

Utmattning av armerade balkar i högpresterande betong

En jämförelse med vanlig betong

Tord Isaksson

HÖGPRESTERANDE BETONG

Cementa, Elkem, Euroc Beton,
NCC Bygg, Skanska
Strängbetong

Sektionen för Väg- och Vattenbyggnad
Avdelningen för Bärande Konstruktioner
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 Lund

School of Civil Engineering
Department of Structural Engineering
Lund University
Box 118
S-221 00 Lund
Sweden

Utmattning av armerade balkar i högpresterande betong

- en jämförelse med vanlig betong

Fatigue of reinforced high strength concrete beams

- a comparison with normal concrete

av

Isaksson, Tord. LTH, Lund.
1993

ABSTRACT: The report presents testresults from a research project concerning fatigue of reinforced normal and high strength concrete beams (0.3 x 0.4 x 6.0 m). The beams were designed to have the same flexural and shear capacity at a point 1.5 m from the support. Two beams of each sort were tested statically to failure, and four beams of each sort were tested with a fatigue load. The fatigue load varied between 55 and 80 per cent of the static failure load. High load amplitude resulted in shear failure and low load amplitude in flexural failure. The results from the tests indicates a slightly lower fatigue strenght, in terms of the static failure load, for high strength concrete compared to normal concrete. (Swedish)

Rapport TVBK-5069

ISSN 0349-4969

ISRN: LUTVDG/TVBK--5069-SE

EXAMENSARBETE TVBK-5069

Handledare: Robert Danewid

LUND november 1993

Tord Isaksson

FÖRORD

Föreliggande rapport är resultatet av ett delprojekt i det nationella forskningsprogrammet "Högpresterande betong". Aktuellt delprojekt, med beteckningen K3B, syftar till att undersöka beteendet hos armerade balkar av högpresterande betong i samband med utmattningslast. Försöken omfattar prov av slakarmerade K45 och K120 balkar. Examensarbetet, som pågick under juni, augusti, september och oktober 1993, har genomförts vid Avdelningen för Bärande Konstruktioner, LTH Lund.

Projektet har initierats och finansierats av konsortiet Högpresterande Betong (Cementa, Elkem, Euroc Beton, NCC, Skanska, Strängbetong, BFR och NUTEK).

Ett stort tack riktas till följande företag och personer som har deltagit i projektet:

...Skanska Prefab i Uppåkra, framförallt Tore Mårtensson, som stod för materialet och tillverkade balkarna

...Cementa som skänkte silikan

...Bertil Persson, BML LTH, som hjälpte till med betongrecept

...Per-Olof Rosenqvist och Stefan Sandahl som gjorde provutrustningen och hjälpte till under försöken

...Thord Lundgren som gjorde mätprogrammet

...Robert Danewid, min handledare, drog upp riktlinjerna och bidrog med idéer

...Sven Thelandersson, som lyssnade, uppmuntrade och var till stor hjälp när problemen hopade sig

...Ingbritt Larsson ritade sprickfigurerna

...Alla som har läst och haft synpunkter på rapporten

...Alla på Avdelningen för Bärande Konstruktioner

Malmö och Lund i November, 1993

Tord Isaksson

SAMMANFATTNING

Examensarbetet omfattar provning av bärförmågan vid utmattningslast hos armerade betongbalkar med betongkvaliteterna K45 och K120, där den senare är så kallad högpresterande betong (HP-betong). Försöken omfattar sex balkar av vardera betongkvalitet. De flesta balkarna har provats två gånger, en gång i var ände.

Balkarna, som är 6 meter långa och fritt upplagda, har dimensionerats så att det ungefär råder beräkningsmässig balans mellan moment- och tvärkraftskapacitet vid punktbelastning i en punkt 1.5 m från ena upplaget. Tvärkraftskapaciteten har beräknats enligt BBK79:s (Hedman & Losberg 1975) principer.

Två balkar av varje serie har belastats till brott statistiskt. Medelvärden på de uppmätta brottlasterna har varit utgångspunkt vid val av maxamplitud på belastningen vid utmattningsförsöken. Maxamplituderna har varierat mellan 55 och 80% av den statiska brottlasten. Minamplituden var för samtliga balkar ungefär 10 kN (4 -5% av statisk brottlast). Vid utmattningsförsöken har påförd last, stödreaktion, nedböjning och betongstukningar registrerats vid var 100:e lastväxling. *Fig. 1* sammanfattar samtliga mätresultat (x-axeln visar antalet lastväxlingar till brott N och y-axeln maxamplituden i förhållande till statisk brottlast S_{max}). Kurvorna har erhållits genom logaritmisk regression av mätresultaten från respektive serie. HP-serien (K120) har en något kortare livslängd än NP-serien (K45), men skillnaden är inte signifikant. HP-balkarna uppvisar en aning sprödare karaktär på brottet jämfört med NP-balkarna.

De statiska försöken med NP-balkarna gav omväxlande böj- och skjuvbrott (balans rådde), medan HP-balkarna gav skjuvbrott. Beräkningsprinciperna enligt BBK79, som dock bara gäller upp till K80, överskattar alltså i detta fall bärförmågan för HP-betong rätt rejält när tvärkraften blir avgörande. Några generella slutsatser om HP-betongens tvärkraftskapacitet kan dock inte dras ur det aktuella försöksunderlaget.

Vid utmattning med höga lastnivåer och korta livslängder inträffar skjuvbrott (byglarna går av statistiskt och sedan klarar betongen inte många fler lastväxlingar) medan man vid lägre lastnivåer och långa livslängder får böjbrott (utmattning i dragarmeringen med krossbrott i betongen som följd). Vid skjuvbrott tappar balken all bärförmåga inom en sekund, medan man efter böjbrott fortfarande kan ta last i balken. Läget på skjuvsprickan, som varierar framförallt för HP-balkarna, tycks påverka balkarnas livslängd högst påtagligt. En skjuvspricka som finns nära stöd ger kortare livslängd. I *tab. 1* ges en sammanställning av alla försöksresultat.

Vid livslängdsberäkning för utmattningsbelastade balkar, får man ofta livslängder som är flera gånger större än de vid försöken registrerade. Det finns alltså en stor osäkerhet i sådana beräkningar. Det är dock i första hand beräkningen av den statiska tvärkraftskapaciteten som är problemet (framförallt för HP-betong).

Slutligen kan konstateras att det här använda betongreceptet ger en betong med god gjutbarhet och jämn kvalitet. Förförsök med betongen gav kubhållfastheter (100 mm kub, membranhärdad) på 155 MPa efter 90 dygn.

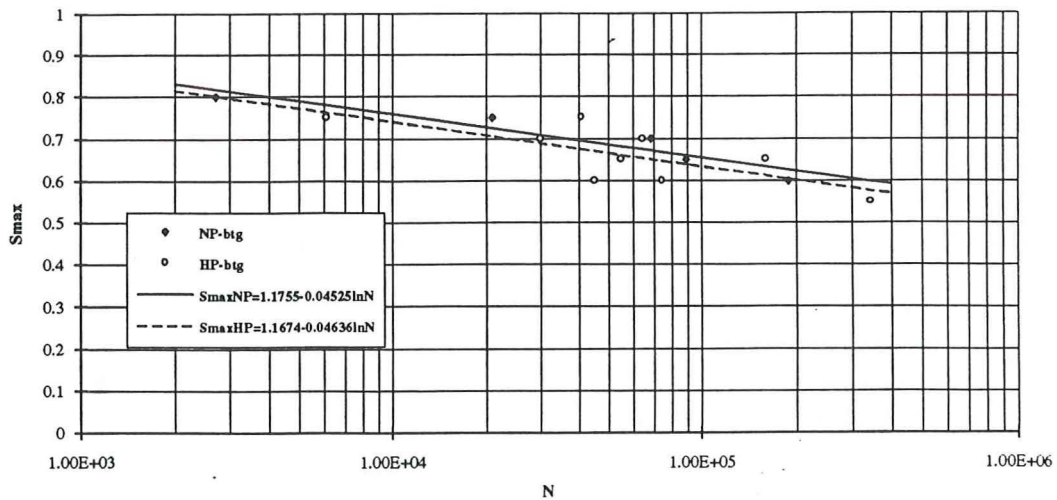


Fig. 1 Livslängden i förhållande till belastningsnivån (maxamplitud/statisk brottlast). De tre punkterna längst till höger är böjbrott, övriga skjubbrott.

Balkbet.	Typ av försök	Lastgräns[kN]		Antal last-vxl till brott	Brotttyp		Anmärkning
		P _{MAX}	P _{MIN}		Böj	Skjuv	
NP-serien							
NPS1A	statiskt	182				•	
NPS1B	statiskt	236			•	•	l=4.40 m
NPS2A	statiskt	199				•	
NPS2B	statiskt	237			•		l=3.80 m
NPD1A	utmattn.	152	14	2600		•	
NPD1B	utmattn.	154	12	68470		•	l=4.30 m
NPD2A	utmattn.	114	14	189230	•		
NPD2B	utmattn.	166	12	20970		•	l=4.25 m
NPD3A	utmattn.	124	15	89130		•	
HP-serien							
HPS1A	statiskt	268				•	
HPS2A	statiskt	264				•	
HPS3B	statiskt	383			•		l=4.30 m
HPD1A	utmattn.	172	12	54760		•	
HPD1B	utmattn.	224	12	40820		•	l=4.50 m
HPD2A	utmattn.	186	15	64140		•	
HPD3A	utmattn.	160	12	45200		•	
HPD3B	utmattn.	227	10	6110		•	l=4.40 m
HPD4A	utmattn.	146	12	343060	•		
HPD4B	utmattn.	223	12	30020		•	l=4.00 m
HPD5B	utmattn.	171	10	74510		•	l=5.00 m
HPD6B	utmattn.	185	11	161130	•		l=5.00 m

Tab. 1 Sammanställning av försöksresultat (Under anmärkning står de reducerade spännvidderna).

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

FÖRÖRD	I
SAMMANFATTNING	III
INNEHÅLLSFÖRTECKNING	V
1 INLEDNING	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Omfattning	1
2 UTMATTNING AV ARMERAD OCH OARMERAD BETONG	3
2.1 Betong	3
2.2 Armering	6
2.3 Armerad betong	7
3 TILLVERKNING AV BALKAR	9
3.1 Normal betong (NP-betong)	9
3.2 Högpresterande betong (HP-betong)	9
3.21 Recept	9
3.22 Hållfasthet	10
3.23 Tillverkning på Skanska Prefab	11
3.24 Lagringsförhållande	12
4 DIMENSIONERING AV BALKAR MÄTNINGAR	13
4.1 Allmänt	13
4.2 Dimensionering	14
4.21 Balkar av normal betong (NP-serien)	17
4.22 Balkar av högpresterande betong (HP-serien)	19
4.3 Mätningar	21
4.31 Mätpunkter	21
4.32 Mätutrustning	22
5 BESKRIVNING AV FÖRSÖKSSERIE NP	23
5.1 Statiska försök	23
5.11 Balk NPS1A	23
5.12 Balk NPS1B	23
5.13 Balk NPS2A	23
5.14 Balk NPS2B	24
5.2 Utmattningsförsök	24
5.21 Balk NPD1A	24
5.22 Balk NPD1B	25
5.23 Balk NPD2A	26
5.24 Balk NPD2B	26
5.25 Balk NPD3A	27

6	BESKRIVNING AV FÖRSÖKSSERIE HP	29
6.1	Statiska försök	29
6.11	Balk HPS1A	29
6.12	Balk HPS2A	30
6.13	Balk HPS3B	31
6.2	Utmattningsförsök	33
6.21	Balk HPD1A	33
6.22	Balk HPD1B	34
6.23	Balk HPD2A	34
6.24	Balk HPD3A	35
6.25	Balk HPD3B	36
6.26	Balk HPD4A	36
6.27	Balk HPD4B	37
6.28	Balk HPD5B	38
6.29	Balk HPD6B	38
6.3	Sammanställning av försöksserie NP och HP	39
7	RESULTAT AV FÖRSÖKSSERIE NP	41
7.1	Uppmätta storheter	41
7.11	Balkarna	41
7.12	Armeringshållfasthet	42
7.13	Betonghållfasthet	42
7.2	Materialparametrar	44
7.21	Armering	44
7.22	Betong	44
7.3	Utmattningsbelastade balkar	44
7.31	Betongstukning	44
7.32	Böjmoment	45
7.33	Tvärkraft	46
7.34	Spänning i böjarmering	46
7.35	Betongspänning	47
7.36	Sprickbild	47
7.37	Nedböjning	48
7.4	Statiskt belastade balkar	49
8	RESULTAT AV FÖRSÖKSSERIE HP	51
8.1	Uppmätta storheter	51
8.11	Balkarna	51
8.12	Armeringshållfasthet	52
8.13	Betonghållfasthet	53
8.2	Materialparametrar	54
8.21	Armering	54
8.22	Betong	55
8.3	Utmattningsbelastade balkar	55
8.31	Betongstukning	55
8.32	Böjmoment	59
8.33	Tvärkraft	59
8.34	Spänning i böjarmering	60
8.35	Betongspänning	60
8.36	Sprickbild	61
8.37	Nedböjning	63
8.4	Statiskt belastade balkar	63

9 BROTTLASTER OCH LIVSLÄNGDER FÖR NP- OCH HP-SERIEN	65
9.1 Inledning	65
9.2 Tvärkraft	65
9.21 Tvärkraftskapacitet enligt Hedman & Losberg	65
9.22 Tvärkraftskapacitet enligt Arakawa	65
9.23 Tvärkraftskapacitet enligt ACI 318-89	66
9.24 Tvärkraftskapacitet enligt AIJ Guidelines	66
9.25 Jämförelse av tvärkraftskapacitet enligt olika metoder	67
9.3 Moment	68
9.4 Livslängdsberäkning	68
9.41 Livslängd vid böjbrott	68
9.42 Livslängd vid skjuvbrott	69
9.43 Diskussion av resultat	70
10 SLUTSATSER	73
11 REFERENSER	77

1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Ökade kunskaper om verkningssättet hos armerade betongkonstruktioner och bättre materialkännedom har lett till förfinade beräkningsmetoder och därmed slankare konstruktioner. Den minskade egenvikten medför en ökad risk för utmattning eftersom den relativa andelen variabel last ökar. För högpresterande betong (HP-betong) accentueras denna risk.

För böjda konstruktioner såsom brobalkar, medför användning av HP-betong att man kan uppnå större spännvidder och/eller minskad egenvikt.

1.2 Syfte

Detta delprojekt, som ingår i det nationella forskningsprogrammet om HP-betong, syftar till att undersöka om risken för utmattningsbrott i konstruktioner med HP-betong är större än för konstruktioner med normal betong. Med normal betong menas här betong med kubhållfasthet upp till 80 MPa. Den spröda karaktären hos den höghållfasta betongen kan förväntas ha en avgörande negativ inverkan då skjuv- och/eller förankringsbrott är avgörande.

Balkarna dimensioneras enligt BBK 79, men istället för karakteristiska värden används medelvärdet på hållfasthetsparametrarna. Huruvida detta dimensionerings-sätt är riktigt skall undersökningen förhoppningsvis klargöra.

1.3 Omfattning

Föreliggande projekt omfattar provning av totalt 12 balkar. 6 balkar av normal betong, K45, varav två provas statistiskt till brott och fyra utsätts för utmattningslast med olika maxlast för de olika balkarna. Därefter provas 6 balkar av HP-betong, med målet att uppnå K120. Även här provas 2 balkar statistiskt och 4 balkar dynamiskt.

De statistiska försöken ligger till grund för val av maxamplitud vad gäller last vid utmattning.

Till varje balk gjuts 3 kuber för bestämning av den aktuella kubhållfastheten i samband med försöken med balkarna. 150·150 mm² för K45 och 100·100 mm² för K120. Vid tillverkning av HP-balkarna gjuts dessutom 3+3 små balkar för bestämning av brottenergi. Resultaten av dessa försök redovisas ej i denna rapport.

Betongbalkarna görs i full eller nära nog full skala. Dimensionerna är b·h: 300 mm·400 mm, med en längd på 6.3 m, dvs 6 m spännvidd. Balkarna belastas 1.5 m från ena stödet med en sinusformad last. Efter det att balken gått till brott i ena änden finns möjligheten att även prova den andra, även här 1.5 m från stödet. Balken får då en reducerad spännvidd.

Ett hydrauliskt belastningssystem av typ Vickers används (maximal belastning 500 kN).

Belastningsfrekvensen kom att ligga mellan 0.80 Hz och 1.25 Hz, dvs inverkan av dynamiska effekter på balkarnas utmattningshållfasthet kan försummas.

Armeringskvalitet Ks600 används till böjarmering och till skjuvarmering används Ps500. .

Balkarna har tillverkats på Skanska Prefab i Uppåkra och försöken har gjorts i laboratoriehallen vid Väg- och Vattenbyggnad, LTH, i Lund.

2 UTMATTNING AV ARMERAD OCH OARMERAD BETONG

2.1 Betong

Betong har, till skillnad från stål, inte någon väl definierad gräns för utmattningshållfastheten. Enligt Westberg (1969) har oarmerad betong en utmattningshållfasthet (enaxligt tryck) vid 2 miljoner lastväxlingar på 57-67% av den statiska brotthållfastheten om minimispänningen ligger nära noll. En annan källa redovisar en utmattningshållfasthet på 55% vid 10 miljoner lastväxlingar (ACI Committee 215). Enligt Murdock (1960) inträffar utmattningsbrottet efter ett visst antal lastväxlingar vid en bestämd andel av den statiska hållfastheten. Detta grundar sig på att vidhäftningen mellan cementpasta och ballast är avgörande. För normalpresterande betong må detta gälla, men för högpresterande betong, där brottet även går igenom ballasten, kan andra faktorer ha en avgörande inverkan på utmattningshållfastheten. I BBK79 beaktas den lägre hållfastheten vid utmattning genom användning av ett diagram (*fig. 2.4*), där minsta och största spänningsnivå samt antalet lastväxlingar är indata. Här skall ett antal faktorer kort beskrivas, vilka påverkar utmattningsegenskaperna hos betong. Då inget annat sägs avses att NP-betong och HP-betong påverkas på samma sätt av de olika faktorerna. Huvuddelen av detta avsnitt är byggt på Danewid (1985) och Sørensen (1990 och 1992). Enaxligt tryck och konstant amplitud på belastningen gäller då inget annat sägs i texten.

Betongens sammansättning och kvalitet

Ballast: Undersökningar har visat att ballasttyper, vanlig eller lättballast, inte påverkar utmattningsegenskaperna för NP-betong. I samband med omväxlande drag- och tryckpåkänningar har lättballastbetongen en lägre hållfasthet vad gäller utmattning. Man har funnit att HP-betong med lättballast har en större utmattningshållfasthet än med vanlig ballast vid samma maxamplitud på lasten. Detta kan förklaras med att cementpastan och lättballasten har ungefär samma styvhet, vilket medför att lasten fördelas jämnare och att de lokala spänningstopparna i betongen blir mindre.

Puzzolaner: Inblandning av flygaska kan i vissa fall leda till en reducerad utmattningshållfasthet, medan silikastoft ökar densamma. Vid användning av silikastoft i samband med lättballast, har en reducering av mikrosprickor konstaterats.

Lufthalt: Utmattningshållfastheten minskar med ökande lufthalt.

Cementinnehåll och vct: Utmattningshållfastheten påverkas inte av dessa om den baseras på den statiska hållfastheten.

Lagringsförhållande: För NP-betong gäller att utmattningsegenskaperna följer ändringar i böjhållfastheten och att lagring i vatten med efterföljande luftlagring ger den högsta böjhållfastheten. Provkroppar av HP-betong som har lagrats och testats

i luft uppvisar en längre livslängd vid utmattning jämfört med provkroppar som har lagrats i vatten. Detta är mest påtagligt för betong med normal ballast.

Ålder: Utmattningshållfastheten vid en viss spänning ökar i takt med ökande böjhållfasthet, åtminstone upp till 5 år.

Belastningssätt

Effekten av maximal spänningsnivå (S_{max}) och spänningsvidd (ΔS): Undersökningar har visat att antalet lastväxlingar till brott, N , ökar med minskande S_{max} eller minskande $\Delta S (= \sigma_{max} - \sigma_{min})$. Man kan införa spänningsförhållandet $R = S_{min}/S_{max}$. För konstant R med ökande S_{max} minskar N (motsvarar en ökande amplitud). Konstant amplitud är alltså mer nedbrytande vid en högre spänningsnivå. I *fig. 2.2* visas ett Wöhlerdiagram för utmattning av betong.

Följande samband har föreslagits av Teffers (1978) för utmattning av betong (gäller för både tryckt och dragen betong):

$$\frac{\sigma_c^{max}}{f_c} = 1 - \alpha \cdot (1 - R) \cdot \log N \quad (2.1)$$

där

$\alpha = 0.0685$ för normal betong.

$\alpha = 0.064$ för högpresterande betong.

σ_c^{max} är aktuell spänning i betongen.

f_c är betonghållfastheten.

Belastningshastighet: En vanlig slutsats är att belastningsfrekvenser mellan 1 och 15 Hz påverkar utmattningshållfastheten obetydligt, om maximal spänningsamplitud understiger 75% av den statistiska hållfastheten. Vid högre spänningsnivåer minskar utmattningshållfastheten med minskande frekvens.

Skador orsakade av höga upprepade laster beror både på antalet lastcykler och den totala tid betongen har varit belastad med stora spänningar.

Vid stora spänningsvidder (ΔS) och snabba spänningsökningar närmar sig förhållandena de för ren utmattning, med andra ord är antalet lastcykler bestämmande för graden av förstörelse. Om man har små spänningsvidder och långsamma spänningsökningar blir förstörelsegraden beroende på den totala tiden som betongen varit belastad, förhållandena närmar sig konstant belastning. En ökning av belastningshastigheten kan medföra en förhöjd utmattningshållfasthet, vilket innebär att accelererade utmattningsförsök kan ge en överskattning av livslängden.

Återhämningsperioder: Införandet av återhämningsperioder vid utmattningsförsök kan motiveras dels med att periodiskt återkommande belastning uppkommer av t.ex trafik och vind, dels med att viloperioder tycks ha effekt på andra material och i så fall kanske även på betong. Nyttan av viloperioder når sitt maximum efter ungefär 5 minuter om ett uppehåll görs efter var 4500:e lastväxling.

Funktionskurva för belastning: Den mest använda funktionen är sinusformad, vilket väl stämmer överens med vind- och våglaster. Andra former är rektangulära eller triangulära. Hur utmattningshållfastheten påverkas av dessa tre olika belastningsfunktioner visas i *fig. 2.1*.

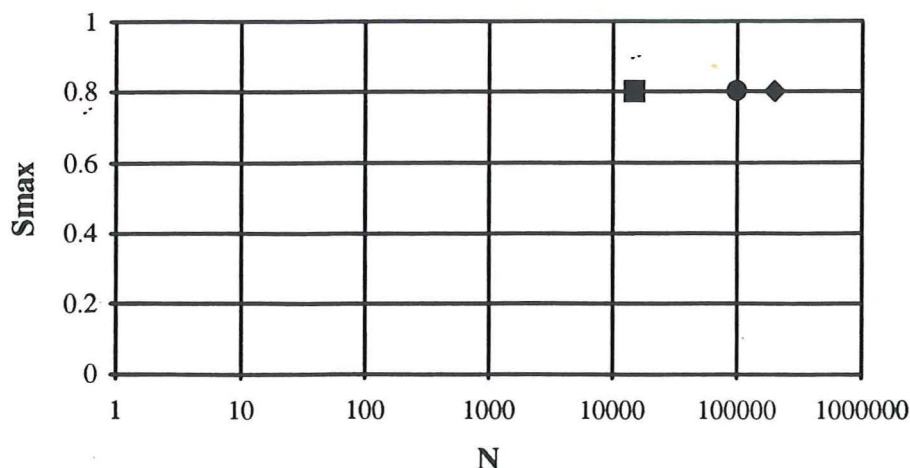


Fig. 2.1. Effekter av olika funktionskurvor vid belastning. ●: sinusform, ■: rektangulär form, ◆: triangulär form. Sørensen (1990).

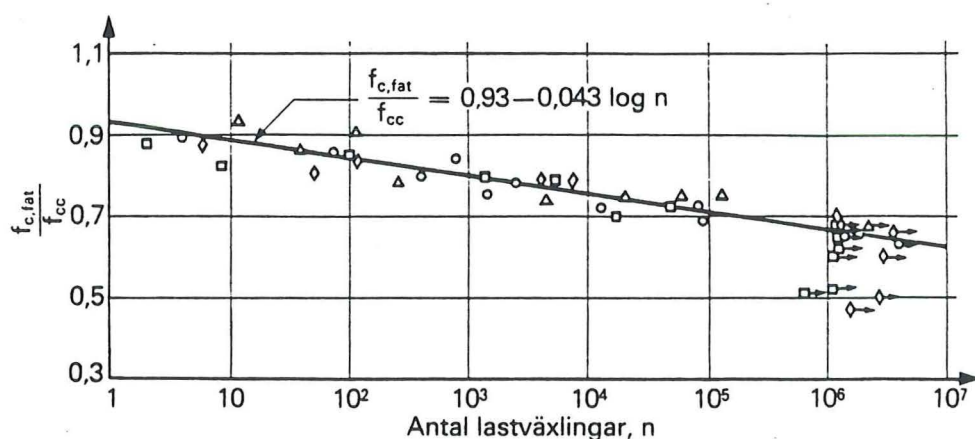


Fig. 2.2 Wöhlerdiagram för utmattning av betong ($f_{c,fat}/f_{cc}$ är utmattnings-hållfastheten/statiska hållfastheten). Betonghandboken (1982).

Spänningsgradient: Utmattningshållfastheten ökar vid excentrisk belastning. Men om den maximala spänningsnivån uttrycks i termer av den statiska hållfastheten med samma excentricitet, kommer $S-N$ kurvorna att i princip sammanfalla. För HP-betong blir troligtvis problemet med spänningsgradienten större, eftersom provkropparna görs mindre för att, med befintliga maskiner, kunna uppnå samma effekt som för NP-betong.

Påverkan från omgivningen

Fukttinhåll: I allmänhet gäller att såväl den statiska hållfastheten som utmattningshållfastheten minskar med ökande fukttinhåll.

Temperatur: Med minskade temperatur ökar både den statiska hållfastheten och utmattningshållfastheten (i varje fall för mycket låga temperaturer).

2.2 Armering

Armering har till skillnad från betong en utmattningsgräns (om påkänningarna ligger under denna gräns så klarar armeringen ett "oändligt antal" lastväxlingar). Denna gräns motsvarar enligt Lacroix (1975) 10^6 lastväxlingar vid en spänning motsvarande 60% av f_{sy} . Typ av stål och dess ytbeskaffenhet, är de parametrar som i huvudsak bestämmer utmattningshållfastheten. En högre brottgräns ger en ökad utmattningshållfasthet.

Här nedan beskrivs kortfattat ett antal faktorer som påverkar armeringens utmattningshållfasthet.

Form

Kamstänger har en lägre utmattningshållfasthet än **släta stänger** beroende på de spänningskoncentrationer som uppkommer vid kammarna.

En större **stångdiameter** reducerar utmattningshållfastheten något.

Bockning reducerar utmattningshållfastheten med upp till 50%.

Snedställda kammar är bättre än **kammar vinkelräta** mot längdriktningen.

Påkänningsvidd

Max- resp. minspänningen påverkar inte utmattningshållfastheten i lika stor grad som påkänningsvidden ΔS .

Man anger utmattningshållfastheten med hjälp av den spänningsvidd, $\Delta S = \sigma_{max} - \sigma_{min}$, som medför brott efter 2 miljoner lastcykler. Wöhlerdiagrammet i fig. 2.3 åskådliggör utmattningshållfastheten som funktion av antalet lastcykler.

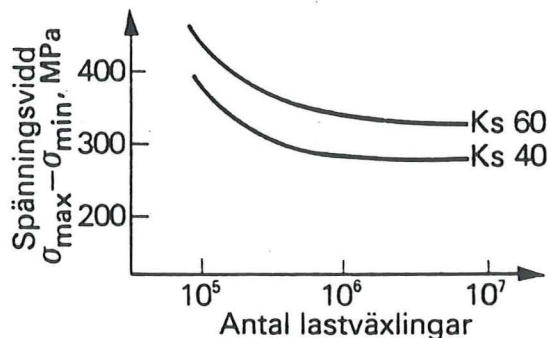


Fig. 2.3 Wöhlerdiagram för utmattning av armering. Betonghandboken (1982).

Ingjutning

Skillnaden i utmattningshållfasthet mellan ingjutet och fritt tillstånd blir liten, om god vidhäftning uppnås. Utmattningshållfastheten

- ökar eftersom

- betongen kan ta en viss dragkraft
- sannolikheten för att betongen ska spricka just där armeringsjärnet är som svagast är liten.

en mindre spänningsvidd fås eftersom små betongkorn förhindrar att sprickorna går ihop helt, vilket leder till en högre minspänning i armeringen.

2.3 Armerad betong

Ett armerat betongtvärsnitt kan antingen vara under- eller överarmerat. Om tvärsnittet är underarmerat blir armeringen avgörande för utmattningshållfastheten vid ren böjning. Överarmerade tvärsnitt går till brott i den tryckta betongzonen, såvida inte skjuvbrott inträffat dessförinnan.

Som konstaterats innan, kan utmattningsförloppet i tryckt betong ta lång tid. En markant ökning av sprickvidd och deformation förvarnar om att brottet är nära förestående. Sprickmönstret har ofta en mer finfördelad karaktär vid utmattning jämfört med statisk belastning. Mikrosprickorna som finns i betongen i obelastat tillstånd, växer till efterhand som balken utsätts för belastningscykler. Detta medför att risken för att ett brott skall inträffa, vid en påkänningsnivå som ligger under den statistiska, ökar.

Om armeringen går till brott, sker detta utan att någon nämnvärd töjning har skett. Brottet blir sprött.

Skjuv- och förankringsbrott anses i de flesta undersökningar som de farligaste. Dessa brott är mycket mera plötsliga än böjbrottet. Försök som vid statisk belastning har gett ett böjbrott, ger ofta skjuv- eller förankringsbrott då en identisk provkropp utsätts för utmattningslast. Hawkins (1974) menar att förankringsbrottet endast beror på maxspänningen. Vidare anser han att när maxskjuvspänningen i en skjuvarmerad balk överskrider 60% av statisk skjuvhållfasthet, bör betongens bidrag till skjuvkapaciteten ej medräknas. All tvärkraft tas av byglarna. Om betongen ej medverkar, skall skjuvkapaciteten baseras på den spänningsvidd som råder i byglarna. Spänningsvidden begränsas då till hälften av vad som tillåts för obockade stänger.

Hawkins finner också att förankrings- och skjuvbrott inte är oberoende av varandra. En kombination av skjuv- och förankringsbrott men även böjsprickor medverkar till att ett brott uppkommer i skjuvzonen på en balk.

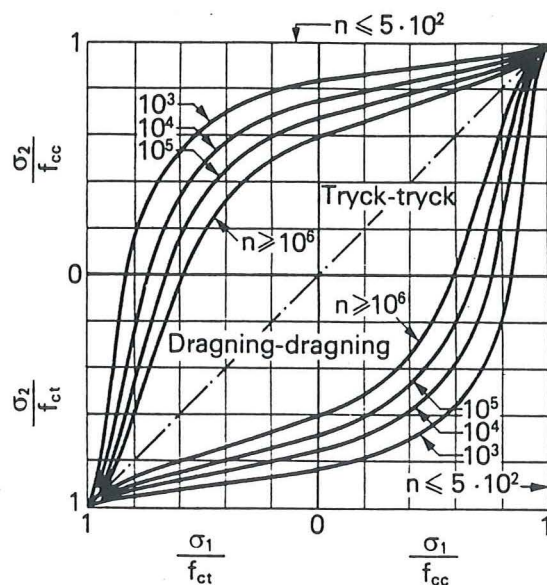


Fig. 2.4 Dimensioneringsdiagram enligt BBK79. Betonghandboken (1982).

3 TILLVERKNING AV BALKAR

3.1 Normal betong (NP-betong)

Balkarna i NP-serien utfördes i K45 betong. Tillverkningen skedde under tre dagar, den 10:e, 11:e och 12:e februari 1993 (två balkar per dag). Detta innebar tre betongblandningar som kunde ge en något varierande hållfasthet för de olika balkarna. Till varje balk gjöts 3 kuber (150 mm) för prov av tryckhållfasthet. I övrigt går här inte närmare in på detaljer om receptet, hållfasthet och dylikt.

3.2 Högpresterande betong (HP-betong)

3.2.1 Recept

I det ursprungliga receptet för den betongkvalitet som skulle användas (K120) förutsätts cementtypen Degerhamn Std. På Skanska Prefab i Uppåkra används cementtypen P 400. Detta faktum ledde till att försök med P 400 cement fick göras för att undersöka eventuella skillnader i framför allt konsistens. Ytterligare ett delmaterial avviker från ursprungsreceptet, nämligen flyttillsatsen. På fabriken används V35 istället för receptets V33. Skillnaden är att V35 innehåller 65% vatten medan V33 innehåller 67%. Detta medför att mängden tillsatt vatten reduceras. Receptet som användes till provbalkarna redovisas i *tab. 3.1*.

Betongtyp	120
vct	0.3
Kvartsit (från Hardeberga): 11-16 [kg/m ³]	1043
Grus (från Åstorp): 0-8 [kg/m ³]	735
Cement P 400 [kg/m ³]	510
Silikastoft (Micropoz) [kg/m ³]	51
Flytmedel (V35) torrsvikt [kg/m ³]	9.3
Vatten [kg/m ³]	153
Omformningstal [slag]	36
Sättnått [mm]	230
Tryckhållfasthet, 28 dygn [MPa]. Våtlagrad, 100 mm	134

Tab. 3.1 Modifierat betongrecept 120. Persson (1993).

En tänkbar skillnad i konsistens mellan betong med Degerhamn Std och betong med P 400 är att den senare blir något styvare eftersom den har en mindre partikelstorlek. För att få bättre konsistens med P 400 cement bör andelen sten öka och andelen grus minska för att på så sätt motverka effekten av de finare cementpartiklarna. Ett halvt dussin olika betongblandningar gjordes där sten- och grusinnehållet varierades. Provblandningsvolymen var 15 liter. Det kunde konstateras att ett oförändrat recept, men med P 400 cement, gav en mycket god gjutbarhet.

För att "förankra" receptet hos Skanska Prefab, gjordes en demonstrationsblandning enligt ursprungsreceptet (med P 400 cement) som T. Mårtensson, Skanska Prefab, fick bedöma ur gjutbarhetssynpunkt. Inga inövningar fanns.

Eftersom en liten mängd vatten spilldes i samband med blandningen, hamnade det slutliga vct på ungefär 0.295. Den tredje decimalen kan tyckas obefogad, men vid så låga vct som i det aktuella fallet, är den av stor betydelse.

Vid konsistens- och gjutbarhetsbedömning erhöles följande:

Omformningstal [slag]	25
Sättnått [mm]	210

3.22 Hållfasthet

För att få en uppfattning om hållfastheten och dess tillväxt, gjöts 8 stycken 100 mm kuber av blandningen. I samband med provtryckning av kuberna mättes den relativa fuktigheten i betongen, detta för att kunna konstatera när hållfasthetstillväxten i princip har avstannat. Detta sker vid ungefär 80 % relativ fuktighet.

Resultaten av provtryckningar och mätningar av RF redovisas i tab. 3.2

Prov nr.	Provdatum, tid	Ålder [dygn]	Kubhållfasthet [MPa]	RF [%]
1	930630, 09.30	0.81	44	ej mätt
2	930701, 11.00	1.88	81	ej mätt
3	930702, 14.00	3.0	95	88
4	930705, 13.30	6.0	108	83
5	930728, 12.00	28.9	138	83
6	930728, 12.00	28.9	134	-
7	930927, 09.30	90.0	160	76.5
8	930727, 09.30	90.0	150	77

Tab. 3.2 Resultat.

Som framgår av fig. 3.1 sker en stor del av hållfasthetstillväxten fram till sex dygns ålder, då den är uppe i 108 MPa. Mellan 28 och 90 dygn ökar hållfastheten med 19 MPa.

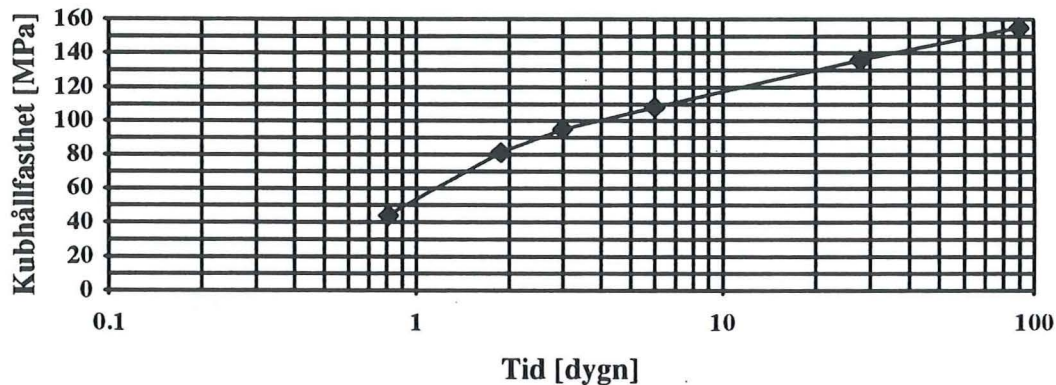


Fig. 3.1 Hållfasthetstillväxt för recept 120 med P 400 cement.

3.23 Tillverkning på Skanska Prefab

Tillverkningen skedde under två dagar, den 6:e och 7:e juli 1993. Tre balkar med tillhörande nio 100 mm kuber gjöts per dag. Dessutom tillverkades tre balkar, 100-150-840 mm, som skall användas till att fastställa brottenergin hos betongen. Detta görs med ett trepunkts böjprov. Resultaten av dessa försök redovisas ej i denna rapport. Förutom de arton kuber som tillhör balkarna, gjöts en kub första dagen och två den andra ämnade för vattenlagring. För att få en uppfattning om den tidiga hållfastheten, gjordes ett tryckprov på en kub som gjöts den andra dagen. Efter ett dygn var hållfastheten på en kub 44 MPa.

Tre separata betongblandningar gjordes och tömdes i en gemensam bask. Detta gjorde det omöjligt att säga i vilken balk en speciell blandning hamnade. Den betong som användes vid gjutning av kuber och böjprovsbalkar togs på ett så representativt sätt som möjligt.

Bör-värdena motsvarar receptet, medan är-värdena är de tillsatta mängderna.

Betongsammansättning 930706

Sats	1		2		3	
Material	Bör	Är	Bör	Är	Bör	Är
Kvartsit 11-16	864	866	853	854	853	852
Grus 0-8	624	623	616	616	616	615
Flyt V35	19.2	19.2	20.9	21.1	20.9	21.0
Vatten	82.2	83.6	80.9	81.4	79.9	80.2
Silikastoft	41.0	41.0	40.4	40.4	40.4	40.4
Cement P 400	410.0	412.8	403.9	407.2	403.9	405
vct	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29

Tab. 3.3 Delmaterialens vikt [kg] 930706.

Fuktprov tagna på grus- och stenmaterialen före gjutning gav följande resultat:

-Grus: 3.1%

-Sten: 0.6%

Fuktprov tagna i samband med blandning gav följande korrigerade värden:

-Grus: 3.7%

-Sten: 0.3%

Med de nya fuktvärdena erhöles följande **korrigerade vct** för de olika satserna:

-Sats 1: 0.293

-Sats 2: 0.294

-Sats 3: 0.292

Vct i de första tre balkarna blev 0.293

Betongsammansättning 930707

Sats	1		2		3	
	Bör	Är	Bör	Är	Bör	Är
Kvartsit 11-16	853	838	853	850	853	853
Grus 0-8	619	619	619	619	619	604
Flyt V35	20.9	20.8	20.9	21.0	20.9	20.9
Vatten	75.9	76.8	77.9	78.8	80.9	81.0
Silikastoft	40.4	40.4	40.4	40.4	40.4	40.4
Cement P 400	403.9	406.0	403.9	413.8	403.9	421.6
vct	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29

Tab. 3.3 Delmaterialens vikt [kg] 930707.

Fuktprov tagna på grus- och stenmaterialen före gjutning gav följande resultat:

-Grus: 3.7%

-Sten: 0.3%

Fuktprov tagna i samband med blandning gav följande korrekterade värden:

-Grus: 3.9%

-Sten: 0.7%

Med de nya fuktvärdena erhöles följande **korrekterade vct** för de olika satserna:

-Sats 1: 0.294

-Sats 2: 0.294

-Sats 3: 0.292

Vct i de avslutande tre balkarna blev 0.293

3.24 Lagringsförhållande

Tiden mellan gjutning och formrivning, 1 dygn, förvarades balkarna otäckta. Detta gjorde att plastiska krympsprickor uppkom på ovansidan av balkarna. Sprickorna var ca 30 mm djupa. För att undvika krympsprickor borde balkarna ha täckts med plastfolie eller vattnats direkt efter glättningen.

Efter formrivningen förpackades balkarna i tätslutande plastfolie, vilket motsvarar membranförstärkning. Kuber och böjprovsbalkar förpackades tillsammans med balkarna.

Den 9 juli fraktades balkarna till laboratoriehallen vid Väg- och Vattenbyggnad, LTH, där de förvarades fram till provning. Plastfolien avlägsnades i samband med att provning av balken skulle starta. Kuberna provtrycktes samtidigt som försöken med balken påbörjades.

4 DIMENSIONERING AV BALKAR

MÄTNINGAR

4.1 Allmänt

Provningar av två balkserier har utförts, den första benämnd NP (normal betong K45) och den andra HP (högpressterande betong K120).

De båda serierna omfattade sex balkar vardera. Två av balkarna i varje serie provades statiskt och övriga fyra utsattes för utmattningslast med olika maxamplituder på lasten. Maxamplituden utgör en viss andel av den statiska brottlasten.

Alla balkarna var tvåstödsbalkar med en spännvidd på 6 m.

Försökupställningen var identisk för de båda serierna med undantag för att fix- och rulllager bytte plats i samband med försöksstart av serie HP. Detta för att undvika att eventuella tvångskrafter skulle påverka resultaten, vilket dock inte är troligt.

Balkarna belastades med en punktlast 1.5 m från stöd. I denna punkt råder dimensioneringsmässigt balans mellan tvärkrafts- och momentkapacitet.

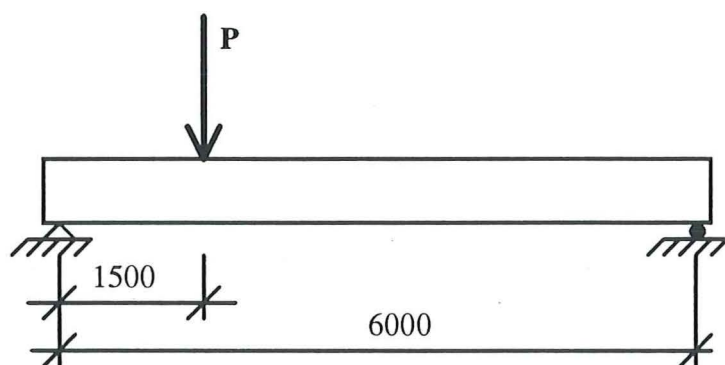


Fig. 4.1 Uppställning vid försök med NP-betong.

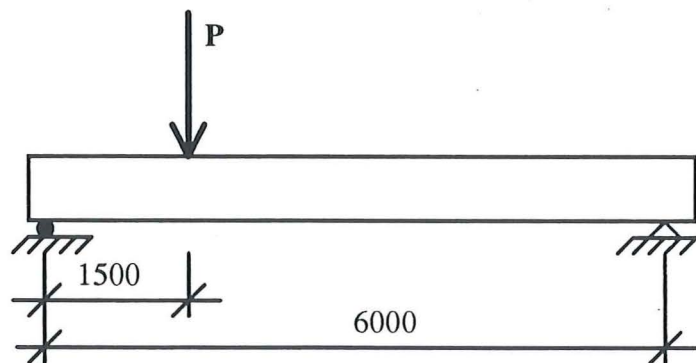


Fig. 4.2 Uppställning vid försök med HP-betong.

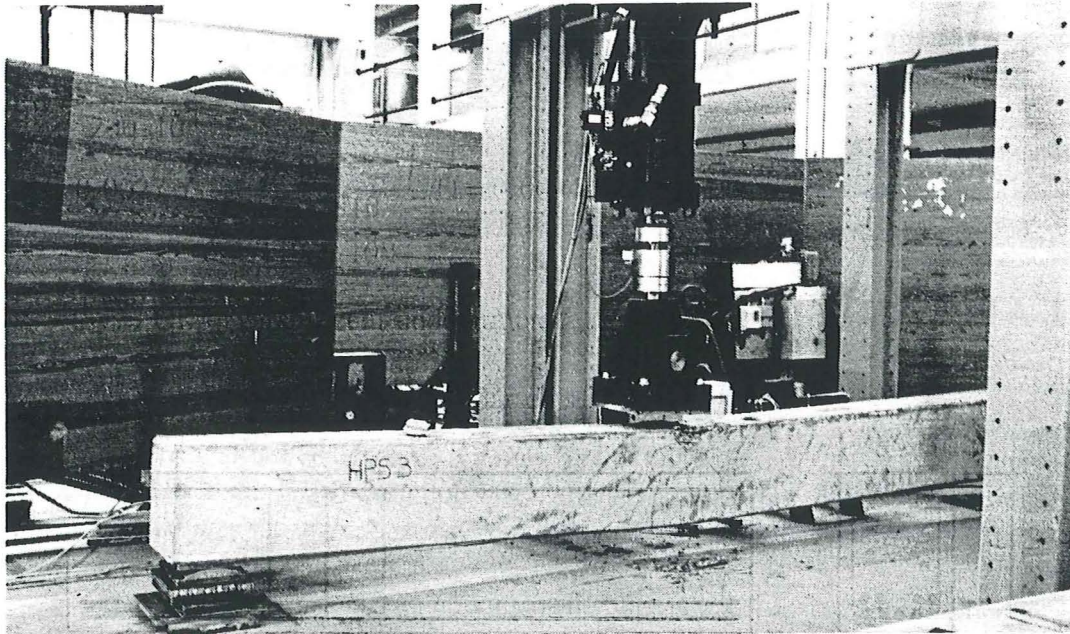


Foto 4.1 Försökuppställning.

4.2 Dimensionering

Dimensionering av balkarna har gjorts enligt BBK79. Istället för karakteristiska värden på hållfasthetsparametrarna, användes medelvärden framtagna av Degerman (1981). Dimensioneringen balanserades med avseende på moment- och skjuvkapacitet vid belastning av punktlast 1.5 m från stöd.

Den största lasten begränsades av största tillåtna kolvtryck i provriggen. Balkarnas dimensioner har valts, så framtida provning av t.ex. balkar med spännarmering kan göras med samma balkdimensioner som de nu utprovade.

Tvärkraft

Vid dimensioneringen för tvärkraft har ekvationer framtagna av Hedman & Losberg (1975) använts (BBK79 bygger på dessa ekvationer). Ekvationerna utgör medelvärdet av över 2000 försöksresultat. Danewid (1985) har sammanställt dessa ekvationer till följande:

$$V_u = \sqrt{f_{ccm}}(1 + 50\rho)\xi \cdot b \cdot d \frac{4.125}{a} \cdot 0.096 \cdot 1.129 + 1.05 \cdot \frac{0.85d}{s} \cdot A_{sv} \cdot f_{sv} \quad (4.1)$$

eller

$$V_u = K \cdot \xi \cdot kc1 \cdot kc2 \cdot 0.096 + 1.05 \cdot V_s \quad (4.2)$$

där

V_u = tvärkraftskapaciteten vid brott

$$K = \sqrt{0.85 \cdot f_{kub}}(1 + 50 \cdot \rho) \cdot b \cdot d$$

$\xi = 1.6 - d$ om ingen tvärkraftsarmering finns

$\xi = 1$ om tvärkraftsarmering finns

a = skjuvspannet

b = balkbredd

d = effektiv höjd

f_{ccm} = medelvärdet på cylindertryckhållfastheten

f_{kub} = medelvärdet på kubhållfastheten

ρ = armeringsarea/betongarea

$$k_{c1} = \frac{4.125 \cdot d}{a} \geq 1.375, \text{ annars } k_{c1} = 1$$

$k_{c2} = 1.129$ om tvärkraftsarmering finns, annars $k_{c2} = 1$

$$V_s = \frac{0.85 \cdot d}{s} \cdot A_{sv} \cdot f_{sv} \text{ gäller för vertikala byglar med centrumavståndet } s$$

A_{sv} = armeringsarea för byglar

f_{sv} = skjuvhållfasthet för byglar

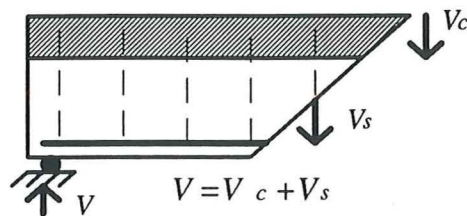


Fig. 4.3 Additionsprincipen för beräkning av tvärkraftskapacitet. I V_c ingår även dragarmeringens bidrag till tvärkraftskapaciteten.

Moment

Vid dimensionering för moment används jämviktsekvationer som gäller för enkelarmerade rektangulära sektioner.

Utseendet på tryckzonen för HP-betong skiljer sig från den som gäller för normal betong enligt fig. 4.4.

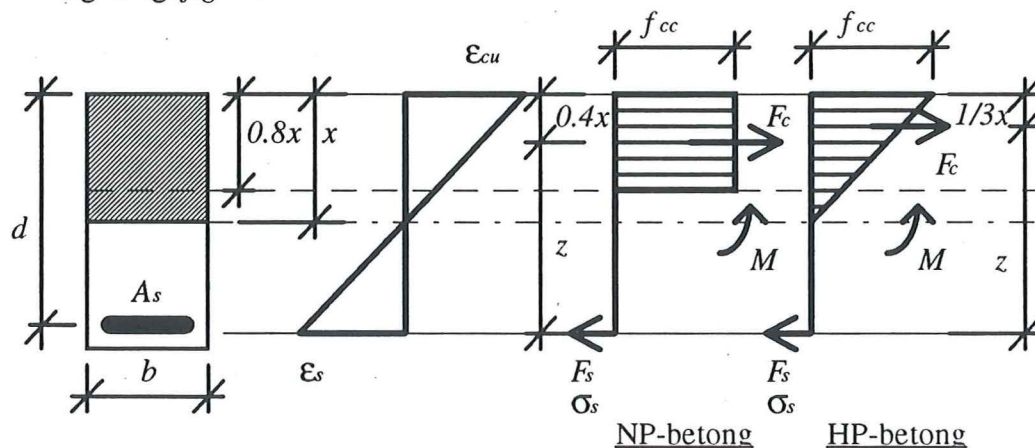


Fig. 4.4 Hur tryckzonen förenklas vid normal- respektive högpresterande betong. Gabriellson (1993).

För HP-betong gäller att tryckblocket approximeras med en triangel istället för en rektangel. Man reducerar dock ej tryckzonshöjden x med faktorn 0.8, utan räknar med hela tryckzonshöjden.

Från tvärkraftsdimensioneringen erhåller man efter några mindre beräkningar erforderlig momentkapacitet.

Jämviktsekvationerna blir sålunda för:

•NP-betong

Kraftjämvikt

$$F_s = \sigma_s \cdot A_s \quad (4.3)$$

$$F_c = b \cdot 0.8x \cdot f_{cc} \quad (4.4)$$

$F_s = F_c$ ger

$$x = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{b \cdot 0.8 \cdot f_{cc}} \quad (4.5)$$

Momentjämvikt runt F_c

$$M = F_s \cdot z = F_s \cdot (d - 0.4x) \quad (4.6)$$

Med x insatt fås

$$M = \sigma_s \cdot A_s \cdot \left(d - 0.4 \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{b \cdot 0.8 \cdot f_{cc}} \right) \quad (4.7)$$

Ur ekv. 4.7 får man erforderlig armeringsarea A_s . Denna armeringsarea kan i sin tur ge en större tvärkraftskapacitet, varför iteration kan bli aktuell för att få balans mellan tvärkrafts- och momentkapacitet.

•HP-betong

Kraftjämvikt

F_s enligt ekv. 4.3.

$$F_c = b \cdot x \cdot \frac{f_{cc}}{2} \quad (4.8)$$

$F_s = F_c$ ger

$$x = 2 \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{b \cdot f_{cc}} \quad (4.9)$$

Momentjämvikten med x insatt blir

$$M = \sigma_s \cdot A_s \cdot \left(d - 2 \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{3 \cdot b \cdot f_{cc}} \right) \quad (4.10)$$

Ur ekv. 4.10 får man erforderlig armeringsarea A_s . Iteration sker på samma sätt som för NP-betong.

Kontroll av töjningar

Balkarna skall vara underarmerade.

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_{st}}{E_s} \quad (4.11)$$

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \cdot \left(\frac{d}{x} - 1 \right) \quad (4.12)$$

där

ϵ_{sy} är gränstöjning för armeringen.

ϵ_s är aktuell töjning i armering.

ϵ_{cu} är gränstökning för betongen.

För att tvärsnittet skall kunna räknas som underarmerat krävs att följande uppfylls:

$$\epsilon_s > \epsilon_{sy} \quad (4.13)$$

Dessutom används följande ekvationer vid dimensionering

Medelvärde av hållfastheten i färdig konstruktion (Degerman 1981):

$$\overline{f_{c, konstr}} = 1.18 \cdot \overline{f_{cc}}^{0.913} \quad (4.14)$$

Ekvation för omvandling av kubhållfasthet, från 100 mm kuber till 150 mm kuber (Berglund 1992):

$$f_{kub, 100, våt} = 0.86 \cdot f_{150} + 9.93 \quad (4.15)$$

4.21 Balkar av normal betong (NP- serien)

Dimensioneringen baseras på följande parametrar:

Balkbredd	$b = 0.30 \text{ m}$
Balkhöjd	$h = 0.40 \text{ m}$
Täckskikt	0.035 m
Spännvidd mellan de två stöden	$l = 6.0 \text{ m}$
Skjuvspann (avståndet last-upplag)	$a = 1.5 \text{ m} (> 3d)$
Avstånd mellan byglar	$s = 0.250 \text{ m}$
Betongens tryckhållfasthet (K45)	$f_{kub} = 55.6 \text{ MPa}$
Betongens tryckhåll. i färdig konstruktion	$f_{c, konstr} = 46.2 \text{ MPa}$
Armeringens draghållfasthet (Ks600)	$f_{st} = 685 \text{ MPa}$
Area för ett järn $\phi 16$	$A_s = 201 \text{ mm}^2$
Armeringens skjuvhållfasthet (Ps500)	$f_{sv} = 585 \text{ MPa (antaget)}$
Area för en bygel $\phi 5$	$A_{sv} = 19.6 \text{ mm}^2$
Armeringens E-modul	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Betongens gränstökning	$\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$

Tvärkraft

Antag att 5 ϕ 16 erfordras.
Effektiva höjden $d=352$ mm

$$V_u = \sqrt{0.85 \cdot 55.6} \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{5 \cdot 201}{300 \cdot 352}\right) \cdot 0.3 \cdot 0.352 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.129 \cdot 0.096$$

$$+ 1.05 \cdot \frac{0.85 \cdot 0.352}{0.25} \cdot 2 \cdot 19.6 \cdot 10^{-6} \cdot 585 = 0.1161 + 0.0288 = 0.145 \text{ MN}$$

Moment

$V=145$ kN

Erforderlig punktlast P 1.5m från stöd för att uppnå V :
 $4.5P - 145 \cdot 6 = 0 \Rightarrow P = 193.3$ kN

Momentet blir

$$M = \frac{193.3 \cdot 1.5 \cdot 4.5}{6} = 217.5 \text{ kNm}$$

$$217.5 \cdot 10^3 = 685 \cdot A_s \cdot \left(0.352 - 0.4 \cdot \frac{685 \cdot A_s}{0.3 \cdot 0.8 \cdot 46.2 \cdot 10^6}\right)$$

$A_s=968$ mm² vilket motsvarar antagna 5 ϕ 16 med $A_s=1005$ mm².

Töjningar

$$\epsilon_{sy} = \frac{685}{200 \cdot 10^3} = 0.00343$$

$$\epsilon_s = 0.0035 \cdot \left(\frac{0.352}{\frac{685 \cdot 1005}{0.3 \cdot 0.8 \cdot 46.2 \cdot 10^6}} - 1\right) = 0.01634$$

$\epsilon_s > \epsilon_{sy} \Rightarrow$ OK! Tvärsnittet är underarmerat .

Balken armeras med 5 ϕ 16 i underkant samt byglar ϕ 5 s 250

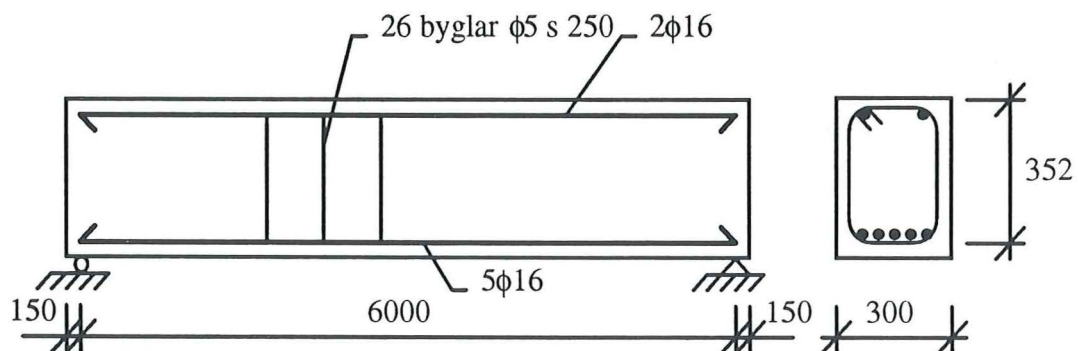


Fig. 4.5 Armering av balk i NP-serien

4.22 Balkar av högpresterande betong (HP-serien)

Balkbredd	$b = 0.30 \text{ m}$
Balkhöjd	$h = 0.40 \text{ m}$
Täckskikt	0.035 m
Minsta avstånd mellan armeringslager	$c = 0.040 \text{ m}$
Spännvidd mellan de två stöden	$l = 6.0 \text{ m}$
Skjuvspann (avståndet last-upplag)	$a = 1.5 \text{ m} (> 3d)$
Avstånd mellan byglar	$s = 0.250 \text{ m}$
Betongens tryckhållfasthet (K120)	$f_{kub} = 144.3 \text{ MPa}$
Betongens tryckhållf. i färdig konstruktion	$f_{c, konstr} = 110.5 \text{ MPa}$
Armeringens draghållfasthet (Ks600)	$f_{st} = 685 \text{ MPa}$
Area för ett järn $\phi 16$	$A_s = 201 \text{ mm}^2$
Armeringens skjuvhållfasthet (Ps500)	$f_{sv} = 585 \text{ MPa}$ (antaget)
Area för en bygel $\phi 6$	$A_{sv} = 28 \text{ mm}^2$
Armeringens E-modul	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Betongens gränstuckning	$\epsilon_{cu} = 2.7\text{‰}$

Värdet på ϵ_{cu} är hämtat ur Persson (1993). Trots att bygeldiametern är 6 mm räknas här med att avståndet mellan uk balk och centrum av undre armeringslagret är 0.048m, dvs samma som för NP-betong.

Tvärkraft

Antag att $9\phi 16$ erfordras.

Effektiva höjden blir:

$$352 \cdot 5 + (352 - 40) \cdot 4 = 9d \Rightarrow d = 334 \text{ mm}$$

$$V_u = \sqrt{0.85 \cdot 144.3} \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{9 \cdot 201}{300 \cdot 334}\right) \cdot 0.3 \cdot 0.334 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.129 \cdot 0.096$$

$$+ 1.05 \cdot \frac{0.85 \cdot 0.334}{0.25} \cdot 2 \cdot 28 \cdot 10^{-6} \cdot 585 = 0.2288 + 0.0391 = 0.268 \text{ MN}$$

Moment

$$V = 268 \text{ kN}$$

Erforderlig punktlast P 1.5m från stöd för att uppnå V :

$$4.5P - 268 \cdot 6 = 0 \Rightarrow P = 357.3 \text{ kN}$$

Momentet blir

$$M = \frac{357.3 \cdot 1.5 \cdot 4.5}{6} = 402 \text{ kNm}$$

$$402 \cdot 10^3 = 685 \cdot A_s \cdot \left(0.334 - 2 \cdot \frac{685 \cdot A_s}{3 \cdot 0.3 \cdot 110.5 \cdot 10^6}\right)$$

$A_s = 1907 \text{ mm}^2$ vilket är mer än antagna $9\phi 16$ med $A_s = 1810 \text{ mm}^2$. En bedömning görs här att BBK79 överskattar tvärkraftskapaciteten när HP-betong används. Därför accepteras en lägre armeringsarea.

Balken armeras med (5+4) $\phi 16$ i underkant samt byglar $\phi 6$ s 250

Töjningar

$$\varepsilon_{sy} = \frac{685}{200 \cdot 10^3} = 0.00343$$

$$\varepsilon_s = 0.0027 \cdot \left(\frac{0.334}{2 \cdot 685 \cdot 1810} - 1 \right) = 0.0094$$

$$\frac{0.3 \cdot 110.5 \cdot 10^6}{0.3 \cdot 110.5 \cdot 10^6}$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_{sy} \Rightarrow$ OK! Tvärsnittet är underarmerat.

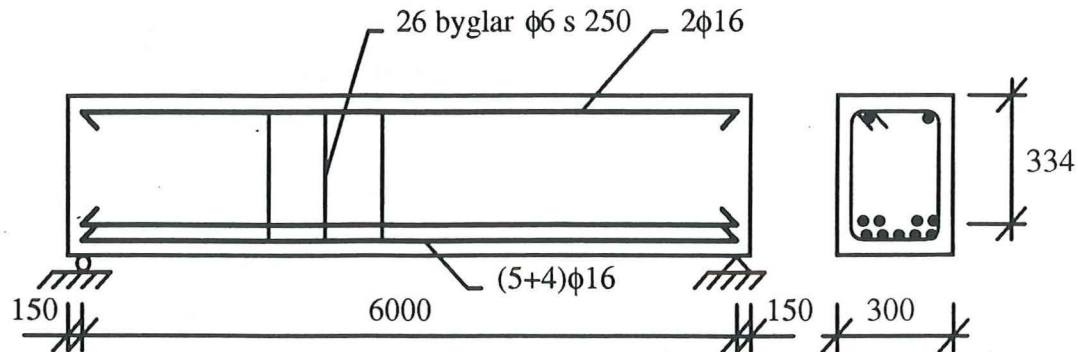


Fig. 4.6 Armering av balk i HP-serien

Alternativ beräkning av erforderlig armeringsarea med rektangulärt tryckblock.

Tvärkraft

$$V_u = \sqrt{0.85 \cdot 144.3} \cdot \left(1 + 50 \cdot \frac{9 \cdot 201}{300 \cdot 334} \right) \cdot 0.3 \cdot 0.334 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1.129 \cdot 0.096$$

$$+ 1.05 \cdot \frac{0.85 \cdot 0.334}{0.25} \cdot 2 \cdot 28 \cdot 10^{-6} \cdot 585 = 0.2288 + 0.0391 = 0.268 \text{ MN}$$

Moment

$$V = 268 \text{ kN}$$

Erforderlig punktlast P 1.5m från stöd för att uppnå V :

$$4.5P - 268 \cdot 6 = 0 \Rightarrow P = 357.3 \text{ kN}$$

Momentet blir

$$M = \frac{193.3 \cdot 1.5 \cdot 4.5}{6} = 402 \text{ kNm}$$

$$402 \cdot 10^3 = 685 \cdot A_s \cdot \left(0.334 - 0.4 \cdot \frac{685 \cdot A_s}{0.3 \cdot 0.8 \cdot 110.5 \cdot 10^6} \right)$$

$A_s = 1865 \text{ mm}^2$, vilket ligger mellan 1907 mm^2 och antagna $9\phi 16$ ($A_s = 1810 \text{ mm}^2$).

Skillnaden mellan att räkna med ett rektangulärt och ett triangulärt tryckblock blir marginell i det aktuella fallet. Även här blir tvärsnittet underarmerat.

4.3 Mätningar

4.31 Mätpunkter

Mätningar av följande storheter gjordes i samband med provning av balkarna.

Mätningen avser:	Mäts med:
Betongstukning ovkant balk	Trådtöjningsgivare (120 Ω)
Betongstukning 25 mm under ovkant balk	Trådtöjningsgivare (120 Ω)
Betongstukning 35 mm under ovkant balk	Trådtöjningsgivare (120 Ω)
Stödreaktion	50 tons lastcell
Påförd last	Kolven
Nedböjning	Laser
Kolvrörelse	Kolven

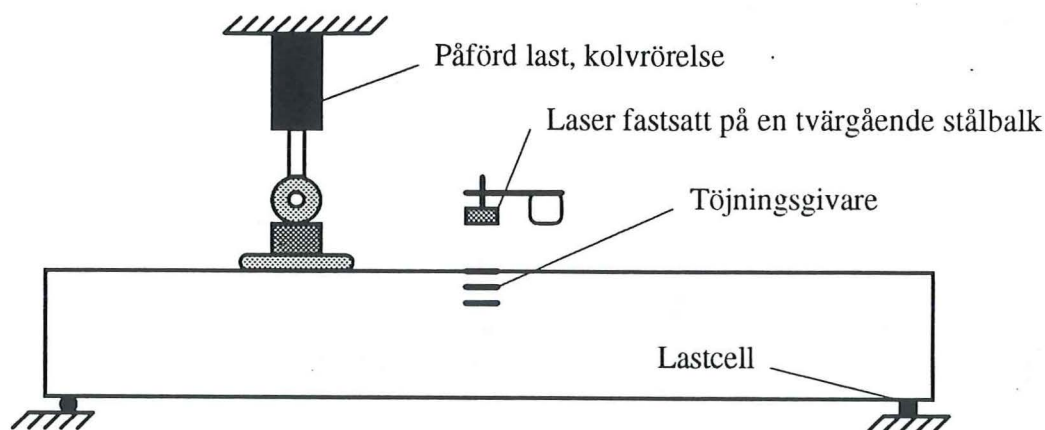


Fig. 4.7 Mätpunkter

Mätning av betongstukningar (töjningsgivare) och nedböjning gjordes i fältmitt. Påförd last och kolvrörelse mättes i en punkt belägen 1,5 m från stöd. Lastcellen var under försöken med NP-betong placerad under den balkände som var närmast lasten. För att undvika inverkan av eventuella tvångskrafter, togs beslutet att lastcellen och rullagret skulle byta plats.

Betongstukningarna mättes bara på de balkar som hade full spännvidd, dvs inga mätningar gjordes på balkar med reducerad spännvidd. Detta gäller även för registrering av nedböjning. Tre givare användes, en på ovansidan av balken, en 20 mm och en 35 mm under ovansidan av balken.

Under försöken med den första balken misslyckades mätningarna av betongstukningarna och nedböjning. Lasergivaren krävde en matt och reflexfri yta för att den skulle ge korrekta värden.

Under försöken visade det sig att den i lastkolven uppmätta kraften stämde bra överens med den uppmätta stödreaktionen i lastcellen. Kommande redovisningar grundar sig på de i lastkolven registrerade värdena.

4.32 Mätutrustning

Den hydrauliska kolven, av fabrikat Vickers och med en maximal belastning på 500 kN; belastade balkarna mellan bestämda min- och maxvärden vid utmattningsförsöken. Frekvenserna varierade mellan 0.75 Hz och 1.20 Hz, detta för att begränsa felet mellan avsedd och uppnådd belastning och för att minimera risken för egensvängningar i hydraulsystemet. Som belastningsform valdes en sinusformad last. Någon gradvis ökning av amplituden gjordes inte, utan valda max- och min-amplituder uppnåddes direkt. I kolven mättes dels påförd last, dels kolvens rörelse.

Stödreaktionen mättes med hjälp av en lastcell av märket Bofors med kapaciteten 500 kN.

Nedböjningen mättes med en laser av märket AMS90. Denna sattes fast på en stålbalk ovanför betongbalken. För att inte misslyckas med mätningarna krävdes en yta som var matt och fri från reflexer. Detta uppnåddes bäst genom att ett sandpapper limmades på balken.

Betongstukningarna mättes med trådtöjningsgivare, 120 mm långa och med ett motstånd på $120 \pm 0.3 \Omega$, som limmades fast på betongen med epoxilim. Först tillsågs dock att ytan var någorlunda jämn. För att skydda givarna från slag och dylikt, täcktes de med silikon.

Mätdata samlades in med givna intervall, i det här fallet till övervägande del var 100:e lastväxling. Då registrerades max- och minvärdet från de olika givarna. Värdena lagrades efterhand på mät datorns hårddisk. Mätprogrammet togs fram av elektronikverkstaden V-LTH.

Styrprogrammet (X 8700 version 1.25) till lastkolven är gjort av Test Systems and Simulation Inc. Alla mätdata hämtades in i Excel där de sedan behandlades.



Fig. 4.8 Styrenheten till vänster och mät datorn till höger

5 BESKRIVNING AV FÖRSÖKSSERIE NP

Serien omfattar totalt sex balkar, varav en gick åt till intrimning av provupställningen och den gav därmed inga användbara resultat. Två balkar provades statiskt (båda balkändar användes) och tre utsattes för utmattningslast (två balkar i båda ändar och en bara i ena änden). Balkarna kan provas i båda ändar eftersom belastningen i den balkände som är längst från kraften blir mycket liten och därmed inte påverkar livslängden.

Följande beteckningar används:

- NPS1A: NormalPresterande, Statiskt försök, balk 1, full spännvidd A.
- NPS1B: som ovan men med reducerad spännvidd B.
- NPD3A: där D står för dynamiskt försök

5.1 Statiska försök

Av tekniska skäl återges inte några kraft-deformationskurvor. Max nedböjning och brottlast ges däremot. NPS1B och NPS2B hade en reducerad spännvidd vilket medför en mindre nedböjning och en större brottlast.

5.11 Balk NPS1A

Statiskt prov.
Brottlast: 182 kN.
Max nedböjning: 30 mm.
Tvärkraft: 136 kN.
Moment: 205 kNm.
Brotttyp: Skjuvbrott.
Fyra byglar av.

5.12 Balk NPS1B

Statiskt prov.
Brottlast: 236 kN.
Max nedböjning: Böjarmeringen flyter vilket ger stora deformationer.
Reducerad spännvidd: 4.40 m.
Tvärkraft: 155 kN.
Moment: 233 kNm.
Brotttyp: Böj- och skjuvbrott.
Fyra byglar av. Böjarmeringen uppnådde flytgränsen. Här fanns en markant skjuvspricka, men böjbrottet tog över.

5.13 Balk NPS2A

Statiskt prov.
Brottlast: 199 kN.
Max nedböjning: Inga mätresultat.
Tvärkraft: 149 kN.
Moment: 224 kNm.
Brotttyp: Böjbrott.
Inga byglar av.

5.14 Balk NPS2B

Statiskt prov.
Brottlast: 237 kN.
Max nedböjning: 22 mm.
Reducerad spännvidd: 3.80 m.
Tvärkraft: 143 kN.
Moment: 215 kNm.
Brotttyp: Skjuvbrott.
Fyra byglar av.

5.2 Utmattningsförsök

Som minsta belastning under de dynamiska försöken eftersträvades 10 kN. Den verkliga undre lastgränsen blev dock mellan 12 och 15 kN. Vid försök med en reducerad spännvidd belastades balkarna så att man fick samma tvärkraft som för balkarna med full spännvidd, dvs man räknade om brottmlasten som gällde för fullängdsbalkar till en brottlast som gällde för en balk med reducerad spännvidd. Skjuvspannet hölls konstant på 1.5 m. Om inget annat sägs i texten, så var belastningsfrekvensen 1.0 Hz. Vid försök som gick över natten, sattes frekvensen ner till omkring 0.80 Hz.

Vid granskning av byglarna efter brott, kunde det konstateras att alla brott var sega (tydlig "midja" syntes i brottzonen), dvs utmattningsbrott i byglar har inte förekommit. Bygelbrottet inträffade i skjuvsprickan och inte vid bockningen som ju är svagare.

I *fig. 5.1* redovisas belastningen i förhållande till antalet lastväxlingar för samtliga utmattningsförsök.

5.21 Balk NPD1A

Utmattningsprov.
Största belastning: 80 % av statisk brottlast.
Maxbelastning: 152 kN.
Max tvärkraft: 114 kN.
Max moment: 171 kNm.
Lastväxlingar till brott: 2600.
Brotttyp: Skjuvbrott.

Den höga lastnivån gjorde att försöket närmade sig ett statiskt försök. Sex byglar var av. Foto 5.1 visar balk NPD1A efter brott.

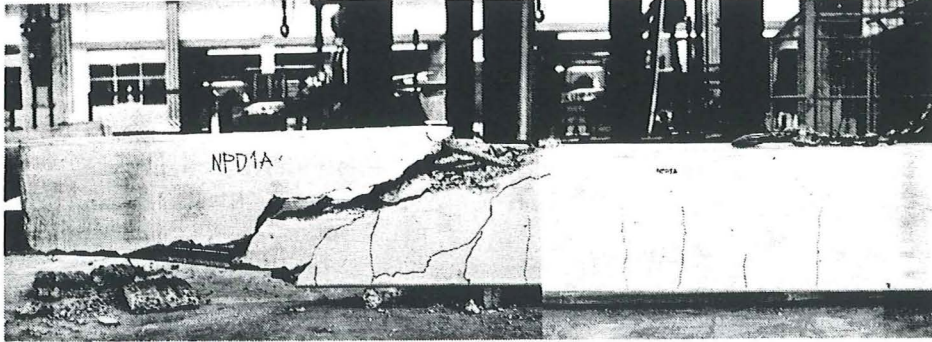


Foto 5.1 Balk NPD1A efter brott.

5.22 Balk NPD1B

Utmattningsprov.

Största belastning: 70 % av statisk brottlaster.

Reducerad spännvidd: 4.3 m.

Max belastning: 154 kN.

Max tvärkraft: 100 kN.

Max moment: 150 kNm.

Lastväxlingar till brott: 68470.

Brotttyp: Skjuvbrott.

Sprickor ritades kontinuerligt in under de 10000 första lastväxlingarna. Vid 23200 lastväxlingar uppkom nya sprickor och vid 24500 ökade sprickorna kraftigt. Bygelbrott inträffade efter 68000 lastväxlingar och slutligt brott efter 68470. Brottet var plötsligt. Tre byglar och två dragjärn var av. Foto 5.2 visar balk NPD1B efter brott.

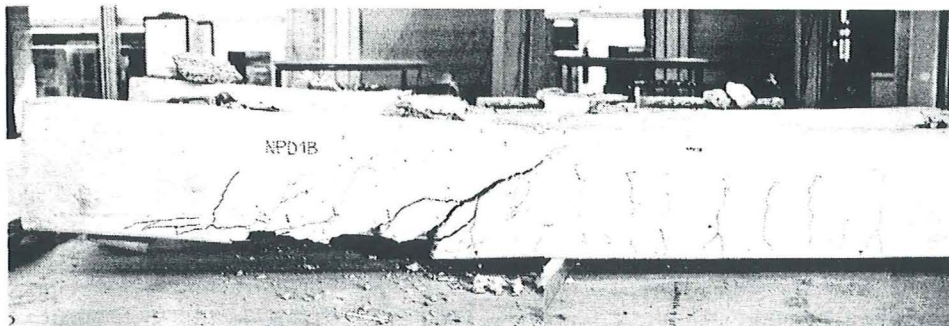


Foto 5.2 Balk NPD1B efter brott.

5.23 Balk NPD2A

Utmattningsprov.

Största belastning: 60 % av statisk brottlast.

Max belastning: 114 kN.

Max tvärkraft: 86 kN.

Max moment: 128 kNm.

Lastväxlingar till brott: 189230.

Brotttyp: Böjbrott.

Upp till 14000 lastväxlingar inritades sprickor kontinuerligt. Därefter var spricktillväxten endast måttlig. Vid 170000 uppkom en kraftig böjspricka under lasten. Minst ett av armeringsjärnen hade gått av. Efter 189200 skedde ett slutligt böjbrott som var segt. Fyra dragjärn var av. Foto 5.3 visar balk NPD2A efter brott.

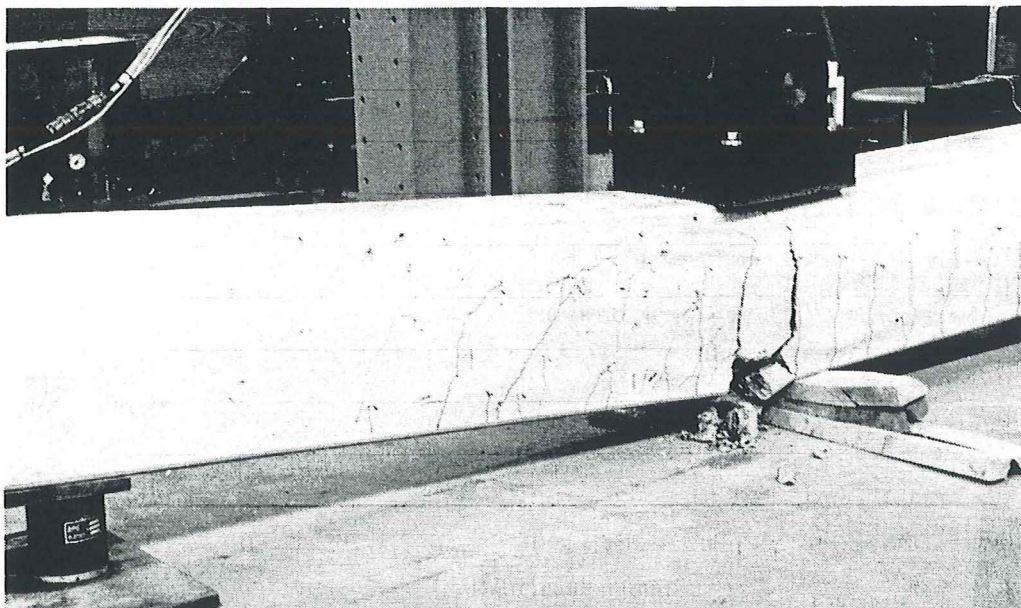


Foto 5.3 Balk NPD2A efter brott.

5.24 Balk NPD2B

Utmattningsprov.

Största belastning: 75 % av brottlast.

Reducerad spännvidd: 4.25 m.

Max belastning: 166 kN.

Max tvärkraft: 107 kN.

Max moment: 161 kNm.

Lastväxlingar till brott: 20970.

Brotttyp: Skjuvbrott.

Efter 18000 lastväxlingar fortsatte den uppkomna skjuvsprickan längs dragarmeringen in mot stödet. Ett bygelbrott observerades efter 19700 lastväxlingar och ytterligare ett efter 20700. Vid 20970 lastväxlingar inträffade skjuvbrottet plötsligt. Fyra byglar var av. Foto 5.4 visar balk NPD2B efter brott.

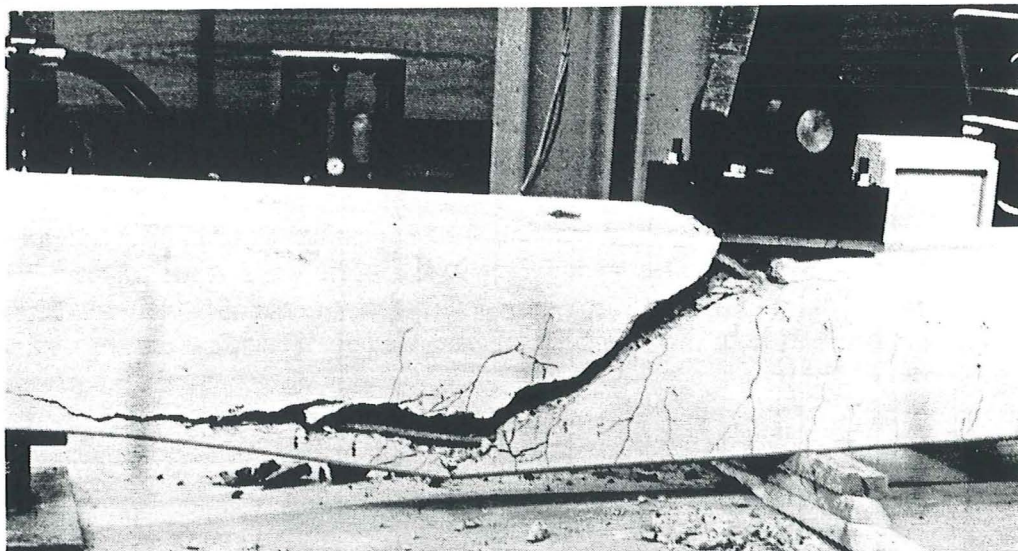


Foto 5.4 Balk NPD2B efter brott.

5.25 Balk NPD3A

Utmattningsprov.

Största belastning: 65 % av statisk brottlaster.

Maxbelastning: 124 kN.

Max tvärkraft: 93 kN.

Max moment: 140 kNm.

Lastväxlingar till brott: 89130.

Brotttyp: Skjuvbrott.

Inritning av sprickor skedde kontinuerligt upp till 14000 lastväxlingar. Efter 83600 lastväxlingar skedde en kraftig ökning av sprickvidden, troligen hade ett bygelbrott inträffat. Vid 89130 lastväxlingar gick balken till brott. Ett misslyckat försök gjordes att mäta sprickvidden. Fem byglar var av. Foto 5.5 visar balk NPD3A efter brott.

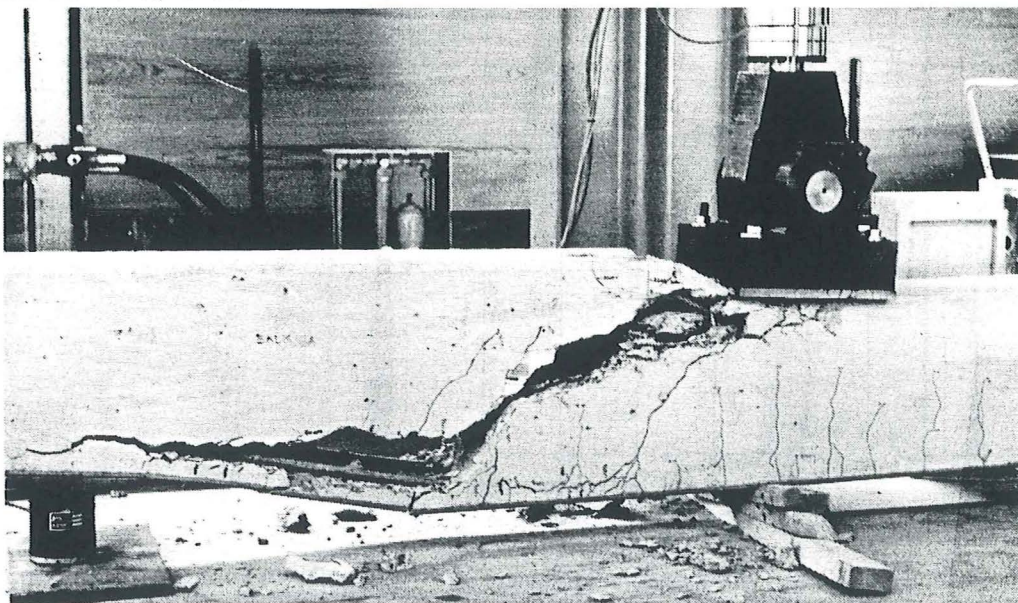


Foto 5.5 Balk NPD3A efter brott.

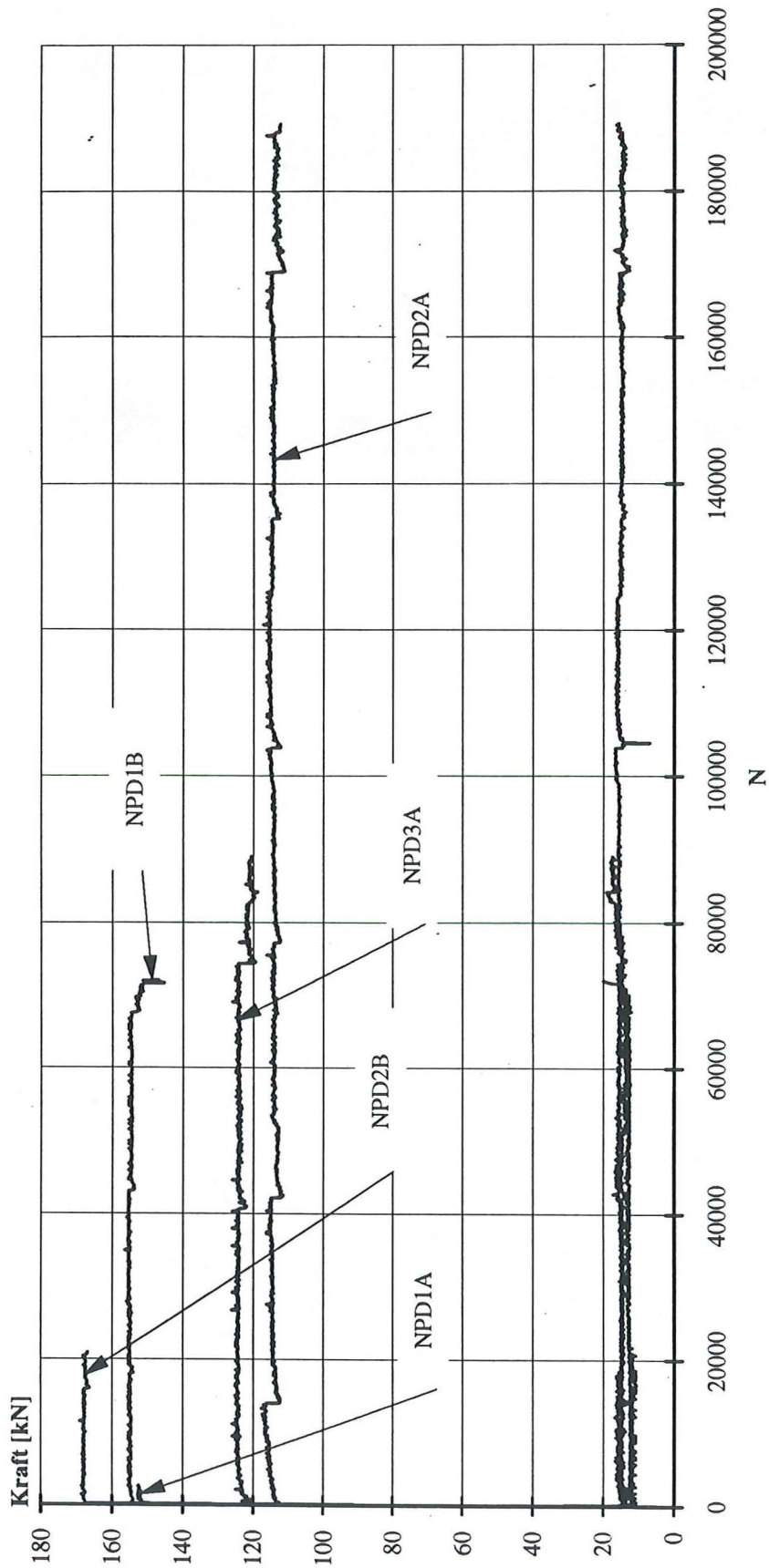


Fig. 5.1 De olika belastningsnivåerna på NP-balkarna. Observera att belastningen absolut sett blir större på balkarna med index B. Detta för att uppnå samma tvärkraft som för balkarna med index A.

6 BESKRIVNING AV FÖRSÖKSSERIE HP

Totalt sex balkar provades. För att få ut mesta möjliga resultat ur balkarna provades de i båda ändarna, dock med en reducerad spännvidd vid andra provningen. Vid de statiska försöken provades totalt tre balkar, två med full spännvidd som användes som utgångspunkt vid bestämning av de olika utmattningslasterna, och en med reducerad spännvidd där ett försök gjordes att uppnå balans mellan tvärkrafts- och momentkapacitet. Totalt nio dynamiska försök utfördes, fyra med full spännvidd på balkarna och fem med reducerad spännvidd.

Vid de statiska försöken med balkarna HPS1A och HPS2A kan tvärkraftskapaciteten ha blivit något reducerad till följd av att de ingjutna lyftkrokarna i balkarna reducerade tryckzonen. De ingjutna lyftkrokarna medför att ett hål med radien 40 mm och djupet 40 mm tas i betongbalkens översida. Lyftkrokarna sitter 1.10 m från upplaget. Vid utmattningsproven inverkade lyftkrokarna ej på resultaten.

Följande beteckningar användes:

- HPD1A**: HögPresterande betong, Dynamiska försök, balk 1, full spännvidd A.
- HPD1B**: som ovan men med reducerad spännvidd B.
- HPS1A**: som ovan men Statiskt försök.

6.1 Statiska försök

6.11 Balk HPS1A

Statiskt prov.
Brottlast: 268 kN.
Tvärkraft: 201 kN.
Moment: 302 kNm.
Brotttyp: Skjuvbrott.
Tre byglar var av.

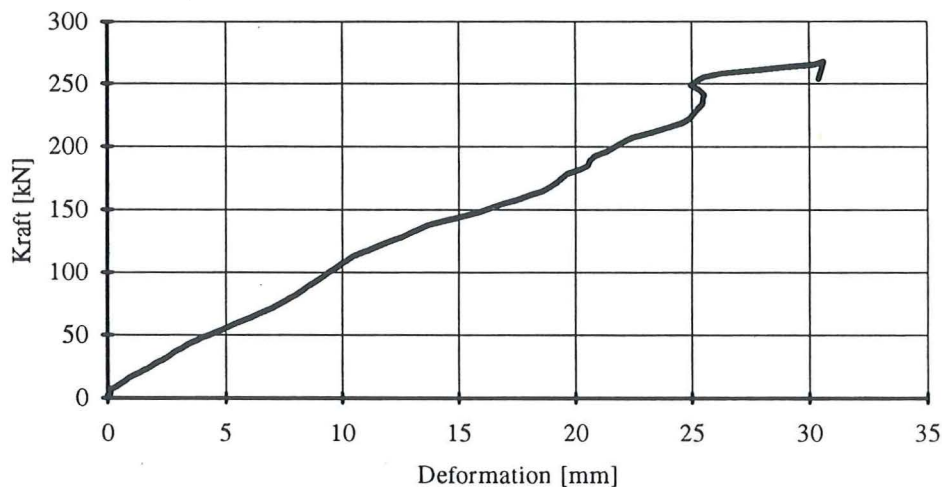


Fig. 6.1 Statisk belastning av balk HPS1A. Skjuvbrott.

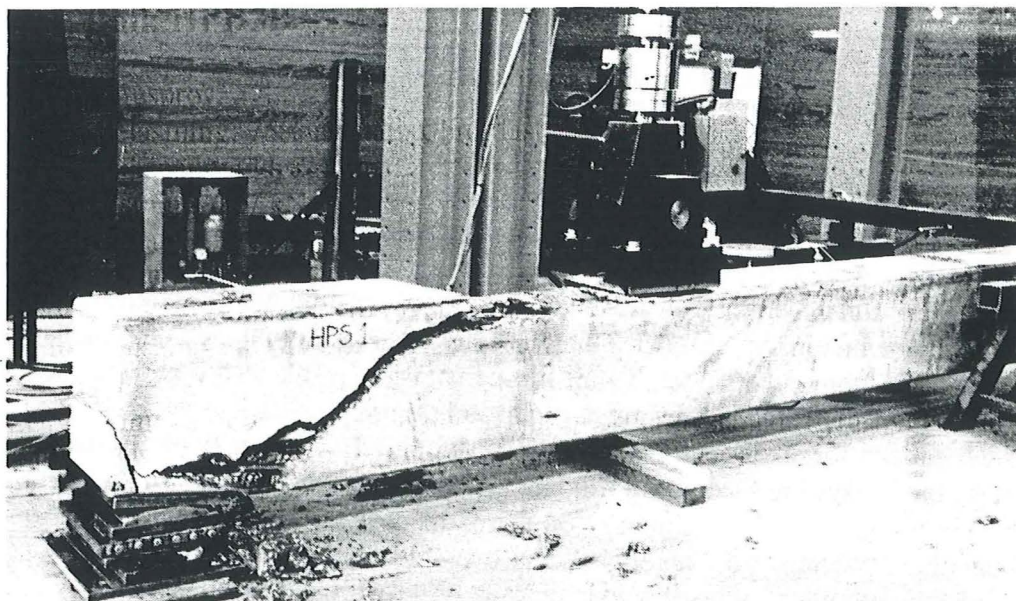


Foto 6.1 Balk HPS1A efter statistiskt skjuvbrott.

6.12 Balk HPS2A

Statiskt prov.

Brottlast: 264 kN.

Tvärkraft: 198 kN.

Moment: 297 kNm.

Brottyp: Skjuvbrott.

Tre byglar var av.

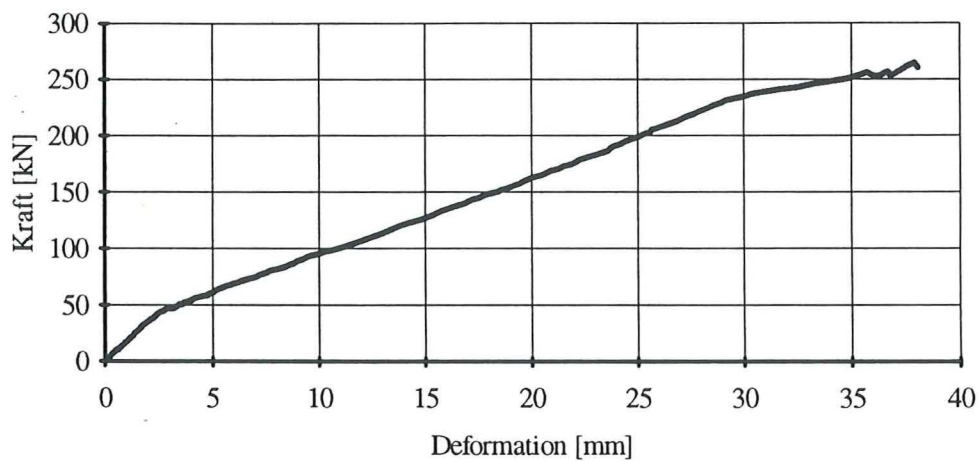


Fig. 6.2 Statisk belastning av balk HPS2A. Skjuvbrott.

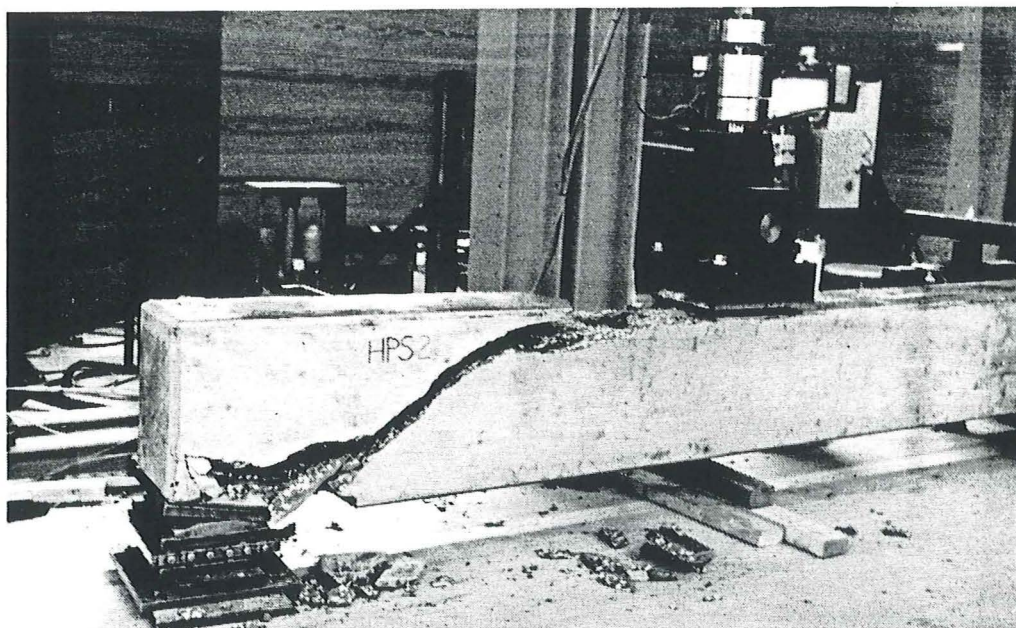


Foto 6.2 Balk HPS2A efter statistiskt skjuvbrott.

6.13 Balk HPS3B

Statiskt prov.

Brottlast: 383 kN.

Reducerad spännvidd: 4.30 m.

Skjuvspann: 1.92 m.

Tvärkraft: 212 kN.

Moment: 407 kNm.

Brotttyp: Böjbrott.

Två tydliga skjuvsprickor observerades. Hela förloppet videofilmades. Med utgångspunkt från erhållna brottlaster från balkarna HPS1A och HPS2A, gjordes ett försök att hitta den punkt där tvärkrafts- och momentkapaciteten var i balans. Detta gjordes på följande sätt:

Största möjliga spännvidd var 4.3 m. Skjuvspannet skulle inte vara mindre än 1.5 m. Beräkningsmodellen blev då enligt fig. 6.3.

Vid beräkningarna användes de under försöken framtagna hållfasthetsvärdena på armering och på betong.

$$f_{cc, konstr} = 1.18 \cdot 122.2^{0.913} = 95 \text{ MPa.}$$

$$f_{st} = 669 \text{ MPa.}$$

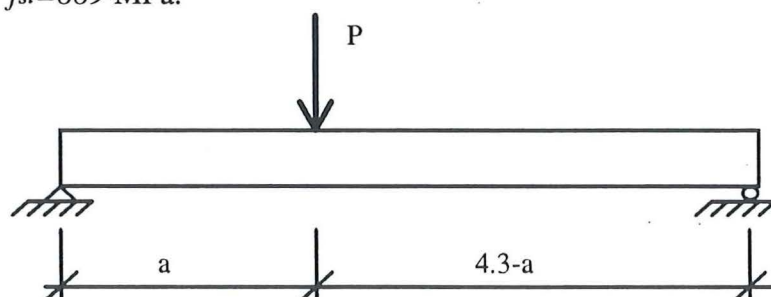


Fig. 6.3 Beräkningsmodell.

Balkens momentkapacitet:

$$M_R = 669 \cdot 1810 \cdot (0.340 - 2 \cdot \frac{669 \cdot 1810}{3 \cdot 0.303 \cdot 95 \cdot 10^6}) = 378 \text{ kNm}$$

Balkens tvärkraftskapacitet togs från de föregående statistiska försöken:

$$V_R = 200 \text{ kN}$$

Momentet under punktlast kan tecknas:

$$\frac{P \cdot a \cdot (4.3 - a)}{4.3} = 377 \text{ kNm}$$

Tvärkraften i samma punkt blir:

$$\frac{4.3 - a}{4.3} \cdot P = 200 \text{ kN}$$

För att uppfylla dessa ekvationer krävs att $a = 1.88 \text{ m}$.

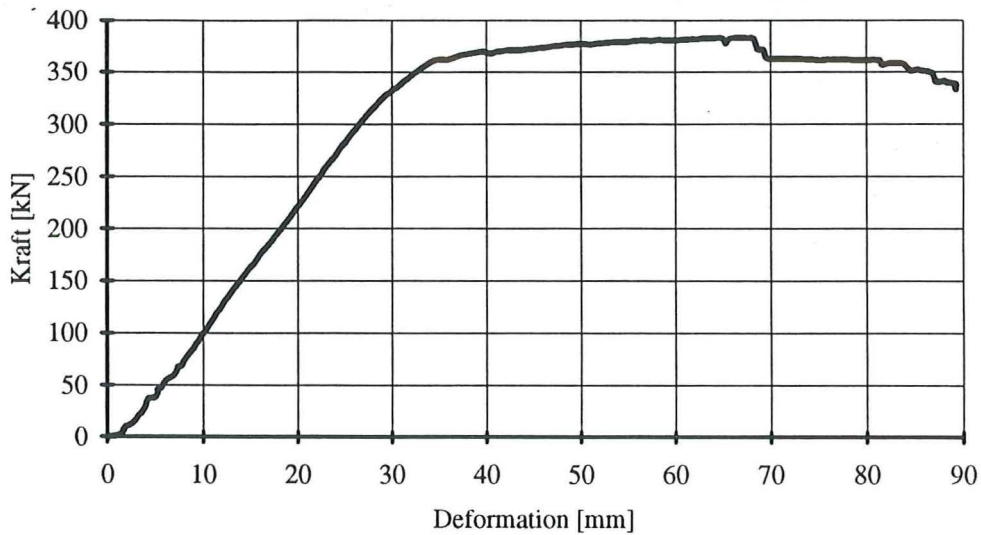


Fig. 6.4 Statisk belastning av balk HPS3B. Böjbrott.

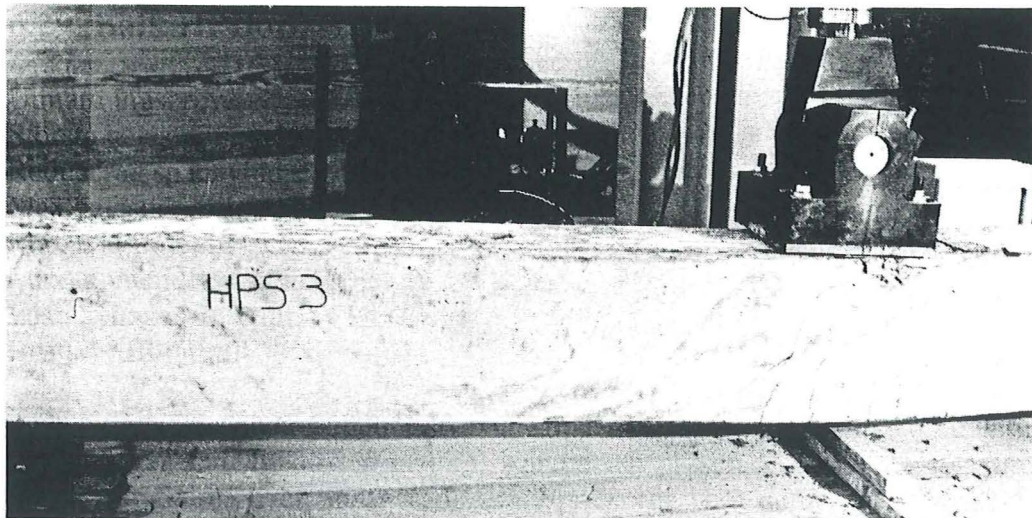


Foto 6.3 Balk HPS3B efter statiskt böjbrott.

6.2 Utmattningsförsök

Vid de dynamiska försöken eftersträvades en minsta lastamplitud på 10 kN. De uppmätta lasterna låg dock mellan 10 och 15 kN. Då balkar med reducerad spännvidd skulle provas, räknades maxlasten upp så att tvärkraften skulle bli lika stor som för motsvarande balkar med full spännvidd. Skjuvspannet hölls konstant på 1.5 m. Om inget annat sägs i texten så var belastningsfrekvensen 1.0 Hz. När försöken gick över natten sattes frekvensen ner till omkring 0.80 Hz, detta för att vid ett eventuellt brott undvika egensvängningar i hydraulsystemet. Alla bygelbrott var sega (se kapitel 5.2).

I *fig. 6.5* redovisas belastningen i förhållande till antalet lastväxlingar för samtliga utmattningsbelastade balkar.

6.21 Balk HPD1A

Utmattningsprov.

Största belastning: 65% av statisk brottlast.

Max belastning: 172 kN.

Max tvärkraft: 129 kN.

Max moment: 194 kNm.

Lastväxlingar till brott: 54760.

Brotttyp: Skjuvbrott.

Sprickor ritades kontinuerligt in under de 37000 inledande lastväxlingarna. Efter 49000 lastväxlingar noterades nya sprickor och efter 54760 gick balken till plötsligt brott. Tre byglar var av. Foto 6.4 visar balken efter brott.

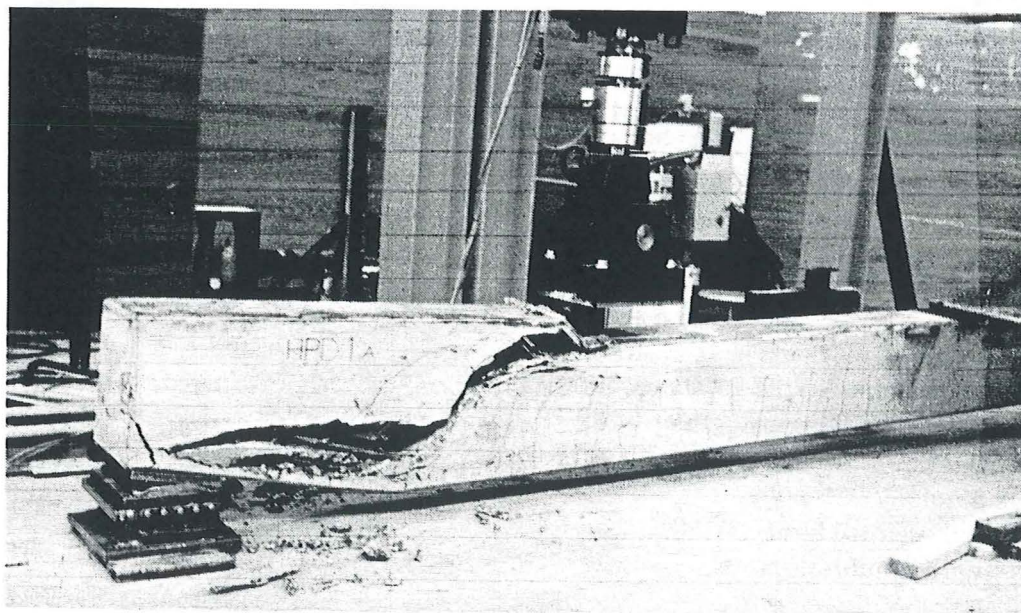


Foto 6.4 Balk HPD1A efter brott.

6.22 Balk HPD1B

Utmattningsprov.

Största belastning: 75% av statisk brottlaster.

Reducerad spännvidd: 4.5 m.

Max belastning: 224 kN.

Max tvärkraft: 149 kN.

Max moment: 224 kNm.

Lastväxlingar till brott: 40820.

Brottyp: Skjuvbrott.

Upp till 16000 lastväxlingar ritades sprickor in kontinuerligt. Från 38670 lastväxlingar till brott videofilmades balken. Bygelbrott uppfattades under de sista hundratalet lastväxlingar. Skjuvbrottet kom plötsligt. Det började med en kollaps i tryckzonen. Fyra byglar var av. Foto 6.5 visar balken efter brott.

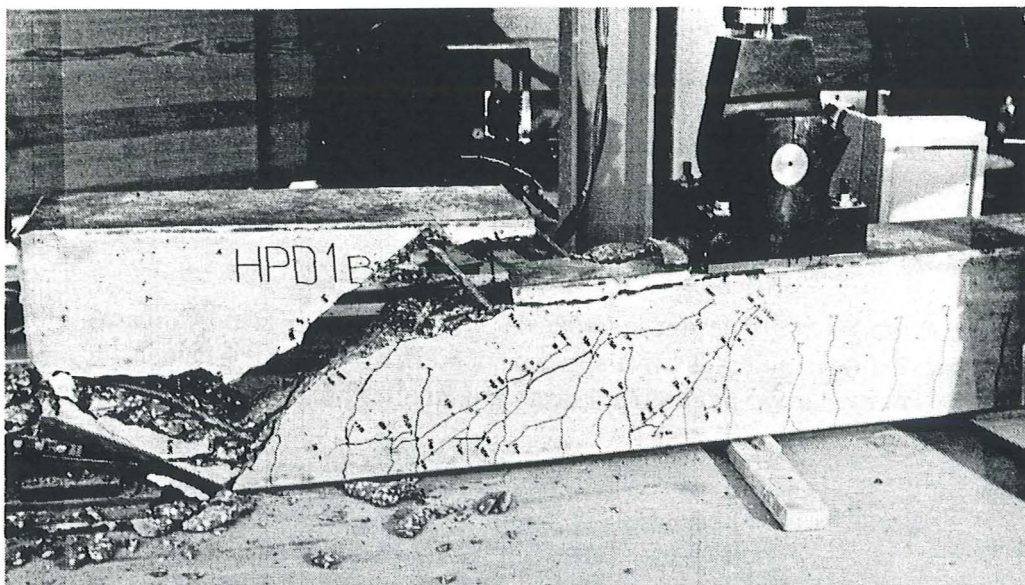


Foto 6.5 Balk HPD1B efter brott.

6.23 Balk HPD2A

Utmattningsprov.

Största belastning: 70% av statisk brottlaster.

Max belastning: 186 kN.

Max tvärkraft: 140 kN.

Max moment: 209 kNm.

Lastväxlingar till brott: 64140.

Brottyp: Skjuvbrott.

Inritning av sprickor gjordes kontinuerligt upp till 18000 lastväxlingar. Efter 5000 lastväxlingar skedde troligtvis ett bygelbrott eftersom en markant sprickviddsökning kunde konstateras. Balken levde dock vidare i ytterligare 60000 lastväxlingar. Slutligt brott inträffade efter 64140 lastväxlingar. Fem byglar var av. Foto 6.6 visar balken efter brott.



Foto 6.6 Balk HPD2A efter brott.

6.24 Balk HPD3A

Utmattningsprov.

Största belastning: 60% av statisk brottlast.

Max belastning: 160 kN.

Max tvärkraft: 120 kN.

Max moment: 180 kNm.

Lastväxlingar till brott: 45200.

Brotttyp: Skjuvbrott.

Sprickor ritades kontinuerligt in under de inledande 20000 lastväxlingarna. Efter 45200 lastväxlingar inträffade skjuvbrottet. Foto 6.7 visar balken efter brott. Frekvensen ändrades efter 20300 lastväxlingar till 0.80 Hz. Fyra byglar var av.

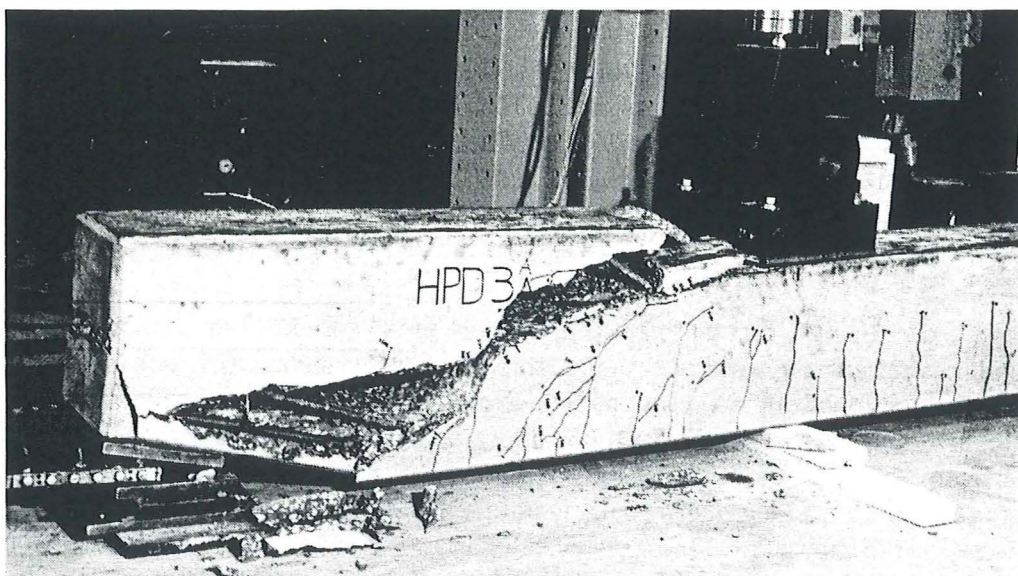


Foto 6.7 Balk HPD3A efter brott.

6.25 Balk HPD3B

Utmattningsprov.

Största belastning: 75% av statisk brottlast.

Reducerad spännvidd: 4.40 m.

Max belastning: 227 kN.

Max tvärkraft: 150 kN.

Max moment: 224 kNm.

Lastväxlingar till brott: 6110.

Brottyp: Skjuvbrott.

Uppkomna sprickor ritades in under balkens hela livslängd. Fyra byglar var av. Foto 6.8 visar balken efter inträffat skjuvbrott.



Foto 6.8 Balk HPD3B efter brott.

6.26 Balk HPD4A

Utmattningsprov.

Största belastning: 55% av statisk brottlast.

Max belastning: 146 kN.

Max tvärkraft: 110 kN.

Max moment: 164 kNm.

Lastväxlingar till brott: 343060.

Brottyp: Böjbrott.

Under de 13000 första lastväxlingarna ritades sprickor in kontinuerligt. Belastningsfrekvensen varierade under försökets gång mellan 0.7 och 1.1 Hz. Detta gjordes eftersom försöken pågick även under natten. Efter 326000 lastväxlingar uppkom horisontella sprickor under lasten i nivå med överkant av böjarmeringen. På den ena sidan av balken var böjsprickan större än på den andra, detta tyder på att ett av armeringsjärnen antingen hade börjat flyta eller att det gått av. Böjsprickan gick efter 338000 lastväxlingar genom hela balken. Flera järn flöt eller var av. Efter 343060 lastväxlingar kom det slutliga böjbrottet (inte alls så plötsligt som skjuvbrotten). Fyra i undre och ett i övre lagret av böjarmeringen var av. Foto 6.9 visar balken efter brott.

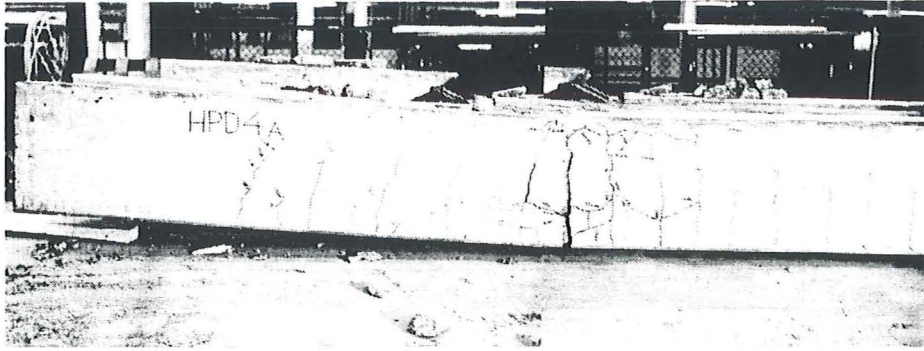


Foto 6.9 Balk HPD4A efter brott.

6.27 Balk HPD4B

Utmattningsprov.

Största belastning: 70% av statisk brottlast.

Reducerad spännvidd: 4.0 m.

Max belastning: 223 kN.

Max tvärkraft: 139 kN.

Max moment: 209 kNm.

Lastväxlingar till brott: 30020.

Brotttyp: Skjuvbrott.

Inritning av sprickor gjordes kontinuerligt upp till 14000 lastväxlingar. Efter 30020 cykler skedde det slutliga skjuvbrottet. Tre byglar var av. Foto 6.10 visar balken efter brott.

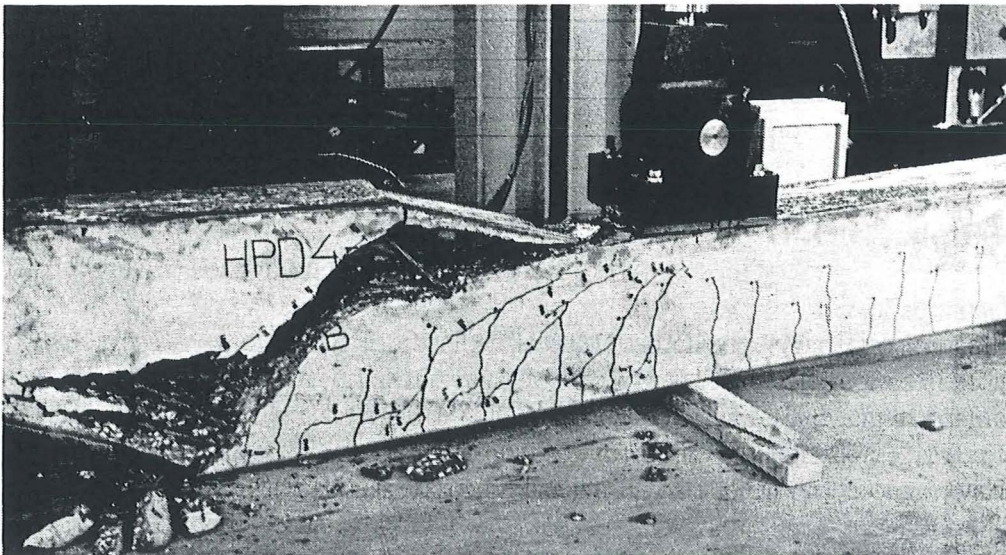


Foto 6.10 Balk HPD4B efter brott.

6.28 Balk HPD5B

Utmattningsprov.

Största belastning: 60 % av statisk brottlast.

Reducerad spännvidd: 5.0 m.

Max belastning: 171 kN.

Max tvärkraft: 120 kN.

Max moment: 180 kNm.

Lastväxlingar till brott: 74510.

Brotttyp: Skjuvbrott.

Sprickor ritades in med jämna mellanrum. Under de inledande 46000 lastväxlingarna var frekvensen 0.80 Hz och därefter 1.05 Hz fram till skjuvbrottet vid 74510 lastväxlingar. Fem byglar var av. Foto 6.11 visar balken efter brott.

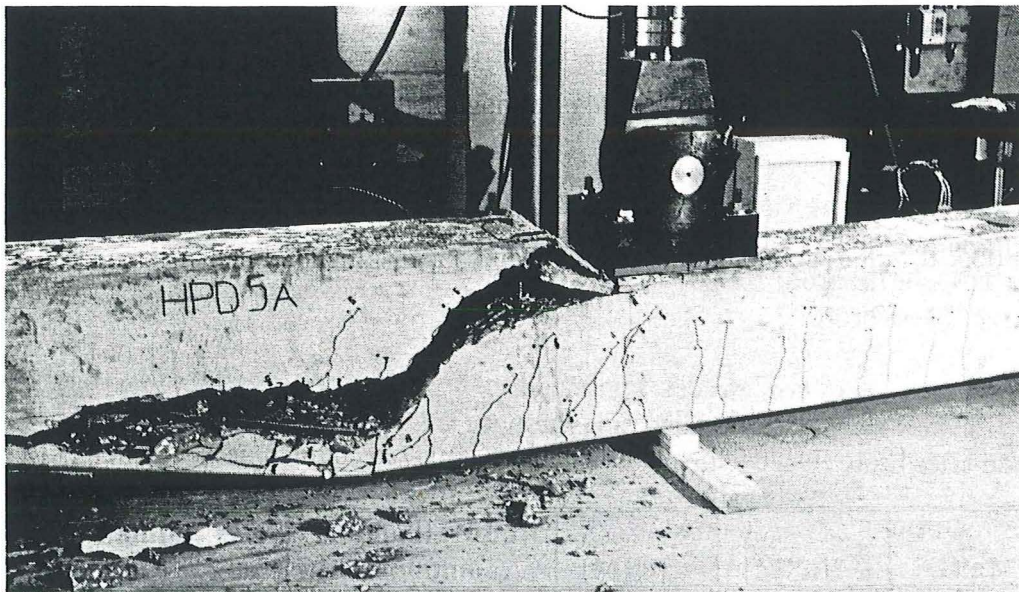


Foto 6.11 Balk HPD5B efter brott.

6.29 Balk HPD6B

Utmattningsprov.

Största belastning: 65% av statisk brottlast.

Reducerad spännvidd: 5.0 m.

Max belastning: 185 kN.

Max tvärkraft: 130 kN.

Max moment: 194 kNm.

Lastväxlingar till brott: 161130.

Brotttyp: Böjbrott.

Under de inledande 22000 lastväxlingarna ritades sprickorna in kontinuerligt. Därefter var spricktillväxten måttlig. När balken passerade 160000 lastväxlingar tog böjsprickorna över. Innan hade skjuvsprickorna varit de dominerande. Något järn flöt. Efter 161130 lastväxlingar skedde det slutliga böjbrottet. Fyra järn var av och krossbrott hade inträffat i betongen. Foto 6.12 visar balken efter brott.

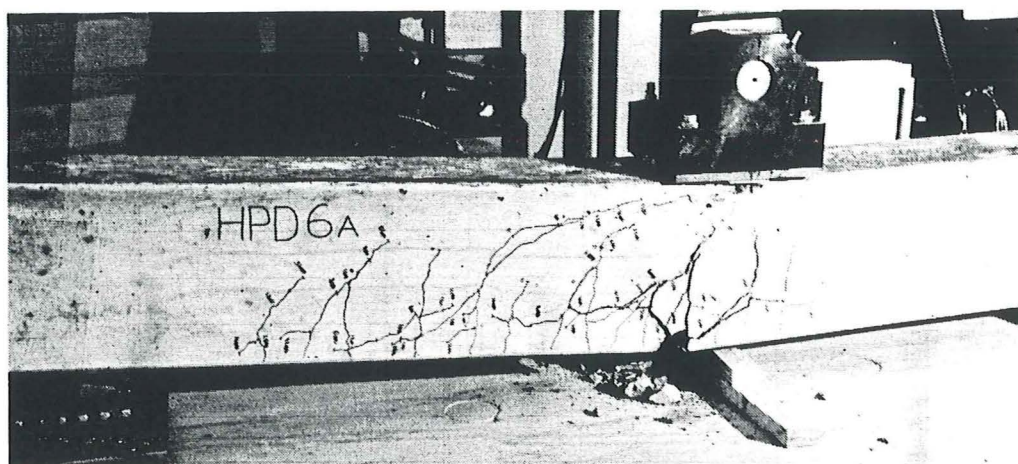


Foto 6.12 Balk HPD6B efter brott.

6.3 Sammanställning av försöksserie NP och HP

Balkbet.	Typ av försök	Lastgräns[kN]		Antal last- vxl till brott	Brotttyp		Anmärkning
		P_{MAX}	P_{MIN}		Böj	Skjuv	
NP-serien							
NPS1A	statiskt	182				•	
NPS1B	statiskt	236				•	l=4.40 m
NPS2A	statiskt	199				•	
NPS2B	statiskt	237				•	l=3.80 m
NPD1A	utmattn.	152	14	2600		•	
NPD1B	utmattn.	154	12	68470		•	l=4.30 m
NPD2A	utmattn.	114	14	189230	•		
NPD2B	utmattn.	166	12	20970		•	l=4.25 m
NPD3A	utmattn.	124	15	89130		•	
HP-serien							
HPS1A	statiskt	268				•	
HPS2A	statiskt	264				•	
HPS3B	statiskt	383				•	l=4.30 m
HPD1A	utmattn.	172	12	54760		•	
HPD1B	utmattn.	224	12	40820		•	l=4.50 m
HPD2A	utmattn.	186	15	64140		•	
HPD3A	utmattn.	160	12	45200		•	
HPD3B	utmattn.	227	10	6110		•	l=4.40 m
HPD4A	utmattn.	146	12	343060	•		
HPD4B	utmattn.	223	12	30020		•	l=4.00 m
HPD5B	utmattn.	171	10	74510		•	l=5.00 m
HPD6B	utmattn.	185	11	161130	•		l=5.00 m

Tab. 6.1 Sammanställning av försöksresultat (Under anmärkning står de reducerade spännvidderna).

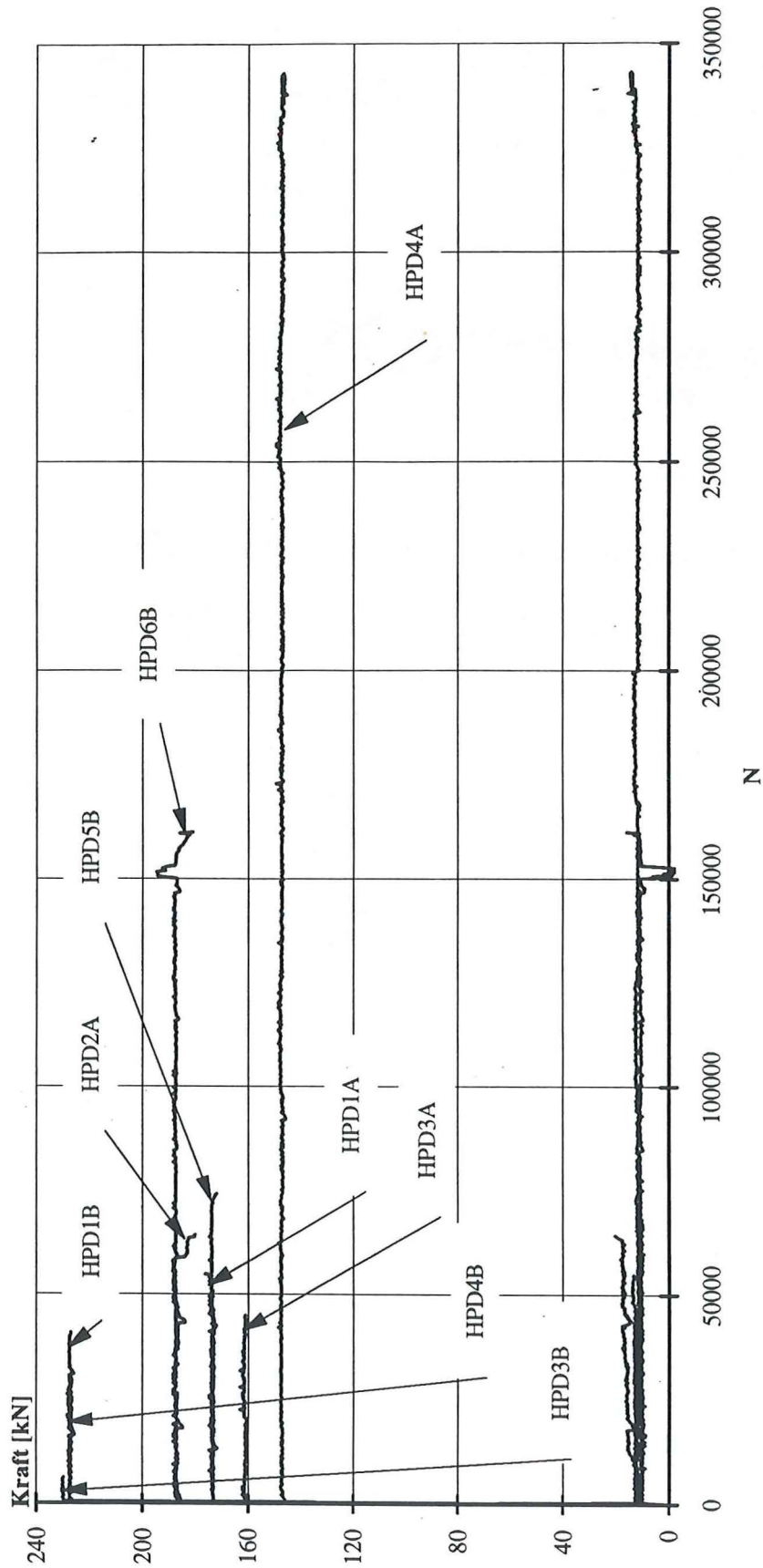


Fig. 6.5 De olika belastningsnivåerna på HP-balkarna. Observera att belastningen absolut sett blir större på balkarna med index B. Detta för att uppnå samma tvärkraft som för balkarna med index A.

7 RESULTAT AV FÖRSÖKSSERIE NP

7.1 Uppmätta storheter

7.11 Balkarna

Efter att balkarna provats, mättes tvärsnittet (b , h), avståndet (u) och avståndet mellan byglarna (s) upp. d står för effektiva höjden. Angivna värden utgör medelvärden. Följande tabell erhöles:

Balkbet.	b [mm]	u [mm]	h [mm]	d [mm]	s [mm]
NPS1A	302	47	401	354	250
NPS1B	303	46	404	358	250
NPS2A	302	48	403	355	250
NPS2B	302	48	409	361	250
NPD1A	303	47	402	355	250
NPD1B	303	48	403	355	250
NPD2A	303	48	403	355	250
NPD2B	302	48	403	355	250
NPD3A	303	49	404	355	250

Tab. 7.1 Uppmätta storheter på balkarna.

För att kunna bestämma läget på skjuvsprickan mättes avstånden e och f upp. Skjuvsprickans riktning i förhållande till balkens längdaxel benämns θ och beräknas med hjälp av e och f (se fig. 7.1). I tab. 7.2 återfinns resultaten av ovan beskrivna mätningar. Avståndet mellan underkantsarmeringen och resultanten till tryckkraften i betongen benämns här g . Värdet på g kan för samtliga NP-balkar sättas till 330 mm. Skjuvsprickan lutar i medeltal 41.3° . Vid uppmätning av e och f användes följande riktlinjer. e är avståndet, i höjd med böjarmeringen, från balkände till den punkt där skjuvsprickan skär böjarmeringen. f är avståndet, i höjd med centrum av den tryckta betongzonen, från balkände till den punkt där skjuvsprickan skär centrum av tryckzonen.

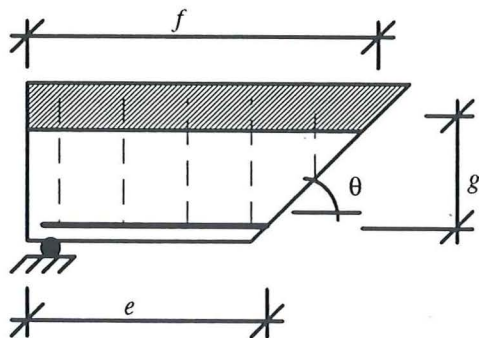


Fig. 7.1 Definition av skjuvsprickans läge.

Balkbet.	e [mm]	f [mm]	θ [°]
NPS1A	600	1100	33.4
NPS1B	1100	1450	43.3
NPS2A	- (böjbr.)	-	-
NPS2B	500	950	36.3
NPD1A	850	1300	36.3
NPD1B	1250	1500	52.9
NPD2A	- (böjbr.)	-	-
NPD2B	1100	1450	43.3
NPD3A	950	1300	43.3

Tab. 7.2 Uppmätta storheter för definition av skjuvsprickans läge.

7.12 Armeringshållfasthet

Utöver de armeringsjärn som gick åt till balkarna, beställdes järn som användes till provdragning för bestämning av armeringens flytgräns- och brottgränshållfasthet. De provade järnen kommer från samma charge som de i balkarna. Vid dimensioneringen av balkarna användes värden framtagna av Degerman (1981). För dragarmeringen (Ks600) användes $f_{st}=685$ MPa och för byglarna (Ps500) $f_{st}=585$ MPa. Värdet för byglarna är en grov uppskattning, eftersom Degerman inte anger något värde för dessa. För dragarmeringen stämmer uppmätta värden (se tab. 7.3) bra överens med antagna. Det antagna värdet på byglarna är kraftigt underskattat. Byglarna utgör dock inte mer än 20% av den totala tvärkraftskapaciteten, vilket minskar konsekvenserna av det felaktiga antagandet.

Provrnr.	Diameter [mm]	Flytgräns f_{st} [MPa]	Brottgräns f_{stu} [MPa]
1	16	666	766
2	16	666	766
3	16	666	761
4	16	666	756
Medelvärde för dragarmering:		666	762
1	5	-	764
2	5	-	764
3	5	-	662
4	5	-	713
Medelvärde för byglar		flytgräns finns ej	726

Tab. 7.3 Resultat av provdragning av armering.

7.13 Betonghållfasthet

Till varje tillverkad balk gjöts tre kuber ($150 \cdot 150 \cdot 150$ mm³) för prov av kubhållfasthet. Provtryckningarna gjordes i samband med start av balkförsök. Totalt 15 kuber gjöts. De sex balkarna tillverkades under tre dagar, vilket gav tre olika blandningar. Enligt Degerman (1981) är medelvärdet på kubhållfastheten för

K45 betong 55.6 MPa, detta värde användes vid dimensioneringen. Resultaten av provtryckningarna redovisas i *tab. 7.4*. Kubnamnen (balkbet.) syftar på tillverkningsdagen. Kuberna lagrades tillsammans med balkarna, vilket innebär luftlagring.

Kubnamn (balkbet.)	Provdatum/ålder [dygn]	Kubhållf.[MPa] 150x150mm ²
930211-2	930421/69	55.1
930211-2	930421/69	57.8
930211-2	930421/69	59.6
Kubmedelhållfasthet:		57.5
Standardavvikelse:		2.26
930212-3	930421/68	56.9
930212-3	930421/68	55.1
930212-3	930421/68	55.1
Kubmedelhållfasthet:		55.7
Standardavvikelse:		1.04
930212-3	930602/111	58.7
930212-3	930602/111	60.4
930212-3	930602/111	58.7
Kubmedelhållfasthet:		59.3
Standardavvikelse:		0.98
930211-2	930610/120	56.9
930211-2	930610/120	56.9
930211-2	930610/120	56.9
Kubmedelhållfasthet:		56.9
Standardavvikelse:		0
930210-1	930701/141	56.0
930210-1	930701/141	58.2
930210-1	930701/141	60.9
Kubmedelhållfasthet:		58.3
Standardavvikelse:		2.45

Tab. 7.4 Kubhållfastheter för de olika balkarna.

Standardavvikelsen för alla kuber blir 1.86 MPa och medelvärdet på kubhållfastheten blir 57.5 MPa. De erhållna resultaten på kubhållfastheten ger att betongen motsvarar hållfasthetsklass K50 (mycket nära K55). Enligt Degerman är medelvärdet på K45-betong 55.6 MPa och standardavvikelsen 4.78 MPa. Vid bestämning av hållfasthetsklass tas ingen hänsyn till att åldern på betongen varierar för de olika provkuberna.

7.2 Materialparametrar

7.21 Armering

Vid de uppföljande beräkningarna sätts dragarmeringens (Ks600) flytgräns f_{st} till 666 MPa och brottgräns f_{stu} till 762 MPa. För byglarna (Ps500) finns ingen flytgräns eftersom järnen är kalldragna. Brottgränsen f_{stu} sätts till 726 MPa.

7.22 Betong

De uppmätta kubhållfastheterna räknas om till hållfasthetsvärden för färdig konstruktion. Detta görs (enligt Degerman 1981) med följande ekvation:

$$f_{cc} = 1.18 \cdot f_{kub}^{0.913} \quad (7.1)$$

Ur kubhållfastheten kan även betongens draghållfasthet erhållas (Degerman):

$$f_{ct} = 0.37 \cdot \sqrt{f_{kub}} \quad (7.2)$$

Sambandet mellan kubhållfastheten och elasticitetsmodulen kan enligt Degerman skrivas som

$$E = 13190 \cdot \left(\frac{f_{kub}}{1.24} \right)^{0.2696} \quad (7.3)$$

Med hjälp av ovan nämnda ekvationer erhålls följande tabell (tab. 7.5).

Kubnamn (balkbet.)	Kubhållf.[MPa] 150x150mm ²	f_{cc} [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]
930211-2. NPS2	57.5	47.7	2.81	37.1
930212-3. NPS1	55.7	46.3	2.76	36.8
930212-3. NPD1	59.3	49.1	2.85	37.4
930211-2. NPD2	56.9	47.2	2.79	37.0
930210-1. NPD3	58.3	48.3	2.83	37.2

Tab. 7.5 Hållfasthetsvärden för betong.

7.3 Utmattningsbelastade balkar

7.31 Betongstukning

Vid försöken med utmattningsbelastade balkar med full spännvidd mättes betongstukningarna i fältmitt. Mätningarna på balkarna NPD1A och NPD2A gav inga trovärdiga resultat. Detta gjorde att från försöken med K45 balkarna erhöles bara resultat av stukningsmätningar från balk NPD3A, se fig. 7.2 (siffrorna står för läget på töjningsgivarna, 1: ovankant, 2: 20mm under ovankant, 3: 35mm under

ovankant). De tre översta kurvorna erhålls för maxamplitud och de undre för minamplitud.

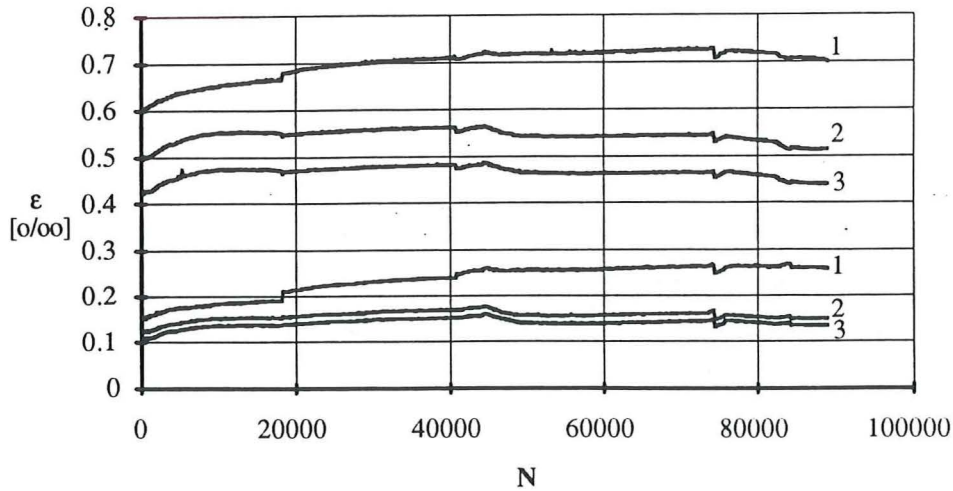


Fig. 7.2 Betongstukningar balk NPD3A

De lägre värdena som finns vid 75000 lastväxlingar beror på att balken stod obelastad över natten. Efter drygt 80000 lastväxlingar minskade betongstukningarna successivt, detta berodde troligtvis på den kraftiga sprickökning som noterades (troligt bygelbrott).

7.32 Böjmoment

Fig. 7.3 nedan visar de moment som erhålls under punktlasten i de olika balkarna. På kurvorna syns en del svackor. Dessa är resultatet av att försöken ej pågått under natten. Figuren visar rätt tydligt att lägre belastning i samtliga fall leder till en längre livslängd vid utmattning. De undre momentkurvorna ligger mellan 10 och 20 kNm.

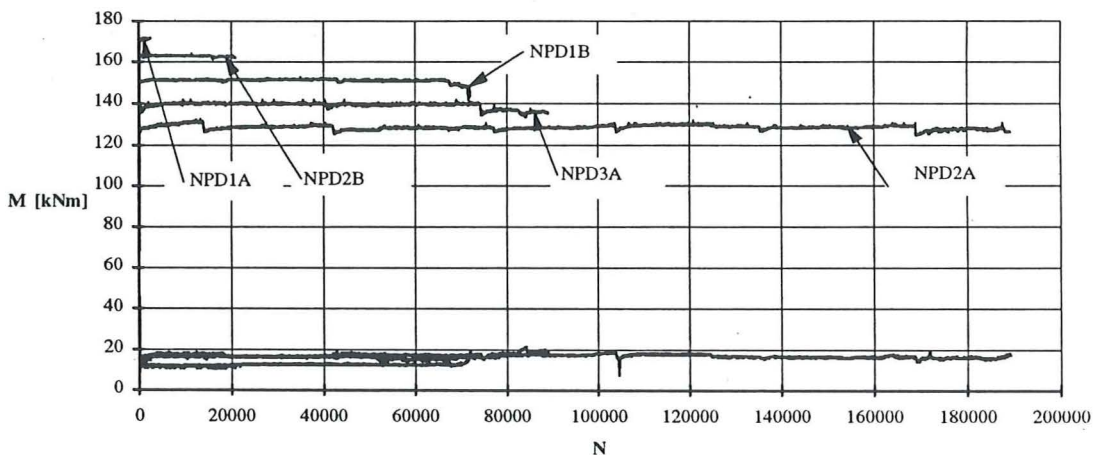


Fig. 7.3 Momenten under punktlasten i de olika balkarna.

7.33 Tvärkraft

Största tvärkraft i de olika balkarna redovisas i *fig. 7.4*.

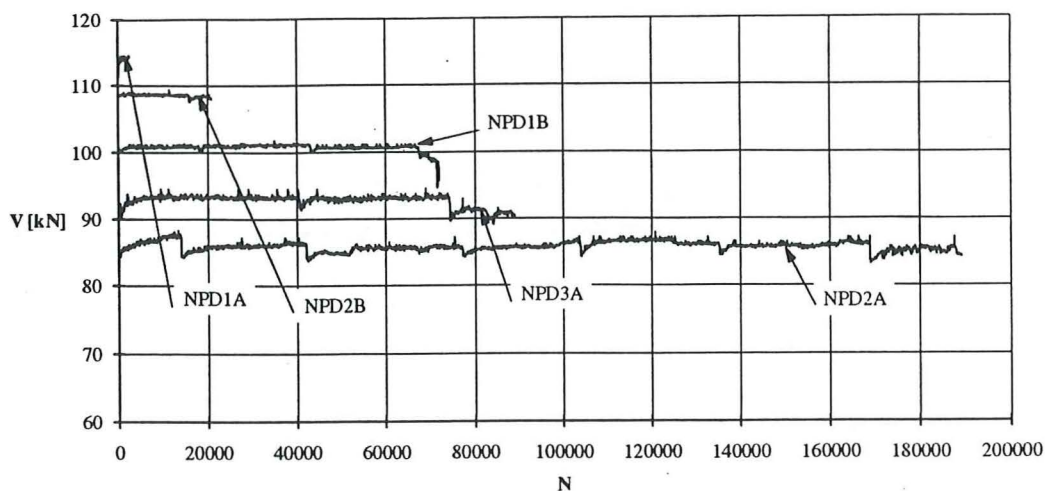


Fig. 7.4 Tvärkraften i de olika balkarna.

7.34 Spänning i böjarmering

Spänningsnivåerna i böjarmeringen beräknas med hjälp av pålagd last. För att kunna bestämma största spänningsvidden och därmed bedöma utmattningshållfastheten hos armeringen beräknas största och minsta påkänningsnivå i ett snitt vid punktlasten. Detta görs med hjälp av ekvation 7.4 och 7.5.

$$x = d \cdot \alpha \cdot \rho \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \cdot \rho}} \right) \quad (7.4)$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot d \cdot \left(1 - \frac{x}{3 \cdot d} \right)} \quad (7.5)$$

$\alpha = E_s/E_c$. E_c ur *tab. 7.5*. Resultaten av beräkningarna redovisas i *tab. 7.6*. Uppmätta värden på d och b används.

Balkbet.	x [mm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	σ_{smax} [MPa]	σ_{smin} [MPa]	$\Delta\sigma_s$ [MPa]
NPD1A	97.8	171	15.8	527.8	48.8	479
NPD1B	97.8	150.4	11.7	464.2	36.1	428
NPD2A	98.3	128.3	15.8	396.2	48.8	347
NPD2B	98.5	161.1	11.6	497.6	35.8	461
NPD3A	98.1	139.5	16.9	430.7	52.2	378

Tab. 7.6 Påkänningar i böjarmering.

7.35 Betongspänning

På samma sätt som för armeringen och i samma snitt, beräknas största och minsta påkänning i betong. Detta görs med ekvation 7.6.

$$\sigma_c = \frac{2 \cdot M}{x \cdot b \cdot (d - x/3)} \quad (7.6)$$

Ur ekvation 2.1, som upprepas nedan, bestäms utmattningshållfastheten, f_{utm} , för betong.

$$\frac{f_{utm}}{f_{cc}} = 1 - 0.0685 \cdot (1 - R) \cdot \log N \quad (2.1)$$

där

$R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$, f_{cc} hämtas från tab. 7.5 och N hämtas från tab. 6.1.

Tab. 7.7 redovisar betongpåkänningarna i de olika balkarna.

Balkbet.	x [mm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	σ_{cmax} [MPa]	σ_{cmin} [MPa]	f_{utm} [MPa]
NPD1A	97.8	171	15.8	35.8	3.3	38.7
NPD1B	97.8	150.4	11.7	31.5	2.4	34.1
NPD2A	98.3	128.3	15.8	26.7	3.3	32.2
NPD2B	98.5	161.1	11.6	33.6	2.4	34.2
NPD3A	98.1	139.5	16.9	29.1	3.5	33.9

Tab. 7.7 Påkänningar i betong.

Samtliga betongspänningar ligger under den beräknade utmattningshållfastheten.

7.36 Sprickbild

På de följande sidorna redovisas balkarna efter brott och med sprickorna inritade. De dynamiskt belastade balkarna får ett mera finfördelat sprickmönster jämfört med de statiskt belastade som återfinns i kapitel 7.4.

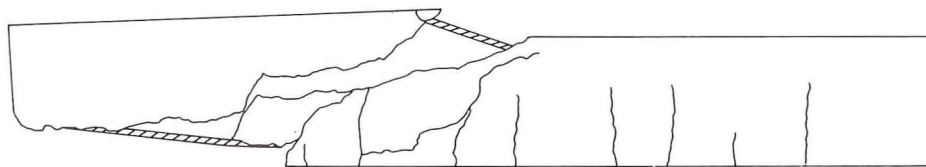


Fig. 7.5 Sprickor i balk NPD1A.

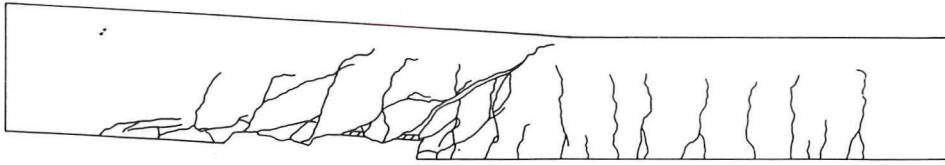


Fig. 7.6 Sprickor i balk NPD1B.

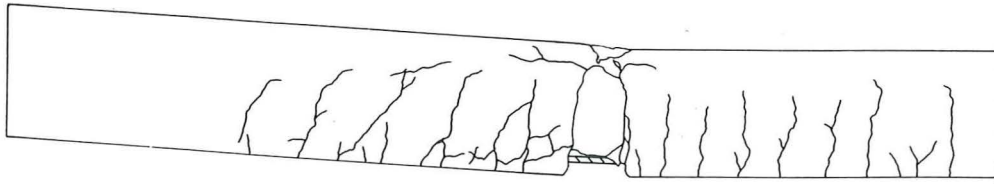


Fig. 7.7 Sprickor i balk NPD2A.

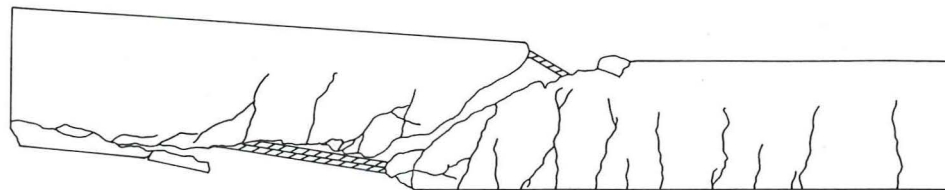


Fig. 7.8 Sprickor i balk NPD2B.

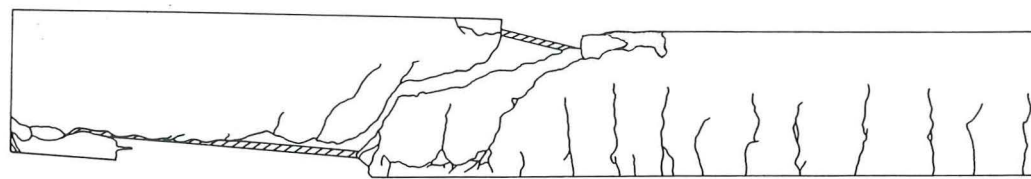


Fig. 7.9 Sprickor i balk NPD3A.

7.37 Nedböjning

För de balkar som hade full spännvidd, mättes nedböjningen i fältmitt. På den första balken, NPD1A, misslyckades mätningen, därför redovisas här bara mittnedböjningen för balkarna NPD2A och NPD3A (*fig. 7.10*).

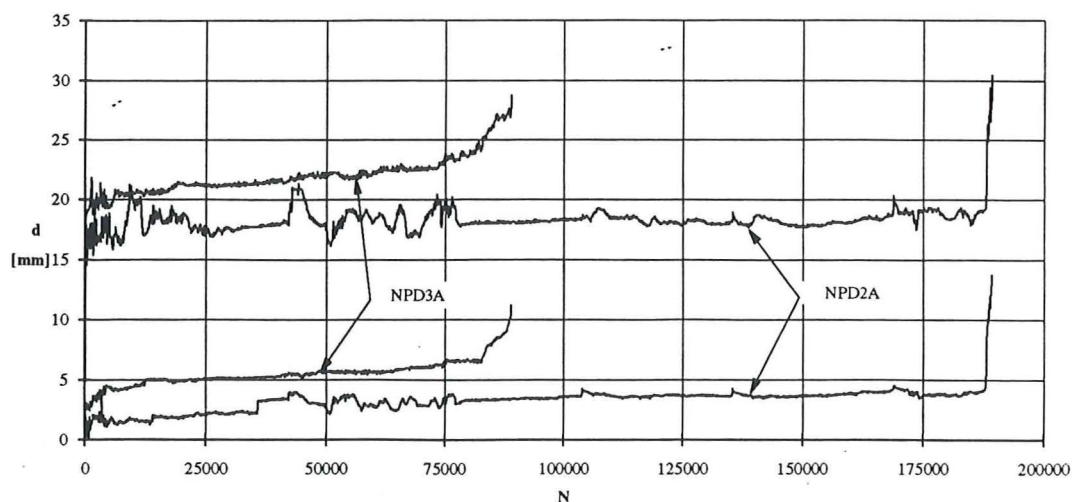


Fig. 7.10 Deformation vid fältmitt.

Som framgår av figuren, sker en markant ökning av deformationerna med antalet lastväxlingar. Detta gäller framförallt balk NPD3A.

7.4 Statiskt belastade balkar

Vid försöken mättes endast last och nedböjning (lasten lades på deformationsstyrt). Resultaten är redovisade i kapitel 5.1.

Sprickbilder för de olika balkarna redovisas nedan. De utmattningsbelastade balkarna ger ett mera finfördelat sprickmönster jämfört med de statiskt belastade.

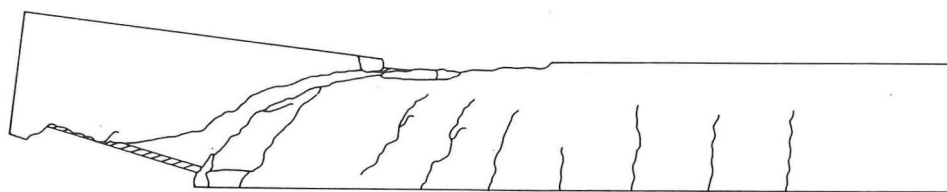


Fig. 7.11 Sprickor i balk NPS1A.

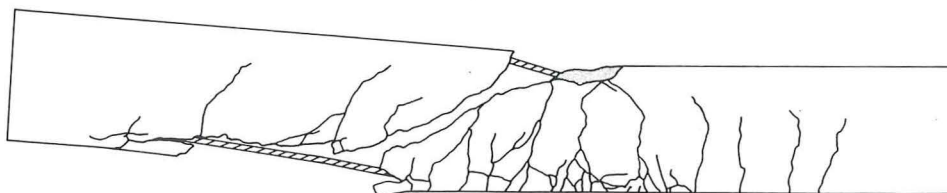


Fig. 7.12 Sprickor i balk NPS1B.

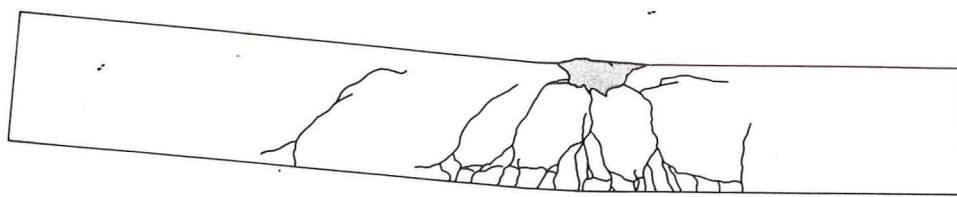


Fig. 7.13 Sprickor i balk NPS2A.

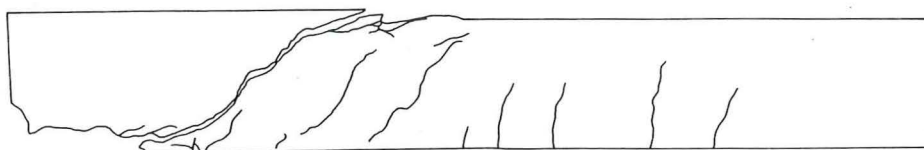


Fig. 7.14 Sprickor i balk NPS2B.

8 RESULTAT AV FÖRSÖKSSERIE HP

8.1 Uppmätta storheter

8.11 Balkarna

Följande storheter har mätts in: balkbredd (b), balkhöjd (h), avståndet (u), avstånd mellan armeringslager (c) och bygelavstånd (s).

Balkbet.	b [mm]	u [mm]	c [mm]	h [mm]	d [mm]	s [mm]
HPS1A	303	46	39	402	339	250
HPS2A	303	45	38	403	341	250
HPS3A	302	45	36	401	340	250
HPD1A	302	45	40	404	341	250
HPD1B	303	45	41	404	341	250
HPD2A	304	45	36	403	342	250
HPD3A	307	45	38	404	343	250
HPD3B	302	46	39	404	341	250
HPD4A	307	45	38	402	340	250
HPD4B	302	44	38	402	341	250
HPD5B	303	44	38	402	341	250
HPD6B	303	45	38	400	338	250

Tab. 8.1 Uppmätta storheter på balkarna.

Distansklossarna som använts vid gjutning av HP-serien har genomgående varit 6 mm för korta jämfört med NP-serien, som har rätt täcksikt. Detta har gett en något större effektiv höjd än det var tänkt.

För att kunna bestämma läget på skjuvsprickan mättes avstånden e och f upp. Skjuvsprickans riktning i förhållande till balkens längdaxel benämns θ och beräknas med hjälp av e och f (se fig. 8.1). I tab. 8.2 återfinns resultaten av ovan beskrivna mätningar. Avståndet mellan underkantsarmeringen och resultanten av tryckkraften i betongen benämns här g . Värdet på g kan för samtliga balkar sättas till 315 mm. Skjuvsprickan lutar i medeltal 38° . Metod för uppmätning av e och f beskrivs i kapitel 7.11.

Trots att spricklutningen är mindre för HP-betong, så är skjuvsprickan i dragzonen klart mycket brantare för HP-betong jämfört med NP-betong (där avvikelser från medellutningen är liten). Området i balkens längdriktning, där sprickan kan slå upp, är större på HP-balkarna. Detta har betydelse för balkens tvärfkraftskapacitet. Ju närmare stöd skjuvsprickan slår upp, desto kortare livslängd.

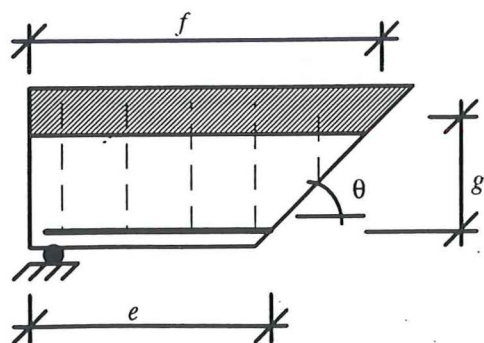


Fig. 8.1 Definition av skjuvsprickans läge.

Balkbet.	e [mm]	f [mm]	θ [°]
HPS1A	400	800	38.2
HPS2A	400	800	38.2
HPS3B	- (böjbr.)	-	-
HPD1A	850	1200	42.0
HPD1B	450	1000	29.8
HPD2A	750	1200	35.0
HPD3A	700	1100	38.2
HPD3B	550	1050	32.2
HPD4A	- (böjbr.)	-	-
HPD4B	450	800	42.0
HPD5B	900	1200	46.4
HPD6B	- (böjbr.)	-	-

Tab.8.2 Uppmätta storheter för definition av skjuvsprickans läge.

8.12 Armeringshållfasthet

För att kunna bestämma hållfastheten på dragarmeringen, sågades fem järn ut från balk HPS1A. Bestämning av bygelhållfastheten gjordes på ett antal byglar som beställdes extra. Vid dimensioneringen av balkarna användes värden framtagna av Degerman (1981). För dragarmeringen (Ks600) användes $f_{st}=685$ MPa och för byglarna (Ps500) $f_{st}=585$ MPa.

Värdet för byglarna är en grov uppskattning, eftersom Degerman inte anger något värde för dessa. För dragarmeringen stämmer uppmätta värden (se tab. 8.3) bra överens med antagna. Det antagna värdet på byglarna är kraftigt underskattat. Byglarna utgör dock inte mer än 20% av den totala beräknade tvärkraftskapaciteten, vilket minskar konsekvenserna av det felaktiga antagandet.

Provnr.	Diameter [mm]	Flytgräns f_{st} [MPa]	Brottgräns f_{ust} [MPa]
1	16	668	774
2	16	666	771
3	16	691	796
4	16	666	771
5	16	652	756
Medelvärde		669	774
1	6	-	707
2	6	-	707
3	6	-	707
4	6	-	725
5	6	-	707
6	6	-	707
Medelvärde		flytgräns finns ej	710

Tab. 8.3 Resultat av provdragning av armering.

8.13 Betonghållfasthet

Till varje tillverkad balk gjöts tre kuber (100·100·100 mm³) för prov av kubhållfasthet. Provtryckningarna gjordes i samband med start av balkförsök. Totalt 21 kuber gjöts, varav tre vattenlagrades. De sex balkarna tillverkades under två dagar, vilket gav två olika blandningar.

Enligt Persson (1993) är medelvärdet på kubhållfastheten för K120 betong 134 MPa (våtlagrad). Detta värde användes vid dimensioneringen. Resultaten av provtryckningarna redovisas i tab. 8.4. Kubnamnen (balkbet.) syftar på tillverkningsdagen. Kuberna lagrades tillsammans med balkarna, vilket innebär membranhärdning.

Standardavvikelsen för samtliga kuber är 6.30 MPa (100 mm) samt 5.67 MPa (150 mm) och medelvärdet på kubhållfastheten är 136.4 MPa (100 mm) samt 128.3 MPa (150 mm). De erhållna resultaten på kubhållfastheten ger att betongen motsvarar hållfasthetsklass K120 (standardlagrad 150 mm kub).

Omräkningen från 100 mm kub till 150 mm kub har gjorts enligt Berglund (1992):

- För objektlagrade kuber har följande formel använts, där f_1 är kubhållfastheten för 150 mm kuber:

$$f_{kub,100,torr} = 1.11 \cdot f_1 - 6.01 \quad (8.1)$$

- Motsvarande för vattenlagrade:

$$f_{kub,100,vät} = 0.86 \cdot f_1 + 9.93 \quad (8.2)$$

Ekvationen för objektlagrade kuber gäller egentligen för torrlagrade kuber. En viss tveksamhet kan råda huruvida objektlagringen (membranhärdning) motsvarar torrlagring.

Vid bestämning av hållfasthetsklass tas ingen hänsyn till att åldern på betongen varierar för de olika provkuberna.

Kubnamn (balkbet.)	Provdatum/ålder [dygn]	Kubhållf.[MPa] 100x100mm ²	Kubhållf.[MPa] 150x150mm ²
Objektlagrade kuber (Insvepta i plastfolie tillsammans med balkarna)			
930706-3	930813/38	131	123.4
930706-3	930813/38	126	118.9
930706-3	930813/38	131	123.4
Kubmedelhållfasthet:		129.3	121.9
Standardavvikelse:		2.89	2.60
930707-3	930813/37	136	127.9
930707-3	930813/37	143	134.2
930707-3	930813/37	140	131.5
Kubmedelhållfasthet:		139.7	131.2
Standardavvikelse:		3.51	3.16
930707-2	9308174/41	142	133.3
930707-2	9308174/41	145	136.0
930707-2	9308174/41	145	136.0
Kubmedelhållfasthet:		144.0	135.1
Standardavvikelse:		1.73	1.56
930706-2	930820/45	133	125.2
930706-2	930820/45	128	120.7
930706-2	930820/45	128	120.7
Kubmedelhållfasthet:		129.7	122.2
Standardavvikelse:		2.89	2.60
930707-1	930825/49	143	134.2
930707-1	930825/49	141	132.4
930707-1	930825/49	140	131.5
Kubmedelhållfasthet:		141.3	132.7
Standardavvikelse:		1.53	1.37
930706-1	930826/51	134	126.1
930706-1	930826/51	131	123.4
930706-1	930826/51	139	130.6
Kubmedelhållfasthet:		134.7	126.7
Standardavvikelse:		4.04	3.64
Vattenlagrade kuber			
930706	930817/42	141	152.4
930707	930817/41	146	158.2
930707	930817/41	143	154.7

Tab. 8.4 Kubhållfastheter för de olika balkarna samt resultat av vattenlagrade kuber.

8.2 Materialparametrar

8.2.1 Armering

Vid de efterföljande beräkningarna sätts dragarmeringens (Ks600) flytgräns f_{st} till 669 MPa och brottgräns f_{stu} till 774 MPa. För byglarna (Ps500) finns ingen

flytgräns eftersom järnen är kalldragna. Brottgränsen f_{su} sätts till 710 MPa. Observera att byglarnas diameter nu är 6 mm istället för 5 mm.

8.22 Betong

På samma sätt som i kapitel 7 räknas erhållna kubhållfastheter om till hållfastheter som gäller i färdig konstruktion. Riktigheten i att använda Degermans ekvationer och samband, som är framtagna för vanlig betong, på högpriesterande betong kan naturligtvis ifrågasättas. I brist på bättre information kommer de att användas här. Det tycks dock vara rimliga värden som erhålls.

$$f_{cc} = 1.18 \cdot f_{kub}^{0.913} \quad (7.1)$$

Ur kubhållfastheten kan även betongens draghållfasthet erhållas (Degerman 1981):

$$f_{ct} = 0.37 \cdot \sqrt{f_{kub}} \quad (7.2)$$

Sambandet mellan kubhållfastheten och elasticitetsmodulen kan enligt Degerman (1981) skrivas som

$$E = 13190 \cdot \left(\frac{f_{kub}}{1.24} \right)^{0.2696} \quad (7.3)$$

De tre sambanden ovan är framtagna för NP-betong. Resultaten överensstämmer dock bra med de resultat som finns redovisade i litteraturen.

Med hjälp av ovan nämnda ekvationer erhålls följande tabell (tab. 8.5).

Kubnamn (balkbet.)	Kubhållf.[MPa] 150x150mm ²	f_{cc} [MPa]	f_{ct} [MPa]	E_c [GPa]
930706-3. HPS1A HPD5B	121.9	94.7	4.09	45.4
930707-3. HPS2A HPD6B	131.2	101.3	4.24	46.4
930706-2. HPS3B HPD2A	122.2	94.9	4.09	45.5
930707-2. HPD1	135.1	104.0	4.30	46.7
930707-1. HPD3	132.7	102.3	4.26	46.5
930706-1. HPD4	126.7	98.1	4.16	45.9

Tab. 8.5 Hållfasthetsvärden för betong.

8.3 Utmattningsbelastade balkar

8.31 Betongstukning

Mätningar av betongstukningar har gjorts på balkarna med full spännvidd. Givarna var placerad i fältmitt. Resultaten av mätningarna redovisas i fig. 8.2 till

fig. 8.6 (siffrorna står för läget på töjningsgivarna, 1: ovkant, 2: 20mm under ovkant, 3: 35mm under ovkant). Fördjupningarna på kurvorna, som t.ex. efter 13000 lastväxlingar i fig. 8.2 beror på att balken stått obelastad under natten, då försöken ej varit igång. I fig. 8.6- 8.8 är betongstukningarna på de tre olika nivåerna (1, 2, 3) uppritade för samtliga balkar. Av figurerna framgår tydligt betongstukningarnas ökning med antalet lastväxlingar.

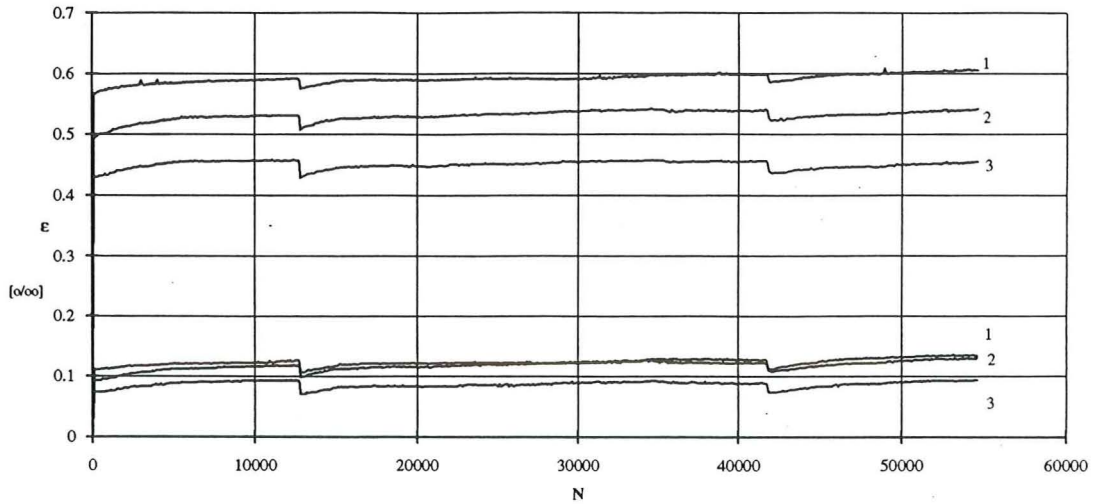


Fig. 8.2 Betongstukningar i balk HPD1A.

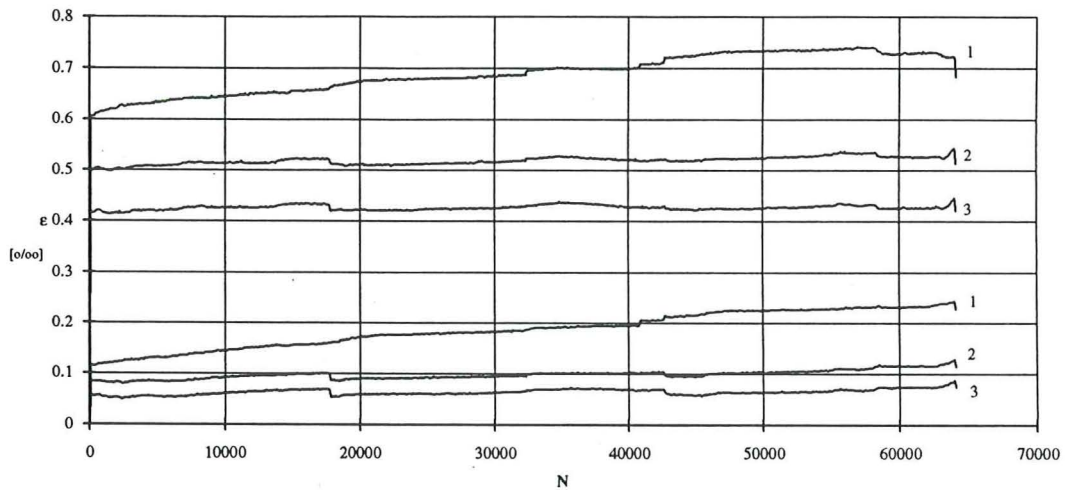


Fig. 8.3 Betongstukningar balk HPD2A.

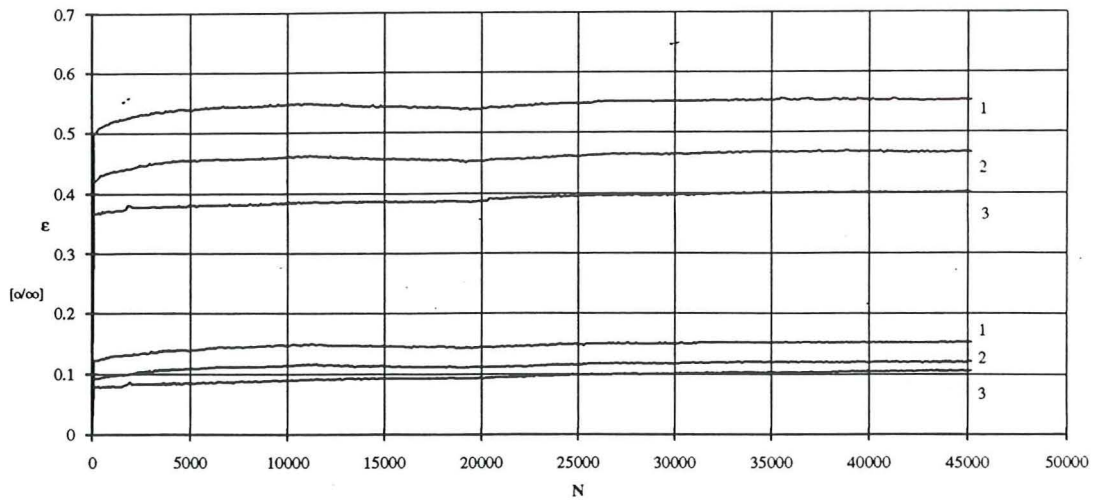


Fig. 8.4 Betongstukningar balk HPD3A.

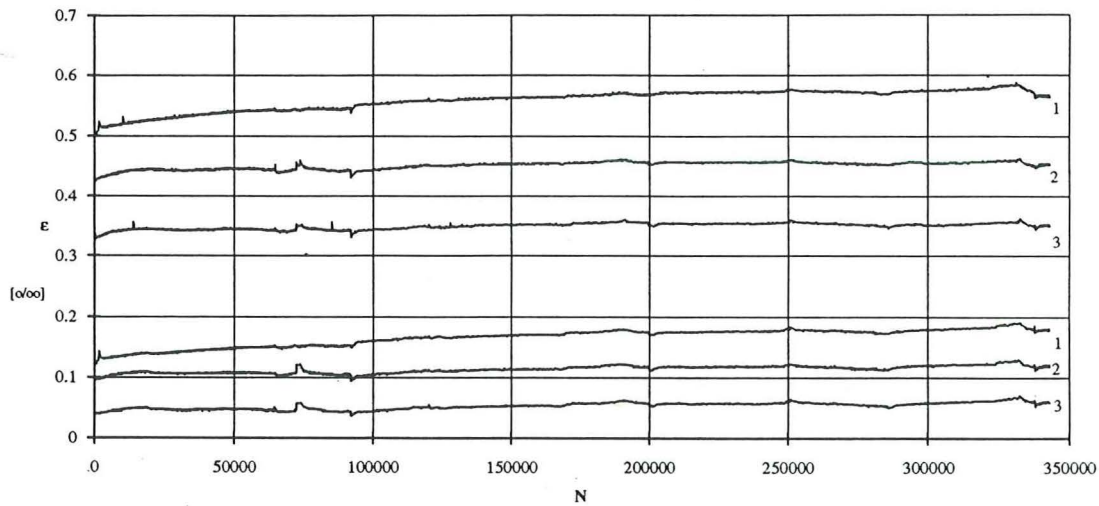


Fig. 8.5 Betongstukningar balk HPD4A.

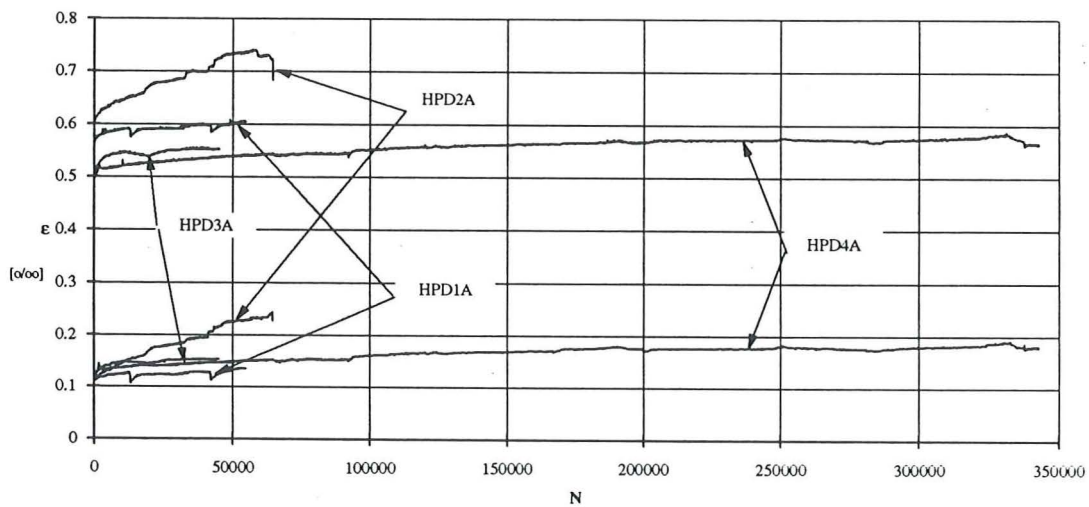


Fig. 8.6 Betongstukningar i ovkant på balkarna.

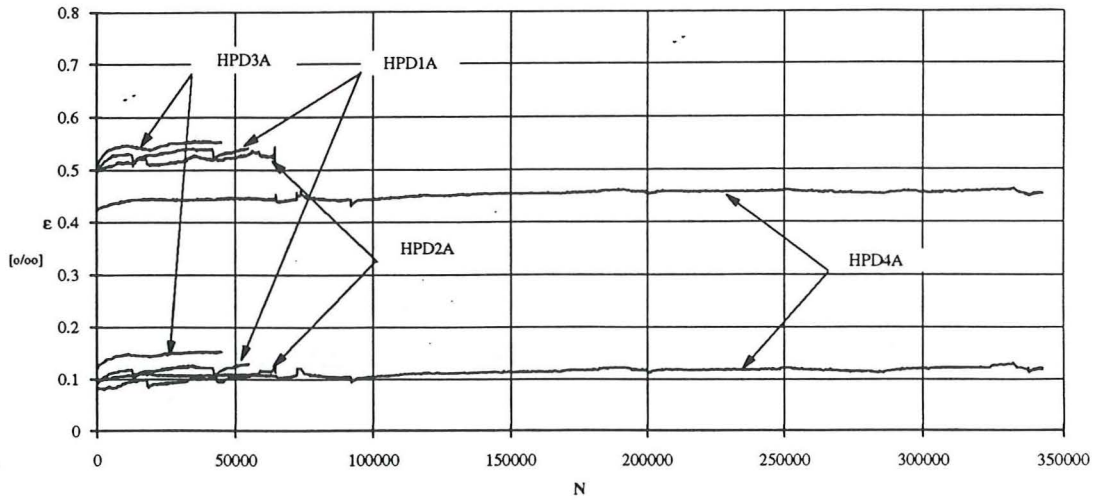


Fig. 8.7 Betongstukningar 20 mm under ovankant på balkarna.

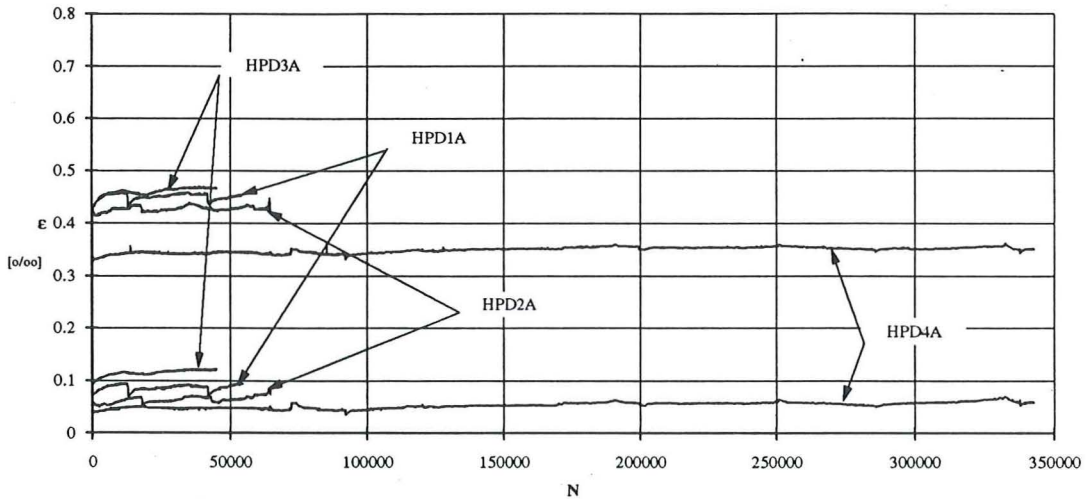


Fig. 8.8 Betongstukningar 35 mm under ovankant på balkarna.

Om man med hjälp av gjorda stukningsmätningar beräknar tryckzonshöjden i betongen, erhålls följande tabell:

Balkbet.	HPD1A	HPD2A	HPD3A	HPD4A
x [mm]	148	85	132	91

Tab. 8.6 Tryckzonshöjden beräknad mha stukningarna.

De "uppmätta" x -värdena kan jämföras med de beräknade i avsnitt 8.34. Svårigheten med att mäta betongstukningar med trådtöjningsgivare framgår tydligt av den stora spridningen i mätresultaten.

8.32 Böjmoment

I *fig. 8.9* nedan visas det erhållna max- och minmomentet (under punktlasten) i de olika balkarna.

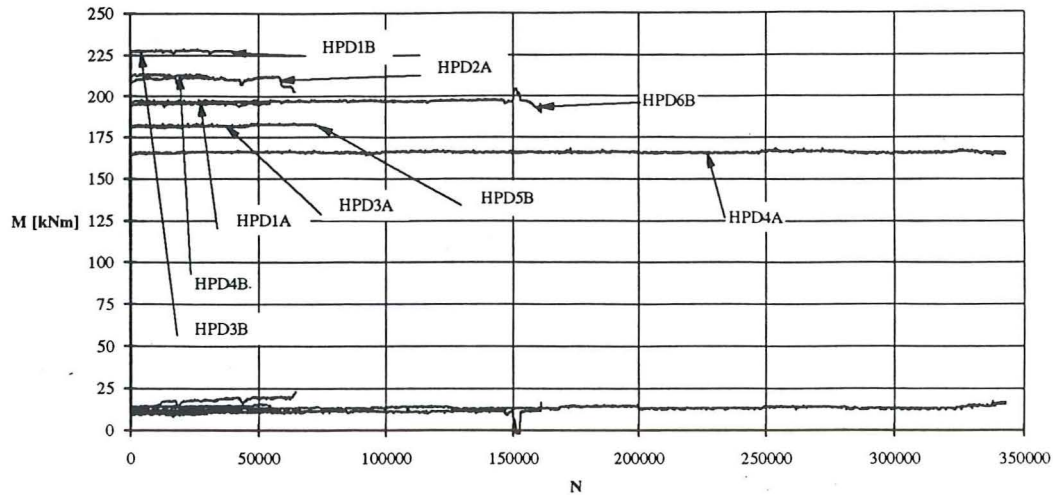


Fig. 8.9 Momenten i de olika balkarna.

8.33 Tvärkraft

De tvärkrafter som balkarna utsatts för, redovisas i *fig. 8.10*.

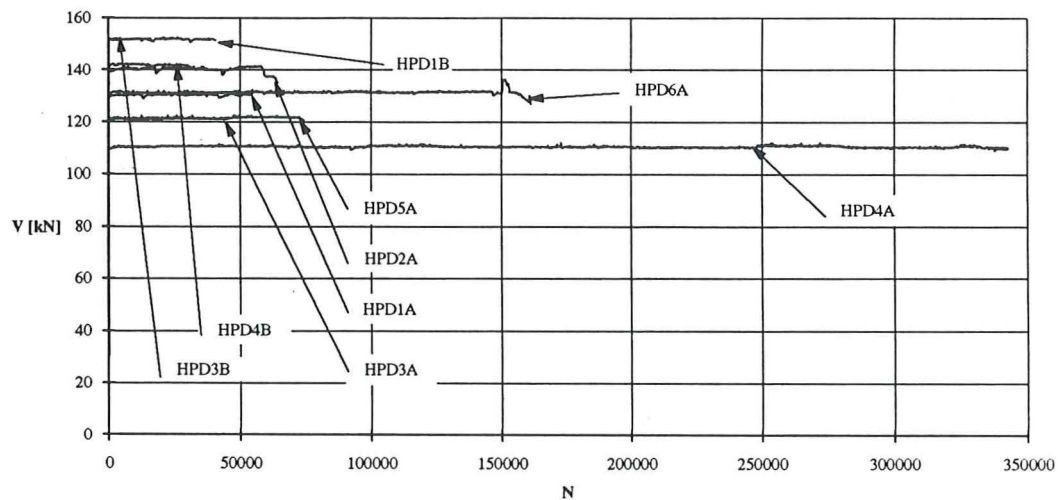


Fig. 8.10 Tvärkraften i de olika balkarna.

8.34 Spänning i böjarmering

Beräkningen görs på samma sätt som för NP-balkarna (E_c hämtas dock från *tab. 8.5*). *Tab. 8.7* redovisar resultaten.

Balkbet.	x [mm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	σ_{max} [MPa]	σ_{min} [MPa]	$\Delta\sigma_s$ [MPa]
HPD1A	111.3	193.5	13.5	351.8	24.5	327
HPD1B	111.2	224	12	407.2	21.8	385
HPD2A	112.4	209.3	16.9	379.7	30.7	349
HPD3A	111.2	180	13.5	325.1	24.4	301
HPD3B	111.5	224.4	9.9	408.0	18.0	390
HPD4A	111.2	164.3	13.5	299.6	24.6	275
HPD4B	112.1	209.1	11.3	380.5	20.6	360
HPD5B	112.4	179.6	10.5	326.9	19.1	308
HPD6B	110.9	194.3	11.6	356.6	21.3	335

Tab. 8.7 Påkänningar i böjarmering.

Om de uppmätta x -värdena används, erhålls en 15-40 MPa lägre spänningsvidd.

8.35 Betongspänning

Spänningarna i betongen och utmattningshållfastheten beräknas på samma sätt som för NP- betongen. I *tab. 8.8* återges resultaten.

Balkbet.	x [mm]	M_{max} [kNm]	M_{min} [kNm]	σ_{max} [MPa]	σ_{min} [MPa]	f_{utm} [MPa]
HPD1A	111.3	193.5	13.5	37.9	2.6	72.6
HPD1B	111.2	224	12	43.7	2.3	72.9
HPD2A	112.4	209.3	16.9	40.2	3.2	66.1
HPD3A	111.2	180	13.5	34.5	2.6	72.2
HPD3B	111.5	224.4	9.9	43.9	1.9	76.9
HPD4A	111.2	164.3	13.5	31.8	2.6	64.0
HPD4B	112.1	209.1	11.3	40.7	2.2	69.6
HPD5B	112.4	179.6	10.5	34.7	2.0	64.9
HPD6B	110.9	194.3	11.6	38.4	2.3	67.4

Tab. 8.8 Påkänningar i betong.

Betongspänningarna i *tab. 8.9*, med x -värden ur *tab. 8.6*, ligger i ungefär samma härad som de framräknade spänningarna i *tab. 8.8*. Användning av x -värden framräknade via betongstukningar ger varierande resultat och bör användas sparsamt.

Balkbet.	x [mm]	σ_{max} [MPa]	σ_{min} [MPa]
HPD1A	148	29.7	2.1
HPD2A	85	51.6	4.2
HPD3A	132	29.7	2.2
HPD4A	91	38.0	3.1

Tab. 8.9 Betongspänningar med x -värden ur tab. 8.6.

8.36 Sprickbild

I figurerna nedan visas balkarna med alla sprickor inritade. Observera det mer finfördelade sprickmönstret på de utmattningsbelastade balkarna jämfört med de statiskt belastade som visas i avsnitt 8.4. Skjuvsprickans läge och utseende finns också med.

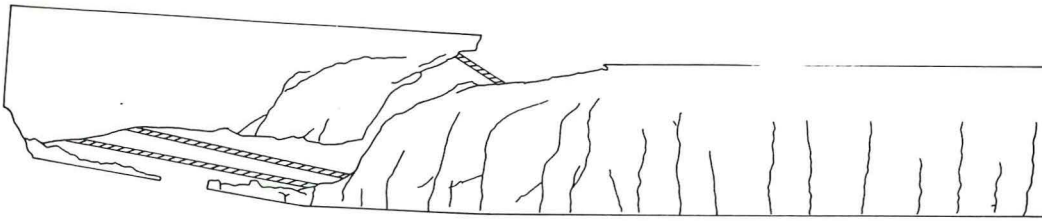


Fig. 8.11 Sprickor i balk HPD1A.

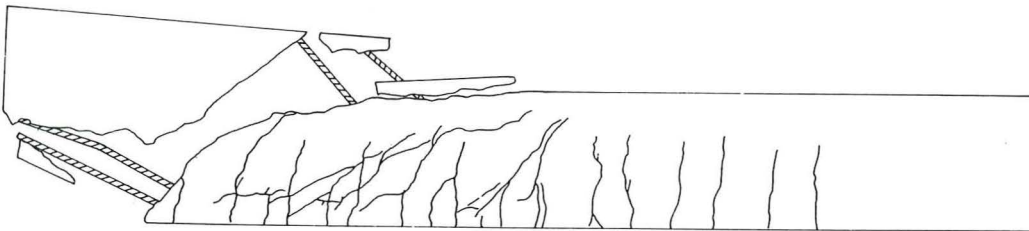


Fig. 8.12 Sprickor i balk HPD1B.

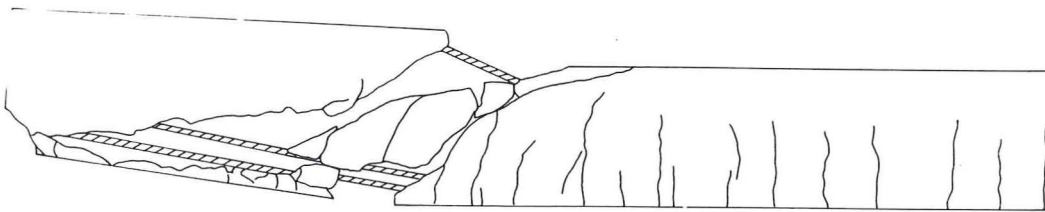


Fig. 8.13 Sprickor i balk HPD2A.

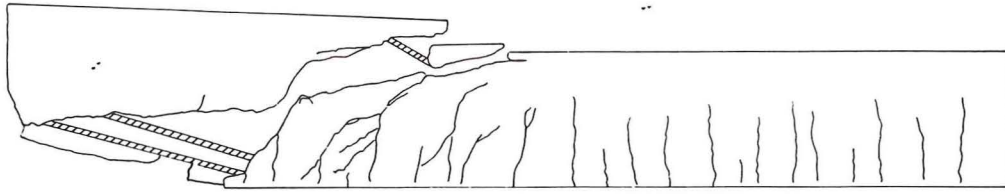


Fig. 8.14 Sprickor i balk HPD3A.

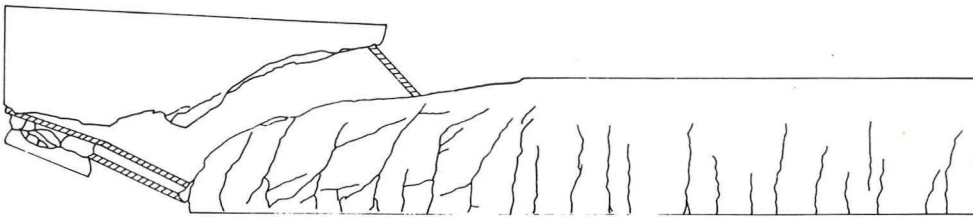


Fig. 8.15 Sprickor i balk HPD3B.

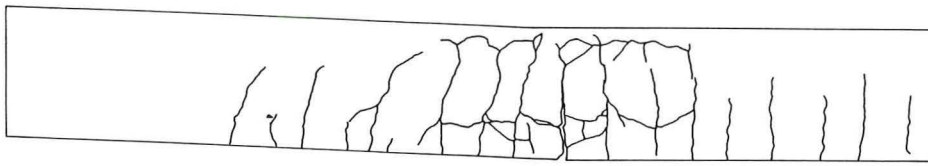


Fig. 8.16 Sprickor i balk HPD4A.

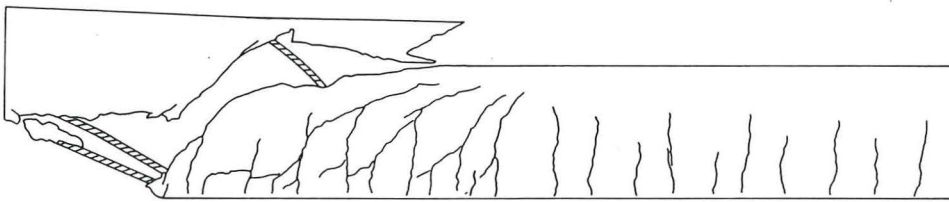


Fig. 8.17 Sprickor i balk HPD4B.

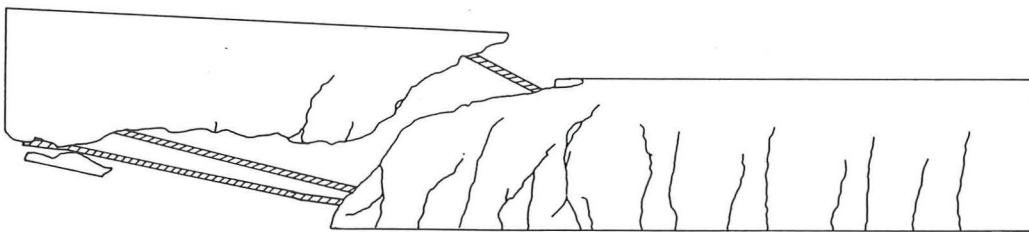


Fig. 8.18 Sprickor i balk HPD5B.

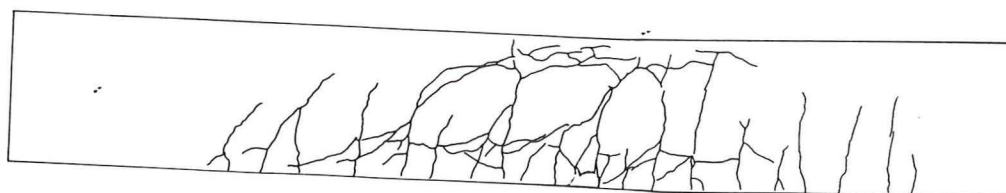


Fig. 8.19 Sprickor i balk HPD6B.

8.37 Nedböjning

Balkarnas största respektive minsta nedböjning, mättes i fältmitt på balkarna med full spännvidd. Deformationerna ökar med antalet lastväxlingar. Balk HPD4A har en mjukare avslutning på kurvan, detta beror på att böjbrottet har en lugnare karaktär än det mera plötsliga skjuvbrottet.

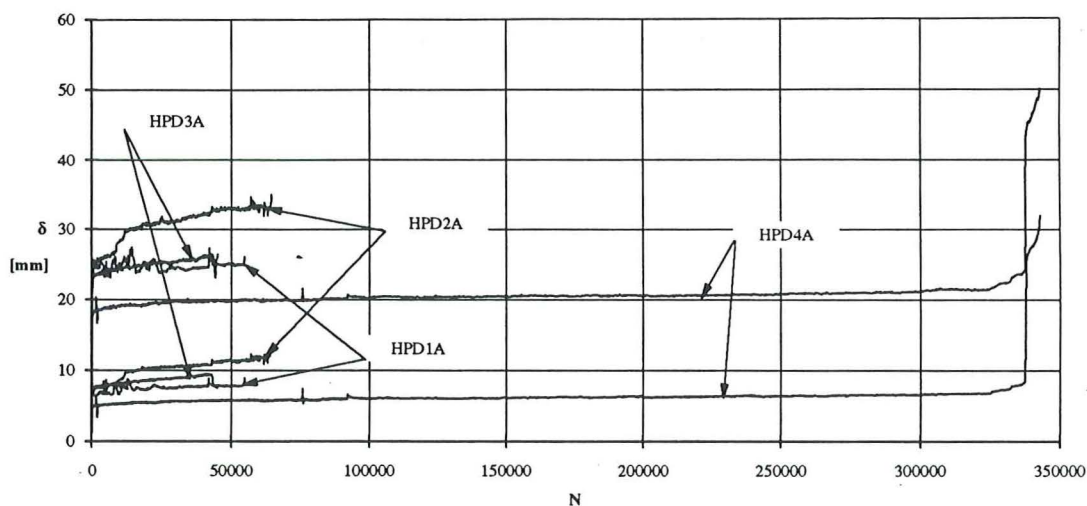


Fig. 8.20 Deformation vid fältmitt.

8.4 Statiskt belastade balkar

Vid försöken mättes endast last och nedböjning (lasten lades på deformationsstyrt). Resultaten redovisas i kapitel 6.1.

Sprickbilder för de olika balkarna redovisas nedan. Vid en jämförelse med de utmattningsbelastade balkarna framgår den tätare fördelningen av sprickor i de utmattningsbelastade balkarna.

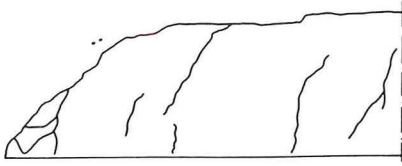


Fig. 8.21 Sprickor i balk HPS1A.

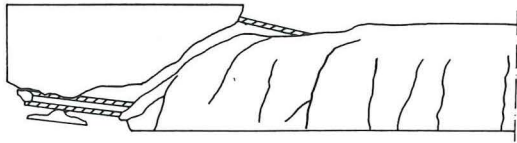


Fig. 8.22 Sprickor i balk HPS2A.

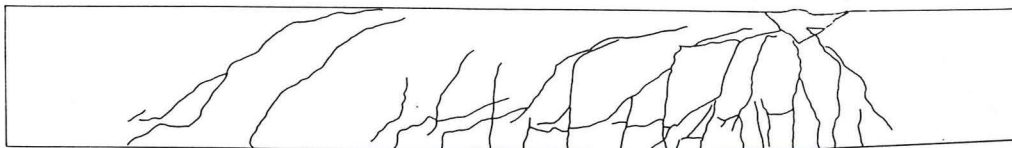


Fig. 8.23 Sprickor i balk HPS3B.

9 BROTTLASTER OCH LIVSLÄNGDER FÖR NP- OCH HP-SERIEN

9.1 Inledning

I detta kapitel görs jämförande beräkningar av både statisk tvärkraftskapacitet med olika beräkningsmetoder och statisk momentkapacitet samt livslängdsberäkning (enligt Hedman & Losberg 1975) för utmattningsbelastade balkar både vad gäller böj- och skjuvbrott. Beräkningarna utförs med medelvärden på materialparametrarna och utan säkerhetskoefficienter. Max- resp. minbelastning förutsätts vara konstanta. NP- och HP-serien behandlas parallellt i detta kapitel. Den omräkning av betonghållfasthet som görs i kapitlet bygger på antagandet att hållfastheten avser en cylinder (150, 300 mm) som våtlagrats (gäller inte H&L).

9.2 Tvärkraft

I litteraturen finns ett flertal olika sätt beskrivna, hur en balks statiska tvärkraftskapacitet kan bestämmas. I detta kapitel kommer fyra olika metoder att användas, tre bygger på additionsprincipen, dvs betongens och byglarnas respektive kapaciteter adderas, och en på att balken betraktas som ett fackverk. Där eventuella oklarheter har funnits, vad gäller t.ex beteckningar, har antaganden, som kan anses relevanta, gjorts.

9.21 Tvärkraftskapacitet enligt Hedman & Losberg (1975)

Dimensioneringen av balkarna är gjord med denna metod. I *tab. 9.1* nedan redovisas beräknade tvärkraftskapaciteter (uppmätta storheter som indata) och de verkliga tvärkrafterna vid brott. Ekvationerna återfinns i kapitel 4.2 (ekv. 4.1) och indata i kapitel 7 och 8.

9.22 Tvärkraftskapacitet enligt Arakawa (1970)

Ekvation 9.1, som bygger på statistisk analys av numeriska testdata, föreslås av T. Arakawa (1970). Additionsprincipen tillämpas. I *tab. 9.1* redovisas resultaten.

$$V_u = V_c + V_s \quad (9.1)$$

$$V_c = \frac{0.12 \cdot k_u \cdot k_p \cdot (17.6 + f_c')}{M/(V \cdot d) + 0.12} \cdot b \cdot d \quad 1.0 \leq M/(V \cdot d) \leq 2.0 \quad (9.2)$$

$$V_s = 0.845 \cdot \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \cdot b \cdot d \quad (9.3)$$

där

$k_u = 1$ om $d \leq 16$ cm och $k_u = 0.72$ om $d \geq 40$ cm. Däremellan antas linjär interpolation.

$$k_p = 0.82 \cdot p_t^{0.23} \text{ där } p_t = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

f_c' antas avse cylinderhållfastheten (150 · 300), våtlagrad .

$$p_w = \frac{A_{sv}}{b \cdot s}$$

σ_{wy} är skjuvhållfastheten för byglarna .

M är största moment i balken och V är tvärkraften i aktuellt snitt .

Övriga variabler enligt avsnitt 9.21.

För de aktuella balkarna blir $M/(V \cdot d) = 1.5/d$

9.23 Tvärkraftskapacitet enligt ACI 318-89

Även här tillämpas additionsprincipen. Variablerna gäller enligt föregående, men största tvärkraftskapacitet för betong respektive byglar som man får tillgodoräkna, begränsas enligt nedan. I *tab. 9.1* nedan redovisas resultaten.

$$V_u = V_c + V_s \quad (9.4)$$

$$V_c = (0.157 \cdot \sqrt{f_c'} + 17.2 \cdot p_t \frac{V \cdot d}{M}) \cdot b \cdot d \quad M/(V \cdot d) \leq 1.0 \quad (9.5)$$

$$\text{dock } V_c \leq 0.29 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

$$V_s = p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot b \cdot d \quad (9.6)$$

$$\text{dock } V_s \leq 0.663 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d$$

9.24 Tvärkraftskapacitet enligt AIJ Guidelines (1990)

Ekvationen bygger på superponering av analoga fackverk och bågar med undre gränsvärdesteorin som utgångspunkt (compression field theory). Beräkningsmodellen visas i *fig. 9.1*. Den tryckta betongzonen tar kraften C och böjarmeringen tar T . Avståndet mellan dessa kraftpar motsvarar den inre hävarmen. I *tab. 9.1* nedan redovisas resultaten.

$$V_u = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v_{fc}' / 2 \quad (9.7)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D$$

$$\beta = ((1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}) / v_{fc}'$$

där $\cot \phi$ är det minsta av följande ekvationer

$$\cot \phi = \sqrt{v_{fc}' / (p_w \cdot \sigma_{wy})} - 1$$

$$\cot \phi = 2.0$$

$$\cot \phi = j_t / (D \cdot \tan \theta)$$

$$v_{fc}' = (0.7 - f_c' / 196) \cdot f_c' \quad \text{för } f_c' \leq 70 \text{ MPa}$$

$$v_{fc}' = 0.85 \cdot 0.75 \cdot (1 - f_c' / 250) \cdot f_c' \quad \text{för } f_c' > 70 \text{ MPa}$$

D är total balkhöjd.

L är längden på balken.

j_t är inre hävarmen.

Om $p_w \cdot \sigma_{wy}$ överstiger $\nu f_c' / 2$ så sätts $p_w \cdot \sigma_{wy} = \nu f_c' / 2$.

Om $\sigma_{wy} > 25 \cdot f_c'$ så sätts $\sigma_{wy} = 25 \cdot f_c'$

Övriga variabler enligt föregående.

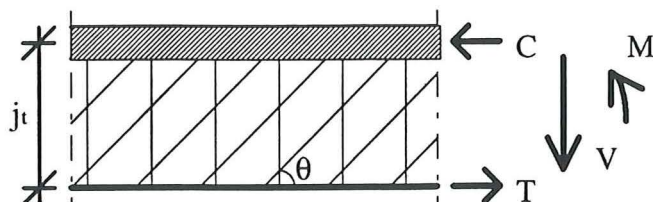


Fig. 9.1 Beräkningsmodell enligt AIJ Guidelines.

9.25 Jämförelse av tvärkraftskapacitet enligt olika beräkningsmetoder

I tab. 9.1 nedan redovisas de tvärkraftskapaciteter som man erhåller med de beräkningsmetoder som finns beskrivna ovan. I tabellen redovisas dels betongens (V_c) och byglarnas (V_s) tvärkraftskapacitet var för sig, dels summan (V_u). För AIJ gäller inte detta, eftersom additionsprincipen ej tillämpas. Verklig tvärkraftskapacitet finns också redovisad. Indata har varit uppmätta värden enligt kapitel 7 och 8.

Balkbet.	V_u enl. H & L	V_u enl. Arakawa	V_u enl. ACI	V_u enl. AIJ	V verklig
NPS1A	117.2+36.0 =153.2	92.6+55.5 =148.2	126.2+40.3 =166.5	117.3	136
NPS2B	120.7+36.7 =157.4	95.6+56.6 =152.2	130.3+41.1 =171.4	119.5	143
HPS1A	213.2+48.1 =261.3	180+62.9 =242.9	170.9+53.9 =224.8	172.2	198
HPS2A	221.8+48.4 =270.2	190.9+63.3 =254.2	177.4+54.2 =231.6	175.3	201

Tab. 9.1 Enligt olika metoder beräknade tvärkraftskapaciteter och uppmätt tvärkraft för både NP- och HP-serien. Alla värden i [kN].

Som framgår av tabellen, överskattar additionsprincipen tvärkraftskapaciteten, medan AIJ underskattar densamma. Detta faktum bekräftas av tidigare gjorda studier. För HP-betong fördubblas överskattningen av kapaciteten jämfört med NP-betong.

9.3 Moment

Beräknad och uppmätt momentkapacitet för de balkar som gick till böjbrott, redovisas i *tab. 9.2*.

Balkbet.	<i>M</i> _{beräknad} [kNm]	<i>M</i> _{uppmätt} [kNm]
NPS1B	223.7	233
NPS2A	222.1	224
HPS3B	377.6	404

Tab. 9.2. Beräknad och uppmätt momentkapacitet.

Beräkningarna underskattar bärförmågan något i samtliga fall.

9.4 Livslängdsberäkning

I detta avsnitt skall ett försök göras till att räkna fram balkens livslängd med hänsyn till utmattning, både vad gäller tvärkraft och moment. Vid livslängdsberäkning för böjbrott, beräknas teoretisk livslängd vid den spänningsamplitud som råder i böjarmeringen. För tvärkraften beräknas kapacitet vid det antal lastväxlingar till brott som mätts upp för balken. Denna tvärkraftskapacitet kan sedan jämföras med den tvärkraft som funnits i balken.

9.41 Livslängd vid böjbrott

De i BBK79 redovisade utmattningshållfastheterna för armering (BBK79 tabell 2-5) kan räknas om till medelvärden enligt följande:

$$\Delta f_m = \frac{\Delta f_{st} \cdot 1.3}{e^{-1.65 \cdot 0.10}} \quad (9.8)$$

Δf_m medelvärdet.

Δf_{st} enligt tabell 2-5 i BBK 79.

Armeringskvalitet Ks600 används. I *tab. 9.3* redovisas BBK79:s värde och de här framräknade för några olika lastväxlingstal.

ΔN	10000	100000	600000	1000000	2000000
Δf_{st}	420	280	220	200	200
Δf_m	644	429	337	307	307

Tab. 9.3 Påkänningsvidder vid olika antal lastväxlingar [MPa].

Mellan tabellvärdena kan linjär interpolation göras. Δf_m kan aldrig bli större än 666 MPa för NP-serien och 669 MPa för HP-serien. Följande ekvationer fås för de olika påkänningsintervallen (linjär interpolation).

$$\Delta f_m = 644 - 215 \cdot (\log N - \log 10^4) \quad 429 < \Delta f_m < 644 \text{ MPa} \quad (9.9)$$

$$\Delta f_m = 429 - 118 \cdot (\log N - \log 10^5) \quad 337 < \Delta f_m < 429 \text{ MPa} \quad (9.10)$$

$$\Delta f_m = 337 - 135 \cdot (\log N - \log 6 \cdot 10^5) \quad 307 < \Delta f_m < 337 \text{ MPa} \quad (9.11)$$

Genom att i ekvationerna ovan sätta in den spänningsvidd som räknats fram i kapitel 7.34 och 8.34 erhålls balkarnas teoretiska livslängd om böjbrott är aktuellt.

För balk NPD2A blir beräknad livslängd 495000 lastväxlingar. Balken klarade 190000.

För balk HPD4A blir beräknad livslängd 2000000 lastväxlingar. Balken klarade 340000.

För balk HPD6B blir beräknad livslängd 621000 lastväxlingar. Balken klarade 160000.

Beräknade livslängder blir flera gånger längre än de uppmätta. Beräkningarna ger alltså resultat som är mycket osäkra.

9.42 Livslängd vid skjuvbrott

Livslängden beror dels på betongens, dels på byglarnas utmattningshållfasthet. Betongens kapacitet vid utmattning kan med Hedman & Losberg (gäller upp till K80) som utgångspunkt skrivas:

$$V_c = \beta \cdot K \cdot \xi \cdot kc_1 \cdot kc_2 \cdot 0.096 \quad (9.12)$$

där β är en reduktionsfaktor för utmattning.
Övriga beteckningar enligt kapitel 4.2.

β beräknas med hjälp av ekvation 9.13 (samma som ekvation 2.1)

$$\beta = 1 - \alpha \cdot \left(1 - \frac{V_{min}}{V_{max}}\right) \cdot \log N \quad (9.13)$$

α sätts till 0.0685 för NP-serien, respektive 0.064 för HP-serien.

Byglarna skall då ta upp följande tvärkraft (jämför ekv. 4.2):

$$V_s = (V_u - V_c)/1.05 \quad (9.14)$$

Följande ekvation för tvärkraftskapacitet vid utmattning kan erhållas

$$V_u = V_c + \frac{1.05 \cdot A_{sv} \cdot \Delta f_m \cdot 0.85 \cdot d}{s} \cdot \frac{1}{(1 - V_{min}/V_{max})} \quad (9.15)$$

I tab. 9.4 redovisas i tabellform beräkningarna av tvärkraftskapacitet vid utmattning. Δf_m bestäms för aktuellt antal lastväxlingar med hjälp av ekvationerna 9.9-9.11.

$A_{sv}=39.2 \text{ mm}^2$ för NP-serien.

$A_{sv}=56.0 \text{ mm}^2$ för HP-serien.

d hämtas ur *tab. 7.1* och *8.1*.

$s=250 \text{ mm}$.

Balkbet.	V_{min}/V_{max}	β	V_c [kN]	$1.05 \cdot V_s$ [kN]	V_u [kN]	$V_{verkl.}$ [kN]
NPD1A	0.092	0.788	95.6	35.2	130.8	114
NPD1B	0.078	0.695	84.3	24.2	108.5	100
NPD2B	0.123	0.725	87.9	22.9	110.8	107
NPD3A	0.121	0.702	84.5	28.8	113.3	93
HPD1A	0.070	0.718	161.3	33.7	195.0	129
HPD1B	0.054	0.721	162.3	34.2	196.5	149
HPD2A	0.081	0.717	154.1	33.6	187.7	140
HPD3A	0.075	0.724	163.9	34.8	198.7	120
HPD3B	0.044	0.768	171.0	45.9	216.9	150
HPD4B	0.054	0.729	158.6	35.4	194.0	139
HPD5B	0.058	0.746	151.0	32.1	183.1	120

Tab. 9.4 Beräknade och uppmätta tvärkraftskapaciteter efter respektive balks lastcykler till brott

9.43 Diskussion av resultat

Samtliga balkar har en kortare livslängd än beräknat. Balkarna i NP-serien, som vid statiska försök, omväxlande gav böj- och skjuvbrott (balans mellan böj- och skjuvkapacitet), har i samtliga fall utom ett gett skjuvbrott vid utmattning. För HP-balkarna, där endast skjuvbrott erhöles vid de statiska försöken, gav sju av nio balkar skjuvbrott vid utmattning. För att få böjbrott, dvs utmattning i böjarmeringen, krävs det att lastnivåerna inte är större än 60% av den statiska brottlasten. Ekvationerna för livslängdsberäkning är mycket känsliga även för relativt små ändringar i indata. Den stora spridningen på försöksresultaten gör det också svårt att bedöma riktigheten i gjorda beräkningar. Differensen mellan beräknad och uppmätt tvärkraftskapacitet vid ett visst antal lastväxlingar ökar kraftigt för HP-balkarna. De använda ekvationerna bygger dock på resultat från försök med betongkvaliteter upp till K80. Andra samband bör tas fram för högpressterande betong. Den dominerande orsaken till att det inte går att använda H&L:s samband på högpressterande betong är att betongens draghållfasthet i runda tal överskattas med en faktor 2. I *tab. 9.5* nedan redovisas dels det beräknade förhållandet mellan statisk tvärkraftskapacitet och den tvärkraftskapacitet som balken har med ett visst antal lastväxlingar till brott (N), dels det vid försöken uppmätta förhållandet. Resultaten kan tolkas som att de beräknade förhållandena tillåter en högre belastningsnivå än den verkligt uppmätta. För ett par balkar stämmer dock beräknade och uppmätta värden hyfsat överens. Omräkningen av statiska tvärkraftskapaciteter till tvärkraftskapacitet vid utmattning stämmer således rätt bra. Det är den statiska tvärkraftskapaciteten som överskattas.

Balkbet.	Beräknad V/V _{utm} [%]	Uppmätt V/V _{utm} [%]
NPD1A	83.0	80
NPD1B	68.9	70
NPD2B	71.6	75
NPD3A	72.4	65
HPD1A	71.4	65
HPD1B	72.1	75
HPD2A	69.2	70
HPD3A	72.5	60
HPD3B	80.0	75
HPD4B	73.0	70
HPD5B	69.9	60

*Tab. 9.5 Beräknad (statisk tvärkraftskapacitet) /
(tvärkraftskapacitet för det antal N som ledde till brott)
i den mellersta kolumnen och i den högra motsvarande
uppmätta värden.*

10 SLUTSATSER

Om ingen hänsyn tas till att olika undre lastgränser kan ha förekommit, kan en jämförelse mellan de i denna rapport redovisade resultaten och i litteraturen förekommande resultat göras. I *fig. 10.5* har de egna försöksresultaten ritats in tillsammans med kurvor som bygger på en sammanställning, gjord av Danewid, av resultat som redovisas i litteraturen. Kurvorna fås genom logaritmisk regression av försöksresultaten. På y-axeln finns max last/tvärkraft i förhållande till statisk brottlast/tvärkraftskapacitet. Resultaten från NP-serien stämmer mycket bra överens med tidigare gjorda försök. HP-kurvan ligger något under NP-kurvan. Kurvorna som bygger på här gjorda försök skiljer inte på böj- och skjuvbrott.

Försöksresultaten visar att höga lastnivåer ger utmattning i betongen med efterföljande skjuvbrott vid låga N . Låga lastnivåer, under 60% av statisk brottlast, ger utmattning i armeringen med böjbrott (krossbrott i betongen) vid höga N . Böjbrottet är väsentligt mycket lugnare än det plötsliga skjuvbrottet. Balkar som har gått till böjbrott kan efter brottet (något dragjärn av) bära den pålagda medellastnivån.

Skjuvsprickan har en brantare lutning i dragzonen på HP-betong, jämfört med NP-betong. Den lutning som definieras mellan centrum av tryckzonen till centrum för dragarmeringen, är dock flackare för HP-betong. *Fig. 10.1* och *10.2* försöker visa detta. Var skjuvsprickan slår upp, avståndet mellan upplaget och den punkt där skjuvsprickan skär böjarmeringen, är mer godtyckligt för HP-balkarna. Om sprickan slår upp långt från stöd (nära lasten), så kan det inträffa att byglarna blir överksamma. Byglarna går av relativt tidigt och sedan fungerar balken som en tryckbåge, se *fig. 10.3*. När skjuvsprickan slår upp nära stöd, blir byglarnas inverkan avgörande. När byglarna går av, så blir belastning så stor på böjarmeringen och betongen att de båda skiljs åt, se *fig. 10.4*.

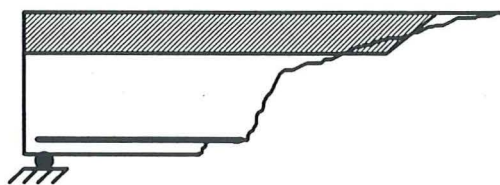


Fig. 10.1 Skjuvsprickan i HP-betong

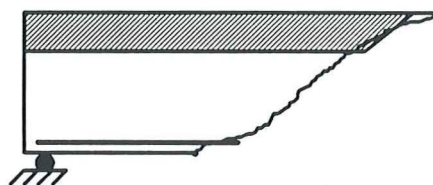


Fig. 10.2 Skjuvsprickan i NP-betong

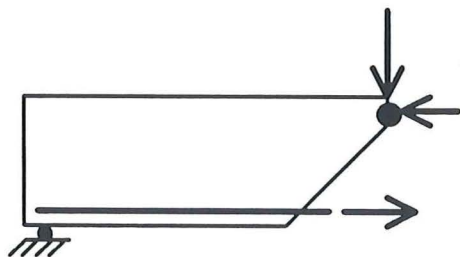


Fig. 10.3 Balkmodell då skjuvsprickan slår långt från upplaget. Bågverkan.

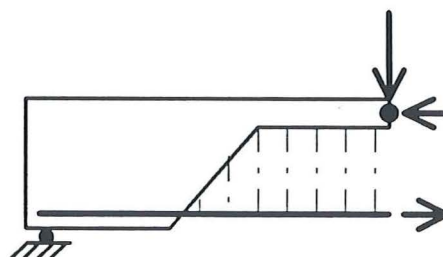


Fig. 10.4 Balkmodell då skjuvsprickan slår upp nära upplaget. Balkverkan.

Åtminstone en för ögat tydlig skillnad finns mellan de båda betongkvaliteterna. Medan sprickytan är mycket skrovlig för NP-betongen, blir den förhållandevis jämn för HP-betongen (sprickan går ej runt, utan räkt igenom ballasten). Om detta medför en minskad så kallad aggregate interlock effect för HP-betongen, är inte helt klarlagt. I det stadium då aggregate interlock bidrar till bärförmågan, har man kanske inte nytta av den betydligt mera ojämna ytan i NP-betong.

Den uppluckring som sker runt byglarna i NP betong när sprickan slagit upp, blir betydligt mindre i HP-betong. Eventuellt bidrar detta till att påkänningen i byglarna blir större i HP-balkarna.

Vid utmattning av NP-betong mals de lösa betongdelarna ner, medan HP-betongen spricker upp i tunna och spetsiga flisor.

Den överskattning av tvärkraftskapaciteten som görs för normal betong, accelererar betydligt när samma dimensioneringsprinciper (Hedman & Losberg som bygger på försök med normala betongkvaliteter upp till K80) används på högpresterande betong. Den dominerande orsaken till att tvärkraftskapaciteten överskattas, både vid statiska försök och utmattningsförsök, är att betongens draghållfasthet överskattas med ungefär en faktor två.

Livslängdsberäkningar visar sig överskatta balkarnas livslängd vid utmattning väsentligt. När böjarmeringen blir dimensionerande för balkens livslängd, kan en av orsakerna till den överskattade livslängden bero på att påkänningsvidden i armeringen är betydligt större än beräknat. Additionsprincipens lämplighet vid utmattning kan ifrågasättas.

Vidare kan konstateras att det inte innebär några problem att tillverka och gjuta med högpresterande betong i befintliga betongelementfabriker. Det är dock viktigt att undvika de plastiska krympsprickor som uppstår om betongen inte täcks med plastfolie eller vattenbegjuts direkt efter gjutning.

Det använda betongreceptet ger en betong med mycket god gjutbarhet och jämn kvalitet (hög kubhållfasthet och förhållandevis porfri yta).

Två frågor togs upp i inledningen, nämligen om risken för utmattningsbrott är större för konstruktioner med HP-betong och om det är lämpligt att använda BBK79:s dimensioneringsprinciper även på HP-betong. Att utan modifiering av sambanden använda dem för HP-betong visar sig vara olämpligt. Av försöksresultaten kan inte någon signifikant skillnad urskiljas mellan risk för utmattningsbrott i balkar av NP- respektive HP-betong.

Försöken och rapporten skall framförallt ses som en förstudie och förserie till kommande försök med större serier och med alternativa armeringsmetoder, t.ex. spännarmering och inblandning av stålfibrer i betongen, där användning av HP-betong kan ge större fördelar.

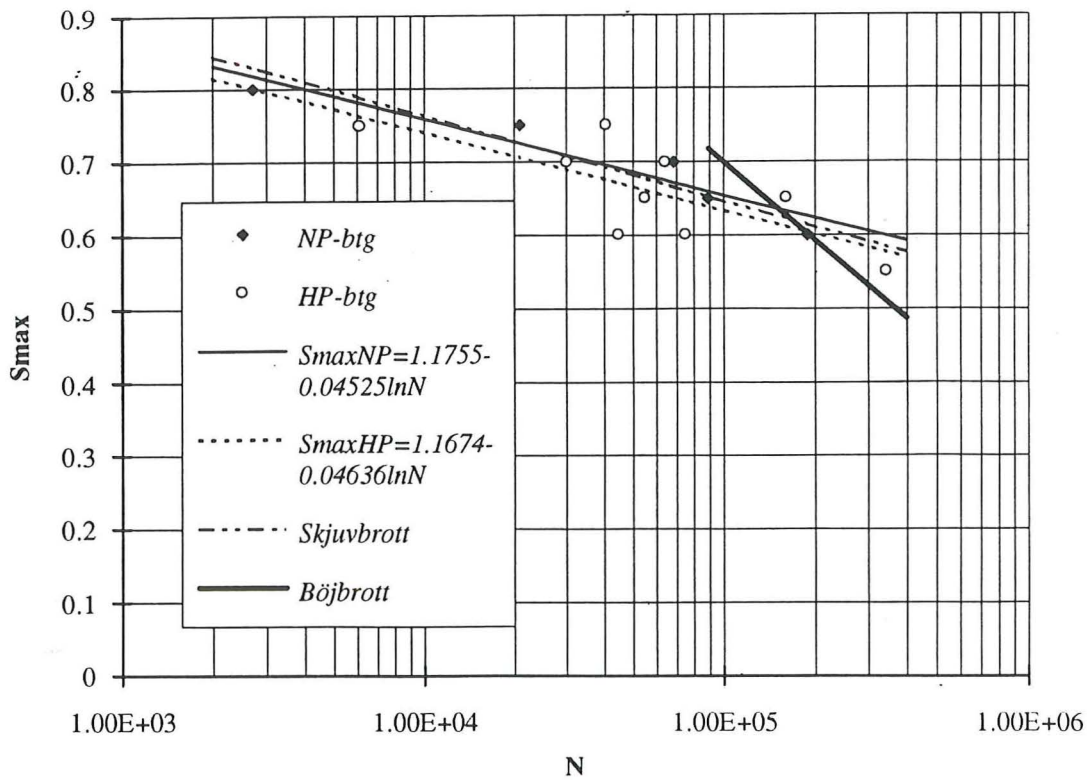


Fig. 10.5 Försöksresultat. S_{max} = Max utmattningslast/Statisk brottlast. De tre punkterna längst till höger är böjbrott, övriga är skjubrott. Funktionerna för Skjub- och böjbrott är framtagna av Danewid.

11 REFERENSER

ABELES SYMPOSIUM (HAWKINS). Fatigue of concrete. ACI publ. SP-41. Detroit 1974.

BBK79. Bestämmelser för betongkonstruktioner.

BERGLUND, TATIANA. Omräkningsfaktorer av tryckhållfasthet hos högpresterande betong. Lund 1992, TVBM-5023.

BETONGHANDBOKEN. Konstruktion, Material. Svensk Byggtjänst.(1982).

DANEWID, ROBERT. En undersökning av armerade betongbalkar utsatta för utmattningslast. Lund 1985, TVBK-1004.

DEGERMAN, TRYGGVE. Dimensionering av betongkonstruktioner enligt sannolikhetsteoretiska metoder. Lund 1981, TVBK-1003.

FIB/CEB. Bulletin d'information No 197. High strength concrete. State of the art report. August 1990.

GABRIELSSON, HENRIK. Shear capacity of beams of reinforced high performance concrete. Luleå 1993.

HEDMAN, O och LOSBERG, A. Dimensionering av betongkonstruktioner med hänsyn till tvärkraft. Nordisk betong nr 5, 1975.

HOLAND, I och SELLEVOLD, E (editors). Utilization of High Strength Concrete. Proceedings. Volume 1 och 2. Symposium in Lillehammer, Norway, June 20-23, 1993. ARAKAWA (1970), ACI 318-89 samt AIJ Guidelines (1990) är tagna ur denna sammanställning

LACROIX, R. Fatigue of reinforced concrete and prestressed concrete in offshore structures. FIB notes 58, 1975.

PERSSON, BERTIL. Högpresterande betongs hydrataation, struktur och hållfasthet. Lund 1992, TVBM-1009.

PERSSON, BERTIL. Internrapporter M 06:09(1993), 06:0 (1992), 06:01(1992).

PILEGAARD, H L (editor). Fatigue of concrete structures. Februari 1993.

SØRENSEN, N B. Rapport 6.3.-Uniaxial, Constant, Amplitude Fatigue of plain concrete. November 1990.

SØRENSEN, N B. Rapport 6.6.-State-of-the-art Report on Fatigue of High Strength Concrete (part 2). August 1992.

TEPFERS, R. En undersökning av betongens utmattningshållfasthet. Bygghforskningen, rapport R86:1978.

WESTBERG, B. Utmattning av betong och armerad betong. Rapport 22/09, Bygghforskningen 1969.

I rapporten finns i en del fall namn på källor redovisade, MURDOCK, som är hämtade via DANEWID (1985).