) spektrofotometer.

5.4 Mätresultat med kommentarer

Resultatet från mätningen av borrhåldamm under jämförbara förhållanden visar att såväl totaldammhalt, respirabelt damm samt respirabel kvarts ger lägre värden vid borrhållning i 3L-betong jämfört med normalbetong (se tabell 5.1).

Vid borrhållning i vägg och tak var halterna av respirabel kvarts i normalbetong i andningszon $0,6 \text{ mg/m}^3$ (totalhalt damm 16 mg/m^3) och $0,4 \text{ mg/m}^3$ (totalhalt 9 mg/m^3) för de fasta stationerna. I 3L-betongen var motsvarande värden i andningszon $0,1 \text{ mg/m}^3$ (totalhalt $5,5 \text{ mg/m}^3$) och i lokalen $0,1 \text{ mg/m}^3$ (7 mg/m^3).

Enbart takborrning gav högre halter över lag. I normalbetong i andningszon $1,3 \text{ mg/m}^3$ (42 mg/m^3) och i lokal $1,2 \text{ mg/m}^3$ (38 mg/m^3) samt i 3L-betong $0,3 \text{ mg/m}^3$ (19 mg/m^3) resp. $0,3 \text{ mg/m}^3$ (24 mg/m^3).

Den respirabla andelen av totaldammet var lika stor vid borring i normalbetong som i 3L-betong.

Kvartshalten i respirabelt damm var lägre i 3L-betongen (K160). ca 6%, mot 14% i normalbetongen (K350).

3L-betong, som är ett mjukare och porösare material, ger en lägre totaldammhalt vid bearbetning (borring). En av 3L-betogens stora fördelar är lättbearbetbarheten varför borrningsmomenten sker under en kortare tid. Dessa faktorer samt ändrat kvartsinnehåll (liksom minskningen av sandmängden) ger till resultat att den respirabla kvartshalten i andningszon reduceras med ca 3/4.

Påpekas bör att borringen utfördes utan dammsug på bormasin.

Tabell 5:2 visar resultatet från dammätningen av tak- och golvslipning. Denna mätning utfördes på arbetsplatsen i Kungsbacka. Eftersom mätbetingelserna (rumstorlek och form, ventilation mm) under den tid mätningarna pågick var långt ifrån identiska kan man här inte göra några jämförelser mellan 3L- och normalbetong.

Dock kan man se vilka dammängder som uppstår vid bearbetning med den använda utrustningen.

Takslipning i 3L-betong gav totala dammhalter i lokalen av 52 mg/m^3 och respirabel kvartshalt i andningszon för arbetstagaren av $1,0 \text{ mg/m}^3$.

Golvslipning gav en totaldammhalt av ca 30 mg/m^3 och respirabel kvartshalt i andningszon av $0,7 \text{ mg/m}^3$.

Takslipning i skyddsrum av betongkvalitet K 300 gav halter av totaldamm på 101 mg/m^3 och respirabel kvartshalt i andningszon av $1,2 \text{ mg/m}^3$.

Takslipning i 3L-betong utföres dels i gavelrum (prov 7.50 - 11.20) samt dels i korridor (prov 12.00 - 13.20). De högre dammhalterna vid takslipningen erhöles vid slipning i korridor.

Dammätning vid golvslipning utföres under två dagar. Den inhyrda maskinen var ej av bästa kvalitet. Problem uppstod med igensättningar av sugkanalen. Dessutom fastnade avsugningskåpan ofta i "uppfällt" läge när man slipat tätt mot vägg. Under andra mät dagen stänktes därför golvet med vatten innan slipning, vilket också visar sig av dammhalterna. Golvet var ej helt rent, d.v.s. enbart 3L-betong, utan spill från murbruk fanns kvar som också slipades ner.

Betongarbetaren bar godkänt andningsskydd klass IIb under tiden han slipade.

Bullermätning vid borrning på CTH pekar inte på någon större skillnad av ljudtrycksnivåer i oktavbanden. Båda materialen gav en ljudnivå av 90 dB (A) (se tabell 5:3).

Mätning av bullemivån ute på byggarbetsplatsen vid gjutning och användande av stavvibrator med inbyggd elmotor, fabrikat Dynapac, var ej genomförbar eftersom bakgrundsivån var högre än mätobjektets ljudnivå. Bakgrundsivån låg på 70-75 dB (A).

Enligt Arbetarskyddsstyrelsens kungörelse om hygiensiska gränsvärden AFS 1981:1 gäller; Total dammhalt 10 mg/m^3

Respirabel dammhalt 5 mg/m^3

Respirabel kvartshalt $0,1 \text{ mg/m}^3$

5.5 Cemos 110

För att den färska 3L-betongen skall erhålla sammanhållning och homogenitet tillsätts en polymerdispersion, Cemos 110,

tillverkad av Nobel Kemi AB. Cemos 110 består i huvudsak av små 0,1 μm sfäriska polymer-partiklar dispergerade i vatten. Dessutom finns tillsatsmedel o dyl exempelvis bitumen.

Torrhalten i Cemos 110 är 33% och normal dosering är 3% dispersion av cementvikten.

Enligt uppgift från tillverkaren är Cemos 110 en gråsvart, något basisk vätska, med svag ammoniaklukt, produkten skall hanteras med viss försiktighet. Vid öppnandet av behållare bör inandning av dessa ångor undvikas. Produktens alkalitet medför att hudkontakt och stänk i ögonen skall undvikas. De ångor som framför allt uppstår vid öppnandet av behållaren härrör till större delen från monomer-resterna.

Den ringa resthalten samt dess innehåll bör inte vara något problem vid normalt försiktigt förfarande. Övriga ämnen i produkten är av så låga halter eller obenäpna att förflyktigas att inga besvär bör uppstå.

De basiska egenskaperna medför risk för hudirritation liksom att stänk i ögonen kan verka frätande. Tillverkarens rekommendationer om skyddsutrustning mm vid hanterandet skall följas. Personlig skyddsutrustning som skyddshandskar och skyddsglasögon skall användas.

När produkten är blandad i betongen överväger hälsoriskerna från övriga ingående ämnen som alkaliteten hos cement, kromallergiriskan samt kvartsinnehåll vid dammande bearbetning.

5.6 Referenslista

1. Berge Olav, Berntsson, Leif, Hedberg Bengt, Losberg Anders:
Användning av extremlätt Hydrofob betong Rapport 78:1 betong-
byggnad, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg mars 1978.
2. Berg Olav: Hydrofob 3L-betong ett attraktivt "nytt" bygg-
nadsamaterial! Publikation 79:2 Betongbyggnad, Chalmers
Tekniska Högskola, Göteborg 1979.
3. Delcon AB, Icopal AB: 3L-betong råd och anvisningar för be-
tongtillverkning.
4. Krantz S, etal: Mätning av rök och dimma i arbetsmiljön.
Utbildningsrapport 1979:6 Arbetarskyddsstyrelsen.
5. Arbetarskyddsstyrelsens kungörelse AFS 1981:8 Hygieniska
Gränsvärden.

5.7 Tabeller

Tabell 5:1

Mätresultat från dammätning i normalbetong - 3L-betong i provrum på CTH den 1/7 -82

Provplats	Arb.moment	Material	Totalhalt	Halt	Halt
			damm	resp. damm	resp. kvarts
			mg/m ³	mg/m ³	mg/m ³
P1	Vägg + tak	Normal-	15,8	7,1	0,57
S1			10,5	3,5	0,51
S2		7,0	1,6	0,34	
P1		3L-betong	5,5	2,6	0,14
S1			4,8	1,7	0,12
S2			9,7	1,7	0,13
P1	Tak		normalbtg.	41,2	8,8
S1		45,2		10,5	1,21
S2		30,0	9,6	1,13	
P1		3L-betong	18,9	6,6	0,28
S1			23,8	7,0	0,33
S2			24,3	3,9	0,28

Borrning vägg + tak 20 + 20 hål Ø 5,5 mm och 20 + 20 Ø 10 mm, total provtid 2 tim.

Borrning tak 40 hål Ø 5,5 mm och 40 hål Ø 10 mm, total provtid 2 tim.

Tabell 5:2

Mätresultat från dammätning på byggarbetsplats Kungsbacka
 Stadshus

Provplats	Arbetsmoment	Material	Datum	Tid	Totalhalt damm mg/m ³	Halt respira- bel kvarts mg/m ³
P1 Personburen Torbjörn Mann	Takslipning	3L-betong	5/3	07.51-08.40	85,5	
				10.45-13.20	122,6	
				07.48-13.20		1,0
S1 stationär				08.05-11.17	20,7	0,7
				12.00-13.23	121,7	1,4
S2 stationär				08.23-11.17	9,4	0,4
				12.00-13.25	31,8	0,6
P1		normalbetong		14.20-14.40	85,2	1,2
		K300				
S1					158,0	3,0
S2					45,7	2,3
P1	Golvslipning	3L-betong	12/3	08.13-11.07	93,4	1,6
				11.51-15.09	66,9	0,6
S1				08.15-11.08	52,8	1,3
				11.51-15.09	31,6	0,6
S2				08.17-11.08	49,7	1,1
				11.51-15.04	14,6	0,4

Forts Tabell 5:2

Provplats	Arbetsmoment	Material	Datum	Tid	Totalhalt Damm mg/m ³	Halt respira- bel kvarts mg/m ³
P1			17/3	08.07-11.14	37,0	0,5
				11.45-15.44	25,9	0,4
S1				08.08-11.14	28,6	0,5
				11.52-15.46	14,9	0,3
S2				08.08-11.14	44,9	0,4
				11.52-15.46	11,5	0,2



BYGGHÄLSAN

Typ av bullerkälla

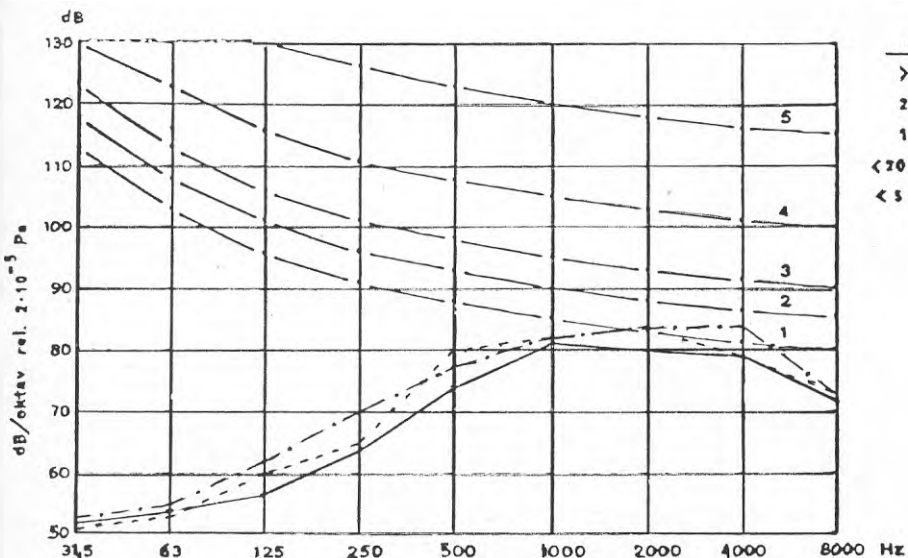
- I Hilti TE12 borrdiam. 10 mm utan bearbetning
- II Hilti TE12 borrdiam. 10 mm. vid borrh. i normalbetong
- III Hilti TE12 borrdiam. 10 mm. vid borrh. i 3 L-betong

- I —————
- II - . - . - .
- III - - - - -

Plan- och mätpunktsbeskrivning, P

Mätningen utförd vid operatörens öra.

P	31,5	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000	dB(A)
I	52	54	56	64	74	81	80	79	72	85
II	53	55	62	70	77	82	84	84	73	90
III	51	53	60	65	80	82	84	79	73	90



dos	kurva
> 5 h	1
2-5 h	2
1-2 h	3
< 20 min	4
< 5 min	5

Fig 5:4

BYGGHÄLSAN

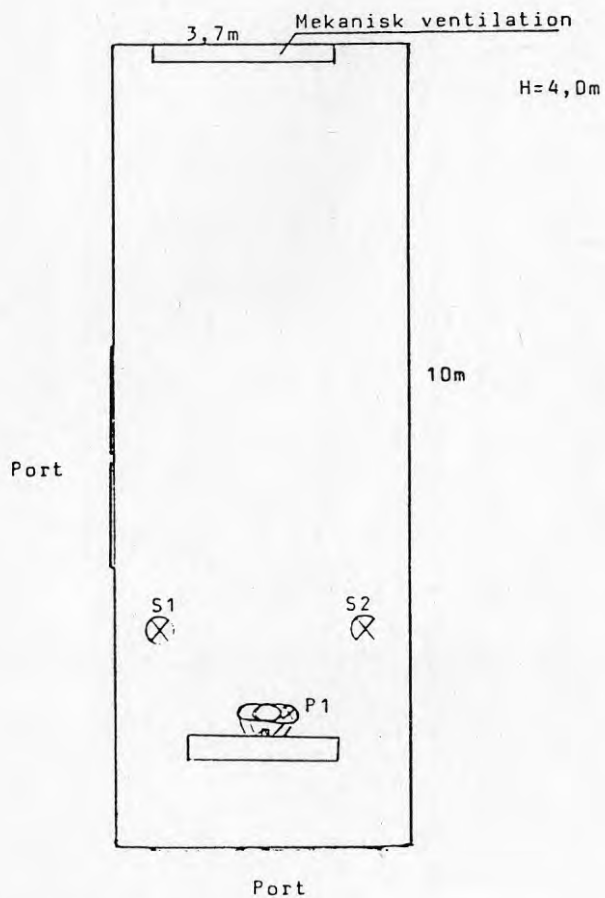
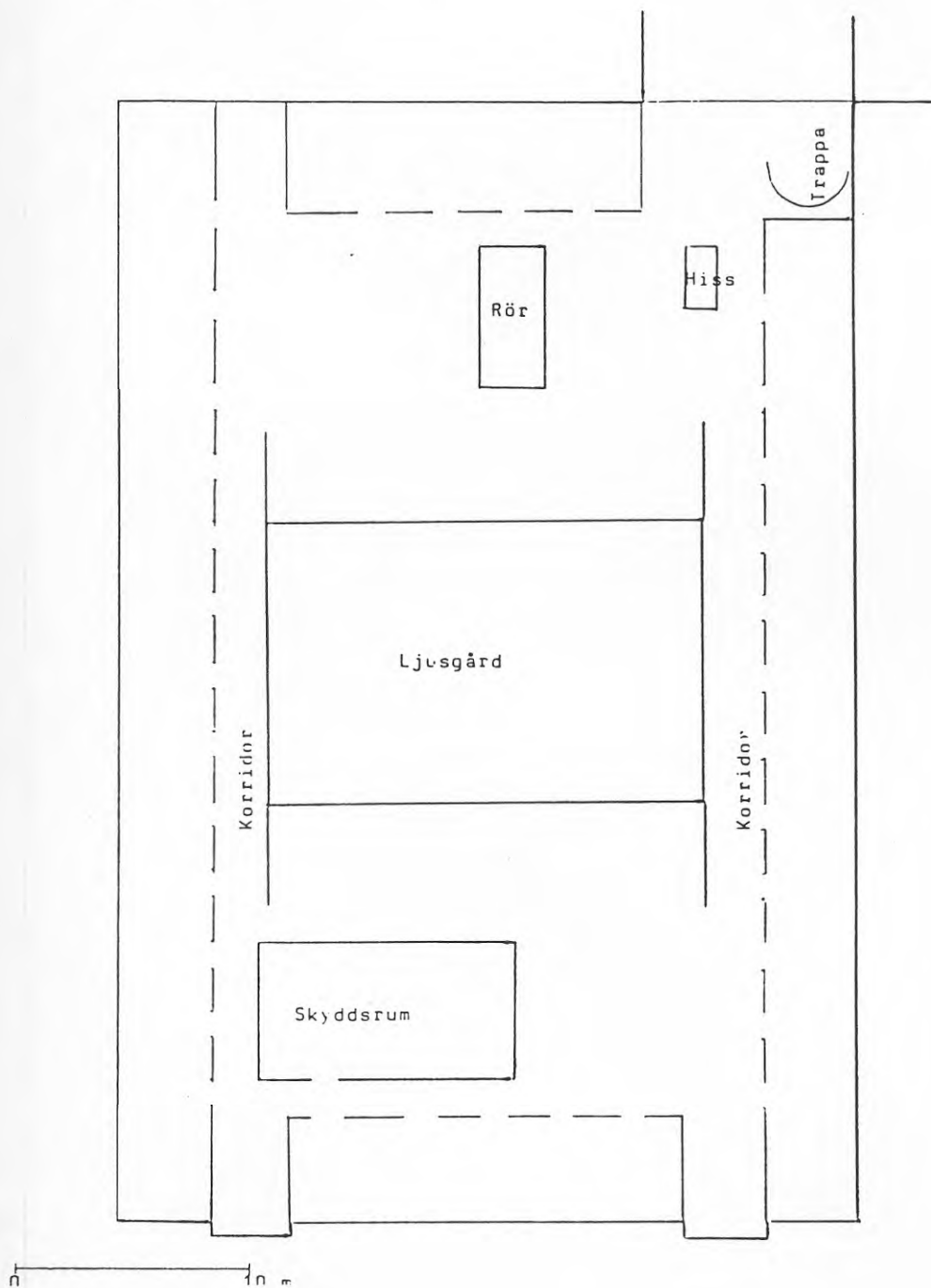
Skiss över provrum på CIH

Fig 5:5

BYGGHÄLSAN

Skiss över Kungsbacka Stadshus
våningsplan 2



5.8 Sammanfattning

Totala dammhalten, respirabelt damm samt respirabelt kvarts minskar vid borrning i 3L-betong jämfört med normalbetong.

Vid användning av Cemos 110 skall tillverkarens rekommendationer om skyddsutrustning följas.

När Cemos 110 är blandad i betongmassan överväger hälsoriskerna från övriga ingående ämnen såsom alkaliteten hos cement, kromallergiriskerna samt kvartsinnehållet.

ERGONOMISK OCH PRODUKTIONSTEKNISK STUDIE AV 3L-BETONG

6:1	BAKGRUND	154
6:2	Uppdraget	154
6:3	Syfte	154
6:4	Genomförande	154
6:4.1	Uppläggning	154
6:4.2	Metodik	154
6:4.3	Försöksplatsbeskrivning	155
6:4.4	Beskrivning gjutningsstudien	156
6:5	RESULTAT	158
6:5.1	Produktionsteknik	158
6:5.1.1	Tidsstudie	158
6:6	ERGONOMI	159
6:6.1	Pulsfrekvensmätningar	160
6:6.2	Ergo-profil	162
6:7	KVALITETSBEDÖMNING	162
6:8	INTERVJUUNDERSÖKNING	162
6:9	SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER	162

6 Ergonomisk och produktionsteknisk studie av 3L-betong

6:1 BAKGRUND

6:2 Uppdraget

Byggergonomilaboratoriet har på uppdrag av Betongbyggnad, CTH genomfört en mindre produktionsteknisk studie med inriktning på ergonomiska aspekter vid betonggjutningsarbeten med 3L-betong. Studien utförd på del av bjälklag vid uppförande av Kungsbacka Stadshus.

6:3 Syfte

Syftet med undersökningen har varit att belysa de ergonomiska och produktionstekniska för- och nackdelar vid gjutning med 3L-betong.

Resultatet skall också kunna ligga till grund för en mer omfattande undersökning.

6:4 Genomförande

6:4.1 Uppläggning

Undersökningen har genomförts genom praktiska fältstudier vid KUNGSBACKA Byggnads AB's arbetsplats, KUNGSBACKA, där stads-
huset uppförts.

6:4.2 Metodik

Undersökningen omfattar gjutning av bjälklag med 3L-betong vid stadshusbygget i KUNGSBACKA.

Under försöken har ergonomiska- och produktionstekniska studier utförts.

Vid bedömningen av de ergonomiska effekterna har både dynamiska

Vid utvärdering av \bar{F} och F_k motsvarande F_u har samtliga försök medtagits, medan vid motsvarande beräkning för F_5 har försök FF1 uteslutits.

Karakteristiska laster F_k är beräknade enligt 7 med $k_5 = 2,33$ och $2,46$ för sex respektive fem försök.

Om tätningslisten antas få en tjocklek 2 mm i monterat läge erhåller skruven en förankrad längd i betongen $l_b = 100 - 45 - 2 = 53$ mm. Försöken visar att i huvudsak erhålls endast en flytled som utbildas strax under syllen och på den gängade delen av skruven.

Försök av Öberg [6] visar att vid försök på 3L-betong $\rho = 1150 \text{ kg/m}^3$ och en förankringslängd $5\phi < l_b < 8\phi$ kan karakteristisk last motsvarande 5 mm förskjutning och för en skruv med en flytled skrivas

$$F_{5k} = \frac{0,72}{\sqrt{2}} \frac{l_b}{8\phi} \phi^2 \sqrt{f_s f_{cck}}$$

varur erhålls för en skruv

$$\begin{aligned} F_{5k} &= \frac{0,72}{\sqrt{2}} \frac{53}{80} 10^2 \cdot 10^{-6} \sqrt{180 \cdot 10^6 \cdot 18,2 \cdot 10^6} = \\ &= 1920 \text{ N} \end{aligned}$$

vilket är praktisk taget samma värde som för här redovisade försök, jfr tabell 7.

För en förankringslängd $l_b \geq 8\phi$ kan man anta att två flytleder utbildas. Detta skulle motsvara en karakteristisk last vid 5 mm förskjutning

$$F_k = \frac{0,72}{\sqrt{2}} \phi^2 \sqrt{180 \cdot 18,2} = 29\phi^2$$

[N] med ϕ i [mm] (14)

som med en säkerhetsfaktor $\gamma = 3$ ger tillåten last

$$F_{\text{till}} = \frac{F_k}{3} = \frac{29}{3} \phi^2 = 9,7 \phi^2 \text{ [N] med } \phi \text{ [mm]} \quad (15)$$

med säkerhetsfaktor $\gamma = 1,8$ erhålls

$$F_{\text{till}} = F_k / 1,8 = \frac{29}{1,8} \phi^2 = 16 \phi^2 \text{ [N] med } \phi \text{ i [mm]} \quad (16)$$

SBN 1980 anger för enskärigt träskruvförband med förankringslängd $l_b \geq 8\phi$ tillåten last

$$F_{\text{SBN}} = 16 \phi^2 \text{ [N] med } \phi \text{ i [mm]} \quad (17)$$

3:2.3.3.3 Deformationsegenskaper

I tabell 7 anges syllens förskjutning Y_e , utvärderad som medelvärdet av de båda mätta förskjutningarna på syllens och för en tillåten last enligt SBN 1980, ekv 17. Angivet medelvärde \bar{Y} och karakteristisk förskjutning är beräknat på grundval av samtliga mätta förskjutningar med undantag av de som satts inom parentes. Karakteristisk förskjutning är beräknad enligt (6) med $k_{30} = 0,82$ för nio mätvärden

$$Y_k = 1,92(1 + 0,82 \cdot 0,24) = 2,3 \text{ mm}$$

Enligt Bergfelt [7] kan man för korttidslast för skruv i trä räkna med

$$Y = 0,15 \cdot \phi \cdot \frac{F}{F_{\text{till}}} = 0,15 \cdot 10 = 1,5 \text{ mm}$$

3:3 SAMMANFATTNING

Föreliggande rapport avser studier av infästningar i 3L-betong och förband mellan trä och 3L-betong. Avsikten med försöken har varit att studera utvalda skruvar och spikar som bedömts lämpliga för specifika ändamål.

Försöken har utförts på bottenbjälklaget till utbyggnaden av Kungsbacka Stadshus. Den använda 3L-betongen hade en kubhållfasthet $f_{\text{ccK}} \approx 20 \text{ MPa}$ och en densitet $\rho \approx 1320 \text{ kg/m}^3$,

båda bestämda vid 28 dygns ålder.

Spikning

För att spika en träsyll av hyvlat konstruktionsvirke i dimension 45 x 120 (2" x 5") visade sig blank eller varmförzinkad räfflad trådspik, dimension 100 x 37 eller 125 x 43, möjligt att användas. Klenare spik (100 x 34 och 125 x 40) liksom klippspik (100 och 125 mm) visade sig inte möjliga att använda då dessa krökte sig.

Skjuvförsök på ovan nämnda syll, spikad till 3L-betong med blank räfflad trådspik 100 x 37 utfördes. Mellan syll och betong fanns en tätningslist, Rockwool s-list 8445 bredd 80 mm. Försöken visar att detta tvärkraftsbelastade spikförband torde kunna beräknas som för spikförband i trä. För den tillåtna lasten enligt SBN 1980 [1] erhåller det provade förbandet en förskjutning av ca 1 mm.

Skruvning

Försök att skruva i vanlig träskruv utan förborrning misslyckades. Detta lyckades dock för en typ plåtskruv och en gipsskiveskruv. För dessa gjordes centriska utdragsprov. Försöksresultaten visar att utdragshållfastheten blir 1/3 - 3/4 av en i trä skruvad träskruv beräknad enligt SBN 1980 [1].

Ett z-järn fästes till betongen dels med fransk träskruv 10 x 65 och dels med Hema-spik 8 x 135.

För den franska träskruven borrades med borr $\phi 7,5$ mm för hela den gängade delen och med borr $\phi 10$ mm för den del av halsen som skulle tränga ned i betongen. Skruven drogs åt med ett moment $M = 40$ Nm. Utdragskraften anbringades på z-järnet så att en excentricitet på 37 mm erhöles. Karakteristisk brottlast $F_k = 2,70$ kN. (Lägst mätta brottlast $F = 3,80$ kN).

För Hema-spiken borrades med borr $\phi 8$ mm. Det var mycket enkelt att få in både rör och "lås-spik". z-järnet skruvades fast på röret och lasten anbringades enligt ovan. I samtliga fall erhöles brott i rörgången omedelbart under muttern. Karakteristisk brottlast $F_k = 0,8$ kN (lägsta mätta brottlast $F = 1,70$ kN).

Skjuvförsök på träsyll 45 x 120 mm hyvlat konstruktionsvirke skruvad till betong med fransk träskruv 10 x 100 mm, kvalitet 3.6, utfördes. En tätningslist, Rockwool s-list 8445 bredd 80 mm, fanns mellan syll och betong. Försöken visar att detta förbands brottlast ungefärligen överensstämmer med vad man kan förvänta sig för trä. Vid en tillåten last enligt SBN 1980 [1] erhåller syllen en förskjutning $\approx 2,3$ mm.

och statistiska belastningar kartlagts och både pulsfrekvensmätningar och subjektiva bedömningar har genomförts.

Pulsfrekvensmätningen har genomförts med bandspelarutrustning. Det inspelade bandet har sedermera utvärderats och analyserats. Den subjektiva bedömningen har utförts av försökspersonen med hjälp av Borgs sk skattningsskala, där upplevd belastning kan variera mellan 6 och 20. I syfte att samtidigt få en bedömning av vilka kroppsdelar som belastas mest har en sk ergo-profil använts, på vilken försökspersonen anger den aktuella belastningens läge.

De produktionstekniska effekterna har undersökts genom tids- och produktivitetsstudier på plats.

Kvalitén har bedömts genom rutavvägning för att erhålla mått på ytjämnheten.

För att få montörernas egna uppfattningar har intervjuer genomförts med gjutare och arbetsledare.

6:4.3 Försöksplatsbeskrivning

Stommen utgörs av pelardäck i 3 alt. 4 våningar, med centrumavstånd 6x6 cm. Bjälklagstjocklek 270 mm.

I Kungsbacka är det allmänt dåliga grundläggningsförhållanden och jorden består i stort av västkustlera med djup på minst 50 m. Byggnaden grundlägges på kohesionspålar. Kalkyler visade under projekteringen av byggnaden att 3L-betongens låga vikt medför en reduktion av pålantal och armeringsmängd så att stomkostnader inklusive grundläggning för 3L-betong alternativet blev billigare än motsvarande i normalbetong.

Stommens egen vikt sänktes med 1.750 ton och antalet pålar reducerades med 73 st. Armeringen reducerades med ca 30-35%. Arbetsstudier utifrån ergonomiska och produktionstekniska aspekter har utförts i denna studie. I övrigt utvärderas speciellt, bl a.

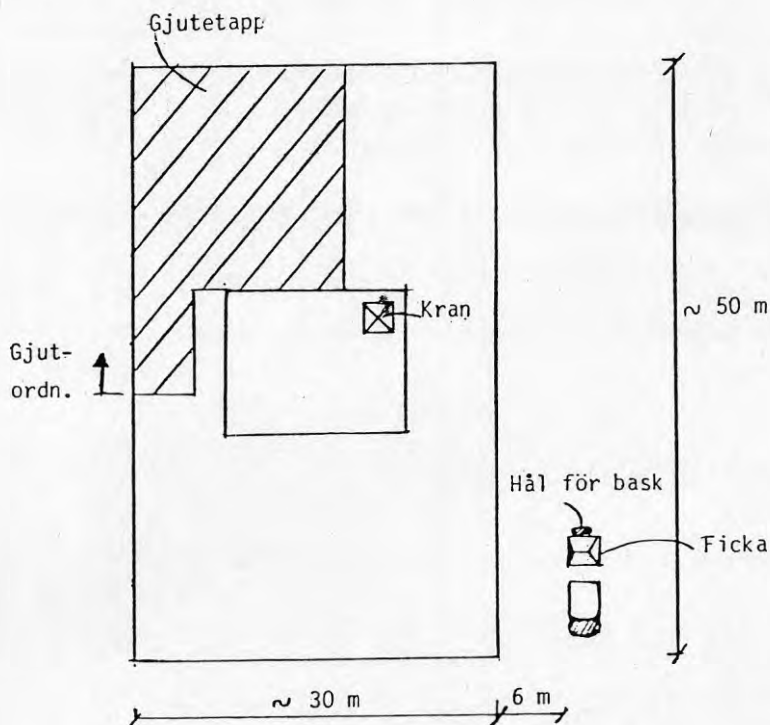
- Tillverkningskontroll i betongfabrik
- Transportutrustning
- Gjutmetoder och utrustning
- Formbyggnad, armering
- Infästningar
- Ytavjämning
- Ljud- och dammätningar
- Ekonomisk/teknisk utvärdering

6:4.4 Beskrivning gjutningsstudien

Datum:	1982-01-22
Väderlek:	+ 0°C
Omfattning:	Gjutning av 4:e btg- bjälklaget + 14,85 m 300 m ² totalt 90 m ³ , Bjälklagstjocklek 270 mm
Arbete:	1 man vid betongfickan 1 man slodar 1 man krattar 1 man vibbrar
Maskiner:	Lindén kran, max 1250 kg/36 m Kran Bask 7501 Btg-ficka 7,5 m ³ Vibrator stav, el-driven Kratta Sloda Nivåmätare (flukt)
Btg-material:	3L-betong. K160 Temp. + 30°C, spridningsmått 30-35 cm Motsv. 13-15 cm i sättnått
Produktion:	Planerad produktionstak ca 20 m ³ /h Btg-bilar om 7,5 m ³ , 3-4 bilar/h

- Maskiner: Lindén kran, max 1250 kg/36 m
 Kran Bask 7501
 Btg-ficka 7,5 m³
 Vibrator stav, el-driven
 Kratta
 Sloda
 Nivåmätare (flukt)
- Btg-material: 3L-betong. K160
 Temp. + 30⁰ C, spridningsmått 30-35 cm
 Motsv. 13-15 cm i sättmått
- Produktion: Planerad produktionstakt ~ 20 m³/h
 Btg-bilar om 7,5 m³, 3-4 bilar/h

PLAN SKISS



- 6:5 RESULTAT
- 6:5.1 Produktionsteknik
- 6:5.1.1 Tidstudie

Av tabellen nedan framgår att den realiserade produktiviteten inte direkt kan hänföras till 3L-betongen utan mera till själva gjutmetoden. Detta beror på att vid denna gjutning den trånga sektorn varit baskhanteringen. (Fyllning ficka och transport till formen). Den totalt erhållna realiserade produktiviteten säger därför mer om själva baskmetoden än om 3L-betongens möjligheter. Av denna anledning måste varje ingående moment (vibrering, rakning, slodning) bedömas var för sig, och eventuella väntetider, som kan få jämförbara värden för betongens egenskaper.

Vibrering

Den redovisade tiden för vibrering 1,18 min/bask är en förhållandevis lång tid och beror på att man försöker förflytta betongen med hjälp av vibrering. Denna metod att försöka jämna ut betongen är inte speciellt lyckad då konsistensen på betongen inte visar sig vara lättflytlig.

Rakning

Studien visar att betongen är lättarbetad och behöver ej skufflas för att utjämnas. Utjämnningen kan i stället ske med en kratta och rakas ut. Den erforderliga tiden för rakningsmomentet var 1,35 min/bask.

Slodning

Tiden för slodningsarbetet var 1,24 min/bask. Slodningsarbetet är relativt tidskrävande på grund av att slodan har en tendens att suga fast i betongen vilket försvårar utjämnningen.

Med användning av ovan redovisade värden och med bortseende från hanteringsberoende tider för betongtransporten, kan framräknas att operationstiden /0,75 m³ och man blir 3,77 min (1,18 + 1,35 + 1,24).

Ett värde för gjuthastigheten vid studien är att studera vilken hastighet betongbaskarna levererade betongen, detta på grund av att kran-bask metoden i detta fall är den trånga sektorn.

Ett genomsnittligt värde för gjuthastigheten är (2,18 + 2,71 + 2,45) /3 ≈ 2,45 min/bask. Detta motsvarar en gjuthastighet av cirka 18 m³/h vilket är helt jämförbart med en standardbetonggjutning med liknande betongkvalité och förutsättningar.

Avslutningsvis kan konstateras att utrymme finns för att höja produktiviteten vid gjutning med 3L-betong under förutsättning att övriga produktionsförutsättningar är anpassade efter detta.

	Vibrering	Rakning	Slodning
Operationstid - verktid	1,18	1,35	1,24
Ställverktid			
- Vänta	0,81	0,89	1,21
- Flukt		0,26	
- Tömma bask	0,19	0,21	
Min/bask	2,18	2,71	2,45

Tabell. 3L-betonggjutning min/bask

6:6 Ergonomi

Vi manuella arbeten förekommer olika former av belastningar som fysologiskt kan uppdelas i dynamiskt och statiskt arbete. Belastningsform samt storlek och art påverkar givetvis skaderisken och storleken på återhämtningstider etc efter ett arbete.

Betonggjutning kan karakteriseras som ett till största delen dynamiskt arbete. Med dynamiskt arbete menas sådant arbete som är en förflyttning av vertyg, arbetsmaterial eller av den egna kroppen.

6:6.1 Pulsfrekvensmätningar

Försökspersonsdata

Ålder: 39 år
 Längd: 175 cm
 Vikt: 53 kg
 Kondition: 44 ml/kg o min = normal, 40%-gräns \sim 115 B/min
 Arbetserf. 20 år

Vid olika iakttagelser har man märkt, att vid fri arbetstakt föredrar att lägga sig vid en arbetstyngd som motsvarar 40% av den maximala arbetsförmågan. Detta mått används ofta som gräns för acceptabel belastning.

Den genomsnittliga arbetaren i byggbranschen uppnår idag sin 40%-gräns någonstans mellan 100-125 pulsslag/min. Försökspersonens 40%-gräns har framräknats till \sim 115 slag/min.

Pulsfrekvensvärdena i nedanstående tabell är uträknade medelvärden för respektive arbetsmoment. Medelvärdena är uträknade med ett 95%-igt konfidensintervall, vilket betyder att värdena kan variera med 5%.

Tabell pulsslag/min

Vibrering	Krattning	Slodning
125	121	132

Belastningsupplevelse och högst belastade kroppsdelar

3L-BETONG

6

7 MYCKET, MYCKET LÄTT

8

9 MYCKET LÄTT

10

11 GANSKA LÄTT

12

13 NÅGOT ANSTRÄNGANDE

⑭ VIBRERING, KRATTNING

15 ANSTRÄNGANDE

⑮ SLODNING

17 MYCKET ANSTRÄNGANDE

18

19 MYCKET, MYCKET ANSTRÄNGANDE

20



Av ovanstående tabell framgår att gjutningsarbeten vid denna studie med 3L-betong medför en arbetsbelastning under momenten vibrering och krattning som precis överstiger den acceptabla nivån. Medan slodningen markant överstiger 40%-nivån. Belastningsnivån för studien med 3L-betong kan i stort jämföras med gjutning med likartad normalbetong. Sålunda varken sämre eller bättre. Normalbetongsgjutningar medför risk för belastnings- och förslitningsskador.

6:6.2 Ergo-profil

Av nedanstående figur framgår den upplevda arbetsbelastningen vid gjutning av 3L-betong.

De olika arbetsmomenten bedömdes såsom ansträngande eller där omkring. Slodningen bedöms som mest ansträngande. Belastningen på armar/axlar hänförs främst till slodnings- och krattningsmomenten medan belastningen på ryggen uppkommer under alla arbetsmoment. Belastningen på ryggens sidor uppkommer främst vid slodningsarbetet.

Belastningsupplevelsen för 3L-betong motsvarar i stort de ergo-profiler som finns framtagna för normal-betong. Krattningen av betongen uppvisar lägre belastningar än jämförbara arbeten vid normalbetongsgjutningar ex. skyffling och rakning. Vidare upplevdes slodningsarbetet såsom mer belastande vid 3L-betong-gjutningen. Slodan upplevdes "suga" sig fast i betongen.

6:7 Kvalitetsbedömning

För att möjliggöra en kvalitetsbedömning av den gjutna ytan har en rutavvägning utförts. Avvägningen av btg-valv + 14,85 med rutnät c/c-avstånd 3 m gav följande resultat. (Mått i milimeter).

37	43	43	38	34	37
40	40	41	45	37	40
36	47	57	43	45	43
41	43	48	50	-	48
35	44	50	-	39	47
37	49	46	-	50	48
50	46	47	47	40	41
45	40	38	32	38	39

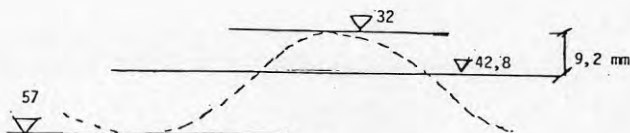
Avvägningen utförd av KUNGSBACKA BYGGNADS AB.

Utgående från den högst uppmätta nivån på bjälklaget kan den mängd som återstår för att åstadkomma denna höjd över hela bjälklaget vara utgångspunkt för kvalitetsbedömningen. Detta medelvärdes standardavvikelse kan ses som ett mått på jämnheten och anges också.

Dessa värden med en högsta punkt på 32 mm och en lägsta punkt på 57 mm har ett medelvärde på $\bar{X} = 42,8$ mm.

Sålunda kan framräknas att i genomsnitt 9,2 mm behöver fyllas upp och att bjälklaget jämnhet i sig hade en standardiseringsavvikelse + 5,3 mm.

Detta resultat måste anses mycket bra och svarar väl mot en bra gjutning med normalbetong.



6:8 Intervjuundersökning

Följande synpunkter har framkommit och noterats om 3L-betongen och presenteras nedan såsom, för- och nackdelar.

Gjutningsarbeten

- + Lättare betong
- + Mindre armeringsarbeten
- + Mindre stämning av bjälklagsformen
- + Tidigare formrivning. (Avformning efter 3 dagar)
- + Betongen lättslipad

- Grov yta, svår att städa av innan spackling
- Slodan suger fast i betongytan
- Ytan känslig för regn (skyfall) under gjutningen

Övriga arbeten

- + Undertaket skruvas med gipsskruv
- + Pelarformarna spikas fast
- + Utfackningsväggarna spikas fast med tryckluftsmaskiner
- + Installationer kan skruvas fast direkt i betongen utan expander bult

- Svårt att bila hål i betongen. Mejseln sjunker bara in.

6:9 SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER

Med ledning av föregående kan konstateras att användandet av 3L-betong motsvarar i själva gjutmomentet standard-betongen med avseende på produktivitet och ergonomi. Studien visar angående produktiviteten att kran-bask metoden medförde att gjutlaget hade ungefär 1 minuts väntan per bask. Detta skulle kunna medföra att produktiviteten kan ökas om ett gynnsammare gjutställe undersökts där kranen ej behövde svänga 180°. Undersökningen visar däremot inte hur arbetsbelastningen påverkas

vid en ökad produktivitet, detta bör närmare studeras för att några generella slutsatser ska kunna dras.

Däremot kan förväntas att 3L-betongen påverkar andra arbeten kring själva gjutningen i en positiv riktning avseende på ergonomiska effekter. De arbetsmoment som främst underlättas är armeringsarbetet där en halvering av armeringsmängden är möjlig på grund av den lätta betongen. Vidare underlättas efterarbetena med betongen då denna är mera lättslipad än standardbetongen. Andra yrkeskategorier påverkas också i en positiv riktning på grund av betongens egenskaper. Detta gäller främst vid olika former av installationsarbeten där infästningsarbetet kan ske direkt med skruv eller spik i betongen utan föregående förborrning. 3L-betongen medger också minskade grundläggningkostnader då betongen medger betydligt lättare konstruktioner än motsvarande med standardbetong.

Det fortsatta arbetet bör inriktas mot att förbättra själva gjutningsarbetet och utveckla arbetsmetoder och utrustning anpassade för den speciella 3L-betongen och dess egenskaper, såsom låg egen vikt, konsistens etc.

Exempel på utrustningar:

- Skruvtransport av betongen i rör
- Transportera större volymer med kran och bask metoden.
- Avjämningsutrustning av såsom vibrerande sloda.

Mer omfattande studier bör även genomföras för att noggrannare kunna utvärdera de ergonomiska och produktionstekniska effekterna av 3L-betongen i såväl gjutningsarbetet som inverkan på andra arbeten. Intressanta arbetsmoment för sådana studier är

- Armeringsarbete
- Formsättning
- Slipningsarbete
- Spackling
- Stomkompletteringar
- Installationsarbeten

FUKTMÄTNINGAR - BESTÄMNING AV FUKTKVOT, UTTORKNING

7.1 Inledning	168
7.2 Avsikt med fuktmätningar	168
7.3 Program	169
7.4 Metoder	169
7.5 Mätresultat	170
7.6 Bearbetning och kommentarer	176
7.7 Sammanfattning	180
7.8 Litteratur	180

7. FUKTMÄTNINGAR - BESTÄMNING AV FUKTKVOT, UTTORKNING

7.1 Inledning

Föreliggande skrift är en försöksrapport i vilken redovias resultat från de fuktmätningar som genomfördes vid uppförande av Kungsbacka stadshus under tiden 1981 - 1982. Inga speciella åtgärder hade vidtagits på byggplatsen för att påverka uttorkningen av byggfukten i betongen utöver vad som kan betecknas som normala åtgärder på en byggplats.

Den bärande konstruktionen i tillbyggnaden av stadshuset är utförd som pelardäck. Plattorna i däckets består av platsgjuten armerad 3L-betong med tjocklek 270 mm. Däcket uppbäres av pelare i normalbetong vars avstånd är 6 m. I byggnaden finns även skyddsrum där golv, tak och väggar är utförda i armerad normalbetong.

Betonggjutningarna ägde rum delvis under den kalla årstiden, närmare bestämt från mitten av september 1981 till januari 1982. Under denna tid kunde vädret betecknas som extremt svårt såväl med avseende på nederbörd som temperatur. Bl a inträffade den största nederbördsintensiteten som uppmätts för trakten under detta århundrade. Gjutningarna av 3L-betong skedde även vid mycket låga temperaturer, ned till -20°C .

Mätningarna av fukttinnehållet i 3L-betong och normalbetong skedde under en tidsperiod på 3-10 månader och påbörjades tidigast 2 månader efter gjutningen.

7.2 Avsikt med fuktmätningarna

Avsikten med arbetet har varit att bestämma fuktkvoten på olika djup, dvs fuktgradienterna i både 3L-betong och normalbetong samt följa förändringen med tiden. Särskilt praktiskt intresse tillmättes fukttinnehållet i betongen, eftersom betonggolven i senare stadium skulle beläggas med flytspackelmassor. Fuktfördelningen skulle även bestämmas efter det att flytspackelskikten var utlagda.

7.3 Program

Program över gjutnings- och fuktmätningstider framgår av tabell 1.

Tabell 1. Datum för betonggjutningar och fuktprovningar

Obejekt	Gjutningsdatum	Provningsdatum
Bottenbjälk- lag (B0)	1981-09-17, -29, -10- -08, -09	1982-04-06, -28, -05-13, -06-17, -08-02
Bjälklag 1 (B1)	-10-14, -22, -30	- " -
Bjälklag 2 (B2)	-11-12, -19, -27	- " -
Bjälklag 3 (B3)	-12-04, -22, 1982-01-12	- " -
Bjälklag 4	-01-15, -22, -29	- " -

7.4 Metoder

Fuktkvoten i betongen på olika djup utfördes i princip på så sätt att betongmaterial utmejslades för hand från olika skikt-djup mätt från betongytan. Det lösa betongmaterialet lades omedelbart i lufttäta glasburkar, som forslades utan dröjsmål till laboratoriet vid CTH. Det fuktiga materialet vägdes och torkades till jämnvikt i 105°C. Efter vägning i uttorkat tillstånd kunde fuktkvoten beräknas.

Relativa luftfuktigheten i betongen bestämdes samtidigt i uppborrade hål med insticksgivare. Mätinstrumentet var av märket Vaisala, HMH. Mätningen företogs på olika borrhjup och insticksgivaren fick sitta kvar under två timmar. Korrigering gjordes därefter med hänsyn till jämnviktstillstånd. Sorptionsdiagram för betongen konstruerades enl metod av Bergström & Ahlgren. Diagrammet utnyttjades för att jämföra uppmätt relativ luftfuktighet och fuktkvoter i betongen. Temperatur och relativ luftfuktighet registrerades kontinuerligt med thermohygrograf på byggsplatsen invid mätställena dels under gjuttiden dels under den tid då fuktmätningarna pågick.

7.5 Mätresultat

Temperatur och relativ luftfuktighet i luften på byggplatsen

Medelvärden under dygnet avssende temperatur och relativa luftfuktighet uppmätta vid byggplatsen under betonggjutningarna, november 1981 till februari 1982, och inuti byggnaden från april till augusti 1982 framgår av figur 7:1.

Fuktkvoten i 3L-betong och vanlig betong

Fuktkvotsfördelningen på djupet vid fem olika tidpunkter mätta från bottenbjälklag upp till bjälklag 3 i byggnaden i 3L-betong och delvis i vanlig betong framgår av figur 7:2 a-c. De mätvärden som anges i de horisontella staplarna är fuktkvoter för en betongtjocklek på omkring 2 cm. De skrafferade staplarna för flytspackel gäller för varierande tjocklek på flytspackel skikten som i samtliga fall understeg 2 cm.

Relativ luftfuktighet i betong

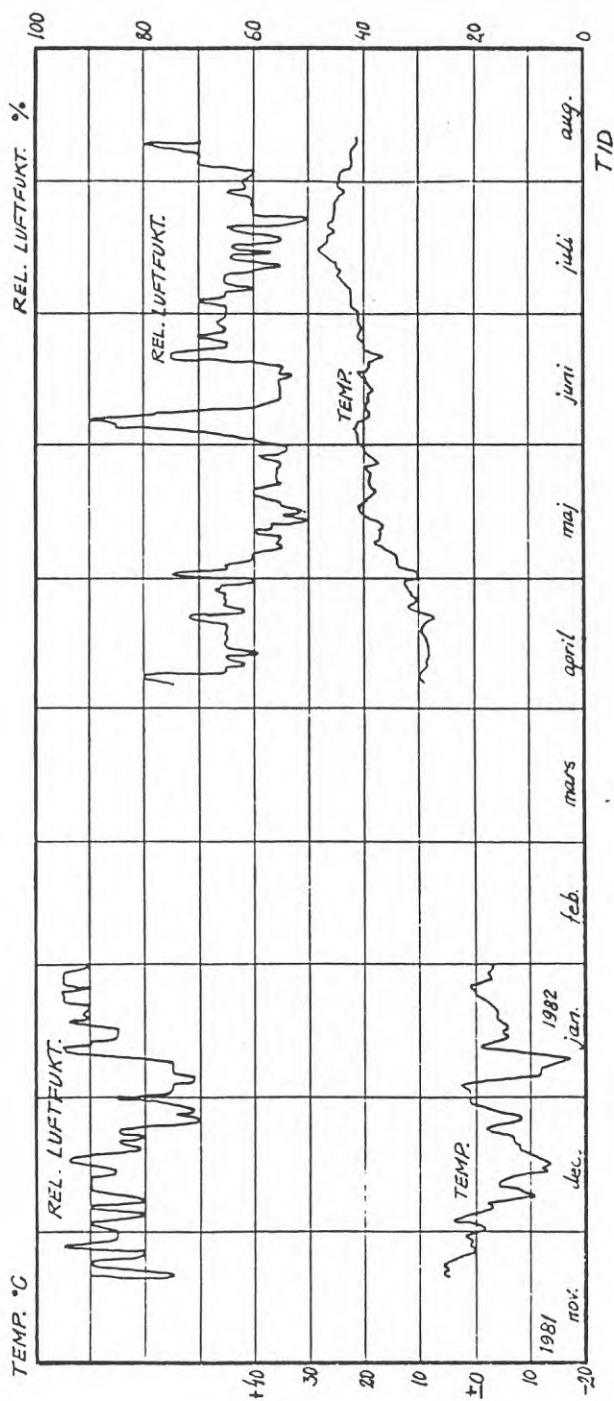
Resultat från mätningarna i olika djupa borrhål framgår av tabell 2. Mätningarna är enbart utförda i 3L-betong och huvudsakligen på bottenbjälklag.

Tabell 2. Relativa luftfuktigheter uppmätta med insticksgivare i olika djupa borrhål i 3L-betongbjälklag.

Mätdatum	Bottenbjälklag		Bjälklag 1	
	Mät djup (cm)	Rel. fukth. (%)	Mät djup (cm)	Rel. fukth. (%)
1982-04-06	10	95	5	92
			10	95
			15	95
1982-04-28	5	91		
	10	96		
1982-06-17	10	94		

Mätdatum	Bottenbjälklag		Bjälklag 1	
	Mätdjup (cm)	Rel. fukth. (%)	Mätdjup (cm)	Rel. fukth. (%)

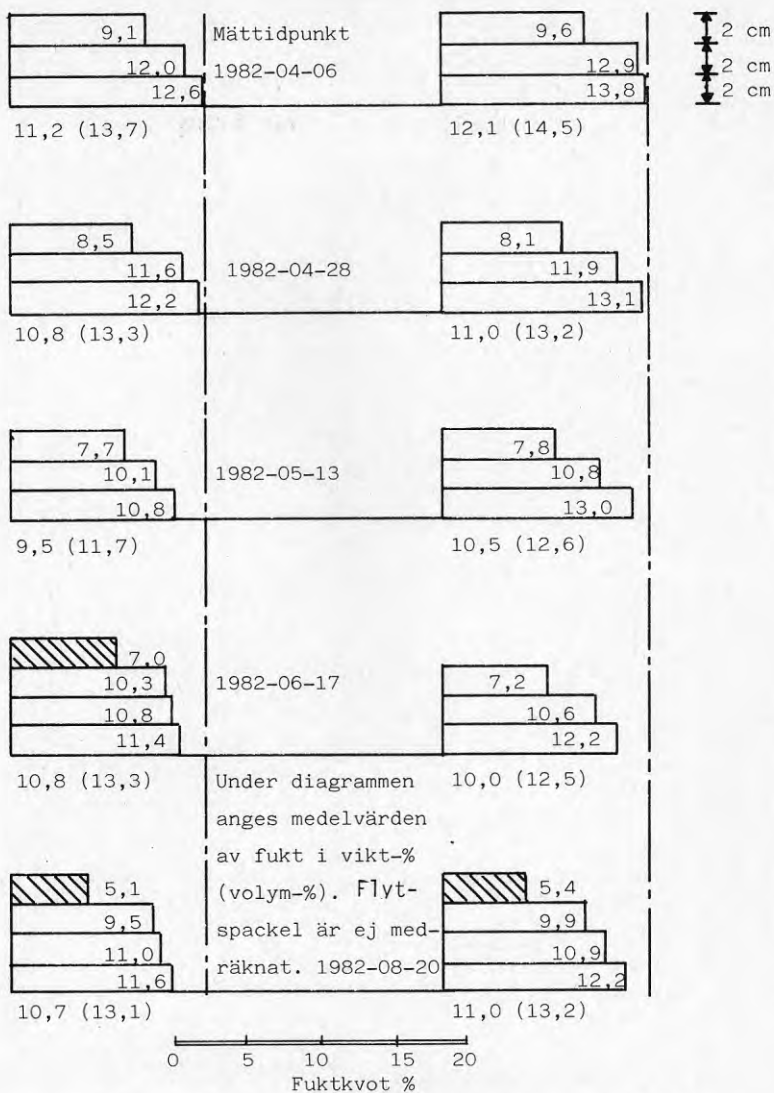
	15	96		
1982-08-02	10	93		
	15	95		




Figur 7:1 Dygnsmedeltemperatur och relativa luftfuktigheter i medelvärde per dygn uppmätta i luft på gjutplatsen (nov. 1981 - jan. 1982) och i luft inomhus (april - aug. 1982).

Bottenbjälklag

Bjälklag 1

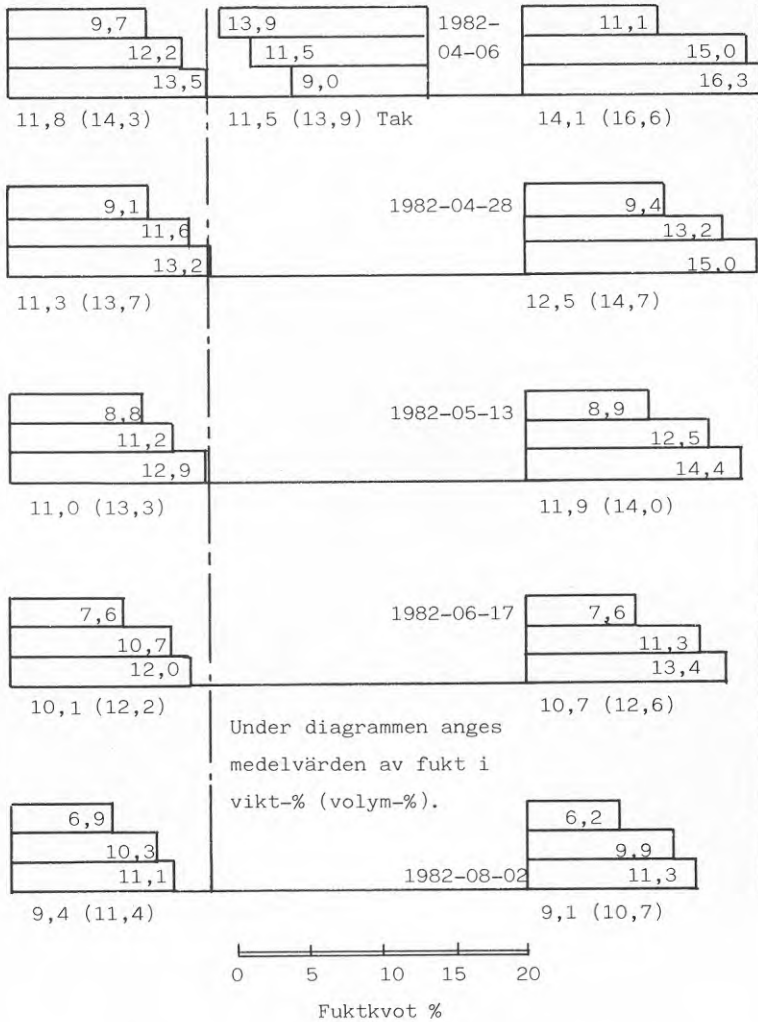


Figur 7:2a Fuktkvot vid olika djup i 3L-betong mätt på bottenplatta och bjälklag 1.

 = Flytspackelskikt

Bjälklag 2

Mättdpunkt Bjälklag 3 A

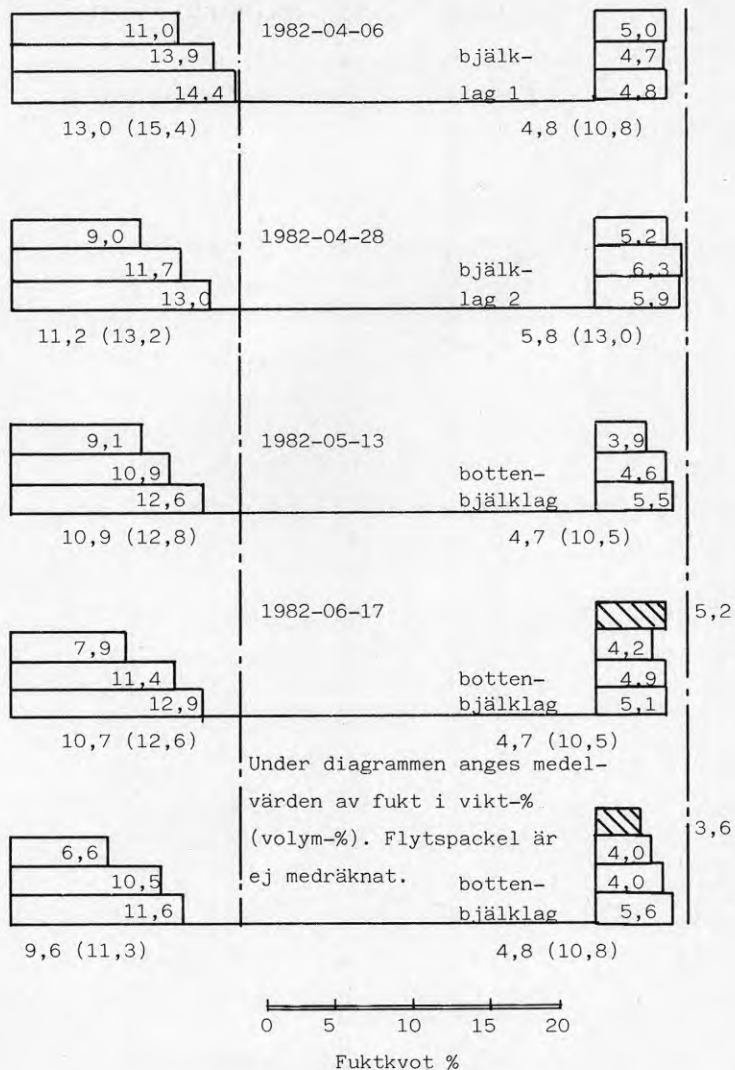


Figur 7:2b Fuktkvot vid olika djup i 3L-betong mätt på bjälklag 2 och bjälklag 3 A (A=plattcentrum).

Bjälklag 3 B

Mättidpunkt

Vanlig betong



Figur 7:2c Fuktkvot vid olika djup i 3L-betong mätt på bjälklag 3B (B=vid yttervägg)

= Flytspackelskikt

7.6 Bearbetning och kommentarer till resultat

Temperaturen och relativa luftfuktigheten har registrerats under två perioder nämligen under gjutningstider av bjälklag 2,3 och 4 samt under den tid då bl a ytterväggarna hade uppförts, figur 7:1.

Under de två sista gjutmånaderna var lufttemperaturen i stort sett under noll och relativa luftfuktigheten var högre än 70%. Uttorkningen av betongen får bedömas som obefintlig, snarare tvärtom då nederbörd sannolikt gav sitt bidrag till ökande fukttinnehåll. Under vår- (april) och sommarmånaderna (maj-aug), bedömning efter inomhusklimatet, då torkning förväntades kunna äga rum låg relativa luftfuktigheten på över 60% under tre av fyra månaders tid. Fuktförhållandena tyder dock endast på att uttorkningsmöjligheterna har varit ganska moderata.

Fuktkvotens variation med tiden har beräknats för såväl 3L-betong som vanlig betong för djupet 0-6 cm räknat från golvytan och nedåt. Som tiden noll räknas gjutdagen, figur 7:3. Fuktkvoten har sedan omräknats till volym-% med användning av uttrycket

$$v_w = \frac{\gamma_{btg}}{\rho_w} \cdot \frac{\mu}{1+\mu}$$

där γ_{btg} = betongens skrymdensitet med fuktkvoten μ
 ρ_w = vattnets densitet.

Uttorkningsförloppen framgår av figur 7:4. För bottenbjälklag (B0), bjälklag 1 (B1) och vanlig betong har kurvorna på slutet en uppåtgående tendens som anger att fukttinnehållet har ökat. Ökningen av fukt beror på att golvet belagts med flytspackel som avger vatten till underliggande betong.

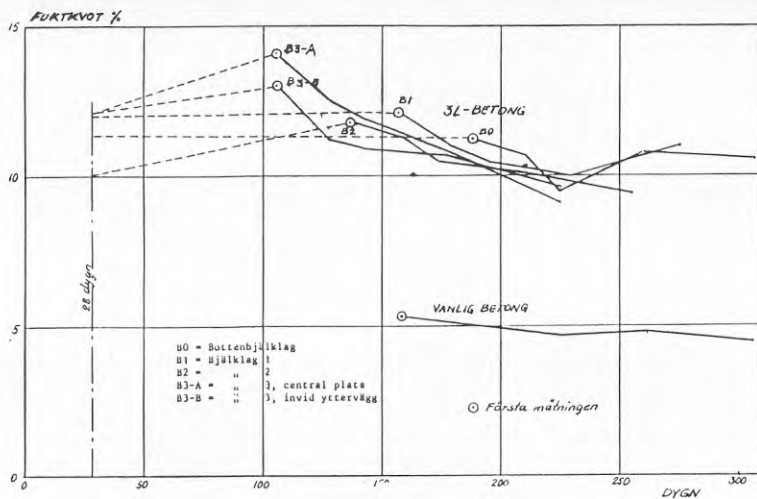
Skillnaden i fukttinnehåll mellan 3L-betong och vanlig betong räknat på volymen tycks vara högst 3 volym-% eller 30 l vatten per m³ betong. I princip kan denna fuktskillnad förklaras med

att lättballasten innehåller en viss mängd vatten, medan vanlig ballast inte kan innehålla vatten. Av fukttinnehållskillnaden kan man då uppskatta att ballastens fuktkvot i betongen är omkring 7,0 - 7,5%, vilket kan vara ett rimligt värde. Fuktkvotens medelvärde för totala ballasten före gjutningen var något mer än 13%.

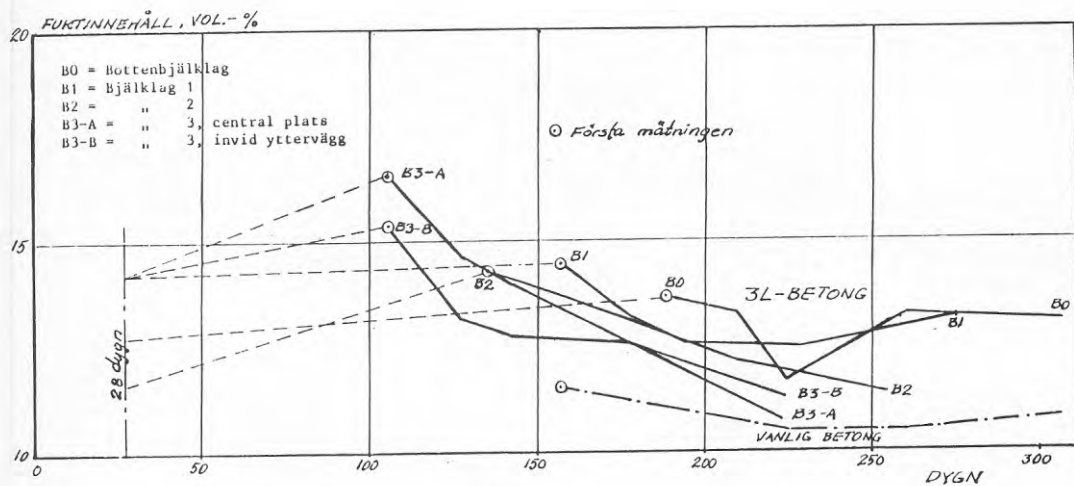
Vidare tycks uttorkningen av 3L-betongen kunna ske snabbare än för vanlig betong. För fuktkvoterna och fukttinnehållet vid 28-dygn har utnyttjats de värden som uppmätts vid 28-dygnsprovning av betongkuber. 28 dygnsvärdena har visat att vatten på i medeltal 45 kg har uttorkats under normallagring, dvs omkring 3,5 viktprocent. Av figur 7:3 och 7:4 framgår att 3L-betongen har absorberat en del fukt, 1,5 - 3 vikt-%, från omgivningen exempelvis nederbörd. Detta kan konstateras om man tar hänsyn till kemiskt uppbundet vatten på omkring 5 - 6 vikt-%.

Bestämning av relativa luftfuktigheten i betongen har gett värden som i samtliga fall legat över 90%. Vid sista mätningen, ungefär 310 dygn efter betonggjutningen, var relativa luftfuktigheten på 10 cm djup 93% och på 15 cm djup 95%, tabell 2. Mätvärdena får i princip gälla för de fuktförhållande som råder strax innan mattor läggs in.

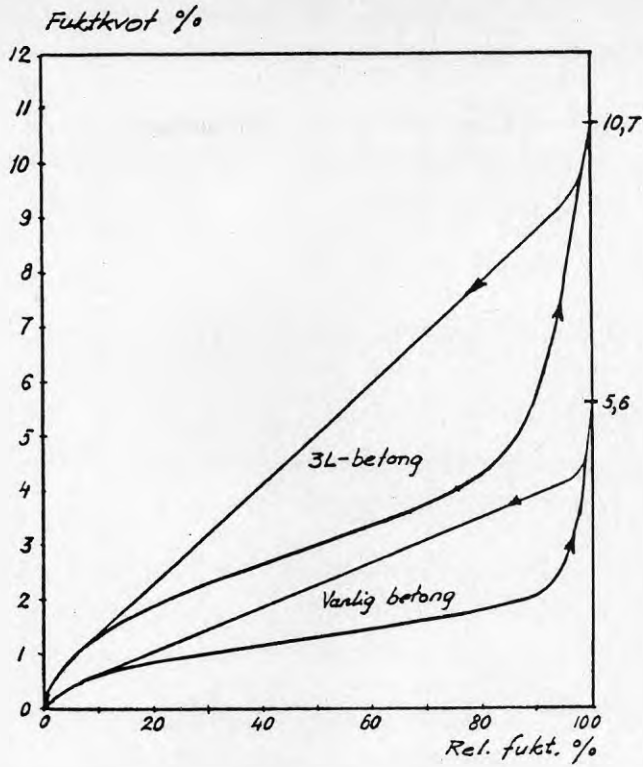
Sambandet mellan relativa luftfuktigheten och fuktkvoten vid jämvikt för 3L-betong och vanlig betong har teoretiskt beräknats enligt metoder beskrivna av S.G. Bergström och L. Ahlgren 1969, figur 7:5. För 95% relativa luftfuktighet kan i diagrammet för 3L-betong avläsas på desorptionskurvan fuktkvoten 9,2% medan uppmätt är 10,7%. I detta område är värdena dock osäkra till följd av att punkten för 100% relativa luftfuktigheten i verkligheten är omöjlig att fastställa. Detta gäller även för vanlig betong. Med stor sannolikhet ligger jämviktsfuktkvoten för 60% relativ luftfuktighet mellan 3,5 och 6% för 3L-betong och mellan 1,5 och 2,5% för vanlig betong. Den tid det tar för att vid uttorkning uppnå dessa fuktkvoter är omöjlig att förutsäga eftersom så många faktorer inverkar. Det är troligt att torkningsprocessen för byggfukt pågår under många år.



Figur 7:3 Fuktkvot i medelvärde för området 0-6 cm räknat från golvytan för 3L-betong och vanlig betong.



Figur 7:4 Fukttinnehåll i volym-% för området 0-6 cm räknat från golvytan för 3L-betong och vanlig betong.



Figur 7:5 Desorptions- och absorptionsisotermer för 3L-betong och vanlig betong.

7:7 Sammanfattning

Under uppförande av tillbyggnad till Kungsbacka stadshus har genomförts fukt- och temperaturmätningar i betong och omgivningsluft i samband med betonggjutning av bjälklag i 3L-betong. Som jämförelse har även utförts mätningar på vanlig betong. Mätningarna har bestått av att registrera lufttemperatur och relativa luftfuktigheter på byggplats och inomhus under betonggjutningen och efteråt under en del av byggtiden. Fuktbestämningar vid olika tidpunkter har gjorts dels genom uttagning av prov på betongmaterialet dels genom mätning av relativa luftfuktigheten i 3L-betongen på olika djup med hjälp av insticksgivare. Man kan konstatera att de klimatiska förhållandena på byggplatsen under tiden september 1981 till februari 1982 då betonggjutningar ägde rum var utöver de normala vad beträffar regnintensitet och låga vintertemperaturer.

Vidare hade inga exceptionella åtgärder vidtagits. Förhållandena på byggplatsen kunde i princip anses som gängse vanliga för byggplatser i allmänhet. Fuktförhållandena i bjälklagsbetongen hade särskilt intresse för val av lämplig tidpunkt för utläggning av flytspackelmassa och efterföljande mattläggning.

Det kan konstateras att fuktkvoterna för 3L-betongen i jämförelse med vanlig betong är något mer än dubbelt så stora som för vanlig betong. Men använder man i stället volyminnehållet av fukt i stället för massa blir skillnaderna mindre. Den beräknade skillnaden kan framförallt förklaras av fukten i lättballasten som vid detta byggtillfälle var oacceptabel hög. Hade fukten varit mindre och inte större än de från början rekommenderade hade ingen skillnad uppstått efter några månaders uttorkning då 3L-betong knappast uttorkar i långsammare takt än vanlig betong.

Slutligen kan konstateras att större ansträngingar verkligen är behövliga på byggplatser för att åstadkomma skydd mot nederbörd och bättre uttorkningsförhållanden även om byggtiderna är pressade.

7:8 Litteratur

Bergström, S.G. & Ahlgren, L. Beräkning av absorptionstermer för betong. Nordisk Betong Nr. 2, 1969.

VIDHÄFTNING MELLAN 3L-BETONG OCH FLYTSPACKEL

8:1	BAKGRUND	182
8:2	BESKRIVNING AV FÖRSÖK	182
8:2.1	Materialdata	182
8:2.2	Provkroppar	182
8:2.2.1	Provningsutförande	184
8:3	PROVNINGSRESULTAT	184
8:3.1	Beskrivning av brotten	184
8:3.2	Sammanställning av resultaten	185
8:3.4	Luftblåsor i spackelytorna	186
8:4	SLUTSATSER	187

8. VIDHÄFTNING MELLAN 3L-BETONG OCH FLYTSPACKEL

8.1 Bakgrund

Sedan några år tillbaka har självnivellerande flytspackel för golv fått allt större användning. Den har utnyttjats för avjämnning av såväl platsgjutna som prefabricerade golv i normalbetong och gasbetong. Vid upphandlingen av Kungsbacka Stadshus beslöt projektledningen att använda flytspackel på bjälklagen på detta bygge. Då man beslöt att byta ut normalbetongen med 3L-betong uppstod frågan om vidhäftningen mellan flytspackel och 3L-betongen var tillräckligt bra och om lufthalten i 3L-betongen skulle medföra blåsbildning i spackelytan. Den forsknings- och uppföljningsgrupp som bildades beslöt att göra studier för att fastställa om det var lämpligt att kombinera flytspackel och 3L-betong. Försöken utfördes först i laboratoriebetingelser av Betongbyggnad, och senare på bjälklagen i det nästan färdiga bygget av Byggnadsmaterial, Chalmers tekniska högskola.

8:2 BESKRIVNING AV FÖRSÖK

8:2.1 Materialdata

3L-betongen i plattan hade densiteten 1200 kg/m^3 och tryckhållfastheten 13,3 MPa fastställd på 150 mm kuber vid 9 dygns ålder. Normalbetongen hade hållfastheten 23 MPa vid 28 dygns ålder. Enligt tillverkarens datablad har Planoroc tryckhållfastheten 20 MPa vid 28 dygns ålder, böjdraghållfastheten är samma tidpunkt ungefär 5 MPa.

8:2.2 Provkroppar

För försöken användes plattor i normal- och 3L-betong som tidigare utnyttjades för genomstansningsförsök. Plattorna delades in i tre olika stora områden som inte hade skadats vid tidigare försök.

Plattorna rengjordes noggrant enligt de instruktioner som Cementa AB utarbetade för läggning av planoroc. Ytorna primades med Nivo-plast 0, 1 respektive 2 gånger enligt samma instruktioner. Någon timme efter den senaste primningen fördelades planoroc-massan på betongplattorna. Skiktjockleken var ca 10 mm och temperaturen i lokalen var ca 18° C.

Efter ca två veckor borrades 3 st ca 50 mm djupa spår i vardera delområdet, se fig 8:2.1. Detta gjordes för att få en väldefinierad yta för dragförsöken. På överytorna limmades med epoxilim runda stålplattor med samma diameter som borrar snitten. Stålplattorna med tjockleken 15 mm hade iskruvade dragfästen.

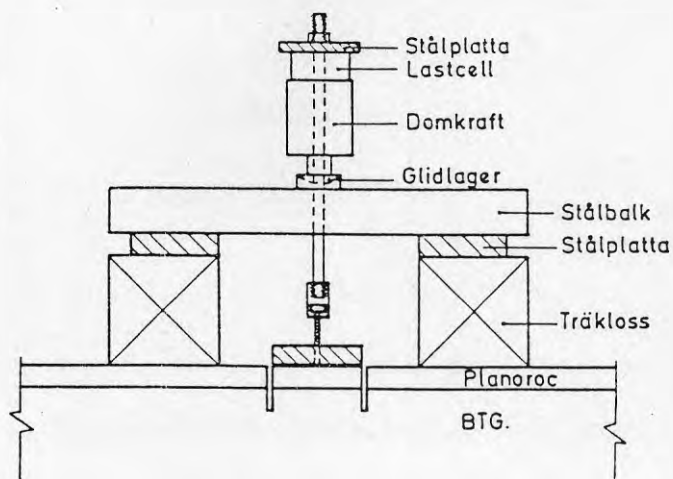


Fig 8:2.1 Schematisk skiss av provrigg.

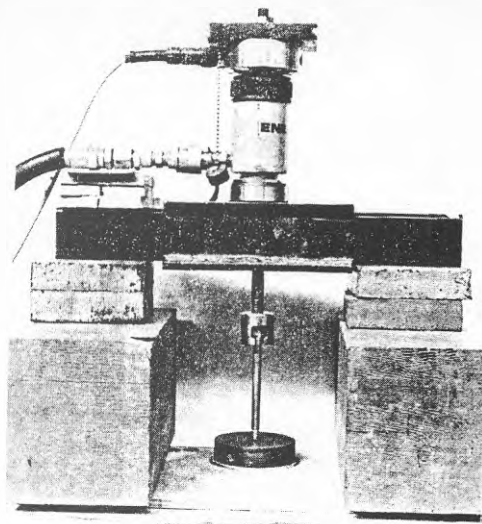


Fig 8:2.2 Bild av provningsrigg

8:2.2.1 Provningsutförande

Sedan dragbultens huvud förts in i hylsan centrerades riggen noggrant för att undvika snedbelastning. Lasten påfördes långsamt upp till brott. Enbart lastvärden uppmätt med lastcell registrerades, dels på en digitalvoltmeter, dels på en xy-skrivare.

8:3 PROVNINGSRESULTAT

8:3.1 Beskrivning av brotten

I samtliga fall kom som väntat brotten mycket plötsligt.

I samtliga dragprov med normalbetong som underlag för flytspacklet skedde brottet i ytan mellan spackel och betong, oberoende av antalet primningar.

I 3L-betongförsöken - med två undantag i ytor utan primning - skedde brottet i 3L-betongen och inte i primningsskiktet. Vidhäftningen var alltså starkare än betongens draghållfasthet.

8:3.2 Sammanställning av resultaten

Nr	Last [kN]	Påkänning [MPa]	Kommentar
1	7,4	0,94	Ingen primning
2	7,5	0,94	" "
3	7,9	1,0	" "
4	4,9	0,62	1 primning
5	6,65	0,85	" "
6	6,6	0,84	" "
7	7,0	0,89	2 primningar
8	6,8	0,86	" "
9*	-	-	-
10	5,24	0,67	Ingen primning
11	2,75	0,35	" "
12	3,65	0,46	" "
13	1,8	0,23	1 primning
14	2,3	0,29	" "
15	4,4	0,56	" "
16	10,3	1,31	2 primningar
17	11,2	1,43	" "
18	11,4	1,45	" "

* Nr 9 var skadad innan så att den inte gick att prova

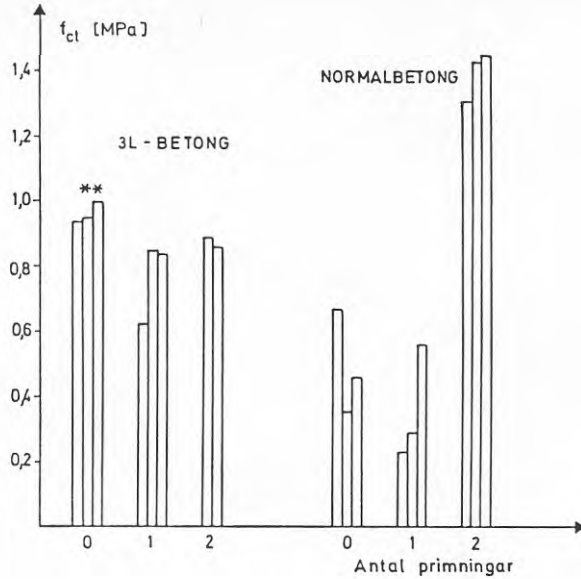


Fig 8:3.1 Sammanställning av uppmätt dragspänning vid utdragsprov på 3L- och normalbetong med flytspackel.

8:3.4 Luftblåsor i spackelytorna

Antalet luftblåsor i spackelytorna var beroende av antalet primningar. Flest luftblåsor förekom i spackel på obehandlad betongyta, vid primningar var inga blåsor synliga. I detta avseende var det ingen skillnad mellan betongtyperna.

8:4 SLUTSATSER

God vidhäftning uppnåddes med flytspacklet planoroc på 3L-betong i laboratoriebetingelser. I de flesta fallen erhöles dragbrott i betongen, i stället för i kontaktytan mellan betong och spackel som var fallet med normalbetong. Draghållfastheten för den aktuella 3L-betongen kan enligt Berge 1981 och 1982 beräknas som

$$f_{ctm} = 0,67 \left(0,1 + 0,9 \frac{\rho}{2400} \right) f_{ccmC}^{1/3}$$

där f_{ccmC} = Tryckhållfastheten fastställt på 150 mm cylindrar

och f_{ccmK} = Motsvarande hållfasthet fastställt på 150 mm kuber vid 28 dygns ålder

$$f_{ccmC} = 0,85 f_{ccmK}$$

Med aktuella värden för den provade betongen insatt erhålls

$$f_{ctm} = 0,85 \text{ MPa vid 28 dygns ålder}$$

De utförda dragförsöken ger således en bra överensstämmelse med detta beräknade värde.

Försöken visar att för 3L-betongens del är någon primning inte nödvändig för att åstadkomma en bra vidhäftning mellan betong och spackel, kanske till följd av polymeransamling i ytan. Däremot behövs primningen för att förhindra blåsbildning i spacklet.

Vid senare provtagningar på arbetsplatsen för att fastställa betongens fukthalt gjordes även observationer av vidhäftningar mellan Planoroc och betong. Proverna mejsades ur plattan. I Inget fall erhöles vidhäftningsbrott mellan 3L-betong och Planoroc. Vid motsvarande provtagning på samma arbetsplats där bjälklagen utgjordes av normalbetong spjälkades flytspacklet loss från betongen. I några fall var vidhäftningen mycket liten.

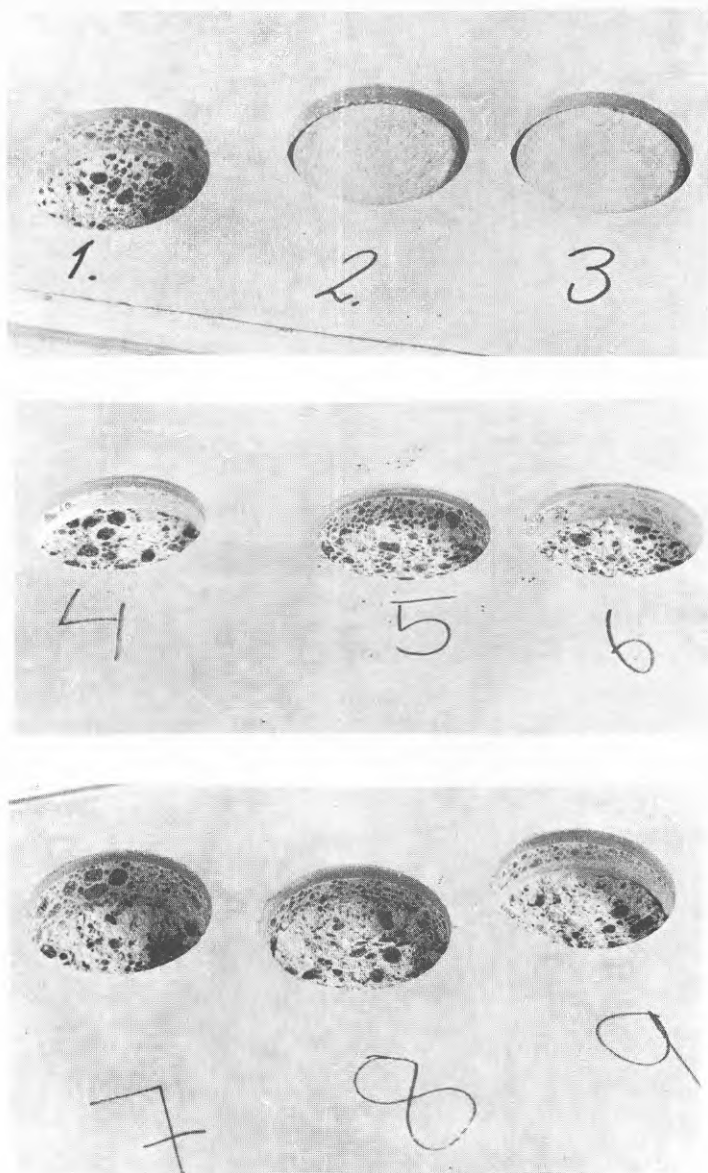


Bild 8:4.1 Brottytorna i dragproven med flytspackel på 3L-betong med 0,1 respektive 2 primningar

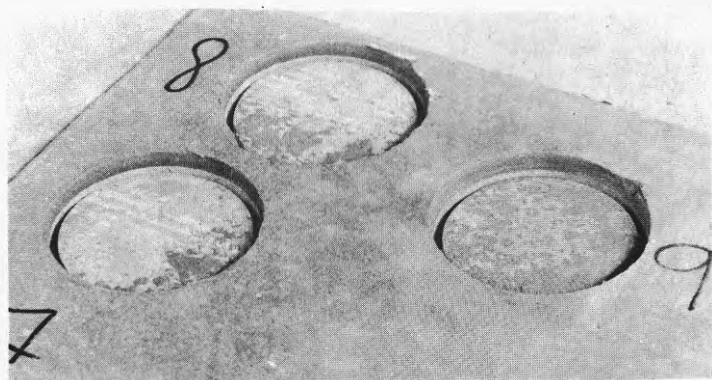
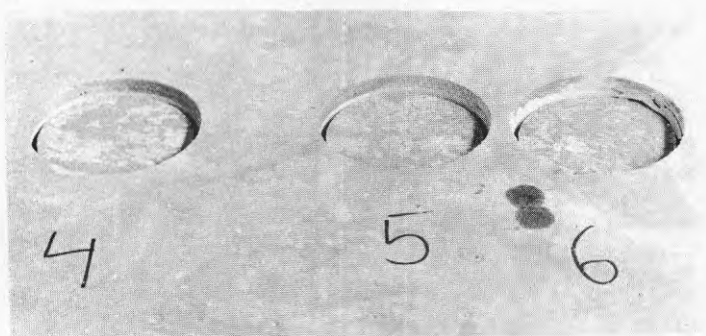
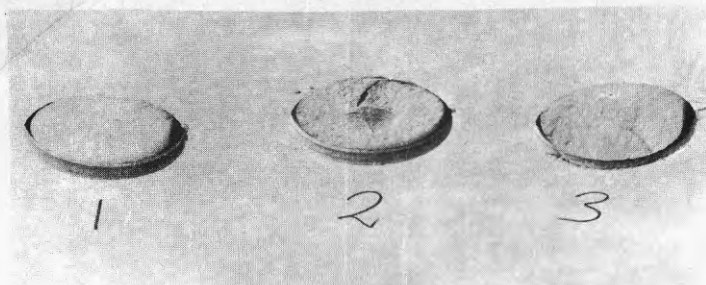


Bild 8:4.2 Brottytorna i dragproven med flytspackel på normalbetong med 0, 1 respektive 2 primningar 1-9 i figuren motsvaras av 10-18 i tabell 8:3.2

LOKAL INTRYCKNING - PRÄGLING

9:1	BEGREPPS- OCH TECKENFÖRKLARING	192
9:2	INLEDNING	192
9:3	FÖRSÖK	193
9:3.1	Förutsättningar och motivering av försöksupp- läggning och försöksprogram	193
9:3.2	Försöksprogram	194
9:3.3	Försöksbeskrivning	195
9:4	PROVNINGSRESULTAT	197
9:4.1	Allmän beskrivning av last-intryckningskurvornas form och karaktäristiska mätvärden	197
9:5	FÖRSÖKSANALYS	199
9:5.1	Präglingsspänning	199
9:5.2	Spännings-intryckningsdeformationer	201
9:5.3	Bestående intryckning	201
9:5.4	Jämförelse med lokala tryck vinkelrätt mot fibreerna i trävirke	202
9:6	SAMMANFATTANDE SLUTSATSER	204
9:7	APPENDIX. Försöksredovisning	207

9 LOKAL INTRYCKNING - PRÄGLING

9.1 Begrepps- och teckenförklaring

Prägling: Den bestående intryckning man kan åstadkomma i ett material utan att lokal bristning uppkommer.

Bestående intryckning: Kvarblivande deformationer i materialet efter avlastning.

F	Last
f_{cck}	Karakteristisk tryckhållfasthet definierad enligt BBK 79.
f_{ccmK}	Betongens tryckhållfasthet baserad på medelvärdet av 3 st 150 mm kuber.
f_{ccmC}	Betongens tryckhållfasthet baserad på medelvärdet av våtlagrade cylindrar \emptyset 150, $l = 300$ mm.
ρ_m	Betongens densitet baserad på medelvärdet av 3 st 150 mm kuber lagrade i 20°C 50% RH.
δ	Belastningsplattans intryckning i betongplattan.
σ_1	Präglingsspänning, definierad enligt kap 9:4.

9:2 INLEDNING

Vid upphandlingen av Kungsbacka Stadshus framfördes från olika håll farhågor om att den 3L-betong som var föreskriven i bjälklagen inte skulle ha tillräckligt motstånd mot lokal intryckning - prägling - t ex av kontorsutrustning, bokhyllor.

Likaledes var det av ett visst allmänt intresse att få fast-

ställt vilka påkänningar man kan tolerera i form av stämptryck i betongens tidiga ålder, utan att behöva riskera skador på betongytorna.

BBK 79 ger regler för hur stor last som man kan tillåta utan att prägling skall inträffa. Den begränsning av det lokala trycket för att undvika prägling som avses i bestämmelserna avser konstruktionens funktion så att denna inte blir störd till följd av de lokala deformationerna. Enligt BBK 79 anses prägling inte inträffa om den lokala tryckpåkänningen i betong med vanlig ballast är $\leq 2,5f_{cc}$ och i lättballastbetong $\leq f_{cc}$. Att tryckpåkänningen för lättballastbetongens del har satts så lågt motiveras med otillräckligt försöksunderlag och av lättballastbetongens brottmekanism. Vid lokala tryck kan betongen under tryckplattan förutsättas vara i ett triaxiellt tryckt tillstånd. För normalbetongens del innebär detta att tryckhållfastheten skenbart kan ökas flerfalt, medan lättballastbetong inte uppvisar motsvarande hållfasthetsökning för betong i densitetsområdet 1000-1600 kg/m³ med lättklinkerballast. Den skenbara höjningen av hållfastheten är liten, Berge 1982.

De aktuella bjälklagen i Kungsbacka Stadshus består av en 3L-betong med tryckhållfasthet mellan 18 och 20 MPa och med en densitet ca 1300 kg/m³. Överytorna avjämnas med en flytande golvspackelmassa med tjockleken 1-2 cm. Däröver finns linoleummattor. Betongen avformas vid en tryckhållfasthet av runt 10 MPa, och för att säkerställa konstruktionen i detta skede användes ett fåtal säkerhetsstämp.

9:3 FÖRSÖK

9:3.1 Förutsättningar och motivering av försöksuppläggning och försöksprogram.

Med hänsyn till den relativt låga hållfastheten vid avformningen av pelarbjälklaget valdes att i försöken använda en betong med

tryckhållfastheten ca 10 MPa baserad på 150 mm kuber och med densiteten 1100 kg/m^3 . Denna betong hade samma sammansättning som den som kom till användning i Kungsbacka Stadshus med undantag för en avsevärt högre lufthalt, vilket innebär att cementlimmets hållfasthet var betydligt lägre. De problem som eventuellt skulle kunna uppstå i konstruktionen var således mindre och slutsatserna från dessa försök torde även vara giltiga för betong med lägre hållfasthet och betongdensitet än de som kom till användning i Kungsbacka.

Även om 3L-betongen genom sin tillsats av polymera mikropartiklar uppvisar liten ballastseparation är koncentrationen av lättballastkorn i överytan ändå större än i den övriga betongsektionen om man inte bearbetar den. Då man här skulle använda flytande golvspackel Planoroc lät man betongen vara obearbetad efter slodningen, varför överytan blev "nopprig". Försöken utfördes på likartade ytor för att åstadkomma ogynnsamma betingelser. En jämförande provning med samma yta belagd med Planoroc provades också. Av fysikaliska skäl är koncentrationen av cementpasta alltid större i betongytor som vetter mot formsidor och där är ytorna jämnare. Även en gjutunderyta belastades i försöken.

Vid belastning av ojämna betongytor har belastningsplattans styvhet och hårdhet en avgörande betydelse för intryckningen. I detta fall användes en styv stålplatta med dimensioner som anges i fig 9:3.1. Om man använder trä mellanlägg kommer kvarblivande deformationerna att bli mindre i betongen, därför att påkänningarna under plattan blir jämnare.

9:3.2 Försöksprogram

Försök	Belastn Yta [mm]	Försökstyp	Provningsställe
1	40x40	Förförsök	3L-betong, överyta
2	"	Intryckning ökande last	" "
3	"	" " "	" "
4	"	" " "	" "
5	"	Bestående intryckning	" "
6	"	" "	Planoroc på 3L-betong
7	25x25	Förförsök	3L-betong, överyta
8	"	Bestående intryckning	" "
9	"	" "	" "
10	"	" "	" "
11	"	" "	" "
12	40x40	" "	" "
13	"	" "	" "
14	"	" "	" "
15	"	" "	" "
16	"	" "	" "
17	80x80	Förförsök	" "
18	"	Bestående intryckning	" "
19	"	Intryckning ökande last	" "
20	40x40	Bestående intryckning	3L-betong, underyta
21	"	" "	" "

9:3.3 Försöksbeskrivning

Provkroppen utgjordes av en 3L-betongplatta med dimensionerna 1900x1900 mm. Denna hade tidigare använts för studier av vidhäftning mellan Planoroc och 3L-betong och vid utstansningsförsök. Bara de delar av plattan som var oskadade provades. Vidare undveks provtryckning i närheten av armeringsstängerna.

Betongen i plattan hade tryckhållfastheten ≈ 9 MPa fastställd på 150 mm kuber och densiteten 1100 kg/m^3 vid 4 dygns ålder. Betongen hade en ålder av 90 dygn vid försöken och hade lagrats i laboratoriebetingelser med ca 20°C 50% RH till denna tidpunkt. Det flytande betongspacklet Planoroc hade enligt uppgift från fabrikanter tryckhållfastheten 20 MPa. Provningsen ägde rum ca 30 dygn efter att spacklet hade applicerats på plattan.

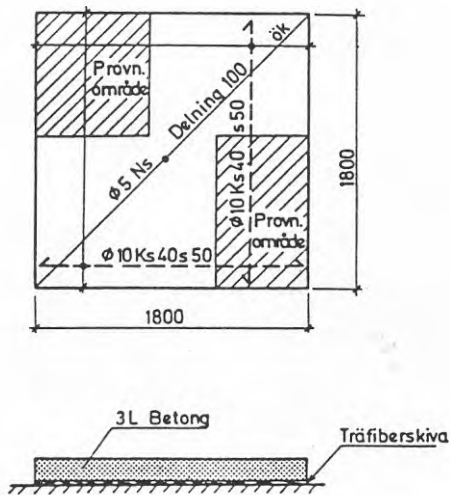


Fig 9:3.1 Provkropp med armering och belastningsställen

Deformationerna mättes mellan stålplattans överkant och betongytan ca 50 mm utanför stålplattan. Betongplattan var upplagd på betonggolvet i laboratoriet med en träfiberplatta som utjämnande mellanlägg.

Vid provningarna registrerades lastens storlek och belastningsplattans intryckning i betongen och ritades automatiskt på en skrivare. Diagrammen återges med kommentarer i bifogat appendix.

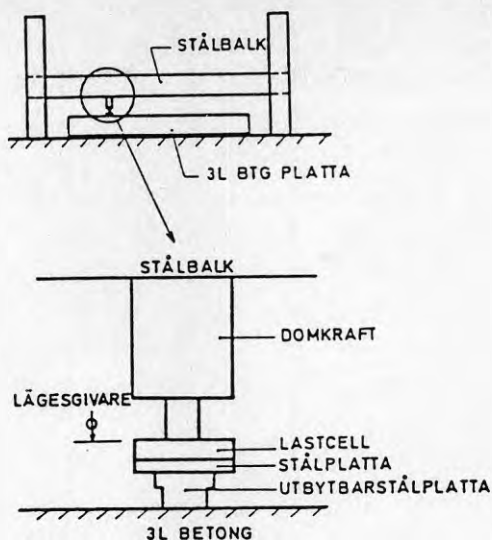


Fig 9:3.2 Provningsrigg

9:4 PROVNINGSRESULTAT

9:4.1 Allmän beskrivning av last-intryckningskurvornas form och karakteristiska mätvärden.

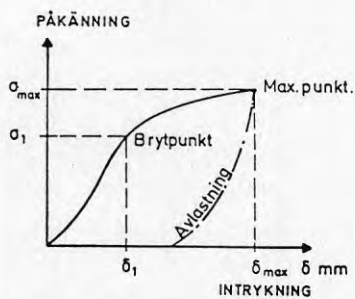


Fig 9:4:1 Schematisk bild av en last-intryckningskurva med karakteristiska mätvärden.

Last-intryckningskurvan är lätt krökt upp till påkänningen σ_1 . Elasticitetsmodulen för denna del av kurvan är svagt stigande, vilket i första hand torde bero på betongplattans ojämnheter. Efterhand som spänningen ökar kommer ojämnheter att tryckas in i betongen och den effektiva belastningsytan blir större. Detta kan även bero på att den medverkande betongarean ökar genom lastutbredning i plattan.

För belastningar över σ_1 ökar deformationerna starkt. Tryckplattan trycks mer in i betongplattan och dessa deformationer är till större delen kvarblivande, präglinglasten är nådd.

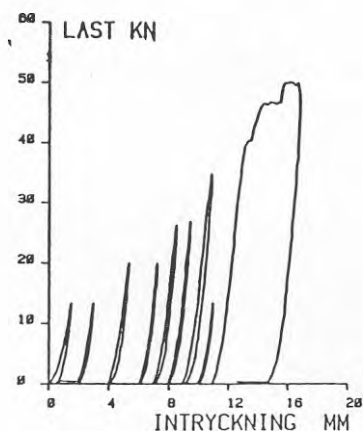


Fig 9:4.2 Uppmätt intryckning vid upprepad av- och pålastning vid olika lastnivåer. Försök nr 5

I försök nr 5 påfördes lasten till en bestämd nivå, därefter avlastades. Last påfördes sedan till samma nivå med samma hastighet och ny anlastning skedde. Detta upprepades för olika lastintensiteter. Resultatet som redovisades i fig 9:4.2 verifierar ovanstående antaganden beträffande ojämnheternas inverkan. De kvarblivande deformationerna vid påkänningar $< \sigma_1$ vid en upprepad belastning blev mycket nära noll, vilket tyder på att vid påkänningar under σ_1 kan de kvarblivande deformationerna hänföras huvudsakligen till lokalt överbelastade

ojämnheter. Detta motiverar antagandet av σ_1 som präglingsslasten.

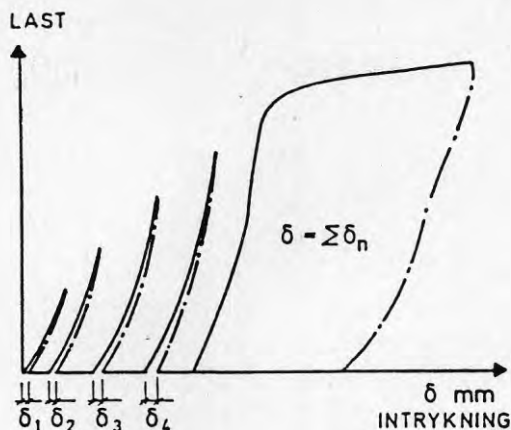


Fig 9:4.3 Bestående intryckning vid belastning på olika nivåer.

De bestående intrycken för olika påkänningar registrerades genom att man med konstant pålastningshastighet ökade lasten till ett bestämt värde, därefter avlastade man. Pålastningen upprepades för ökande påkänningar tills präglingsspänningen σ_1 nåtts. De bestående intryckningarna uppmättes ur diagram och uppritats i sammanställande diagram.

9:5 FÖRSÖKSANALYS

9:5.1 Präglingsspänning

I fig 9:5.1 återges uppmätta präglingsspänningar σ_1 i de utförda försöken enligt definition i 9:4 som funktion av belastningsytan.

Diagrammet visar att präglingsspänningen σ_1 minskar med belastningsytans storlek. Detta torde bero på inverkan av medverkande

betong utanför själva belastningsytan. Denna inverkan är större för små belastningsytor.

Fig 9:5.1 visar även att präglingsspänningen är större vid lokala tryck mot underytan av betongplattan än mot översidan. Vid lokalt tryck mot Planoroc på 3L-betongplattans översida var präglingsspänningen av samma storleksordning som mot dess formunderyta.

Medelvärde av samtliga präglingsspänningar vid lokala tryck mot 3L-betongens överyta var 18,3 MPa och 5%-fraktilen kunde bestämmas till $\sigma_{1k} = 13,6$ MPa. Om man karakteriserar lasten som korttidslast fås 5%-fraktilen för långtidslast

$$\sigma_{1k} = 0,85 \cdot 13,6 \text{ MPa} = 11,5 \text{ MPa}$$

Hållfastheten hos plattan vid provningstillfället uppskattas till $f_{cmK} = 10$ MPa. Detta motsvarar en tryckhållfasthet hos cylindrar lagrade i vatten $f_{cmC} = 7$ MPa.

Den präglingsspänning som man kan tillåta på en 3L-betongöveryta skulle följaktligen vara

$$\sigma_{1k} = 1,64 f_{cck}$$

Med hänsyn till att även större tryckplattor än de här provade kan komma till användning och till försöksunderlagets begränsning bör lokala tryckpåkänningar mot gjutöverytor begränsas till

$$\sigma_{1k} = 1,5 f_{cck}$$

Detta är mindre än vad som rekommenderas i CEB/FIP Manual for Lightweight Concrete som högsta acceptabla lokala tryckpåkänningar på lättballastbetong. En orsak till detta kan vara att provningen utfördes på en dåligt bearbetad överyta, en annan att betongens hållfasthet var extremt låg. Försöken

visar emellertid att den föreskrift som ges i BBK 79 är försiktigt vald och att en revidering här vore påkallad.

Vid lokala tryck mot släta gjutunderytter och -sidoytter (formsatta ytter) eller gjutöverytter belagda med flytspackel kan de lokala tryckpåkänningarna ökas till

$$\sigma_{lk} = 2f_{cck}$$

9:5.2 Spännings-intryckningsdeformationer

Fig 9:5.2 visar att de deformationer man kan förvänta sig vid lokal belastning är beroende av belastningsytans storlek. Detta är naturligt då ojämnheter sannolikt är större för en större belastningsplatta än för en mindre. Storleken av de uppmätta deformationerna är även en funktion av betongplattans tjocklek och av de underlag den vilar på varför några klarar slutsatser om vilka lokala deformationer under last som man kan förvänta inte kan uppställas. De uppmätta deformationerna är emellertid betydligt större än vid belastning av en betongcylinder med höjden lika med plattjockleken och med belastningsarea lika med de aktuella tryckplattorna.

9:5.3 Bestående intryckning

I fig 9:5.3 visas de bestående intryckningsdeformationerna för olika belastningsnivåer. Som väntat är deformationerna större ju större belastningsplattan är. Vidare är deformationerna märkbart mindre ju närmare betongytorna är och således minst i under- och i överytan med Planoroc-späckel. För de belastningsintensiteter som kan vara aktuella är de bestående intryckningarna mindre än 1 mm, om betongytorna varit jämn mindre än 0,3 mm.

9:5.4 Jämförelse med lokala tryck vinkelrätt mot fibrerna
i trävirke

3L-betongen kommer i en del appliceringar att ersätta trävirke. Det är därför motiverat att göra en jämförelse med detta material. Trävirke används ofta i golv varvid lokala intryckningar sker vinkelrätt mot fiberriktningen. Vid stämning av betongbjälklag i tidig ålder används ofta trä mellanlägg mellan stämp och betong.

I Madsen et al 1982 har studerats arbetskurvorna för trävirke vid lokal intryckning vinkelrätt mot fibrerna. Inverkan av fibrerna medför att hållfastheten vid lokal intryckning kan ökas jämfört med en jämnt fördelad belastning över hela provkroppen. Ökningen av intryckningshållfastheten (präglingsspänningen) är ca 100% vid virkesdimensionen 150 mm, vilket motsvarar tjockleken hos de provade plattorna i 3L-betong. Detta är ungefär samma förhållande som registrerades mellan präglingsspänning och cylinderhållfasthet hos 3L-betongen. Hållfastheten hos virket vid tryck vinkelrätt mot fibrerna är för gran och fur bara 2,5 till 3,5 MPa. Präglingsspänningen är således 2 till 3 gånger större i den provade låghållfasta 3L-betongen och 3 till 6 gånger större i en 3L-betong i hållfasthetsklassen K16, jämfört med torrt gran- eller furuvirke.

Fibrerna påverkar även intryckningsdeformationernas storlek vid lokala tryck mot trävirke. Deformationerna i dimensionerna 150 mm torrt virke enligt Madsen et al av samma storleksordning som de som uppmättes vid tryck mot den ojämna låghållfasta 3L-betongen. Vid lokala tryck mot jämna 3L-betongytor i hållfasthetsklassen K12 och K16 kan deformationerna förväntas vara 1/3 till 1/5 av motsvarande i torrt trävirke.

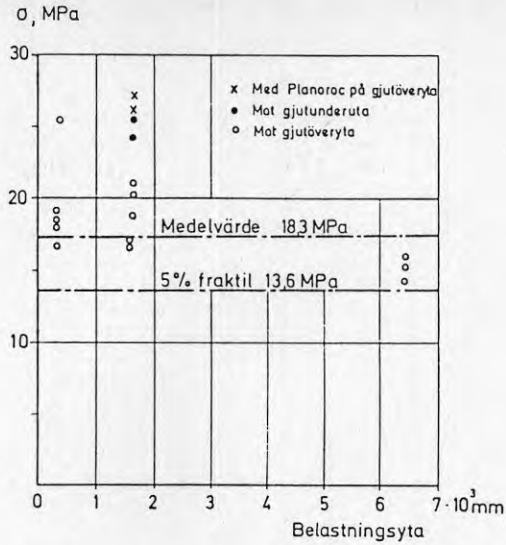


Fig 9:5.1 Präglingsspänning enligt definition i 9:4 som funktion av belastningsytan.

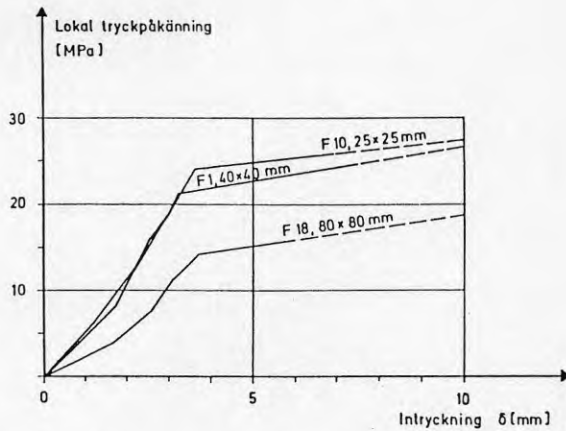


Fig 9:5.2 Sambandet mellan lokal tryckpåkänning och intryckning i 3L-betong vid olika belastningsplattstorlekar.

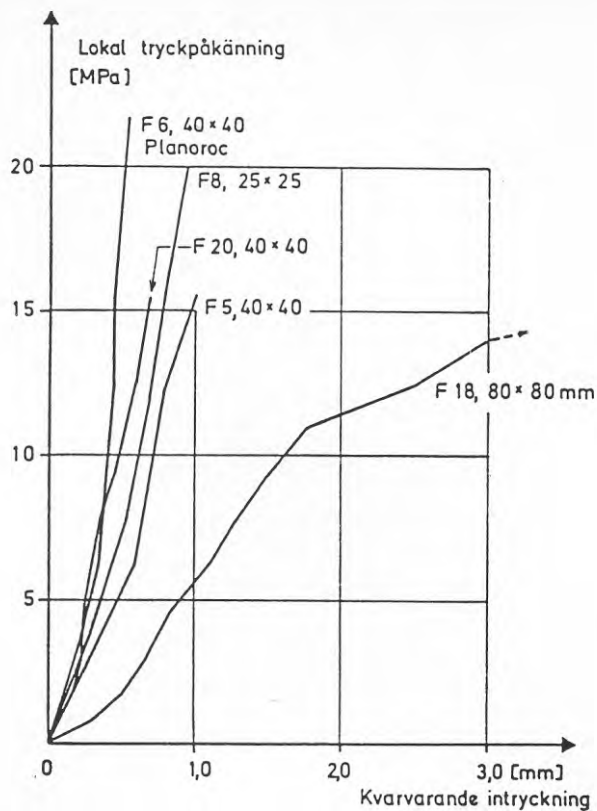


Fig 9:5.3 Sambandet mellan den lokala tryckpåkänningen och den kvarvarande intryckningen vid belastningsplattor av olika storlekar.

9:6 SAMMANFATTANDE SLUTSATSER

Försöken visar att man bör kunna acceptera en påkänning vid lokala belastningar på 3L-betong motsvarande

$$\sigma_1 = 1,5f_{cc}$$

utan att betstående intryckningar uppstår som kan störa konstruktionens funktion. Detta är 50% mer än som tillåts enligt BBK 79.

Vid tryck mot jämna ytor (formsatta ytor) eller sådana som är belagda med golvflytspackel kan präglingsspänningen sättas till

$$\sigma_1 = 2f_{cc}$$

De deformationer som utbildas under lasten är till stor del beroende av betongens ytjämnhet, av belastningsplattans styvhet och hårdhet och av dess storlek. Emellertid är dessa deformationer märkbart mindre än de som uppträder i stämp och i stämpmellanlägggen.

De bestående intrycken av en lokal belastning är små om ovanstående begränsning av lasten överhålls. Vid normal ytjämnhet och med styva belastningsplattor är den mindre än 1/2 mm i en 3L-betong i hållfasthetsklassen K8, i hållfasthetsklasserna K12 och K16 även mindre. Om man använder trä mellanlägg vid lastinföringen torde de bestående intrycken inte vara synliga.

De lokala intryck som man kan tillåta på en 3L-betongyta är 3 till 6 gånger större än man tillåter vid tryck vinkelrätt mot fibrerna i torr gran och fur. Deformationerna under lasten är i en 3L-betong med ojämn yta och i hållfasthetsklassen K8 ungefär samma som i torr gran och fur, och i hållfasthetsklasserna K12 och K16 mindre. Med de punktlaster som förekommer i bostäder och med mattor på golven torde de bestående intrycken vara märkbart mindre än i trägolvet.

REFERENSER

BBK 79, Statens Betongkommitté, Bestämmelser för betongkonstruktioner, Band 1, Konstruktion. Svensk Byggtjänst 1978.

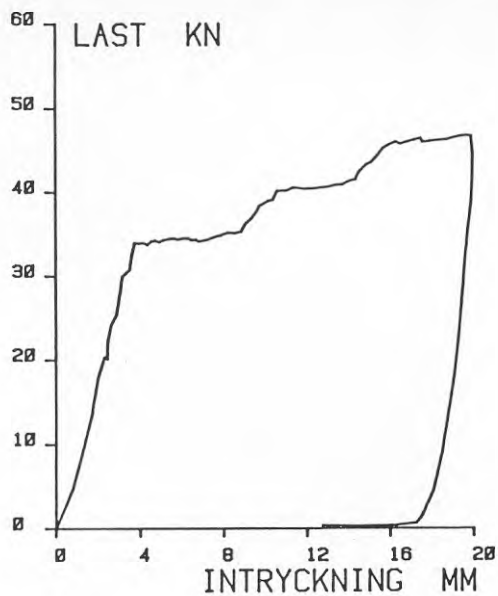
CEB/FIP Manual for Lightweight Aggregate Concrete.

Madsen B, Hoolly R F, Hall C P A, A Design Method for Bearing Stresses in Wood. Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver Canada. Publ i Canada Journal of Civil Engineering, No. 9, 1982.

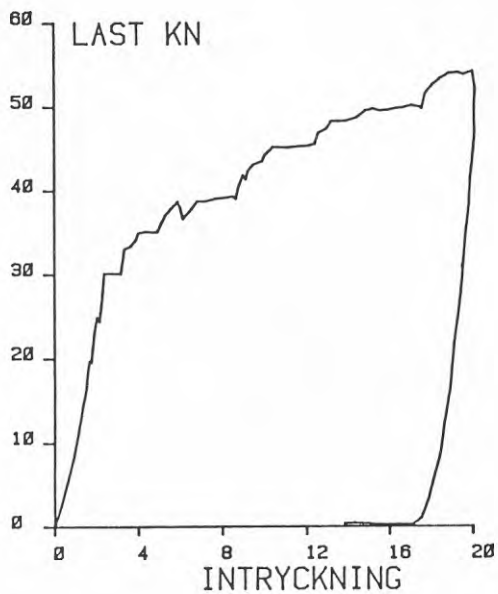
Berge O, 3L-betongen - Egenskaper i produktion och konstruktion. Byggeforskningsrådet. Rapport.

9:7 Appendix

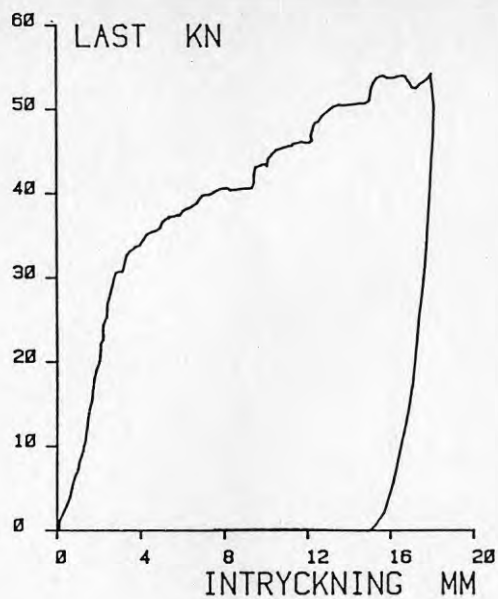
Försöksredovisning



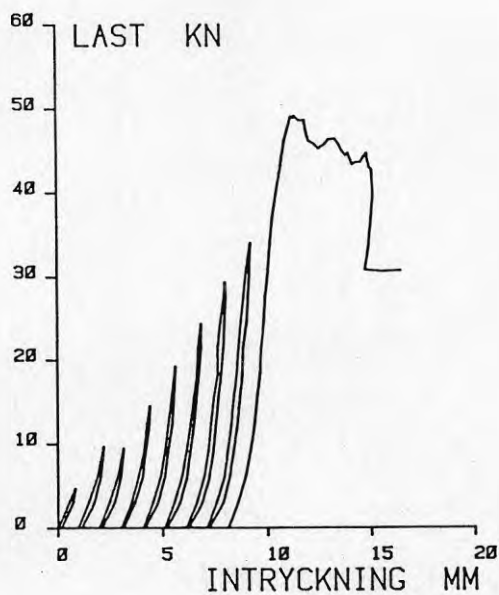
Försök nr 2



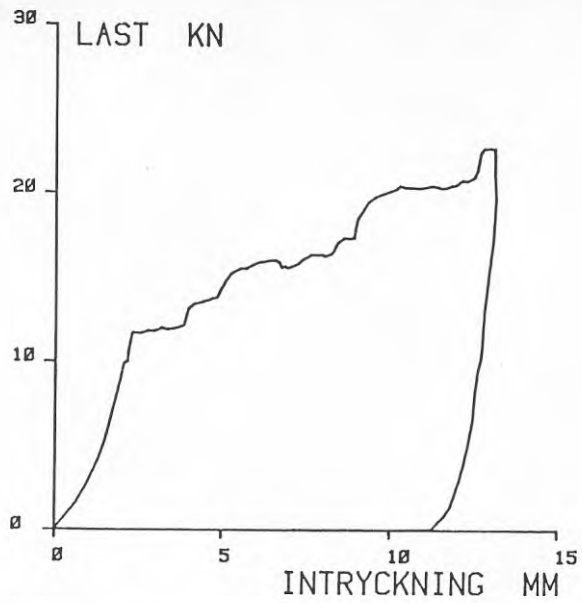
Försök nr 3



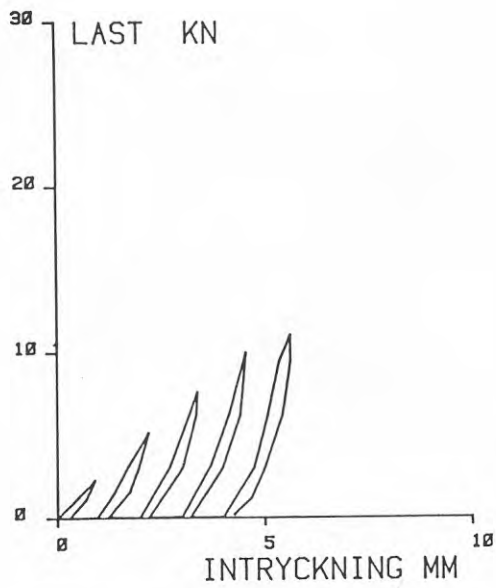
Försök nr 4



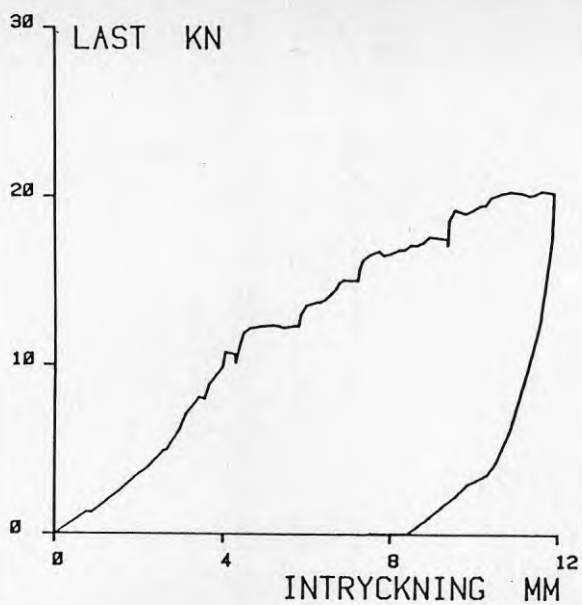
Försök nr 6



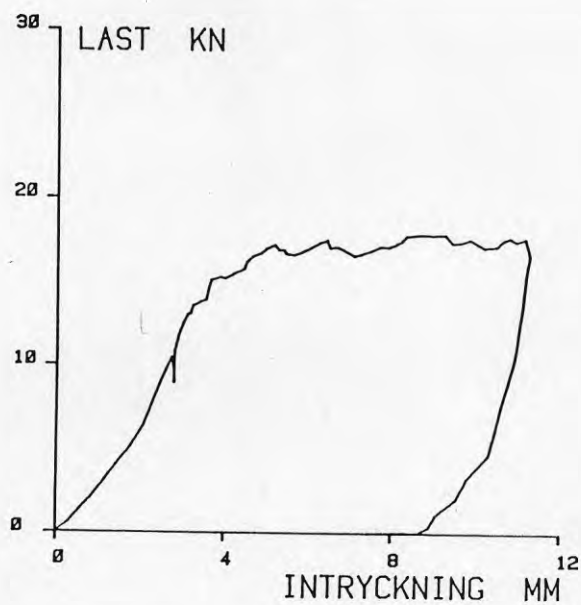
Försök nr 7



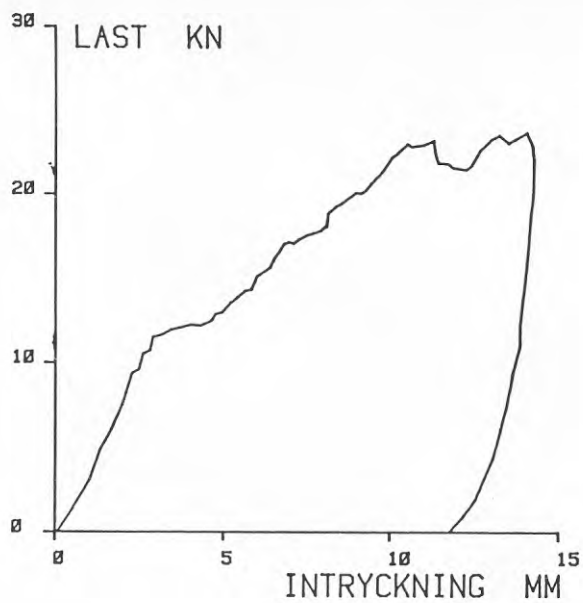
Försök nr 8



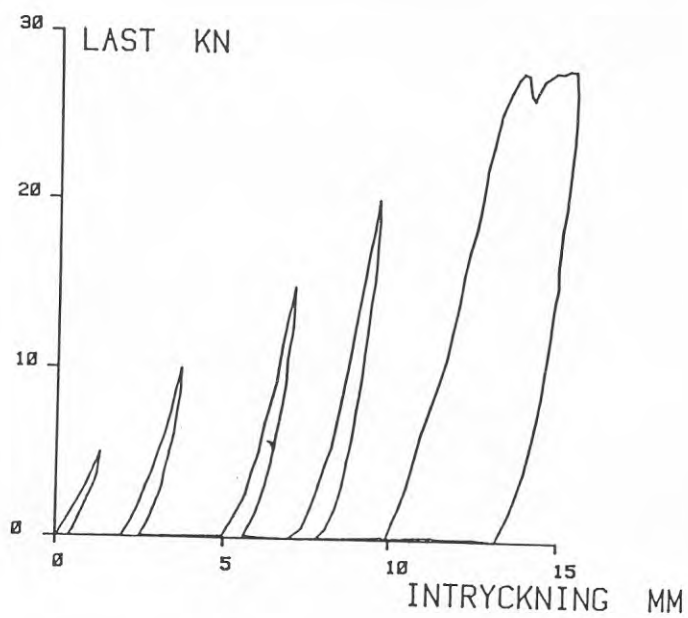
Försök nr 9



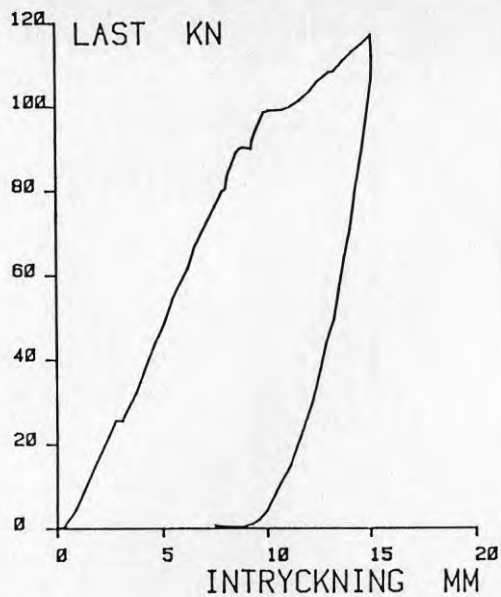
Försök nr 10



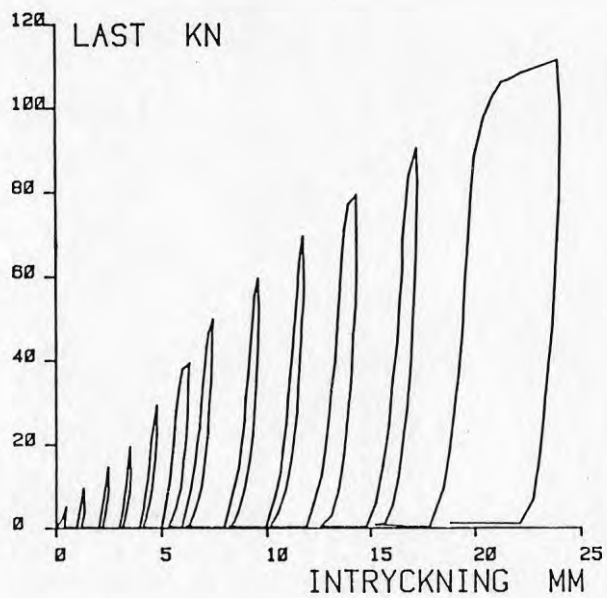
Försök nr 11



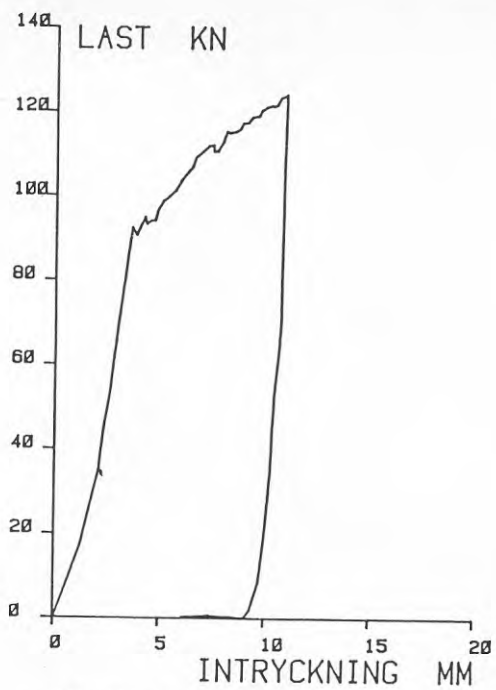
Försök nr 12-16



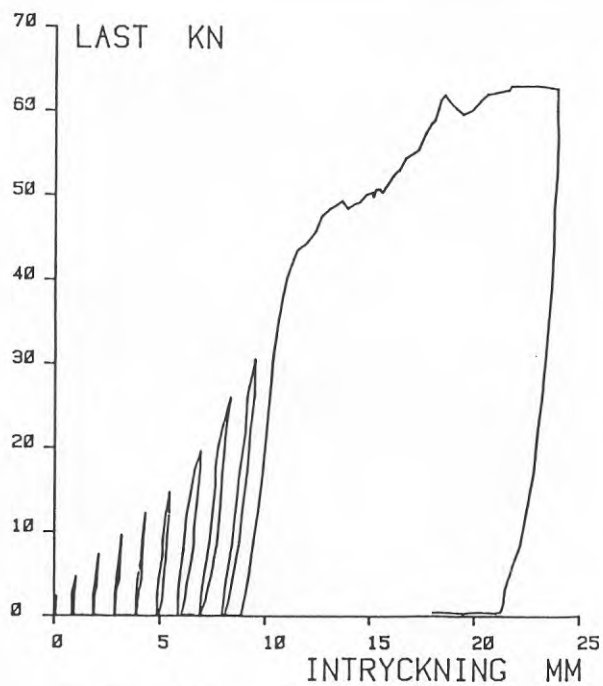
Försök nr 17



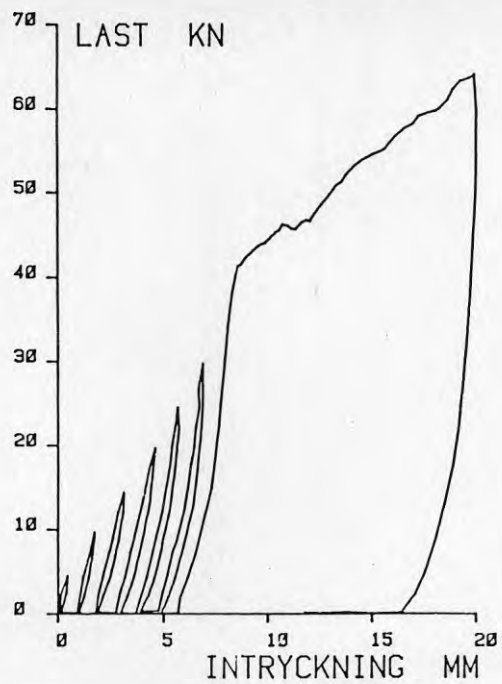
Försök nr 18



Försök nr 19



Försök nr 20



Försök nr 21

JÄMFÖRELSE STOMKOSTNAD MELLAN STANDARDBETONG OCH 3L-BETONG

Innehåll

10.2	KOMMENTARER TILL PRODUKTIONSKALKYLEN	218
10.3	SAMMANSTÄLLNING AV KOSTNADER	219
10.4	STRUKTURPLAN ÖVER STOMBYGGNADSARBETENA	220
10.5	PRODUKTIONSKALKYL FÖR STANDARDBETONG	221
10.6	PRODUKTIONSKALKYL FÖR 3L-BETONG	233
10.7	TIDPLAN	245
10.8	JÄMFÖRANDE BERÄKNINGAR MELLAN 3L- OCH STANDARD- BETONG	246
10.8.1	TRANSPORTKOSTNADER BETONGMASSA	246
10.8.2	GJUTNINGSKAPACITET	247
10.8.3	INFÄSTNING REGLAR I BJÄLKLAG	248
10.8.4	INFÄSTNING INSTALLATIONER	249

10.1 10. JÄMFÖRELSE STOMKOSTNAD MELLAN STANDARDBETONG OCH 3L-BETONG

Kostnadsjämförelsen mellan standard och 3L-betongen har utformats som produktionskalkyl för de båda alternativen. Till grund för dessa produktionskalkyler ligger en strukturplan som redovisar de i stombyggnaden ingående aktiviteterna och deras koppling till varandra.

I produktionskalkylerna redovisas för de i aktiviteterna ingående arbetena mängd, materialkostnad och tidåtgång. Vid framtagning av materialpriserna har s k katalogpriser använts, d v s hänsyn till rabatter beroende på företag, objektsstorlek, transporter och liknande har ej gjorts. Normal åtgångsfaktor har inbakats i materialpriset. Vid prissättning av arbetstiden har ej medräknats de s k gemensamma kostnaderna för arbetsledning, maskiner, bodar, utrustning etc utan dessa har bakats in i timkostnaden som är 120 kr. KBAB har hjälpt till med materialpriser samt haft synpunkter på enhetstiderna, förutom på betongpriserna som tillhandahållits av SABEMA och formkostnaden som beräknats tillsammans med Hünnebecks personal. Att priserna varierar så mycket på formkostnaden beror dels på att man kan ha glesare mellan ströreglar och stämp dels att man kan klara sig med mindre form på grund av den korta härdningstiden för 3L-betong.

Produktionskalkylen för standardbetong redovisas i bilagorna 1-12 och för 3L-betong i bilagorna 14-25.

För att materialet skall bli fullständigt ur planeringssynpunkt har dessutom en tidplan med tillhörande arbetskraftsplan framtagits. Denna redovisas i bilaga 26.

10.2 KOMMENTARER TILL PRODUKTIONSKALKYLEN

I beräkningarna har ej gjorts några spekulationer om vad som skulle kunna vinnas med kortare byggtid genom maximal ut-

nyttjning av 3L-betongens kortare härdningstid. De förutsättningar som gäller för beräkningen är att entreprenören har en kontraktstid för hela objektet. I denna kontraktstid planeras viss tidsåtgång för stombyggnaden och entreprenören anpassar sina resurser för att klara denna tidsåtgång.

10.3 SAMMANSTÄLLNING AV KOSTNADER

Kostnadsökningar

- Prisskillnad mellan 3L-betong och standardbetong	444 000
(3L-btg 562:-/m ³ , Std-btg 298:-/m ³)	
Summa kostnader	<u>444 000</u>

Avgående kostnader

- Mindre armeringsmängd för 3L-betong alt.	122 000
- Lägre formkostnad för 3L-betong alt.	56 000
- Mindre timåtgång för 3L-betong alt.	128 000
- Lägre transportkostnad för 3L-betong alt.	16 000
- Ökad gjutkapacitet för 3L-betong alt.	17 000
- Förenklade infästningar	20 000
- Förenklad grundbeläggning (varav pålning 170 000)	235 000
Summa avgående kostnader	<u>594 000</u>

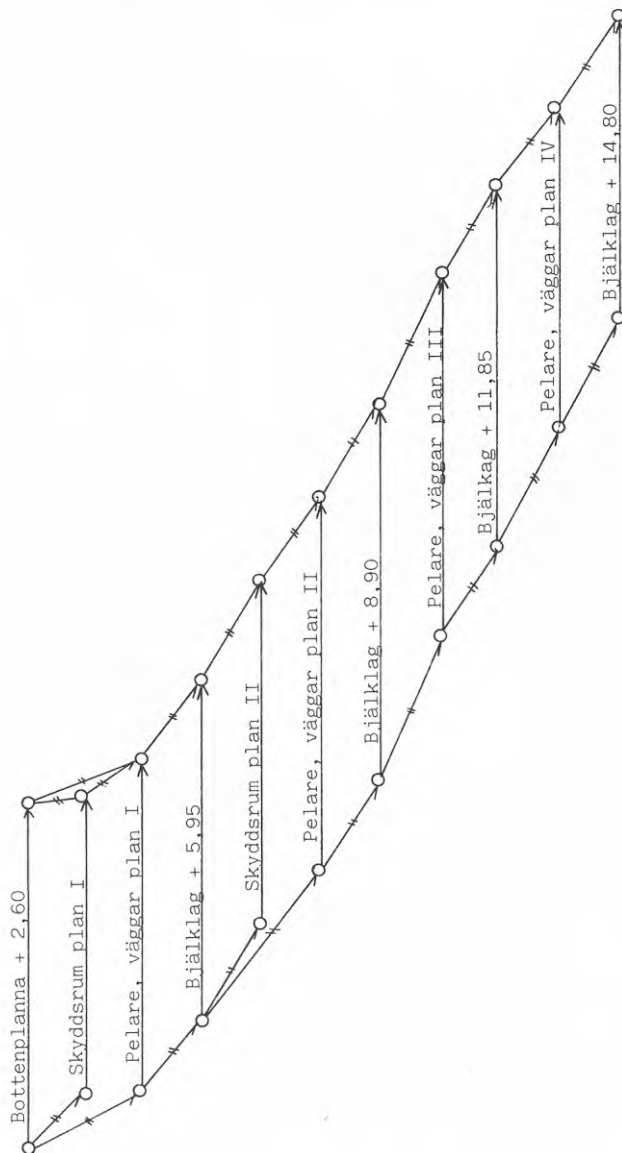
Total besparing	150 000
-----------------	---------

Bland övriga ej beräkningsbara fördelar kan nämnas att arbetsstyrkan kan minskas med 1-2 man.

10.4

KUNGSBACKA STADSHUS

Strukturplan över stombyggnadsarbetena



10.5 SAMMANSTÄLLNING PRODUKTIONSKALKYL STANDARDBETONG.

AKTIVITET	MTR-KOSTN	ARBETSKOSTNAD		TOTALKOST
	KRONOR	TIM á 120:-	KRONOR	KRONOR
Bottenplatta + 2.60	264 048	996	119 520	383 568
Skyddsrum plan I	32 250	375	45 000	77 250
Pelare, väggar plan I	46 756	647	77 640	124 396
Bjälklag + 5.95	248 140	1 318	158 160	406 300
Skyddsrum plan II	28 296	335	40 200	68 496
Pelare, väggar plan III	36 118	538	64 560	100 678
Bjälklag + 8.90	199 598	1 107	132 840	332 438
Pelare, väggar plan III	38 228	571	68 520	106 748
Bjälklag + 11.85	201 658	1 085	130 200	331 858
Pelare, väggar plan IV	17 790	278	33 360	51 150
Bjälklag + 14.80	112 195	599	71 880	184 075
SUMMA	1 225 077	7 849	941 880	2 166 957



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPÅNERING AB
Morängslätt 5 B Tel. 031-84 04 10
416 71 Göteborg

Ordernr Std	Objekt Stadshus, Kungsbacka	Sida Bilaga 6
Datum		Sign TO
		Koll

MÄNGDKOSTNADER

AKTIVITET	1 MATERIAL										3 KOLLEKTIV ANST.					ANM.
	Lini	Mängd	Enh	Åtgångs- lsta	Gr	Kod	Kr/enh	Belopp	Belopp	E	h	E	h	E	h	
SKYDDSRUM PLAN II																
		TRPT														
1		Formning väggar	178	m ²			18	3 204		0.8	142	0.2	36			
2		Armering väggar	1.5	ton			3180	4 770				24	36			
3		Montering Nsd 91/78	1	st							5					
4		Montering reservutgång	1	st							2					
5		Montering stegjärn	6	st							3					
6		Montering ventiler	2	st							2					
7		Gjutning väggar	31	m ²			298	9 238				0.9	28			
8		Formning bjälklag	56	m ²			31	1 736		0.5	28	0.2	11			
9		Armering bjälklag	1.0	ton			3180	3 180				20	20			
10		Gjutning bjälklag	18.5	m ²			298	5 513				0.5	9			
11		Montering avstängare	35	m			8	280		0.3	11		2			
12		Armeringsspecifikation	2.5	ton			150	375								
13		SUMMA/TRPT						28 296			193		142			



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
 Morängatan 5 B Tel. 001-84 04 10
 416 71 Gölleborg

MÄNGDKOSTNADER

Ordernr: Std Datum
 Objekt: Stadshus, Kungsbacka
 Sida: Bilaga 7
 Sign: 10
 K: 00

L:tt	AKTIVITET	TRPT	1 MATERIAL				3 KOLLEKTIV ANST.				ANI								
			Mängd	Enh	Aligga- tal	Gr	Kod	K'enh	Belopp	E		h	E	h	E	h			
	PELARE, VÄGGAR PLAN II																		
11																			
12	Formning pelare P3	7 st							80					3.0	21				
13	P6	24 st						80						3.0	72				
14	P8	8 st						80						3.0	24	0.5		22	
15	P14	1 st						80						3.0	3				
16	P15	1 st						80						3.0	3				
17																			
18	Armering pelare	3.4 ton						3180								45		153	
19																			
20	Gjutning pelare	8.6 m3						314								3		26	
21																			
22	Formning väggar	292 m2						18						0.4	117	0.1		29	
23																			
24	Armering väggar	2.0 ton						3180								25		50	
25																			
26	Gjutning väggar	22 m3						314								0.8		18	
27																			
28	Armeringsspecifikation	5.4 ton						150											
29																			
30																			
31																			
32																			
	SUMMA/TRPT														240			298	
																36 118			



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
 Moröngatan 5 B Tel. 031-84 04 10
 416 71 Göteborg

Ordernr: Stad Datum
 Objekt: Stadshus, Kungsbacka
 Sidnr: Bilaga 9
 Sign: TO
 Koll:

MÄNGDKOSTNADER

L:II	AKTIVITET	Mängd	Enh	Anskaffnings- läst	1 MATERIAL					3 KOLLEKTIV ANST.					ANM.		
					Gr	Kod	Krienh	Belopp	Belopp	E	h	E	h	E		h	
	TRPT																
	PELARE, VÄGGAR PLAN III																
11																	
12	Formning pelare P3	5	st				80		400		3.0	15					
13	P6	24	st				80		1 920		3.0	72					
14	P8	12	st				80		960		3.0	36	0.5	23			
15	P14	1	st				80		80		3.0	3					
16	P15	1	st				80		80		3.0	3					
17	P16	2	st				80		160		3.0	6					
18																	
19	Armering pelare	4.0	ton				3180		12 720				45	180			
20																	
1	Gjutning pelare	10	m3				314		3 140				3	30			
2																	
3	Formning väggar	273	m2				18		4 914		0.4	109	0.1	27			
4																	
5	Armering väggar	2.0	ton				3180		6 360				25	50			
6																	
7	Gjutning väggar	21	m2				314		6 594				0.8	17			
8																	
9	Armeringsspecifikation	6	ton				150		900								
0																	
1																	
2																	
	SUMMA/TRPT								38 223			244		327			

Ordernr	Objekt	Sida
Std	Stadshus i Kungsbacka	Billaga 10
Datum		Sign TO

MÄNGDKOSTNADER

Lini	AKTIVITET	1 MATERIAL										3 KOLLEKTIV ANST.			ANN.				
		Mängd	Ech	Åtgångs- tel	Gr	Kod	Kr/leh	Belopp	Belopp	E	h	E	h	E		h			
	TRPT																		
11	BJÄLKLAG + 11.85																		
12	Formning bjälklag	1 270	m ²					31		39 370			0.32	406	0.10	127			
13																			
14	Formning balkar	11	st					30		330			1.2	13	0.3	3			
15																			
16	Uppsättning avstängare	274	m					8		2 192			0.2	55	0.05	14			
17																			
18	Armering balkar, bj1 Ks 40	17.4	ton					3180		55 332				18		313			
19																			
20																			
1	Gjutning bjälklag	343	m ³					298		102 214					0.45	154			
2																			
3	Armeringsspecifikation	14.8	ton					150		2 220									
4																			
5																			
6																			
7																			
8																			
9																			
0																			
1																			
2																			
	SUMMA/TRPT									201 658				474		611			



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
 Morängslan 5 B Tel. 031-84 04 10
 416 71 Göteborg

MÄNGDKOSTNADER

Ordernr Std	Objekt Stadshus, Kungsbacka	Sida Bilaga 12
Datum		Sign TO
		Kall

L. nr	AKTIVITET	1 MATERIAL				3 KOLLEKTIV ANST.				ANM					
		Mängd	Enh	Aufgifs tal	Gr	Kod	Kr. enh	Balopp	Br. opp	E	h	E	h	E	h
	TRPT														
31	BUÄKLAG + 14.80														
32	Formning bjälklag	656	m2				31	20 336				0.32	210	0.10	66
33															
34	Uppsättning avstängare	155	m				8	1 240				0.2	31	0.05	8
35															
36	Armering bjälklag Ks40	9.3	ton				3180	29 574					18		167
37															
38															
39															
0	Gjutning bjälklag	173	m3				298	51 555						0.45	78
1															
2	Armeringsspecifikation	7.8	ton				150	1 170							
3															
4															
5															
6															
7															
8															
9															
0															
1															
2															
	SUMMA/TRPT							112 195					241		350

10.6 PRODUKTIONSKALKYL 3L-BETONG

AKTIVITET	MIRL KOST KRONOR	ARBETSKOSTNAD		TOTAL- KOSTNAD KRONOR
		TIM á 120:-	KRONOR	
Bottenplatta + 2.60	361 682	798	95 760	457 442
Skyddsrum plan I	31 578	375	45 000	76 578
Pelare, väggar plan 1	46 756	647	77 640	124 396
Bjälklag + 5.95	289 800	1 054	126 480	416 280
Skyddsrum plan II	27 624	335	40 200	67 824
Pelare, väggar plan II	36 118	538	64 560	100 678
Bjälklag + 8.90	251 879	887	106 440	358 319
Pelare, väggar plan III	40 388	571	68 520	108 908
Bjälklag + 11.85	257 117	858	102 960	360 077
Pelare, väggar plan IV	17 790	278	33 360	51 150
Bjälklag + 14.80	130 950	439	52 680	183 630
SUMMA	1 491 682	6 780	813 600	2 305 282



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
Morängatan 5 B Tel. 001-84 04 10
416 71 Göteborg

Ordernr	Objekt	Sida
3L	Stadshus, Kungsbacka	Bilaga 15
Datum		Sign
		TO

MÄNGDKOSTNADER

Lini	AKTIVITET	Mängd	Enh	Anläggs- tal	1 MATERIAL			3 KOLLEKTIV ANST.			ANM										
					G	Kod	Kr/Enh	Belopp	h	E		h	E	h							
	BOTTENPLATTA																				
	TRPT																				
31																					
32	Uppsättning kantform	149	m ²		21		3 129		0.9	134	0.3	45									
33																					
34	Formning hissgröp	41	m ²		26		1 066		1.0	41	0.2	8									
35																					
36	Armering hissgröp	0.2	ton		3160		636				25	5									
37																					
38	Gjutning hissgröp	4	m ³		314		1 256				1.0	4									
39																					
0	Utläggning markisolering	1 220	m ²		26		31 720				0.05	61									
1																					
2	Armering bottenplatta Ks 40	13.2	ton		3180		41 976				18	238									
3																					
4	Armering bottenplatta Nps 50	3.1	ton		3200		9 920				15	46									
5																					
6	Gjutning skr-platta	18	m ³		298		5 364				0.45	8									
7																					
8	Gjutning bottenplatta	470	m ²		562		264 140				0.36	169									
9																					
0	Kolvning, isolering	197	m		-				0.2	39											
1																					
2	Armeringsspecifikation	16.5	ton		150		2 475														
	SUMMA/TRPT						361 682		214		584										



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
 Morängatan 5 B Tel. 081-84 04 10
 418 71 Ödöleberg

MÄNGDKOSTNADER

Ordernr: 3L
 Datum:
 Objekt: Stadshus, Kungsbacka
 Sida: Bilaga 16
 Sign:
 Kopia:
 TO

Aktivitet	1 MATERIAL				3 KOLLEKTIV ANST.				ANM.						
	Litt	Mängd	Enh	Anlägg- tar	Gr	Kod	Krienh	Belopp		Belopp	E	h	E	h	E
SKYDDSRUM PLAN I															
		TRPT													
31															
32		Formning väggar	205	m2			18	3 690				0.8	164	0.2	41
33															
34		Armering väggar	1.8	ton			3180	5 724					24		43
35															
36		Montering NSD 97/78	1	st									5		
37															
38		Montering reservutgång	1	st									2		
39		Montering stegjärn	6	st									3		
40		Montering ventiler											2		
1															
2		Gjutning väggar	36	m3			314	11 304						0.9	32
3															
4		Formning bjälklag	56	m2			19	1 064				0.5	28	0.2	11
5															
6		Armering bjälklag	1.0	ton			3180	3 180						20	20
7															
8		Gjutning bjälklag	18.5	m3			314	5 809						0.5	9
9															
0		Uppsättning avstängare	43	m			9	387				0.3	13		2
1															
2		Armeringsspecifikation	2.8	ton			150	420							
		SUMMA/TRPT						31 578					217		158



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
 Morfingatan 5 B Tel. 031-84 04 10
 418 71 Göteborg

Oredovr 3L
 Datum

Objekt Stadshus, Kungsbacka

Sida Bilaga 18
 Sign TO
 Kost

MÄNGDKOSTNADER

LIT	AKTIVITET	Mängd	Enh	Åtgärds- tal	1 MATERIAL			3 KOLLEKTIV ANST.						ANM.				
					Gr	Kod	Kr./enh	Belopp	Belopp	E	h	E	h		E	h		
	TRPT																	
1	BJÄLKLAG + 5.95	24	m2				30		720			1.2	29	0.3	7			
2	Formning balkar																	
3	Formning bjälklag	1 405	m2				19		26 695			0.27	379	0.09	126			
4	Montering avstängare	280	m				8		2 240			0.2	56	0.05	14			
5	Armering balkar, bjälklag ks 40	11	ton				3180		34 980				18		198			
6	Armering bjälklag Nps 50	3.5	ton				3200		11 200			-		15	53			
7	Gjutning bjälklag	370	m3				562		207 940			-		0.36	133			
8	Formning trappa 1,2 m bred	20	st				25		500			1.25	25		5			
9	Formning vilplan	5	m2				25		125			0.8	4		1			
10	Armering trappa	0.7	ton				3180		2 226			-		25	18			
11	Gjutning trappa	3.0	m2				298		894					2	6			
12	Armeringsspecifikation	15.2	ton				150		2 280									
	SUMMA/TRPT								269 800			493			561			



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
 Morängstien 5 B Tel. 031-84 04 10
 416 71 Göteborg

Ordernr: 3L Objekt: Stadshus, Kungsbacka Sida: Bilaga 19
 Datum: TO Sign: Kp

MÄNGDKOSTNADER

L:II	AKTIVITET	1 MATERIAL						3 KOLLEKTIV ANST.						ANV				
		Mängd	Enh.	Algenst m	Gr	Kod	Kr/anh	Belopp	Belopp	E	h	E	h		E	h		
	SKYDDSRUM PLAN II																	
	TRPT																	
11	Formning väggar	178	m2				18	3 204			0.8	142	0.2	36				
12	Armering väggar	1.5	ton				3180	4 770				24	36					
13	Montering Nsd 91/78	1	st									5						
14																		
15	Montering reservutgång	1	st									2						
16	Montering stegjärn	6	st									3						
17	Montering ventiler	2	st									2						
18																		
19	Gjutning väggar	31	m2				298	9 238				0.9	28					
20																		
21	Formning bjälklag	56	m2				19	1 064			0.5	28	0.2	11				
22																		
23	Armering bjälklag	1.0	ton				3180	3 180				20	20					
24																		
25	Gjutning bjälklag	18.5	m2				298	5 513				0.5	9					
26																		
27	Montering avstängare	35	m				8	280			0.3	11	2					
28																		
29	Armeringsspecifikation	2.5	ton				150	375										
30																		
31																		
32																		
	SUMMA/TRPT							27 624				193		142				

MÄNGDKOSTNADER

Lini	AKTIVITET	Mängd	Enh	Anlägg- lat	Gr	Kod	Kri/anh	1 MATERIAL			3 KOLLEKTIV ANST.			ANM.	
								Belopp	Belopp	Belopp	E	h	E		h
	TRPT														
11	PELARE, VÄGGAR PLAN II														
12	Formning pelare P3	7	st				80	560				3.0	21		
13	P6	24	st				80	1 920				3.0	72		
14	P8	8	st				80	640				3.0	24	0.5	22
15	P14	1	st				80	80				3.0	3		
16	P15	1	st				80	80				3.0	3		
17															
18	Armering pelare	3.4	ton				3180	10 812						45	153
19															
20	Gjutning pelare	8.6	m3				314	2 700						3	26
21															
22	Formning väggar	292	m2				18	5 256				0.4	117	0.1	29
23															
24	Armering väggar	2.0	ton				3180	6 360						25	50
25															
26	Gjutning väggar	22	m3				314	6 900						0.8	18
27															
28	Armeringsspecifikation	5.4	ton				150	810							
29															
30															
31															
32															
	SUMMA/TRPT							36 118					240		298



ROF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
 Morängatan 5 B Tel. 031-84 04 10
 418 71 Göteborg

Ordernr 3L
 Datum
 Objekt Stadshus, Kungsbacka
 Sida Bilaga 21
 Sign TO
 Koll

MÄNGDKOSTNADER

Lit	AKTIVITET	1 MATERIAL										3 KOLLEKTIV ANST.						ANN.	
		Mängd	Enh	Avgångs- tal	Gr	Kod	Kr/renh	Belopp	Belopp	E	h	E	h	E	h				
	BJÄLKLAG + 8.90																		
	TRPT																		
31	Formning bjälklag	1 214	m2					19			23 066			0.27	328	0.09	109		
32																			
33	Formning balkar	4	m2					30			120			1.2	5	0.3	1		
34																			
35	Montering avstängare	274	m					8			2 192			0.2	55	0.05	14		
36																			
37	Armering bjälklag Ks 40	8	ton					3180			25 440				18		144		
38																			
39	Armering bjälklag Nps 50	3.5	ton					3200			11 200				15		53		
40																			
1	Gjutning bjälklag	328	m3					562			184 336				0.36		118		
2																			
3	Formning trappa 1.2 bred	18	st					25			450			1.25	27	0.25	5		
4																			
5	Formning vilplan	5	m2					25			125			0.8	4	0.2	1		
6																			
7	Armering trappa	0.7	ton					3180			2 226				25		18		
8																			
9	Armeringsspecifikation	12.2	ton					150			1 830								
0																			
1	Gjutning trappa	2.5	m3					298			894				2		5		
2																			
	SUMMA/TRPT										251 879			419			468		



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
 Morfångsten 5 B Tel. 001-04 04 10
 419 71 Oddeberg

MÄNGDKOSTNADER

Ordernr. 3L Datum
 Objekt Stadshus, Kungsbacka
 Sida Billa 23
 Sign TO
 Koll

Lit	AKTIVITET	Mängd	Enh	Avgångs- tal	Gr	Kod	Krienh	1 MATERIAL			3 KOLLEKTIV ANST.			ANIM				
								Belopp	Belopp	Belopp	E	h	E	h	E	h		
	TRPT																	
31	BJÄLKLAG + 11.85																	
32	Formning bjälklag	1 270	m2				19	24 130			0.27	343	0.09	114				
33																		
34	Formning balkar	11	m2				30	330			1.2	13	0.3	3				
35																		
36	Uppsättning avstängare	274	m				8	2 192			0.2	55	0.05	14				
37																		
38	Armering balkar, bjälklag Ks 40	7.8	ton				3180	24 804				-	18	140				
39																		
0	Armering bjälklag Nps 50	3.5	ton				3200	11 200				-	15	53				
1																		
2	Gjutning bjälklag	343	m3				562	192 766				-	0.36	123				
3																		
4	Armeringsspecifikation	11.3	ton				150	1 695										
5																		
6																		
7																		
8																		
9																		
0																		
1																		
2																		
	SUMMA/TRPT							257 117			411			447				



ROLF ERIKSSON PRODUKTIONSPLANERING AB
 Morängatan 5 B Tel. 001-84 04 10
 418 71 Gäddedebo

Ordernr
3L
Datum

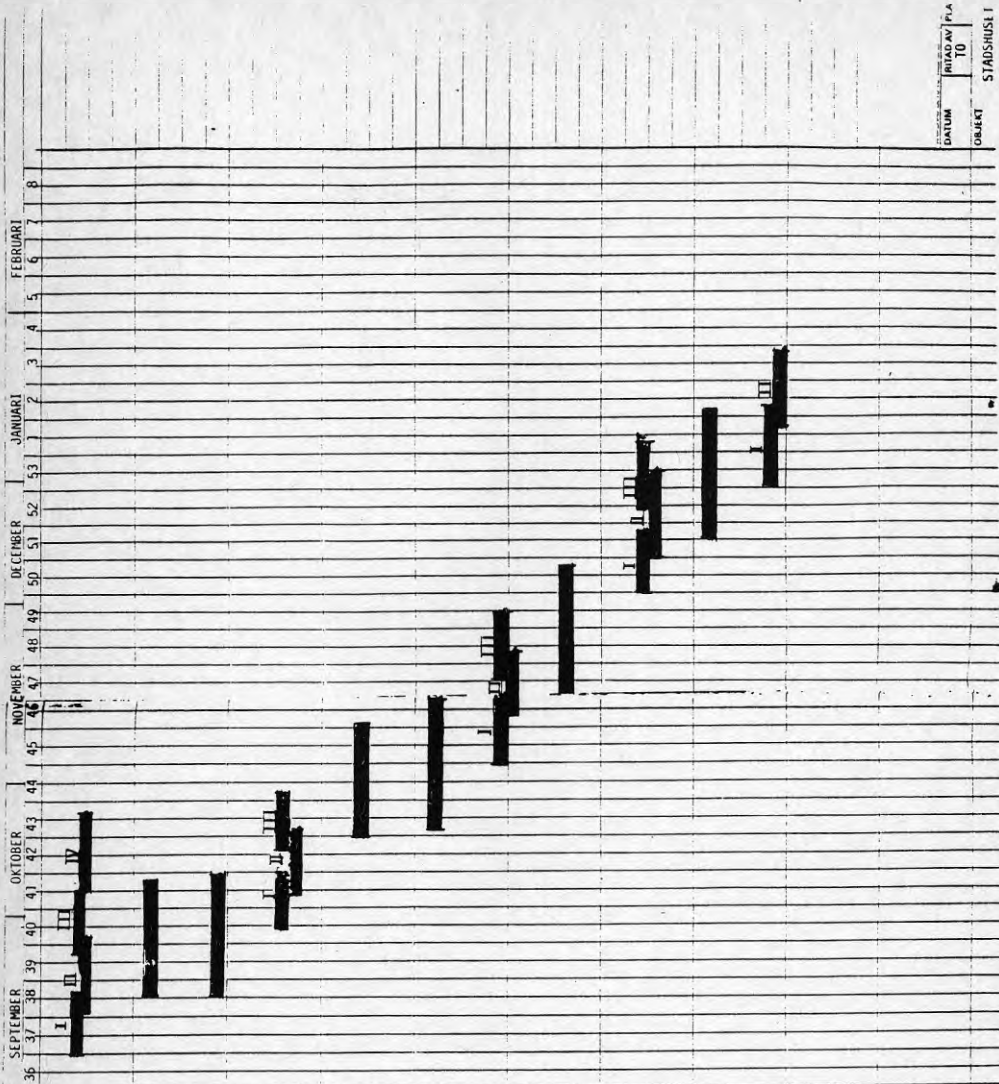
Objekt
Stadshus, Kungsbacka

Sida
Bilaga 25
Sign
TO
Koll

MÄNGDKOSTNADER

Lini	AKTIVITET	1 MATERIAL				3 KOLLEKTIV ANST.						ANM					
		Mängd	Enh	Åtgärds tal	Gr	Kod	Kri/anh	Belopp	Belopp	E	h		E	h	E	h	
	TRPT																
01	BJÄLKLAG + 14.80																
02	Formning bjälklag	656	m ²				19	12 464				0.27	177	0.09	59		
03																	
04	Uppsättning avstängare	155	m				8	1 240				0.2	31	0.05	8		
05																	
06	Armering bjälklag Ks40	4	ton				3180	12 720					-	18	72		
07																	
08	Armering bjälklag Nps 50	2	ton				3200	6 400					-	15	30		
09																	
10	Gjutning bjälklag	173	m ³				562	97 226					-	0.36	62		
11																	
2	Armeringsspecifikation	6	ton				150	900									
3																	
4																	
5																	
6																	
7																	
8																	
9																	
0																	
1																	
2																	
	SUMMA/TRPT							130 950					208		231		

HÖFLAN



SEPTEMBER 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49
 OKTOBER 41 42 43 44 45 46 47 48 49
 NOVEMBER 46 47 48 49
 DECEMBER 50 51 52 53
 JANUARI 1 2 3 4 5 6 7 8
 FEBRUARI 6 7 8

DATUM: _____
 FRÅGAD AV: PÅA
 TO
 OBJEKT: STADSHUSET I

10.8 JÄMFÖRANDE BERÄKNING MELLAN 3L OCH STANDARDBETONG

10.8.1 Transportkostnader betongmassa

3L-betongen till Kungsbacka stadshus levereras av SABEMA från deras betongstation Tagene på Hisingen. Den långa transportsträckan liksom betongens tixotropa konsistens gör transportkostnaden högre än normalt.

Mängduppgifter

Betongmängd 3L i Kungsbacka stadshus	1 700 m ³
Lastförmåga 3L-betong per lass	7 m ³
Lastförmåga standardbetong per lass	5,5 m ³
Väglängd Tagene - Kungsbacka	39,6 km

Transportsträcka

3L-betong	$\frac{1700 \text{ m}^3 \times 39,6 \text{ km}}{7 \text{ m}^3} = 9\ 617 \text{ km}$
Standardbetong	$\frac{1700 \text{ m}^3 \times 39,6 \text{ km}}{5,5 \text{ m}^3} = 12\ 240 \text{ km}$

Transportsträckan minskar med ca 20% med 3L-betong.

Transportkostnader (Uppgifter från Haga lastbilcentral)

Betongtyp	Trptkostn	Tagene-Kbaxbtmängd	=	Summa
3L	50 kr	1700 m ³	=	85 000 kr
Stdbetong	59,50 kr	1700 m ³	=	101 150 kr
Differens				16 000 kr =====

För standardbetong är vikten $2,4 \times 5,5 = 13,2$ ton dimensionerade, medan det för 3L-betongen är volymen 7 m^3 som är dimensionerade.

10.8.2 Gjutningskapacitet

Även denna jämförelse är beroende av den olika densiteten för 3L och standardbetong. Gjutkapaciteten är helt beroende av kranens lyftförmåga. Vid uppförandet av Kungsbacka stadshus har man gjutit bjälklag en dag per vecka. Avjämnningen har skett medelst slodning. Då man ej vanligtvis dimensionerar krankapaciteten för en aktivitet som pågår en dag per vecka kommer beräkningarna att utgå från olika gjutkapaciteter beroende på baskvolym. Underlaget är hämtat från Byggförbundets Arbetsdata 18:11.

Mängduppgift

Betongmängd i bjälklag (3L) 1 700 m³

Enhetstider (enligt Arbetsdata)

Gjutning bjälklagsplattor 27 cm med kran 750 1 bask 0,27
0,27 ptim/m³

Gjutning bjälklagsplattor 27 cm med kran 500 1 bask
0,36 ptim/m³

Timkostnad 110:-/tim

Kostnadsberäkning

Alt A std-betong	1700 m ³ x 0,36 x 110 kr	=	67 320 kr
Alt B 3L-betong	1700 m ³ x 0,27 x 110 kr	=	<u>50 490 kr</u>
Differens			16 830 kr
Avrundat			<u>17 000 kr</u> =====

10.8.3 Infästning reglar mot bjälklag

Det arbete som denna beräkning avser är infästning av syll och takregel vid uppregling av ytterväggar. I vårt aktuella fall, Kungsbacka stadshus, spikas reglarna i betongen c 200 med tryckluftsdreven spikmaskin. För motsvarande fastsättning i bjälklag av standardbetong har räknats med proppning och skruvning c 600.

Mängd- och kostnadsuppgifter

Syll och takregel 48x120	1360 m
Skruv 4"-16" 0,60 kr x 1,7 st/m	1,02 kr/m
Plastplugg 0,50 kr x 1,7 st/m	0,85 kr/m
Spik för tryckluft 0,17 kr x 5 st/m	0,85 kr/m
Timkostnad arbetarna	110 kr/tim

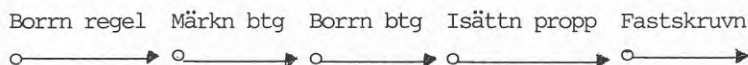
Enhetstider för alternativa utföranden

A	Proppning och skruvning regel mot betong	0,18 ptim/m 0,14-0,22
B	Spikning regel mot betong	0,09 ptim/m 0,07-0,11

Kostnadsberäkning

Alt	Materialkostnad	Arbetskostnad	Summa
A	1360m x 1,87kr = 2 543:-	1360 x 0,18 x 110 = 26 298	29 741
B	1360m x 0,85kr = 1 156:-	1360 x 0,09 x 110 = 13 464	14 620
Diff	1 400:-		15 121:-
Avrundat			<u>15 000:-</u>

Arbetsgång vid proppning och skruvning



8.4 Infästning installationer

Skillnaden i kostnad för infästning av installationer i 3L resp standardbetong är beroende på priset på infästningarna som används i de båda fallen. 3L-betongen medger användande av infästningar typ fransk träskruv och s k gipsskruv medan man i standardbetong får använda expander av olika storlek. Beräkningarna avser installationer för rör och ventilation. Elinstallationer har ej medtagits då det ej direkt framgår i vilken utsträckning ledningsrännorna sitter i tak eller på vägg.

För rörledningarna i tak har räknats med ett pendelfäste c 2000 och ett pendelfäste vid varje avsättning. För 3L-betongen räknas med 2 st franska träskruv M10/65 per pendelfäste och för standardbetong 2 st expander typ Hilti HSAF M8/75.

Ventilationskanalerna upphänges i taket med s k hängslen som popnitas i kanalen och infästes i bjälklaget. Avståndet mellan infästningarna är ca 1500 mm för kanalstråken. Dessutom göres en infästning vid varje avsättning. För 3L-betongen räknas med 2 st gipsskruv och för standardbetong en expander typ Hilti HSAF M8/50 per infästning.

Mängd och kostnadsuppgifter

Mängder

Rörstråk i tak	300 m
Antal avsättningar rör	60 st
Vent kanaler i tak	870 m
Antal avsättningar ventilation	450 st
Antal pendelfäste rör = $\frac{300}{2} + 60 =$	210 st
Antal infästningar vent $\frac{870}{1,5} + 450 =$	1 030 st

Katalogpriser infästningar

Hilti HSAF M8/50	1,67 kr/st
Hilti HSAF M8/75	2,62 "
Fransk träskruv M10/65	1,60 "
Gipsskruv självborrande	0,13 "

Enhetstider

Hilti HSAF M8/50 inkl borrning	0,05 ptim/st
Hilti HSAF M8/75 " "	0,05 "
Fransk träskruv M10/65 inkl borrning	0,05 "
Gipsskruv självborrande	0,01 "
Timkostnad	110 kr/tim

BERÄKNING

Alternativ A standardbetong, Alternativ b 3L-betong

Infästning	Material	Arbete	Alt A	Alt B
Pendelfäste för rör standardbtg	210x2x2,62 = 1 100	210x2x0,5x110 = 2 310	3410	
Pendelfäste för rör 3L-betong	210x2x1,60 = 670	210x2x0,05x110= 2 310		2980
Infästning för vent kanaler standardbtg	1030x1,67 = 1 720	1030x0,05x110 = 5 670	7390	
Infästning för vent kanaler 3L-betong	1030x2x0,13 = 270	1030x2x0,01x110= 2 270		2540
Differens			10800	5520
Avrundat				5280 5000 ====

**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 811318-5
från Statens råd för byggnadsforskning till Kungsbacka
kommun, Kungsbacka.**

Art.nr: 6706050

**Abonnemangsgrupp:
Z. Konstruktioner och material**

**Distribution:
Svensk Byggtjänst, Box 7853
103 99 Stockholm**

Cirka pris: 55 kr exkl moms

R50: 1986

ISBN 91-540-4565-7

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm