



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

R101:1983

Byggplatsens behov av korttids- hållfasthet hos betong

Paul Samuelsson

INSTITUTET FÖR BYGGDOKUMENTATION	
Accnr	Plac <i>301</i>

R
ANT

R101:1983

BYGGPLATSENS BEHOV AV KORTTIDS-
HÅLLFASTHET HOS BETONG

Paul Samuelsson

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag
760500-1 från Statens råd för byggnadsforskning
till Cements AB, Utvecklingssektorn, Danderyd.

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

R101:1983

ISBN 91-540-3987-8
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm
LiberTryck Stockholm 1983

INNEHÅLL

BETECKNINGAR	4
FÖRORD	5
SAMMANFATTNING	6
1. INLEDNING	11
1.1 Bakgrund	11
1.2 Syfte	11
1.3 Omfattning	12
1.4 Annan forskning på området	13
2. BETONGENS FÖRDELNING PÅ OLIKA KONSTRUK- TIONSELEMENT - EN MARKNADSUNDERSÖKNING ...	15
2.1 Allmänt	15
2.2 Fördelning grundad på massberäkningar ...	15
2.3 Fördelning grundad på leveranser av färdig betongmassa	31
2.4 Betongelement	34
3. KORTTIDSHÅLLFASTHET I PRAKTIKEN - EN INTERVJUUNDERSÖKNING	37
3.1 Omfattning	37
3.2 Utförande	37
3.3 Resultat, plastgjuten betong	40
3.4 Resultat, kompletterande intervjuer	55
3.5 Betongelement	62
3.6 Avformnings- och avspänningshållfast- het enligt statliga bestämmelser	66
3.7 Kommentarer	68
3.8 Sammanfattning av intervjuundersökningen..	70
4. ERFORDERLIG FORMRIVNINGSHÅLLFASTHET - EN LABORATORIEUNDERSÖKNING	73
4.1 Omfattning	73
4.2 Bottenplattor	76
4.3 Väggar	82
4.4 Bjälklag	102
4.5 Sammanfattning av laboratorieunder- sökningen	121
LITTERATUR	125
BILAGOR	129

BETECKNINGAR

Byggnadstyper

A	Anläggningar
B	Bostäder
F	Flerfamiljshus
I	Industrier
L	Lantbruksbyggnader
R	Idrottsanläggningar m m
S	Småhus
Ö	Övriga hus (affärslokaler, banker, kontor, sjukhus etc)
μ	Fördelningstal för cement på olika byggnadstyper

Geometriska storheter, krafter etc

a	Avstånd
b	Bredd
d	Effektiv höjd
f	Betongens karakteristiska tryckhållfasthet
f ^{ck}	Betongens tryckhållfasthet
f ^{cc}	Betongens böjdraghållfasthet
f ^{cm}	Armeringsstålets sträckgräns
f ^y	Armeringsstålets hållfasthet
f st	Armeringsstålets 0,2-gräns
f ⁰²	Tvärsnittshöjd
h	Längd, spännvidd
l(ℓ)	Ekvivalent härdningstid vid 20°C
t ^{ekv}	Tryckzonshöjd
x	Nedböjning
y	Hävarm
z	
φ	Krytpal
A	Armeringsarea
E ^s	Elasticitetsmodul
F	Kraft, last
H	Horisontallast, horisontalbelastat väggelement
I	Tröghetsmoment
M	Moment
V	Vertikalbelastat väggelement

FÖRORD

Betongens korttidshållfasthet är betydelsefull både ur teknisk och ekonomisk synpunkt. Den måste möjliggöra en funktionsduglig konstruktion och en snabb byggtakt samtidigt som bygandet skall kunna ske med tillfredsställande säkerhet.

Både den oarmerade och armerade betongens egenskaper i tidig ålder har varit betydligt mindre utforskade än i bruksstadiet. För att öka kunskapen om betongens egenskaper i tidig ålder har på senare tid omfattande och samordnade studier genomförts vid Chalmers Tekniska Högskola, Kungl Tekniska Högskolan och Cement- och Betonginstitutet med medel från Statens råd för byggnadsforskning. Ungefär samtidigt har Cementa AB genomfört projektet BYGGPLATSENS BEHOV AV KORTTIDSHÅLLFASTHET HOS BETONG med anslag från Statens råd för byggnadsforskning. Projektet har ej varit lika omfattande som de ovan nämnda men har haft en mera speciell målinriktning än dessa, nämligen på erforderlig formrivningshållfasthet. Då denna är olika för olika typer och storlekar av byggnadsdelar, anpassades laboratorieförsöken genom en marknadsstudie och en studie av gängse praxis på byggnadsplatserna, så att resultaten skulle kunna ge största möjliga praktiska nytta.

Värdefulla råd och saklig kritik har under projektets gång lämnats av Jan Byfors, Cementa AB och Rickard Wilson, Chalmers Tekniska Högskola. Anne-Marie Fagerlund har renritat figurerna och Ulla Jarding har gjort ordbehandlingsarbetet. Ett varmt tack framförs till alla dessa.

Danderyd i maj 1982

Paul Samuelsson

SAMMANFATTNING

Betongens hållfasthet är väsentlig såväl ur teknisk som ekonomisk synpunkt. Alltför låg hållfasthet vid avformning innebär risk för skador och icke önskvärd deformation i betongen. I värsta fall kan en konstruktion eller konstruktionsdel rasa med risk för liv och lem. En onödigt hög avformningshållfasthet medför bl a senarelagd formrivning och högre formkostnad. Kraven på avformningshållfastheten är normalt lägst på grundkonstruktioner och högst på horisontella bärverk, medan vertikala bärverk intar en mellanställning.

Projektets syfte var en studie av erforderlig korttidshållfasthet, främst för platsgjutna konstruktioner. Vid bedömningen av erforderlig korttidshållfasthet skulle risken för mekaniska skador, onormalt stora deformationer och brott beaktas.

Undersökningen omfattade tre delstudier, nämligen

Betongens fördelning på olika konstruktionselement - en marknadsundersökning

Korttidshållfasthet i praktiken - en intervjuundersökning

Erforderlig formrivningshållfasthet - en laboratorieundersökning.

Marknadsundersökningen genomfördes för att bedöma fördelningen av mängden platsgjuten betong på grundkonstruktioner, vertikala bärverk och horisontella bärverk. Den motiveras av de skillnader i krav på korttidshållfasthet som föreligger mellan de tre typerna av bärverk. Resultaten erhöles ur massberäkningar till 115 byggnader av olika typ, storlek och geografiskt läge. Därutöver genomfördes en kontrollundersökning i mindre skala genom en studie av betongmassans fördelning på olika byggnadsdelar vid ett par veckors leverans från 6 betongfabriker i olika delar av landet.

Intervjuundersökningen skulle dels kartlägga de avformningstider och avformningshållfastheter som används i praktiken dels fånga upp problem och önskemål i samband med avformningen på byggnadsplatsen. I intervjuerna ställdes även frågor om åtgärder för påskyndad hållfasthetstillväxt, tidpunkt för efterbe-

handling av golv och beläggningar m m. Intervjuer gjordes med ett 30-tal arbetsledare på olika typer av byggen och i olika delar av landet. Dessutom gjordes intervjuer med några konstruktörer och en formtillverkare samt med representanter från en byggnadsnämnd.

Laboratorieundersökningens mål var att genom studium av provkroppar i full skala finna erforderlig korttidshållfasthet för de tre huvudtyperna av byggnadsdelar, nämligen grundkonstruktioner, vertikala bärverk och horisontella bärverk. Tyngdpunkten lades på de två sistnämnda, och som provkroppar valdes väggelement och bjälklagsplattor med dimensioner, som är vanliga i bostadshus. Främsta skälet till detta var resultaten i intervjuundersökningen, som visade att största kravet på kort avformningstid finns i bostadsbyggandet. Dessutom blev då provkropparna av rimlig storlek för de tillgängliga laboratorieresurserna. Vägghöjden valdes till 2,4 m och bjälklagsplattornas spännvidd till 4,2 m. Av 29 provväggar, som alla studerades med hänsyn till mekaniska skador vid avformningen, belastades 13 med en centrisk vertikallast och 13 med en horisontallast. De flesta provbelastningarna drevs till brott. 13 bjälklagsplattor studerades med hänsyn till avformningsskador, deformation vid avformning (13 st) och deformation under belastning av egen tyngd under ca en månad (3 st). Flertalet av plattorna belastades till brott under samtidig deformationsmätning. Av de bottenplattor som användes till stöd för väggelementen användes 10 för observation av ytskador vid avformning och 5 till provbelastning av hörn och kanter. Belastningsförsöken utfördes vid olika tryckhållfasthet f_{cc} hos betongen och inom följande intervall:

Grundkonstruktioner	f_{cc} = 0,4 - 12 MPa
Vertikala bärverk	= 0,4 - 9 MPa
Horisontella bärverk	= 2 - 24 MPa

Marknadsundersökningen gav vid handen, att knappt hälften av den platsgjutna betongen går till grundkonstruktioner (plattor på mark, grundsulor etc). Av resten föll ca en fjärdedel på vertikala bärverk (väggar och pelare) och ca en fjärdedel på horisontella (bjälklag och balkar). Det fanns en viss tendens till något mera betong i horisontella bärverk än i ver-

tikal. Detta styrktes i viss mån av kontrollundersökningen, där ca en femtedel gick till vertikala bärverk och ca en tredjedel till horisontella. Pelare och rena balkar, dvs sådana som ej gjuts samman med bjälklagsplattor, utgör endast en eller annan procent av volymen vertikala respektive horisontella bärverk. Väggar och bjälklag dominerar var sin grupp.

Intervjuerna visade att avformningstiden normalt är fastställd på förhand och anpassad till en viss arbetscykel. Endast exceptionella förhållanden tillåts fördröja avformningen. Erforderlig avformningshållfasthet uppnås genom olika insatser. Bostadsbyggen, där möjligheter till upprepade likadana gjutningar är störst, har kortast avformningstid, medan anläggningsarbeten har längst. Grundkonstruktioner, väggar och pelare kan normalt avformas dagen efter gjutningen såväl sommar som vinter. Detta sker också för det fortsatta arbetets skull. Bjälklag har mycket olika avformningstider, normalt från några få dygn upp till 2-3 veckor. Kortare avformningstider har ibland använts såväl vid vertikala som horisontella bärverk.

Med undantag för anläggningar saknar ofta ritningar eller annan bygghandling krav på lägsta avformningshållfasthet. För spännbetong anges i regel erforderlig hållfasthet vid uppspanning i bygghandling.

Faktorer som beaktas vid formrivning är risk för kollaps, deformationer, frostsador och ytskador. Bjälklag har ofta så hög avformningshållfasthet för att undvika stora deformationer, att övriga risker är undanröjda. Vaggformar rivs vintertid stundom vid låg betonghållfasthet. Lossnade eldosor och andra ingjutningsdetaljer tyder på detta. Pelare och balkar behandlas ofta med mera omsorg än väggar och bjälklag.

Åtskilliga arbetsledare önskade kortare avformningstid speciellt för bjälklag. Fördelar skulle vara större valfrihet, minskad formpark och kortare byggnadstid. Förkortad avformningstid skulle dock enligt flera arbetsledare samtidigt öka stressen på arbetsplatsen.

I fråga om betongelement utgör uppspännings- och avspänningshållfastheten det största problemet i tidig ålder. Behövlig hållfasthet för avformning och olika lyft är normalt lägre.

Laboratorieundersökningen visade, att formrivning normalt kan ske vid 2 MPa med rimlig säkerhet mot mekaniska skador på ytorna. Vid form av sågat virke och höga krav på betongens ytstruktur bör hållfastheten ökas till 3 MPa för att eliminera risken för avskalning. Vid skarpa hörn t ex hos pelare föreligger risk för smärre kantskador även vid hållfastheter över 10 MPa, om springor i formen möjliggör uppkomsten av grader. Dessa är speciellt ömtåliga vid avformning. Motåtgärder är täta formskarvar eller fasning av hörnen medelst trekantslist.

I väggar med skyddsarmering enligt B6 förutsätts 5-6 MPa vid avformning. Med ökad armering synes avformningen kunna ske vid lägre betonghållfasthet utan att säkerheten minskas.

För bjälklagsplattor till bostadshus, spännvidd ca 4 m, synes 10 MPa vara lägsta avformningshållfasthet för att undvika alltför stora deformationer. Högre hållfasthet, 15 MPa eller mera, kan behövas för undvikande av sprickbildning eller för att klara extra belastningar. Betydligt lägre avformningshållfastheter än dagens synes vara möjliga med formsystem som tillåter att vissa hjälpstämp står kvar en tid, sedan ytformen och övriga stämp rivits. Hjälpstämpan skall stå kvar kontinuerligt och får ej tas bort med ytformen och övrig stämp för att sedan återinsättas. Alternativt rivs formen i två omgångar, varvid en del av formen står kvar för att hindra nedböjning tills särskilda hjälpstämp sätts in.

Där bjälklagsdeformationerna är väsentliga, måste man ta hänsyn även till nedböjning orsakad av krypning. Enligt laboratorieförsooken rönt emellertid denna endast obetydlig inverkan av hållfastheten vid pålastning. Tillskottet till den momentana nedböjningen av krypning under en månad efter avformningen var i stort sett detsamma för tre bjälklagsplattor med avformningshållfastheterna 3, 8 och 19 MPa. Motsvarande avformningstider var i ordning 1, 2 och 7 dygn. I ett samtidigt BFR-projekt har Wilson (1982) studerat deformationsproblemet teoretiskt och

funnit en beräkningsmodell, som tillämpad på nyssnämnda plat-
tor givit god överensstämmelse med de uppmätta resultaten.

Om nedböjningen representeras grafiskt som funktion av tiden från pålastning (avformning) i kvadratrotskala, övergår nedböjningskurvan i en rät linje efter ett par dagar och förblir en rät linje under 6-7 veckor. Nedböjningslinjerna (kurvorna) för olika hållfastheter får därför samma utseende och form och skillnaden mellan dem är därför i huvudsak en parallellförskjutning i nedböjningsaxelns led. Den slutliga nedböjningen utgör således summan av en momentan och en tidsberoende del, där den förra är starkt beroende av avformningshållfastheten, medan den senare endast i ringare grad påverkas av denna.

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Betongens korttidshållfasthet är betydelsefull för en säker avformning utan skador, som kräver lagning eller försämrar byggnadsverkets funktion och utseende. Den är också väsentlig för uppspanning och avspänning av spännbetong och för hantering av betongelement. Alltför låg hållfasthet vid avformning, upp- eller avspänning m m medför skador och icke önskvärd deformation i betongen. I värsta fall rasar konstruktionen eller konstruktionsdelen med risk för liv och lem. Onödigt hög avformningshållfasthet innebär å andra sidan fördröjd formrivning, som i sin tur ger högre formkostnad och förlängd byggnadstid.

I fråga om avformning kräver olika byggnadsdelar olika korttidshållfasthet. Kraven är normalt lägst på grundkonstruktioner (plattor på mark, grundsulor etc) och högst på horisontella bärverk (bjälklag, balkar etc). Vertikala bärverk (väggar, pelare etc) intar en mellanställning.

För att kunna bygga rationellt behövs kunskap om erforderlig korttidshållfasthet hos olika byggnadsdelar. Konstruktören behöver kunskapen för att föreskriva rätt betong och arbetsledaren behöver den för att kunna vidta erforderliga åtgärder i form av isolering, extra värmestillsättning etc. Detta är väsentligt därför att arbetsledaren i regel är starkt beroende av en kort avformningstid på grund av en given tidplan. Samtidigt bör den erforderliga korttidshållfastheten och inte tiden efter gjutning vara den bestämmande faktorn för avformning, uppspanning etc.

1.2 Syfte

Projektets mål var att bedöma erforderlig korttidshållfasthet, främst hos platsgjutna konstruktioner. Bedömningen skulle ske dels genom intervjuer på byggnadsplatser dels genom laboratorieförsök i full skala. Intervjuerna skulle göras före laboratorieförsöken, så att eventuella önskemål eller problem skulle

kunna beaktas i de senare. Vid bedömningen av erforderlig korttidshållfasthet skulle risken för mekaniska skador, onormalt stora deformationer och brott beaktas. Projektet skulle även innefatta en studie av den platsgjutna betongens fördelning på konstruktionsdelar med olika kravnivå på korttidshållfastheten.

1.3 Omfattning

Projektets huvuddelar var

Betongens fördelning på olika konstruktionselement - en marknadsundersökning.

Korttidshållfasthet i praktiken - en intervjuundersökning.

Erforderlig formrivningshållfasthet - en laboratorieundersökning.

Marknadsundersökningen baserades på massberäkningar till 115 byggnader av olika typ, storlek och geografiskt läge. Den kompletterades med en undersökning om hur betongmassan från sex betongfabriker fördelade sig på olika konstruktionselement. Fabrikererna valdes i olika delar av landet.

Intervjuerna gjordes med ett 30-tal arbetsledare representerande olika typer av byggen och olika delar av landet. Därutöver gjordes intervjuer med några konstruktörer och en formtillverkare samt representanter från en byggnadsnämnd. Intervjuerna genomfördes efter ett visst förutbestämt schema för att möjliggöra korrekta jämförelser mellan olika intervjuer.

Laboratorieundersökningen genomfördes på provkroppar som i full skala simulerade bottenplattor, väggar och bjälklag. Tyngdpunkten lades vid vägg- och bjälklagsförsöken. Till dessa valdes dimensioner som närmast representerar bostadshus. Skälet till detta var att intervjuerna antydde störst behov av korta avformningstider för bostadsbyggen. Genom att simulera bostadsbyggande fick provkropparna även en rimlig storlek med hänsyn till laboratorieresurserna.

29 väggskivor studerades dels med hänsyn till avformningsskador (alla) dels med hänsyn till inverkan av vertikal last (13 st) och av horisontell last (13 st).

13 bjälklagsplattor undersöktes beträffande avformningsskador (alla), deformation vid avformning (alla) och deformation av egentyngd under ca en månad (3 st). På samtliga bjälklagsplattor gjordes belastningsprov med samtidig registrering av nedböjningen. Belastningen drevs för flertalet plattor till brott.

Bottenplattorna tjänstgjorde primärt som stöd för försöksväggarna, men utnyttjades samtidigt för att studera avformningsskador (10 st) och för att undersöka hörnens och kanternas förmåga att bära last vid olika tryckhållfasthet hos betongen (5 st).

1.4 Annan forskning på området

Grundläggande forskning om betong i tidig ålder har nyligen utförts och rapporterats av Byfors, Jönsson & Wilson (1982). Byfors har behandlat betongens materialegenskaper i tidig ålder, Wilson armerad betong i tidig ålder och Jönsson lastberoende sprickbildning. Dessa arbeten gör det möjligt att bättre än tidigare beakta betongkonstruktioners verkningssätt i tidig ålder. Resultaten därifrån har i föreliggande rapport använts i viss mån för jämförelser och som hjälpmedel.

2 BETONGENS FÖRDELNING PÅ OLIKA KONSTRUKTIONSELEMENT - EN MARKNADSUNDERSÖKNING

2.1 Allmänt

Undersökningen avser främst platsgjuten betong och förtillverkade betongelement berörs mycket kortfattat. Uppgifterna om betongens fördelning togs fram på två olika sätt, nämligen genom

massberäkning av ett antal byggnadsobjekt,

uppdelning av leveranserna av färdig betongmassa från ett antal betongfabriker.

Den förstnämnda metoden användes för den egentliga informationsinsamlingen, medan den andra utnyttjades som kontroll.

2.2 Fördelning grundad på massberäkningar

2.2.1 Omfattning

Fördelningen av den platsgjutna betongen genomfördes på 115 st byggnadsobjekt av varierande storlek, typ och geografisk belägenhet. Flertalet av massberäkningarna var inköpta från företag, som specialiserat sig på massberäkningar. En del hade emellertid välvilligt ställts till förfogande av några entreprenörer.

Objekten fördelades på 6 huvudtyper enligt nedan, där bokstäverna inom parentes är kodbeteckning för respektive typ.

Småhus	(S)	5 objekt
Flerfamiljshus	(F)	7 objekt
Övriga hus	(Ö)	28 objekt
Industrier	(I)	33 objekt
Anläggningar	(A)	35 objekt
Övrigt	(L och R)	7 objekt

Övriga hus (Ö) innefattar skolor, sjukhus, affärslokaler, kontor, banker etc. Övrigt utgörs av lantbruksbyggnader (L), idrottsanläggningar m m (R). En förteckning över objekten finns i BILAGA 1.

Objektens geografiska spridning framgår av FIG 2:1. Strävan var att få ungefär samma fördelning av objekten mellan Götaland, Svealand och Norrland som gäller för cementanvändningen.

För varje byggnadstyp utvaldes små, medelstora och stora objekt enligt följande definitioner, där K är byggnadskostnaden.

	$K \leq 3$ milj kr	små
3 milj kr <	$K \leq 10$ milj kr	medelstora
	$K > 10$ milj kr	stora

Antalet objekt inom dessa grupper i praktiken är väsentligt olika. Hänsyn till detta är tagen, BILAGA 4.

Totalt har ca 225 000 m³ platsgjuten betong använts i de 115 undersökta objekten. Det motsvarar ungefär 60 000 ton cement, dvs ca 2,5% av den totala svenska årsproduktionen 1976, eller 3,5-4% av den del därav, som användes till platsgjuten betong.

Flertalet av objekten började byggas under 1975-1977, resten, ca 10%, under 1972-1974.

2.2.2 Utförande

Arbetet utfördes i tre etapper:

- Etapp 1. Fördelning av betongmängden för de enskilda objekten.
- Etapp 2. Fördelning av hela betongmängden för varje byggnadstyp, småhus, flerfamiljshus etc.
- Etapp 3. Fördelning av den totala betongmängden med hänsyn tagen till de olika byggnadstypernas andel av den totala cementåtgången.

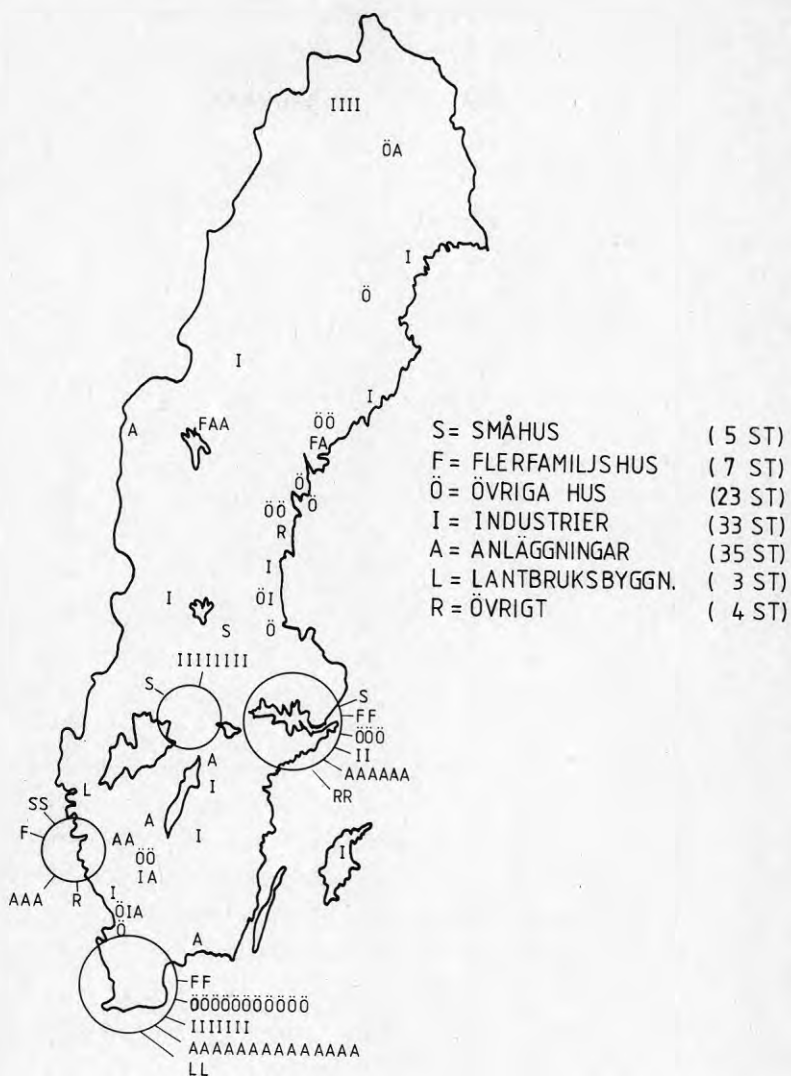


FIG 2:1 Geografisk fördelning av de i marknadsundersökningen massberäknade byggnaderna.

I etapp 1 uppgjordes datablad för varje enskilt objekt med ledning av uppgifterna i massberäkningarna. Betongmängden fördelades både på olika konstruktionselement och hållfasthetsklasser enligt exemplet i TAB 2:1. Konstruktionselementen sammanfördes i tre huvudgrupper:

Grundkonstruktioner

grundsula
platta på mark
grovbetong

Vertikala bärverk

vägg
pelare
grundmurar

Horisontella bärverk

bjälklag
balkar

Till Grundkonstruktioner har även förts plintar, fundament etc. Likaså har grovbetong placerats i denna grupp, då den vanligen används som arbetsplan på mark.

Till platta på mark har räknats kantbalkar och förtjockningar som gjuts samtidigt och tillsammans med plattan bildar en enhet. Till platta på mark har likaså räknats fribärande bjälklag på mark, eftersom ingen bjälklagsform använts utan gjutning skett direkt mot mark eller kvarblivande fyllning (isolering). Ramper har också förts till platta på mark.

Sockelbalkar är placerade under rubriken grundmurar.

Den verkliga kvantiteten betong i balkar är större än den som framgår av resultaten längre fram. Skälet härtill är att balkarna oftast räknas samman med plattorna i ett bjälklag. Flera av objekten från Norrland har balkmängden under bjälklag (tryckzonen räknas då in i plattan) specificerad. I de fallen blir betongkvantiteten i balkar relativt sett större än i övriga objekt. Balkar representerar dock generellt en liten kvantitet jämfört med övriga massor.

TAB 2:1 Betongens fördelning på olika konstruktionselement och hållfasthetsklasser. Övriga hus, Sjukhus i Simrishamn, 1976. Exempel.

Konstruktionsdel	Betongkvalitet				Σ m ³	Andel %
	ospec	K25	K30	K40		
Grundsula		169			169	11
Platta på mark			4	170	174	11
Grovbetong	12				12	1
Väggar		349	28	7	384	24
Pelare				4	4	0
Grundmur		15			15	1
Bjälklag			3	802	805	51
Balkar				16	16	1
Diverse		1		3	4	0
Σ m ³	12	534	35	1002	1583	100%

Under rubriken Diverse på databladen finns mindre betongmängder t ex pumpgropar, som ej varit närmare specificerade i massberäkningarna. Mängden Diverse utgjorde mindre än en procent av den totala undersökta betongvolymen och den är försumbar.

Principen för gruppindelningen ovan var, att konstruktionselement med samma huvudfunktion och med ungefär samma krav på avformningstid skulle sammanföras.

Grundkonstruktionerna har normalt låg belastning vid tiden för avformning och de har i regel endast en låg, vertikal kantform. Vertikala bärverk har likaså normalt en måttlig belastning, i huvudsak av egenvikt, i avformningsskedet. En viss belastning av vind och stötar i horisontalled är möjlig och kan ej försummas eftersom konstruktionerna ofta är relativt slanka. Formarna har ofta våningshöjd.

Horisontella bärverk är fribärande på viss sträcka och utsätts vid avformningen ofta för en betydande last av egenvikt. Formarna består mestadels av bottenform (plattor) eller bottenform och sidoform (balkar).

Intervjuundersökningen, kapitel 3, visade att gruppindelningen var korrekt. Resultatredovisningen blev dessutom mer överskådlig och siffermaterialet mera lätthanterligt för de tre huvudgrupperna än för den mer detaljerade uppdelningen på ett flertal enskilda konstruktionselement.

Etapp 2 av utredningen bestod i en summering av de olika delmängderna från alla objekten (databladerna enligt TAB 2:1) inom grupperna Flerfamiljshus, Övriga hus, Industrier och Anläggningar. Exempel ges i TAB 2:2 för Flerfamiljshus och en fullständig redovisning i BILAGA 2. Efter denna summering fanns alltså en fördelning av den platsgjutna betongen på olika konstruktionselement för de nyssnämnda byggnadstyperna var för sig. För Småhus och Övrigt, där stickproven var få och ej representativa uppskattades fördelningen på annat sätt, BILAGA 3.

I etapp 3 framräknades den slutliga fördelningen av den platsgjutna betongen på grundkonstruktioner, vertikala bärverk och horisontella bärverk. Det skedde med utgångspunkt från den erhållna fördelningen för de olika byggnadstyperna i etapp 2. Hänsyn togs därvid till fördelningen på olika byggnadstyper av den årliga mängden cement, som används till platsgjuten betong, FIG 2:2 och TAB 2:3. Denna fördelning avser 1976 och den anses här representera 1,625 milj ton eller 65 % av den totala cementkonsumtionen på 2,5 milj ton under året i landet. De 65 procenten cement till platsgjuten betong antas fördelade på:

fabriksbetong	55%
statliga verk, privat tillverkning etc	10%

De framräknade värdena har korrigerats med hänsyn till storleksfördelningen mellan objekten. Slutligen undersöktes inverkan av cementrikare betong i vissa fall, t ex i broar jämfört med bostadshus. I BILAGA 4 exemplifieras tillvägagångssättet i den tredje etappen vid beräkningen av den slutliga fördelningen.

TAB. 2:2 Betongens fördelning på grundkonstruktioner, vertikala och horisontella bärverk. Flerfamiljshus.

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:			Σ m ³
	Grundkonstruktioner (grovbetong, grund-sulor, plattor på mark etc)	Vertikala bärverk (grundmurar, väggar, pelare etc)	Horisontella bärverk (bjälklag, balkar etc)	
F 1	84 (16%)	107 (20%)	347 (64%)	538
F 2	108 (6%)	656 (35%)	1098 (59%)	1862
F 3	1273 (23%)	3008 (53%)	1357 (24%)	5638
F 4	742 (9%)	2930 (37%)	4277 (54%)	7949
F 5	754 (6%)	4664 (35%)	7876 (59%)	13294
F 6	3471 (26%)	3552 (26%)	6524 (48%)	13547
F 7	1266 (9%)	5880 (42%)	6857 (49%)	14003
7 Σ F _i i=1	7698 (13%)	20797 (37%)	28336 (50%)	56831

För omräkning av betongvolym till cementvikt eller omvänt har följande omräkningstal använts

K 7,5	150 kg cement/m ³	(för div ej specificerad grovbetong)
K 15	190 kg cement/m ³	
K 20	215 kg cement/m ³	
K 25	240 kg cement/m ³	
K 30	270 kg cement/m ³	(295 för vattentät)
K 35	295 kg cement/m ³	
K 40	350 kg cement/m ³	
K 45	375 kg cement/m ³	
K 50	400 kg cement/m ³	

Sedan marknadsundersökningen genomfördes har mängden cement per m³ sjunkit och siffrorna är idag märkbart lägre. Inverkan härav på betongens fördelning på olika konstruktions-element blir ingen eller marginell.

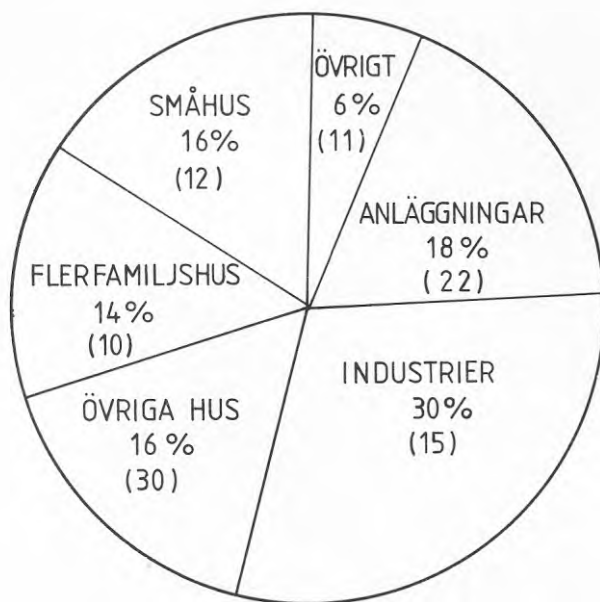


FIG 2:2 Fördelning på olika byggnadstyper av den cementmängd som används till platsgjuten betong. Figuren avser cement i Sverige under 1976. Siffrorna inom parentes gäller för 1979-1980.

TAB 2:3. Fördelning av mängden cement till platsgjuten betong på olika byggnadstyper. Tabellen avser cement i Sverige under 1976.

Byggnadstyp	Cementmängd ton	Fördelningstal μ %
Småhus	260.000	16
Flerfamiljshus	227.500	14
Övriga hus	260.000	16
Industri	487.500	30
Anläggningar	292.500	18
Övrigt	97.500	6
Summa	1.625.000	100

2.2.3 Resultat

Fördelningen av den totala mängden platsgjuten betong enligt undersökningen framgår av FIG 2:3. Nästan hälften, 45%, föll på grundkonstruktioner, medan resten fördelades nästan lika mellan vertikala och horisontella bärverk 27 respektive 28%. För de skilda byggnadstyperna erhöles väsentligt olika fördelning, FIG 2:4.

Mer detaljerat framgår fördelningarna av TAB 2:4-5. Den förra visar fördelningen före korrigering (ovägda värden) med hänsyn till objektens storleksfördelning och den senare fördelningen efter en sådan korrigering (vägda värden). TAB 2:5 kan betraktas som slutresultat för hela marknadsundersökningen.

2.2.4 Värdering och kommentar

Det framgår klart av t ex FIG 2:5-6 att spridningen i betongens fördelning på olika konstruktionsdelar är mycket stor mellan enskilda byggnader, se även BILAGA 2. Bortsett från Småhus (S) och Övrigt (L och R), där fördelningen uppskattas på annat sätt, tycks Flerfamiljshus vara mest enhetliga, men även för

dem föreligger en icke oväsentlig spridning, FIG 2:5-6. Man kan därför ej vänta att resultaten skall ge en exakt bild av den verkliga fördelningen utan endast en relativt grov approximation. En viss statistisk värdering har gjorts av fördelningstalen, dvs procenttalen i nedre raden i TAB 2:5, för objekten i BILAGA 2 under följande förutsättningar

fördelningen av betongen på grundkonstruktioner, vertikala och horisontella bärverk är oberoende av objektets storlek

de utvalda objekten är storleksmässigt representativa

procenttalen är normalfördelade

de olika byggnadstypernas andel av den totala cementåtgången för platsgjuten betong har beaktats på samma sätt som när resultaten i etapp 3 framräknades, 2.2.2.

Resultatet blev att de sanna fördelningstalen för all platsgjuten betong med 80% säkerhet kommer att ligga i intervallen

Grundkonstruktioner	48-57%	(45%)
Vertikala bärverk	19-25%	(27%)
Horisontella bärverk	22-29%	(28%)

Man måste ha i minnet, att denna beräkning, bygger enbart på procenttalen. Resultaten enligt TAB 2:5 byggde däremot på reella betongvolymer. Detta förklarar, varför de då erhållna värdena (inom parentes ovan) delvis ligger utanför de statistiskt framräknade intervallen. Värdena, som ovan framräknats statistiskt, skall främst ses som ett försök till uppskattning av spridningen. Resultaten ovan tyder på en större andel horisontella bärverk än vertikala, vilket överensstämmer med kontrollundersökningen, 2.3.

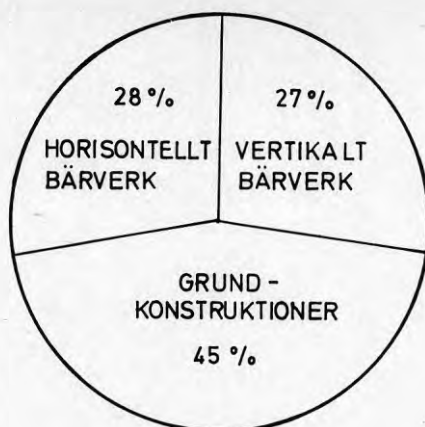


FIG 2:3 Fördelning av volymen platsgjuten betong på olika typer av konstruktionselement. Figuren avser betong i Sverige under 1976.

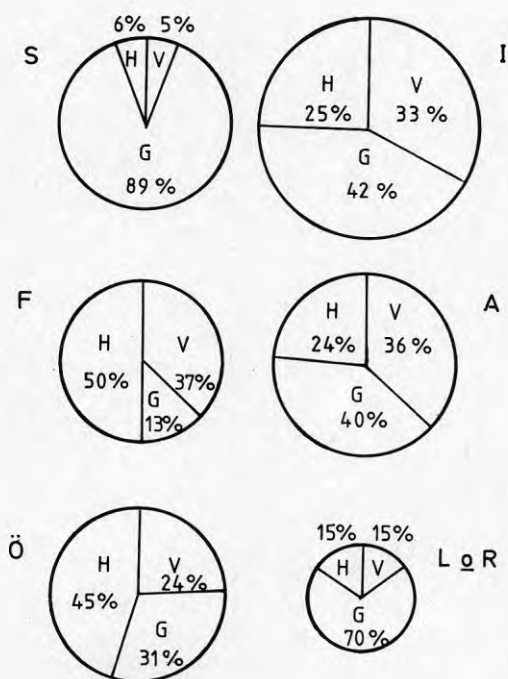


FIG 2:4 Fördelning av volymen platsgjuten betong på olika typer av konstruktionselement i skilda typer av byggnader. Cirklarnas yta är proportionell mot de olika byggnadstypernas andel av den totala mängden platsgjuten betong. Figuren avser betong i Sverige under 1976.

TAB. 2:4 Den platsgjutna betongens fördelning på olika byggnadsdelar och byggnadstyper. Resultaten baserar sig på en undersökning av 3,5-4% av den platsgjutna betongen i Sverige under 1976. Ovägda värden.

Byggnadstyp	Grundkonstruktioner m ³	Vertikala bärverk m ³	Horisontella bärverk m ³	Σ m ³
SMAHUS	959 500 (89%)	55 500 (5%)	63 500 (6%)	1 078 500
FLERFAMILJSHUS	125 424 (13%)	338 848 (37%)	461 681 (50%)	925 953
ÖVRIGA HUS	297 794 (29%)	252 206 (25%)	468 578 (46%)	1 018 578
INDUSTRIER	686 423 (38%)	652 787 (36%)	464 673 (26%)	1 803 883
ANLÄGGNINGAR	411 792 (42%)	357 565 (36%)	214 418 (22%)	983 775
ÖVRIGT	259 010 (70%)	57 270 (15%)	54 650 (15%)	370 930
Σ m ³	2 739 943	1 714 176	1 727 500	6 181 619
Procentuell andel	44 %	28 %	28 %	100 %

TAB. 2:5 Den platsgjutna betongens fördelning på olika byggnadsdelar och byggnadstyper. Resultaten baserar sig på en undersökning av 3,5-4% av den platsgjutna betongen i Sverige under 1976. Vägda värden med hänsyn till byggnadernas fördelning på olika stora objekt.

Byggnadstyp	Grundkonstruktioner m ³	Vertikala bärverk m ³	Horisontella bärverk m ³	Σ m ³
SMAHUS	959 500 (89%)	55 500 (5%)	63 500 (6%)	1 078 500
FLERFAMILJSHUS	125 500 (13%)	339 000 (37%)	461 500 (50%)	926 000
ÖVRIGA HUS	310 500 (31%)	246 500 (24%)	461 500 (45%)	1 018 500
INDUSTRIER	759 500 (42%)	598 000 (33%)	446 500 (25%)	1 804 000
ANLÄGGNINGAR	392 500 (40%)	354 500 (36%)	237 000 (24%)	984 000
ÖVRIGT	259 000 (70%)	57 000 (15%)	54 500 (15%)	370 500
Σ m ³	2 806 500	1 650 500	1 724 500	6 181 500
Procentuell andel	45 %	27 %	28 %	100 %

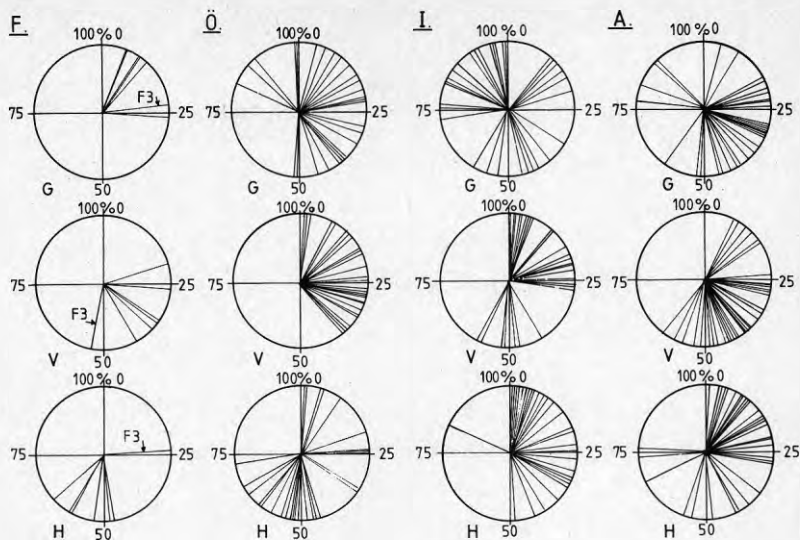


FIG 2:5 Fördelning av volymen platsgjuten betong på grundkonstruktioner (G), vertikala bärverk (V) och horisontella bärverk (H). Figuren avser betong i Sverige under 1976.

I cirkeldiagrammen representerar varje linje (radie) ett byggnadsobjekt och anger i procent hur stor andel av hela byggnadens betongmängd som gått till G, V eller H. Objekt F3 enligt TAB 2:2 har markerats som ett exempel.

F = Flerfamiljshus I = Industrier
 Ö = Övriga hus A = Anläggningar

Fördelningen av mängden platsgjuten betong enligt FIG 2:3 ovan byggde på cementets fördelning på olika byggnadstyper år 1976, FIG 2:2. Ändras denna cementfördelning kommer även betongens fördelning på konstruktionsdelar att ändras. Den ändrade fördelningen i procent beräknas ur följande formler

$$\begin{aligned} \text{Grundkonstruktioner:} & P_g = 89\mu_S + 13\mu_F + 31\mu_{\text{Ö}} + 42\mu_I + 40\mu_A + 70\mu_{\text{LR}} \\ \text{Vertikala bärverk:} & P_v = 5\mu_S + 37\mu_F + 24\mu_{\text{Ö}} + 33\mu_I + 36\mu_A + 15\mu_{\text{LR}} \\ \text{Horisontella bärverk:} & P_h = 6\mu_S + 50\mu_F + 45\mu_{\text{Ö}} + 25\mu_I + 24\mu_A + 15\mu_{\text{LR}} \end{aligned}$$

där koefficienterna 89, 13 osv är den platsgjutna betongens fördelning enligt TAB 2:5 (värdena inom parentes).

μ_S , μ_F osv är andel cement till Småhus, Flerfamiljshus etc enligt FIG 2:2.

För 1979-1980 kan man räkna med

$$\begin{array}{llll} \mu_S & = & 12\% & (-4) & \mu_I & = & 15\% & (-15) \\ \mu_F & = & 10\% & (+4) & \mu_A & = & 22\% & (+4) \\ \mu_{\text{Ö}} & = & 30\% & (+14) & \mu_{\text{LR}} & = & 11\% & (+5) \end{array}$$

I formlerna insätts $\mu_S = 12$ (=12%) osv. Siffrorna inom parentes visar avvikelserna gentemot värdena för 1976 enligt FIG 2:2.

Fördelningen av platsgjuten betongen kan då med nyssnämnda formler för 1979 uppskattas till

		1979-1980	1976
Grundkonstruktioner:	$P_g =$	44%	45%
Vertikala bärverk:	$P_v =$	26%	27%
Horisontella bärverk:	$P_h =$	30%	28%

Skillnaden i fördelningstalen P_g , P_v och P_h är som synes ringa (1-2%), trots stora avvikelser i fördelningstalen m för cementtåtgången till olika byggnadstyper ($\mu_{\text{Ö}}$ ökade 14% och μ_I minskade 15%).

Korrigerig av fördelningarna i TAB 2:4 har gjorts i TAB 2:5 med hänsyn till storleksfördelningen mellan objekten för Övriga hus, Industrier och Anläggningar, men ej för Småhus, Flerfamiljshus och Övrigt. För de tre förstnämnda typerna har särskild fördelning skett, BILAGA 4. Småhus och Flerfamiljshus har ungefär samma fördelning för små, medelstora och stora objekt och Övrigt (L och R) representerar en relativt sett liten betongmängd. Korrigerig för dessa tre typer har därför ej ansetts behövlig.

En jämförelse mellan TAB 2:4 och TAB 2:5 visar att inverkan av objektens storlek är relativt ringa och betydligt mindre än den spridning på grund av olika byggnadssätt som kan väntas av primärresultaten i BILAGA 2 och FIG 2:5-6 samt av den statistiska uppskattningen ovan.

Vissa konstruktionsdelar i en byggnad tillverkas ibland i annan kvalitet än andra. Sålunda kan ett brodäck ur hållfasthetssynpunkt kräva högre hållfasthet än frontmurar och bottenplattor och en grundkonstruktion kan till skillnad från övriga delar behöva vattentät betong. Detta innebär att fördelningen av cementåtgången på olika konstruktionsdelar avviker från de framräknade fördelningstalen för betongen. En undersökning omfattande alla de 115 objekten visade, att cementets fördelning skiljde sig endast obetydligt från betongens, TAB 2:6. Största avvikelserna, 3%, registrerades för Grundkonstruktioner hos Anläggningar. Där används 42% av betongvolymen till Grundkonstruktioner, men endast 39% av det använda cementet. Undersökningen av cementets fördelning genomfördes med hjälp av uppgifterna på databladet, TAB 2:1, på följande sätt. För varje byggnadstyp summerades betongvolymerna av olika hållfasthetsklasser för vardera Grundkonstruktioner, Vertikala bärverk och Horisontella bärverk. Betongvolymerna omräknades därefter till cementmängd med hjälp av omräkningstalen i 2.2.2. Förfaringsättet framgår av följande exempel för Flerfamiljshus, TAB 2:7.

TAB 2:6 Betongens och cementets fördelning för Flerfamiljshus.

	Betong		Cement	
	m ³	%	t	%
Grundkonstruktioner	7700	13	2084	15
Vertikala bärverk	20794	37	4831	35
Horisontella bärverk	28336	50	6965	50
Summa	56830	100	13880	100

TAB 2:7 Omräkning av betongvolym till cementmängd.

Grundkonstruktioner

	ospec	K 15	K 20	K 25	K 30	K 30 _v	K 35	K 35 _v	Σ
Betong m ³	6		632	3005	162	3299		596	<u>7700</u>
Omräk- nings- tal t/m ³	0,150		0,215	0,240	0,270	0,295		0,295	
Cement t	0,9		136	721	44	973		209	<u>2084</u>

Vertikala bärverk

	ospec	K 15	K 20	K 25	K 30	K 30 _v	K 35	K 35 _v	Σ
Betong m ³			3552	16891	333	18			<u>20794</u>
Omräk- nings- tal t/m ³			0,215	0,240	0,270	0,295			
Cement t			764	4053	9	5			<u>4831</u>

Horisontella bärverk

	ospec	K 15	K 20	K 25	K 30	K 30 _v	K 35	K 35 _v	K 40	K 40 _v	Σ
Betong m ³				25666	537	68	1504			561	<u>28336</u>
Omräk- nings- tal t/m ³				0,240	0,270	0,295	0,295				
Cement t				6160	145	20	444			196	<u>6965</u>

Totala betongvolymen	56830 m ³
Totala cementmängden	13880 t

Betongvolymen och cementmängden fördelas då enligt TAB 2:6.

För alla byggnadstyperna sammantagna blir dock skillnaden mellan cementets och betongens fördelning avsevärt mindre och kan försummas med tanke på den spridning som föreligger hos fördelningstalen enligt den statistiska uppskattningen ovan.

2.2.5 Sammanfattning av huvudundersökningen

Slutresultatet av undersökningen kan sammanfattas. Mängden platsgjuten betong fördelade sig på

Grundkonstruktioner	45%
Vertikala bärverk	27%
Horisontella bärverk	28%

och avvikelserna från de sanna värdena ligger inom ett intervall av storleken < 10%. Ungefär hälften av betongen faller således på Grundkonstruktioner, medan resten fördelar sig ungefär lika på Vertikala och Horisontella bärverk, troligen med viss övervikt för den sistnämnda typen.

2.3 Fördelning grundad på leverans av färdig betongmassa

2.3.1 Omfattning

För att få en viss kontroll av resultaten i huvudundersökningen enligt 2.2 genomfördes en mindre, oberoende undersökning baserad på leveranser från 6 olika betongfabriker från skilda delar av landet under ett par veckor under sommarhalvåret 1977. Den undersökta betongmängden motsvarade ca 0,3% av mängden platsgjuten betong i Sverige under 1976.

2.3.2 Utförande

Uppgifterna om betongkvantiteterna och deras fördelning på olika konstruktionselement hämtades från datablad, som ifyllts av ordermottagarna på respektive betongfabrik. Uppgifterna på dessa datablad var lika detaljerade som i huvudundersökningen, men uppdelningen av betongvolymen skedde endast på de tre huvudgrupperna grundkonstruktioner, vertikala bärverk och horisontella bärverk. Ingen uppdelning gjordes på olika hus typer.

Av den totala cementmängden gick enligt 2.2.2 55% till betongfabriker och 10% till statliga verk och privat betongtillverkning.

Hänsyn till den sistnämnda kvantiteten har tagits genom tillägg av en motsvarande betongvolym. Av denna har 70% antagits falla på statliga verk (Staten) med en fördelning som för Anläggningar, och 30% på privat tillverkning (GDS = Gör Det Själv) med en fördelning som för Småhus, TAB 2:8.

2.3.3 Resultat

Den platsgjutna betongens fördelning på grundkonstruktioner, vertikala bärverk och horisontella bärverk framgår av TAB 2:8.

2.3.4 Kommentarer och sammanfattning av kontrollundersökningen

Kontrollundersökningen ger i fråga om storleksordning en liknande fördelning av den platsgjutna betongen som huvudundersökningen. Speciellt är överensstämmelsen god för grundkonstruktioner (46 gentemot 45%). Däremot föreligger en viss skillnad för vertikala bärverk (18 gentemot 27%) och horisontella (36 gentemot 28%). Å andra sidan kan sägas, att det finns en sådan skillnad (om än mindre) enligt den statistiska uppskattningen i 2.2.4, vilken därmed i viss mån bestyrks.

Kontrollundersökningen var avsevärt mindre än huvudundersökningen och måste därför ges mindre vikt. Den bekräftar dock att knappt hälften av all platsgjuten betong går till grundkonstruktioner. Resten fördelas på vertikala och horisontella bärverk ungefär i proportionerna 1:2.

TAB 2:8 Den platsgjutna betongens fördelning på olika byggnadsdelar. Resultaten bygger på uppgifter från betongfabriker och baserar sig på en betongmängd motsvarande ca 0,3% av den platsgjutna betongen i Sverige under 1976.

Fabrik nr	Grundkonstruktioner m ³	Vertikala bärverk m ³	Horisontella bärverk m ³	Σ m ³
1	2 850 (30%)	2 030 (22%)	4 560 (48%)	9 440
2	1 460 (85%)	155 (9%)	100 (6%)	1 715
3	760 (45%)	105 (6%)	820 (49%)	1 685
4	1 095 (68%)	200 (12%)	330 (20%)	1 625
5	1 250 (39%)	535 (16%)	1 445 (45%)	3 230
6	1 520 (57%)	415 (15%)	740 (28%)	2 675
	8 935	3 440	7 995	20 370
Procentuell andel	44%	17%	39%	100%
Staten ¹⁾	1 035	935	620	2 590
GDS ²⁾	980	55	65	1 100
Σ	10 950	4 430	8 680	24 060
Procentuell andel	46%	18%	36%	100%

1. En uppskattning av Statens andel av platsgjuten betong utöver den från betongfabriker. Betongen fördelad som för ANLÄGGNINGAR i TAB 2:5
2. Uppskattning av platsgjuten GDS(Gör Det Själv)-betong, fördelad som för SMAHUS i TAB 2:5

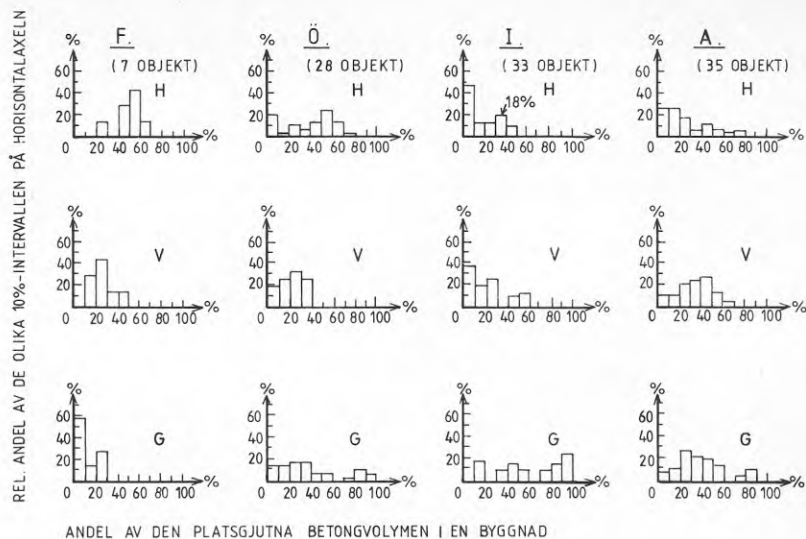


FIG 2:6 Fördelning av volymen platsgjuten betong på grundkonstruktioner (G), vertikala bärverk (V) och horisontella bärverk (H). På den horisontella axeln anges andelen betong, som faller på G, V eller H och på den vertikala axeln anges relativa frekvensen för de olika intervallen på horisontalaxeln. Exempelvis gäller för industrier (I) att 18% av de 33 objekten hade 30-40% av den platsgjutna betongen i horisontella bärverk.

F = flerfamiljshus

I = industrier

Ö = övriga hus

A = anläggningar

2.4 Betongelement

För betongelement finns ej samma skäl som för platsgjuten betong att dela in betongen i grundkonstruktioner, vertikala bärverk och horisontella bärverk. Ofta gjuts och avformas betongelement i huvudsak på samma sätt, oavsett om de kommer att användas i grunder, väggar eller bjälklag. Problemen i en betongelementfabrik blir därför ej desamma som på en byggnadsplats. Härdningsbetingelserna är i regel gynnsammare, men problem med korttidshållfasthet kan uppstå t ex vid tidig uppspanning av element.

Med hänsyn till ovanstående ges därför endast en kortfattad sammanställning av kvantiteterna av de viktigaste elementtyperna för 1976, dvs det år som undersökningen av platsgjutna betongen avser. Uppgifterna i sammanställningen nedan har erhållits från Cementa AB. Värdena inom parentes avser 1980.

Elementtyp	Kvantitet ton	Betongvolym m ³
Pelare, balkar, ramar	450480 (347371)	187660
Bjälklags- och taklement	318706 (259680)	132790
Väggelement	218782 (221045)	91160

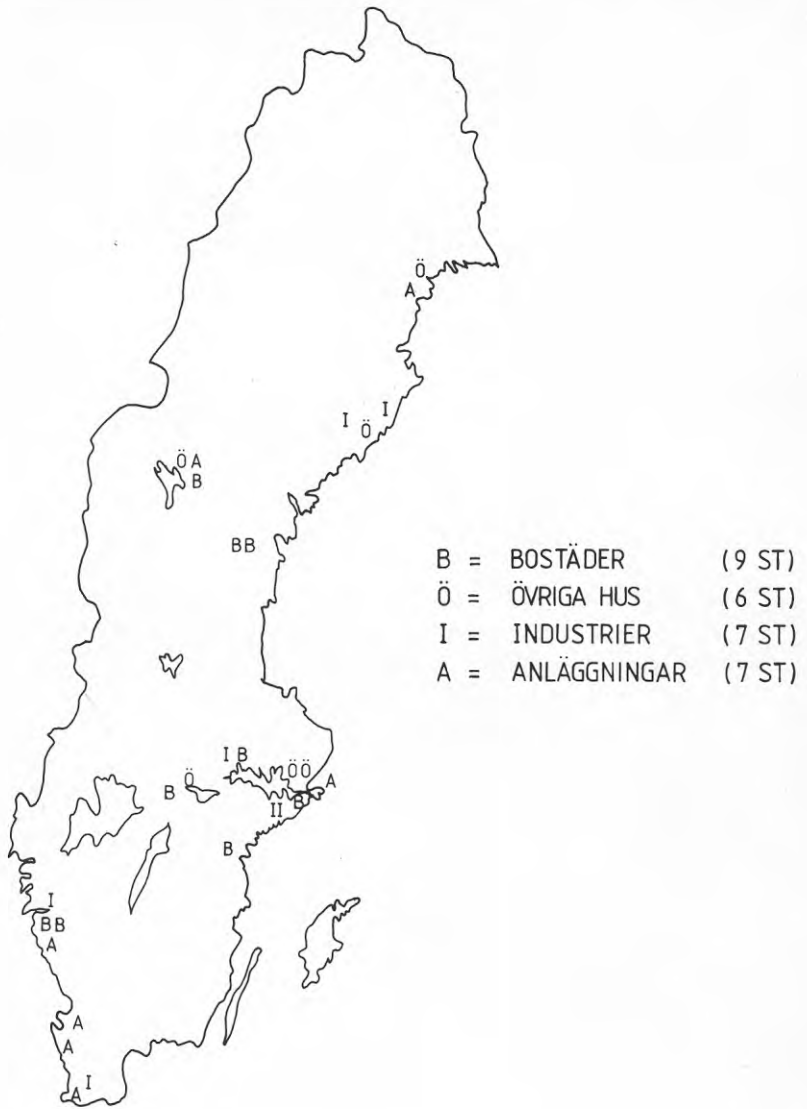


FIG 3:1 Geografisk fördelning av de arbetsplatser, där intervjuerna om avformningshållfasthet och avformningstid gjordes för platsgjuten betong.

3 KORTTIDSHÅLLFASTHET I PRAKTIKEN - EN INTERVJUUNDERSÖKNING

3.1 Omfattning

Undersökningen om korttidshållfasthet har i huvudsak varit inriktad på platsgjuten betong men i viss omfattning har även förhållandena vid förtillverkade betongelement beaktats.

Intervjuer om avformningshållfasthet, avformningstid och uppspanningshållfasthet samt därmed sammanhängande problem vid platsgjuten betong har gjorts med 29 arbetsledare. Dessa representerade olika typer av byggnader (bostäder, industrier etc) och var fördelade över hela landet enligt FIG 3:1 för att fånga in verkan av olika klimat.

För kompletterande synpunkter intervjuades dessutom några konstruktörer och en formtillverkare samt representanter från en byggnadsnämnd. Slutligen har intervjuer gjorts med två betongelementtillverkare.

3.2 Utförande

Efter några försöksintervjuer fastställdes nedanstående frågeformulär som följdes i fortsättningen. Alla arbetsledarna fick samma frågor, vilka ställdes muntligen och i samma ordning. Detta ansågs nödvändigt för en korrekt jämförelse mellan enskilda intervjuer. Enstaka frågor t ex om glidformsgjutning besvarades ej alltid, eftersom en del arbetsledare ej utfört sådana arbeten. Vid någon intervju utelämnades en eller annan fråga på grund av tidsbrist.

Tiden för en intervju var ca en timme, vilket gav utrymme för vissa kommentarer. Dessa var mest ingående i fråga om avformningstider och åtgärder för att påskynda hållfasthetstillväxten vintertid.

FRÅGEFORMULÄR

AVFORMNINGSTIDER OCH AVFORMNINGSHÅLLFASTHET

1	Avformningstid för vägg:	Sommar Vinter
2	Avformningshållfasthet för vägg:	Sommar Vinter
3	Avformningstid för pelare:	Sommar Vinter
4	Avformningshållfasthet för pelare:	Sommar Vinter
5	Avformningstid för bjälklag:	Sommar Vinter
6	Avformningshållfasthet för bjälklag:	Sommar Vinter
7	Avformningstid för balk:	Sommar Vinter
8	Avformningshållfasthet för balk:	Sommar Vinter
9	Avformningstid för grundkonstruktion:	Sommar Vinter
10	Avformningshållfasthet för grundkonstruktion:	Sommar Vinter

FORMAR

11 Använt formsystem

KLIMAT

12 När är det vinter: Vilka månader
Under vilken
temperatur

ATGÄRDER FÖR SNABBARE HÅLLFASTHETSTILLVÄXT

- 13 Isolering av form
- 14 Tillsats av kalciumklorid
- 15 Användning av betong med SH-cement
- 16 Höjning av hållfasthetsklass

FAKTORER SOM PÅVERKAR AVFORMNINGSTIDEN

- 17 Kollaps
- 18 Frost
- 19 Formrivningsskador (ytskador, lossnande ingjutningsdetaljer)
- 20 Deformation
- 21 Annan orsak

ÄNDRAD AVFORMNINGSTID

- 22 Medför längre avformningstid merkostnad eller annan olägenhet
- 23 Medför kortare avformningstid påtaglig fördel

TIDPUNKT FÖR BEARBETNING AV BETONG I GOLV OCH BE-LÄGGNINGAR

- 24 Tidpunkt för brädrivning av vakuumbehandlad yta
- 25 Tidpunkt för brädrivning av icke vakuumbehandlad yta
- 26 Tidpunkt för stålglättning av vakuumbehandlad yta
- 27 Tidpunkt för stålglättning av icke vakuumbehandlad yta

GLIDFORMSGJUTNING

- 28 Påverkar korttidshållfastheten glidformsgjutningen

SPECIELLA PROBLEM ELLER ÖNSKEMÅL VID AVFORMNING

- 29 Kan forskning ge bidrag av värde

3.3 Resultat, platsgjuten betong

3.3.1 Avformningstider

Avformningstiden, dvs tiden mellan gjutning och avformning, anges nedan och i tabellerna i hela dygn. I praktiken är tiden något kortare, eftersom gjutning ofta sker på eftermiddagen och avformning på förmiddagen. Avformningstiden 1 dygn innebär därför 16-20 timmar.

De enligt intervjuerna i praktiken använda formrivningstiderna framgår av TAB 3:1-4 och man konstaterar att

grundsulor, plintar, pålplattor etc avformas oavsett byggnadstyp ofta efter 1 dygn. Det sker för att möjliggöra fortsatt arbete med återfyllning och formsättning för väggar.

väggar och pelare till Bostäder, Övriga hus och Industrier normalt avformas efter 1 dygn. Vid anläggningar är avformningstiden 1-7 dygn beroende på omständigheter som temperatur, föreskrifter osv.

avformningstiden för bjälklag, dvs fribärande plattor och balkar varierar starkt både inom en och samma byggnadstyp och mellan olika byggnadstyper. Variationerna sammanhänger med formsystemet, men även med temperaturen. De kortaste avformningstiderna finner man vid Bostäder och de längsta vid Anläggningar.

ingen påtaglig skillnad i avformningstid finns med hänsyn till geografisk belägenhet och klimat. Dock förlänger stark kyla ibland avformningstiden med något dygn. De skillnader av klimatskäl som naturligen borde finnas mellan landets södra och norra delar och mellan sommar och vinter, kompenseras genom olika åtgärder. Exempel på sådana är användning av isolerade formar, extra värme och kalciumklorid. Totalt sett har Anläggningar längst avformningstid och Bostäder kortast. Övriga hus och Industrier har ungefär samma avformningstider som Bostäder.

TAB 3:1 Avformningstider för Bostäder

Arbetsledare - ort	Avformningstid i dygn för				
	Grund- konstruk- tioner	Väggar	Pelare	Bjälklag	Balkar
B1 - Göteborg		1	1	3 ^{a)} -7 ^{b)}	
B2 - "-		1		5 ^{c)}	
B2 - Norrköping	1	1	1 ^{d)}	7 ^{e)}	7
B4 - Stockholm	<1	1	1	7-14 ^{f)}	7-14
B5 - Västerås	3 ^{g)}				
B6 - Örebro		1		2-3 ^{h)}	
B7 - Sundsvall	1	1	1	3	
B8 - "-	1	1	≥1 ⁱ⁾	3	
B9 - Östersund	1 ^{j)}	1		3,5-4	

- a. Sommarklimat
- b. Vinterklimat
- c. Stämpning efter avformning så att spännvidden blir ≤ 3 m
- d. Eventuellt längre tid om vintern
- e. Skyddsstämp endast vid extra laster
- f. Ej samma brådska som för väggar
- g. Man siktar till gjutning på fredagar och avformning på måndagar.
- h. Skyddsstämp, som för ned lasterna till marken, står kvar tills alla bjälklag är gjutna
- i. Normalt längre avformningstid än för väggar
- j. Gjuts endast sommartid

TAB 3:2 Avformningstider för Övriga hus, dvs kontorshus, affärshus, skolor, sjukhus etc.

Arbetsledare - ort	Avformningstid i dygn för				
	Grund- konstruk- tioner	Väggar	Pelare	Bjälklag	Balkar
Ö1 - Stockholm	1	1	1	a)	a)
Ö2 - "-	1	1	1	7-10 ^b	7-10
Ö3 - Örebro		1		c)	c)
Ö4 - Umeå	1	1	1-2 ^{d)}	4-6 ^{e)}	4-6 ^{c)}
Ö5 - Luleå	1	1	1	<u>3</u> -4 ^{f)}	
Ö6 - Östersund		1-2 ^{g)}	1-2 ^{g)}	7 ^{h)}	<u>3</u> -4 ^{h)i)}

- a. När hållfastheten är $0,8 \cdot K_{28}$
- b. Säkerhetsstämp vid formsättning medför att formen kan rivras tidigare
- c. När hållfastheten är 15 MPa
- d. Vid exceptionell kyla, -10 à -15°C , ökas tiden till två dygn
- e. Vid vanliga bjälklag fyra dygn med tillskottsvärme efter behov under vintern. Detta speciella bygge med 300 mm tjocka plattor krävde 5-6 dygn. Säkerhetsstämp vid spännvidder > 4 m, likaså vid balkar, där man är extra försiktig
- f. Säkerhetsstämp mot deformationer och laster från ovanför liggande bjälklag
- g. Vintertid är 2 dygn normalt
- h. Man lämnar kvar säkerhetsstämp
- i. Vintertid är avformningstiden ≥ 4 dygn. Bottenformen sitter kvar någon dag extra

TAB 3:3 Avformningstider för Industrier

Arbetsledare - ort	Avformningstider i dygn för				
	Grund- konstruk- tioner	Väggar	Pelare	Bjälklag	Balkar
I1 - Lund	1	1	1-1,5 ^{a)}	3-7 ^{b)}	3-7 ^{b)}
I2 - Göteborg	1	1	1	7-10 ^{c)}	7-10 ^{c)}
I3 - Stockholm	>1 ^{d)}	1	1	>3 ^{e)}	>3 ^{e)}
I4 - "-	1	1	1	5	5
I5 - Västerås	1	1-2 ^{f)}	1-2 ^{g)}	2-7 ^{h)}	2-7 ^{h)}
I6 - Umeå		2-3 ⁱ⁾		3 ^{j)}	3 ^{j)}
I7 - "-	1	1	1	5-7 ^{k)}	5-7 ^{k)}

- a. Någon gång krävs längre tid före formrivning vintertid
- b. 3 dygn gäller sommartid och 7 dygn vintertid
- c. Beroende av temperatur, last, säkerhetsstämp etc
- d. Längre tid än 1 dygn vid kantbalkar med isoleringsskivor
- e. Ofta 3 dygn vid valvbord. Tiden varierar dock med konstruktion, last, säkerhetsstämp m m
- f. Vid kyla 2 dygn
- g. Oftast 2 dygn vid stora pelare. Tiden beror bl a på formen och armeringen och möjligheten att tillverka den senare
- h. Vid normala spännvidder (< 4 m) 2-3 dygn. I vissa fall sätts skyddsstämp in. Tjocka valv kräver ofta längre tid. Vid stora spännvidder är 7 dygn vanligt. I fall med exceptionella laster etc har formrivningen skett först efter 3 veckor
- i. Ej mer än 3 dygn och ej mindre än 2 dygn, ty då fås avskalningsskador
- j. Speciell formbyggnad och formcykel
- k. Minimitid är 5 dygn. Vid sträng kyla upp till 7 dygn

TAB 3:4 Avformningstider för Anläggningar

Arbetsledare - ort	Avformningstid i dygn för				
	Grund- konstruk- tioner	Väggar	Pelare	Bjälklag	Balkar
A1 - Malmö	1	ca 7 ^{a)}	1-7 ^{b)}	7-14 ^{c)}	7-14 ^{c)}
A2 - Helsingborg	1	1-7 ^{d)}	1	4-7 ^{e)}	4-7 ^{e)}
A3 - Ängelholm	1	1-4 ^{f)}	3-7 ^{g)}	7-14 ^{h)}	7-14 ^{h)}
A4 - Ringhals	>1 ⁱ⁾	2-3 ^{j)}	2-3 ^{j)}	14-21 ^{k)}	14-21 ^{k)}
A5 - Stockholm	1	2-6 ^{l)}	2-6 ^{l)}	>7 ^{m)}	>7 ^{m)}
A6 - Luleå	>1 ⁿ⁾	1-3 ^{o)p)}	1	3 ^{p)}	3 ^{p)}
A7 - Östersund	1	1-2 ^{q)}	>1 ^{q)}	>4 ^{r)}	>4 ^{r)}

- a. Avser reningsverk. Vid broar kortare avformningstid, dock ej mindre än 3-4 dygn
- b. Grova pelare avformas efter samma tid som väggar
- c. Reningsverk har ofta 10 dygn, broar 14 dygn enligt konstruktörens anvisningar
- d. Vid broar ofta avformning efter hand. Man börjar ofta efter 1 dygn och avformningen kan sedan fortsätta under en veckas tid. Vid reningsverk 1 dygn, som kan bli 2-3 dygn vid otjänlig väderlek
- e. Vintertid behöver formen ibland sitta kvar en vecka
- f. Normal avformningstid är 3-4 dygn, medan 1 dygn egentligen är för kort tid
- g. Vid stålform används ofta den kortare tiden 3-4 dygn, men normal tid är ca 7 dygn
- i. Man försöker ofta gjuta en fredag och avforma följande måndag
- j. Med Std-cement är 2 dygn minimum och med LH-cement 3 dygn
- k. Minimitid är 14 dygn om sommaren och om vintern ca 21 dygn
- l. Enkla väggar avformas efter 2 dygn, men i andra fall används 3-4 dygn. Helst mindre avformningstid än 1 vecka
- m. För små mellanbjälklag gäller ca 1 vecka, vid stora bjälklag får erforderlig minimihållfasthet avgöra
- n. Vid monteringsform 1 dygn. För övrigt blir denna avformning utfyllnadsarbete
- o. Vid monteringsform 1 dygn för väggar. I detta fall 3 dygn för väggar och plattor i den lådsektion de bildade
- p. Före avformning och uppspänning krävdes minimum 26 MPa
- q. Vintertid 2 dygn om möjligt. Avformningstiden beror på temperatur och eventuell brådska. 1 dygn sommartid
- r. Sommartid 4-5 dygn. Spännvidd, laster etc påverkar formrivningstiden

3.3.2 Avformningshållfasthet

Krav på minsta hållfasthet vid avformning fanns nästan alltid vid Anläggningar men mera sällan vid övriga byggnadstyper, enligt TAB 3:5 endast i 20-25% av fallen. Tabellen visar också skillnaden i sättet att kontrollera avformningshållfastheten vid olika typer av byggnader. Objektlagrade kuber användes av alla de intervjuade arbetsledarna vid Anläggningar men inte av någon arbetsledare vid Bostadshus. För Övriga hus och Industrier kontrollerades hållfastheten i knappt hälften av alla fall med objektlagrade kuber. En indirekt kontroll av avformningshållfastheten med hjälp av mognadsgraden, TT-faktorn, gjordes alltid vid Bostadshus och Övriga hus. Kontroll med TT-faktorn används dessutom ofta jämsides med kubkontrollen vid Industrier och Anläggningar. Ingen av de utfrågade arbetsledarna avformade utan någon form av kontroll.

Kraven på avformningshållfastheten var antingen ställda som ett fixerat minsta hållfasthetsvärde eller i form av en minsta procentandel av fordrad hållfasthet.

TAB 3:5 Relativa frekvenser för angivande av formrivningshållfastheten på ritning, hållfasthetskontroll medelst TT-faktorn, hållfasthetskontroll medelst objektlagrade kuber.

Exempel: I 2 fall av 8 fanns avformningshållfastheten angiven på aktuell ritning till Industrier. Av de 8 arbetsledarna använde 7 TT-faktorn som hållfasthetskontroll och 3 objektlagrade kuber, dvs några använde båda metoderna.

Byggnadstyp	Avformningshållfasthet angiven på ritning	Hållfasthetskontroll	
		TT-faktorn	Objektlagrade kuber
Bostadshus	1/5	5/5	0/5
Övriga hus	1/5	5/5	2/5
Industrier	2/8	7/8	3/8
Anläggningar	6/7	5/7	7/7
Summa	10/25	22/25	12/25

Exempel på fordrad eller rekommenderad betonghållfasthet vid avformning och uppspanning (avspänning) framgår av TAB 3:6.

TAB 3:6 Fordrad eller rekommenderad betonghållfasthet vid avformning och uppspanning (avspänning) i MPa eller procent av fordrad sluthållfasthet. Sammanställning av värden erhållna vid intervjuer.

Enligt intervju	Grundkonstruktioner		Vertikala konstruktioner		Horisontella konstruktioner	
	MPa	%	MPa	%	MPa	%
B5	30					
B7			5 ¹⁾		6-8 ²⁾ 10-11 ³⁾	
B8					15	
Ö1						80
Ö3					15	
I5			15 ⁴⁾			
I7						75-80
A1						80
A2						80 ⁵⁾
A3						75
A4	20					70 ⁶⁾
A6						28 ⁷⁾
Entrepr. (mindre)						60-70 ⁸⁾
Konstruktör på konsultfirma	6 ⁹⁾		15 ⁹⁾ 15 ¹⁰⁾		24 ⁹⁾ 25 ¹⁰⁾	
Konstruktör på entrepr. företag						75 ¹¹⁾
Betonging. på entrepr. företag						75 ¹²⁾
Element- ¹³⁾ tillverkare	Spännbetong (avsp.-uppsp.) 35-40					
Konstruktör på konsultfirma	Spännbetong (avsp.-uppsp.) 15 ¹⁴⁾ (25)-30 ¹⁵⁾					

ANM.

1. V ä g g
2. Småhus
3. Höghus
4. Pelare
5. Lägre om ingen risk för kollaps föreligger
6. V ä g g och pelare
7. På grund av uppspänning
8. Gödselbehållare
9. Industri, reningsverk etc
10. Kärnkraftverk
11. Husbyggnader
12. Anges ibland
13. Två tillverkare
14. 1:a uppspänning
15. Full uppspänning

3.3.3 Formar

Ett stort antal formtyper användes, alltifrån lättmanövrerade standardformar t ex för väggar i bostadshus till mera komplicerade specialformar vid vissa anläggningar. Huvudvikten lades vid att hålla planerad avformningstid (gjutcykel) på grund av de stora kostnader, som knyts till formen, speciellt om denna är hyrd.

3.3.4 Klimat

Byggvintern bestäms på arbetsplatserna huvudsakligen av temperaturen, t ex för åtgärder som isolering och extra uppvärmning. Vissa åtgärder är dock mer eller mindre knutna till almanackan. Varm betong levereras ofta från betongfabrikerna efter ett visst datum. Detsamma tycks gälla tillsats av kalciumklorid, där sådan får användas. Iordningställande av isolerade formar sker av förutseende byggare i god tid före köldperioden.

3.3.5 Åtgärder för snabbare hållfasthetstillväxt

Intervjuerna visade entydigt att förutbestämda formrivningstider måste hållas, jfr TAB 3:1-4. För att möjliggöra detta sattes olika åtgärder in. Vissa åtgärder är mycket vanliga vintertid,

nämigen isolering av formar i Mellansverige och Norrland, extra värme och kalciumklorid, TAB 3:7. Andra åtgärder förekommer enligt tabellen mera tillfälligt. Sådana är höjning av hållfasthetsklassen 1 à 2 steg eller utbyte av standardcement (Std) mot snabbt hårdnande cement (SH). Uppgifterna i tabellen om tillfälliga åtgärder innebär, att de tillfrågade arbetsledarna någon eller några gånger under sin verksamhet tillgripit åtgärden, t ex för att klara en onormalt stor last vid avformningen eller stark kyla.

TAB 3:7 Relativ frekvens av olika åtgärder för att nå erforderlig formrivningshållfasthet vid olika byggnadstyper. Den första siffran anger antalet tillfrågade arbetsledare som använder en viss åtgärd, den andra siffran antalet tillfrågade.

Exempel: 4 arbetsledare av 5 använder kalciumklorid, CaCl_2 , till Övriga hus.

	Åtgärder				
	Vanliga			Tillfälliga	
Byggnadstyp	Isole- ring av formar	Extra värme	CaCl_2	Höjd håll- fasthets- klass	SH- cement
Bostäder	7/7	6/9	9/9	6/6	2/7
Övriga hus	5/5	5/6	4/5	5/5	1/5
Industrier	5/6	6/7	7/7	5/6	3/7
Anläggningar	4/7	5/7	1/7	3/7	2/7
Totalt	21/25	22/29	21/28	19/24	8/26

Beträffande åtgärder för behövlig hållfasthet för avformning vid planerad tidpunkt, visar intervjuerna bl a, att

vid Bostäder, Övriga hus och Industrier, som har korta och pressade avformningstider, påskyndas hållfasthetstillväxten i stort sett alltid vid vinterklimat.

vid Anläggningar, som ofta har formen kvar under relativt lång tid, TAB 3:4, insätts åtgärder för snabbare hållfasthetstillväxt i vissa fall men inte alltid.

kalciumklorid används vid behov alltid till Bostäder och Industrier och ibland till Övriga hus men nästan aldrig till Anläggningar.

3.3.6 Faktorer som påverkar avformningshållfastheten

Flertalet arbetsledare ansåg sig inte ha någon risk för kollaps vid avformningen och ingen tog någon medveten kollapsrisk för att vinna tid. Man har normalt en viss garanti mot kollaps genom de åtgärder som är nödvändiga för att undvika frostsador, mekaniska formrivningssador, för stora deformationer m m.

Man var medveten om risken för frostsador, men problemet löstes normalt med de åtgärder som vidtogs för erforderlig avformningshållfasthet (isolering, CaCl_2 etc).

Formrivningssador är mest aktuella vid väggar och den vanligaste skadan utgör lossnande eldosor och liknande ingjutningsgods. Denna skadetyp inträffar speciellt vid låg avformningshållfasthet dvs oftast vintertid. Många arbetsledare angav speciellt lossnande eldosor som en besvärande och vanlig skada vintertid, TAB 3:8. Problemet med eldosor togs därför upp i laboratorieundersökningen, kapitel 4. Även andra formrivningssador nämndes men synes vara av mindre betydelse. I grundkonstruktioner är formrivningsskadorna av underordnad betydelse. Där saknas normalt ingjutningsgods och smärre ytsador är utan betydelse. Bjälklagskonstruktioner ger ej heller några egentliga problem med formrivningssador utom beträffande deformationer, jfr nedan. Det beror på att bjälklag i regel har högre hållfasthet än väggar vid avformning och därför är mer resistenta mot mekanisk åverkan.

TAB 3:8 Relativ frekvens av arbetsledare som angav lossnande ingjutningsgods, speciellt eldosor, som problem vid avformning.

Exempel: 2 arbetsledare av 6 vid Övriga hus ansåg att lossnande eldosor utgjorde ett avformningsproblem.

Byggnadstyp	Relativ frekvens
Bostäder	4/9
Övriga hus	2/6
Industrier	3/7
Anläggningar	0/7
Totalt	9/29

Flera arbetsledare angav deformationer, främst nedböjningar, som ett problem att beakta. Ibland anger konstruktören, att stämpan skall stå kvar tills ett visst antal ovanför liggande våningar gjutits. I andra fall begränsar man nedböjningen genom hjälpstämp som sätts in omedelbart efter avformningen. Inverkan av stämp studeras i laboratorieundersökningen, kapitel 4.

I praktiken har man i regel en förutbestämd formrivningstid, vilket TAB 3:1-4 klart antyder för grundkonstruktioner och väggar. Intervjuerna visade dock att detsamma normalt gäller även för bjälklag. Där varierar dock den förutbestämda avformningstiden mellan olika objekt på grund av valt formsystem m m. Med utgångspunkt från tidplan, typ av arbete, formsystem och avformningstid bestäms formmängden.

Risk för kollaps, frostskada, formrivningsskada, skadlig deformation, påverkar således ej normalt formrivningstiden. Däremot påverkar dessa risker åtgärderna för påskyndad hållfasthetstillväxt, TAB 3:7.

3.3.7 Ändrad avformningstid

Arbetsledarna ansåg allmänt en förlängd tid mellan gjutning och avformning otänkbar av olika skäl, främst kostnadsskäl.

TAB 3:9 Relativ frekvens av önskan om kortare avformningstid för bjälklag.

Exempel: 5 arbetsledare av 6 vid Industrier ansåg en förkortad avformningstid för bjälklag önskvärd. Förkortningen skall då vara minst ett dygn.

Byggnadstyp	Relativ frekvens
Bostäder	2/7
Övriga hus	3/5
Industrier	5/6
Anläggningar	6/6
Totalt	16/24

Mer än hälften av arbetsledarna framhöll att en kortare avformningstid skulle vara en påtaglig fördel, speciellt för bjälklag, TAB 3:9. Förkortningen måste vara minst ett dygn. Det fanns dock några arbetsledare som samtidigt menade, att en förkortning av avformningstiden skulle innebära en ökning av den press som redan finns på personalen vid byggena. I allmänhet ansåg man en förkortning av formrivningstiden för väggar onödig. Arbetet med väggar flyter i regel bra.

3.3.8 Tidpunkt för bearbetning av betongytor i golv och beläggningar

Utan vakuumbehandling varierar enligt intervjuerna tidpunkten för brädrivningens början från ca 1 till 7 timmar beroende på årstid, dvs klimat. De långa väntetiderna medför övertidsarbete. Någon arbetsledare menade därför att det är bättre med en relativt enkel avdragning av betongytan efter gjutning. En bra färdig yta erhåller man genom att påföra ett särskilt ytskikt i lugn och ro vid senare tidpunkt. Metoden tillämpas ibland enligt intervjuerna, bl a då kraven på ytan är så stora att en efterlagning ändå blir nödvändig.

Vakuumbehandling av betongytan efter gjutning medför att den fortsatta behandlingen i många fall påbörjas direkt eller i varje fall inom 1-2 timmar.

Resultaten från intervjuerna rörande tidpunkt för brädrivning och stålglättning är sammanställda i TAB 3:10. Bearbetningen skedde ofta maskinellt med glättningsmaskin.

TAB 3:10 Tidpunkt för start av brädrivning och stålglättning. Tiden anges från gjutningens respektive vakuumbehandlingens avslutning. De olika arbetsplatsernas (B2, B3 osv) geografiska läge framgår av TAB 3:1-4.

Intervju	Utan vakuumbehandling	Med vakuumbehandling
B2	2 tim ¹⁾	-
B3	4 tim ²⁾	-
B4	Flera tim ³⁾	Nästan direkt
B8	Varierar ⁴⁾	2,5 tim ⁵⁾
B9	1 - hela dagen ⁶⁾	-
Ö1	Varierar ⁷⁾	Direkt ⁸⁾
Ö2	Varierar ⁹⁾	1-1,5 tim ⁹⁾
Ö5	Direkt ¹⁰⁾	Direkt
Ö6	Varierar ¹¹⁾	20-30 min ¹²⁾
I1	13)	Direkt ¹⁴⁾
I2	Varierar ¹⁵⁾	Varierar ¹⁵⁾
I3	1-7 tim ¹⁶⁾	Direkt
I4	Varierar ¹⁷⁾	20 min - 1 tim
I5	2-5 tim ¹⁸⁾	Direkt
A1	Varierar ¹⁹⁾	-
A2	1-4 tim ²⁰⁾	-
A4	Varierar ²¹⁾	Nästan direkt
A5	Varierar ²²⁾	-
A7	ca 0-6 tim ²³⁾	-

Anm.

- 1) Spacklas vid behov före mattläggning
- 2) Glättningsmaskin. Vissa problem vintertid för att spackling måste ske.
- 3) Medför övertidsarbete
- 4) Beror på väder
- 5) Stålglättningen börjar nästan direkt efter brädrivningen. I lagerhallar och liknande är vakuumbehandling självklar, men däremot ej i bostäder, där man ändå får samma efterkostnad för övrig golvvuppbyggnad
- 6) 1 timme gäller vid hög temperatur. Vid låg temperatur kan hela dagen gå, innan arbetet påbörjas. Stålglättningen sker direkt efter brädrivningen
- 7) Tidpunkten beror på temperatur, K-värde och CaCl₂. Man provar och väntar, om så behövs
- 8) Direkt med maskin. Brädrivningen följs direkt av stålglättning till färdig yta
- 9) Ej direkt, man känner sig för. 200 m²/dag ger ofta övertid. Temperaturen i lokalen inverkar

- 10) Vid detta objekt gjordes 2 överfarter med vibratorbrygga. Dagen efter slipades topparna av och gropar spacklades. Här var kraven så höga, att man under alla omständigheter måste spackla
- 11) Beror av temperatur och relativ fuktighet. Normalt förflyter ett par timmar före brädrivningen och efter denna ytterligare ett par timmar före stålglättningen. Man får rätt tidpunkt genom erfarenhet
- 12) Vakuumbehandling svår vintertid på grund av vattnet. Torde ej gå att utföra under -10° à -15°C
- 13) Blir ej bra. Man får lägga ut banor och använda finsats, ev vått i vått
- 14) Vakuumbehandling bra för golv på mark, men ej för bjälklag, eftersom det ofta är svårt att få dit aggregaten (i silobyggnader etc)
- 15) Beror av temperatur och relativ fuktighet. Arbetarna vet oftast genom erfarenhet, när rätt tidpunkt är uppnådd. Ibland vid varm väderlek kan brädrivning ske direkt. Annars kan man ofta gjuta färdigt 120 m^2 , innan man börjar efterbehandlingen. Det kan vara befogat med 2 skift vid vakuumbehandling. Vid ett skift kan det inträffa, att man går hem för tidigt med missar som följd. Cementslam får ej komma upp i ytan under arbetets gång. Därför kan man tvingas göra prov på samma yta flera gånger. Man försöker ofta alltför tidigt. Stålglättning bör ej ske direkt efter brädrivningen, ty då riskerar man ett vattenlager på ytan. Vakuumbehandling och efterföljande behandling är ofta svår på hösten, t ex vid ca 5°C och fuktig luft. Man bör alltid ha tält eller motsvarande skydd vid vakuumbehandlingen för att gardera sig mot regn, kyla och sol.
- 16) Långa väntetider medför övertid. Tiden beror delvis på underlaget. Grus är ett bra sådant.
- 17) Stålglättning direkt efter brädrivning.
- 18) Beror på temperatur, relativ fuktighet och betong. Stålglättning direkt efter brädrivning
- 19) Beror på temperatur och betong. Väntetiden kan bli 4-6 timmar vintertid. Erfarenheten får avgöra rätt tidpunkt. Såväl brädrivning som stålglättning sker med maskin. Konsulterna föreskriver ofta av slentrian slitlag att läggas vid senare tillfälle. Direktslipning är avgjort bättre. Det ger starkare golv och mindre risk för bom på grund av smuts etc. Utseendekraven är ofta ej så stora och en viss ojämnhet är i praktiken betydelselös
- 20) Beror av vädret. Den kortare tiden används sommartid dvs vid blåst och hög temperatur och den längre under hösten och vintern
- 21) Beror av vädret. Längre väntetid än med vakuumbehandling
- 22) Arbetarna avgör
- 23) Brädrivning nästan direkt i torrt och varmt väder, medan kallt och fuktigt ger långa väntetider

3.3.9 Glidformsgjutning

Endast 6 arbetsledare, varav 2 st från vardera Övriga hus (Ö), Industrier (I) och Anläggningar (A), hade erfarenhet av glidformsgjutning. Synpunkterna på korttidshållfasthetens inverkan på denna fråga blev därför fåtaliga och korta.

- Arbetsledare Ö 1: Det blir den hastighet, som glidformsdragningen bestämmer och tillåter.
- Arbetsledare Ö 4: Inverkan av korttidshållfasthet är ringa. Stighastigheten är bestämd på förhand.
- Arbetsledare I 1: Vid bra arbeten är hastigheten 2,7-3,0 m/dygn såväl vinter som sommar. Mycket låga temperaturer kan vålla bekymmer. Betongen är då oskyddad mot kyla under formen. På formens överdel bildas stundom is som kan tas bort, men som ofta hamnar i betongen med risk för frostsador.
- Arbetsledare I 7: Korttidshållfastheten påverkar endast i ringa grad stighastigheten, som är given på förhand och styrd av armeringen.
- Arbetsledare A 4: Man använder mycket LH-cement och stighastigheten får anpassas därefter. Exempel: Vid en reaktor var stighastigheten 1,1 m/skift med LH-cement, medan motsvarande värde för Std-cement kanske legat på 2 m/skift.
- Arbetsledare A 6: Betongens korttidshållfasthet och hållfasthetstillväxt bestämmer stighastigheten. Man kan påverka hållfasthetsutvecklingen genom inbyggnad, uppvärmning etc för att klara konstruktörens hållfasthetskrav.

3.3.10 Speciella problem eller önskemål beträffande avformning

Sex arbetsledare (B1, Ö4, Ö6, I2, I7, A7) uttryckte en direkt önskan om kortare avformningstid, speciellt för bjälklag. Avformningstiden måste dock reduceras med minst ett dygn, timmar räcker ej. Tre arbetsledare (B8, I3 och A6) uttryckte i huvudsak samma önskan genom att efterlysa snabbare hållfasthetstillväxt. Denna ville någon dessutom utnyttja för större säkerhet (B8). I flera fall kompletterades dock önskemålen med kravet, att ingen nackdel i form av sänkt sluthållfasthet,

krympsprickor, försämrad lönsamhet, störd arbetsrytm etc erhöles samtidigt.

En arbetsledare (A5) ville på ett billigt sätt kunna styra betongen från exempelvis LH-cement ena dagen till SH-cement nästa dag. Det finge gärna ske med Stå-cement som retarderades respektive accelererades med tillsatsmedel.

Samtidigt med snabb hållfasthetstillväxt är det önskvårt med god tid för gjutning och behandling, dvs lång öppentid (I3).

Det behövs sådana ytor på formen att betongen ej fastnar. Detta sker ofta, även om formolja används mellan varje gjutning (B3).

Man behöver bättre formlossning, bl a system för snabb formrivning vid arbete i cykler. Storform och svärd är exempel på ett snabbt system (I5).

Flera arbetsledare (Ü2, Ü6, I2) efterlyste mera standard- och modultänkande hos arkitekter och konstruktörer. Detta möjliggör upprepade arbetsoperationer och storformsystem med snabb formning, gjutning och avformning. Det är önskvårt med ett arbetsvänligt formbyggande (Ü2).

En arbetsledare ville ha frågan om lämpliga stighöjder vid glidformsgjutning mera utredd, (Ü1).

3.4 Resultat, kompletterande intervjuer

3.4.1 Allmänt

De kompletterande intervjuerna gav i stort sett samma resultat som intervjuerna med arbetsledarna och redovisningen görs kort.

3.4.2 Intervju med konstruktör i entreprenadföretag (husbyggnad: kontor, industrier etc)

Kontakten mellan konstruktör och arbetsplats är god. Det är i regel arbetsledaren som tar kontakt.

Konstruktören vet ofta ej, vilket formsystem som kommer att användas. Därför kan han ej alltid ge detaljerade anvisningar i förväg. Sådana anvisningar gäller t ex säkerhetsstämp och hur länge dessa skall stå kvar.

I de fall en konstruktionsdel har en uppgift utöver det normala, t ex att en vägg samtidigt tjänar som balk, anges detta på något sätt. Det sker genom angivande av formrivningshållfasthet eller när stämp får tas bort etc.

Man anger ofta, att formen får rivas, när betonghållfastheten uppgår till 75% av K-värdet.

Ibland används TT-faktorn för hållfasthetskontroll.

Ofta hänvisas beträffande formrivning till Byggeforskningens Rapport 83:1962, som anses värdefull.

K25 är vanlig i bostäder och K40 i garage.

3.4.3 Intervju med konstruktör i entreprenadföretag (anläggningar)

Kontakt finns mellan konstruktör och arbetsplats. Vid tidsnöd tillfrågas ofta konstruktören, som utreder och anvisar.

Som regel anges avformningshållfastheten på ritningarna för broar. I princip gäller detsamma för hamnbyggnader (kajer). Det tycks dock som om uppgifter om avformning saknats i viss utsträckning på senare tid. Hållfasthet för uppspanning anges alltid och i enlighet med Spännbetongnormerna.

Man har en veckorytm, som ej får brytas, om tidplanen skall hållas. Avformningstiden är ofta 4 dygn (vintertid längre). Helst vill man gjuta på torsdag och avforma på måndag. Störningar förekommer sällan, när arbetslaget är intrimmat.

Betonghållfastheten är ofta hög, K45-K50.

Ytskador förekommer sällan.

Glidformsgjutningarna kommer eventuellt att minska i framtiden. Tidigare användes två arbetsskift, medan man idag har tre på grund av övertidsregler. Nya bestämmelser för arbetstid och liknande kan medföra ännu fler arbetsskift. Följande alternativ är då tänkbara, t ex

högre glidformar, 2,4 m istället för dagens 1,2 m, för att hålla samma glidhastighet som idag, ca 5 m/dygn.

annan formtyp, t ex klätterform.

I båda alternativen är korttidshållfastheten väsentlig.

3.4.4 Intervju med konstruktör vid konsultföretag

Uppgift om formrivning ges alltid och i form av en preciserad hållfasthet, t ex 25 MPa.

Följande minimihållfastheter gäller:

Kärnkraftverk:	15 MPa för väggar
	25 "- bjälklag

Krävs högre hållfasthetsvärde i något speciellt fall anges detta särskilt.

Ibland görs ett tillägg om att formen får rivas först efter ett visst antal dygn.

Industrier,	6 MPa för bottenplattor
reningsverk etc:	15 "- väggar (vattentäta)
	24 "- bjälklag

Härutöver tas vid behov även hänsyn till deformationer.

Spännbetong: 15 MPa vid 1:a uppspanning
 25-30 MPa vid full uppspanning

Det är bra att spänna tidigt på grund av temperatur m m. Uppspänning tycks ske mer rationellt och mindre teoretiskt än tidigare, då man fick flytta omkring mera vid uppspanningen.

Föreskrifter om temperaturmätning, kubprov, förvaring av dessa m m, finns alltid angivna.

Ofta ges en minsta väntetid för motgjutning, t ex

7 dygn för väggar
10 dygn för bjälklag

Vid företagets utlandsarbeten hade tunnelform med avformning dagen efter gjutning, 1-dygnscykel, använts.

Det tycks som om konstruktörerna vid konsultföretag ej har samma möjlighet till kontakt med arbetsplatsen som konstruktörerna vid ett entreprenadföretag. Sådan kontakt är önskvärd.

3.4.5 Intervju med betongingenjör på entreprenadföretag

Avformningstiden för väggar varierar - bortsett från bostäder, där den är 1 dygn - beroende på hållfasthet och sprickrisk. En vägg bör helst vara avkyld före avformning och betongen i den frosthård. Ytskador är dyra att laga.

Även i pelare måste betongen vara frosthård vid avformningen. Man når långt genom att isolera formen. Vid kyla måste värme tillföras, speciellt vid klena pelare. Hållfastheten kan kontrolleras med studsmätare, men många prov är nödvändiga. TT-faktorn är ett viktigt hjälpmedel.

Bjälklag kan avformas efter 1 dygn men då måste speciella åtgärder vidtas. Större försiktighet än vid väggar är nödvändig. Belastning av byggnadsmaterial, andra formar och trappmontage

gör att man ej enbart kan räkna med ren formrivningshållfasthet, utan tillägg måste göras.

Vid husbyggnader sker i regel ingen kontroll med TT-faktorn. Undantag görs vid låga temperaturer, ca -10°C , men kontroll borde ske redan vid 0°C .

Betongtäckmattor tas bort efter 1 dygn vid husbyggen, men de får ligga kvar längre vid andra byggnader. Det gäller speciellt vid stor last, t ex fribärande plattor på mark. Kunskapen i dessa frågor är numera större än tidigare.

Balkar bör hållfasthetskontrolleras före formrivning med TT-faktorn eller formrivningsprov (kuber) vid misstanke om alltför låg hållfasthet. Man får ej ha för stor brådska med balkar och dessa bör ej avformas förrän de svalnat.

Form till grundsulor, som normalt rivs efter 1 dygn, bör ej rivas förrän betongen är frosthård och avsvalnad. Måste formen tas bort tidigare för fortsatt arbete, skall täckning eller uppvärmning av betongen ske.

Ritningarna visar sällan formrivningshållfasthet. Ibland anges 75% av sluthållfastheten som tillåten formrivningshållfasthet, men 75% är ej alltid riktigt. Man kan beräkna spänningen av egen vikt och andra laster vid avformningen och föreskriva lämplig hållfasthet.

Om uppvärmd betong (20°C) används vid arbetsplatsen, kan kalciumklorid medföra, att betongen hårdnar alltför snabbt och att den spricker. Om kalciumklorid trots allt används bör maximal satsstorlek vara 3 m^3 .

Vakuumsugna golv bearbetas i regel direkt med maskin. En tidig bearbetning medför att golv blir mindre plana. Avplaningsmaskiner olämpliga för fina ytor, eftersom de ej ger så plana golv. Man får ej homogena golv vid vakuumbehandling utan hårdare och lösare partier avlöser varandra.

3.4.6 Intervju med formtillverkare

Väggar

Betong i bostadshus avformas efter 1 dygn året om, vilket är nödvändigt på grund av formkostnaden. Inga laster kräver där hög hållfasthet för avformningen. Traditionell form kan avformas lika tidigt, men den får ofta sitta kvar längre. Eftersom den är billigare, kräver den ej lika tät användning. Även i industrier och anläggningar kan formen rivas efter 1 dygn. Ofta blir där gjutningscykeln upp till 3 dygn, då arbetet med armering, som ofta är mer omfattande och komplicerat, och ursparingar kräver längre tid än vid bostäder. Ibland låter man formen sitta ännu längre, speciellt vid varmt, torrt och blåsigt väder, för att hindra uttorkning och sprickbildning. Den längre avformningstiden ersätter eftervattning.

Peolare

För dessa gäller detsamma som för väggar. Ej heller där blir det tal om stora laster, som kräver nämnvärd hållfasthet.

Bjälklag

Avformningstiden påverkas av bl a betongkvalitet, klimat, tjocklek och last. I princip kan även bjälklag avformas efter 1 dygn. Man tar då bort formyten, men lämnar kvar bockryggar och stämp. Vintertid måste värme tillföras vid så tidig formrivning.

Vid bjälklag är arbetscykler på 1 vecka vanliga, varvid avformning kan ske efter 3 dygn. Tiden per arbetscykel ökas ibland, t ex vid kyla, upp till 14 dygn. Avformningstiden förlängs då i motsvarande grad.

Skyddsstämp står kvar tills alla bjälklag gjutits. De utgör ca en tredjedel av totala antalet stämp.

Sommartid rivs formen ibland efter 1-2 dygn, men det är ej att rekommendera. Skälet till att öka avformningstiden är risken för deformation. Vid tunna plattor måste risken för genomstansning beaktas.

Det vore önskvärt, om bjälklag kunde avformas redan efter 1 dygn.

3.4.7 Intervju på byggnadsnämnd (Norrländ)

Anslutningar mellan vägg och bjälklag är kritiska vid tidig formrivning i kyla.

Ofta avformar man snabbt, men säkerhetsstämp sätts in och får stå kvar länge. Dessa stämp utgör inget hinder för fortsatt arbete, t ex för uppsättning av utfackningsväggar.

Väggbalkar i två våningar innebär svårigheter och behöver stämp under sig hela byggnadstiden.

Enligt Statens Betongkommitté (1973), dvs de statliga betongbestämmelserna får man normalt ej gjuta betong mot yta, form undantagen, vars temperatur understiger $+5^{\circ}\text{C}$. Mot denna regel bryter man ofta på arbetsplatserna. Vid gjutning av bottenplattor vid kyla är det bra med slingor av elkablar i gruset och täckning.

Det är vanligare med föreskrifter om formrivningshållfastheten nu än tidigare, speciellt vid höga balkar, och vintergjutningarna är numera säkrare än förr.

Byggnadsnämnden hinner ej kontrollera alla arbeten, men man ägnar större uppmärksamhet åt arbetsplatser med nya arbetsledare. Dessa hänvisas beträffande formrivning ofta till Cementas broschyr Vinterbygge, som bygger på Möller & Bergström (1962).

Formarna är undantagslöst isolerade vintertid, men vid användning blir isoleringen ofta skadad.

Vind är vintertid ofta farligare än kyla. Arbetena avbryts i regel, när temperaturen sjunker under -20°C .

Ibland inträffar lokala skador, t ex lossnade eldosor, och då slår man av på arbetstakten.

Kortare avformningstid är önskvärd vintertid, liksom en säkrare kontroll av hållfastheten i färdig konstruktion.

Byggnadsnämnden ställde frågan hur tillförlitlig säkerhetsarmeringen i väggar är. Denna fråga har beaktats i laboratorieundersökningen, kapitel 4.

3.5 Betongelement

3.5.1 Allmänt

Förutsättningarna och problemen i tidig ålder vid betongelement skiljer sig väsentligt från dem vid platsgjuten betong. Formparken är ofta mera begränsad men samtidigt mera avancerad i en elementfabrik än på en byggnadsplats. Kravet på snabb återanvändning av formarna medför att avformning måste ske dagen efter gjutning. Stundom används samma form för två gjutningar per dygn. Av detta skäl behöver man ofta en hög korttidshållfasthet. Spännarmerade produkter kräver hög korttidshållfasthet, oavsett om det gäller förespända eller efterspända element. Även hanteringen av elementen vid lyftning ur formen och tidig transport kan göra hög korttidshållfasthet nödvändig.

Ovannämnda behov av hög korttidshållfasthet jämte det faktum, att betongelement ofta har relativt små men spänningsmässigt hårt utnyttjade tvärsnitt medför i regel högre hållfasthetsklass än hos motsvarande platsgjutna konstruktionsdelar. Samtidigt har den stationära betongelementfabriken bättre möjligheter än en byggnadsplats att åstadkomma snabb hållfasthetstillväxt, bl a genom värmetillförsel. Å andra sidan är möjligheten att påskynda hållfasthetstillväxten med kalciumklorid begränsad, eftersom sådan ej får användas i spännbetong.

Nedan följer resultaten av intervjuer med två företag, A och B, som båda har mer än en fabrik.

3.5.2 Resultat

Avformningstiderna för olika betongelement framgår av TAB 3:11.

TAB 3:11 Avformningstider för olika betongelement

Produkt	Tillverkare	Hållfasthetsklass	Avformningstid timmar	Anmärkning
Pelare	A	K60	18-20	
"-	A	K40oK60	18-20	
"-	B	K50oK60	16	Mest K50. Ibland kräver konstruktören K60
Balk	A	K40	18-20	
"- (spänd)	A	K60oK70	>24	Långa bäddar, avspänning efter flera dygn. Sällan värme. Hållfastheten utnyttjas i färdig konstruktion
"-	B	K50	16-20	
"- "	B	K60	16-20	Avspänningshållfasthet 35-40 MPa
Bjälklagsplatta (spänd)	A1	K50	18	Hålplatta eller massiv. Styrd härdning med värme. Avspänningshållfasthet 36 MPa
"- "	A2		18-20	TT-platta, även till tak
"- "	B	K60	16-20	"-
"-	B	K25		Hålplattor. Direktavformning och värmehärdning
"- "	B	K60	(16-20)	"-
Fasadelement	A	K40	18-20	
"-	B	K50	16-20	Ofta vitbetong i ytskiktet
Innerväggar	B	K25	2-3	Värmehärdning. Hållfasthetskravet är K25 men extra cement behövs för korttidshållfastheten. 2 gjutn/dag utan större problem
Slitsblock	A	K40	18-20	Kanalelement. Gjuts liggande eller stående
Kabellådor	A	K40	6-8	Lätta att värma med ånga. 2 gjutn/dag är möjliga
Skorstenselement	A	K40	dygns-cykel	Ytor och färg viktiga. Därför skall alla element ha samma tidsförlopp
Stolpar	B	K50		Stålkärna skall dras ut utan att betongen rasar ihop. Lyft skall klaras. 1 gjutn/dag går bra, men man önskar 2 gjutn/dag
Spaltgolv och hoar	B	K50	ca16	Ingen värme, därför brister produkterna

Frånsett helger blir tiden mellan gjutning och avformning (avspänning) ej mer än 1 dygn annat än i undantagsfall.

Hållfasthet

Tillverkare A:

Föreskrifter om erforderlig hållfasthet vid avformning, avspänning och transport finns alltid angivna. Uppgifterna är framräknade och följer spännbetongnormerna, Statens Planverk (1970). Kravet på avspänningshållfasthet är strängast och om det uppfylls, finns knappast några andra hållfasthetsproblem. I praktiken blir avspänningshållfastheten närmare 40 MPa. Kravet på transporthållfasthet är ofta 10 MPa och större än erforderlig avformningshållfasthet. Vilken transporthållfasthet konstruktören avser framgår ej alltid klart. Normalt flyttas elementen omedelbart efter avformning (avspänning).

Provtagningen blir något mer omfattande för avspänning än för enbart avformning. I speciella fall får en kub följa produkten för kontroll. TT-faktorn används ibland för kontroll av leveranshållfastheten. Även studsmätning förekommer för hållfasthetskontroll. Man jämför då med liknande element och gör en försiktig bedömning. Studsmätning kommer exempelvis till användning när provkuberna tagit slut eller vid partiell avformning för att se om avformningen kan fortsätta.

Eftersom avformningstiden (avspänningstiden) i huvudsak är förutbestämd med relativt snäva toleranser, måste hållfasthetstillväxten påskyndas med olika hjälpmedel allt efter behov. Dessa hjälpmedel är värmestillsättning, täckning, val av cement (Std eller SH) och cementmängd. Kalciumklorid används däremot ej. Beroende på det cement man har tillgång till och de åtgärder man sätter in, blir problemen att nå önskad hållfasthet större eller mindre. Det är exempelvis ej svårt att klara avspänningshållfastheten 36 MPa i spända plattor i K50 med ett styrt härdningsförlopp. Däremot kan det vara svårt att nå 20 MPa på morgonen efter gjutning av fasader m m i K40 utan speciella åtgärder. Man använder normalt ej högre hållfasthetsklass än vad ritningarna föreskriver. Undantag finns dock, t ex K60 istället för K40 i pelare.

Avformningstiden (avspänningstiden) kan ej ökas utan olägenhet eller merkostnad.

En kortare avformningstid vore definitivt till fördel vid vissa produkter. Frågan om det gäller generellt är svårt att svara på. Förhållandena vid 2 cykler per dygn är ej helt utredda.

För att klara detta skulle man exempelvis behöva arbetstiden 04.00-20.00.

Avformningstiden är dock endast en av flera faktorer som styr arbetet på fabriken. Det tillkommer rengöring, montering av formar, montering av armering, traverser m m. Ett alternativ till 2 cykler per dygn är större formpark.

Tillverkare B:

Behovet av korttidshållfasthet är störst hos spännbetongprodukter, ca 40 MPa. Slakarmerade element kräver ca 15 MPa vid lyftning ur formen. Det finns inget behov av lägre cementkvalitet. Hållfastheten kontrolleras medelst objektkuber, t ex vid spända balkar.

De åtgärder som vidtas för att nå erforderlig korttidshållfasthet överensstämmer i huvudsak med dem som angavs av tillverkare A, se ovan. Korttidshållfastheten kan emellertid vara ett problem. Det gäller främst när man skall uppnå 40 MPa med erforderlig marginal inom ett dygn. Man kan ändra hållfasthetsklassen från K25 till K50 med en ökning av ca 100 kg cement per m^3 , men för att nå K60 krävs ytterligare 100 kg cement per m^3 .

Avformningstiden och avspänningstiden kan ej förlängas utan olägenhet eller merkostnad.

Det finns önskemål om att kunna utnyttja formparken 2 gånger per dygn. Detta gäller för både slakarmerade och spända produkter. Ett skäl är att formarna idag görs mera kompakta än tidigare för att ta mindre plats. Därigenom blir de allt dyrare och kravet att de utnyttjas effektivt allt större.

Det synes möjligt att klara 2 cykler per dygn för slakarmerade element men det tycks samtidigt svårare att nå erforderlig hållfasthet, 40 MPa, för de spännarmerade produkterna. Man behöver hållfastheten inom 2-4 timmar för att kunna bibehålla normal arbetstid. De första 1,5-2 timmarna efter gjutningen förflyter utan hållfasthetstillväxt. Med förskjutna skift exempelvis 06.00-14.00 och 14.00-22.00, skulle möjligheterna bli avsevärt större. Fördelarna skulle vara en större flexibilitet och ett bättre utnyttjande av formparken.

Idag behöver man 12-16 timmar för att nå krävd hållfasthet för avformning eller avspänning. Kunde denna minskas till 10-12 timmar vore det bra bl a för säkerheten, men fördelarna är dock av marginell art.

3.6 Avformnings- och avspänningshållfasthet enligt statliga bestämmelser

I betongbestämmelserna, B5, av Statens Betongkommitté (1973) sägs att erforderlig betonghållfasthet för formrivning skall anges på konstruktionsritning. Fixerade värden på avformningshållfasthet eller formrivningstid ges ej. Däremot ger B5 vissa allmänna anvisningar om säkerhetsgrad, vidhäftning, risk för spjälkning m m. Vidare nämns en rad faktorer som påverkar den tid som behövs för att nå erforderlig hållfasthet vid formrivning. B5 hänvisar också arbetsledaren till temperaturmätningar för att kunna avgöra om erforderlig hållfasthet nåtts. I tveksamma fall hänvisar B5 till prov uttagna ur betongen eller annan form av undersökning. Slutligen ger B5 vissa regler för själva avformningen innebärande partiell avformning och avlastning.

Kommentarerna, KB5 av Statens Betongkommitté (1966), till ovannämnda betongbestämmelser, utvecklar problemen i anslutning till formrivningen mera detaljerat. De framhåller, att det är mycket svårt att ange en generell formrivningstidpunkt och B5 kräver därför istället att formrivningshållfastheten utsätts på konstruktionsritningarna. Därigenom ålägger man konstruktören att tänka igenom formrivningsproblemet. Vid enkla konstruktioner av rutinkaraktär rekommenderas en enkel schablonregel.

I de nya betongbestämmelserna, BBK 79, av Statens Betongkommitté (1979) anges att formrivning skall utföras enligt bygghandling. Den ansvarige arbetsledaren skall före formrivning kontrollera att betongen nått erforderlig hållfasthet.

Om formrivningshållfastheten ej är angiven i bygghandling bör enligt BBK 79 tryckhållfastheten vid rivning av bärande form vara minst 70% av fordrad hållfasthet. Vid vertikal eller icke bärande form anger BBK 79 en medelhållfasthet av minst 6 MPa. Formrivning vid lägre hållfasthet godtas, om man visar att konstruktionen ej skadas.

Enligt Statens Vattenfallsverk (1972) bör bärande formar stå kvar minst en vecka vid en betong med standardcement och minst tre veckor vid betong med långsamt hårdnande cement. Vid kall väderlek bör dessa tider om möjligt förlängas.

Statens Vägverk anger alltid erforderlig formrivningshållfasthet på konstruktionsritningar och tillämpar därvid följande värden:

K45 I	30 MPa
K40 I	28 "
K35 I	26 "
K30 I	23 "
K30 II	20 "

BBK 79 kräver enligt förklaring i Betonghandbok Konstruktion (1980) vid uppspanning eller avspänning en normenlig kubhållfasthet

$$K_{\text{upp}} > 1,65 \sigma_{c,\text{max}}$$

där $\sigma_{c,\text{max}}$ är maximal tryckpåkänning

Motsvarande värde i Spännbetongnormer från Statens Planverk (1970) är

$$K_{\text{upp}} > \frac{\sigma_{c,\text{max}}}{0,6} = 1,67 \sigma_{c,\text{max}}$$

Statens Vägverk (1976) kräver i bronormerna en betonghållfasthet av lägst 28 eller 32 MPa beroende på spännethetens uppbyggnad.

3.7 Kommentarer

Av bl a B5 och BBK 79 framgår, att det krävs en viss bestämd hållfasthet vid avformning, liksom vid upp- eller avspänning. Intervjuerna visade å andra sidan att huvudvikten läggs vid avformningstiden och ett effektivt utnyttjande av fornparken. Det framgick också att erforderlig avformningshållfasthet ofta ej anges i bygghandlingarna om man undantar Anläggningar. Arbetsledarna gör dock i regel någon form av hållfasthetskontroll. Därmed är ej sagt att man dagligen genomför kontroll vid mera rutinbetonade arbeten. En gjord kontroll kan få gälla tills förhållandena, t ex temperaturen, ändras påtagligt.

Avformningshållfastheten varierar sannolikt mycket dels inom en och samma arbetsplats dels mellan olika arbetsplatser. Den är förmodligen ofta okänd och i många fall låg, t ex vid tidiga köldperioder eller överhuvudtaget under vinterhalvåret i Syd- och Västsverige. Vinterberedskapen i form av isolerade formar synes enligt intervjuerna lägre där än i övriga landet. Det framskyntade för övrigt i dessa att kalkylerade extrakostnader för att skydda betongen mot kyla på orter med normalt mild vinter kan leda till missade order vid anbudsgivning. Risken för låg formrivningshållfasthet är troligen större i väggar än i bjälklag. Hållfastheten vid avformning av väggar underskrider sannolikt ofta det värde på 6 MPa som BBK 79 anger för vertikal form, då särskild formrivningshållfasthet ej angetts i bygghandling. Man litar mycket på erfarenheten vid avformning av väggar. Svenska Riksbyggen (1965) rekommenderar avformningshållfastheten 5 MPa för väggar som är skyddsarmerade enligt B6. Pelare behandlas försiktigare än väggar och balkar försiktigare än övriga konstruktionsdelar.

Intervjuerna tydde på att arbetsledarna behandlar säkerhetsproblemet seriöst. De tar inga medvetna risker och arbetar normalt ej med små säkerhetsmarginaler. Som exempel kan nämnas

en arbetsledare som kontinuerligt följde TV:s 5-dygnsprognoser för att ej bli överraskad av olämplig väderlek. Många arbetsledare utnyttjar om möjligt lördag-söndag till förlängd hårdningstid. Trots detta avformas sannolikt en del byggnadsdelar, framför allt väggar, vid alltför låg hållfasthet under den kalla årstiden. Enligt intervjuerna lossnar speciellt eldosor i väggar relativt ofta vid avformningen och stundom får man avskalningar. Detta tyder på låg hållfasthet i väggarna, jämför laboratorieundersökningen, kapitel 4. Orsaken kan vara alltför schablonmässig kontroll, överraskande köldknäppar, oväntat långsam hållfasthetsutveckling. Påtagliga ytskador bör tas som varning för mycket låg hållfasthet. Vid osäkerhet bör konstruktionens hållfasthet provas före avformning, t ex enligt TNS-metoden, Johansen (1977), eller med utdragsprov, Kierkegaard-Hansen (1975). Båda metoderna beskrivs i Betonghandbok Material (1980).

I några av intervjuerna framfördes åsikten att väder med temperaturer omkring 0°C och fuktig luft innebar större risk för väggras eller skada än lägre temperaturer vid tidig formrivning.

Som framgår av 3.3.5 används kalciumklorid i stor utsträckning vintertid och betraktas som ett bra och effektivt hjälpmedel för att påskynda hållfasthetstillväxten. Det är värt att notera detta, när man idag alltmer anser kalciumkloriden som en betydligt större beständighetsrisk än tidigare.

En låg hållfasthet vid formrivning ger ytskador. Å andra sidan försvårar stundom hög hållfasthet formlossningen och kan ge ytskador t ex genom att stickor från träform fastnar i betongen. Vissa profilerade formar behöver längre tid före rivning än slät form.

Önskan om kortare formrivningstid, med eller utan reservation för åtföljande nackdelar, var påtaglig. Samtidigt konstaterar man att bjälklag redan idag kan avformas efter 1 dygn, t ex med tunnelform och extra hårdning.

Kortare arbetscykler än ett dygn förekommer ej normalt. I undantagsfall har dock två gjutningar per dygn i samma vägg- eller pelarform skett. Intervjuerna gav exempel på detta både från Västsverige och från Norrlands inland. Båda exemplen gäller sommartid.

Kortare avformningstid skulle innebära större valfrihet, mindre erforderlig formpark, kortare byggnadstid m m. Som nackdelar såg flera arbetsledare en ökad press på arbetsplatserna utöver den som redan finns. Dessutom är det ej utan vidare säkert att en kortare avformningstid kan utnyttjas, eftersom även rengöring, uppsättning av formar, armering m m måste hinnas med på kortare tid.

Tidpunkten för brädrivning och stålglättning av golv m m är egentligen ej en fråga om betongens hållfasthet utan om dess tillstyvnande och separation. Klimat och arbetsmetod (vakuum-sugning eller ej) inverkar starkt på tidpunkten för bearbetning av golvytan. Lämplig tidpunkt måste avgöras erfarenhetsmässigt av den som skall utföra arbetet.

Två skift vore befogat vid vakuumbehandling för att hinna med efterbehandlingen, trots att vakuummetoden eliminerar eller reducerar väntetiden efter gjutning väsentligt.

3.8 Sammanfattning av intervjuundersökningen

Intervjuerna visade att

tidplanen måste hållas och formparken utnyttjas så effektivt som möjligt, speciellt vid hyrd form.

avformningstiden är fastställd på förhand och anpassad till en viss arbetscykel. Endast exceptionella förhållanden, t ex sträng kyla, tillåts fördröja avformningen.

erforderlig avformningshållfasthet uppnås genom olika insatser. Sådana behövs främst vintertid.

bostadsbyggen, där möjligheten till upprepade likadana gjutningar är störst, har de kortaste avformningstiderna och anläggningsarbeten har de längsta.

grundplattor, väggar och pelare kan normalt avformas dagen efter gjutningen såväl sommar som vinter. Det sker också i betydande omfattning för det fortsatta arbetets skull.

bjälklag avformas med mycket olika formrivningstider, från några få dygn till 2-3 veckor. Vald avformningstid får normalt ej ändras.

kortare avformningstider har använts. Vissa bjälklag kan med lämpliga åtgärder avformas inom ett dygn efter gjutning. Såväl pelar- som väggform har tillfälligt använts för 2 gjutningar per dygn.

med undantag för anläggningar finns ofta inget krav på minsta formrivningshållfasthet angivet på ritning eller annan bygghandling. I sådana fall får arbetsledaren själv avgöra lämplig hållfasthet, eventuellt i samråd med konstruktören.

för spännbetong är erforderlig hållfasthet vid uppspanning i regel angiven i bygghandling och reglerad av bestämmelser.

faktorer som beaktas vid formrivning är risk för kollaps, deformationer, frostska och ytskada.

bjälklag och balkar ägnas större uppmärksamhet beträffande avformningshållfasthet än övriga konstruktionsdelar. För att undvika alltför stora nedböjningar i bjälklag krävs så stor avformningshållfasthet, att risken för kollaps, frostska och ytskada normalt elimineras.

väggar ofta avformas vid låg betonghållfasthet vintertid. Lossnade eldosor och andra ingjutningsdetaljer tyder på detta.

vanliga åtgärder vintertid för att påskynda hållfasthetstillväxten är täckning, isolering och extra värme samt tillsats av kalciumklorid var för sig eller i kombination.

en tillfällig åtgärd för att påskynda hållfasthetstillväxten vid kyla eller stora laster är höjning av hållfasthetsklassen ett eller två steg. Mera sällan byter man ut standardcement mot snabbhårdnande cement.

kalciumklorid används vintertid nästan som regel där det är tillåtet trots ökad risk för armeringskorrosion.

en förlängning av nuvarande avformningstider är otänkbar av kostnadsskäl.

en förkortning av nuvarande avformningstider, vore en fördel, speciellt för bjälklag. Mindre förkortning än 1 dygn för dessa är dock ointressant. Fördelarna skulle vara större valfrihet, minskad formpark och kortare byggnadstid. Kortare avformningstid skulle dock medföra vissa nackdelar, bl a mera stress på byggnadsplatserna.

arbetet med väggformar går normalt bra att anpassa till 1-dygnsrytm. Behovet av två gjutningar per dag i samma form syns begränsad.

vakuumbehandling används i stor utsträckning och eliminerar eller reducerar avsevärt väntetiden mellan gjutning och efterarbete.

betongelement tillverkas i huvudsak med 1-dygnsrytm. Vissa element tillverkas dock genom gjutning 2 gånger per dygn i samma form. Det största problemet beträffande korttidshållfasthet är att nå erforderlig uppspännings- eller avspänningshållfasthet i spännbetongelement, där det ofta behövs 35-40 MPa. Behövlig hållfasthet för avformning och olika lyft är normalt lägre.

åtgärder för att uppnå erforderlig korttidshållfasthet i betongelement är bl a värmehärdning, användning av SH-cement och höjd hållfasthetsklass dvs ökad cementhalt. Användningen av kalciumklorid är ringa.

4 ERFORDERLIG FORMRIVNINGSHÅLLFASTHET - EN LABORATORIEUNDERSÖKNING

4.1 Omfattning

Laboratorieförsöken omfattade prov på

bottenplattor	(ytskador vid formrivning, kant-och hörnhållfasthet)
väggar	(ytskador, hållfasthet vid vertikal och horisontell belastning)
bjälklagsplattor	(ytskador, hållfasthet och deformationer)

Bottenplattornas huvuduppgift var att utgöra stöd för väggarna och medelst armeringsbyglar ta upp moment av horisontalkrafter mot de senare, FIG 4:1. Samtidigt användes en del av bottenplattorna för en registrering av ytskador (10 st) vid avformningen och för en studie av kant- och hörnstyrkan vid olika betonghållfasthet (5 st).

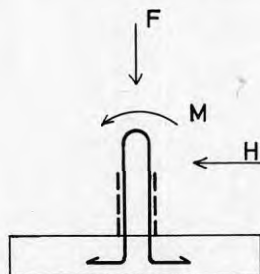


FIG 4:1 Bottenplattor för att överföra krafter och moment från väggar. Mått och armering enligt FIG 4:2.

Såväl väggar som bjälklagsplattor valdes vid försöken så att de representerade i praktiken vanligen förekommande väggar och bjälklag med tidig avformning. De motsvarade ganska väl förhållandena vid flerfamiljshus. Mått och armering framgår av FIG 4:2-5. Bjälklagsplattorna tillverkades med två olika tvärsnitt, typ 1 och typ 2, beträffande tjocklek och armering. Bärförmågan var dock ungefär lika i båda fallen.

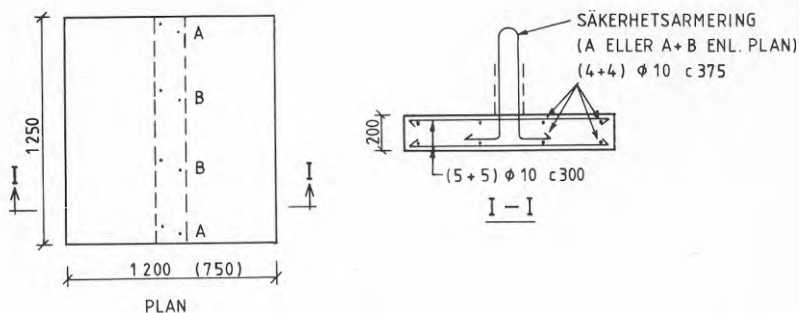


FIG 4:2 Bottenplattor till väggelement. Breddmått inom parentes avser plattor vid vertikalbelastade väggar.

Armering: Vid vertikalbelastning, FIG 4:17, enbart A.
Vid horisontalbelastning, FIG 4:21, A eller A + B.

Armeringsbyglarna var $\phi 8$ Ks40 eller $\phi 8$ wire.

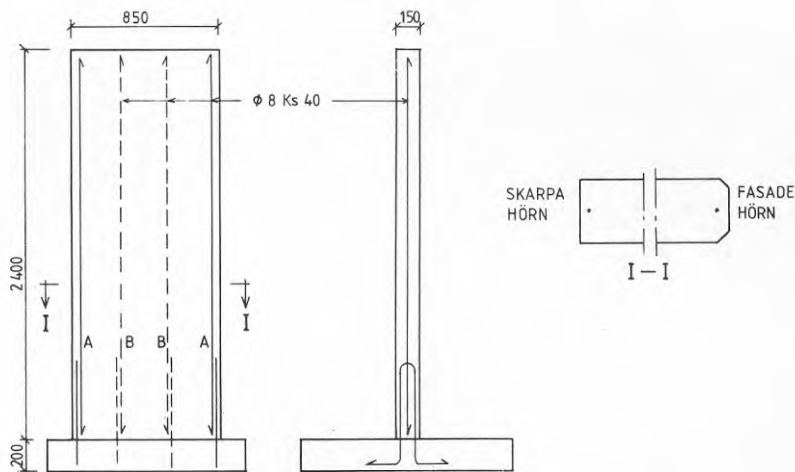


FIG 4:3 Väggelement.

Armering: Vid vertikalbelastning, FIG 4:17, enbart A.
Vid horisontalbelastning, FIG 4:21, A eller A + B.

Den ena väggsidan gjuten mot stålform, den andra mot plastbehandlad formplywood eller sågat virke.

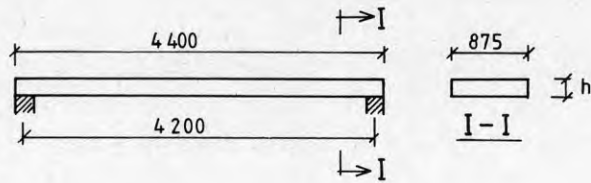
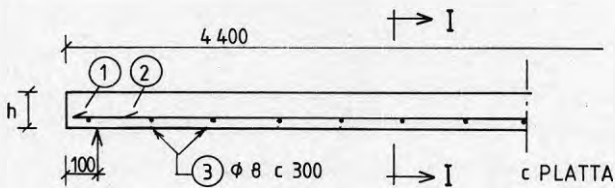


FIG 4:4 Mått på bjälklagsplattor. Armering enligt FIG 4:5.

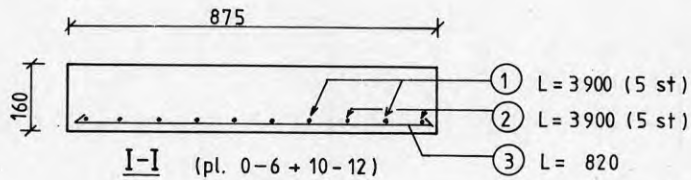
Typ 1: Tjocklek $h = 160$ mm

Typ 2: Tjocklek $h = 200$ mm



ELEVATION

TYP 1



TYP 2

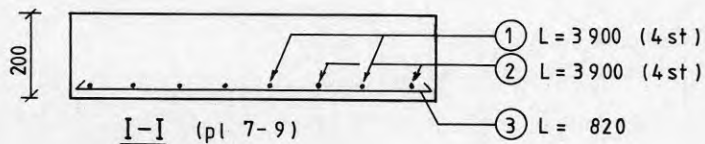


FIG 4:5 Bjälklagsplattor, armering

Typ 1: Huvudarmering $10 \phi 8$ Ks400

Typ 2: Huvudarmering $8 \phi 8$ Ks400

Väggarna provades omedelbart efter avformningen med endera vertikalkraft eller horisontalkraft. Den senare skulle bli en simulering av vindbelastning. Bjälklagen studerades med hänsyn till hållfasthet, momentan och tidsberoende deformation samt sprickbildning både av egenvikt och av därutöver påförd last. Såväl väggar som bjälklag belastades i regel till brott.

För att få förhållanden som någorlunda överensstämde med dem på en byggnadsplats köptes betongen till väggar och bjälklag färdigblandad från fabrik. Av samma skäl hyrdes våningshöga stålformar till väggarna. Dessa formar hanterades med travers. Hälften av stålformarna kläddes med plastbehandlad formplywood eller sågat virke. Därigenom kunde väggarna gjutas med en sida mot stål och en mot formplywood eller sågat virke och de olika formmaterialens inverkan på ytskador vid formrivningen studerades. Bjälklagen göts mot plastbehandlad formplywood understödd av stämp, FIG 4:27. Ytformen kunde tas bort, medan mittstämpan stod kvar, vilket möjliggjorde ett studium av kvarstående stämps inverkan på nedböjning och sprickbildning.

Eftersom undersökningens mål var att fastställa erforderlig hållfasthet i konstruktionen vid formrivningen, mättes hållfastheten dels på objektlagrade provkroppar dels direkt på konstruktionen (vägg- eller bjälklagsplatta).

4.2 Bottenplattor

4.2.1 Utförande

Avformningsskador

På 10 bottenplattor, FIG 4:2, studerades okulärt uppkomsten av ytskador vid avformningen, som gjordes vid olika hållfastheter och tidpunkter, TAB 4:1.

Plattorna var gjutna mot laboratoriets betonggolv, som täckts med plastfolie för att undvika fastgjutning. Kantformen bestod av lämmar, som särades i hörnen vid avformningen. Formmaterialet bestod av sågat virke i två av lämmarna och av plastbehandlad formplywood i de övriga två.

TAB 4:1 Hållfasthet f_{cc}^{avf} hos bottenplattor¹⁾ vid avformning och provning av hörn och kanter. Bestämningen av hållfastheten skedde på objektslagrade 150 mm kuber, gjutna i form av plywood.

Bottenplatta nr	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Hållfasthet f_{cc}^{avf} , MPa	0,4	0,9	1,6	4,8	4,8	5,1	7,2	7,2	11,6	11,6
Avformnings-tid, timmar	5,5	6,5	8,5	17,5	17,5	12,5	18	18	17,5	17,5

- 1) För betongen i bottenplattorna som tillverkades på laboratoriet, gällde följande data:

Cementhalt: 250 kg/m³, Slite Std
 vet 0,67
 Max stenstorlek 32 mm
 Konsistens T
 Temperatur ~ 20°C (material och luft)
 Lufthalt 2-3%
 f_{cc}^{28} 31-33 MPa

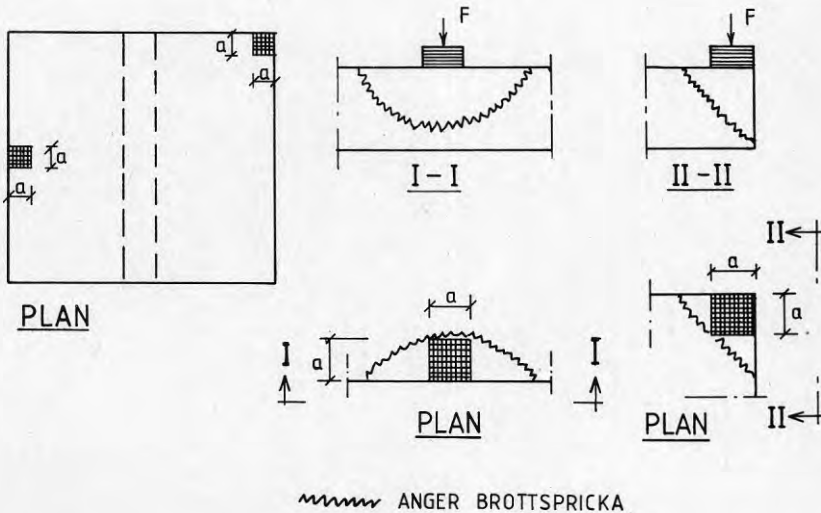


FIG 4:6 Plan av bottenplatta med kvadratiska belastningsytor med sidan $a = 50, 100$ eller 150 mm. Lasten påfördes vertikalt. De ruggade linjerna på detaljbilderna anger brottsprickans ungefärliga läge.

Kant- och hörnskador på grund av last

Direkt efter avformningen provbelastades hörn och kanter på 5 av plattorna till brott. Belastningen utgjordes av en vertikal kraft som angrep plattornas översida. Kraften fördelades jämnt på en kvadratisk yta $a \times a$, där sidlängden a var 50, 100 eller 150 mm, FIG 4:6. Den nedfördes vidare så att ingen överkantsarmering låg under belastningsytan.

4.2.2 Resultat av avformningsförsök

De vid okulärbesiktningen upptäckta avformningsskadorna framgår av TAB 4:2. Skador av tre olika typer förekom, nämligen avslitna hörn, avslitna kanter och sprickor, FIG 4:7.

TAB 4:2 Avformningsskador på bottenplattor vid olika betonghållfasthet, bestämd på 150 mm kuber gjutna i form av plywood.

Bottenplatta Nr	Hållfasthet MPa	Skada Typ enl FIG 4:7	a mm	b mm	Anmärkning
1	0,4	I A III IV	110 30 500	50 10 100	Ingen ytskada pga att betong fastnade på formytan. Hörn och kanter lätta att trycka sönder, t ex med tumme. Betongytan ömtålig och lätt att repa, t ex med nagel.
2	0,9	IV		10-20	Några små sprickor
3	1,6	I A II III	50 600 100	100 30 10	
4	4,8	Ingen			
5	4,8	I B	80	25	
6	5,1	I A II	90 500 40	30 10 10	Skador på två kanter
7	7,2	I A	65	20	Två hörn
8	7,2	I A	50	20	
9-10	11,6	Ingen			

Man konstaterade ingen ytskada på grund av att betong fastnat i formen på någon bottenplatta, trots den låga hållfastheten i platta 1 och 2. Liknande resultat erhöles för väggar, 4.3. Samtidigt konstaterades, att den plastbehandlade formen tålde avsevärt flera gjutningar än formen av sågade brädor utan märkbar försämring. Ytan på de senare nöttes snabbt så att mönstret av träets ådring blev diffust redan efter ett fåtal gjutningar.

Atskilliga hörn- och kantskador uppkom vid avformningen, även vid högre hållfasthet, TAB 4:2. Denna framhäver inget tydligt hållfasthetsberoende hos skadorna. Jämför dock FIG 4:9.

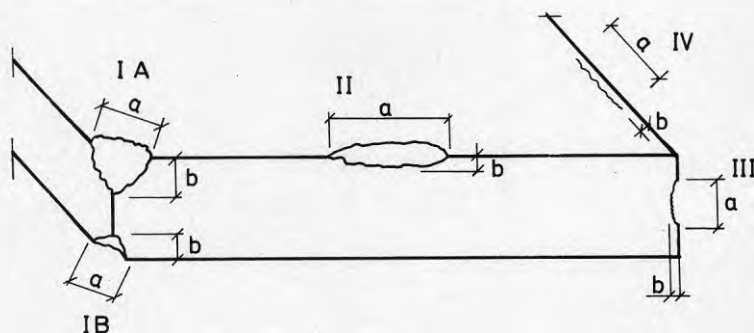


FIG 4:7 Skadetyper vid avformning av bottenplattor.

- I A Övre hörn bortslitet
- I B Undre hörn bortslitet
- II Övre kant bortsliten
- III Vertikal kant bortsliten
- IV Spricka vid övre kant

Kommentarer

Ytavskalning i samband med avformning bör enligt ovan tas som en varning för låg betonghållfasthet. Självfallet kan ytskada uppkomma vid de i TAB 4:2 angivna hållfastheterna vid bristfällig rengöring av formar eller vid slarvig formoljebehandling.

Det finns ett reellt samband mellan hörn- och kantskador och betongens hållfasthet, FIG 4:9. Att sambandet ej framträder tydligare ovan kan bero på följande två orsaker. Den åverkan som de enskilda plattorna utsattes för vid avformningen var ej kontrollerad och varierade troligen från platta till platta. Dessutom är initialsprickor till följd av betongens sättning möjliga.

Sådana sättsprickor kan utlösa brott vid avsevärt lägre spänning än som svarar mot betongens hållfasthet.

Avformning medför lätt drag- eller skjuvspänningar i betongen mer eller mindre lokalt, FIG 4:8. Om möjligt bör ömtåliga delar, dvs hörn och kanter, avformas utan att dragspänning uppstår. Detta torde ofta vara omöjligt. Trekantlister eliminerar eller reducerar skadorna.

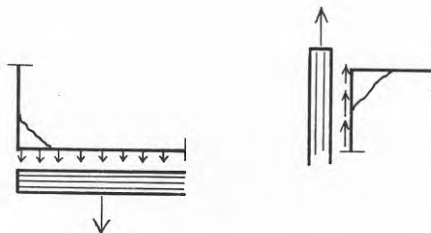


FIG 4:8 Avformning kan ge dragspänning i betongytan, vänstra figuren, eller skjuvspänning, högra figuren.

Resultaten överensstämmer väl med motsvarande resultat från väggförsöken, 4.3.

Beträffande belastning på hörn och kanter se även 4.2.3.

4.2.3 Resultat av belastningsprov på hörn och kanter

Resultaten av belastningsproven, som utfördes på bottenplattor nr 1, 2, 3, 6 och 9, framgår av TAB 4:3 och FIG 4:9. Tabellen visar, hur brottlasten och spricklasten på hörn och kanter växer med hållfastheten och belastningsytans storlek. Figuren åskådliggör samma resultat grafiskt.

Kommentarer

Av FIG 4:9 framgår speciellt att brottlasten på hörn och kanter blir liten vid små belastningsytor, vilket förklarar de ofta förekommande hörn- och kantskadorna vid avformning. Medan belastningen vid försöken var en tryckkraft riktad vinkelrätt mot betongytan, blir den vid avformning i praktiken ogynnsammare orienterad och uppträder ofta som dragkraft eller skjuvkraft,

FIG 4:8. Risken att hörn eller kant, som ej fasats, skall slitas loss är stor. En effektiv åtgärd för att skydda hörn och kanter mot farlig belastning är inläggning av trekantlister, FIG 4:10. Iakttagelserna vid dessa försök överensstämmer väl med resultatet vid väggförsöken, 4.3.

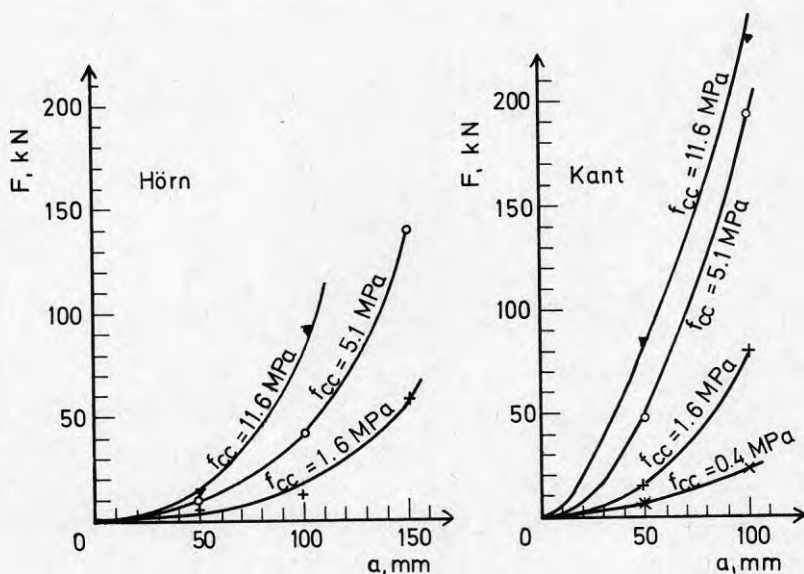


FIG 4:9 Brottlasten F som funktion av belastningsytans storlek. Kvadratisk belastningsyta med sidan a enligt FIG 4:6. Vänster: Belastning på hörn. Höger: Belastning på kant.

TAB 4:3 Brottlast i hörn och kanter på bottenplattor vid olika hållfastheter. Belastningsytor $a \times a$ i mm^2 , FIG 4:6. Värde inom parentes anger motsvarande spricklast (spricka synlig för blotta ögat).

Bottenplatta Nr	Hållfasthet, f_{cc} MPa	Brottlast F i kN				
		Hörn ($a \times a$)			Kant ($a \times a$)	
		50x50	100x100	150x150	50x50	100x100
1	0,4		3	20	7(6)	23(13)
2	0,9		14(1)			85(25)
3	1,6	6(6)	13(13)	59(37)	15(15)	80(49)
6	5,1	10(10)	42(35)	139(113)	49(38)	195(195)
9	11,6	13(9)	91(88)		84(48)	240(240)



FIG 4:10 Ofasad kant: Ömtålig kant och eventuell utstansningsyta blir liten

Fasad kant: Mindre ömtålig kant och eventuell utstansningsyta blir större än vid ofasad kant.

4.3 Väggar

4.3.1 Utförande

Avformnings-skador

Samtliga 29 väggar, FIG 4:3, studerades vid avformningen med avseende på yt- och kantskador. Varje väggsida hade en skarp kant och en som fasats med 10 mm trekantslist. På vissa ytor gjordes speciella slag- och ritsförsök för att utröna känsligheten mot mekanisk åverkan. Vid slagförsöken släpptes en stålkula mot betongytan från en viss bestämd höjd, varpå avtryckets diameter mättes, FIG 4:11. Ritsförsöken utfördes med en belastad spik som fördes utefter betongytan och den uppkomna repans djup registrerades, FIG 4:12.

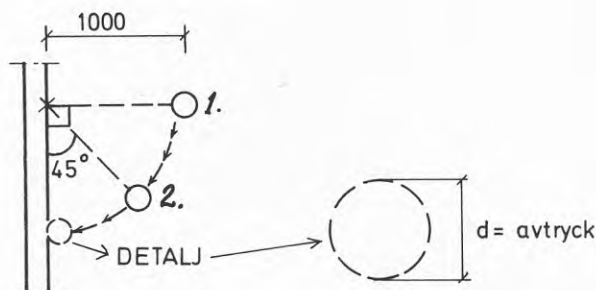


FIG 4:11 Slagprov. En i ett snöre fäst stålkula med massan 1,43 kg släpptes med pendelrörelse mot betongytan från två nivåer, 1 och 2. Avtrycken d i ytan uppmättes.

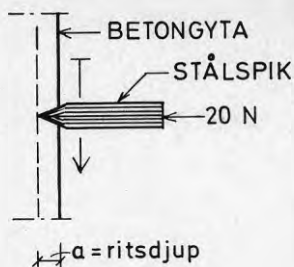


FIG 4:12 Ritsprov, principskiss. En stålspik med en konstant fjäderbelastning av 20 N förs utefter ytan med sin axel vinkelrät mot denna. Ritsdjupet mäts med en till spiken fäst mätanordning, mätklocka eller skjutmått.

Belastningsprov med vertikal last

13 väggar belastades med en vertikal, jämnt fördelad last, FIG 4:17. Flertalet belastades till brott. Samtidigt med lastpåföringen uppmättes väggarnas deformation, sammantryckning. Efter gjutning på respektive förtillverkade bottenplatta flyttades väggen inklusive bottenplattan försiktigt med gaffeltruck till en tryckpress för provbelastning. En vägg kollapsade under denna transport och en annan hade alltför låg hållfasthet för att kunna flyttas.

Väggarnas mått och armering framgår av FIG 4:3.

Belastning med horisontell last

13 väggar belastades med en horisontell last enligt FIG 4:21. Lasten simulerade inverkan av vind, t ex vid avformning i blåsig väder. Den anbringades som en linjelast med en kraftig plattstång utefter väggskivan. Till plattstången överfördes kraften från en fjädervåg via stålwire. Väggarnas utböjning till följd av kraften registrerades med mätklockor samt vid stora deformationer med mm-skala. Den vertikala armeringen i väggmitt utgjordes av 2 eller 4 stänger av Ks400 och armeringen från bottenplattan in i väggens nedre del av 2 eller 4 byglar av Ks400 eller av ställinor (wire). De senare är förtillverkade och av en i marknaden förekommande typ, godkänd av Kungl. Arbetarskyddsstyrelsen. Uppgifter om armeringen i de enskilda väggarna framgår av FIG 4:3 och TAB 4:6.

4.3.2 Resultat - avformningsskador

Vid avformningen upptäcktes två skadetyper, nämligen avskalningar och kantskador. De förra uppkom då betong fastnade på formens plana ytor, medan de senare uppstod genom att betong slets loss i kanterna vid avformningen. Kantskadornas utseende vid väggar överensstämde i princip med motsvarande vid bottenplattor, FIG 4:7.

Resultaten av avformningsförsöken redovisas detaljerat i TAB 4:4 och mera överskådligt i FIG 4:13, medan resultaten av slag- och ritsförsöken enligt FIG 4:11-12 framgår av FIG 4:14-15.

Kommentarer

Ytavskalningar vid plåt- och plywoodform (plastbehandlad) förekom endast vid låg hållfasthet, $<0,5$ MPa. Stora ytskador inträffade endast vid vägg V1 med $f_{cc} < 0,2$ MPa.

På gavlarna som gjutits mot hyvlat virke, fanns avskalningar även vid högre hållfasthet, $f_{cc} = 0,8$ MPa (V5) och $f_{cc} = 1,4$ MPa (V9).

Vid formyta av sågat virke upptäcktes avskalningar upp till hållfastheter på ca 3 MPa (H5). Skadorna var av ringa omfattning utom vid mycket låg hållfasthet, $f_{cc} = 0,4$ MPa (H1). I de fall där man önskar ett väl präglat mönster av träets ådring, bör således avformningshållfastheten enligt försöken ej understiga 3 MPa. Vid form av sågat virke konstaterades, att vissa brädor var mer benägna att ge avskalningar än andra. Orsaken kan vara, att brädorna varit solbelysta före användningen. Sockerarter i träet kan då störa cementets hydratation vid de första användningstillfällena, Neubarth (1969) och FASAD-BETONG (1971). Sådana skador observerades på väggar H3, H4 och H5, vilka göts mot nytt, oanvänt virke. Själva strukturen hos sågat virke med fördjupningar och stickor, som vid avformning mekaniskt griper tag i betongen, ökar risken för avskalning jämfört med slät form.

Väggarna V2 och V4 avformades utan några som helst ytskador i form av avskalningar trots låg hållfasthet, $f_{cc} = 0,4$ MPa resp

$f_{cc} = 0,6$ MPa. Även om avformning således kan ske utan skada vid låg hållfasthet, bör observeras, att formarna vid försöken sköttes väl, dvs noggrann rengöring efter tidigare gjutning varefter formolja påfördes hela formytan i ett tunt skikt före nästa gjutning. Man måste räkna med att trasiga fornytor och kvarsittande betongrester kan orsaka avskalningar vid betydligt högre hållfasthet än i laboratorieförsöken.

Till skillnad från avskalningar inträffade kantskador ofta och även vid relativt höga hållfastheter (V16 och H13). Skadorna var i vissa fall djupa, speciellt vid låga hållfastheter (V8 och H4). Flertalet kantskador, främst de med litet djup, kunde härledas till grader i betongen, orsakade av springor i formen, FIG 4:16. En hel del kantskador synes därför kunna undvikas med tät form, dvs utan springor i hörnen. De fasade kanterna drabbades mera sällan av skador, och aldrig av några större. Där formen hade springor, som orsakade grader, inträffade stundom små kantskador även vid fasade hörn. Kantskadorna inträffade till synes oftare vid form av sågat virke än vid plåtform.

Vid låg hållfasthet, $f_{cc} < 0,5$ MPa, var det lätt att med enkla medel göra åverkan på betongen, t ex skriva på ytan med en nagel eller trycka bort ett skarpt hörn intill ett djup av ca 10 mm med bara tummen, (V1, V2 och H1). När hållfastheten översteg 1 MPa var det svårt att nämnvärt skada betongytan på detta sätt. För att ha en viss säkerhet mot mekanisk skada vid och efter avformningen synes $f_{cc} \geq 2$ MPa vara ett rimligt krav.

En betongyta som fått påtaglig avskalning eller som är lätt att rispa, t ex med nagel, bör tas som en varning för mycket låg hållfasthet.

Resultaten beträffande avformningsskador hos väggar överensstämmer i huvudsak med motsvarande resultat för bottenplattor, 4.2.2. Belastningsförsöken på hörn och kanter, 4.2.3, visade, att det behövs endast en ganska måttlig kraft emot dessa för att åstadkomma en skada även vid relativt hög hållfasthet, FIG 4:9. En sådan tillräcklig kraft bör relativt lätt kunna uppkomma vid avformning av kanter. De många kantskadorna vid väggförsöken tyder på detta.

TAB 4:4 Avformningsskador på väggar. Kantskadornas storlek anges enligt FIG 4:7 med måtten a och b i mm. I samtliga försök göts väggens ena sida mot stålform (S) och den andra mot plastbehandlad formplywood (F) eller sågat virke (V), se kolumn 2. Tryckhållfastheten bestämd på 150 mm kub enligt TAB 4:5

Vägg nr	Formmaterial	Tryckhållfasthet, f_{cc} MPa	Skadetyper Avskalning	Kantskada
V 1	S-F	<0,2	X ¹⁾	
V 2	S-F	0,4		X ²⁾ b=max 5 mm
V 3	S-F	0,5	X ³⁾	
V 4	S-F	0,6		
V 5	S-F	0,8	X ⁴⁾	
V 6	S-F	1,1		
V 7	S-F	1,2		
V 8	S-F	1,3		X ⁵⁾ ≈ 70 mm } b=max 15 mm ≈ 70 mm }
V 9	S-F	1,4	X ⁶⁾	
V 10	S-F	1,6		
V 11	S-F	2,1		X ⁷⁾ $\Sigma \approx 1800$ mm, b=max 10 mm
V 12	S-F	3,1		
V 13	S-V	5,4		X ⁸⁾ $\Sigma \approx 1500$ mm, b=2-3, max 15 mm
V 14	S-F	6,1		X ⁹⁾ ≈ 750 mm, b=max 10 mm
V 15	S-F	10,8		
V 16	S-F	18,8		X ⁵⁾ ≈ 250 mm } b=max 5 mm ≈ 180 mm }
H 1	S-F	0,4		X ¹⁰⁾ $\Sigma \approx 200-300$ mm, b=max 8 mm
H 2	S-V	0,4	X ¹¹⁾	X ¹²⁾ $\Sigma \approx 200$ mm, b=max 10 mm X ¹³⁾ $\Sigma \approx 500$ mm, b=max 10 mm
H 3	S-F	1,1		X ¹⁴⁾ $\Sigma \approx 250$ mm, b=max 5 mm
H 4	S-V	1,1	X ¹⁵⁾	X ¹²⁾ $\Sigma \approx 200$ mm, b=max 3 mm X ¹³⁾ $\Sigma \approx 2000$ mm, b=2-5, max 20 mm X ¹⁶⁾ ≈ 100 mm, b=max 10 mm X ¹⁷⁾ b=max 10 mm
H 5	S-V	1,4	X ¹⁸⁾	X ¹³⁾ ≈ 1200 mm, b=max 20 mm X ¹⁶⁾ b=max 10 mm
H 6	S-V	2,7	X ¹⁵⁾	X ¹³⁾ $\Sigma \approx 2000$ mm, b=2-10, max 30 mm X ¹⁹⁾ b=2-3 mm
H 7	S-V	3,5		
H 8	S-V	4,7		X ²⁰⁾ $\Sigma \approx 900$ mm, b=2-3 mm
H 9	S-F	5,1		X ¹⁴⁾ $\Sigma \approx 200-300$ mm, b=max 4 mm
H 10	S-V	5,2		
H 11	S-V	6,1		X ¹³⁾ $\Sigma \approx 2000$ mm, b=max 10 mm
H 12	S-F	7,3		X ²¹⁾
H 13	S-V	8,9		X ¹³⁾ $\Sigma \approx 750$ mm, b=max 15 mm

Anmärkningar

- 1) Kraftig, 20-30 mm djup
- 2) Små kantskador vid skarpa kanter
- 3) På gavel utan isolering
- 4) $\sim 100 \times 100$ mm på gavel
- 5) 2 skador vid skarp kant
- 6) Små yt-skador på gavel
- 7) Vid skarp kant
- 8) Skador både vid skarpa och fasade hörn
- 9) Skador vid skarp oisolerad kant
- 10) Flera mindre skador vid skarpa kanter
- 11) Mycket avskalning vid träform, tunna skikt, max 1-2 mm djupa. Skador vid skruvar i stålform, $\phi 50$ mm, djup ~ 10 mm.
- 12) Skador vid skarp kant, stålform
- 13) Skador vid skarp kant, träform
- 14) Flera mindre skador vid skarpa kanter
- 15) Små yt-skador, max 2-3 mm djup, träform
- 16) Skada vid fasad kant, träform
- 17) Skada vid fasad kant, stålform
- 18) Avskalningar, skiktdjup 2-3 mm, max 10 mm, träform
- 19) Små skador vid fasad kant, stålform
- 20) Vid skarp kant
- 21) Mycket små skador vid skarp kant

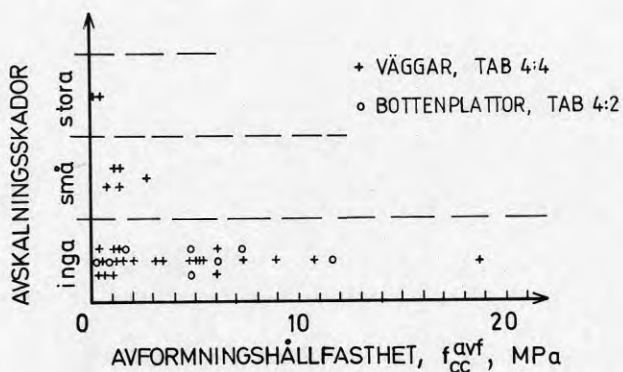


FIG 4:13 Fördelning av yt-skador orsakade av betong som fastnade i formen, dvs avskalningar. Små skador avser lokalt begränsade skador med ringa djup.

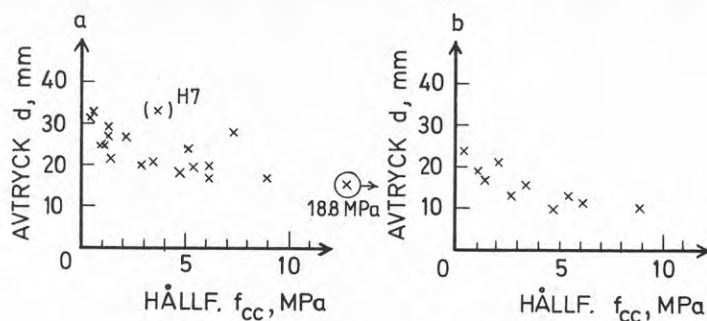


FIG 4:14 Avtryck av stålkula, mätt enligt FIG 4:11, som funktion av betongens tryckhållfasthet, f_{cc} . Den vänstra figuren avser slag från nivå 1 och den högra från nivå 2 enligt FIG 4:11.

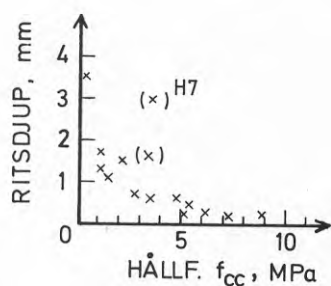


FIG 4:15 Ritsdjup, mätt enligt FIG 4:12, som funktion av betongens tryckhållfasthet, f_{cc} .

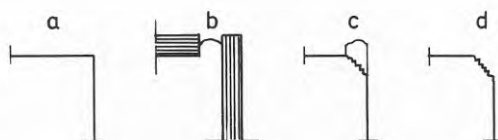


FIG 4:16 Kantskada orsakad av en springa i formen.

- Önskat utseende vid skarpt hörn
- Springa i formen ger grad
- Graden slits bort med formen
- Resultat

Engelska undersökningar pekar också på en erforderlig avformningshållfasthet i storleksordningen 2 MPa, Harrison (1975). Denne fann, att tät form är gynnsammare än otät, vilket överensstämmer med resultaten ovan, där sågat virke krävde något högre avformningshållfasthet än formplywood och stål. Harrison observerade vidare, att antalet gjutningar liksom fukttinnehållet påverkade resultatet vid otät form men ej vid tät.

Slag- och ritsförsöken, speciellt de senare, tyder på väsentligt större skador om åverkan görs på betongytan vid låg hållfasthet än vid hög. Även ur denna synpunkt är således en rekommendation av 2 MPa som lägsta gräns för avformning utan större risk för mekanisk skada rimlig.

Endast i anslutning till en enda eldosa konstaterades någon skada, nämligen i form av en mindre spricka i V1. Eldosorna hade fästs i formen enligt anvisningar från en byggarbetsplats. Det är tänkbart, att eldosor i praktiken fästes alltför hårt för att ej rubbas ur sitt läge vid gjutningen, men att de i stället följer med formen vid avformningen om betonghållfastheten är låg. Denna möjlighet antydde vid någon intervju enligt kapitel 3.

Ett visst stöd får denna synpunkt av laboratorieundersökningen, därigenom att eldosan i en vägg försköts kraftigt vid gjutningen.

4.3.3 Resultat - vertikalbelastning

Provbekastningarna med vertikal last, FIG 4:17, och de samtidigt deformationsmätningarna redovisas i TAB 4:5 och FIG 4:18.

TAB 4:5 Brottlast och E-modul hos vertikalbelastade väggar med olika tryckhållfasthet. Provtryckningen utförd omedelbart efter avformningen med ett undantag. E-modulen är beräknad med hjälp av uppmätt sammantryckning, FIG 4:17.

Vägg nr	Brottlast, F_u kN	Tryckhållfasthet, f_{cc}			E-modul MPa ⁴⁾	Anmärkning
		kub ¹⁾	prisma ²⁾	konstr ³⁾		
V 1	-	0,14	0,05	-	-	Ej provtryckt
V 2	-	0,38	0,30	-	-	"-
V 3	48	0,48	0,21	0,37	219(42)	
V 4	50	0,57	0,34	0,39	221(50)	
V 5	-	0,84	0,44	-	-	Ej provtryckt, brott vid hantering av väggen
V 6	145	1,10	1,07	1,14	9126(34)	
V 7	130	1,15	0,93	1,02	4616(38)	
V 8	90	1,26	1,56	0,71	5897(33)	
V 9	400	1,42	1,41	(3,14) ⁵⁾	10911(38)	Väggen provtryckt 1 dygn efter av- formning
V 10	125	1,56	1,01	0,98	2121(40)	
V 11	300	2,10	1,67	2,35	8919(33)	
V 12	350	3,05	2,45	2,75	12458(29)	
V 13	>700	5,42	3,80	>5,49	19166(42)	
V 14	670	6,28	1,86	5,25	15305(30)	
V 15	>500	10,8	10,0	>3,92	30480(36)	
V 16	>500	18,8	15,4	>3,92	24823(20)	

- 1) Hållfastheten bestämd på 150x150 mm kuber, isolerade för att om möjligt få ungefär samma temperatur som motsvarande vägg.
- 2) Hållfastheten bestämd på 400x100x100 mm prismor, isolerade för att om möjligt få samma temperatur som motsvarande vägg.
- 3) Hållfastheten $f_{cc}^{konstr} = F_u/A$, där A är väggens tvärsnitt.
- 4) Siffran inom parentes anger spänningen i procent av brott-hållfastheten vid bestämningen av E-modulen.
- 5) Avser hållfastheten vid provtryckningen, dvs 1 dygn efter avformning.

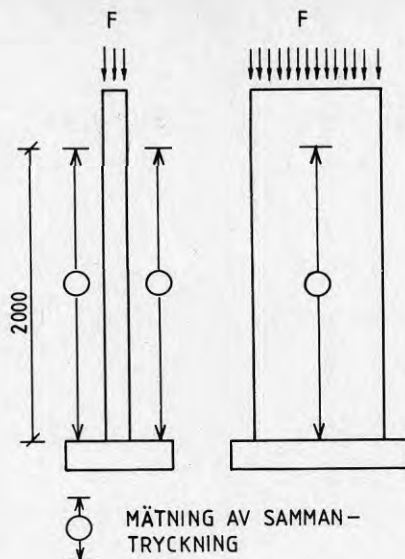


FIG 4:17 Vertikalbelastning med samtidig mätning av sammantryckningen hos väggar.

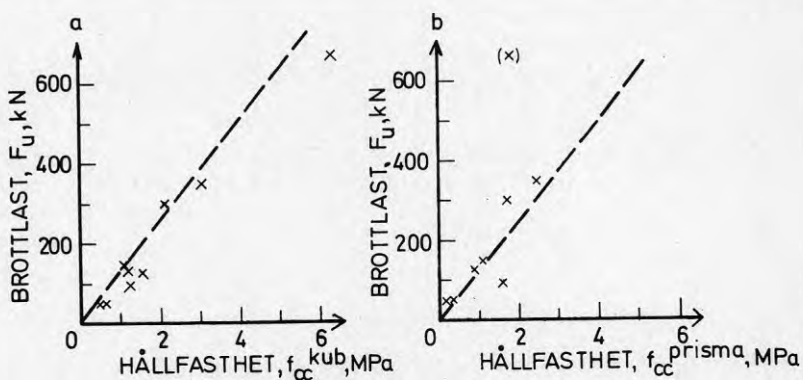


FIG 4:18 Brottlasten F_u vid vertikal centrisk belastning som funktion av hållfastheten:

f_{cc}^{kub} hos objektlagrade kuber FIG a

f_{cc}^{prisma} hos objektlagrade kuber FIG b

Den streckade linjen anger brotllasten hos väggar med samma hållfasthet som kuberna respektive prismorna. Varje värde (x) på F_u i figuren är medelvärde på tre kuber.

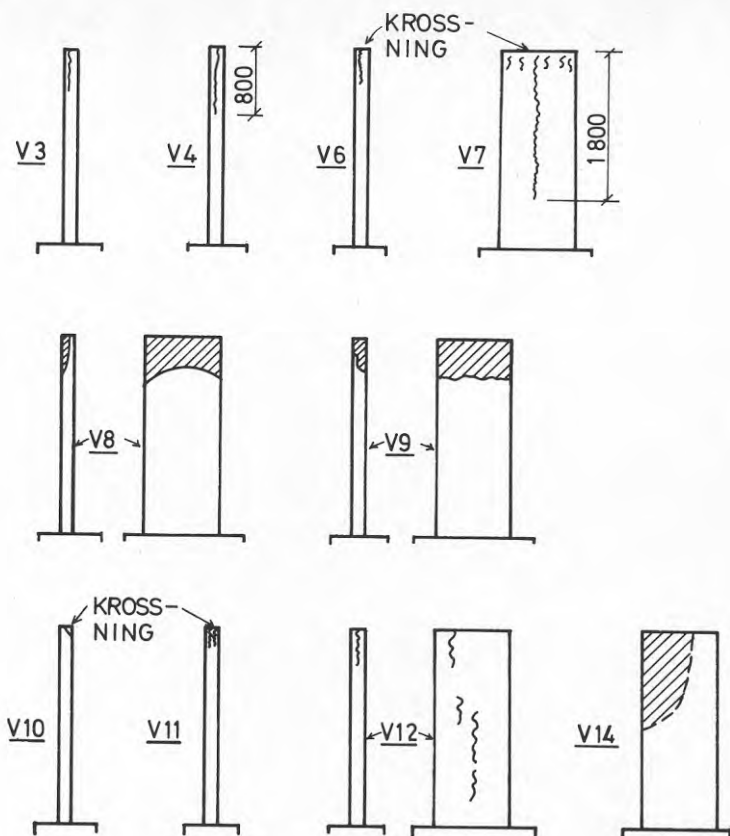


FIG 4:19 Ungefärlig brottbild för de vertikalt belastade väggarna. Streckade partier anger borttryckta (avskalade) delar av väggarna. Brott genom krossning eller spjälkning.

Kommentarer

Hållfastheten bestämdes på tre sätt, nämligen genom brottbelastning av väggarna, objektlagrade kuber och prismor. Temperaturmätningar i såväl väggar som provkroppar visade att de förra under en del av tiden efter gjutningen och fram till avformningen fick några grader högre temperatur än kub och prismor. Provkropparna ger i huvudsak en relativt god bild av väggarnas hållfasthet även om kuberna visar en tendens till något högre hållfasthet än konstruktionen dvs väggen, medan prismorna synes ha haft en något lägre, TAB 4:5 och FIG 4:18. Om objektlagrade kuber i praktiken används för uppskattning av en väggs lastkapacitet bör denna därför reduceras något. A

andra sidan är den betonghållfasthet, som behövs för att undvika mekaniska avformningsskador, ca 2 MPa enligt 4.3.2, eller för att ta upp horisontell belastning enligt 4.3.4, normalt tillräcklig även för vertikallasten. En uppskattning av en konstruktions tidiga hållfasthet med hjälp av objektlagrade kuber är meningsfull endast om kuberna förvaras så att de får samma temperaturförlopp som konstruktionen. Detta är sannolikt svårt att ordna i praktiken.

Brott inträffade alltid i väggens överdel, ofta i form av spjälkning, FIG 4:19. Kraften från tryckpressen överfördes till väggen via en tjock stålplåt. Trots detta erhöles ibland spjälkning. Det framgår emellertid av TAB 4:5 och FIG 4:18, att brotllasten låg nära den last som svarar mot objektkubernas hållfasthet och spjälkningen kan därför ej väsentligt ha reducerat brotllasten. I motsats till försöken får man i praktiken under vinterhalvåret ofta lägre hållfasthet i en väggs underdel än i dess överdel. Det beror då på gjutning mot nedkyllt underlag.

Den ur väggmätningarna erhållna elasticitetsmodulen visas grafiskt i FIG 4:20a, som funktion av konstruktionens, dvs väggens, hållfasthet. I FIG 4:20b-c anges E-modulen dessutom som funktion av objektkubernas hållfasthet respektive av prismahållfastheten. De funna värdena ansluter relativt väl till den av Byfors (1980) angivna kurvan. Man konstaterar, att E-modulen baserad på prismahållfastheten ligger något högre än E-modulen relaterad till konstruktionens eller objektkubernas hållfasthet. Av provningstekniska skäl varierade väggarnas tryckspänning vid bestämningen av E-modulen mellan 20 och 50% av tryckhållfastheten. Detta har sannolikt bidragit till att öka spridningen i undersökningen. Bl a tyder läget av E-modulerna för de högre procenttalen (38, 40, 42 och 50) i FIG 4:20a på detta.

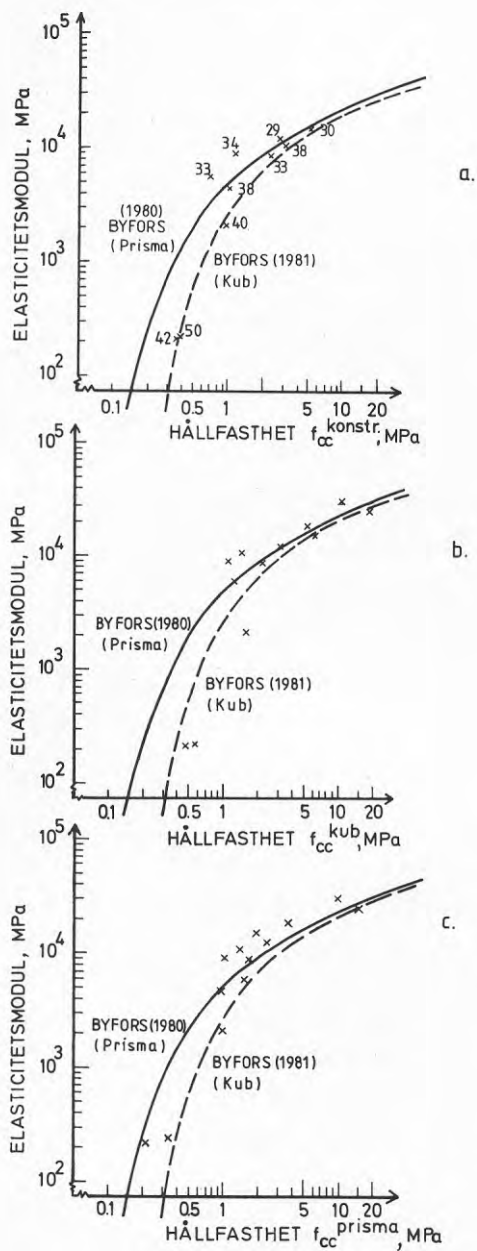


FIG 4:20

Elasticitetsmodulen grundad på deformationsmätningar i väggar. Hållfastheten har bestämts:

- a) På konstruktionen
- b) På kuber, se TAB 4:5
- c) På prisma, se TAB 4:5

Siffrorna intill mätvärdena avser den spänning i procent av brotthållfastheten, vid vilken E-modulen bestämts.

4.3.4 Resultat - horisontalbelastning

Resultaten från provbelastning med horisontell last, FIG 4:21, visas i TAB 4:6 och FIG 4:22.

TAB 4:6 Tryckhållfasthet, brottlast och brottposition hos horisontalbelastade väggar

Vägg nr	Armering ¹⁾		Tryckhållfasthet f_{cc}		Uppmätt brott- last kN	Brott- posi- tion ⁴⁾	Beräknad brott- last H_u ⁵⁾	
	Bygl.	Mitt.	kub ²⁾ MPa	prisma ³⁾ MPa			Pos 1 kN	Pos 2 kN
H 1	2 w	+ 2 Ks	0,36	0,25	0,60	2	(1,00)	0,49
H 3	2 w	+ 2 Ks	1,06	0,68	1,00	1	(2,60)	1,49
H 7	2 w	+ 2 Ks	3,49	2,55	2,20	1	(3,40)	2,20
H 8	2 w	+ 2 Ks	4,65	3,98	2,50	1	(3,45)	2,33
H 9	2 w	+ 2 Ks	5,13	3,15	2,40	1	(3,50)	2,37
H 12	2 w	+ 2 Ks	7,28	4,49	2,50	1(2)	(3,55)	2,40
H 4	4 w	+ 4 Ks	1,07	0,59	1,80	2	(2,95)	1,50
H 6	4 w	+ 4 Ks	2,65	1,61	3,25	2	(5,55)	3,20
H 2	2 Ks	+ 2 Ks	0,39	0,21	0,60	2	(1,06)	0,53
H 5	2 Ks	+ 2 Ks	1,45	1,08	1,75	2	(2,45)	1,67
H 11	2 Ks	+ 2 Ks	6,13	5,15	3,90	2	(3,00)	2,40
H 10	4 Ks	+ 4 Ks	5,19	4,15	5,25	2	(5,57)	4,17
H 13	4 Ks	+ 4 Ks	8,90	5,80	5,10	2	(5,85)	4,60

- 1) w betecknar wire med nominell diameter $\phi 8$ och Ks avser $\phi 8$ Ks400
- 2) Hållfastheten bestämd på 150 mm kuber, isolerade för att om möjligt få ungefär samma temperatur som motsvarande vägg
- 3) Hållfastheten bestämd på 400x100x100 mm prismor, isolerade för att om möjligt få samma temperatur som motsvarande vägg
- 4) Position 1 avser väggens övergång till bottenplattan och position 2 ligger ca 0,5 m över bottenplattans överyta. Berörande brottsorsak och brottposition, se texten
- 5) Beräkning enligt BILAGA 5

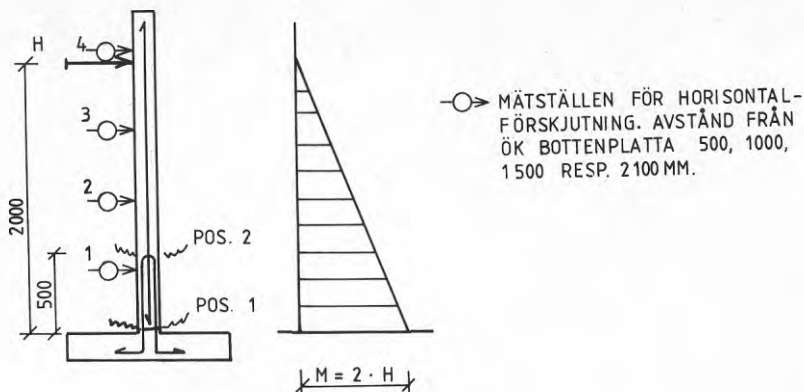


FIG 4:21 Horisontalbelastning av väggar. Väggen har två kritiska tvärsnitt.

Pos 1 som har störst moment
Pos 2 som har minst effektiv höjd

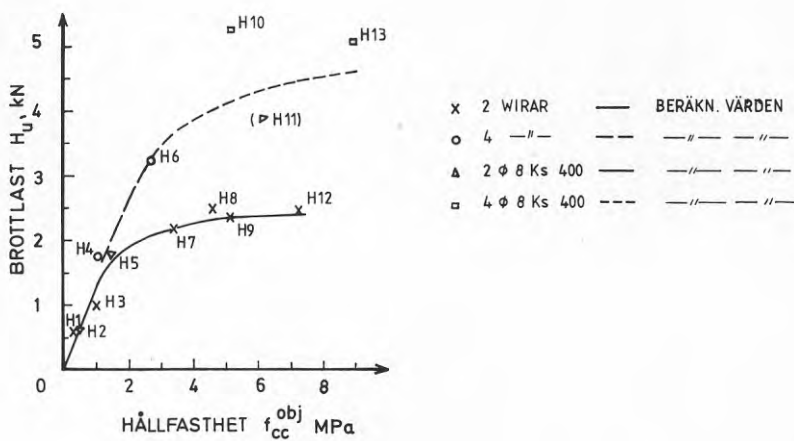


FIG 4:22 Brottlasten H_u , FIG 4:21, som funktion av betongens tryckhållfasthet f_{cc}^{obj} , mätt på objektlagrade 150 mm kuber, enligt TAB 4:6.

Kommentarer

Väggarna har två kritiska snitt för horisontell last enligt FIG 4:21. Dessa snitt är övergången från bottenplatta till vägg (pos 1) och övergången från bygelarmering till mittarmering (pos 2). Vid samtliga belastningsförsök inträffade brottet i något av dessa snitt, TAB 4:6. I samtliga väggar armerade med enbart Ks400 inträffade brottet vid övergången mellan bygelarmering och mittarmering (pos 2). Av väggar med wirrar inträffade brott i pos 2 vid armering med 4 byglar och med ett undantag i pos 1 vid 2 byglar. Som framgår av FIG 4:23 skedde i stort sett all deformation i dessa två snitt.

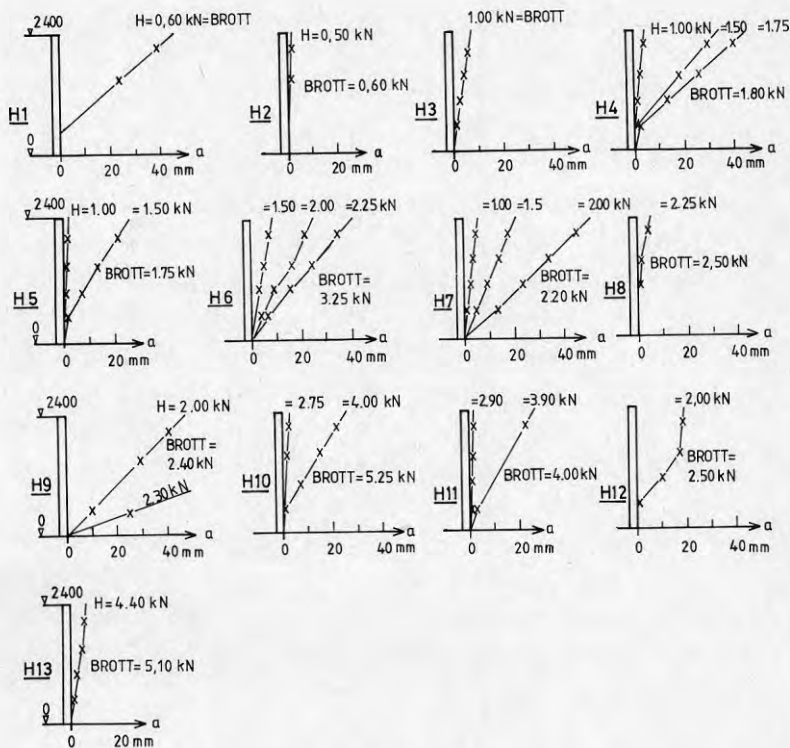


FIG 4:23 Väggskiornas utböjning a på olika nivåer för olika horisontallast H . Deformationerna ägde i huvudsak rum i pos 1 eller pos 2 enligt FIG 4:21.

Den första sprickan uppkom i flera väggar vid övergången vägg-bottenplatta. Detta är naturligt, eftersom momentet var störst där. Dessutom fanns där en gjutfog, som i vissa fall hade lägre draghållfasthet än omgivande betong, se nedan.

Vid en tryckhållfasthet över 4-5 MPa växte brottlasten H_u endast långsamt beroende på att armeringens sträckgräns uppnåddes.

I TAB 4:6 anges även beräknade värden på brottlasten både i pos 1 och pos 2. Beräkningssättet framgår av BILAGA 5. Denna beräkning liksom de följande i detta avsnitt utfördes utan hänsyn till inverkan av normalkrafter från väggens egenvikt och dess excentricitet.

Av TAB 4:6 framgår med få undantag en god överensstämmelse mellan uppmätt brottlast och beräknad brottlast i pos 2. Där emot registrerades brottet för 5 av de 6 väggarna med 2 wirar i pos 1. Brottorsaken torde ändå kunna hänföras till pos 2 som det svagaste tvärsnittet. Följande skäl bör därvid beaktas. Vid häftningsspänningen mellan wirar och betong låg i försöken högt relativt tryckhållfastheten, FIG 4:24, där den uppskattade vidhäftningsspänningen vid brottlast jämförs med värden av Granholm och Price hämtade ur Betonghandbok Material (1982). Risken för vidhäftningsbrott är uppenbar och för vägg H9 kunde tydliga märken efter glidning av wiren på dragsidan observeras. Om vidhäftningen försvinner kan väggen fortfarande bära sin last genom att wiren förankras genom ändkrokseffekt i sin övre ände, FIG 4:25. Denna förankring kan dock upphöra, om en spricka i pos 2 tränger in tillräckligt djupt. Brottet kan då sekundärt uppträda i pos 1. Att vägg H1, till skillnad från de övriga med 2 wirar, fick brott i pos 2 beror på att väggen där till följd av betongens ringa tryckhållfasthet når brott vid liten inre hävarm, dvs utan att sprickan tränger (beräkningsmässigt) djupt in.

Brottlasten för vägg H11 blev sannolikt felavläst, eftersom den svarar mot högre armeringsspänning än brottgränsen.

De två väggarna med 4 wirar fick brott i pos 2. I dessa fall nåddes liksom för vägg H1 brott i pos 2 innan sprickan (beräkningsmässigt) trängt alltför långt in.

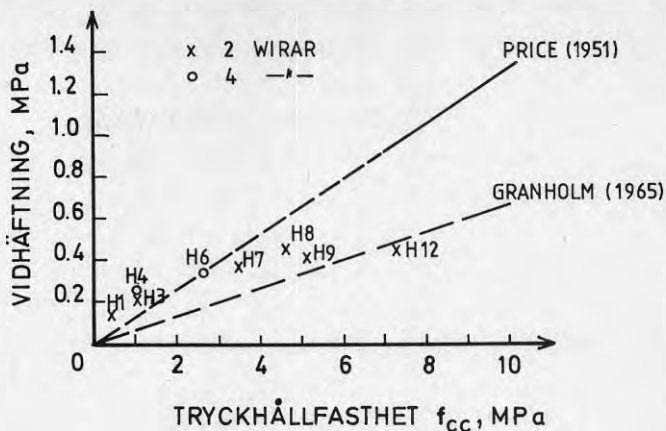


FIG 4:24 Uppskattad vidhäftningsspänning vid brottlast i vägg mellan wire-betong som funktion av tryckhållfastheten. Linjerna anger vidhäftningshållfastheten extrapolerad från resultat av Price och Granholm enligt Betonghandbok Material (1982).

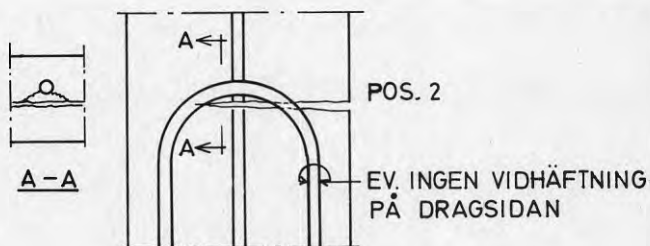


FIG 4:25 Dragkraften i en bygel förankras normalt genom ändkrokseffekt i bygelns överdel. En spricka i pos 2 kan dock medföra förankringsbrott för wiren, A-A.

Enligt 4.3.2 kan avformning ske utan större risk för mekaniska skador vid 2 MPa (3 MPa vid sågat virke och krav på ytans utseende). Den skyddsarmering som anges i B6, dvs Statens Betongkommitté (1968), kräver en betonghållfasthet på 5 MPa för att utnyttjas väl, Bondesson, Varnbo och Lundberg (1965). Om man skall kunna tänka sig att avforma väggar som har lägre betonghållfasthet och som under någon del av byggnadsskedet är fristående, måste antingen säkerhetsarmeringen ökas eller något yttre stöd anordnas för att ta upp eventuella horisontalkrafter.

I FIG 4:26 visas beräknade brottmoment för 150 mm vägg med $\phi 8$ Ks400 c 1000 (sträckgräns 400 MPa) enligt B6 under förutsättning att brottet sker i pos 2. Vid 2 MPa är det beräknade brottmomentet 1400 Nm gentemot 1500 Nm vid 5 MPa. I BILAGA 5 har erforderlig armering beräknats vid 2 MPa för att tvärsnittet skall klara samma brottmoment som vid 5 MPa och $\phi 8$ c 1000. Därvid har hänsyn tagits till att effektiva höjden d kan reduceras med 0,15 d enligt toleransreglerna i BBK 79. Detta är en något oegentlig reduktion av effektiva höjden men på säkra sidan, eftersom beräkningen vid 5 MPa förutsatte, att armeringen fanns i avsett läge, dvs mitt i väggen. På motsvarande sätt har erforderlig armering vid tryckhållfastheten 2 MPa framräknats för väggar med tjockleken 120 och 140 mm för att de vid tryckhållfastheten 2 MPa skall klara samma brottmoment som vid 5 MPa med $\phi 8$ c 750 respektive $\phi 8$ c 900 enligt B6. För en betonghållfasthet $f_{cc} = 2$ MPa blir då skyddsarmeringen i väggar enligt nedanstående sammanställning, där även $\phi 10$ medtagits:

Vägg tjocklek, mm	120	140	150
Armering $\phi 8$ Ks400 c	500	700	750
Armering $\phi 10$ Ks400 c	850	1100	1200

Bygelarmeringen anpassas med hänsyn till antaget belastnings-sätt - jämnt fördelad last, t ex vind, eller punktlast, t ex slag vid avformning - så att risken för brott blir lika stor i position 1 och 2.

I intervjuundersökningen, 3.4.7, ställde en byggnadsnämnd frågan om säkerhetsarmeringen är tillräcklig. Svaret är sålunda ja, om betonghållfastheten är den förutsatta, dvs ca 5 MPa. Detta bekräftas även av Bondesson, Varnbo och Lundberg (1965). Som framgår av FIG 4:22 och 4:26 minskar säkerheten ganska ringa för hållfastheter ned till 1-2 MPa. Under denna betonghållfasthet däremot minskar väggarnas brottmoment snabbt och i praktiken innebär detta påtagliga risker. Man observerar t ex att den enda av provväggarna, H3, med väsentligt lägre brottlast än beräknat hade en hållfasthet på ca 1 MPa, dvs vid en hållfasthetsnivå där ett måttligt fel i uppskattad hållfasthet kan innebära ett stort fel i den beräknade brottlasten.

Den ovan nämnda undersökningen av Bondesson, Varnbo och Lundberg (1965) rekommenderade den säkerhetsarmering som anges i B6. Den omfattade såväl statisk belastning som dynamisk. Jämförbara resultat synes överensstämma tillfredsställande med Cementas resultat enligt denna rapport.

För de två väggarna H10 och H13 med 4 ϕ 8 Ks400 visar en beräkning med aktuella värden på sträckgräns (486 MPa) och brottgräns (731 MPa), att brottet inträffade mellan dessa gränser. I vägg H13 uppnåddes brott i de två mellersta stängerna. Vid en dimensionering bör självfallet ej högre värde på sträckgränsen än 400 MPa användas.

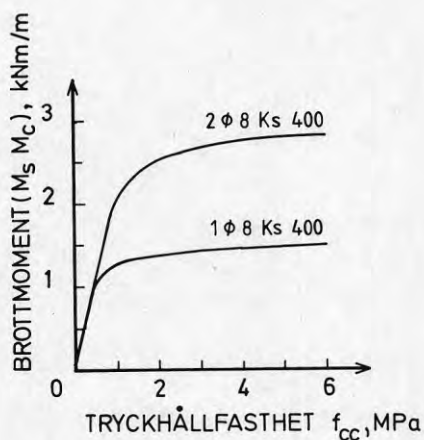


FIG 4:26 Beräknade brottmoment i 150 mm tjocka och 1 m breda väggar. Armeringens sträckgräns 400 MPa. Brottet förutsätts ske i pos 2.

Laboratorieundersökningen utfördes så att den skulle likna förhållandena på en väl skött arbetsplats med våningshöga formar, som hanterades med kran eller travers.

Trots en till synes likadan behandling av bottenplattorna kunde efter brott konstateras att vid vissa väggar var vidhäftningen så god att brottytan helt föll i väggen strax ovanför bottenplattan, medan brottytan vid andra väggprov endast gick igenom fogen vägg-bottenplatta. I något väggprov föll brottytan såväl i själva fogen som i väggen intill.

Om man vill avforma vid låg betonghållfasthet, måste denna kontrolleras noga och säkert så att risken för väggras undviks. Säkraste kontrollmetoden synes vara oförstörande provning direkt på konstruktionen i form av TNS-mätning eller locktest. Ett väggras kan lätt få förödande följder. Laboratorieproven visade, att rörelsen i början av ett väggras är långsam och sannolikt ofta svår att upptäcka. Den senare delen av fallet är däremot mycket snabb och möjligheten för en oförberedd person att sätta sig i säkerhet ringa. Att komma under en fallande betongvägg innebär direkt livsfara.

4.4 Bjälklag

4.4.1 Utförande

Avformningsskador

Samtliga 13 bjälklagsplattor kontrollerades efter avformningen med avseende på yt- och kantskador. Inga slag- eller rispförsök utfördes som vid väggförsöken, 4.3.1-2, eftersom betongens formrivningshållfasthet vid bjälklag normalt är betydligt högre än vid väggar. Risken för avformningsskador är därför ringa.

Belastningsprov

Samtliga 13 bjälklagsplattor belastades, 10 st av dem direkt efter avformningen (platta 3 dock först ett dygn därefter) och 3 st ca en månad efter avformningen. Avsikten med uppehållet mellan avformning och brottbelastning var att studera nedböjningen av krypning till följd av egentygnd. Bjälklagsplattorna var understödda av hjälpstämp, dvs mittstämp A och sidostämp B enligt FIG 4:27. Vid avformningen togs stämpan B bort först och nedböjningen mättes i 1/4-delspunkterna och i spannmitt med mätklockor. Omedelbart därefter togs mittstämpan bort och nedböjningen mättes på nytt. Belastningen till brott skedde stegvis med hjälp av plattstänger, som påfördes i 1/4-delspunkterna, FIG 4:27. För varje laststeg registrerades nedböjningen. Data rörande bjälklagsplattornas mått, armering, hållfasthet, provningsdata m m återfinns i FIG 4:4-5 och TAB 4:7. Betongtryckhållfastheten uppskattades vid avformning och brottbelastning på fyra olika sätt, nämligen med objektlagrade kuber, studsmätare, ultraljudsmätare och TNS-mätare.

Hållfasthetsbestämningen beskrivs närmare i BILAGA 6. Böjdraghållfastheten vid plattornas avformning kontrollerades med böjbalkar 800x150x100 mm. Slutligen registrerades den för blotta ögat synliga sprickbildningen.

TAB 4:7 Hållfasthet och ålder hos bjälklagsplattor vid avformning och provbelastning.

Serie	Platta nr	Ålder h eller d	Tryck- hållfast- het	Böjdrag- hållfast- het	Tryck- hållfast- het
			f_{cc} MPa	f_{cm} MPa a)	f_{cc}^{28} MPa
0	0	24 h	6,5	1,00	19
A	1	22 h	1,8	0,28	16
	2	25 h	2,8	0,46	16
	3	47,5 h	8,2	1,23	16
B	4	21 h	6,4	0,98	45
	5	25 h	9,3	1,38	45
	6	44 h	15,5	2,10	45
C	7	20,5 h	3,3	0,51	24
	8	24,5 h	5,7	0,88	24
	9	44,5 h	11,3	1,64	24
D (vid av- formn.)	10	23 h \approx 1 d	3,2	0,50	22
	11	47 h \approx 2 d	8,8	1,23	22
	12	7 d	19,3	2,42	22
D (vid brottbe- lastn.)	10				
	11	32 d	23,2	2,64 b)	22
	12				

a) böjdraghållfasthet bestämd ur FIG 4:28 med bjälklagsplattornas tryckhållfasthet som ingångsvärde

b) värdet avser 35 dygn

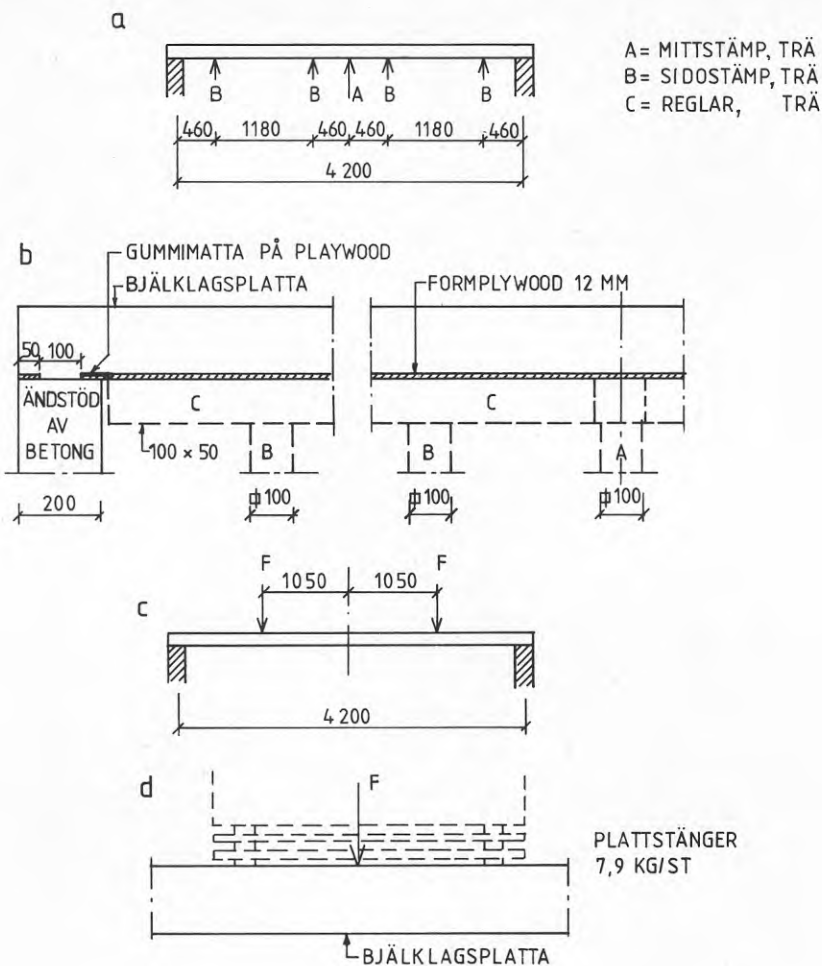


FIG 4:27 Bjälklagsplattornas uppläggning på ändstöd och hjälpstämp samt belastning.

- Ändstöd och stämp, principfigur
- Form, regler och stämp, detalj. Formplywooden (ytformen) reglarna C och sidostämp B kunde tas bort, medan hjälpstämpan A stod kvar.
- Belastning, principfigur.
- Belastning, detalj. Lasten utgjordes av plattstänger (ca 700 mm) med vikten 7,9 kg/st.

4.4.2 Resultat - avformningsskador

Inga som helst ytskador i form av avskalningar förekom och ej heller några större kantskador.

Kommentarer

Med ledning av resultaten från observationerna på bottenplattor och väggar var ytskador knappast att vänta, eftersom lägsta hållfasthet hos bjälklagsplattorna var 2 MPa. Någon registrering av små hörnskador, dvs av storleksordningen några få mm och orsakade av grader i plattans kanter gjordes ej. Kantskador på grund av grader orsakade av springor i formhörn, kan enligt 4.3.2 tänkas inträffa vid de hållfastheter, då man avformar bjälklag. Skarpa kanter är emellertid relativt sällsynta i bjälklag.

4.4.3 Resultat - belastning, deformationer och sprickbildning

Hållfasthetsbestämningar

Resultaten av hållfasthetsbestämningarna på betongen enligt olika metoder ges i TAB 4:7. Den i tabellen angivna tryckhållfastheten utgör medelvärdet av bestämningar med studs-, ultraljuds- och TNS-mätning enligt BILAGA 6. I FIG 4:28 har den uppmätta böjdraghållfastheten avbildats som funktion av tryckhållfastheten. Därvid har valts de värden på tryckhållfastheten, som bestämts på 150 mm kuber, gjutna i stålform. Skälet till detta är att böjbalkarna gjutits i stålform och objektlagrats på samma sätt som kuberna. Det är därför sannolikt, att böjbalkarnas härdningsförlopp överensstämmer bättre med de kuber som gjutits och förvarats i stålform än de som gjutits och förvarats i träform.

Den använda armeringens sträckgräns och brottgräns bestämdes genom dragförsök till $f_y = 486$ MPa respektive $f_{st} = 731$ MPa.

Brottbelastning

I TAB 4:8 anges uppmätta och beräknade värden på brottlasten $2xF$. Beräkningssättet framgår av BILAGA 7.

Momentan nedböjning

De uppmätta deformationerna såväl vid sidostämpens borttagande som vid den fullständiga formrivningen redovisas i FIG 4:29-31 och TAB 4:9.

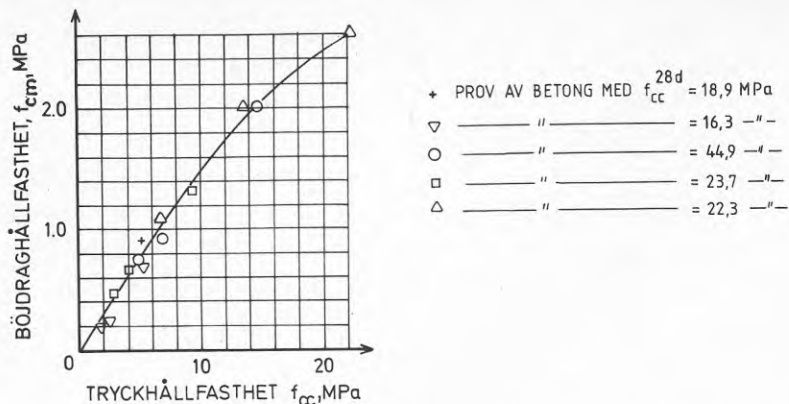


FIG 4:28 Böjdraghållfastheten som funktion av tryckhållfastheten. Den förra bestämdes på böjbalkar 800x150x100 mm de senare på 150 mm kuber. Samtliga provkroppar göts i stålformar och förvarades i dessa till provningen. De isolerades för att om möjligt få samma härdningsvillkor som bjälklagsplattorna.

TAB 4:8 Uppmätt och beräknad last vid brottförsök på bjälklagsplattor.

Serie	Platta Nr	Vid provbelastning		Beräknad brottlast kN
		f_{cc} MPa	Uppmätt brottlast kN a)	
0	0	6,5	b)	~ 53,6 (= pl 4)
A	1	1,8	20,0	19,5
	2	2,8	29,9	30,9
	3	8,2	c)	55,8
B	4	6,4	54,0	53,6
	5	9,3	58,3	55,8
	6	15,5	62,5	64,9
C	7	3,3	51,3	54,2
	8	5,7	60,8	62,7
	9	11,3	71,2	67,8
D	10	23,2	64,6	Medel- 63,1 } värde 64,8
	11		63,1	
	12		66,6	

a) Innefattar egentyngd + de två lasterna i 1/4-delspunkterna (2xF), FIG 4:27.

b) Plattan belastades ej till brott.

c) Plattan belastades vid senare tidpunkt, dvs vid högre hållfasthet.

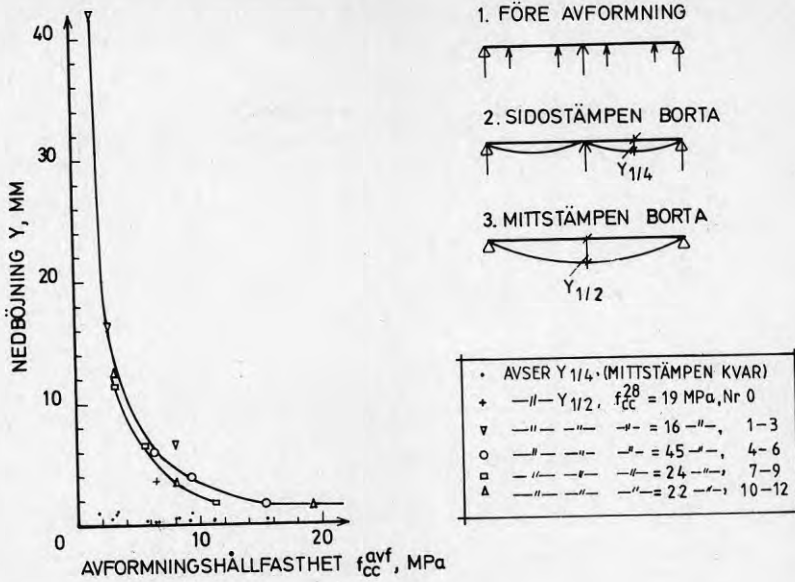


FIG 4:29 Den momentana nedböjningen hos bjälklagsplattor som funktion av avformningshållfastheten f_{cc}^{avf} . Den nominella betonghållfastheten f_{cc}^{28} för de olika plattorna låg i intervallet 16–45 MPa. Platta 7–9 hade en ökad tjocklek (200 mm) men reducerad armering (8 ϕ 8) jämfört med övriga plattor (160 mm och 10 ϕ 8). Bärförmågan var avsedd att bli densamma för alla plattorna. Observera de små nedböjningarna $y_{1/4}$, om mittstämpan får stå kvar.

Den övre heldragna linjen är inritad medelkurva för 160 mm plattor och den undre för 200 mm.

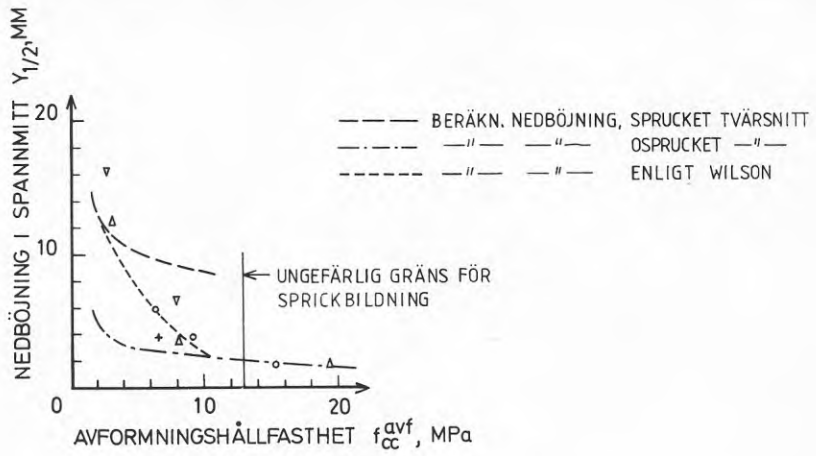


FIG 4:30 Uppmätt momentan nedböjning jämförd med beräknad vid sprucket och osprucket tvärsnitt. 160 mm plattor, FIG 4:29.

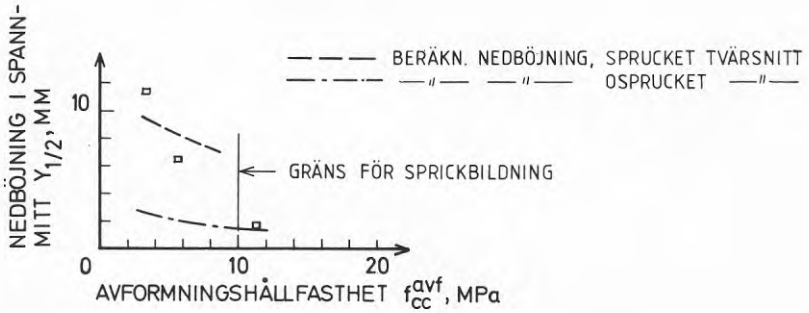


FIG 4:31 Uppmätt momentan nedböjning jämförd med beräknad vid sprucket och osprucket tvärsnitt, 200 mm plattor, FIG 4:29.

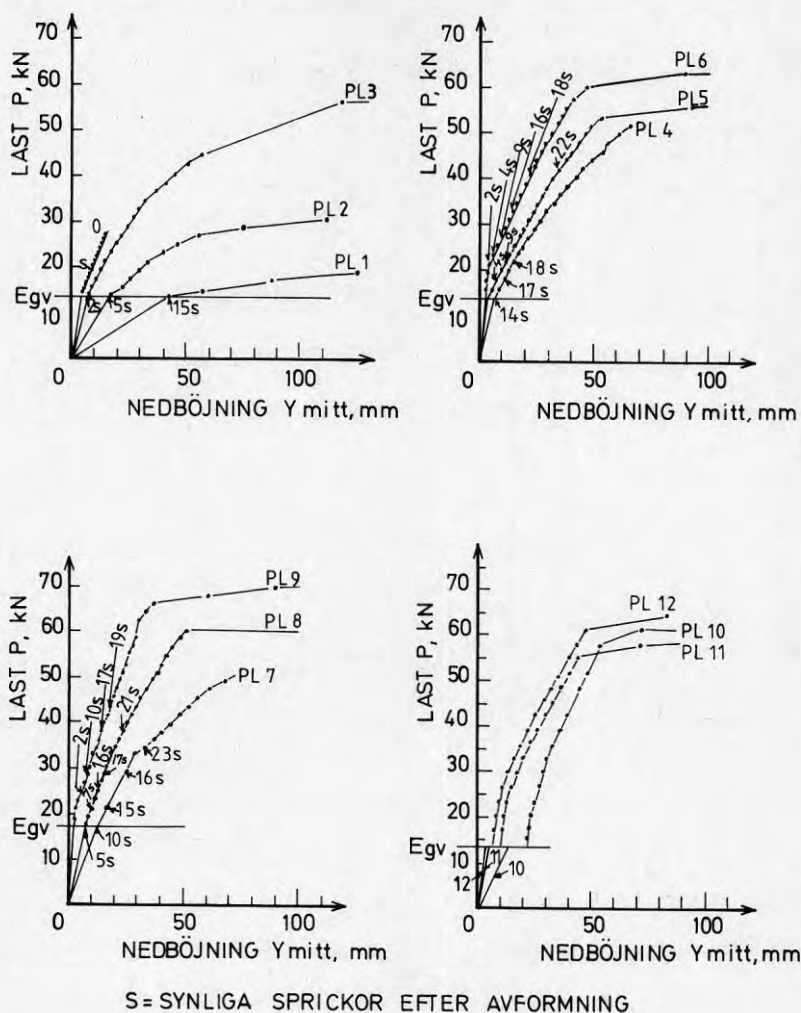


FIG 4:32 Momentan nedböjning av egentygnd vid avformning och av yttre last vid belastningsprov. Uppgifter om plattornas avformningstider, hållfasthet vid avformning och provbelastning finns i TAB 4:7 samt om 28-dygns hållfastheten i FIG 4:29.

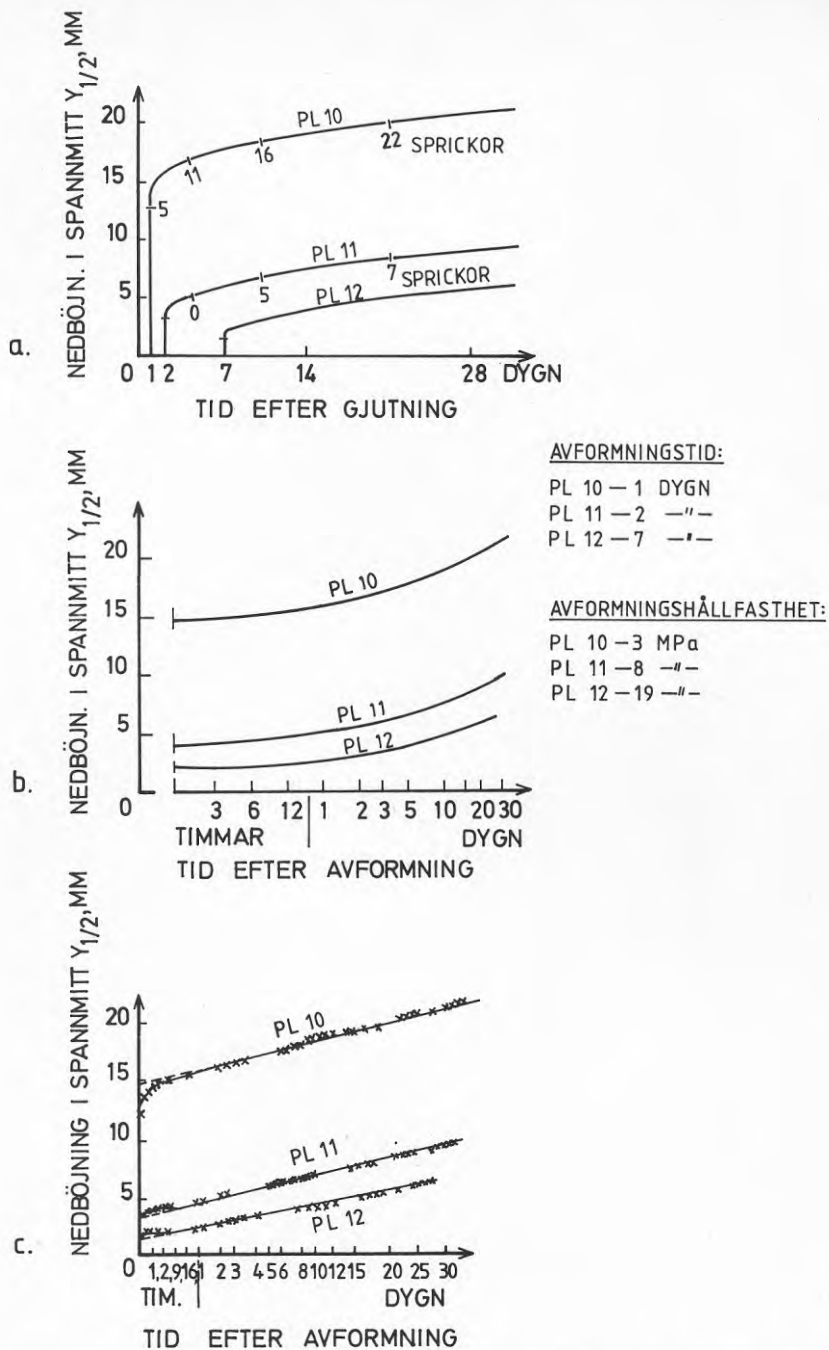


FIG 4:33 Momentan och tidsberoende nedböjning av egetyngd

- a) Tiden i linjär skala
 b) Tiden i logaritmisk skala
 c) Tiden i kvadratrotskala

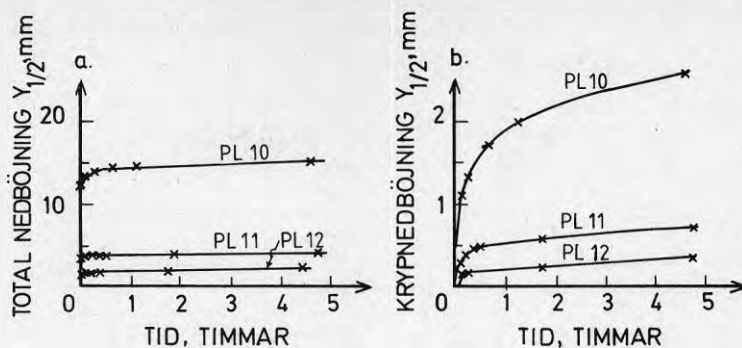


FIG 4:34 Nedböjning i spannmitt, $y_{1/2}$.
 a) Total nedböjning
 b) Nedböjning av krypning

Avformningstid:	PL 10 - 1 dygn (23 tim)
	PL 11 - 2 dygn (47 tim)
	PL 12 - 7 dygn
Avformningshållfasthet:	PL 10 - 3,2 MPa
	PL 11 - 8,2 MPa
	PL 12 - 19,3 Mpa

Nedböjning vid belastningsprov

För samtliga plattor redovisas nedböjningen vid belastningsförsöken på FIG 4:32. Samtliga plattor utom platta 0 belastades till brott.

Krypdeformationen hos plattorna 10-12, som belastades av egenvikt under ca 1 månad efter avformning redovisas på FIG 4:33. De tre figurerna visar samma resultat men med olika tidsskalor, nämligen linjär och logaritmisk skala samt kvadratrotskala. Krypdeformationen under de första timmarna efter avformningen visas i detalj i FIG 4:34. Delfigurerna har olika skala på nedböjningsaxeln.

Sprickbildning

Sprickor synliga för blotta ögat registrerades dels direkt efter avformningen dels vid själva belastningsprovet. Dessutom registrerades uppkomsten av sprickor av egenvikt för plattorna 10-12 under tiden mellan avformning och belastning, dvs under ca 1 månad. Tidpunkten för sprickornas uppkomst vid avformning och under långtidslast av egentyngd har markerats på FIG 4:32-33. Antalet sprickor vid avformning redovisas tillsammans med samtidig nedböjning i TAB 4:9. I tabellen anges även den

mot betongtryckhållfastheten i bjälklagsplattorna svarande böjdraghållfastheten uppskattad med hjälp av FIG 4:28 och den av egentyngd vid osprucket tvärsnitt beräknade böjdragspänningen.

TAB 4:9 Nedböjning och sprickor vid avformning.

Serie	Platta nr	Vid avformning					
		f_{cc} MPa	$y_{1/4}$ ^{a)} mm	$y_{1/2}$ mm	Sprickor st	f_{cm} ^{b)}	σ_{cm} ^{c)}
0	0	6,5	0,17	3,78	0	1,00	1,77
A	1	1,8	0,93	~42	15	0,28	1,41
	2	2,8	0,49	16,30	5	0,46	1,61
	3	8,2	0,44	6,67	2	1,23	1,81
B	4	6,4	0,14	6,16	14	0,98	1,77
	5	9,3	0,35	3,94	0	1,38	1,81
	6	15,5	0,41	1,93	0	2,10	1,85
C	7	3,3	0,51	11,63	10	0,51	1,45
	8	5,7	0,31	6,63	5	0,88	1,45
	9	11,3	0,36	1,88	0	1,64	1,46
D	10	3,2	0,42	12,58	5	0,50	1,61
	11	8,2	0,44	3,40	0	1,23	1,81
	12	19,3	0,37	1,83	0	2,42	1,85

- a) Före mittstämpens avlägsnande, se FIG 4:29.
- b) Böjdraghållfasthet från FIG 4:28 med bjälklagsplattornas tryckhållfasthet som ingångsvärde.
- c) Böjdragspänning beräknad på osprucket armerat tvärsnitt enligt FIG 4:5. Med hänsyn till upplagets utformning, FIG 4:26b, valdes spännvidden till 4100 mm. Det förutsattes alltså att plattan genom sin nedböjning och krökning efter avformning vilade på ändupplaget endast vid sin inre kant.

Kommentarer

Plattorna 1 och 2 var överarmerade på grund av den låga betonghållfastheten, jfr BILAGA 7.

Maximal avvikelse mellan beräknad och uppmätt brottlast är ca 5 procent av brottlasten. Med tanke på möjliga avvikelser mellan använda och verkliga värden på betonghållfasthet, inre hävarm och avstånd mellan lastens tyngdpunkt och upplag m m synes avvikelserna rimliga. I praktiken krävs så hög betonghållfasthet för att undvika skadlig deformation och sprickbildning att risken för brott i bjälklag vid avformning synes mycket ringa.

Man konstaterar att den momentana nedböjningen var starkt beroende av betongens tryckhållfasthet vid avformningen, om denna var fullständig, de heldragna kurvorna i FIG 4:29. Spridningen av mätvärdena kring medelkurvorna är liten. Vid lägre avformningshållfasthet än 10 MPa är nedböjningskurvan brant, medan nedböjningen avtar långsamt med växande avformningshållfasthet för $f_{cc}^{avf} > 10$ MPa. Bortsett från krypdeformationer och sprickbildning synes därför 10 MPa vara en undre gräns för avformningshållfastheten vid fullständig avformning, dvs utan hjälpstämp. Av TAB 3:6 framgår, att denna avformningshållfasthet ibland används i praktiken. Vid Småhus anger tabellen även lägre hållfastheter. Det är dock troligt att man ofta sätter in hjälpstämp vid dessa låga avformningshållfastheter.

När mittstämpan stod kvar blev nedböjningen (i 1/4-delspunkterna) obetydlig, mindre än 1 mm för samtliga plattor, FIG 4:29. Hållfasthetsberoendet blir i det stadiet obetydligt. Beräkningsmässigt bör nedböjningen i 1/4-delspunkterna med hänsyn till spännvidd och kontinuitet över mittstämpan vara

$$y_{1/4} = \left(\frac{q(\frac{l}{2})^4}{192 EI} : \frac{5q l^4}{384 EI} \right) y_{\text{mitt}} = \frac{1}{40} \cdot y_{\text{mitt}}$$

Vid plattan med största momentana nedböjningen $y_{1/4} = 42$ mm (platta 2) blir då beräkningsmässigt $y_{1/4} = 1,05$ mm, dvs ungefär lika med uppmätt värde $y_{1/4} = 0,93$ mm. För en del plattor översteg det uppmätta värdet det beräknade, sannolikt beroende på en viss sjunkning av mittstödet. En sådan sjunkning uppmättes vid försöken och orsakades sannolikt av den lastökning som sker på mittstämpan (av trä) vid borttagandet av sidostämpan.

FIG 4:30-31 visar en god överensstämmelse mellan uppmätta nedböjningsvärden och beräknade i plattorna med de lägsta och högsta hållfastheterna. I det förra fallet kan man räkna med stor sprickbildning och det är då naturligt, att uppmätt och beräknad nedböjning med sprucket tvärsnitt överensstämmer väl. Likaså är det naturligt med god överensstämmelse mellan uppmätt och beräknad nedböjning med osprucken sektion vid de högsta hållfastheterna, eftersom ingen sprickbildning då sker vid avformningen. Från gränskurvan med sprucket tvärsnitt övergår nedböjningen successivt till kurvan för osprucket allteftersom hållfastheten ökar och sprickbildningen avtar. Även i detta område visar de uppmätta värdena god överensstämmelse med de beräknade. Beräkningen utförd enligt metod av Wilson i Byfors, Jönsson & Wilson (1982).

Många arbetsledare önskade en kortare avformningstid, 3.3.10, men en sådan synes ej möjlig utan någon samtidig åtgärd för att öka den tidiga hållfasthetstillväxten eller att temporärt minska spännvidden med hjälpstämp.

Olika möjligheter att öka den tidiga hållfasthetstillväxten, speciellt vintertid, anvisar Jacobsson, Magnusson & Wennmark (1981).

Resultaten i FIG 4:29 anger, åtminstone teoretiskt, en annan möjlig väg till avformning av bjälklag vid betydligt lägre hållfasthet än 10 MPa. Om nämligen mittstämpan kunde frikopplas från den övriga formen och stå kvar (utan att tas bort och sedan återinsättas) tills $f_{cc} > 10$ MPa, skulle övrig form, dvs ytform och sidostämp, kunna tas bort och återanvändas på annat ställe. Sådan avformning borde ofta vara möjlig redan dagen efter gjutningen. Ett alternativt sätt visas i FIG 4:35. Vederbörlig hänsyn måste därvid tas till risk för eventuell genomstansning av hjälpstämpan. Däremot får man ej tänka sig först en fullständig avformning och sedan återinsättande av hjälpstämp. Detta skulle nämligen genast utlösa en stor momentan nedböjning och sprickbildning.

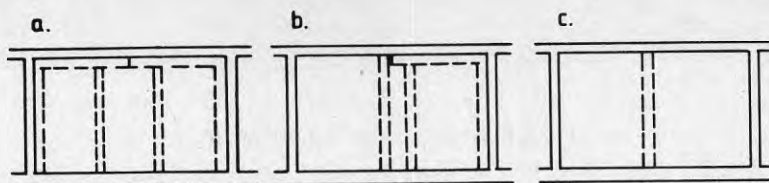


FIG 4:35 Principfigur visande avformning vid låg hållfasthet med hjälpstämp, som insätts utan att någon momentan nedböjning utlöses i fältmitt.

- a. Form och stämp vid gjutning
- b. Ena formhalvan med stämp rivs och en mittstämp sätts in
- c. Andra formhalvan rivs. Mittstämpan kvar tills vidare.

I värdena för de momentana nedböjningarna inryms en viss krypdeformation beroende på att det förflöt en viss tid ($\sim 10-20$ sekunder) mellan mittstämpens borttagande och registreringen av nedböjningen. Även för plattorna med låg hållfasthet var dock andelen krypning i måttet på den momentana nedböjningen obetydlig. Detta framgår av följande exempel. För platta 10 med avformningshållfastheten 3,2 MPa registrerades en momentan nedböjning vid avformningen på $y_{\text{mitt}} = 12,58$ mm. Efter 5 minuter hade krypningen ökat detta mått med 1,10 mm. Krypningen, som ingår i det uppmätta värdet på den momentana nedböjningen, tycks därför vara endast några tiondels mm.

Nedböjningen av krypning beskrivs med olika tidsskalor i FIG 4:33. Av FIG 4:33a med linjär tidsskala framgår att krypningen ökar med tiden men med avtagande hastighet. Vidare synes nedböjningskurvorna vid de tre olika avformningshållfastheterna förlöpa på konstant avstånd från varandra. Någon extrapolering för att uppskatta slutlig nedböjning är knappast möjlig. En sådan är svår även vid avbildning i logaritmisk tidsskala, FIG 4:33b. Eftersom kurvorna där är något krökta, uppstår svårigheten att välja rätt lutning vid extrapoleringen. Väljer man den största lutningen och extrapolerar till 10 år får plattorna 10, 11 och 12 i ordning en total slutlig nedböjning av ca 33, 23 och 19 mm. Dessa värden är sannolikt för höga eftersom kurvan kommer att avta med tiden enligt FIG 4:36, Betonghandbok Konstruktion (1980). FIG 4:33c visar nedböjningskurvorna med

tiden i kvadratrot-skala enligt Byfors, Jönsson & Wilson (1982). Kurvorna övergår då i räta linjer, som möjliggör extrapolering. Problemet i detta fall är att avgöra till vilken tidpunkt extrapoleringen skall utsträckas. Wilson anser, att extrapolering till ca 200 dygn ger rimliga slutvärden. Han anger vidare, att man på en arbetsplats ganska snabbt kan uppskatta slutlig deformation genom att mäta nedböjningen vid några tidpunkter och avbilda dem i ett tid-nedböjningsdiagram med tiden i kvadratrot-skala. Den första mätningen kan ske så snart kurvan gått över i en rät linje, dvs efter några dygn, FIG 4:33c. Teoretiskt sett är två punkter på den räta linjen tillräckliga för extrapolering, men ytterligare någon mätning bör göras för att få en säkrare värdering. Speciellt vid byggen med upprepade, likadana gjutningar, t ex bostadsområden synes metoden kunna bli en värdefull kontrollåtgärd.

Kurvorna i FIG 4:33c är enligt Wilson räta mellan ca 2 dygn och 6-7 veckor, Byfors, Jönsson & Wilson (1982). Man observerar dessutom att de tycks ha ungefär samma lutning i detta tidsintervall. Sprickbildningen under försökstiden påverkade således ej nedböjningen märkbart, trots att den var påfallande olika i de tre plattorna.

De tre kurvorna kan enligt försöken betraktas som vertikalförskjutna i förhållande till varandra. Det innebär att man ej väsentligt kan påverka nedböjningen av krypning genom att uppskjuta avformningen någon längre tid. Effekten av låg avformningshållfasthet blir mycket större på den momentana deformationen. I försöken blev således de momentana nedböjningarna i ordning 12,6, 3,4 och 1,8 mm vid hållfastheterna 3,2, 8,2 och 19,3 MPa. För att begränsa den slutliga nedböjningen för en viss betong måste man alltså i första hand undvika stor momentan nedböjning.

Endast vid den mycket låga avformningshållfastheten i platta 10 erhöles en betydande krypdeformation under de första 4-5 timmarna, FIG 4:34. Där hade, som figuren visar plattorna 11 och 12 ett betydligt långsammare deformationsförlopp.

Plattornas temperatur har med få undantag legat i intervallet 17–21°C, varvid medeltemperaturen under det första skedet låg ca 2°C lägre än medeltemperaturen under det sista skedet, FIG 4:37. Detta kan möjligen ha påverkat kurvornas krökning i FIG 4:33 något.

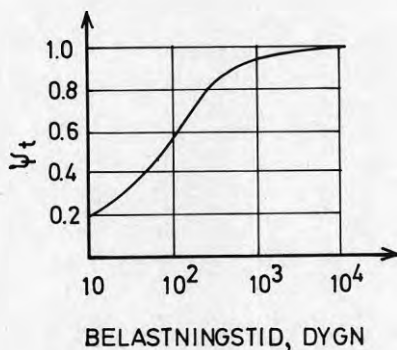


FIG 4:36 Koefficienten ψ_t vid beräkning av kryptalet φ som funktion av tiden räknad från pålastning.

$$\varphi = \varphi_o \cdot \psi_h \cdot \psi_j \cdot \psi_t \quad \text{Betonghandbok Konstruktion (1980)}$$

Krypning och därmed långtidsdeformation är beroende av flera faktorer, t ex last och miljö, vilka är svåra att förutse i detalj, Bergström i Svenska Cementföreningen (1953), Bonzel (1965) och Betonghandbok Material (1982). Det är därför svårt att med större noggrannhet beräkna slutlig nedböjning. Det finns flera sätt att uppskatta denna, dels mera schablonartade metoder dels mer detaljerade. I TAB 4:10 anges några uppskattningar av den slutliga nedböjningen hos försöksplattorna.

Man konstaterar en relativt god överensstämmelse mellan uppmätta och beräknade värden. Överensstämmelsen ökar med t_o , dvs med växande avformningshållfasthet, vilket förefaller rimligt. Metod a och b visar god överensstämmelse, speciellt för plattor 11 och 12. Detta är naturligt, eftersom grundförutsättningarna är desamma. Avvikelsen för platta 10 beror sannolikt på extrapoleringar i vissa diagram på grund av den låga hållfastheten. Även metod c visar god överensstämmelse med metod a. Detta torde vara en tillfällighet, eftersom extrapoleringen, till skillnad från metod b, utgår från mätpunkter på en krökt

linje, vars fortsättning är mer eller mindre svårbedömd beroende på antalet mätningar och när dessa göres.

TAB 4:10 Nedböjningar uppskattade:

- Av Wilson (1982) med noggrann metod.
- Enligt förenklad metod av Wilson i Byfors, Jönsson & Wilson (1982). Metoden bygger på värden från nedböjningskurvan och på att denna blir en rät linje, om tiden avsätts i kvadratrotskala enligt FIG 4:33c.
- Genom extrapolation av nedböjningskurvan med tiden i logaritmisk skala, FIG 4:33b.

t_0 = tid mellan gjutning och avformning

$y(t_0)$ = momentan nedböjning

$y(t_0+28)$ = nedböjning 28 dygn efter avformning

$y(\infty)$ = slutnedböjning

Värden inom parentes = mätvärden.

Platta	t_0 dygn	a			b	c
		$y(t_0)$ mm	$y(t_0+28)$ mm	$y(\infty)$ mm	$y(\infty)$ mm	$y(\infty)$ mm
10	1	10,2 (12,6)	16,9 (20,8)	35,0	40	33
11	2	4,5 (3,4)	10,4 (9,4)	26,5	26	23
12	7	1,9 (1,8)	7,2 (6,6)	22,2	22	19

För en ingående analys av nedböjningsberäkningar hänvisas till Wilson (1982) och Byfors, Jönsson & Wilson (1982). I den senare finns som ett detaljerat exempel en beräkning av nedböjningen för platta 11 enligt metod a i TAB 4:10.

Det förmodades på sid 115 att värdena enligt metod c var för stora, dvs på säkra sidan. Jämförelse med värdena enligt metod a eller b tyder ej på det. Metod b synes säkrare och enklare än metod c.

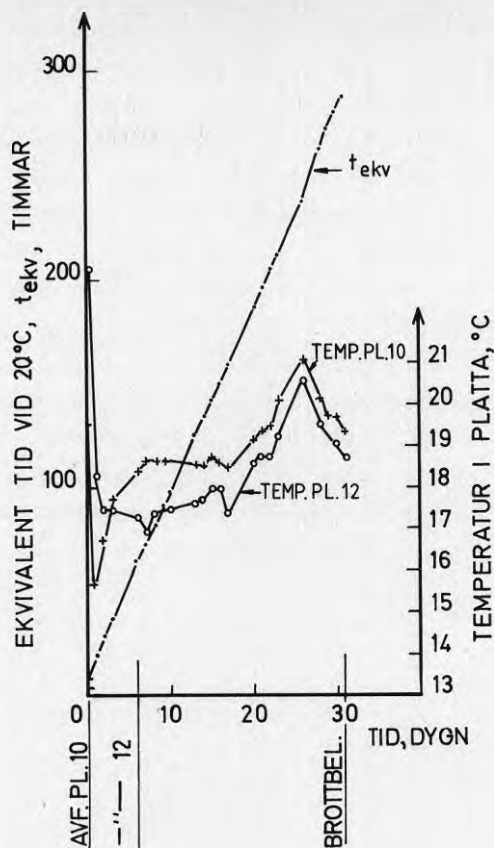


FIG 4:37 Temperaturförlopp i plattor 10 och 12 samt ekvivalent härdningstid vid 20°C för platta 12 som funktion av tiden mellan avformning och brottbelastning.

Det framgår av FIG 4:33a, att en viss sprickbildning ägt rum mellan avformningen och provbelastningen (ca 1 mån) av plattorna 10-12. Detta har skett utan att någon last utöver egen tyngden påförts. I platta 10 ökade antalet synliga sprickor från 5 till 22 och i platta 11 från 0 till 7, medan platta 12 förblev osprucken fram till brottbelastningen. Önskar man undvika sprickor kan det finnas skäl att hålla en något högre avformningshållfasthet än vad som kan motiveras av deformationskrav. För de undersökta plattelementen, som relativt väl motsvarar bjälklag i bostadshus, skulle lägsta avformningshållfasthet behöva ökas från 10 MPa till 15 MPa. Påför man laster utöver egen tyngd i ett tidigt skede måste man självfallet ta hänsyn även till dessa. Intervjuundersökningarna, TAB 3:6, anger både 10 och

15 MPa som avformningshållfasthet i bostadshus. Laboratorieresultaten tyder således på att man i praktiken utnyttjar betongegenskaperna mycket väl vid avformning.

I FIG 4:38, där den heldragna kurvan anger sambandet mellan böjdraghållfasthet och tryckhållfasthet enligt FIG 4:28, har den beräknade spänningen i osprucket tvärsnitt vid avformningen inlagts. Man konstaterar, att de beräknade böjdragspänningarna ligger ordnade på två kurvor, en för 160 mm plattor och en för 200 mm plattor. Ingen platta som avformades vid lägre spänning än böjdraghållfastheten, hade för blotta ögat synliga sprickor. Däremot saknade 3 st 160 mm plattor för ögat synliga sprickor vid avformningen trots att böjdragspänningen avsevärt översteg böjdraghållfastheten. Det är självfallet möjligt att någon eller några sprickor undgått upptäckt vid den okulära besiktningen.

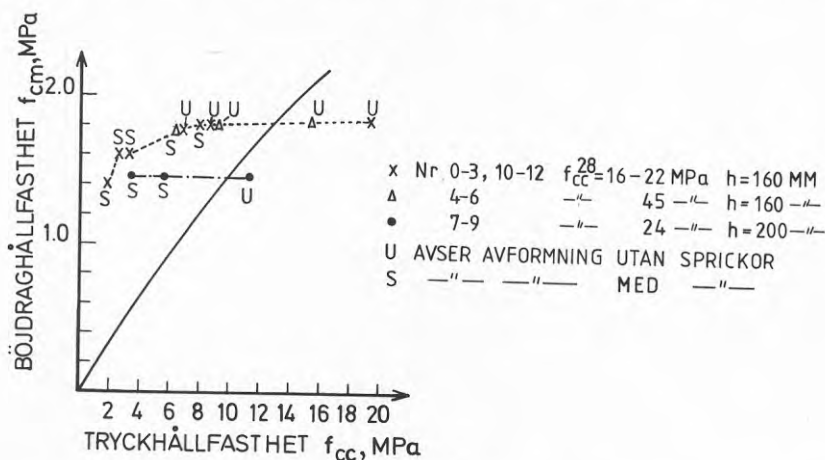


FIG 4:38 Böjdraghållfastheten som funktion av tryckhållfastheten (den heldragna kurvan). Punkterna anger beräknad böjdragspänning vid avformning.

Kurvan i FIG 4:28 bygger på belastningsförsök med balkar för böjdraghållfastheten och kuber för tryckhållfastheten. Den synes ge en god bild av sambandet mellan böjdrag- och tryckhållfasthet och mätvärdena från försöken visar liten spridning. Den kan emellertid endast användas för en grov bedömning av sprickrisken i en konstruktion, t ex bjälklagsplattorna. Böjdraghållfastheten har ur belastningsförsöken beräknats under förutsättning av rätlinjig spänningsfördelning. Denna är i själva

verket något krökt på dragsidan enligt FIG 4:39. Vidare har Hillerborg (1978) visat, att böjdraghållfastheten i stora provkroppar, t ex konstruktioner, inte direkt kan bedömas med ledning av provbelastning på små provkroppar. Till detta kommer som nämnts ovan att viss sprickbildning kan ske efter avformning under inverkan av krypning och krympning.

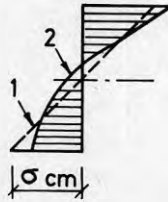


FIG 4:39 Spänningsfördelning i rektangulärt tvärsnitt åverket av böjande moment.
 1. Spänningsfördelning enligt Navier.
 2. Verklig spänningsfördelning (typutseende).

4.5 Sammanfattning av laboratorieundersökningen

I laboratorieundersökningen studerades vid olika hållfastheter i tidig ålder inverkan av

avformning och mekanisk åverkan på betongytor

belastning på hörn och kanter

vertikal och horisontell yttre belastning på 2,4 m höga väggar

belastning på bjälklag med spännvidd 4,2 m dels av egenvikt dels av yttre last.

Belastningsproven fullföljdes i regel till brott.

Försöken visade, att man med försiktighet kan avforma utan skador vid mycket låg hållfasthet, < 1 MPa. I praktiken måste man dock för att få en rimlig säkerhet mot mekaniska skador vid och strax efter avformning ha uppnått minst 2 MPa i tryckhållfasthet. Dessa resultat styrks såväl av direkta observationer vid formrivningarna som av speciella laboratorieförsök med väldefinierad åverkan på betongytan. Vid form av sågat virke, där

träets ådring önskas överförd till betongen i helt oskadat skick bör avformningshållfastheten vara åtminstone 3 MPa.

Hörn och kanter är mycket ömtåliga för skador, speciellt om där finns grader till följd av otät form. Vid sådana grader i kanter eller hörn erhöles skador vid högre tryckhållfasthet än 10 MPa. Täta formar och trekantlister reducerar skaderisken väsentligt. Belastningsförsök vid olika betonghållfasthet och med olika stora belastningsytor gav kvantitativt belägg för att hörn och kanter löper stor risk att skadas även vid måttlig mekanisk åverkan.

Ingjutningsgods i form av eldosor fastnade aldrig i formen vid formrivning. Däremot försköts någon enstaka dosa ur sitt läge vid gjutningen. I intervjuerna klagades ofta på lossnade eldosor. Orsaken var då troligen en kombination av alltför hårt fästade dosor för att hindra förskjutningar och låg betonghållfasthet.

Vid centrisk vertikallast inträffade alla brott i väggens övre del och vid en spänning som ungefär motsvarade hållfastheten hos kuber härdade vid samma temperatur som väggarna.

För horisontalbelastning syntes väggarna ha två kritiska tvärsnitt, nämligen vid väggens anslutning till bottenplattan och vid övergången från den tvåskäriga bygel till en enkel armeringsstång i väggmitt en halv meter ovanför bottenplattan. Försöken resulterade också i stora sprickor i dessa snitt. Beräkningar visade däremot, att det senare tvärsnittet var klart farligast. Sannolikt har också det primära brottet skett där, även om biffekter medfört, att brottet i vissa fall till synes inträffade i anslutning mot bottenplattan.

Den skyddsarmering för väggar som anges i B6 förutsätter en betonghållfasthet av 5-6 MPa. Försöken visade, att avformning kan ske vid lägre hållfasthet med samma säkerhet genom ökad armering. Denna liksom erforderlig betonghållfasthet bör bedömas av konstruktör.

Bjälklagsplattorna studerades med hänsyn till brottbelastning, momentan och tidsberoende nedböjning samt sprickbildning. Så-

väl brottlast som nedböjning överensstämde relativt väl med beräknade värden. Vid beräkningen användes värden på betongens tryckhållfasthet, som bestämts på konstruktionen, dvs bjälklagsplattorna, med oförstörande mätmetoder. Betongens E-modul har bestämts ur samband mellan tryckhållfasthet och E-modul i tidig ålder enligt Byfors (1980). E-modulen, bestämd vid olika hållfastheter i samband med vertikal belastning på väggarna, visade relativt god överensstämmelse med Byfors värden. Om nedböjningen begränsas till normala praktiska krav, synes risken för kollaps minimal. Den momentana nedböjningen vid avformning var starkt hållfasthetsberoende för tryckhållfastheter under 10 MPa, vilket tycks vara den lägsta praktiska avformningshållfastheten utan speciella åtgärder i form av hjälpstämp. Dock inträffade viss sprickbildning, då avformningen skedde under 15 MPa i tryckhållfasthet.

Den tidsberoende nedböjningen tycks i huvudsak vara oberoende av avformningshållfastheten. Långtidsdeformationen avbildad som funktion av tiden efter avformningen i kvadratrotskala blir en rät linje i tidsintervallet från 2-3 dygn till 6-7 veckor, vilket underlättar bedömningen av slutlig nedböjning genom extrapolation, Wilson (1982). Kurvorna för total deformation, dvs summan av momentan och tidsberoende deformation hade ungefär samma form för olika avformningshållfastheter men var förskjutna i deformationsaxelns led. Förskjutningens storlek motsvarade skillnaden i momentan nedböjning.

Det synes möjligt att avforma med tillräcklig säkerhet även under en tryckhållfasthet på 10 MPa om någon form av hjälpstämp används. Det är i så fall väsentligt, att hjälpstämpan står kvar under övrig avformning eller att den sätts på plats utan att momentan nedböjning utlöses i fältmitt. Erforderlig avformningshållfasthet liksom avformningssättet bör godkännas av konstruktör.

LITTERATUR

Bondesson, P, Varnbo, B & Lundberg, B, 1965, Skyddsarmering av väggar. (Svenska Riksbyggen). Handlingar nr 11. Stockholm.

Bonzel, J, 1965, Biegezug- und Spaltzugfestigkeit des Betons. (Beton-Verlag GmbH). Düsseldorf.

Byfors, J, 1980, Plain concrete at early ages. (Cement- och Betonginstitutet). Forskning Fo 3:80. Stockholm.

Byfors, J, Jönsson, T & Wilson, R, 1982, Betong och betongkonstruktioner i tidig ålder. (Statens råd för byggnadsforskning). Stockholm.

Cementa AB, 1974, Vinterbygge. Informationsserien, Nr 1. Malmö.

Cementa AB, 1980, Betonghandbok Konstruktion, (Svensk Byggtjänst). Stockholm.

Cementa AB, 1982, Betonghandbok Material, (Svensk Byggtjänst). Andra upplagan. Stockholm.

Eriksson, F, Hansen, T & Holst, H, 1962, Bestämning av formrivningstider. (Statens råd för byggnadsforskning). Rapport 83. Stockholm.

Harrison, T A, 1975, Mechanical damage to concrete by early removal of formwork. (Cement and Concrete Association). Technical Report. London.

Hillerborg, A, 1978, Brottmekanik tillämpad på betong. Nordisk Betong 22(1978):6, p 5-12. Stockholm.

Jacobsson, S, Magnusson, B & Wennmark, K, 1981, Energibesparande metoder vid betonggjutning. (Statens råd för byggnadsforskning). R16:1981. Stockholm.

Johansen, R, 1977, En praktisk prøvningsmetode for in situ bestemmelse av byggverksfasthet. (Nordiska Betongförbundet). Nordisk Betong 21(1977):4, p 13-17. Stockholm.

Kirkegaard-Hansen, P, Lokstrength. (Nordiska Betongförbundet). Nordisk Betong 19(1975):3, p 19-28. Stockholm.

Möller, G & Bergström, S G, Materialproblem vid vinterbetongarbeten. (Svenska Forskningsinstitutet för Cement och Betong vid Kungl Tekniska Högskolan i Stockholm). Utredningar nr 5. Stockholm.

Neubarth, E, 1969, Ein Beitrag zur Entstehung von Ausblühungen und anderen Kalkausscheidungen auf Betonflächen. (Beton-Verlag GmbH). beton 19(1969):11, p 494-499. Düsseldorf.

Statens Betongkommitté, 1966, Kommentarer till 1965 års material- och utförandebestämmelser för betong. (Svensk Byggtjänst). Stockholm.

Statens Betongkommitté, 1968, Bestämmelser för betongkonstruktioner. Material och utförande, Armering. (Svensk Byggtjänst). Stockholm.

Statens Betongkommitté, 1973, Bestämmelser för betongkonstruktioner, Material och utförande, Betong. Utgåva 2 (1978). (Svensk Byggtjänst). Stockholm.

Statens Betongkommitté, 1979, Bestämmelser för betongkonstruktioner, BBK 79. (Svensk Byggtjänst). Stockholm.

Statens Planverk, 1970, Spännbetongnormer. Publikation nr 17. Stockholm.

Statens Vattenfallsverk, 1972, Vattenfalls betonghandbok. Stockholm.

Statens Vägverk, 1976, Bronnormer. Stockholm.

Svenska Cementföreningen, 1953, Böjdraghållfastheten hos betongbeläggningar. Tekniska meddelanden och undersökningsrapporter, nr 12. Malmö.

Svenska Cementföreningen, 1970, Fasadbetong. Malmö.

Tepfers, R, 1976, Försök med ställina som upphängningsarmering för bjälklag i väggskiva. (Chalmers Tekniska Högskola, avd för husbyggnadsteknik), Publikation 76:2. Göteborg.

Wilson, R, 1982, Reinforced concrete at early ages. (Chalmers Tekniska Högskola, avd för betongbyggnad), Publikation 82:1. Göteborg.

BILAGEFÖRTECKNING

BILAGA 1	FÖRTECKNING ÖVER MASSBERÄKNADE OBJEKT I MARKNADSUNDERSÖKNINGEN - BYGGNADSTYP, STORLEK M M	129
BILAGA 2	FÖRDELNING AV DEN PLATSGJUTNA BETONGEN PÅ KONSTRUKTIONSELEMENT	139
BILAGA 3	FÖRDELNING AV VOLYMEN AV PLATS- GJUTEN BETONG I SMÅHUS OCH ÖVRIGT PÅ GRUNDKONSTRUKTIONER, VERTIKALA BÄRVERK OCH HORISONTELLA BÄRVERK	157
BILAGA 4	UPPSKATTNING AV DEN TOTALA MÄNGDEN PLATSGJUTEN BETONG UNDER ETT ÅR (1976) OCH DESS FÖRDELNING PÅ OLIKA BYGGNADER OCH KONSTRUKTIONSELEMENT	167
BILAGA 5	BERÄKNING AV BROTTLAST I HORISON- TALBELASTADE VÄGGAR	171
BILAGA 6	UPPSKATTNING AV BETONGENS TRYCK- HÅLLFASTHET I FÄRDIG KONSTRUKTION (BJÄLKLÄGSPLATTORNA) VID AVFORMNING OCH BROTTBELASTNING	177
BILAGA 7	BERÄKNING AV BROTTLAST I BJÄLKLÄGSPLATTOR	185

BILAGA 1

FÜRTECKNING ÖVER MASSBERÄKNADE OBJEKT I MARKNADS-
UNDERSÖKNINGEN - BYGGNADSTYP, STORLEK M MSMAHUS

Objekt	Typ	Ort	Antal hus lgh	Andra stom- material	Betongmängd (platsgjuten) m ³
S 1	Friliggande villor	Nora	55	trä btg-hål- block 1)	751
S 2	Friliggande villor och radhus	Göteborg	159	trä	2090
S 3	Radhus (suterräng)	Göteborg	47 + 16 P-plat- ser	trä	2824
S 4	Radhus	Falun	32 ²⁾ 180 lgh	stål limträ	7708
S 5	Friliggande	Västerås			50 m ³ /villa ³⁾ (pålad ggund) 30-35 m ³ /villa utan pålar

- 1) I sluttningshus, källare
- 2) fler än en lgh/hus
- 3) 16 cm platta vid pålad grund, 10 cm utan pålar. Inkl 60 m²
garageplatta

FLERFAMILJSHUS

Objekt	Ort/år	Antal lägenheter hus etc	Byggnads volym m ³	Byggnads yta m ²	Total yta m ²	Andra stommaterial	Betongmängd (platsgj) m ³
F 1	Ystad -75	Lägenheter kontor och affärer	4 160	550	1 350	Stål	538
F 2	Stockholm -77	35	14 000	1 175	5 000	Btg.element	1 862
F 3	Örnsköldsvik	56 (14 hus)	16 350 ¹⁾	3 467 ²⁾	Okänd	Btg.element	5 638
F 4	Stockholm -77	183	60 550	3 070	22 000	Btg.element lättbtg stål trä	7 949
F 5	Göteborg -77	365 ³⁾ (3 hus) + affärer etc					13 294
F 6	Östersund -72	35 tvåvånings lamellhus	103 440	17 415	Okänd	Btg.element	13 547
F 7	Malmö -76	5 hus + + 4 garage med ca 230 lgh + barnstuga	108 710 ⁴⁾	10 245 ⁵⁾	39 075 ⁶⁾	-	14 003

- 1) Varav 1 600 m³ i förråd, där ingen betong finns
- 2) Varav 608 m² i förråd, där ingen betong finns
- 3) 7-9 våningar, varmgarage under husen, 1-6 r o k
- 4) Varav 14 940 m³ i garage
- 5) Varav 5 340 m² i garage
- 6) Varav 5 340 m² i garage

ÖVRIGA HUS

Objekt	Ort/år	Användning, funktion	Byggnads- volym m ³	Byggnads- yta m ²	Total yta m ²	Andra stom- material	Betongmängd (platsgj) m ³
Ö 1	Lund -75	Affär	1 215	395	395	Okänt	57
Ö 2	Höllviksnäs -76	Tandpoli- klinik	3 170	825	1 040	Btg.element limträ	130
Ö 3	Gnosjö -76	Gymnastik- byggnad	6 420	1 300	1 300	Stål	174
Ö 4	Sundsvall -76	Barnstuga	3 130	920	-	Limträ	184
Ö 5	Eskilstuna -77	Kyrka	Okänd	Okänd	Okänd	Limträ trä	301
Ö 6	Sundsvall -76	Byggvaruhus	22 470	3 780	-	Btg.element lättbtg limträ stål	342
Ö 7	Helsingborg -75	Skola	13 700	2 500	3 120	Btg.element lättbtg	353
Ö 8	Hässleholm -75	Försam- lingshem	4 620	690	1 430	Btg.element	403
Ö 9	Malmö -75	Brand- station	11 250	1 030	2 990	Stål	561
Ö 10	Vellinge -76	Affärs- centrum	22 755	5 290	6 520	Btg.element stål	663
Ö 11	Lund -75	Tingsrätt	5 610	820	1 850	Limträ	672
Ö 12	Alnö -75	Skola (tillbygg- nad) + idrottshall	14 990	2 800	-	Btg.element lättbtg stål	813
Ö 13	Båstad -75	Förvalt- ningbyggnad	10 080	1 760	2 000	Btg.element	879
Ö 14	Söderhamn -73	Kontor	7 253	1 100	-	Limträ stål	935
Ö 15	Gällivare -74	Vårdhem	16 164	4 670	-	Limträ stål	1 142
Ö 16	Gnosjö -75	Vårdcentral	15 660	1 950	3 755	Btg.element	1 216

Objekt	Ort/år	Användning, funktion	Byggnads- volym 3 m	Byggnads- yta 2 m	Total yta 2 m	Andra stom- material	Betongmängd (platsg) 3 m
Ö 17	Älvsjö -77	Laboratorie- byggnad (tillbyggnad)	16 400	1 300	4 330	Btg.element Stål	1 579
Ö 18	Simrishamn -76	Sjukhus	15 700	2 670	4 840	Okänt	1 583
Ö 19	Mo&Domsjö -75	Personal- mäss	19 000	2 050	-	Limtträ stål	1 601
Ö 20	Älvsbyn -76	Centrum- byggnad	13 900	1 005	4 070	Btg.element	1 799
Ö 21	Billesholm -75	Skola + simhall	35 900	7 070	8 935	Btg.element lättbtg trä stål	1 967
Ö 22	Malmö -75	Personal- byggnad, lager	131 045	11 800	12 120	Btg.element stål	2 007
Ö 23	Ljustadalen -73	Kontor, affärer	37 690	6 970	-	Btg.element lättbtg	2 030
Ö 24	Landskrona -75	Kontor	14 830	2 400	4 540	Btg.element	2 117
Ö 25	Örnskölds- vik -74	Kontor, affärer	32 890	2 405	-	Stål	3 444
Ö 26	Stockholm -76	Garage till varuhus 295 P- platser	21 250	-	8 925	-	3 740
Ö 27	Gävle -75	Kontor affärer infarts- tunnel- centrum- byggnad	63 050	7955	-	Lättbtg stål	3 938
Ö 28	Landskrona -75	Långvårds- enhet	46 940	6 095	13 030	Btg.element lättbtg trä stål	6 928

INDUSTRIER

Objekt	Ort/år	Användning, funktion	Byggnadsvolym 3 m	Byggnadsyta 2 m	Total yta 2 m	Andra stommaterial	Betongmängd (platsgj) 3 m
I 1	Hillerstorp -75	Fabriksbyggnad	24 270	3 940	4 770	Btg.element stål	128
I 2	Klippan -75	-	10 880	995	995	Btg.element lättbtg	182
I 3	Örebro -76	-	Okänd	Okänd	Okänd	Btg.element	191
I 4	Sennan -75	Fabrik och kontor	3 975	840	840	Btg.element	210
I 5	Ystad -75	Tryckeri	20 500	3 460	3 520	Btg.element	230
I 6	Malmö -75	Läkemedelsindustri	17 600	1 570	4 170	Btg.element stål trä	243
I 7	Aneby -76	Verkstad, lackering och kontor	7 610	1 230	1 520	Btg.element lättbtg stål	249
I 8	Iggesund -76	Förkromningsanläggning	4 000	620	-	Stål	254
I 9	Asen -77	Snickeri	10 400	2 386	-	Stål	280
I 10	Höganäs -75	Lagerhall	35 525	5 725	5 725	Btg.element stål	296
I 11	Örebro -75	Bilprovningensanläggning	4 025	810	875	Stål	387
I 12	Örebro -77	Kontor, försäljning lager	Okänd	Okänd	Okänd	Btg.element lättbtg	406
I 13	Vilhelmina -74	Skyddad verkstad	10 431	2 152	-	Stål	411
I 14	Svedala -75	Verkstads-hall	15 400	945	1 000	Btg.element stål	448
I 15	Malmö -75	Leverans-hall (bil-industrin)	11 335	1 375	3 070	Btg.element stål	508

Objekt	Ort/år	Användning, funktion	Byggnads- volym m ³	Byggnads- yta m ²	Total yta m ²	Andra stom- material	Betongmängd (platsgj) m ³
I 16	Leveäniemi -73	Anriknings- verk	7 522	567	-	Btg.element stål	591
I 17	Örebro -77	Kontor, försälj- ningslager (radio- branschen)	Okänd	Okänd	Okänd	Btg.element lätbtbg	608
I 18	Kiruna -77	Buffert- ficka, band- växlings- station	6 965	427	-	-	709
I 19	Gyttorp -75	Fabriksbygg- nad, emballa- gebyggnad, beredningshus	17 050	2 975	3 140	Btg.element trä stål	772
I 20	Halmstad -75	Kontor, verkstad, rostskydds- anläggning	32 570	5 080	5 480	Btg.element stål	793
I 21	Kristine- hamn -76	Verkstad	Okänd	Okänd	Okänd	Okänt	807
I 22	Linköping -76		20 500	2 860	3 960	Btg.element	888
I 23	Luleå -75	Verkstad	22 790	2 645	-	Limträ stål	960
I 24	Ahus -76	Fabriks- byggnad inkl kontor	116 990	14 910	15510	Btg.element	1 775
I 25	Gustavsvik -76	Verkstads- del, kontor, personaldel, snickeriverk- stad, värme- central	67 455	6 450	-		1 914
I 26	Umeå -74	Fabriksbygg- nad (bilin- dustrin)	95 228	11 235	-	Lätbtbg stål	1 980
I 27	Frövi	Pappers- massafabrik verkstad kontor, mat- sal, fritids- anläggning	Okänd	Okänd	Okänd	Btg.element lätbtbg	2 139

Objekt	Ort/år	Användning, funktion	Byggnads-volym m ³	Byggnads-yta m ²	Total yta m ²	Andra stom-material	Betongmängd (platsgj) m ³
I 28	Stockholm -76		46 845	6 360	8 145	Btg.element lättbtg	2 157
I 29	Leveäniemi -77	Anriknings- verk (till- byggnad)	26 000	1 700	-	Btg.element	3 607
I 30	Kiruna -76	Gråbergs- silo, om- lastnings- stationer, kulvertar, påmatnings- byggning, bandgångar	29 145	3 515	-	Stål	4 070
I 31	Akers	Gjuteri	63 400	2 980	4 450	Stål	4 207
I 32	Vallvik -74	Pappers- massain- dustri	64 144	4 873	-	Btg.element lättbtg stål	4 735
I 33	Slite -77	Cementin- dustri, krosshus, klinkersilor, cyklontorn	Okänd	Okänd	Okänd	Okänd	19 605

ANLÄGGNINGAR

Objekt	Ort/år	Användning, funktion	Byggnadsvolym m ³	Byggnadsyta m ²	Totalyta m ²	Andra stommaterial	Betongmängd (platsgj) m ³
A 1	Ammeberg -75	Pumpstationer	720	105	210	Stål	131
A 2	Sandhem	Bro	-			-	181
A 3	Örnköldsvik -74	Flygplatsbyggnader	2 485	463	-	Btg.element stål	201
A 4	Storlien -74	Avloppsverk	1 825	275	-	Stål	255
A 5	Malmö -75	Driftsverkstad, SJ	7 700	835	835	Btgelement lättbtg stål	270
A 6	Vaggeryd -76	Reningsverk	2 320	380	380	-	272
A 7	Rådsby	Bro	-			-	273
A 8	Eskilstuna	Slambehandlingsanläggning	Okänd	Okänd	Okänd	Btg.element	274
A 9	Furåsen	Två lika broar	-			-	364
A 10	Getinge -77	Bro	-			-	378
A 11	Ahus -76	Telebyggnad	1 985	445	495	Btg.element	383
A 12	Bålsta -77	Tele lokal-förråd	57 100	7 110	7 280	Btg.element lättbtg stål	502
A 13		Bro	-			-	510
A 14		Bro	-			-	541
A 15	Södertälje -77	Sophanteringsanläggning		740	1 170 stål	Btg.element	588
A 16	Östersund -73	Vagnhall SJ	76 110	21 440	-	Btg.element stål	764
A 17	Svalöv	Reningsverk	Okänd	Okänd	Okänd	Okänd	764

Objekt	Ort/år	Användning, funktion	Byggnads-volymp 3 m	Byggnads-yta 2 m	Total yta 2 m	Andra stom-material	Betongmängd (platsgj) 3 m
A 18	Landvetter -75	Bro	-			-	773
A 19	Lidingö -77	Värmeverk (pannhus + sotvattenbassäng)	10 760	780	1 595	Btg.element lättbtg	785
A 20	Asarum -77	Vattentorn	Okänd	Okänd	Okänd	Okänd	875
A 21	Knisslinge -75	Avloppsverk (bassängblock)	3 800	670	900	Stål	879
A 22	Uppsala -76	Vattenförsörjning	810	100	160	-	958
A 23	Burhultet	Bro	-			-	1 059
A 24	M-län	Bro	-			-	1 353
A 25	M-län	Bro	-			-	1 404
A 26	S:a Sandby -75	Renings-	6 465	1 345	1 345	-	1 451
A 27	Eskilstuna -76	Godstermi-nal	Okänd	Okänd	Okänd	Okänd	1 850
A 28	Borgeby -75	Renings- verk	8 970	2 000	2 110	Btg.element	1 958
A 29	Borås -75	Bro	-			-	2 074
A 30	Åstorp -76	Avlopps- reningsverk	Okänd	Okänd	Okänd	Okänd	2 076
A 31	Kropp -77	Bro	-			-	2 365
A 32	Kropp -77	Bro	-			-	2 898
A 33	Gällivare -76	Avlopps- verk	27 000	2 920		Btg.element	3 471
A 34	Östersund -76	Avlopps- reningsverk	27 795	5 050		Stål	4 670
A 35	Kristianstad -75	Reningsverk	10 685	1 265	1 225		9 838

ÖVRIGT

LANTBRUKSBYGGNADER

Objekt	Ort/år	Användning, funktion	Byggnadsvolym m ³	Byggnadsyta m ²	Total yta m ²	Andra stommaterial	Betongmängd (platsgj) m ³
L 1	Svalöv -74	Svinstall	Okänd	Okänd	Okänd	Okänd	226
L 2	Uddevalla -75	Magasin för pallagring	Okänd	Okänd	Okänd	Okänd	248
L 3	Åhus -75	Spannmåls-silo	Okänd	Okänd	Okänd	Okänd	5 416

IDROTTSANLÄGGNINGAR M M

Objekt	Ort/år	Användning, funktion	Byggnadsvolym m ³	Byggnadsyta m ²	Total yta m ²	Andra stommaterial	Betongmängd (platsgj) m ³
R 1	Norrtälje -76	Förråd	Okänd	Okänd	Okänd	Btg. element	86
R 2	Norrtälje -74	Drivmedelsanläggning	Okänd	Okänd	Okänd	Stål	92
R 3	Sundsvall -73	Läktartillbyggnad (vid travbana)	15 291	1 294	-	Lättbtg stål	1 340
R 4	Möln dal -75	Simhall	31 800	4 865	7 630	Btg. element lättbtg trä	2 691

BILAGA 2

FÖRDELNING AV DEN PLATSGJUTNA BETONGEN PÅ
KONSTRUKTIONSELEMENT

Fördelning har skett för de olika byggnadstyperna var för sig. Värdena i följande tabeller (sid 2-10) är primärresultat. De har sedan sammanförts i de tre grupperna (gäller F, U, I och A), sid 11-17

Grundkonstruktioner
Vertikala bärverk
Horisontella bärverk

Mängderna i kolumn Diverse (Div) nedan har därvid fördelats på de tre grupperna. Volymerna Diverse är små och har ingen praktisk betydelse.

Fördelningen för Småhus (S) och Övrigt (L och R) har gjorts genom särskilda uppskattningar, BILAGA 3.

S = SMAHUS

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (Σ) på:									
	Grov- betong	Grund- sulor	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
S 1			751 (100%)							751
S 2			2090 (100%)							2090
S 3		64 (2%)	707 (25%)		1031 (37%)	14 (-)	1008 (36%)			2824
S 4		105 (1%)	1734 (23%)		2465 (32%)	6 (-)	3297 (43%)		101 (1%)	7708
$\sum_{i=1}^4 S_i$		169 (1%)	5282 (40%)		3496 (26%)	20 (-)	4305 (32%)		101 (1%)	13373
S 5			30-50 (100%)							
$\Sigma (S3+S4)$		$\Sigma = 2610$ (25%)			$\Sigma = 3516$ (35%)		$\Sigma = 4005$ (40%)		$\Sigma=101$	$\Sigma=10532$

OBS! Dessa småhus visar två olika typer av småhus. S1 och S2 är exempel på den dominerande typen småhus, där det endast finns plattsgjuten betong i grunden. S3 och S4 exemplifierar en mindre vanlig småhustyp, där plattsgjuten betong används även i väggar och bjälklag. Därför ger summorna ovan ingen riktig bild av fördelningen av den plattsgjutna betongen i småhus. En mera korrekt fördelning har gjorts i annat sammanhang.

S5 avser villor i grupp, där det lägre värdet gäller platta på mark per hus och det högre pålad grund per hus.

F = FLERFAMILJSHUS

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (Σ) på:									
	Grov- betong	Grund- sulor	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
F 1	6 (1Σ)	44 (8Σ)	31 (6Σ)	7 (1Σ)	86 (16Σ)	11 (2Σ)	284 (53Σ)	60 (11Σ)	9 (2Σ)	538
F 2		103 (6Σ)	5 (-)	37 (2Σ)	614 (33Σ)	5 (-)	1094 (59Σ)	4 (-)		1862
F 3		587 (11Σ)	686 (12Σ)	2478 (44Σ)	529 (9Σ)		855 (15Σ)	502 (9Σ)	1 (-)	5638
F 4		458 (6Σ)	281 (3Σ)	148 (2Σ)	2769 (35Σ)	9 (-)	4270 (54Σ)	4 (-)	10 (-)	7949
F 5		92 (1Σ)	656 (5Σ)		4392 (33Σ)	266 (2Σ)	7616 (57Σ)	254 (2Σ)	18 (-)	13294
F 6		172 (1Σ)	3299 (25Σ)		3552 (26Σ)		6524 (48Σ)			13547
F 7	5 (-)	986 (7Σ)	275 (2Σ)	121 (1Σ)	5701 (41Σ)	58 (-)	6857 (49Σ)			14003
7										
Σ F _i i=1	11 (-)	2442 (4Σ)	5233 (9Σ)	2791 (5Σ)	17643 (31Σ)	349 (1Σ)	27500 (48Σ)	824 (2Σ)	38 (-)	56831

Ö = ÖVRIGA HUS (skolor, sjukhus, kontor etc)

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:									
	Grov- betong	Grund- sular	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
Ö 1			57 (100%)							57
Ö 2		52 (40%)	7 (5%)			1 (1%)	63 (49%)	3 (2%)	4 (3%)	130
Ö 3		47 (27%)	127 (73%)							174
Ö 4			150 (81%)	18 (10%)	12 (7%)		2 (1%)		2 (1%)	184
Ö 5		14 (5%)	30 (10%)		112 (37%)		141 (47%)		4 (1%)	301
Ö 6		42 (12%)	138 (40%)	38 (11%)	41 (12%)	1 (-)	77 (24%)	4 (1%)	1 (-)	342
Ö 7		29 (8%)	99 (28%)		119 (34%)	3 (1%)	75 (21%)		28 (8%)	353
Ö 8		67 (17%)	52 (13%)	7 (2%)	36 (9%)	2 (-)	229 (57%)	6 (1%)	4 (1%)	403
Ö 9	6 (1%)	24 (4%)	173 (31%)	8 (2%)	45 (8%)	13 (2%)	223 (40%)	45 (8%)	24 (4%)	561
Ö 10		45 (7%)	138 (21%)	14 (2%)	107 (16%)	8 (1%)	324 (49%)	21 (3%)	6 (1%)	663
Ö 11	12 (2%)	47 (7%)	52 (8%)		183 (27%)	5 (1%)	356 (53%)	4 (-)	13 (2%)	672
Ö 12		42 (5%)	300 (37%)	139 (17%)	168 (21%)	1 (-)	114 (14%)	38 (5%)	11 (1%)	813
Ö 13		5 (1%)	278 (32%)	123 (14%)	155 (18%)	4 (-)	286 (32%)	7 (1%)	21 (2%)	879
Ö 14		23 (3%)	151 (16%)	9 (1%)	210 (22%)	27 (3%)	500 (54%)	12 (1%)	3 (-)	935
Ö 15		73 (6%)	916 (80%)	19 (2%)	61 (5%)	2 (-)	55 (5%)		16 (2%)	1142
Ö 16	27 (2%)	6 (1%)	583 (48%)	14 (1%)	149 (12%)	27 (2%)	380 (31%)	23 (2%)	7 (1%)	1216
Ö 17		29 (2%)	27 (2%)		274 (17%)	91 (6%)	1042 (66%)	112 (7%)	4 (-)	1579

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:									
	Grov- betong	Grund- sulor	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
ö 18	12 (1%)	169 (11%)	174 (11%)	15 (1%)	384 (24%)	4 (-)	805 (51%)	16 (1%)	4 (-)	1583
ö 19		69 (5%)	253 (16%)	160 (10%)	328 (20%)	21 (1%)	676 (42%)	48 (3%)	46 (3%)	1601
ö 20		73 (4%)	159 (9%)	142 (8%)	265 (15%)	46 (2%)	1064 (59%)	20 (1%)	30 (2%)	1799
ö 21	2 (-)	18 (1%)	1451 (74%)	34 (2%)	271 (14%)	2 (-)	177 (9%)		12 (-)	1967
ö 22	141 (7%)	396 (20%)	1257 (63%)	58 (3%)	77 (4%)	2 (-)	67 (3%)	4 (-)	5 (-)	2007
ö 23		369 (18%)	425 (21%)	10 (-)	693 (34%)	15 (1%)	365 (18%)	124 (6%)	29 (2%)	2030
ö 24		35 (2%)	758 (36%)		223 (10%)	12 (-)	1055 (50%)	34 (2%)		2117
ö 25		113 (3%)	211 (6%)		879 (26%)	117 (3%)	1990 (58%)	118 (3%)	16 (1%)	3444
ö 26		10 (-)	215 (6%)		990 (26%)	35 (1%)	2490 (67%)			3740
ö 27		8 (-)	312 (8%)	47 (1%)	727 (19%)	266 (7%)	2568 (65%)	1 (-)	9 (-)	3938
ö 28	194 (3%)	268 (4%)	1075 (16%)	264 (4%)	1685 (24%)	145 (2%)	3215 (46%)	28 (-)	54 (1%)	6928
$\sum_{i=1}^{28} \text{ö}_i$	394 (1%)	2073 (5%)	9568 (23%)	1119 (3%)	8194 (20%)	850 (2%)	18339 (44%)	668 (1%)	353 (1%)	41558

I = INDUSTRIER

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:									
	Grov- betong	Grund- sulor	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
I 1		85 (66%)	34 (27%)		2 (2%)		7 (5%)			128
I 2		78 (43%)	98 (54%)		4 (2%)		2 (1%)			182
I 3		25 (13%)	41 (21%)		41 (22%)		84 (44%)			191
I 4		19 (9%)	154 (74%)		32 (15%)		2 (1%)		2 (1%)	210
I 5		86 (37%)		80 (35%)	15 (7%)		39 (17%)	1 (-)	9 (4%)	230
I 6		100 (41%)	5 (2%)	7 (3%)	68 (28%)	41 (17%)	19 (8%)	1 (-)	2 (1%)	243
I 7		17 (7%)	208 (83%)	10 (4%)					14 (6%)	249
I 8		15 (6%)	92 (36%)	59 (23%)	4 (2%)		61 (24%)	14 (5%)	9 (4%)	254
I 9		73 (26%)	169 (61%)	3 (1%)	4 (2%)	1 (-)	20 (7%)	1 (-)	9 (3%)	280
I 10		153 (52%)	88 (30%)	55 (18%)						296
I 11	4 (1%)	7 (2%)	309 (80%)	7 (2%)	26 (7%)		8 (2%)		26 (6%)	387
I 12			66 (16%)				331 (82%)		9 (2%)	406
I 13		34 (8%)	374 (91%)		1 (-)				2 (1%)	411
I 14	21 (5%)	212 (47%)	89 (20%)	22 (5%)	68 (15%)		9 (2%)	14 (3%)	13 (3%)	448
I 15		225 (44%)			25 (5%)	6 (1%)	140 (28%)	107 (21%)	5 (1%)	508
I 16		27 (5%)	38 (6%)	7 (1%)	298 (50%)	22 (4%)	142 (24%)	35 (6%)	22 (4%)	591
I 17		55 (9%)	542 (89%)						11 (2%)	608

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (X) på:									
	Grov- betong	Grund- sulor	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
I 18		44 (6X)	19 (3X)	72 (10X)	274 (39X)	14 (2X)	194 (27X)	56 (8X)	36 (5X)	709
I 19	2 (-)	153 (20X)	299 (39X)	77 (10X)	130 (17X)		102 (13X)	9 (1X)		772
I 20		23 (3X)	749 (94X)	14 (2X)		4 (1X)	1 (-)		2 (-)	793
I 21			621 (77X)		93 (11X)	5 (1X)	88 (11X)			807
I 22		71 (8X)	344 (39X)	63 (7X)	189 (21X)	6 (1X)	195 (22X)	1 (-)	19 (2X)	888
I 23		174 (18X)	738 (77X)	26 (3X)					22 (2X)	960
I 24	60 (3X)	90 (5X)	1311 (74X)	133 (8X)	44 (3X)		129 (7X)	8 (-)		1775
I 25		199 (10X)	1242 (65X)	16 (1X)	56 (3X)	23 (1X)	363 (19X)	2 (-)	13 (1X)	1914
I 26		253 (13X)	540 (27X)	67 (3X)	369 (19X)	28 (1X)	533 (27X)	69 (4X)	121 (6X)	1980
I 27		388 (18X)	812 (38X)	185 (9X)	151 (7X)	67 (3X)	531 (25X)		5 (-)	2139
I 28		251 (12X)	1707 (79X)	34 (2X)	99 (4X)		61 (3X)	1 (-)	4 (-)	2157
I 29		494 (14X)	3 (-)	66 (2X)	1699 (47X)	70 (2X)	1034 (29X)	127 (3X)	114 (3X)	3607
I 30		443 (11X)	359 (9X)	662 (16X)	1347 (33X)	1 (-)	1206 (30X)	38 (1X)	14 (-)	4070
I 31		708 (17X)	738 (17X)	24 (1X)	754 (18X)	249 (6X)	1711 (41X)	14 (-)	9 (-)	4207
I 32	10 (-)	2215 (47X)	212 (4X)	449 (9X)	226 (5X)	203 (4X)	745 (16X)	402 (9X)	273 (6X)	4735
I 33	28 (-)	1734 (9X)	641 (3X)	1659 (9X)	8985 (46X)	611 (3X)	5365 (27X)	231 (1X)	351 (2X)	19605
Σ I i=1	125 (-)	8451 (15X)	12642 (22X)	3798 (7X)	15004 (27X)	1351 (2X)	13122 (23X)	1131 (2X)	1116 (2X)	56740

A = ANLÄGGNINGAR

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:									
	Grov- betong	Grund- sulor	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
A 1	7 (5%)		39 (30%)		62 (47%)		23 (18%)			131
A 2		38 (21%)			105 (58%)		38 (21%)			181
A 3	7 (3%)	26 (13%)	142 (71%)	10 (5%)	9 (5%)		7 (3%)			201
A 4			59 (23%)		156 (61%)		40 (16%)			255
A 5		159 (59%)	59 (22%)		39 (14%)			9 (3%)	4 (2%)	270
A 6			99 (36%)		151 (56%)		16 (6%)		6 (2%)	272
A 7		23 (9%)			64 (23%)		186 (68%)			273
A 8		107 (39%)			103 (38%)		64 (23%)			274
A 9		81 (23%)	34 (9%)		185 (51%)		63 (17%)			363
A 10		77 (20%)			97 (26%)		204 (54%)			378
A 11	41 (11%)		93 (24%)	65 (17%)	79 (21%)	2 (-)	95 (25%)	7 (2%)	1 (-)	383
A 12		148 (30%)		177 (35%)	32 (6%)	2 (-)	134 (27%)		9 (2%)	502
A 13	10 (2%)	80 (16%)				40 (8%)	380 (74%)			510
A 14	10 (2%)	80 (15%)				36 (7%)	415 (76%)			541
A 15		28 (5%)	152 (26%)	15 (3%)	290 (49%)	2 (-)	91 (15%)		10 (2%)	588
A 16		99 (13%)	574 (75%)	91 (12%)						764
A 17	57 (7%)		280 (37%)		338 (44%)	9 (1%)	80 (11%)			764

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (X) på:									
	Grov- betong	Grund- sular	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
A 18		246 (32X)			203 (26X)		323 (42X)			772
A 19		138 (18X)	226 (29X)	4 (-)	253 (32X)	1 (-)	146 (19X)	17 (2X)		785
A 20		36 (4X)			292 (34X)	51 (6X)	440 (50X)	56 (6X)		875
A 21	142 (16X)		301 (34X)		322 (37X)		58 (7X)	10 (1X)	46 (5X)	879
A 22	28 (3X)		546 (57X)		248 (26X)		120 (13X)	12 (1X)	4 (-)	958
A 23		258 (25X)			522 (49X)		279 (26X)			1059
A 24	40 (3X)	283 (21X)	85 (6X)		350 (26X)	20 (1X)	255 (19X)	320 (24X)		1353
A 25	40 (3X)	294 (21X)	85 (6X)		355 (25X)	25 (2X)	245 (17X)	360 (26X)		1404
A 26	60 (4X)	8 (-)	672 (46X)	10 (1X)	619 (43X)	1 (-)	69 (5X)	1 (-)	11 (1X)	1451
A 27		238 (13X)	1179 (64X)		240 (13X)		145 (8X)		48 (2X)	1850
A 28	85 (4X)	33 (2X)	853 (43X)	12 (1X)	838 (43X)		82 (4X)		55 (3X)	1958
A 29		467 (23X)			563 (27X)	26 (1X)		1018 (49X)		2074
A 30	245 (12X)	173 (8X)	551 (27X)	3 (-)	877 (42X)	1 (-)	192 (9X)	23 (1X)	11 (1X)	2076
A 31	50 (2X)	550 (23X)	115 (5X)		760 (32X)	60 (3X)	350 (15X)	480 (20X)		2365
A 32	75 (3X)	600 (21X)	150 (5X)		860 (30X)	58 (2X)	445 (15X)	710 (24X)		2898
A 33	150 (4X)		1262 (36X)	271 (8X)	1370 (40X)	14 (-)	384 (11X)	17 (1X)	3 (-)	3471
A 34			1955 (42X)		1978 (42X)		702 (15X)	35 (1X)		4670

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på									
	Grov- betong	Grund- sulor	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
A 35	457 (5%)	141 (1%)	4331 (44%)		3766 (38%)	6 (-)	767 (8%)	339 (4%)	31 (-)	9838
$\sum_{i=1}^{35} A_i$	1504 (3%)	4411 (9%)	13842 (29%)	658 (1%)	16126 (34%)	354 (1%)	6838 (15%)	3414 (7%)	239 (1%)	47386

R = ÖVRIGT

Idrottsanläggningar, militära byggnader m m

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:									
	Grov- betong	Grund- sulor	Plattor på mark	Grund- murar	Väggar	Pelare	Bjälk- lag	Balkar	Div	Σ
R 1	14 (16%)	31 (36%)	15 (18%)		18 (21%)		8 (9%)			86
R 2		22 (24%)	58 (63%)		12 (13%)					92
R 3		60 (5%)	192 (14%)	192 (14%)	185 (14%)	31 (2%)	631 (47%)	24 (2%)	25 (2%)	1340
R 4	260 (10%)	128 (5%)	1290 (48%)	14 (1%)	524 (19%)	7 (-)	431 (16%)	37 (1%)		2691
$\sum_{i=1}^4 R_i$	274 (6%)	241 (6%)	1555 (37%)	206 (5%)	739 (18%)	38 (1%)	1070 (25%)	61 (1%)	25 (1%)	4209

L = LANTBRUKSBYGGNADER

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (Σ) på:									
	Grovbetong	Grund-sulor	Plattor på mark	Grund-murar	Väggar	Pelare	Bjälklag	Balkar	Div	Σ
L 1		214 (95%)	12 (5%)							226
L 2		85 (34%)	163 (66%)							248
L 3			1760 (33%)		3220 (60%)		406 (7%)		16 (-)	5402
$\sum_{i=1}^3 L_i$		299 (5%)	1935 (33%)		3220 (55%)		406 (7%)		16 (-)	5876

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (Σ) på:			m ³
	Grundkonstruktioner (grovbetong, grund-sulor, plattor på mark etc)	Vertikala bärverk (grundmurar, väggar, pelare etc)	Horisontella bärverk (bjälklag, balkar etc)	
F 1	84 (16%)	107 (20%)	347 (64%)	538
F 2	108 (6%)	656 (35%)	1098 (59%)	1862
F 3	1273 (23%)	3008 (53%)	1357 (24%)	5638
F 4	742 (9%)	2930 (37%)	4277 (54%)	7949
F 5	754 (6%)	4664 (35%)	7876 (59%)	13294
F 6	3471 (26%)	3552 (26%)	6524 (48%)	13547
F 7	1266 (9%)	5880 (42%)	6857 (49%)	14003
$\sum_{i=1}^7 F_i$	7698 (13%)	20797 (37%)	28336 (50%)	56831

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:			m ³
	Grundkonstruktioner (grovbetong, grund- sutor, plattor på mark etc)	Vertikala bärverk (grundmurar, väggar, pelare etc)	Horisontella bärverk (bjälklag, balkar etc)	
Ö 1	57 (100%)			57
Ö 2	60 (46%)	3 (2%)	67 (52%)	130
Ö 3	174 (100%)			174
Ö 4	151 (82%)	31 (17%)	2 (1%)	184
Ö 5	45 (15%)	114 (38%)	142 (47%)	301
Ö 6	180 (52%)	81 (24%)	81 (24%)	342
Ö 7	137 (39%)	132 (37%)	84 (24%)	353
Ö 8	120 (30%)	47 (12%)	236 (58%)	403
Ö 9	211 (38%)	74 (13%)	276 (49%)	561
Ö 10	185 (28%)	131 (20%)	347 (52%)	663
Ö 11	115 (17%)	193 (29%)	364 (54%)	672
Ö 12	346 (43%)	312 (38%)	155 (19%)	813
Ö 13	290 (33%)	289 (33%)	300 (34%)	879
Ö 14	175 (19%)	247 (26%)	513 (55%)	935
Ö 15	994 (87%)	88 (8%)	60 (5%)	1142
Ö 16	618 (51%)	193 (16%)	405 (33%)	1216
Ö 17	57 (4%)	367 (23%)	1155 (73%)	1579

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:			m ³
	Grundkonstruktioner (grovbetong, grund- sular, plattor på mark etc)	Vertikala bärverk (grundmurar, väggar, pelare etc)	Horisontella bärverk (bjälklag, balkar etc)	
ö 18	356 (22%)	405 (26%)	822 (52%)	1583
ö 19	337 (21%)	525 (33%)	739 (46%)	1601
ö 20	242 (13%)	463 (26%)	1094 (61%)	1799
ö 21	1475 (75%)	311 (16%)	181 (9%)	1967
ö 22	1796 (89%)	139 (7%)	72 (4%)	2007
ö 23	804 (40%)	728 (36%)	498 (24%)	2030
ö 24	793 (38%)	235 (11%)	1089 (51%)	2117
ö 25	329 (10%)	1002 (29%)	2113 (61%)	3444
ö 26	225 (6%)	1025 (27%)	2490 (67%)	3740
ö 27	323 (8%)	1043 (27%)	2572 (65%)	3938
ö 28	1555 (22%)	2112 (31%)	3261 (47%)	6928
28 $\sum_{i=1}^{28} \text{ö}_i$	12150 (29%)	10290 (25%)	19118 (46%)	41558

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:			m ³
	Grundkonstruktioner (grovbetong, grund- sular, plattor på mark etc)	Vertikala bärverk (grundmurar, väggar, pelare etc)	Horisontella bärverk (bjälklag, balkar etc)	
I 1	119 (93%)	2 (2%)	7 (5%)	129
I 2	176 (97%)	4 (2%)	2 (1%)	182
I 3	66 (34%)	41 (22%)	84 (44%)	191
I 4	174 (83%)	34 (16%)	2 (1%)	210
I 5	89 (39%)	98 (42%)	43 (19%)	230
I 6	106 (44%)	117 (48%)	20 (8%)	243
I 7	230 (92%)	15 (6%)	4 (2%)	249
I 8	110 (43%)	66 (26%)	78 (31%)	254
I 9	245 (87%)	11 (4%)	24 (9%)	280
I 10	241 (82%)	55 (18%)	-	296
I 11	329 (85%)	42 (11%)	16 (4%)	387
I 12	69 (17%)	3 (1%)	334 (82%)	406
I 13	409 (100%)	2 (-)	-	411
I 14	326 (73%)	95 (21%)	27 (6%)	448
I 15	227 (45%)	33 (6%)	248 (49%)	508
I 16	72 (12%)	335 (57%)	184 (31%)	591
I 17	601 (99%)	4 (1%)	3 (-)	608

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (X) på:			m ³
	Grundkonstruktioner (grovbetong, grund- sular, plattor på mark etc)	Vertikala bärverk (grundmurar, väggar, pelare etc)	Horisontella bärverk (bjälklag, balkar etc)	
I 18	75 (11X)	372 (52X)	262 (37X)	709
I 19	454 (59X)	207 (27X)	111 (14X)	772
I 20	773 (97X)	19 (3X)	1 (-)	793
I 21	621 (77X)	98 (12X)	88 (11X)	807
I 22	421 (47X)	265 (30X)	202 (23X)	888
I 23	919 (96X)	34 (3X)	7 (1X)	960
I 24	1461 (82X)	177 (11X)	137 (7X)	1775
I 25	1445 (76X)	100 (5X)	369 (19X)	1914
I 26	833 (42X)	505 (26X)	642 (32X)	1980
I 27	1202 (56X)	405 (19X)	532 (25X)	2139
I 28	1959 (91X)	135 (6X)	63 (3X)	2157
I 29	535 (15X)	1873 (52X)	1199 (33X)	3607
I 30	807 (20X)	2015 (49X)	1248 (31X)	4070
I 31	1449 (34X)	1030 (25X)	1728 (41X)	4207
I 32	2528 (53X)	969 (21X)	1238 (26X)	4735
I 33	2520 (13X)	11372 (58X)	5713 (29X)	19605
$\sum_{i=1}^{33}$	21591 (38X)	20533 (36X)	14616 (26X)	56740

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:			m ³
	Grundkonstruktioner (grovbetong, grund- sular, plattor på mark etc)	Vertikala bärverk (grundmurar, väggar, pelare etc)	Horisontella bärverk (bjälklag, balkar etc)	
A 1	46 (35%)	62 (47%)	23 (18%)	131
A 2	38 (21%)	105 (58%)	38 (21%)	181
A 3	175 (87%)	19 (10%)	7 (3%)	201
A 4	59 (23%)	156 (61%)	40 (16%)	255
A 5	219 (81%)	41 (15%)	10 (4%)	270
A 6	101 (37%)	153 (56%)	18 (7%)	272
A 7	23 (9%)	64 (23%)	186 (68%)	273
A 8	107 (39%)	103 (38%)	64 (23%)	274
A 9	115 (32%)	185 (51%)	63 (17%)	363
A 10	77 (20%)	97 (26%)	204 (54%)	378
A 11	134 (35%)	147 (38%)	102 (27%)	383
A 12	151 (30%)	214 (43%)	137 (27%)	502
A 13	90 (18%)	40 (8%)	380 (74%)	510
A 14	90 (17%)	36 (7%)	415 (76%)	541
A 15	183 (31%)	311 (53%)	94 (16%)	588
A 16	673 (88%)	91 (12%)	-	764
A 17	337 (44%)	347 (45%)	80 (11%)	764
A 18	246 (32%)	203 (26%)	323 (42%)	772

Objekt	Betongens fördelning i m ³ (%) på:			m ³
	Grundkonstruktioner (grovbetong, grund- sular, plattor på mark etc)	Vertikala bärverk (grundmurar, väggar, pelare etc)	Horisontella bärverk (bjälklag, balkar etc)	
A 19	364 (46%)	258 (33%)	163 (21%)	785
A 20	36 (4%)	343 (40%)	496 (56%)	875
A 21	458 (52%)	338 (39%)	83 (9%)	879
A 22	575 (60%)	250 (26%)	133 (14%)	958
A 23	258 (25%)	522 (49%)	279 (26%)	1059
A 24	408 (30%)	370 (27%)	575 (43%)	1353
A 25	419 (30%)	380 (27%)	605 (43%)	1404
A 26	744 (51%)	634 (44%)	73 (5%)	1451
A 27	1433 (77%)	256 (14%)	161 (9%)	1850
A 28	989 (51%)	869 (44%)	100 (5%)	1958
A 29	467 (23%)	589 (28%)	1018 (49%)	2074
A 30	973 (47%)	885 (43%)	218 (10%)	2076
A 31	715 (30%)	820 (35%)	830 (35%)	2365
A 32	825 (29%)	918 (32%)	1155 (39%)	2898
A 33	1413 (41%)	1656 (48%)	402 (11%)	3471
A 34	1955 (42%)	1978 (42%)	737 (16%)	4670
A 35	4939 (50%)	3783 (39%)	1116 (11%)	9838
35 Σ A _{i=1}	19835 (42%)	17223 (36%)	10328 (22%)	47386



BILAGA 3

FÖRDELNING AV VOLYMEN AV PLATSGJUTEN BETONG I
SMÅHUS OCH ÖVRIGT PÅ GRUNDKONSTRUKTIONER,
VERTIKALA BÄRVERK OCH HORISONTELLA BÄRVERKSmåhus

Två typer av småhus, sid 2 i BILAGA 2, undersöks nedan beträffande betongens fördelning på olika konstruktionsdelar.

Friliggande villor och radhus (1-plans), där platsgjuten betong endast finns i grunden.

Radhus och souterränghus, där platsgjuten betong även finns i väggar och bjälklag, (S3 och S4).

Antal hus med platsgjuten betong enbart i grunden dominerar. Speciellt bör detta gälla friliggande hus.

I en sammanställning för 1976, TAB 1 nedan, har U Watz, Cements AB, angivit de friliggande småhusen till 73% av totalantalet för året. Resterande 27% är rad- och kedjehus.

Alternativ 1

Som grund för fördelningen av betongen på olika konstruktionsdelar antas, att alla friliggande hus och ca hälften av rad- och kedjehusen har platsgjuten betong endast i grunden. S1, S2 och S5 får därför representera 90% av alla småhus och S3 och S4 resten.

Antalet nybyggda småhuslägenheter för 1975 var ca 43000.

TAB 1 Atgångstal småhus 1976

		%	Atgångstal ton/lgh	
Frliggande				
1-plan	M	22	13,00	(7,8)
	U	15	8,50	(7,2)
1 1/2-plan	M	4	8,50	(4,9)
	U	31	5,40	(4,5)
2-plan	M, U}	1	10,00	(7,5)
Rad- och kedjehus				
1-plan	M	3	11,50	(7,0)
	U	5	6,60	(5,6)
1 1/2-plan	M	1	6,55	(3,9)
	U	9	3,50	(3,0)
2-plan	M	2	7,00	(5,6)
	U	7	4,00	(3,4)

M = med källare

U = utan källare

Värdena inom parentes avser den platsgjutna betongens andel

Betongmängden i S1 och S2, se BILAGA 2

$$751 + 2090 = 2841 \text{ m}^3 \text{ K25}$$

$$\text{motsvarande } \frac{2841}{(55 + 159)} = 13,3 \text{ m}^3/\text{lgh}$$

Cementmängden i S1 och S2:

$$2841 \cdot 0,240 = 682 \text{ t}$$

$$13,3 \cdot 0,240 = 3,2 \text{ t/lgh}$$

Betongmängden i S5, se BILAGA 2

$$\text{Pålad grund } 50 \text{ m}_3/\text{lgh}$$

$$\text{Opålad grund } 30-35 \text{ m}_3/\text{lgh}$$

Cementmängden i S5:

$$\text{Pålad grund } 50 \cdot 0,240 = 12,0 \text{ t/lgh}$$

$$\text{Opålad grund } 30 \cdot 0,240 = 7,2 \text{ t/lgh} \quad \left. \vphantom{\begin{matrix} 12,0 \\ 7,2 \end{matrix}} \right\} 8,0 \text{ t/lgh}$$

Eftersom opålad grund är vanligare räknas med ett genomsnitt av 8,0 t/lgh.

Betongmängden i S3 och S4, se BILAGA 2

$$\begin{array}{r} 2386 \text{ m}_3 \text{ K20} \\ 7814 \text{ m}_3 \text{ K25} \\ 332 \text{ m}_3 \text{ K30vt} \\ \hline \text{Summa } 10532 \text{ m}_3 \end{array}$$

Cementmängden i S3 och S4:

2386 · 0,215	= 513 t
7814 · 0,240	= 1875 t
332 · 0,295	= 98 t

Summa = 2486 t

dvs $\frac{2486}{47 + 180} = 11,0 \text{ t/lgh}$

Efter tillägg av

$(\sim 0,025 \cdot 130 \cdot 0,24) = 0,8 \text{ t/lgh}$
 tj yta t/m³

för golvvajämning₃ räknas med följande cementvikter (t/lgh) och betongvolym (m³/lgh)

S 1 och S 2	4,0 t/lgh och 16,7 m ³ /lgh
S 5	8,8 "- 36,7 "-
S 3 och S 4	11,8 "- 49,2 "-

Vidare antas

S 1 och S 2	representerar	65% av alla småhuslgh
S 5	"-	25% "-
S 3 och S 4	"-	10% "-

Cementåtgången i småhus för 1976 kan nu uppskattas till

$$0,65 \cdot 43000 \cdot 4,0 + 0,25 \cdot 43000 \cdot 8,8 + 0,10 \cdot 43000 \cdot 11,8 = 257140 \text{ t}$$

Denna kvantitet jämförs med den som fås enligt TAB 2:3, nämligen

$$250000 \cdot 0,65 \cdot 0,16 = 260000 \text{ t} \approx 257140 \text{ t}$$

Den antagna fördelningen är således rimlig, men ej nödvändigtvis sann.

Den totala betongmängden i småhus för 1976 uppskattas därför till

$$\frac{260000}{0,24} = 1\,083\,333 \text{ m}^3 \text{ (i huvudsak K25)}$$

Därav faller på

Typ S 1 och S 2	= 0,65 · 43000 · 16,7	= 466 765 m ³
" S 5	= 0,25 · 43000 · 36,7	= 394 525 m ³
" S 3 och S 4	= 0,10 · 43000 · 49,2	= 211 560 m ³
Summa		1 072 850 m ³

Betongmängden (211 560 m³) för typ S3 och S4 fördelas på Grundkonstruktioner, vertikala bärverk och horisontella med fördelningstalen 25, 35 och 40% respektive. Dessa kan framräknas ur primärresultaten för Småhus, sid 140, BILAGA 2.

Fördelning av total betongmängd för Småhus visas i TAB 2.

TAB 2 Fördelning av volymen platsgjuten betong enligt alternativ 1

Typ	Grundkonstruktioner m ³	Vertikala bärverk m ³	Horisontella bärverk m ³	Σ m ³
S1 o S2	466 765	-	-	466 765
S5	394 525	-	-	394 525
S3 o S4	52 890 (25%)	74 046 (35%)	84 624 (40%)	211 560
Σ	914 180	74 046	84 624	1 072 850
Procentuell andel	85%	7%	8%	100%

Alternativ 2

Även här används sammanställningen, TAB 1 på sidan 158, av U Watz fastän mera direkt än i alternativ 1.

Antar man, att det byggdes 43 000 småhuslägenheter 1976, blir mängden cement till platsgjuten betong i dessa:

Friliggande

1-plan	M	9460 st	• 7,8 t/lgh	= 73788 t
	U	6450 "	• 7,2 "	= 46440 t
1 1/2-plan	M	1720 "	• 4,9 "	= 8428 t
	U	13330 "	• 4,5 "	= 59985 t
2-plan	M	430 "	• 7,5 "	= 3225 t
	U			

Rad- och kedjehus

1-plan	M	1290 st	• 7,0 t/lgh	= 9030 t
	U	2150 "	• 5,6 "	= 12040 t
1 1/2-plan	M	430 "	• 3,9 "	= 1677 t
	U	3870 "	• 3,0 "	= 11610 t
2-plan	M	860 "	• 5,6 "	= 4816 t
	U	3010 "	• 3,4 "	= 10234 t

241 273 t

Totala cementåtgången till platsgjuten betong till småhus var enligt TAB 2:3. 16% av 1 625 000 t, dvs 260 000 t. Denna kvantitet är 19 000 t större än den ovan framräknade.

Följande resonemang tillämpas nu. Eftersom antalet småhus med platsgjuten betong enbart i grunden dominerar så kraftigt, kan de ha styrt åtgångstalen så mycket, att inverkan av betong i väggar och bjälklag försvunnit helt eller delvis. De resterande 19 000 t hänförs därför på väggar och bjälklag. Motsvarande betongmängd blir, om K25 förutsätts

$$\frac{19000}{0,24} \approx 80\,000 \text{ m}^3$$

Enligt sid 140 i BILAGA 2 är 35 och 40% rimliga värden på volymandelen platsgjuten betong i väggar (vertikala bärverk) respektive bjälklag (horisontella bärverk). Av ovannämnda 80 000 m³ faller således 37 333 m³ på vertikala bärverk och 42 667 m³ på horisontella.

I grundkonstruktioner blir betongmängden

$$\frac{241273}{0,24} = 1\,005\,000 \text{ m}^3$$

Fördelningen av betongen i småhus blir därför i alternativ 2 enligt TAB 3 nedan.

TAB 3 Fördelningen av volymen platsgjuten betong enligt alternativ 2.

Byggnadstyp	Grundkonstruktioner m ³	Vertikala bärverk m ³	Horisontella bärverk m ³	Σ m ³
SMAHUS	1 005 000	37 333	42 667	1 085 000
Procentuell fördelning	93%	3%	4%	100%

Slutresultat i SMAHUS

Som resultat att föra in under SMAHUS i de slutliga sammanställningarna TAB 2:4-5 väljs medeltalen av de massor, som erhållits i alternativen ovan. De framgår av TAB 4 nedan. Hänsyn är i viss mån tagen till fördelning mellan olika småhustyper och någon ytterligare vägning görs ej.

TAB 4 Slutlig fördelning av volymen platsgjuten betong på grundkonstruktioner, vertikala bärverk och horisontella bärverk.

Byggnads- typ	Grundkon- struktioner m ³	Vertikala bärverk m ³	Horisontella bärverk m ³	Σ m ³
SMAHUS	959 500	55 500	63 500	1 078 500
Procentuell andel	89%	5%	6%	100%

Övrigt

Under denna rubrik som innefattar lantbruk, idrottsanläggningar, militära byggnader m m, faller enligt TAB 2:3 ca 6% av den cement, som går till platsgjuten betong.

Lantbruk

Flertalet av faktauppgifterna om volymer, byggnadsytor etc nedan har hämtats ur "Lantbruksnämndens verksamhet m m" avseende kalenderåret 1976. De i denna publikation angivna byggnaderna är sådana för vilka statligt bidrag beviljats. Den där angivna volymen för gödselbehållarna uppskattas till 75% och volymer eller ytan för övriga byggnader till 50% av den totala mängden för året.

Betongtjocklekar och hållfasthetsklasser har uppskattats, delvis med hjälp från Lantbrukshögskolans Institution för Lantbrukets Byggnadsteknik i Lund.

Djurstall:	$211\ 905\ \text{m}^2 \cdot 2 = 423\ 810\ \text{m}^2$	(~900 st)
Golv	$423\ 810 \cdot 0,10 = 42\ 380\ \text{m}^3$	K30-K40 (räkna med K30 vt)
Sulor	$\sim 900 \cdot 0,2 \cdot 0,4 \cdot 90 = 6480^3$	K25
Mjölkrum:	$11\ 769\ \text{m}^2 \cdot 2 = 23\ 538\ \text{m}^2$	
Golv	$23\ 538 \cdot 0,10 = 2350\ \text{m}^3$	K25
Hötorkar:	$159\ 945\ \text{m}^3 \cdot 2 = 319\ 890\ \text{m}^3$	
	motsv $\frac{319890}{4} = 80\ 000\ \text{m}^2$ yta	(vid H=4 m)
Golv	$80\ 000 \cdot 0,10 = 8000\ \text{m}^3$	betong K30 vt

Tornsilor:	$12\ 647\ m^3 \cdot 2 = 25\ 294\ m^3$
	motsv $\frac{25294}{12} = 2110\ m^2$ (vid H=12 m)
Golv	$2110 \cdot 0,10 = 210\ m^3$ K25
Plansilor:	$19\ 012\ m^3 \cdot 2 = 38\ 024\ m^3$
	motsv $\frac{38024}{3} = 12\ 675\ m^2$ (vid H=3 m)
Golv	$12\ 675 \cdot 0,2 = 2530\ m^3$ K30 vt

Spannmålsmagasin:

a) Planbotten- magasin:	$2998\ m^2 \cdot 2 = 5996\ m^2$
Golv	$5996 \cdot 0,10 = 600\ m^3$ K30 vt
b) Spannmåls- behållare:	$22\ 020\ m^3 \cdot 2 = 44\ 040\ m^3$
	motsv $\frac{44040}{10} = 4400\ m^2$ (vid H=10 m)
Golv	$4400 \cdot 0,20 = 880\ m^3$ K30 vt

Maskinhus: $46\ 458\ m^2 \cdot 2 = 92\ 916\ m^2$
 15% (eg 20% men btg.kval är ofta lägre än K25) har betonggolv

Golv $92\ 916 \cdot 0,15 \cdot 0,10 = 1390\ m^3$ K25

Potatislager:	$18\ 535\ m^2 \cdot 2 = 37\ 070\ m^2$
Golv	$37\ 070 \cdot 0,1 = 3710\ m^3$ K25

Gödselplatta:	$295\ 371\ m^2 \cdot \frac{1}{0,8} = 369\ 214\ m^3$
Golv	$369\ 214 \cdot 0,15 = 55\ 380\ m^3$ K30 vt

Gödselbehållare:

Objekten från 4 företag har undersökts.

Företag 1:	Platsgjutna behållare, 60 st Uppskattad medelvolym $340\ m^3$ Betong i bottenplattor $1800\ m^3$ K30 vt "- väggar 1380 "- "- däck 1440 "-
Företag 2:	Platsgjuten botten och $\frac{3}{4}$ delvis platsgjuten vägg. Medelvolym $\sim 140\ m^3$. Väggformen utgörs av lamellblock. 680 st. Betong i bottenplattor $9622\ m^3$ K30 vt "- väggar 4726 "-
Företag 3:	Platsgjuten betong och elementväggar, 325 st. Medelvolym $\sim 300\ m^3$ Betong i bottenplattor $6000\ m^3$ K30 vt

Företag 4: Platsgjuten botten och elementväggar, 250 st. Medelvolym $\approx 140 \text{ m}^3$
 Betong i bottenplatta 2950 m^3 K30 vt

Ovanstående behållare representerar en volym av ungefär $20\,000 + 95\,000 + 95\,000 + 35\,000 = 245\,000 \text{ m}^3$ dvs hälften av den årligen producerade volymen.

Härav fås:

		K30 vt
Betong i bottenplattor	$2(1800+9622+6000+2950)$	$= 40\,700 \text{ m}^3$
"- väggar	$2(1380+4726)$	$= 12\,200 \text{ m}^3$
"- däck	$2 \cdot 1440$	$= 2\,900 \text{ m}^3$

Totalt för lantbruksbyggnaderna blir betongmängderna

	K25	K30 vt
Golv och platta på mark:		
Djurstall	$6\,480 \text{ m}^3$	$42\,370 \text{ m}^3$
Mjölkrum	$2\,350 \text{ ''}$	
Hötorkar		$8\,000 \text{ ''}$
Tornsilor	210 ''	
Plansilor		$2\,350 \text{ ''}$
Spannmålsmagasin		600 ''
"-		800 ''
Maskinhus	$1\,390 \text{ ''}$	
Potatislager	$3\,710 \text{ ''}$	
Gödselplatta		$55\,380 \text{ ''}$
Gödselbehållare		$40\,700 \text{ ''}$
	<hr/>	<hr/>
	$14 \cdot 140 \text{ m}^3$	$150\,460 \text{ m}^3$
Väggar:		$12\,200 \text{ m}^3$
Däck:		$2\,900 \text{ m}^3$
	<hr/>	<hr/>
	$\Sigma \text{ K25} = 14\,140$	$\Sigma \text{ K30vt} = 165\,560$

Motsvarande cementkvantitet

$$14140 \cdot 0,240 + (150460 + 12200 + 2900)0,295 = 52\,240 \text{ ton}$$

dvs $\approx 3\%$ av cement till platsgjuten betong.

Idrottsanläggningar, militära byggnader m m

Som nämnts är cementandelen för Övrigt 6%. Enligt ovan är Lantbrukets andel ca hälften därav. Resten av cementet går till anläggningar för idrott, militära ändamål etc. För dessa görs först en uppskattning av den totala betongmängden, som sedan fördelas på grundkonstruktioner, vertikala bärverk och horisontella bärverk. Slutligen sammanställs och fördelas den totala betongmängden för Övrigt.

TAB 5 Fördelning av betongvolym och cementmängd på hållfasthetsklass för idrottsanläggningar, militära byggnader etc.

Hållfasthetsklass	Ospec K7,5	K15	K20	K25	K30	K35	K40	K45	Σ
Betong m ³ (vt)	274			2109	{ ⁸⁴⁵ ₂₅₁	572	{ ¹¹² ₄₆		4209
Antal objekt som bidragit, st	2			4	{ ² ₁	1	{ ¹ ₁		
Motsvarande cementmängd, t	41			506	302	169	55		1073

Till 4209 m³ betong åtgick 1073 t cement. Under 1976 var cementåtgången till ÖVRIGT enligt TAB 2:3 97500 t, varav hälften, dvs 48 750 t, faller på idrottsanläggningar, militära byggnader etc. Motsvarande betongmängd var då

$$\frac{48750}{1073} \cdot 4209 = 191\,230 \text{ m}^3$$

Denna volym fördelas enligt sid 148, BILAGA 2, Övrigt.

Grundkonstruktioner	94 410 m ³	(~49%)
Vertikala bärverk	45 070 "	(~24%)
Horisontella bärverk	51 750 "	(~27%)

Dessa värden tillsammans med motsvarande värden för lantbruk har sammanställts till Övrigt i TAB 6.

TAB 6 Sammanställning och fördelning av betongvolym till Övrigt

Byggnadstyp	Grundkonstruktioner m ³	Vertikala bärverk m ³	Horisontella bärverk m ³	Σ m ³
Lantbruk	164 600 (91%)	12 200 (7%)	2 900 (2%)	179 700
Idrotts- o militära anläggning m m	94 410 (49%)	45 070 (24%)	51 750 (27%)	191 230
Summa	259 010	57 270	54 650	370 930
Procentuell fördelning	70%	15%	15%	100%

Slutresultaten enligt tabellen är avrundade och införda i sammanställningarna i TAB 2:4-5.

BILAGA 4

UPPSKATTNING AV DEN TOTALA MÄNGDEN PLATSGJUTEN
BETONG UNDER ETT ÅR (1976) OCH DESS FÖRDELNING PÅ
OLIKA BYGGNADER OCH KONSTRUKTIONSELEMENT

Beräkningen visas i detalj endast för Övriga hus. För de andra byggnadstyperna utom Småhus och Övrigt har motsvarande beräkning genomförts men för dem anges endast resultaten.

Från databladen för Övriga hus har de sammanlagda betongmängderna och motsvarande cementmängder med hjälp av omräkningstalen i 2.2.2 införts i TAB 1 nedan.

TAB 1 Omräkning av betongvolym till cementvikt.

Hållfasthetsklass	K7,5 (Ospecc)	K15	K20	K25	K30	K35	K40	K50	Σ
Betong m ³ (vt)	15	362	222	28165	{ 6146 3837	{ 171 671	{ 1800 149	20	41 558
Antal objekt som bidragit	3	3	4	27	{ 8 20	{ 3 4	{ 6 1	1	
Motsvarande cementmängd, t	2	69	48	6760	2791	248	682	8	10 608

Till 41 558 m³ betong åtgick således 10 608 t cement. Under 1976 var cementåtgången till Övriga hus enligt TAB 2:3 260 000 t.

Motsvarande betongmängd var då

$$\frac{2600000}{10608} \cdot 41558 = 1\,018\,578 \text{ m}^3$$

Denna volym fördelas enligt sid 151 i BILAGA 2

Grundkonstruktioner	297 794 m ³	(29%)
Vertikala bärverk	252 206 "	(25%)
Horisontella bärverk	468 578 "	(46%)

Resultaten är införda i sammanställningen i TAB 2:4. Även resultaten från de andra byggnadstyperna finns där och de har framräknats på samma sätt utom för Småhus.

Korrektion av fördelningen på Grundkonstruktioner, Vertikala bärverk och Horisontella bärverk med hänsyn till byggnadernas storleksfördelning.

Av Övriga hus enligt BILAGA 1 har 6 st uppskattats som små (A), 14 st som medelstora (B) och 8 st som stora (C) enligt definitionerna i 2.2.1. Dessa tre grupper har separerats i TAB 2 nedan och fördelningen av betongen på Grundkonstruktioner, Vertikala och Horisontella bärverk anges där för varje storleksgrupp. Tabellen visar en viss skillnad i fördelning mellan grupperna, så att det relativt sett finns mer betong i grundkonstruktionen i små objekt än i stora. För Horisontella bärverk råder det motsatta förhållandet.

TAB 2 Primärresultat för Övriga hus.

Storlek	Objekt nr	Grundkonstruktioner m ³	Vertikala bärverk m ³	Horisontella bärverk m ³	Σ m ³
A	Ö1-5 Ö8 6 st	607 (48%)	195 (16%)	447 (36%)	1 249
B	Ö6-7, Ö9 Ö11-Ö20 Ö24 (14 st)	4 851 (31%)	3 604 (23%)	7 137 (46%)	15 592
C	Ö10 Ö21-23 Ö25-Ö28 (8 st)	6 692 (27%)	6 491 (26%)	11 534 (47%)	24 717
A+B+C		12 150	10 290	19 118	41 558
Procentuell andel		29%	25%	46%	100%

Ett studium av över 5 000 byggnader (Övriga hus) i en förteckning från Byggfakta AB av år 1972 över framtida byggvolym visade att ca 50% av byggnaderna föll inom grupp A, ca 30% inom B och ca 20% inom C.

Eftersom storleksfördelningen mellan de undersökta 28 st objekten var annorlunda, nämligen 6:14:8 enligt TAB 2 ovan, gjordes en korrigering på följande sätt.

Antag att antalet Övriga hus under ett år är X st.

Då kan betongmängderna fördelade dels efter storlek (grupp A-50%, B-30% och C-20%) dels efter konstruktionsdelar uttryckas i X enligt nedan.

	Grundkonstruktioner	Vertikala bärverk	Horisontella bärverk
Grupp A (Små)	$\frac{607}{6} \cdot 0,5X$	$\frac{195}{6} \cdot 0,5X$	$\frac{447}{6} \cdot 0,5X$
Grupp B (Medelstora)	$\frac{4851}{14} \cdot 0,3X$	$\frac{3604}{14} \cdot 0,3X$	$\frac{7137}{14} \cdot 0,3X$
Grupp C (Stora)	$\frac{6692}{8} \cdot 0,2X$	$\frac{6491}{8} \cdot 0,2X$	$\frac{11534}{8} \cdot 0,2X$
	321,83X	255,76X	478,54X

Tillsammans blir detta 1056,13X, vilket är årsvolymen betong för Övriga hus. Enligt TAB 2:4 är den 1 018 578 m³.

$$\begin{aligned} 1\ 056,13X &= 1\ 018\ 578 \\ X &= 964,44 \end{aligned}$$

Betongvolymen fördelas nu enligt TAB 3 nedan.

TAB 3 Vägda resultat för Övriga hus.

Byggnadstyp	Grundkonstruktioner m ³	Vertikala bärverk m ³	Horisontella bärverk m ³	Totalt m ³
Övriga hus	321,83X = 310 387	255,76X = 246 666	478,54X = 461 525	1 018 578
Procentuell andel	31%	24%	45%	100%

De nya vägda värdena har avrundats och införts i TAB 2:5. Motsvarande korrigeringar utfördes för Industrier och Anläggningar. Däremot korrigerades ej Flerfamiljshus, eftersom någon påtaglig skillnad i fördelning ej förekom mellan Små, Medelstora och Stora objekt. Ej heller korrigerades Övrigt som representerar liten betongmängd relativt andra byggnadstyper och som endast ringa påverkar den totala fördelningen.

BILAGA 5

BERÄKNING AV BROTTLAST I HORIZONTALBELASTADE
VÄGGAR

Som framgår av FIG 4:23 ägde väggarnas huvudsakliga deformation rum lokalt i samband med breda sprickor. Spricksnitten förblev av geometriska skäl ej plana fram till brott, FIG 1 nedan.

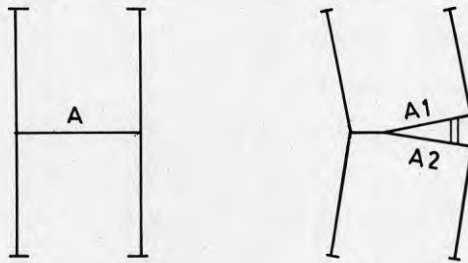


FIG 1 Tvärsnitt före uppsprickning: A
Tvärsnitt efter uppsprickning: A1-A2

Beräkningen av brottlasten har gjorts med följande förutsättningar, se FIG 2 nedan.

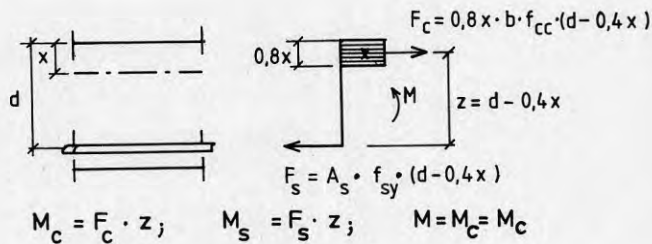


FIG 2 Tryck- och dragkraft i betongtvärsnittet vid utnyttjande av stålets sträckgräns och betongens tryckhållfasthet.

- Tvärsnittet är sprucket
- Brottmomentet $M_u < M_s = F_s \cdot z = A_s \cdot f_y \cdot (d - 0,4x)$
- Brottmomentet $M_u = M_c = F_c \cdot z = 0,8xb \cdot f_{cc} \cdot (d - 0,4x)$
- $M_s = M_c$
- $M_u = a \cdot H_u$ ($a = 2,0$ m vid brott i pos 1 och $a = 1,5$ m vid brott i pos 2, FIG 4:21)

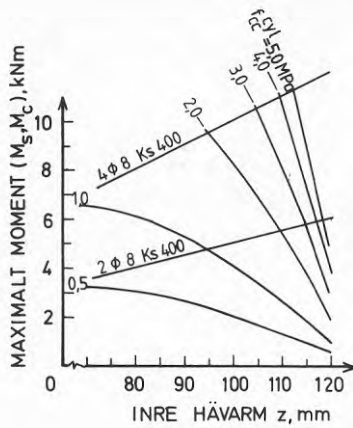


FIG 3
Diagram för bestämning av brottmomentet i pos 1 i försöksväggar. Väggtjocklek 150 mm. Armeringens sträckgräns 485 MPa.

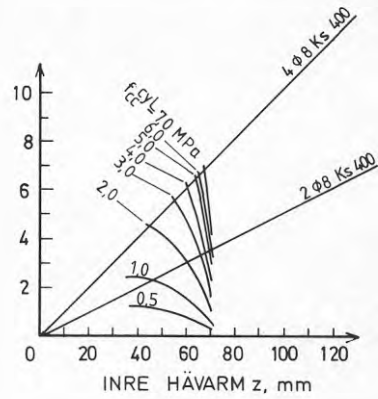


FIG 4
Diagram för bestämning av brottmomentet i pos 2 i försöksväggar. Väggtjocklek 150 mm. Armeringens sträckgräns 485 MPa.

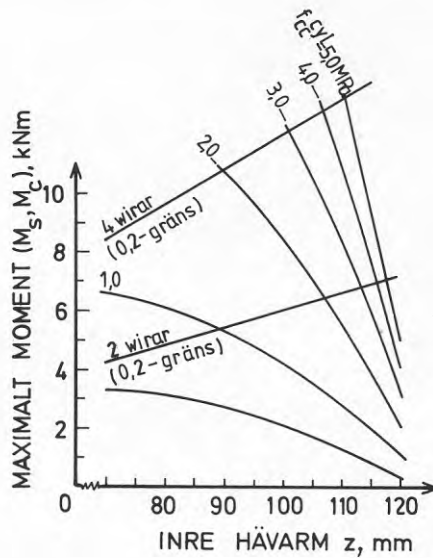


FIG 5
Diagram för bestämning av brottmomentet i pos 1 i försöksväggar.
Väggtjocklek 150 mm.
Armeringens 0,2-gräns 1200 MPa

I FIG 3-5 har ritats kurvor över M_s och M_c med följande aktuella värden

$$\begin{aligned} f_y &= 485 \text{ N/mm}^2 \text{ (det använda Ks400-stålets sträckgräns)} \\ f_y &= 1200 \text{ N/mm}^2 \text{ (de använda wirarnas 0,2-gräns)} \\ b &= 0,85 \text{ m} \\ d &= 0,125 \text{ m vid brott i pos 1} \\ d &= 0,075 \text{ m vid brott i pos 2} \end{aligned}$$

Wirarnas 0,2-gräns har uppskattats med ledning av försök av Tepfers (1976).

Maximalt möjligt moment för de olika väggarna har avlästs i FIG 3-5 för aktuell armering och betongtryckhållfasthet, bestämd på objektlagrade kuber. Man observerar, att stålet vid låg betonghållfasthet ej kan utnyttjas helt. Betongtvärsnittets tryckta del behöver då vara så stor, att det skulle förbli osprucket. De beräknade brottlasterna, H_u , har införts i TAB 4:6.

Med samma metod har brottmomenten i en 150 mm tjock och 1 m bred vägg med mittarmering av Ks400 ($f_y = 400 \text{ MPa}$) framräknats och resultaten anges i FIG 6 nedan. Där har även inlagts en kurva (streckad) för tryckhållfastheten $f_{cc} = 2 \text{ MPa}$, när effektiv höjden d är minimum, dvs när armeringen har största tillåtna avvikelser, $0,15 d$ enligt BBK 79. Om en sådan vägg ($f_{cc} = 2 \text{ MPa}$ och minsta tillåtna effektiva höjd = $0,85 d$) skall klara samma brottmoment i pos 2, som en vägg med $f_{cc} = 5 \text{ MPa}$ och armering enligt B6 ($\phi 8 \text{ Ks400 c } 1000$) måste armeringen ökas. Erforderlig armering fås med hjälp av FIG 6 genom att dra en horisontell linje från A ($f_{cc} = 5 \text{ MPa}$ och $\phi 8 \text{ c } 1000$) till B ($f_{cc} = 2 \text{ MPa}$). Då erhålls erforderlig hävarm z ($0,057 \text{ m}$) för tvärsnittet, varefter erforderlig armeringsarea beräknas enligt ovan ur

$$M_c = M_s = A_s \cdot f_y \cdot z$$

där $M_c = M_s = 1500 \text{ Nm}$ (fås av punkt A)

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$z = 0,057 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1500}{400 \cdot 0,057} = 66 \text{ mm}^2$$

motsvarande $\phi 8 \text{ c } 750$ (eg 765)

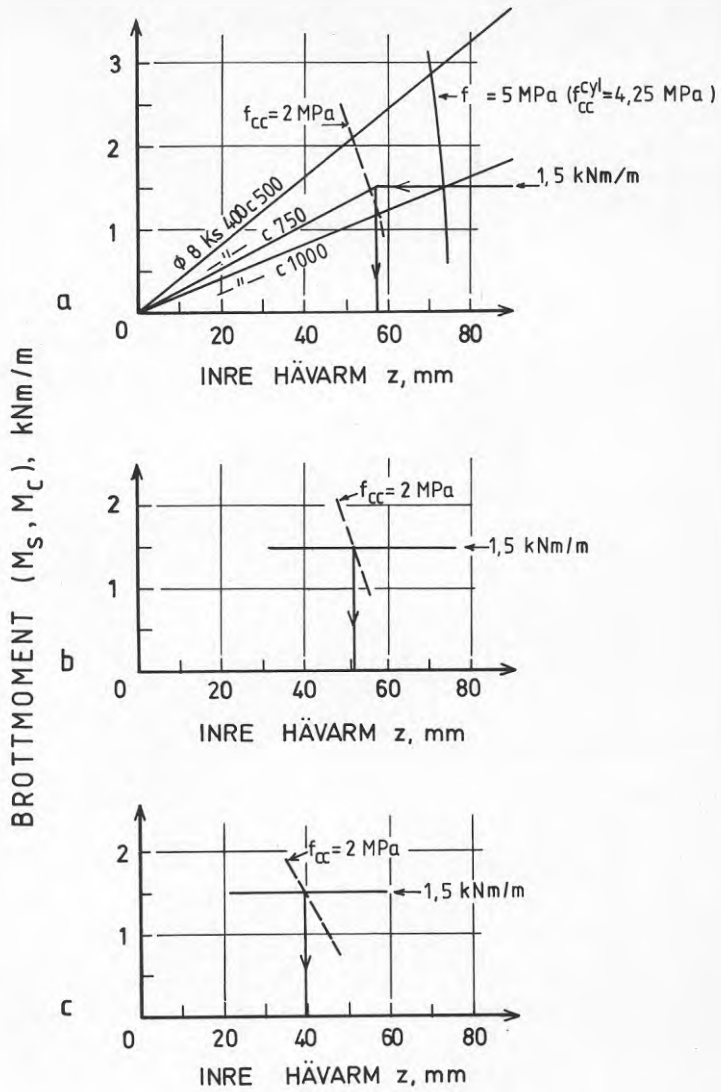


FIG 6 Diagram för bestämning av mängden säkerhetsarmering av ϕ Ks400 ($f_s = 400 \text{ MPa}$) vid betonghållfastheten $f_{cc} = 2 \text{ MPa}$ i y

a.	150 mm vägg	$d_{\min} = 64 \text{ mm}$
b.	140 mm vägg	$d_{\min} = 60 \text{ mm}$
c.	120 mm vägg	$d_{\min} = 51 \text{ mm}$

På samma sätt har i FIG 6 erforderlig armering vid $f_{cc} = 2$ MPa och ogynnsammaste armeringsläge beräknats för 120 och 140 mm väggar. Förutsättningen var liksom ovan för 150 mm väggen att väggarna skulle klara samma brottmoment som vid $f_{cc} = 5$ MPa och med säkerhetsarmering enligt B6.

De framräknade armeringsmängderna har sammanställts i 4.3.4.

BILAGA 6

UPPSKATTNING AV BETONGENS TRYCKHÅLLFASTHET I
FÄRDIG KONSTRUKTION (BJÄLKLAGSPLATTORNA) VID
AVFORMNING OCH BROTTBELASTNING

Uppskattningen av tryckhållfastheten gjordes dels på objektlagrade kuber dels i färdig konstruktion. Både kuber som gjutits i stålform och träform (formplywood) användes för bestämningen. I bägge fallen isolerades kuber för att om möjligt få samma temperaturförlopp som bjälklagsplattorna. Provingen i färdig konstruktion utfördes genom studs-, ultraljuds- och TNS-mätning, TAB 1 nedan. Resultaten av mätningarna är sammanställda i TAB 2-3 nedan.

En jämförelse mellan resultaten med de olika mätmetoderna görs nedan genom att sätta uppmätt hållfasthet i relation till mognadsgraden i form av ekvivalent härdningstid t_{ekv} vid 20°C.

Bestämning av t_{ekv} skedde med en mognadsgradsmätare ansluten direkt till bjälklagsplattorna. Jämförelsen mellan mätmetoderna visas grafiskt i FIG 1-2 nedan. Figurerna visar, att den uppmätta hållfastheten blev störst med de metoder som mäter direkt i bjälklagsplattorna och lägst vid den indirekta hållfasthetsbestämningen med kuber. Orsaken är sannolikt, att bjälklagsplattorna får en högre temperatur än kuberna trots isoleringen av dessa. Skillnaden i hållfasthet synes öka med tiden från hydratiseringens början inom det undersökta intervallet, FIG 1. Kuber i stålform fick genomgående lägre hållfasthet än kuber i träform, vilket även framgår av FIG 3. Skillnaden kan tillskrivas den större värmeavgången genom stålform än genom träform. I FIG 1-2 har medelkurvan dragits in dels för hållfastheten bestämd direkt i bjälklagsplattorna dels för hållfastheten bestämd på kuber.

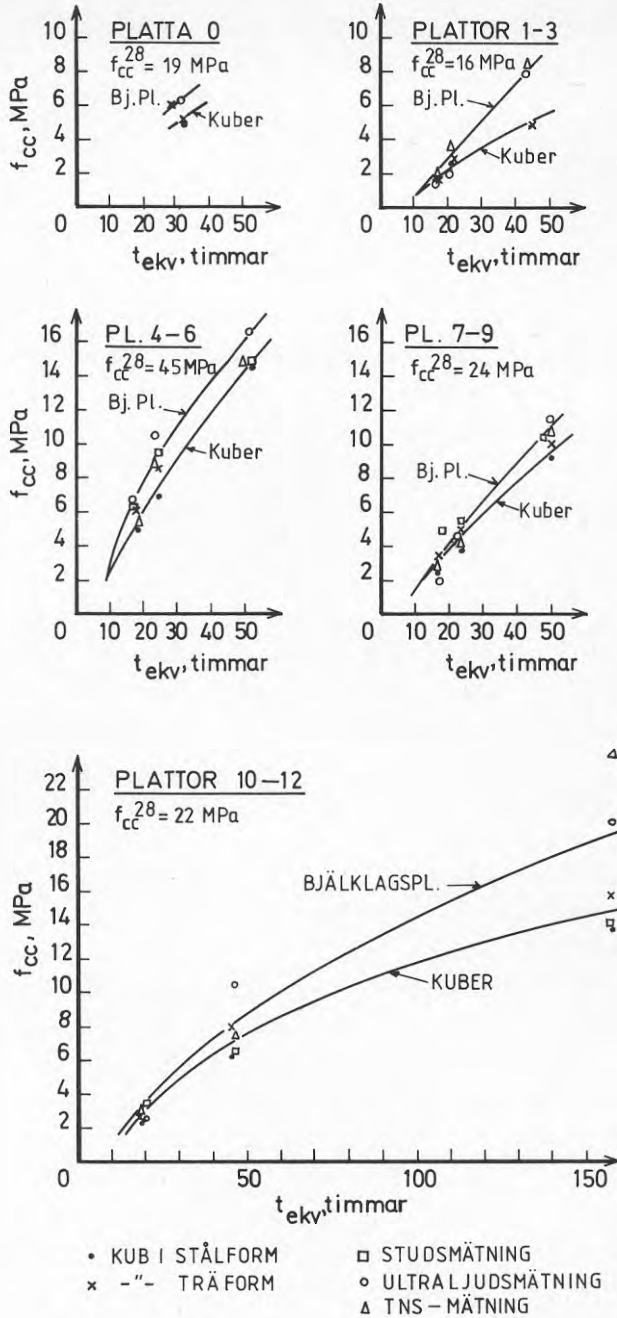


FIG 1 Hållfastheten i färdig konstruktion, (bjälklagsplatta) enligt olika mätningar. t_{ekv} är mognadsgraden, angiven som ekvivalent härdningstid vid 20°C . Studs-, ultraljuds- och TNS-mätningarna utfördes på färdig konstruktion liksom bestämningarna av t_{ekv} .

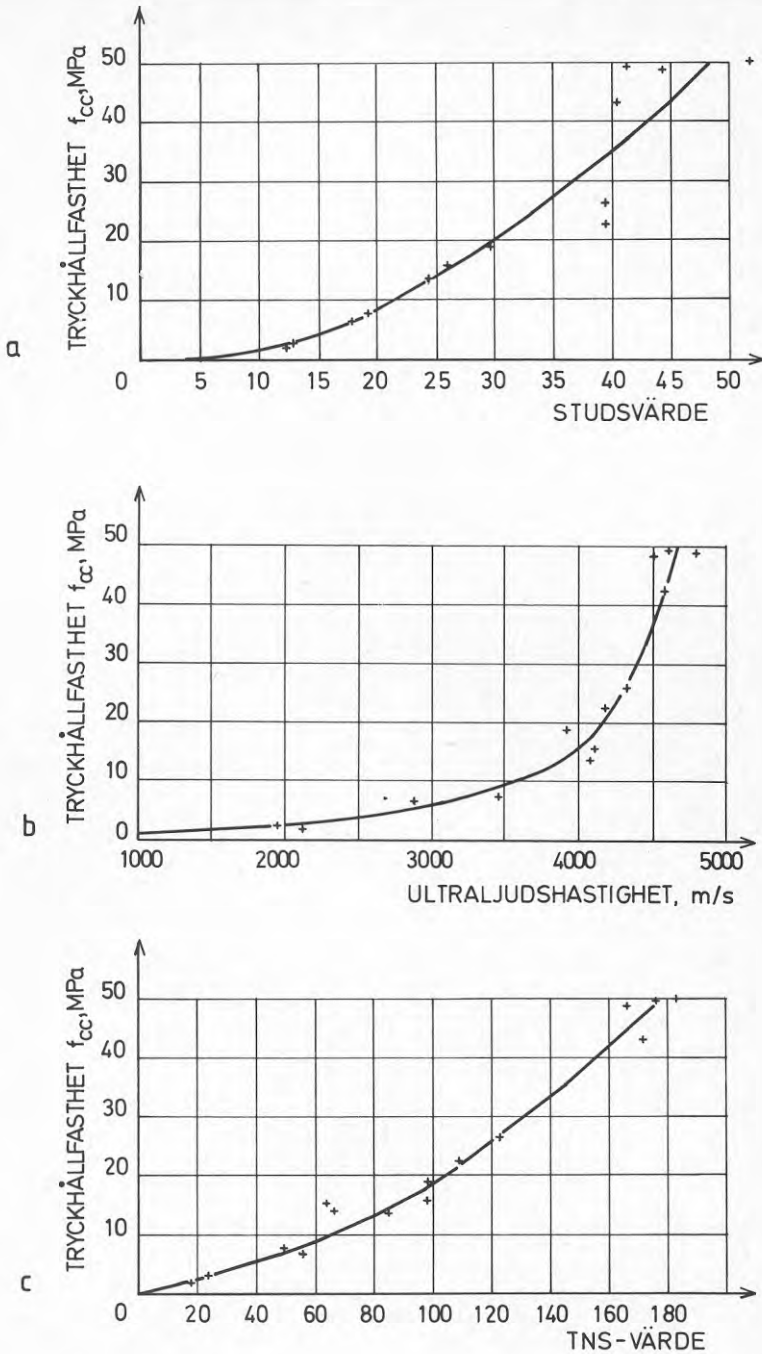


FIG 4 Kalibreringskurvor för hållfasthetsbestämning med
 a. studsmätare
 b. mätare av ultraljudshastighet
 c. TNS-mätare.

TAB 1 Omfattning, läge och tidpunkt för hållfasthetsbestämning i bjälklagsplattorna

Mätmetod	Plattanr	Antal mätställen	Tidpunkt	Anmärkning
Studs-mätning ¹⁾	4-9	3	Avformning ²⁾ ~ brottbelastning	16 avläsningar i en cirkel runt varje mätställe
"-	10-12	3	Avformning	"-
"-	10-12	3	Brottbelastning	"-
Ultra-ljuds-mätning ³⁾	0-9	12	Avformning ²⁾ ~ brottbelastning	3 avläsningar vid varje mätställe
"-	10-12	12	Avformning	"-
"-	10-12	12	Brottbelastning	"-
TNS-mätning ⁴⁾	1-9	5	Avformning ²⁾ ~ brottbelastning	
"-	10	4	Avformning	
"-	11	3	"-	
"-	11	1	Brottbelastning	
"-	12	3	Avformning	
"-	12	2	Brottbelastning	

- 1) Mätställena var fördelade på en av plattornas långa kanter.
- 2) Mätningen skedde strax före brottbelastningen, som ägde rum omedelbart efter avformningen.
- 3) Mätningen skedde tvärs över plattorna med mätpunkterna jämnt fördelade längs plattan. Måtlängd 875 mm enligt FIG 4:4.
- 4) Mätställena var fördelade på plattornas översida.

Som framgår av ovanstående synes mätningarna direkt på bjälklagsplattorna ge den bästa uppskattningen av hållfastheten i dessa. Som ett mått på de olika bjälklagsplattornas hållfasthet har därför valts medelvärden av de uppmätta hållfastheterna vid studs-, ultraljuds- och TNS-mätningarna. Dessa värden har införts i TAB 3 nedan och i TAB 4:7 och används sedan i den följande framställningen.

Kalibreringskurvor för de använda studs- och ultraljudsmätarna togs fram genom mätningar på kuber, som efter mätningarna trycktes till brott för hållfasthetsbestämning. TNS-mätaren kalibrerades genom mätning av TNS-värdet på kuber och hållfastheten på tvillingkuber. Kalibreringskurvorna visas i FIG 4.

TAB 2 Hållfastheten i bjälklagsplattor vid avformning och provbelastning. Bestämningen har utförts på objekt-lagrade 150 mm kuber och böjbalkar.

Serie	Platta nr	Alder h eller d		Objektkuber		f _{cm} ^{d)} MPa
				stålform MPa	träform MPa	
O	0	27	h	5,1	5,4	0,93
A	1	22	h	1,5	1,7	0-0,21
	2	25	h	2,5	2,7	0,24
	3	47,5	h	5,2	5,0	0,70
B	4	21	h	5,0	6,1	0,77
	5	25	h	7,0	8,7	0,94
	6	44	h	14,8	16,1	2,03
C	7	20,5	h	2,8	3,6	0,48
	8	24,5	h	4,1	4,9	0,68
	9	44,5	h	9,3	10,1	1,34
D avform- ning	10 ^{a)}	28	h	2,5	2,9	0,23
	11 ^{b)}	47	h	6,8	7,9	1,09
	12 ^{c)}	7	d	13,7	15,7	2,01
D brott- belast- ning	10	32	d	22,0		
	11	32	d	22,0		2,62 ^{e)}
	12	32	d	22,0		

a-c) avser hållfasthet vid avformning efter 1, 2 respektive 7 dygn

d) böjdraghållfasthet bestämd på böjbalkar 800x150x100 mm enligt SS 137212

e) värdet avser 35 dygn

TAB 3 Hållfastheten i bjälklagsplattorna vid avformning och provbelastning.

Serie	Platta nr	Alder h eller d	Studs- Tryck-		Ultraljudmät- Hastig- Tryck-		TNS-mätning Man- Tryck-		Tryck- håll- fast- het medel- värde MPa
			värde	hållf. MPa	het	hållf. MPa	värde	hållf. MPa	
O	0	27 h			3103	6,5	-		6,5
A	1	22 h			1347	1,5	18	2,2	1,8
	2	25 h			1628	2,0	28	3,5	2,8
	3	47,5h			3340	8,0	59	8,5	8,2
B	4	21 h	18	6,5	3205	7,0	43	5,8	6,4
	5	25 h	21	9,5	3616	10,5	57	8,0	9,3
	6	44 h	26	15,0	4032	16,5	88	15,0	15,5
C	7	20,5h	16	5,0	1648	2,0	24	3,0	3,3
	8	24,5h	17	5,5	3170	7,0	35	4,5	5,7
	9	44,5h	23	11,5	3700	11,5	71	11,0	11,3
D av- form- ning	10 ^{a)}	28 h	14	3,5	1846	2,5	27	3,5	3,2
	11 ^{b)}	47 h	19	7,5	3723	11,5	53	7,5	8,2
	12 ^{c)}	7 d	25	14,0	4147	20,0	116	24,0	19,3
D brott- be- lastn.	10	32 d	29		(3924)		-		
	11	32 d	32	24,5	(4127)	21,5	118	23,7	23,2
	12	32 d	39		4207		113		

a-c) avser hållfasthet vid avformning efter 1, 2 respektive 7 dygn.

BILAGA 7

BERÄKNING AV BROTTLAST I BJÄLKLAGSPLATTOR

Tillgängliga materialdata:

Betonghållfasthet (bjälklagsplattans) f_{cc} enligt TAB 4:7

Armeringsstängernas flytlast 25,4 kN/stång

"- area A_s 52,24 mm²/stång

"- spänning $\sigma_s \leq f_{st} = 486 \text{ N/mm}^2$

Med ovanstående data har brottlasten för plattorna 4-12 beräknats på följande sätt. Beteckningar enligt FIG 1

$$0,8b \cdot x \cdot (0,85 \cdot f_{cc}) = A_s \cdot f_{st} = F_s$$

$$x = \frac{F_s + \Delta F_s}{0,8 \cdot b \cdot (0,85 \cdot f_{cc})} \quad (\Delta F_s, \text{ se nedan})$$

$$z = d - 0,4x$$

$$M = A_s \cdot f_{st} \cdot z$$

varur $2F = 2 \cdot \frac{M}{a}$ dvs brottlasten

där $2F$ är summan av egentyngd och yttre laster (de senare ungefär i 1/4-delspunkterna)

a är avståndet från upplag till den yttre lastens tyngdpunkt

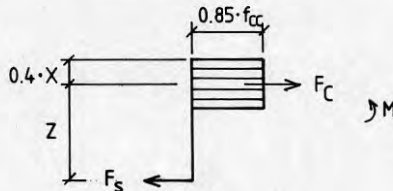


FIG 1 Beteckningar vid beräkning av brottlast.

Med hänsyn till plattornas stora nedböjning före brott och till deras uppläggning har en viss snedhet hos upplagskraften antagits, FIG 2. Denna komponent i armeringsriktningen har vidare förutsatts verka som en viss ökning av armeringen, nämligen $\Delta F_s = 0,2 \cdot F$ (F = upplagskraften).

Vidare har hänsyn tagits till lasternas tyngdpunktsförskjutning mot plattmitt på grund av plattornas lutning under last, FIG 3.

Plattorna 1 och 2 var genom sin låga betonghållfasthet överarmerade. Deras brottlast har uppskattats enligt Betonghandbok Konstruktion 3.6:433 med f_{cck} ersatt med $0,85 \cdot f_{cc}$ enligt ovan.

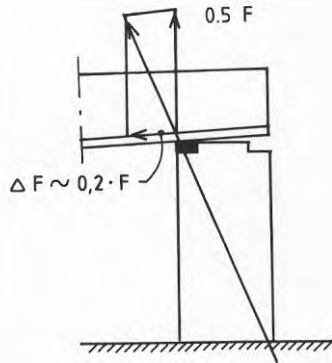


FIG 2 Upplagskraften blir sned till följd av upplagets utformning och plattans nedböjning under last.

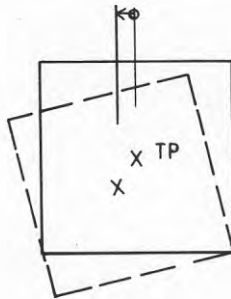
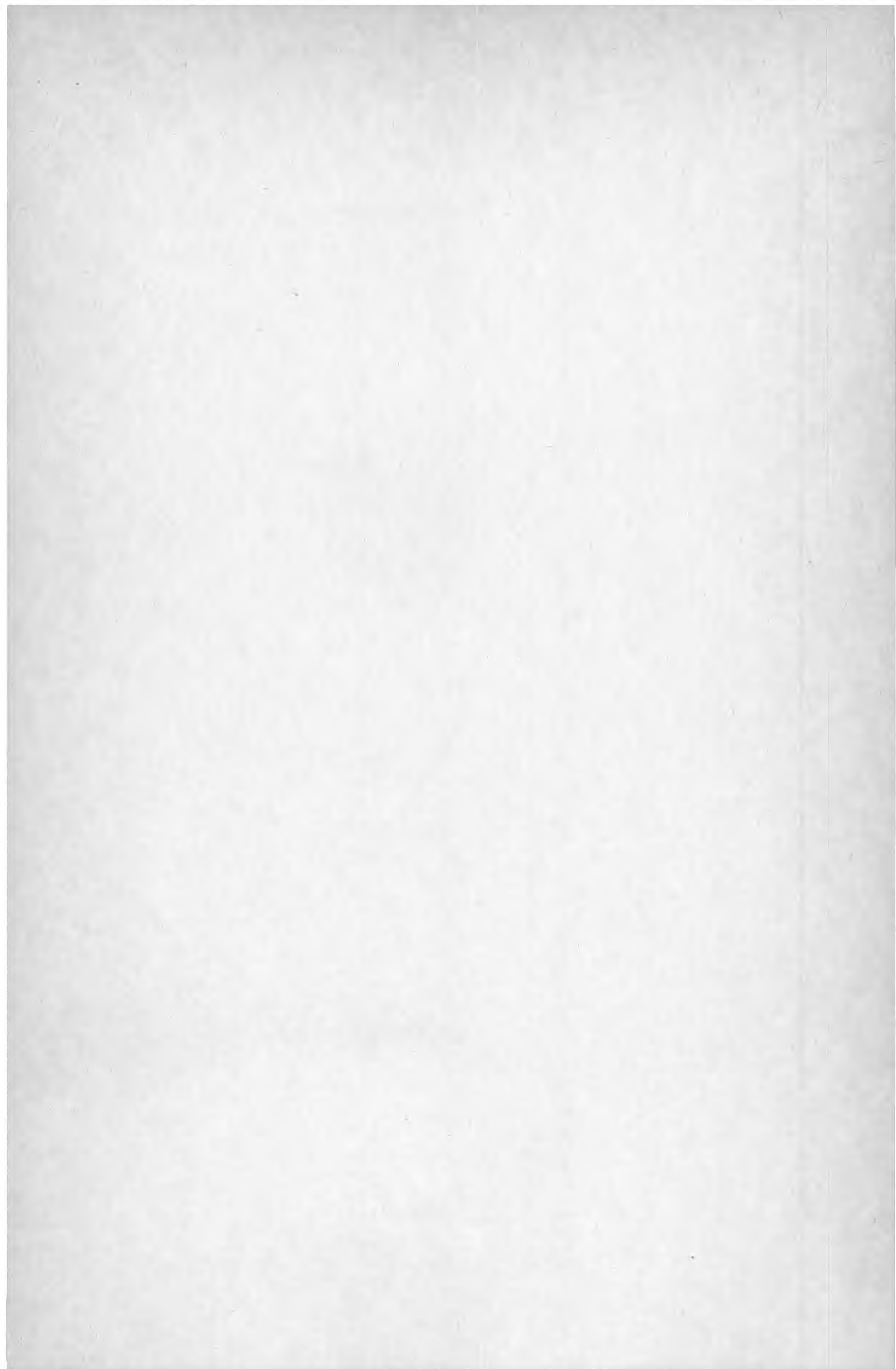


FIG 3 Lastens tyngdpunkt förskjuts under plattans deformation. Principskiss.







**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag
760500-1 från Statens råd för byggnadsforskning
till Cements AB, Utvecklingssektorn,
Danderyd.**

R101: 1983

ISBN 91-540-3987-8

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

Art.nr: 6700801

**Abonnemangsgrupp:
S. Byggplatsens verksamhet**

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

Cirkapris: 45 kr exkl moms