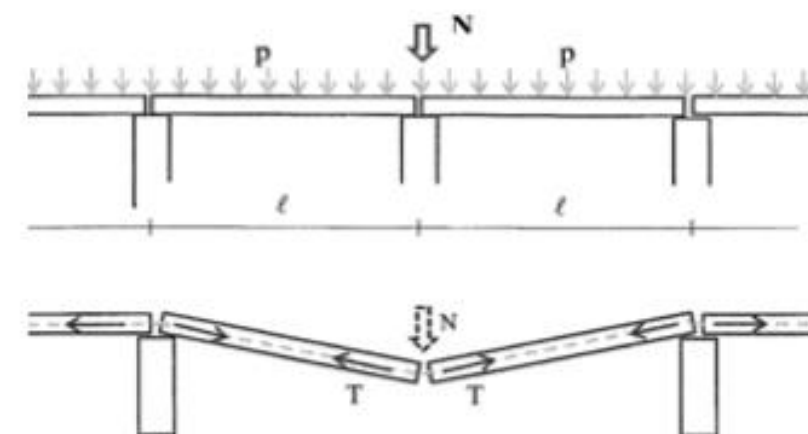


Mekaniska kopplingar med hög deformationskapacitet för stommar byggda av prefabricerade betongelement



Tobias Eriksson & John Fritz

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Lunds Tekniska Högskola

Lunds Universitet, 2016

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Lunds Tekniska Högskola

Box 118

221 00 LUND

Division of Structural Engineering

Faculty of Engineering, LTH

P.O. Box 118

S-221 00 LUND

Sweden

Mekaniska kopplingar med hög deformationskapacitet för stommar byggda av prefabricerade betongelement

Ties with high deformation capacity in precast structures.

Tobias Eriksson & John Fritz

2016

Rapport TVBK-5250

ISSN 0349-4969

ISRN: LUTVDG/TVBK-16/5250+93p

Examensarbete

Handledare: Miklós Molnár & Jonas Niklewski

Juni 2016

Förord

Examensarbetet startades i januari 2016 tillsammans med universitetslektor Miklós Molnár och avslutades i juni samma år. Examensarbetet är skrivet på avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska högskola och omfattar 30 högskolepoäng.

Vi vill ge ett särskilt stort tack till våra handledare universitetslektor Miklós Molnár och biträdande handledare doktorand Jonas Niklewski för vägledning genom arbetet. Vi vill även ge ett särskilt stort tack till forskningsingenjörerna Per-Olof Rosenkvist och Bengt Nilsson som har väglett och hjälpt oss med alla laborationer.

Vidare vill vi tacka följande personer för deras bidrag till rapporten:

Ida Crabbe, Starka Betongelement AB

Bengt-Åke Nilsson, Starka Betongelement AB

Lund

Juni 2016

Tobias Eriksson och John Fritz

Sammanfattning

Förtillverkade betongkonstruktioner har inte någon naturlig sammanhållning av stommen, som i en platsgjuten konstruktion, vilket medför stora krav på de mekaniska kopplingarna mellan de prefabricerade betongelementen avseende bärförmåga och deformationskapacitet. Dagens mekaniska kopplingar utgörs ofta av ingjutna raka kamstänger och har därför en begränsad deformationskapacitet vilket medför att möjligheterna att skapa alternativa lastvägar vid ett lokalt brott i stommen genom exempelvis linverkan begränsas.

Avdelningen för Konstruktionsteknik på Lunds Tekniska Högskola har tagit fram tre stycken förslag på mekaniska kopplingar med potential till hög deformationskapacitet, sådana att linverkan kan skapa alternativa lastvägar. Rapportens fokus ligger på att utvärdera och jämföra raka kamstänger med de tre nya mekaniska kopplingar både teoretiskt och experimentellt. Rapporten ska även utreda och påvisa fördelarna med att utnyttja ett alternativt lastbärande system vid dimensionering mot olyckslast.

Resultaten visar att ett av kopplingsförslagen kan tänkas implementeras efter att mer storskaliga tester har gjorts. Även fast oklarheter kvarstår angående den dynamiska kapaciteten har detta examensarbete tydligt påvisat att en implementering av kopplingar med en hög deformationskapacitet medför en förbättrad statisk kapacitet och möjliggör därmed utnyttjandet av linverkan för att hantera olyckslast. Den föreslagna kopplingslösningen ger även projektören möjlighet att styra bjälklagets deformationsförmåga och projektören kan på det sättet åstadkomma en högre säkerhet mot olyckslast och fortskridande ras. Kopplingarnas deformationsdesign kan alltså anpassas efter förutsättningarna. Det är dock viktigt att poängtera att fördeformationens utseende följer Eurokods regler angående bockningsradie så att stålet inte skadas.

Abstract

Precast concrete structures has no natural coherence of the frame as when the structure is cast in situ, which puts great demands on the ties between the prefabricated concrete elements regarding the resistance and deformation capacity. The ties that are used today often consist of straight ribbed bars embedded in concrete and therefore have limited deformation capacity. This means that the opportunities to create alternative load paths, if a local failure in the structure occurs, thru catenary action are limited.

The division of Structural Engineering at the Faculty of Engineering, LTH, has come up with three suggestions of ties with potential for high deformation capacity such that catenary action can provide alternative load paths. The focus of the report is to evaluate and compare the traditional ties with the three new ties both theoretically and experimentally. This report will also investigate and demonstrate the advantages of using an alternative load bearing system in design against accidental action.

The result indicate that one of the new ties may be implemented after large-scale tests have been made. Although uncertainty remains regarding the dynamic capacity, the thesis clearly demonstrates that the implementation of the new tie with a high deformation capacity results in improved static capabilities, thereby allowing the use of catenary action as design against accidental action. The proposed tie solution also gives the designer the ability to control the deformation of the floor structure and the designer can thus obtain a higher safety against accidental actions and progressive collapse. The design of the deformation for the new tie can thus be adapted to the circumstances. However, it is important to point out that the geometry of the pre-deformation must comply with the rules in Eurocode regarding the bending radius so that the steel is not damaged.

Innehållsförteckning

Kapitel 1	– Introduktion.....	1
1.1	Inledning	1
1.2	Syfte.....	1
1.3	Metod.....	2
1.4	Avgränsningar	2
1.5	Disposition	2
1.6	Beskrivning av beräkningsexempel.....	3
Kapitel 2	– Bakgrund.....	7
2.1	Robusthet	7
2.2	Hantering av exceptionella laster enligt Eurokoden	8
2.3	Konsekvensklass	9
2.4	Alternativ lastväg	10
2.4.1	Linverkans verkningsätt.....	11
Kapitel 3	– Teoretisk bakgrund och analys av hantering av olyckslaster	15
3.1	Duktilitet	15
3.2	Armeringens beteende vid påkänning av dragkrafter.....	16
3.2.1	Armeringens deformationskapacitet	17
3.2.2	Utredning av vilka faktorer som påverkar sprickbredden	21
3.3	Alternativa lastvägar.....	22
3.3.1	Beräkningsexempel vid statisk jämvikt.....	25
3.4	Dynamisk inverkan.....	28
3.4.1	Relationen mellan statisk respektive dynamisk bärförmåga	33
3.5	Förankring och skarvlängd	39
3.5.1	Beräkningsexempel av förankringslängd	43
3.5.2	Beräkningsexempel av skarvlängd.....	45
3.6	Jämförelse mellan linverkan och indirekt dimensionering enligt Eurokoden	45
3.6.1	EN 1992-1-1.....	46
3.6.2	EN 1991-1-7.....	47
3.6.3	Jämförelse mot linverkan.....	48
3.7	Mekaniska kopplingar idag.....	49
Kapitel 4	– Experimentell studie.....	53
4.1	Testomgång 1	53
4.1.1	Koncept 1.....	53

4.1.2	Koncept 2.....	54
4.1.3	Koncept 3.....	55
4.1.4	Resultat testomgång 1.....	56
4.1.5	Diskussion testomgång 1	60
4.2	Testomgång 2.....	62
4.2.1	Koncept 1.....	62
4.2.2	Resultat testomgång 2.....	63
4.2.3	Diskussion testomgång 2	65
4.3	Testomgång 3.....	65
4.3.1	Resultat testomgång 3.....	67
4.3.2	Diskussion testomgång 3	68
Kapitel 5	– Utvärdering av koncepten.....	71
5.1	Diskussion.....	71
Kapitel 6	– Slutsatser och förslag till vidare studier	73
6.1	Slutsatser.....	73
6.2	Förslag till vidare studier	73
Referenslista.....		75
Bilaga A- Experimentell studie		77

Kapitel 1 – Introduktion

1.1 Inledning

Byggbranschens fokus på ekonomi och tidseffektivitet medför att byggnation med prefabricerade byggnadselement blir ett allt vanligare produktionssätt. Fördelarna med att flytta produktionen från den traditionella byggarbetsplatsen till tillverkning i en mer kontrollerad industriell miljö är många, men det medför även problem. Förtillverkade betongkonstruktioner har inte någon naturlig sammanhållning av stommen, som i en platsgjuten konstruktion, vilket medför stora krav på de mekaniska kopplingarna mellan de prefabricerade betongelementen avseende bärförmåga och deformationskapacitet.

År 1968 uppstod en gasexplosion på 18:e våningen vid Ronan Point i London. Gasexplosionen orsakade brott i fogarna mellan de prefabricerade bärande elementen. Följden blev att väggarna och bjälklaget rasade ned på underliggande våning vilket resulterade i ett fortskridande ras. Incidenten blev startskottet för frågan om hur fortskridande ras ska förhindras (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010). Ett ord som ofta förknippas med fortskridande ras är robusthet. En konstruktion kan benämnas robust om den har bra sammanhållningsförmåga och kan omfördela lasterna vid en lokal skada. Dagens regelverk angående robusthet är svårtolkade och otydliga. Osäkerheten beror framförallt på det faktum att dimensioneringen sällan sätts på prov, vilket därmed gör det svårt att försäkra sig om lösningarnas tillförlitlighet.

Om ett lokalt brott kan tänkas uppstå i ett bärverk anger Eurokoderna tre möjliga sätt för att hantera olyckslaster. Två sätt bygger på att reducera sannolikheten för att lokalt brott uppstår genom att antingen dimensionera den aktuella bärverksdelen som väsentlig bärverksdel eller tillämpa föreskrivande regler gällande sammanhållning och duktilitet. Det sista sättet bygger på att bärverket ska påvisa att den förändrade lastsituationen är möjlig att tas upp genom en alternativ lastväg. Vid dimensionering för alternativ lastväg ställs stora krav på de mekaniska kopplingarna.

Traditionella mekaniska kopplingar och dragband utgörs ofta av raka ingjutna kamstänger i prefabricerade betongelement såsom HD/F-bjälklag. Armeringen monteras på plats i ursparningar som sedan gjuts igen. Dagens kopplingar har därför en begränsad deformationskapacitet vilket medför att möjligheterna att skapa alternativa lastvägar vid ett lokalt brott i stommen genom exempelvis linverkan begränsas. Avdelningen för Konstruktionsteknik på Lunds Tekniska Högskola har tagit fram tre stycken förslag på mekaniska kopplingar med potential till hög deformationskapacitet, sådana att linverkan kan skapa alternativa lastvägar.

1.2 Syfte

Syftet med arbetet som presenteras i denna rapport är att analytiskt undersöka hur linverkan kan uppstå vid dimensionering för olyckslaster och vilka problem som finns med dagens kopplingslösningar. Syftet är även att experimentellt undersöka tre olika förslag på utformningar av mekaniska kopplingar som kan tillämpas vid byggnation med prefabricerade element. Målet med testerna är att påvisa en tillräcklig deformationskapacitet i kopplingarna för att kunna överbrygga lokal skada med linverkan. Tanken är att företag som tillverkar prefabricerade betongelement och de projektörer som dimensionerar prefabricerade byggnader kan använda sig av denna rapport vid dimensionering för olyckslast.

1.3 Metod

Rapporten inleds med en litteraturstudie där tidigare forskning om fortskridande ras i elementbyggda byggnader inhämtas. Vidare utvärderas och jämförs de traditionella kopplingarna med de tre förslagen på mekaniska kopplingar både teoretiskt och experimentellt. De experimentella testerna utfördes i MTS-maskinen i Laborationshallen vid Väg- och vattenhuset, Lunds Tekniska Högskola. För att kunna binda samman teorin med verkligheten utnyttjas en fiktiv byggnad med realistiska spännvidder genomgående i rapporten, som beräkningsexempel, för att kunna studera skillnaden mellan de traditionella kopplingarna och de framtagna kopplingarna.

1.4 Avgränsningar

Denna rapport riktar sig främst mot mekaniska kopplingar i prefabricerade HD/F-bjälklag. Fokus ligger på att vid ett eventuellt brott begränsa skadans omfattning genom att hitta en alternativ lastväg genom linverkan. Därför fokuserar rapporten på de horisontella mekaniska kopplingarna. Stomstabilisering av hela byggnader kommer inte behandlas i denna rapport.

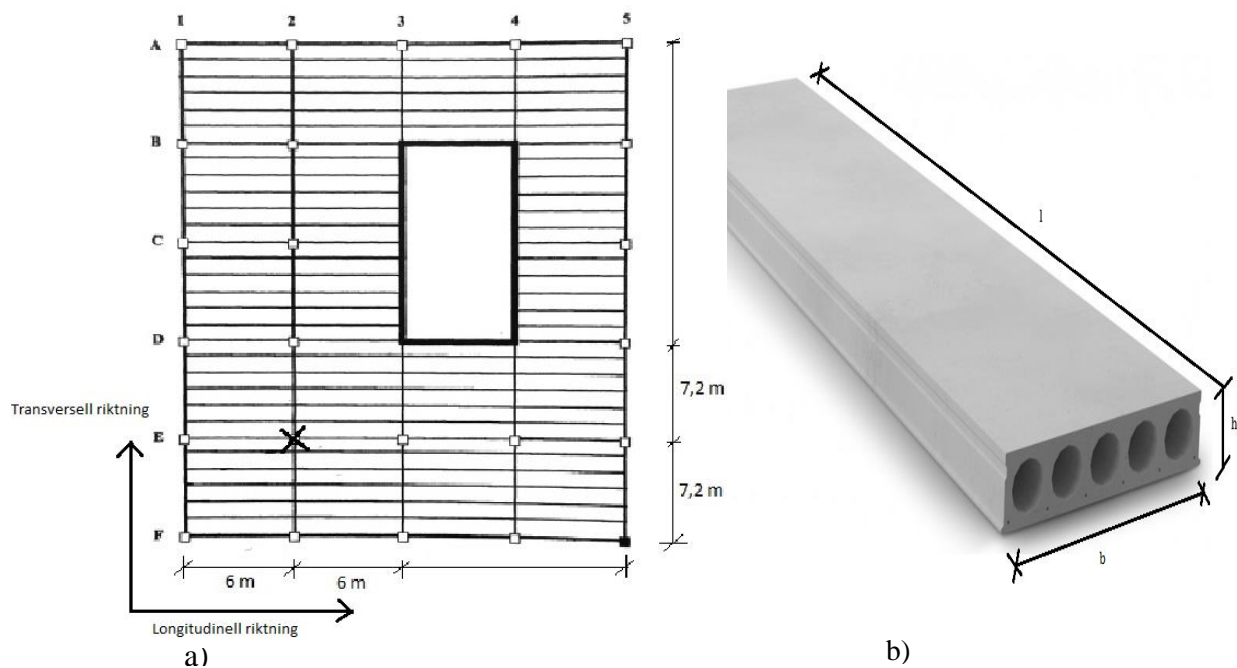
1.5 Disposition

- Kapitel 2 inleds med en bakgrund som syftar till att ge en inblick i ämnet.
- Kapitel 3 behandlar grundläggande teori och syftar till att utreda och jämföra de nya mekaniska kopplingarna med de traditionella kopplingarna samt utreda om kopplingarna kan överbrygga ett lokalt brott genom linverkan.
- Kapitel 4 behandlar den experimentella studien som genomfördes på de nya mekaniska kopplingarna.
- Kapitel 5 diskuterar och utreder kopplingslösningarna utifrån ett teoretiskt och experimentellt perspektiv.
- Kapitel 6 redovisar studiens slutsats.

1.6 Beskrivning av beräkningsexempel

En fiktiv byggnad används genomgående i rapporten för att relatera de teoretiska resonemangen till verkligheten. Byggnaden antas vara ett flerbostadshus med sju våningar där våningshöjden är 2,4 m. De beräkningsexempel som redovisas i rapporten görs på ett utvalt plan med geometri och utformning enligt figur 1.1, där pelare E2 har avlägsnats.

Bärverket består av ett pelar-balk system där balkarna är kontinuerliga i den transversella riktningen. Bjälklaget består av prefabricerade betongelement, HD/F 120/27 (se figur 1.1 b) och dess egenskaper redovisas i tabell 1.1. Anslutningarna mellan pelare och bjälklag är ledade och horisontalstabiliseringen utgörs av en stabiliserande kärna i byggnadens mitt.



Figur 1.1- a) visar bjälklagsplanet och var den avlägsnade pelaren är placerad. b) HD/F 120/27 (Starka 2016).

Tabell 1.1- HD/F-elementens egenskaper (Svensk betong, 2016).

Typ	l [m]	b_{btg} [m]	h_{btg} [m]	γ_{btg} [kg/m^2]
HD/F 120/27	6	1,2	0,265	400

För att förenkla beräkningsmodellen studeras två fritt upplagda prefabricerade bjälklagselement upplagda i den longitudinella riktningen på tre stycken stöd (pelare E1, E2 och E3). Den mittersta vertikalt bärande pelaren har avlägsnats sådant att den statiska jämvikten har rubbats (figur 1.2). Bjälklagselementen ligger i verkligheten upplagda på kontinuerliga balkar men för att exemplifiera värsta fallet antas balkarna vara fritt upplagda. Vid brott i pelare E2 antas därmed balkarna över brottet glida av sitt upplag och bidrar därmed inte till att återskapa en ny alternativ lastväg.

Lasten som ska upptas vid den fiktiva borttagningen av pelaren antas bestå av egentyngd och nyttig last. De verkande lasterna beräknas med ekvation 1.1 och 1.2, enligt bilaga A till EN

1990 (2010), exceptionell lastkombination lastfall 6.11. För bostäder är den karakteristiska nyttiga lasten, enligt EKS 1, $2,0 \text{ kN/m}^2$. Egentyngden och den nyttiga lasten räknas om till linjelaster:

$$g_{egen} = \gamma_{btg} \cdot g \cdot b_{btg} = 400 \cdot 10 \cdot 1,2 = 4,8 \text{ kN/m} \quad (\text{ekv 1.1})$$

$$q_{nyttig} = \psi_1 \cdot q_{k,nyttig} \cdot b_{btg} = 0,5 \cdot 2 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ kN/m} \quad (\text{ekv 1.2})$$

γ_{btg} = betongelementets massa, $[\text{kg/m}^2]$

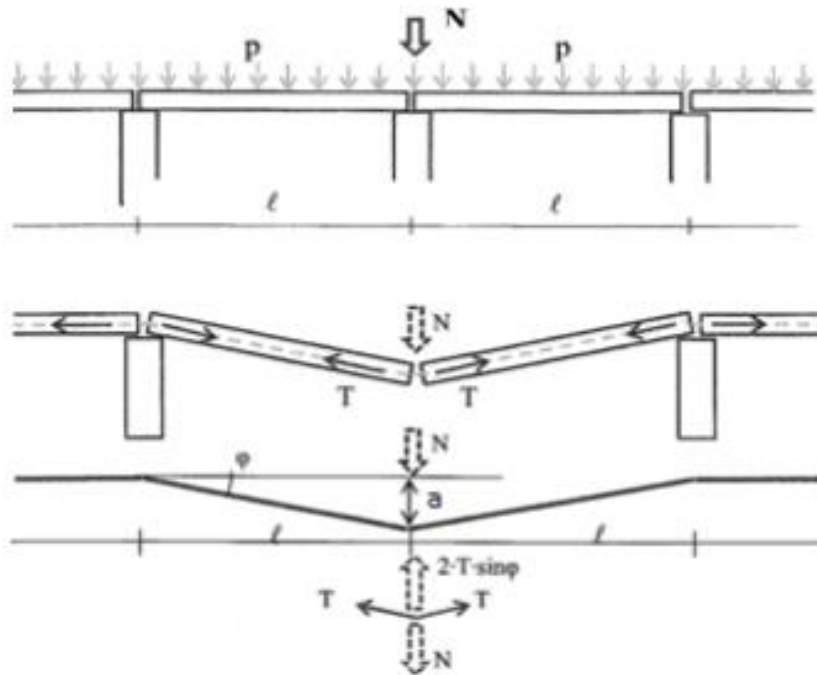
b_{btg} = betongelementets bredd

g = gravitationskonstanten

ψ_1 = reduktionsfaktor enligt SS – EN 1990. Klass A: rum och utrymmen i bostäder.

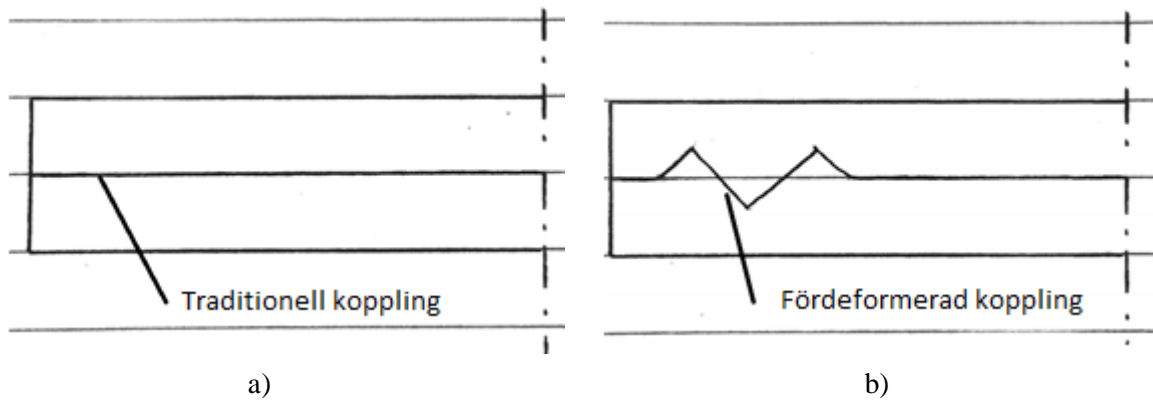
Den dimensionerande pådrivande kraften $[N_{ed}]$ i figur 1.2 blir då:

$$N_{ed} = (g_{egen} + q_{nyttig}) \cdot l \cdot 2 = (4,8 + 1,2) \cdot 6 \cdot 2 = 72 \text{ kN}$$



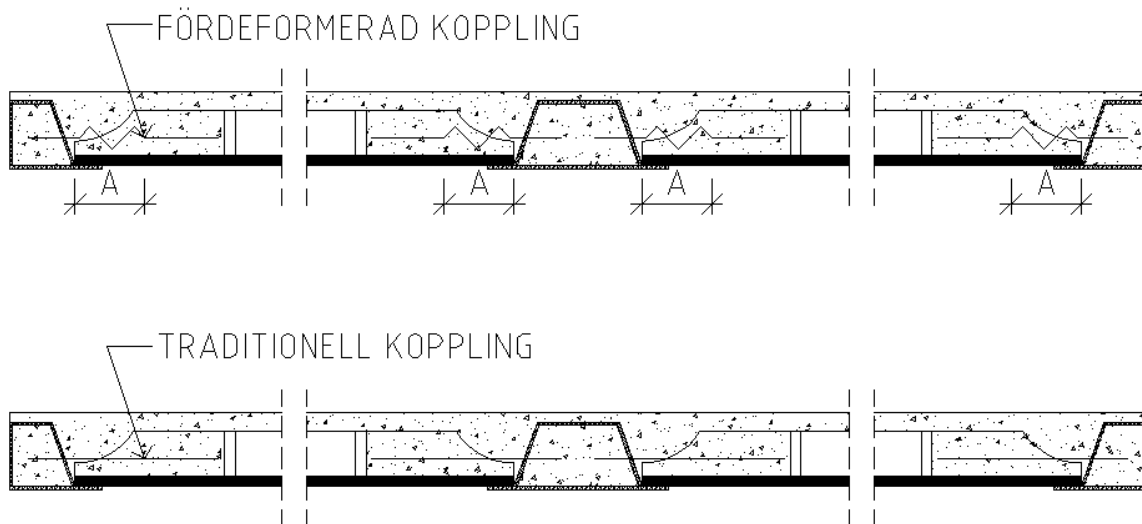
Figur 1.2- Förenklad geometri och beräkningsmodell (Nygårdh & Niklewski, 2013).

För att kunna utvärdera och jämföra resultat behandlas genomgående i rapporten två stycken olika utformningar av mekaniska kopplingar. Den första utformningen består av traditionella kopplingar som enbart består av raka kamstänger (se figur 1.3 a). Den andra utformningen består av mekaniska kopplingar med hög deformationskapacitet som har fördeformerats 50 millimeter (kan se ut som exempelvis figur 1.3 b). Det viktigaste i beräkningsexemplet är inte kopplingens utseende utan att den mekaniska kopplingen har getts en initial fördeformation på 50 millimeter för att öka deformationskapaciteten.



Figur 1.3- a) traditionell koppling. b) fördeformerad mekanisk koppling.

Kopplingarna kommer placeras såsom figur 1.4 visar. De fördeformerade kopplingarna har fördeformerats 50 millimeter på sträckan A som är 130 millimeter lång.



Figur 1.4- Visar kopplingarnas placering.

Kapitel 2 – Bakgrund

2.1 Robusthet

Exceptionella laster som uppstår i vissa situationer kan medverka till en total kollaps av ett bärverk om inte speciella åtgärder vidtas under dimensioneringen. Exceptionella laster är exempelvis explosioner, fordon som kolliderar med bärverket och lokal överbelastning (fib, 2008). Ett bärverk ska därmed inte enbart vara dimensionerat för normala lastförhållanden utan ska också inneha ett visst motstånd mot exceptionella laster (olyckslaster) (EN 1990, 2010).

Ett fortskridande ras uppstår då ett lokalt bärande elements verkan försvinner och omgivande element inte har tillräcklig förmåga för att hålla ihop bärverket. Det lokala brottet gör att intilliggande element överbelastas vilket ger upphov till ett fortskridande ras. En byggnad som på ett effektivt och säkert sätt kan motstå ett fortskridande ras, då ett lokalt brott sker i ett bärande element, benämns som en robust byggnad (fib, 2008).

I EN 1990 (2010) beskrivs robusthet som ett bärverks förmåga att begränsa skadan vid ett lokalt brott i stommen, till exempel genom bärverkets förmåga att sammanbinda alla olika bärande element. För att ett bärverk ska anses robust ska en hög strukturell integritet finnas, vilket innebär att design av element, kopplingar, sammanhållningsverkan och strukturell stabilitet görs utifrån ett globalt perspektiv. Det bidrar till att ge bärverket större motståndskraft mot fortskridande ras då elementen inte enbart är designade individuellt utan att det även finns en helhetssyn (fib, 2008).

Ett bärverks robusthet kan ökas genom en bra redundans. Redundans beskriver ett bärverks förmåga att omlagra krafter till andra delar. En ansenlig redundans är eftersträvänsvärt för att förhindra fortskridande ras då det hindrar bärverket från en total kollaps (fib, 2008). Redundans kan exemplifieras genom att studera två fritt upplagda balkar kontra en kontinuerlig balk på tre stöd (se figur 2.1). Den kontinuerliga balken kan under vissa förutsättningar klara av ett lokalt brott medan de fritt upplagda balkarna inte kan det. Av det skälet har den kontinuerliga balken en bättre redundans.



Figur 2.1- a) visar två fritt upplagda balkar på tre stöd. b) visar en kontinuerlig balk på tre stöd.

För att uppnå en ansenlig redundans i ett bärverk byggt av prefabricerade element, måste stor vikt läggas vid utformning av detaljer och infästningar. Duktiga kopplingar som har en hög deformationskapacitet, är ett utmärkt sätt att skapa en tillfredsställande redundans i ett bärverk (fib, 2008).

2.2 Hantering av exceptionella laster enligt Eurokoden

I EN 1990 (2010) avsnitt 2.1 redovisas två krav gällande dimensionering av olyckslast:

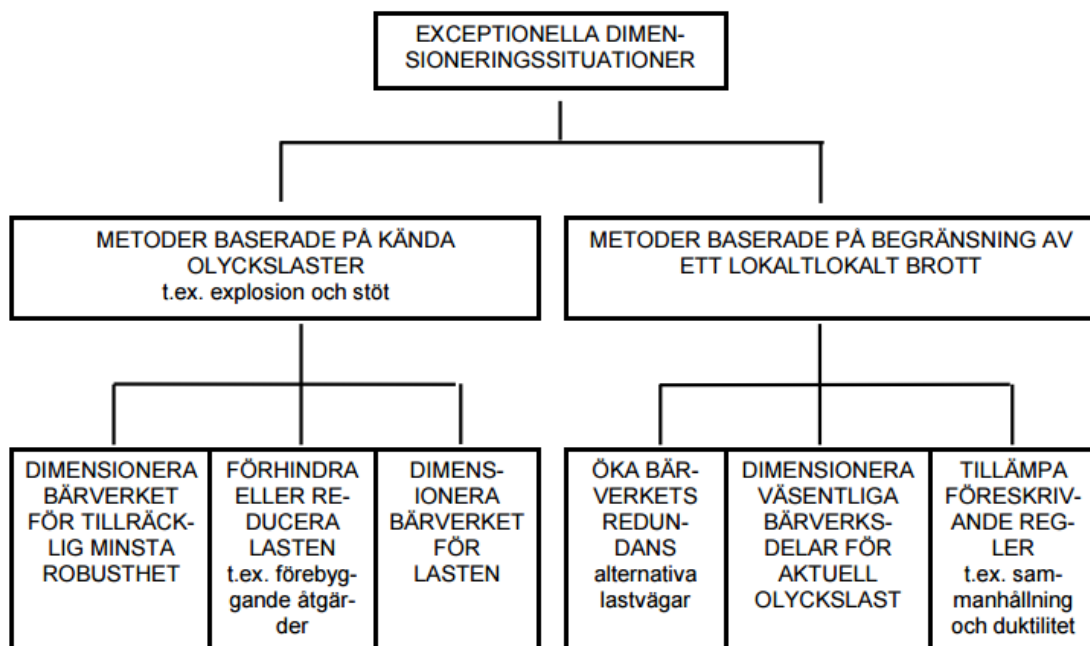
”(4)P Ett bärverk ska dimensioneras och utföras på ett sådant sätt att det inte skadas i en omfattning som inte står i rimlig proportion till den ursprungliga orsaken.”

”(5)P Tänkbar skada ska undvikas eller begränsas genom lämpligt val av en eller flera av följande åtgärder:

- undvika, eliminera eller reducera de olycksrisker som bärverket kan utsättas för;
- välja en bärverkstyp som är mindre känslig för de aktuella olycksriskerna;
- välja en bärverkstyp och utformning som på ett tillfredställande sätt kan klara en kollaps av en enskild bärverksdel eller en begränsad del av bärverket, eller uppkomsten av en acceptabel, lokal skada;
- så långt som möjligt undvika bärande system som kan kollapsa utan föregående varning;
- förbinda bärverksdelar med varandra.”

Kraven i EN 1990 (2010) medför att både EN 1991-1-7 (2006) och EN 1992-1-1 (2005) är godtagbara att använda vid dimensionering mot olyckslast. Tidigare examensarbete påpekar otydligheten och oenigheten i branschen gällande vilken av EN 1991-1-7 (2006) och EN 1992-1-1 (2005) som ska användas (Nygårdh & Niklewski, 2013).

I EN 1991-1-7 (2006) behandlas regler för dimensionering mot exceptionell last och fortskridande ras. Huvudprinciperna presenteras i figur 2.2 och bygger på att de exceptionella dimensioneringssituationerna kan indelas i två strategier. En av strategierna bygger på att olyckslasten är känd och valet av dimensioneringsmetod ska begränsa skadans utbredning. Den andra strategin bygger på att identifiera olyckslasten och därefter anpassa dimensioneringsmetoden sådant att ett lokalt brott förhindras.



Figur 2.2- Dimensioneringsmetoder för exceptionella laster (EN 1991-1-7, 2006).

EN 1992-1-1 (2005) tar upp ämnet om sammanhållningsarmering för betongkonstruktioner och olyckslast. Sammanhållningsarmering är den minsta mängden armering som erfordras.

EN 1991-1-7 (2006) och EN 1992-1-1 (2005) är snarlika men skiljer sig i detaljer. 1991-1-7 (2006) är informativ och EN 1992-1-1 (2005) är normativ. Även fast EN 1992-1-1 (2005) är normativ finns det bara ett angivet krav:

”(1)P Bärverk som inte dimensioneras för olyckslaster ska ha ett lämpligt system av sammanhållningsarmering för att förhindra fortskridande ras genom att möjliggöra alternativ lastnedföring efter lokal skada.”

Det medför att EN 1992-1-1 (2005) inte tvunget måste användas. Det anses alltså vara minst lika godtagbart att använda sig av andra metoder såsom EN 1991-1-7 (2006) beskriver.

Eurokoden specificerar inte en lösning utan lämnar lösningen öppen för projektören att tolka.

2.3 Konsekvensklass

I avsnitt 2.2 redovisades två Eurokoder som kan användas vid dimensionering mot exceptionella laster. Som tidigare avsnitt konstaterat är EN 1991-1-7 (2006) och EN 1992-1-1 (2005) snarlika men skiljer i detalj. En väsentlig skillnad mellan de båda är att EN 1991-1-7 tar hänsyn till byggnadstyp och användning medan EN 1992-1-1 (2005) bara tar hänsyn till byggnadens geometri.

I EN 1991-1-7 (2006), bilaga A, ges anvisningar och metoder för hur ett bärverk ska dimensioneras för erforderlig robusthet. Erforderlig robusthet erhålls då en byggnad kan motstå ett lokalt brott utan att hela eller en betydande del av byggnaden kollapsar. I EN 1991-1-7 (2006) ställs olika krav på robusthet beroende på vilken konsekvensklass byggnaden tillhör. Med konsekvensklasser menas att byggnader delas in i olika klasser efter byggnadstyp och användning såsom figur 2.3 visar. Syftet med konsekvensklasserna bygger på att det ställs högre krav på dimensioneringen i bärverk där risken är större att fler människor kan ta skada vid lokalt brott.

Konsekvensklass	Exempel på indelning efter byggnadstyp och användning
1	Enfamiljshus i högst fyra våningar. Lantbruksbyggnader. Byggnader som människor sällan vistas i, förutsatt att ingen del av byggnaden är placerad närmare än halva byggnadshöjden från en annan byggnad eller yta där människor vistas.
2a Lågriskgrupp	Enfamiljshus i fem våningar. Hotell i högst fyra våningar. Flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i högst fyra våningar. Kontorsbyggnader i högst fyra våningar. Industribyggnader i högst tre våningar. Butikslokaler i högst tre våningar och med en golvyta som inte överstiger 1000 m ² per våning. Envävningsbyggnader avsedda för undervisning. Alla byggnader i högst två våningar som allmänheten har tillträde till och med en golvyta som inte överstiger 2000 m ² per våning.
2b Högriskgrupp	Hotell och flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i fem till femton våningar. Byggnader avsedda för undervisning i två till femton våningar. Butikslokaler i fyra till femton våningar. Sjukhus i högst tre våningar. Kontorsbyggnader i fem till femton våningar. Alla byggnader som allmänheten har tillträde till och som har 2000 till 5000 m ² golvyta per våning. Parkeringshus i högst sex våningar.
3	Alla byggnader beskrivna enligt ovan i konsekvensklass 2a och 2b som överskrider begränsningarna för golvyta och antal våningar. Byggnader med stora samlingslokaler. Arenor för minst 5 000 åskådare. Byggnader som rymmer farligt gods eller riskfyllda processer.

Figur 2.3- Byggnaders indelning i konsekvensklasser (EN 1991-1-7, 2006).

Enligt bilaga A, EN 1991-1-7 (2006) rekommenderas följande metoder för att uppnå erforderlig robusthet:

- Konsekvensklass 1
 - Olyckslast på grund av oidentifierade orsaker behöver ej beaktas.
- Konsekvensklass 2a
 - Anordna effektiva horisontala förband eller effektiv förankring av bjälklag upphängda i väggar.
- Konsekvensklass 2b
 - Rekommenderade åtgärder enligt konsekvensklass 1, samt minst ett av följande alternativ:
 - Placera horisontella och vertikala förband.
 - Kontrollera att byggnaden förblir stabil efter fiktiv borttagning av lokal bärverksdel.
 - Utforma bärverksdel som en väsentlig bärverksdel.
- Konsekvensklass 3
 - En systematisk riskvärdering av byggnaden bör göras där både förutsägbara och oförutsägbara risker beaktas.

2.4 Alternativ lastväg

I de tidigare avsnitten har huvudprinciperna för hur Eurokod vill att bärverk ska dimensioneras mot olyckslast presenterats. Både EN 1992-1-1 (2005) och EN 1991-1-7 (2006) presenterar en dimensioneringsmetod som bygger på att möjliggöra alternativ lastnedföring efter lokal skada (bärverket ges erforderlig redundans).

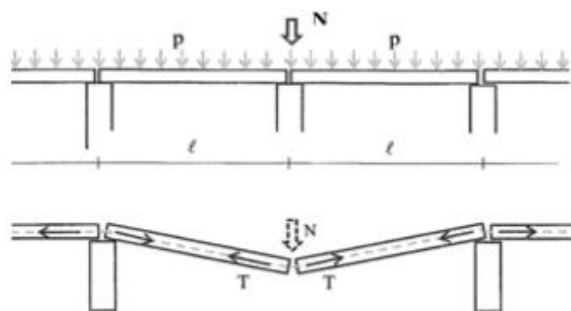
Ett bärverk kan anses stabilt om alla laster leds ner till grunden. Då ett lokalt brott i stommen uppstår rubbas bärverkets förmåga att överföra krafterna till grunden. Om bärverket ska förbli stabilt måste krafterna omfördelas så att en alternativ lastväg skapas (Engström, 1992). En alternativ lastväg kan uppnås på olika sätt och nedan nämns de vanligaste verkningssätten (fib, 2008):

- Skivverkan
- Vierendeel-verkan
- Upphängning i ovanliggande konstruktion
- Bågverkan
- Linverkan

De mekaniska kopplingarna som är framtagna i detta examensarbete bygger på att deformationskapaciteten ska kunna ökas och därmed ge bärverket möjligheten att utnyttja linverkan för att förhindra fortskridande ras. Denna rapport kommer därför i fortsättningen lägga sitt fokus kring hur ett bärverk ska överbryggas genom linverkan.

2.4.1 Linverkans verkningssätt

För att klargöra hur linverkan kan balansera ett bärverk då bärverket inte längre kan bära sina ursprungliga dimensionerande laster studeras den förenklade beräkningsmodellen som beskrevs i avsnitt 1.6 (se figur 1.2). Beräkningsmodellen består då av två fritt upplagda prefabricerade bjälklagsplattor upplagda i den longitudinella riktningen (se figur 1.1) på tre stöd. Det mittersta stödet antas elimineras momentant, vilket medför att bärverket inte längre befinner sig i statisk jämvikt då de pådrivande krafterna får bjälklaget att accelerera nedåt. För att balansera de vertikala krafterna från egentygnd och nyttig last krävs stora deformationer eftersom linans vertikala kraftkomponent ökar med ökande deformation (se figur 2.4). Stora deformationer leder alltså till att den dragande kraften $[T]$ minskar och en mer rimlig armeringsmängd krävs. Därmed blir bärverket starkt beroende av armeringens duktilitet och deformation. Tvärsnittet övergår alltså från att vara momentbelastat till att bli axiellt belastat. Det är alltså inte böjstyvheten i bjälklaget som balanserar systemet utan istället är det den dragande kraften i armeringen i bjälklaget som balanserar systemet genom att bjälklaget tillåts deformera (Nygårdh & Niklewski, 2013).

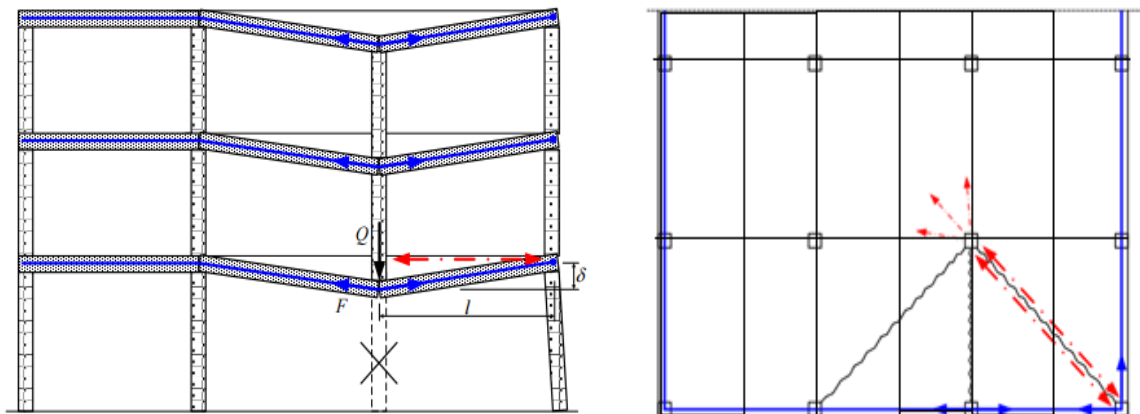


Figur 2.4- Visar linverkans verkningssätt då en bärande pelare avlägsnas (Nygårdh & Niklewski, 2013).

I den förenklade beräkningsmodellen som redovisats i avsnitt 1.6 antas bjälklaget bara kunna överföra laster i den longitudinella riktningen. I realiteten kan bjälklaget överföra krafter i två riktningar (se figur 1.1). I den longitudinella riktningen blir kopplingarna mellan balken och

bjälklagselementen avgörande för om systemet kan balansera lasten. Bjälklagselementen ligger upplagda i den longitudinella riktningen på balkar som ligger i den transversella riktningen. Då stödet avlägsnas och bjälklaget accelererar nedåt börjar balkarna att rotera, där rotationen ger upphov till dragkrafter i kopplingarna mellan elementen. Sammantaget kan det konstateras att kopplingarna mellan balkarna och elementen i den longitudinella riktningen samt kopplingarna i skarvfogarna mellan elementen i den transversella riktningen blir avgörande för om bärverket kan hitta en alternativ lastväg genom linverkan.

För att ett bärverk ska förbli stabilt efter ett lokalt brott måste kopplingarna både kunna överbrygga den dragande kraften och överföra den till andra bärverksdelar. Förankringen av kopplingarna blir därmed av stor betydelse då ett bärverk ska överbrygga en lokal skada genom linverkan. Ett annat krav som ställs på bärverket för att det ska förbli stabilt är dess förmåga att överföra den horisontella kraftkomponenten som uppstår vid stöd på grund av den dragande kraften i kopplingarna. För att exemplifiera hur ett bärverk kan överföra den horisontella kraftkomponenten studeras en situation likt figur 2.5. En fasadpelare har avlägsnats och bärverket balanseras genom linverkan. Vid fasadpelaren kommer det då att uppstå en mothållande resulterande kraft som måste överföras till grunden för att bärverket ska förbli stabilt. Den mothållande horisontella kraften kan inte överföras till det horisontalstabiliserande systemet genom skivverkan då deformationerna är för stora. Kraftjämvikt kan istället erhållas genom membranverkan. Den horisontella kraften kan då istället tänkas balanseras av en tryckbåge såsom figur 2.5 visar och av den vinkelräta kraftkomponenten. Den vinkelräta kraftkomponenten kan tänkas tas upp av dragbandet längs kant (Westerberg, 2010). Tryckbågen kommer passera över fogarna mellan elementen, vilket kommer generera en skjuvkraft. Skjuvkraftens inverkan blir obetydlig då den medverkar i den normala stabiliseringen (Westerberg, 2010).



Figur 2.5- Membranverkan. Blå linje symboliserar dragkraft och röd linje symboliserar tryckkraft (Westerberg, 2010).

Om bjälklagselementen antas vara mycket styva relativt fogskarvarna, uppstår det en spricka i gränsytan mellan de bärande elementen där töjningen av kopplingen utanför det elastiska stadiet kommer koncentreras (Engström, 1992). Sprickbredden men även materialparametrar såsom kopplingarnas duktilitet är viktiga faktorer som kommer att påverka deformationskapaciteten. Dagens traditionella kopplingar har en begränsad deformationskapacitet, vilket medför att möjligheterna att skapa alternativa lastvägar vid ett

lokalt brott genom linverkan begränsas. De mekaniska kopplingslösningar som utvärderas i rapporten bygger på att deformationskapaciteten ökas genom att kopplingarna fördeformeras. Kopplingarna får då en stor initial deformation och uppsprickningen av bjälklaget på grund av fördeformationen kommer att medföra att kopplingarna (armeringsjärnen) kan plasticeras över en större längd. Kopplingsförslagen bidrar därför till en höjd statisk kapacitet men medför problem såsom att de dynamiska effekterna blir större.

Kapitel 3 – Teoretisk bakgrund och analys av hantering av olyckslaster

För att linverkan ska kunna användas som dimensioneringsmetod mot olyckslaster krävs en stor deformationskapacitet i kopplingarna mellan elementen, så att erforderligt antal kopplingar hålls på en rimlig nivå. Detta kapitel behandlar främst faktorer som påverkar deformationskapacitetens storlek men också den dynamiska kapacitetens betydelse samt erforderlig förankring både utifrån de traditionella kopplingarnas och de framtagna kopplingarnas perspektiv. I kapitlet kontrolleras också om schablonvärden som Eurokod anger är tillräckliga för att överbrygga lokal skada genom linverkan.

3.1 Duktilitet

En betydelsefull materialparameter för att förhindra fortskridande ras är huruvida material beter sig segt eller sprött. Ett sprött material uppvisar en snabb spricktillväxt när brottspänningen uppnåtts och ett oförutsägbart brott i materialet uppstår. Det är mer eftersträvansvärt att uppnå ett segt brott som är ett förlopp definierat av stora deformationer där spricktillväxten efter att flytspänningen uppnåtts utbildas långsamt (LiTH, 2012). Det långsamma förloppet gör det lättare att upptäcka felaktigheter och kan leda till att allvarliga olyckor kan förhindras. Enligt Burström (2006), existerar ingen definierad gräns mellan ett segt och sprött material men ett material som deformeras mindre än 5 % innan brott uppstår klassificeras enligt Eliasson (2006) som ett sprött brott.

Duktilitet kännetecknar ett materials förmåga att deformeras plastiskt och samtidigt bibehålla sin lastupptagningsförmåga (Engström, 1992). Karaktären vid ett segt brott visar på en hög duktilitet. Ett material kan ha en hög deformerbarhet men ändå bete sig sprött. Det är hur stor del av deformationen som sker plastiskt som har betydelse för om det klassas som högduktilt eller lågduktilt. Ett högduktilt material eftersträvas vid dimensionering mot fortskridande ras eftersom ett segt brott ger en hög deformationskapacitet.

Kvoten mellan brottspänningen och flytspänningen visar hur duktilt ett material är. Ett högre värde på kvoten mellan brottspänningen och flytspänningen ger ett mer duktilt material enligt formel nedan:

$$\mu = \frac{f_u}{f_y} \quad (\text{ekv 3.1})$$

$f_u = \text{brottspänning}$

$f_y = \text{flytspänning}$

I bilaga C, EN 1992-1-1, delas armeringsjärn in i tre olika duktilitetsklasser från låg (A) till hög (C) duktilitet (se tabell 3.1).

Tabell 3.1- Redovisar duktilitetsklasser.

Klass	A	B	C
$\mu = f_u/f_y$	$\geq 1,0$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$
ϵ_{uk} [%]	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Vid verkningsätt enligt linverkan är det mer lämpligt att mäta duktiliteten med avseende på den relativa förlängningen enligt (Engström, 1992):

$$\mu_w = \frac{w_u}{w_y} \quad (\text{ekv 3.2})$$

$w_u =$ töjning vid brott [mm]

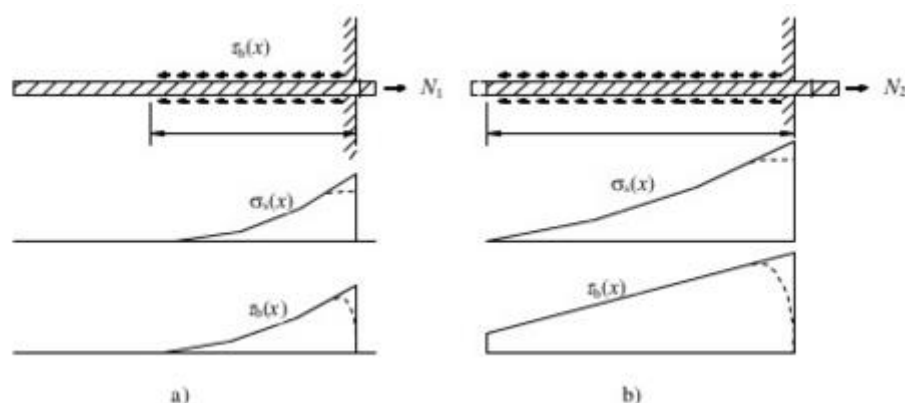
$w_y =$ töjning vid flytgränsen [mm]

3.2 Armeringens beteende vid påkänning av dragkrafter

I avsnitt 2.4.1 redovisades hur den dragande kraften i armeringen balanserar den vertikalt pådrivande krafterna genom att bjälklaget tillåts att deformera. Förståelsen för hur den ingjutna armeringen påverkas då den blir utsatt för en dragande kraft blir därför av stor betydelse.

Då en kamstång, ingjuten i betong, utsätts för en dragande kraft kommer kraften att överföras längs med gränssytan mellan armeringen och betongen genom vidhäftning. Vidhäftningsspänningens storlek beror på parametrar som betongkvalitet, stångens släthet samt dess diameter. Genom att dragkraften överförs längs med förankringslängden undviks spänningskoncentrationer och är därmed ett fördelaktigt sätt att förankra armering i betong. Förankringslängden är den längd som behövs för skjuvspänningen att balansera den dragande kraften, vilket betyder att ju mer den dragande kraften ökas desto längre förankringslängd behövs (fib, 2008.)

En ideal provkropp med perfekt förankring är omöjlig att skapa vilket medför att det alltid kommer uppstå en viss glidning mellan armeringen och den omkringliggande betongen. Glidningen medför att skjuvspänningarna kommer att variera längs med förankringslängden. Spänningarna kommer att variera på ett sådant sätt att vid laständan kommer den mothållande kraften enbart tas upp av armeringen, medan dragkraften längs med förankringslängden överförs genom vidhäftning som avtar längs med förankringslängden (fib, 2008). I teorin överstiger stålets töjning betongens töjning i varje snitt längs med förankringslängden, vilket betyder att stålet förlängs och glider i relation till betongen. Denna totala förlängning är definierad som ändförlängning. I praktiken uppstår denna glidning i den dragna änden medan den obelastade änden inte har någon märkbar glidning (fib, 2008).



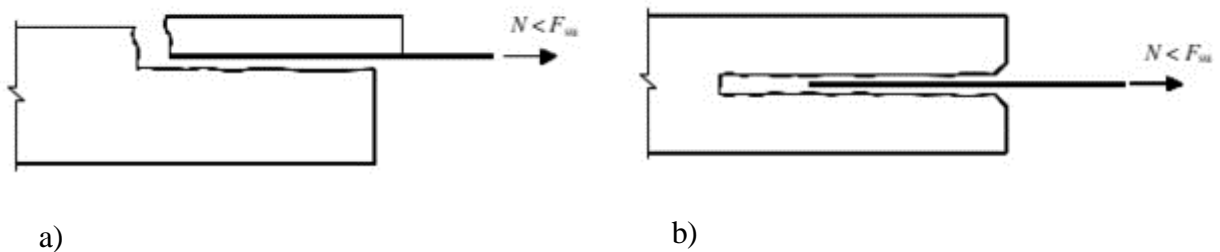
Figur 3.1- Generaliserade spänningsfördelningar då en armeringsstång med omslutande betong utsätts för ett dragtest (fib, 2008).

För att systemet ska vara i jämvikt måste spänningen alltid vara noll i den obelastade änden. Men det bör noteras att det kan uppkomma spänningskoncentrationer i förankringsändan.

Dessa spänningar beror på glidningen som uppstår i den obelastade änden. Om dragkraften ökas ytterligare kommer spänningen och glidningen att öka vilket resulterar i en mer jämn fördelning av spänningen (se figur 3.1 b).

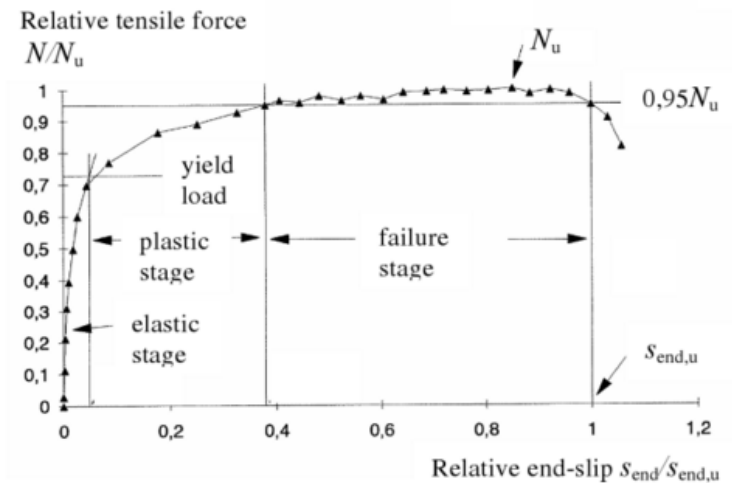
3.2.1 Armeringens deformationskapacitet

Om en provkropp, bestående av en armeringsstång med omslutande betong, dragtestas kan provkroppen gå till brott i antingen stålet eller betongen. En brottmod kan vara fläkning av betongen i den belastade änden som beror på att täcksiktet är för litet för att motstå den dragande kraften (figur 3.2 a). Om täcksiktet istället är tillräckligt kan vidhäftningsbrott uppstå (figur 3.2 b). Vidhäftningskapaciteten är då mindre än stångens draghållfasthet vilket resulterar i att stången dras ur betongen. Detta fall kan uppstå då förankringslängden är för kort.

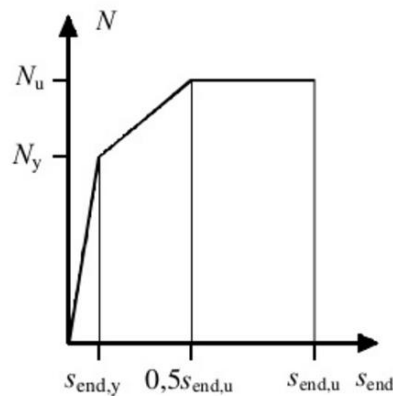


Figur 3.2- Brottmoder för provkroppen då en ingjuten armeringsstång belastas med en dragande kraft [N] (fib, 2008). a) visar fläkning av betongen. b) visar vidhäftningsbrott.

Om både täcksiktet och vidhäftningskapaciteten är tillräcklig, kommer brottet istället att uppstå i stålet. Innan stålet går till brott kan man identifiera tre idealiserade deformationssteg. Ett materials deformation beror på bindningarna mellan atomerna. Om atomerna utsätts för en spänning kommer atomerna att förskjutas i förhållande till varandra. Vid lägre spänningar kommer dessa lägesförskjutningar inte bryta bindningarna mellan atomerna, vilket medför att vid en avlastning skulle deformationen vara en reversibel elastisk töjning. Det andra töjningsförloppet uppstår då spänningen ökas ytterligare och bindningarna mellan atomerna brister eller förändras. Stålet börja därmed att flyta vilket ger upphov till irreversibla töjningar som inte återgår efter avlastning. Det tredje steget är då armeringsstången plasticeras och slutligen går till brott. Under det plastiska materialbeteendet ökar deformationen kraftigt vid konstant spänning (Burström, 2006). Figur 3.3 visar ett kraft-deformationsdiagram från försök med en ingjuten kamstång i en betongkropp med tillräcklig förankringslängd, där man kan studera dessa deformationssteg tydligare (fib, 2008).



Figur 3.3- Kraft- deformationsdiagram för en dragen armeringsstång. Armeringsstången är omsluten av betong och har en tillräcklig förankringslängd sådant att brott i stålet kan erhållas (fib, 2008).



Figur 3.4- Idealiserat kraft- deformationsdiagram för en dragen armeringsstång. Armeringsstången är omsluten av betong och har en tillräcklig förankringslängd sådant att brott i stålet kan erhållas (Engström, 1992).

Som tidigare redovisats kommer det att uppstå en töjning i det elastiska stadiet [s_y] och en töjning i det plastiska stadiet. Summan av dessa töjningar utgör den totala töjningen [s_u]. Den elastiska töjningen bestäms empiriskt genom ekvation 3.3.

$$s_y = 0,288 \left(\frac{\phi f_y^2}{\tau_{b,max} E_s} \right)^{0,714} + \frac{f_y}{E_s} 2\phi \quad (\text{ekv 3.3})$$

f_y = flytspänningen för stålet

f_{cc} = betongens tryckhållfasthet [MPa]

E_s = stålets elasticitetsmodul

ϕ = stångdiameter

$\tau_{b,max} = 2,5 \cdot \sqrt{f_{cc}}$, vid goda vidhäftningsförhållande [MPa]

$\tau_{b,max} = 1,25 \cdot \sqrt{f_{cc}}$, för alla andra fall [MPa]

Ekvation 3.3 involverar två termer varav den ena tar hänsyn till den elastiska töjningen över det elastiska området (se vänstra termen i ekvation 3.3) och den andra beaktar den spruckna zonen vid den belastade änden (se högra termen i ekvation 3.3). Den spruckna zonen uppstår då kamstänger, ingjutna i betong, blir belastade med en dragkraft. Då uppkommer lokala sprickor vid kammarna på armeringen som leder mot den belastade änden och som ger brottet dess konklänkande utformning (se figur 3.5). Den uppspruckna zonen bidrar till att förankringslängden minskas och vidhäftningen vid änden försvinner samt att ändglidningen ökar. Den uppspruckna zonen har med hjälp av empiri fastställts till dubbla diametern, 2ϕ (fib, 2008). Det bör noteras att ekvation 3.3, som beskriver den elastiska töjningen $[s_y]$, bara är giltig om den är mindre än 1 mm, men det kan antas att något större elastiska töjningar är acceptabla (Engström, 1992).

Om vidhäftningskapaciteten är tillräcklig och spänningen i stålet ökar och överstiger flytgränsen, börjar stålet plasticeras. Innan materialbrott uppstår i stålet vid dragbelastning kan spänningen ökas ytterligare under den plastiska deformationen. I den del där stålet har börjat plasticeras, $l_{t,pl}$, minskas vidhäftningskapaciteten. De återstående skjuvspänningarna utjämnas genom en ökad spänning i stålet, spänningen ökas alltså från flytspänningen $[f_y]$ till brottspänningen $[f_u]$. Den plastiska zonen utbredning beror framförallt på betongens kvalitet och vidhäftningsförhållanden. Den plastiska zonen utbredning beräknas enligt ekvation 3.4 och har stor betydelse för den totala töjningen (fib, 2008):

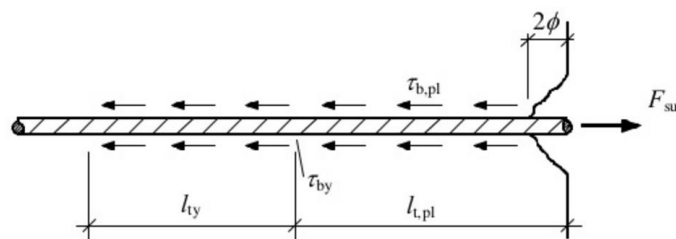
$$l_{t,pl} = \frac{F_{su} - F_{sy}}{\tau_{bm,pl} \pi \phi} = \frac{f_u - f_y}{\tau_{bm,pl}} \cdot \frac{\phi}{4} \quad (\text{ekv 3.4})$$

$\tau_{bm,pl} = 0,27 \cdot \tau_{b,max}$, *genomsnittlig spänning i den plastiska zonen*

F_{su} = *brottkraft för stålet*

F_{sy} = *flytkraft för stålet*

f_u = *brottspänningen för stålet*



Figur 3.5- Jämviktsvillkor där den plastiska, elastiska och den spruckna zonen visas (fib, 2008).

Då den plastiska zonen utbredning är känd kan den plastiska töjningen beräknas genom att sätta den genomsnittliga plastiska töjningen till halva brotttöjningen $[\epsilon_{su}]$ (fib 2008). Detta antagande görs genom att töjningen i det plastiska området approximeras till medelvärdet, se figur 3.4 (Engström, 1992).

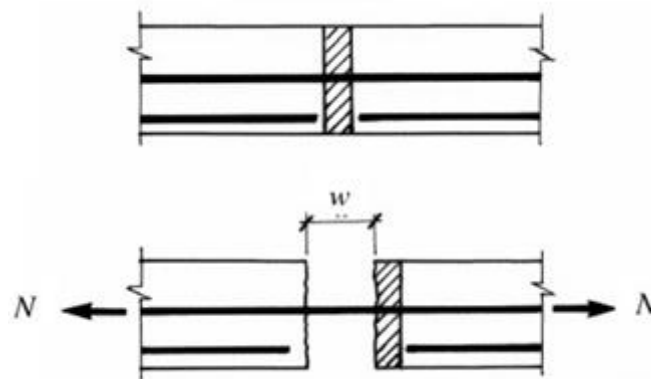
$$\epsilon_{sm,pl} = 0,5 \cdot \epsilon_{su} \quad (\text{ekv 3.5})$$

$$s_u = s_y + \epsilon_{sm,pl} \cdot l_{t,pl} \quad (\text{ekv 3.6})$$

Den totala töjningen bestäms, som tidigare nämnts, genom att addera den elastiska töjningen med den plastiska töjningen. Denna totala ändtöjning symboliserar halva sprickbredden i den dragna zonen. Den totala sprickbredden blir då:

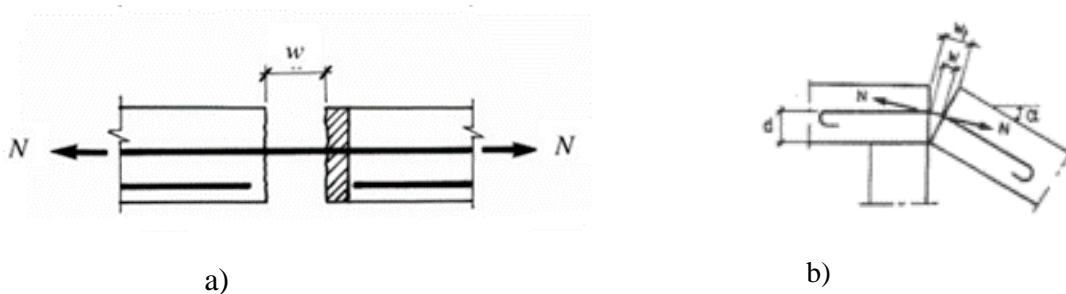
$$w_u = 2 \cdot s_u \quad (\text{ekv 3.7})$$

Förståelsen för sprickbreddens inverkan blir viktig då traditionella mekaniska kopplingar studeras, exempelvis dragband som Eurokod förespråkar. I och med att dragbanden gjuts in i bjälklaget kommer deformationskapaciteten utanför det elastiska stadiet koncentreras till lokala sprickor, skarvar, upplag och flytleder (Engström, 1992). Kopplingarna har i uppgift att överföra dragkrafter mellan de bärande prefabricerade elementen. Vid en dragbelastning kommer det uppstå en spricka i gränsytan mellan de bärande elementen, då detta tvärsnitt blir det mest utsatta. Denna spricka ökar successivt med dragbelastningen i den mekaniska kopplingen. I teorin behandlas bärande element med mekaniska kopplingar som om att det bara uppstår en singelspricka. Detta beror på att uppkomsten av sprickan medför en avlastning i betongen och den mekaniska kopplingen i området kring sprickan (Engström, 1992).



Figur 3.6- Symboliserar hur gränsytan mellan två prefabricerade element påverkas då dragbandet utsätts för en dragande kraft (Engström 1992).

Teorin och beräkningsgången som redovisades ovan speglar inte riktigt verkligheten då teorin är baserad på rena dragkrafter. I verkligheten är deformationen av kopplingarna i skarvarna påverkade av både dragkrafter (figur 3.7 a) och böjning (figur 3.7 b). Tidigare forskning har dock visat att teorin för ett rent dragtest överensstämmer bra med verkligheten och är därmed applicerbar på systemnivå även fast rotationskapaciteten för kopplingarna inte beaktas (Engström, 1992).



Figur 3.7- a) töjningen av armeringen i fogskarv vid ren dragkraft (fib, 2008). b) töjningen av armeringen i fogskarv vid ren böjning (Engström, 1992).

3.2.2 Utredning av vilka faktorer som påverkar sprickbredden

Vid användandet av raka kamstänger som mekaniska kopplingar blir deformationskapaciteten begränsad eftersom deformationskapaciteten utanför det elastiska stadiet enbart uppstår vid lokala sprickor, skarvar, upplag och flytleder (Engström, 1992). Stor total sprickbredd anses därför vara fördelaktig. I detta avsnitt utreds vilka faktorer som påverkar sprickbredden.

Valet av armeringsdiameter kommer påverka den plastiska zonens utbredning. Den plastiska zonen varierar med armeringsdiametern eftersom armeringsdiametern bestämmer konbrottets djup, 2ϕ (fib, 2008). Den plastiska zonens utbredning beräknas enligt ekvation 3.4 och har stor betydelse för den totala töjningen (fib, 2008). En ökad diameter medför en ökning av den plastiska zonen och därmed även en ökning av sprickbredden (se tabell 3.3).

Armeringens duktilitet är en faktor som också påverkar sprickbreddens storlek. Duktilitetsklasserna definieras utifrån den karakteristiska brotttöjningens storlek $[\varepsilon_{su}]$ (se avsnitt 3.1). Valet av duktilitetsklass kommer inte påverka det plastiska- och elastiska områdets utbredning utan valet påverkar bara töjningen av det plastiska området. En ökad duktilitetsklass medför en ökad karakteristisk brotttöjning vilket resulterar i en ökad sprickbredd (se tabell 3.3 och ekvation 3.8).

$$w_u = 2 \cdot (s_y + 0,5 \cdot \varepsilon_{su} \cdot l_{t,pl}) \quad (\text{ekv 3.8})$$

$w_u = \text{totala sprickbredden}$

$s_y = \text{elastisk töjning}$

$\varepsilon_{su} = \text{karakteristisk brotttöjning}$

$l_{t,pl} = \text{plastiska zonens utbredning}$

Tabell 3.2- Antagna materialegenskaper för att kunna utföra beräkningsexemplet i tabell 3.3.

Betongkvalitet C25/30 $[f_{cc}]$	33	MPa
Stålkvalitet	B500BT	
f_y	500	MPa
f_u	540	MPa
E	200	GPa

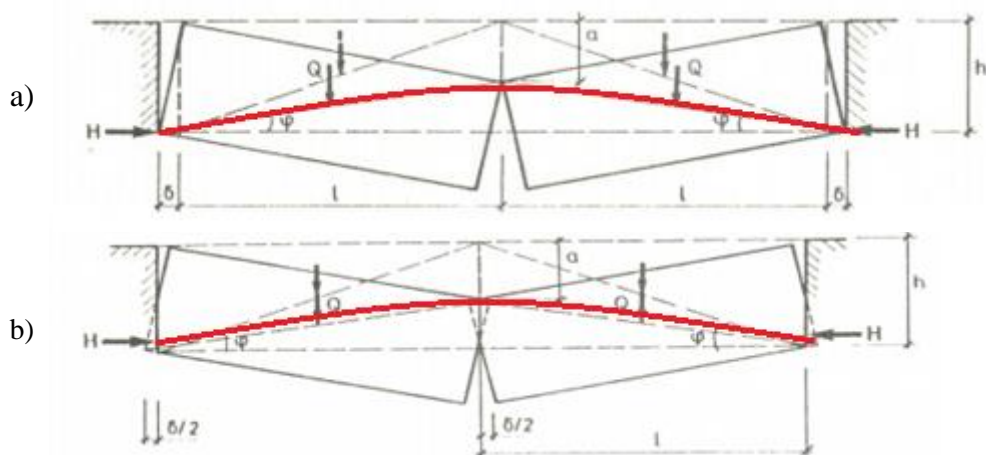
Tabell 3.3- Beräkningsexempel där sprickbreddens variation illustreras utifrån ekvationer enligt avsnitt 3.2.1 och antagna materialegenskaper från tabell 3.2.

[mm]	Klass	[%]	[MPa]		[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]
ϕ	DK	ε_{suk}	F_{cc}	f_u/f_y	τ_b	s_y	$l_{t,pl}$	w_u
12	B	≥ 5	33	$\geq 1,08$	14,4	0,36	30,9	2,3
16	B	≥ 5	33	$\geq 1,08$	14,4	0,44	41,3	3,0
16	A	$\geq 2,5$	33	$\geq 1,05$	14,4	0,44	41,3	1,9
16	B	≥ 5	33	$\geq 1,08$	14,4	0,44	41,3	3,0
16	C	$\geq 7,5$	33	$\geq 1,15 \leq 1,35$	14,4	0,44	41,3	4,0

3.3 Alternativa lastvägar

Kapitlets tidigare avsnitt har behandlat faktorer som påverkar deformationskapacitetens storlek. De centrala delarna i detta avsnitt är att utreda deformationsförmågan för olika kopplingar, utreda linverkans verkningssätt samt diskutera andra verkningssätt. De andra verkningssätten är svårbestämda och försummas ofta vid beräkningar av deformationskapaciteten för att ge beräkningarna en större säkerhet då dessa verkningssätt är fördelaktiga (fib, 2012).

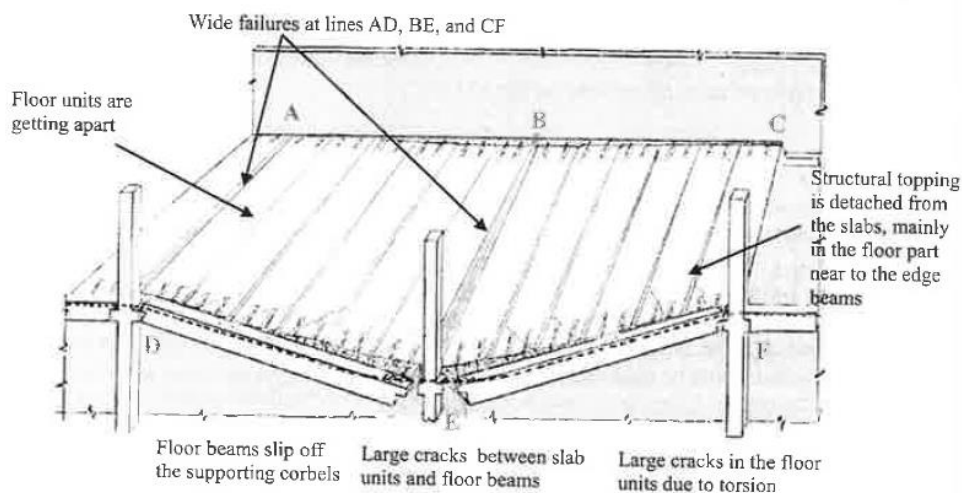
Följden av deformationen som uppstår vid en fiktiv borttagning av en pelare, såsom avsnitt 1.6 beskriver, blir att konsolverkan utbildas vid de kvarvarande upplagen. Konsolverkan kommer ge upphov till en dragande kraft i kopplingarna. Om bjälklaget tillåts rotera ytterligare kommer en tryckande kraft i den horisontella riktningen i bjälklaget att uppstå på grund av motståndet mot en horisontell förskjutning. Denna mothållande effekt kallas bågverkan och motverkar nedböjningen vid små deformationer, förutsatt att de bärande elementen är tillräckligt styva för att tryckbågen ska kunna uppstå (fib, 2012). För att överbrygga de pådrivande krafterna genom linverkan måste bjälklagselementens tvärsnitt vara dragbelastade vilket medför att bågverkans betydelse vid statisk jämvikt är obefintlig. Däremot kommer bågverkan ge upphov till en energiupptagning som kommer ge en fördelaktig effekt på den dynamiska kapaciteten. Figur 3.8 visar två fall för hur bågverkan kan beräknas utifrån olika antaganden (Danielsson & Malmgren, 2006).



Figur 3.8- Den röda linjen visar tryckbågen som uppstår på grund av bågverkan. a) visar bågverkan med antagandet att deformationerna sker genom stödförskjutning och att bjälklaget antas helt styvt (Danielsson & Malmgren, 2006). b) visar bågverkan där stöden antas styva sådant att deformationen antas ske i bjälklaget (Danielsson & Malmgren, 2006).

De ovannämnda verkningssätten kan bara användas som alternativ lastväg vid små deformationer och är därför ofta inte ett alternativ vid dimensionering mot olyckslast. Vid dimensionering mot olyckslast kan linverkan vara ett bättre alternativ eftersom deformationerna ofta blir stora. För att linverkan ska kunna användas vid dimensionering av alternativ lastväg måste de mekaniska kopplingarna ha tillräcklig deformationskapacitet för att tillåta erforderlig nedböjning. Nedböjningen ger armeringen möjlighet att ta upp den vertikala lasten som tidigare beskrivits i avsnitt 2.4.1.

Figur 3.9 visar ett system där pelaren vid E har eliminerats och systemet bärs av linverkan. Följden av bjälklagets deformation blir att sträckan vid upplagen A-B-C blir kortare än sträckan vid D-E-F. Konsekvensen blir att bjälklagselementen kommer att glida isär och det kan därför diskuteras om den längsgående armeringen, som Eurokod förespråkar, i skarvarna mellan elementen bidrar till att bära upp bjälklaget genom linverkan. Det uppstår även ett vridande moment på grund av att upplagen är belägna i olika plan i deformerat läge (fib, 2012).



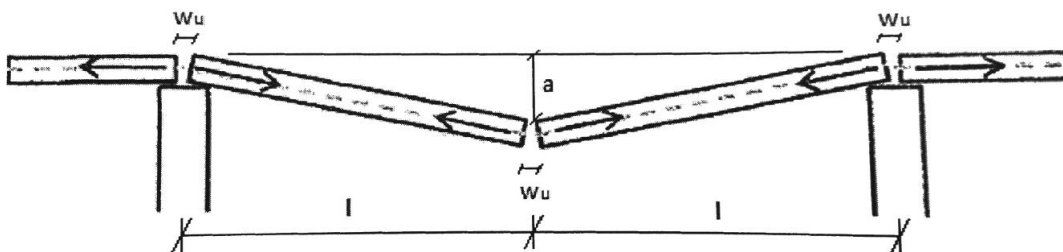
Figur 3.9- Visar bjälklagets deformation vid borttagning av en fiktiv fasadpelare (fib, 2012).

I avsnitt 3.2 uppmärksammades problematiken med att den tillåtna deformationen av bjälklaget bara kan ske i sprickor och att det kan antas att en spricka uppkommer i skarven mellan bjälklagselementen. Från dessa antaganden och med hjälp av Pythagoras sats kan en beräkningsmodell för nedböjningen $[a]$ vid statisk jämvikt bestämmas (se figur 3.10):

$$a = \sqrt{\left(l + \frac{\Delta l}{2}\right)^2 - l^2} \quad (\text{ekv 3.9})$$

l = bjälklagselementets längd

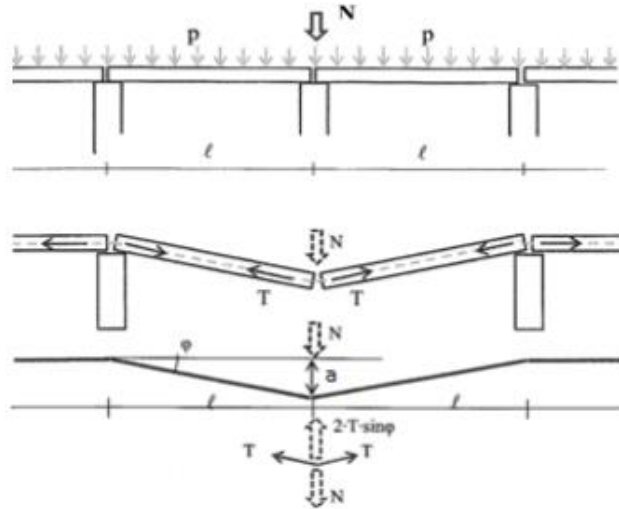
Δl = deformationskapaciteten för kopplingarna längs $2l$



Figur 3.10- Visar var sprickorna uppkommer i den förenklade beräkningsmodellen (fib, 2012).

Med antagandet om att sprickor vanligtvis uppkommer vid anslutningar till upplag och att det endast uppkommer en spricka vid respektive upplag, medför det att deformationen av armeringen för två bjälklagselement $[\Delta l]$ kan sättas till $3w_u$ (totala sprickbredden om en fiktiv pelare elimineras såsom figur 3.11). Antagandet om att enbart en spricka uppkommer gör

beräkningarna mer pålitliga då fler sprickor resulterar i en mer fördelaktig deformation. Här antas betongelementen vara mycket styva relativt fogskarvarna och förblir plana vid deformationen. I avsnitt 3.3.1 exemplifieras deformationskapaciteten för både vanliga traditionella kopplingar och fördeformerade kopplingar.



Figur 3.11- Förenklad geometri och beräkningsmodell (Nygårdh & Niklewski, 2013).

Efter att nedböjningen är känd kan den erforderliga dragkraften $[T]$ i armeringen som krävs för att överbrygga det lokala brottet med hjälp av linverkan, enligt figur 3.11, bestämmas med hjälp av trigonometri:

$$T = \frac{N}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} \quad (\text{ekv 3.10})$$

N = pådrivande kraft, egentygnd och nyttig last

T = dragande kraft i armeringen

För att inte bärverket ska gå till brott krävs det att dragkraften i armeringen $[T]$ som uppstår på grund av nedböjningen inte överstiger kopplingarnas draghållfasthet och att förankringskapaciteten är tillräcklig. Den karakteristiska brottspänningen för armeringen beskrivs av ekvation 3.11. Med hjälp av ekvationerna 3.10 och 3.11 kan nedböjningen av bjälklagselementen som krävs för att den axiella kraften i armeringsjärnen inte ska överskrida draghållfastheten bestämmas. För att linverkan ska kunna överbrygga skadan krävs det att följande relation gäller:

$$f_{yk} > \frac{T}{A} \quad (\text{ekv 3.11})$$

f_{yk} = karakteristiska flytspänningen (MPa)

$A = \pi r^2$, armerings tvärsnittsarea

Insättning av ekvation 3.10 i ekvation 3.11 ger att nedböjningen som krävs för att uppnå statisk jämvikt genom linverkan blir:

$$a > \frac{l}{\sqrt{\left(\frac{2Af_{yk}}{N}\right)^2 - 1}} \quad (\text{ekv 3.12})$$

3.3.1 Beräkningsexempel vid statisk jämvikt

För att lättare exemplifiera fördelarna med fördeformerad armering kontra raka kamstänger som mekaniska kopplingar utförs ett beräkningsexempel, vid statisk jämvikt, utifrån förutsättningarna från avsnitt 1.6 och ekvationer från avsnitt 3.3. Materialegenskaperna för de raka kamstängerna och betongen har redovisats i tabell 3.2 och den framräknade sprickbredden anges till 3,0 mm för $\phi 16$ järn i klass b (se tabell 3.3).

Om den förenklade beräkningsmodellen tillämpas där bara tre sprickor (se figur 3.10) antas uppkomma blir den maximala nedböjningen enligt ekvation 3.9 för raka kamstänger:

$$a = \sqrt{\left(l + \frac{\Delta l}{2}\right)^2 - l^2} = \sqrt{\left(6 + \frac{0,009}{2}\right)^2 - 6^2} = 0,23 \text{ m}$$

Där:

$$\Delta l = 3 \cdot w_u = 3 \cdot 3 = 9 \text{ mm}$$

Det inskränker ej på en normal våningshöjd och får ses som en godtagbar nedböjning. Den axiella dragkraften i armeringsjärnet blir enligt ekvation 3.10 då den pådrivande kraften $[N_{ed}]$ är 72 kN:

$$T = \frac{N_{ed}}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} = \frac{72}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{6}{0,23}\right)^2 + 1} = 930 \text{ kN}$$

Om samma beräkningsmodell används för de nytvecklade mekaniska kopplingarna, med en fördeformation på cirka 50 mm (se figur 1.3 b och figur 1.4), blir den maximala nedböjningen enligt ekvation 3.9:

$$a = \sqrt{\left(l + \frac{\Delta l}{2}\right)^2 - l^2} = \sqrt{\left(6 + \frac{0,209}{2}\right)^2 - 6^2} = 1,12 \text{ m}$$

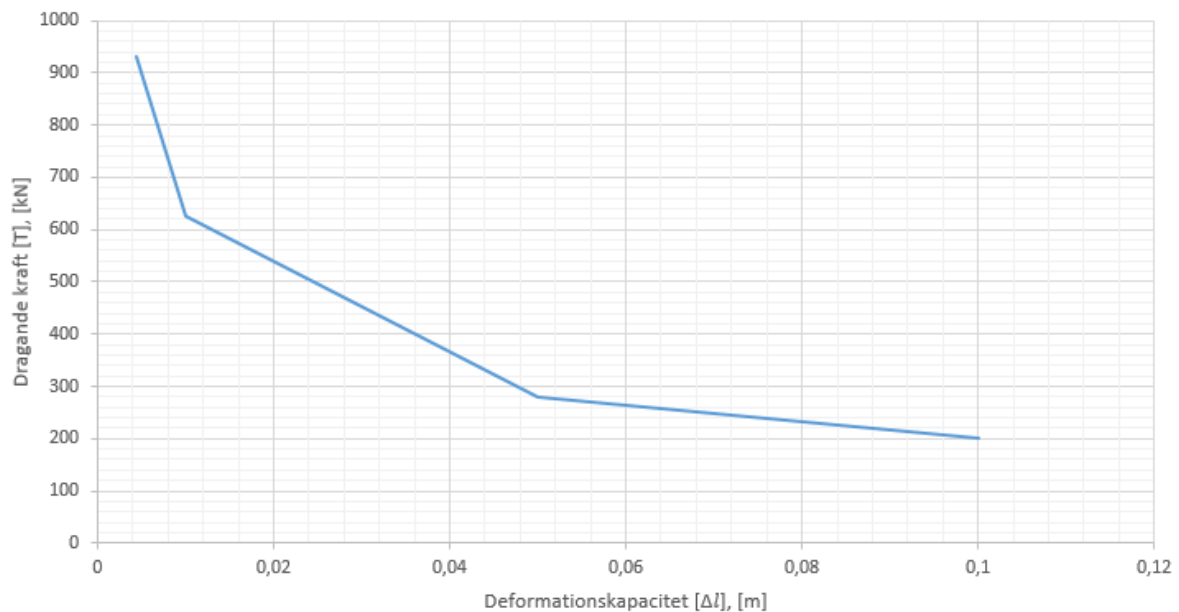
Där:

$$\Delta l = 3 \cdot w_u + 4 \cdot 50 = 3 \cdot 3 + 200 = 209 \text{ mm}$$

Det inskränker ej på en normal våningshöjd och får ses som en godtagbar nedböjning. Den axiella dragkraften i armeringsjärnet blir enligt ekvation 3.10 då den pådrivande kraften $[N_{ed}]$ är 72 kN:

$$T = \frac{N_{ed}}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} = \frac{72}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{6}{1,12}\right)^2 + 1} = 195 \text{ kN}$$

Förhållandet mellan den dragande kraften $[T]$ och deformationskapaciteten $[\Delta l]$, utifrån förutsättningarna i avsnitt 1.6, tydliggörs i figur 3.12.



Figur 3.12-Visar relationen mellan den dragande kraften [T] och deformationskapaciteten [Δl] utifrån förutsättningarna i avsnitt 1.6.

Den maximalt dragande kraften som ett armeringsjärn klarar av ges av ekvation 3.13 nedan:

$$F_{ST} = f_{yk} \cdot A = f_{yk} \cdot \pi r^2 \quad (\text{ekv 3.13})$$

Tabell 3.4- Kraftupptagning per armeringsjärn.

Kvalité	ø [mm]	f_{yk} [MPa]	A [mm ²]	F [kN]
K500B	8	500	50	25
K500B	12	500	113	57
K500B	16	500	200	100

Resultat

Resultatet visar att för armeringsjärn ø16, behövs det två stycken fördeformerade mekaniska kopplingar för att kunna ta upp den dragande kraften som uppstår i bjälklaget.

$$n \geq \frac{T}{F_{ST}} \Rightarrow \frac{195}{100} \leq 2 \text{ st}$$

$n = \text{antal armeringsjärn}$

$T = \text{dragande kraft i armeringsjärnen}$

$F_{ST} = \text{armeringens dragkapacitet}$

Detta kan jämföras med den minsta armeringsmängden (ø16) som behövs då de traditionella kopplingarna används som mekaniska kopplingar. Deformationskapaciteten minskar då kraftigt och det behövs då istället tio stycken armeringsjärn för att kunna ta upp lasten.

$$n \geq \frac{T}{F_{ST}} \Rightarrow \frac{930}{100} \leq 10 \text{ st}$$

Beräkningsexemplet ovan bygger på att bjälklagselementet inte tappar kontakt med sitt upplag. Om deformationskapaciteten är stor i skarvarna kan följden bli att bjälklagselementet glider av och tappar kontakten med upplaget (se figur 3.13). Kopplingarna blir då belastade både horisontellt och vertikalt. Tvärkraften som tidigare togs upp genom anliggning tas nu upp av den vertikala komponenten i armeringen. Om kopplingen motstår lasterna i både horisontell och vertikal riktning och bjälklagselementet antas fortsätta förskjutas nedåt blir följden att betongens draghållfasthet överskrids och en uppspjälkning av betongen sker om vidhäftningskapaciteten är tillräcklig. Uppspjälkningen av betongen medför både större deformationskapacitet samt en avlastning av tvärkraften, därav kan beteendet ses som relativt duktilt (Engström, 1992).

Nedan redovisas en teoretisk beräkningsmodell för tvärkraftskapaciteten $[V_R]$ som kan anses förhålla sig likt verkligheten då bjälklagselementet har glidit av balken och systemet helt hålls ihop av armeringen i kopplingen (se figur 3.13 a). Här antas flytleden uppstå $1,5\phi$ från kanten samtidigt som armeringsjärnen antas vara raka (Engström, 1992).

$$V_R = N \cdot \tan(\alpha) \quad (\text{ekv 3.14})$$

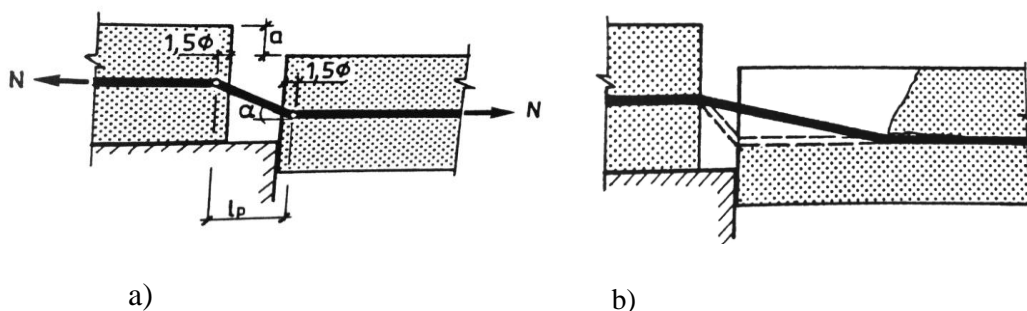
$$\alpha = \arctan\left(\frac{a}{l_p}\right) \quad (\text{ekv 3.15})$$

$V_R = \text{tvärkraftskapacitet}$

$N = \text{dragande kraft i armeringen}$

$a_v = \text{vertikal förskjutning mellan bjälklagselementen}$

$l_p = \text{avstånd mellan flytleder}$

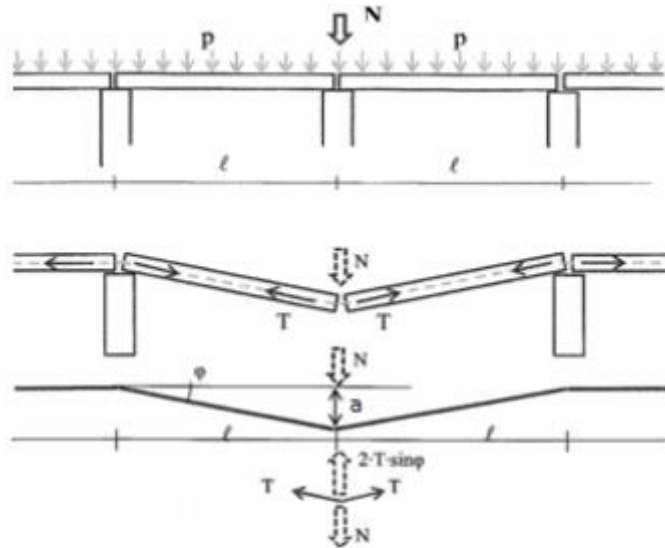


Figur 3.13- a) Visar flytlederna då bjälklagselementet har glidit av balken (Engström, 1992). b) Visar uppspjälkningen av betongen (Engström 1992).

3.4 Dynamisk inverkan

Linverkan bygger på att en bärverksdel kan gå från att vara i statisk jämvikt med omgivningen till att plötsligt accelerera nedåt tills bärverksdelen återfinner en ny statisk jämvikt (hittar en alternativ lastväg). Återfinns inte någon ny statisk jämvikt kommer systemet att kollapsa.

För att enklare beskriva händelseförloppet ur ett dynamiskt perspektiv återspeglas systemet som redovisades i avsnitt 1.6. En fiktiv pelare i ett pelar-balk-system kommer att avlägsnas (se figur 3.14).



Figur 3.14- Visar händelseförloppet då en fiktiv pelare i ett pelar-balk-system avlägsnas (Nygårdh & Niklewski, 2013).

Innan den vertikalt bärande bärverksdelen avlägsnas befinner sig bjälklaget i jämvikt med omgivningen. Då mittstödet avlägsnas kommer bjälklaget att röra sig neråt. Rörelsen ger upphov till en rörelseenergi som måste balanseras av töjningarna i kopplingarna för att bärverkssystemet ska kunna återfinna sig i statisk jämvikt (Engström, 1992). Rörelseenergin $[W_{k,n}]$ kan uttryckas som:

$$W_{k,n} = \frac{1}{2} m v_{q,n}^2 + \frac{1}{2} I_m \omega_n^2 \quad (\text{ekv 3.16})$$

$v_{q,n}$ = hastighet

ω_n = vinkelhastighet

m = bärverkets egentyngd och laster

I_m = bärverkets masströghetsmoment

Händelseförloppet kan beskrivas med hjälp av följande energijämvikt (Engström, 1992):

$$\frac{m}{2} \left(\frac{da_{qz}}{dt} \right)^2 + \frac{I_m}{2} \left(\frac{d\varphi}{dt} \right)^2 = m \cdot g \cdot a_{qz} - \sum_i \int_0^{w_i} N_i(w_i) dw_i \quad (\text{ekv 3.17})$$

a_{qz} = bärverksdelens vertikala förskjutning av tyngdpunkten

t = tiden

φ = bärverksdelens vinkeländring

$g = \text{gravitationskonstanten}$

$N_i = \text{kraften i kopplingen}$

$w_i = \text{sprickdeformationen/ förskjutningen av anslutningen}$

Ekvation 3.17 kan förenklas till:

$$W_{int} = W_{ext,n} - W_{k,n}$$

$W_{int} = \text{inre arbetet, tøjningsenergin i armeringen}$

$W_{ext,n} = \text{potentiella energin som uppkommer mellan de statiska jämvikterna}$

$W_{k,n} = \text{rörelseenergi}$

Händelseförloppet medför att två stycken villkor måste vara uppfyllda för att bärverket inte ska gå till brott. Systemets nedfallande hastighetskomponent måste bli noll och systemet måste inställa sig i statisk jämvikt. Utifrån följande villkor för statisk jämvikt erhålls:

$$m \cdot g \cdot a_{qz,max} = \sum_i \int_0^{w_{i,max}} N_i(w_i) dw_i \quad (\text{ekv 3.18})$$

$$W_{ext,n} = W_{int}$$

Omskrivningen, från ekvation 3.17 till ekvation 3.18, kan göras på grund av att termerna till vänster i ekvation 3.17 beskriver rörelseenergin på grund av rotation och förskjutning. Om bärverket inte ska gå till brott krävs det att rörelseenergin är noll då deformationen har uppnått sitt maximum. För att jämvikt ska kunna infinna sig måste energin som frigörs i och med den vertikala förskjutningen $[a_{qz}]$ tas upp av armeringen genom tøjning. Genom integration av kraften i stålet med hänsyn till tøjningen erhålls den absorberade energin $[W_{int}]$ (Arean under grafen, figur 3.15) (Engström, 1992).

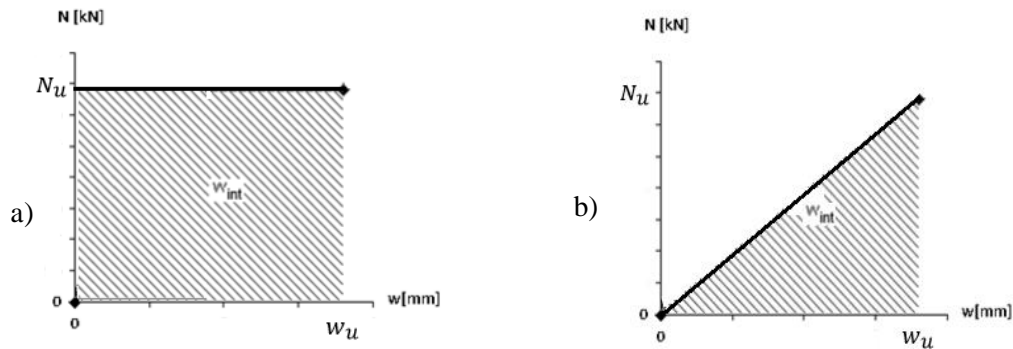
Ett viktigt begrepp då relationen mellan den statiska och dynamiska kapaciteten ska bestämmas är relativ tøjningsenergi som definieras som förhållandet mellan aktuellt inre arbete och ett rent plastiskt inre arbetet. Ett rent plastiskt inre arbete visas i figur 3.15 a och är dubbelt så stort som ett rent elastiskt inre arbetet (se figur 3.15 b). En hög relativ tøjningsenergi är eftersträvt i dimensioneringssituationer då det ökar möjligheterna att absorbera den energin som uppstår vid lokalt brott. Relativa tøjningsenergin $[\xi]$ beräknas som (Engström, 1992):

$$\xi(w) = \frac{W_{int}}{N_u \cdot w_u} \quad (\text{ekv 3.19})$$

$W_{int} = \text{inre arbetet, tøjningsenergin i armeringen.}$

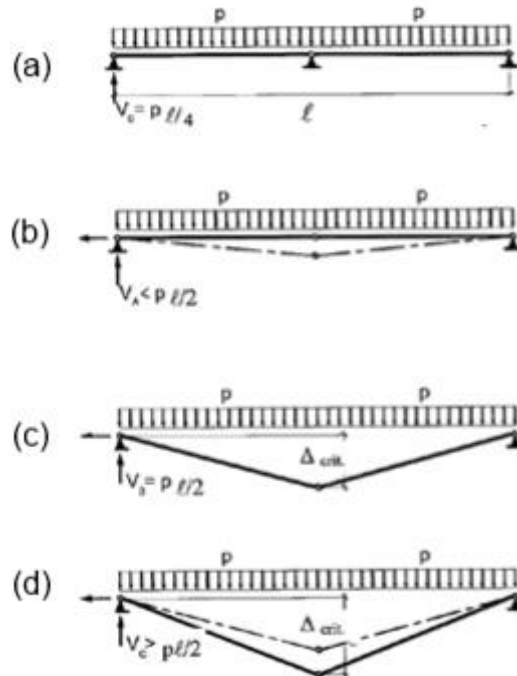
$N_u = \text{brottkraften i stålet}$

$w_u = \text{maximal sprickbredd / maximal tøjningen av stålet}$



Figur 3.15- a) visar ett rent plastiskt inre arbete. b) visar ett rent elastiskt inre arbete.

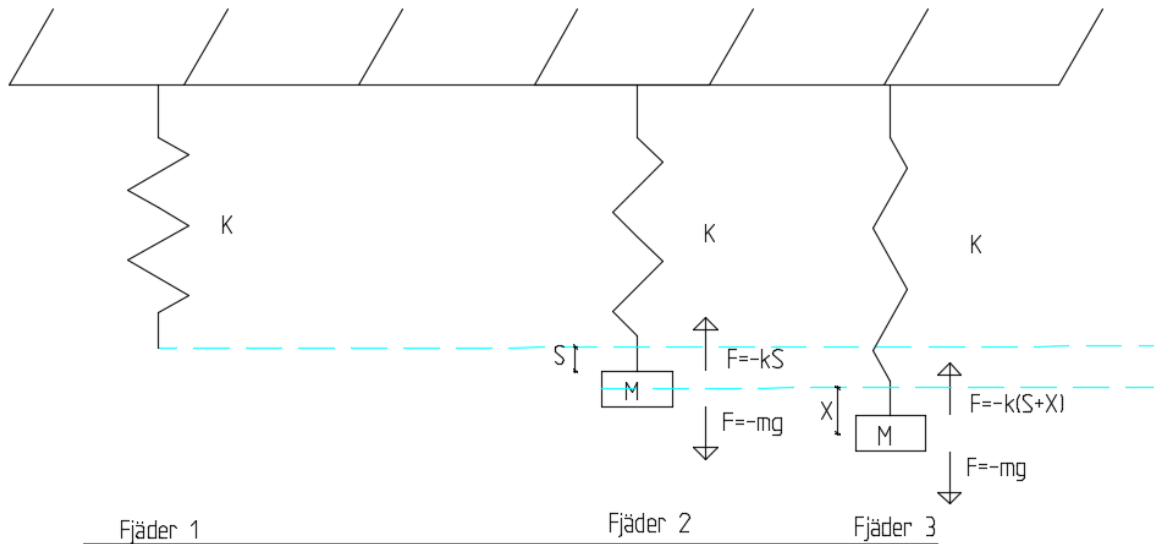
Bjälklagets rörelsemönster vid ett lokalt brott i stommen förväntas vara likt figur 3.16. På grund av rörelseenergin kommer bjälklaget att fortsätta accelerera tills det nya statiska jämviktsläget uppnås, därefter avtar hastigheten (figur 3.16 c). Hastighetsminskningen beror på att reaktionskrafterna blir större än den pådrivande resulterande kraften. Hastigheten avtar successivt med nedböjningen tills hastighetskomponenten blir noll, då har bjälklaget nått sin maximala nedböjning (figur 3.16 d). På grund av att reaktionskrafterna är större än den pådrivande resulterande kraften, förväntas bjälklaget därefter att accelerera uppåt. Det kan därmed antas att bjälklaget hamnar i harmonisk svängning kring sitt jämviktsläge tills rörelsen slutligen upphör. Rörelsen antas upphöra på grund av dämpningseffekter. Teoretiskt hade systemet aldrig återgått till sitt jämviktsläge om inte en dämpningseffekt hade existerat då denna effekt kräver en energiåtgång.



Figur 3.16- Bjälklagets rörelsemönster vid ett fiktivt lokalt brott (Nygårdh & Niklewski, 2013).

Energijämvikten som redovisas i ekvation 3.17 tar inte hänsyn till några dämpningseffekter eftersom dämpningsfaktorn är komplex att bestämma. Av det skälet blir den maximala nedböjningen av bjälklaget, då rörelseenergin är noll, svårbestämd.

För att visa bjälklagets dynamiska beteende då dämpningseffekterna försummas studeras figur 3.17 som visar en och samma fjäder i tre olika deformationsstadier. Fjäder 1 symboliserar en obelastad fjäder. Fjäder 2 ska visa jämviktstillståndet då en godtycklig kropp har placerats i fjäderns ände och fjädern har deformerats och hittat sitt nya statiska jämviktsläge. Fjäder 3 ska föreställa då fjädern befinner sig antingen i acceleration nedåt, i acceleration uppåt eller i vändläget då hastigheten är noll.



Figur 3.17- Visar en och samma fjäder i tre olika deformationssteg.

Rörelseekvationen för det odämpade systemet i figur 3.17 kan beskrivas med hjälp av Newtons andra lag:

$$F = ma \quad (\text{ekv 3.20})$$

$m = \text{massa}$

$a = \text{acceleration}$

Utifrån Newtons andra lag kan fjäderns jämviktstillstånd beskrivas som (se figur 3.17, fjäder 2):

$$-kS - mg = 0 \quad (\text{ekv 3.21})$$

$k = \text{fjäderns styvhetskonstant}$

$S = \text{initiala förskjutningen då en godtycklig massa appliceras}$

$g = \text{gravitationskonstanten}$

Rörelsen för fjäder 3 kan beskrivas med Newtons andra lag som (se figur 3.17):

$$-kS - kx - mg = ma$$

$x = \text{förskjutningen från jämviktstillståndet}$

Med hjälp av ekvation 3.21 fås rörelseekvationen för systemet i figur 3.17 (harmonisk rörelse, se figur 3.18):

$$ma + kx = 0 \quad (\text{ekv 3.22})$$

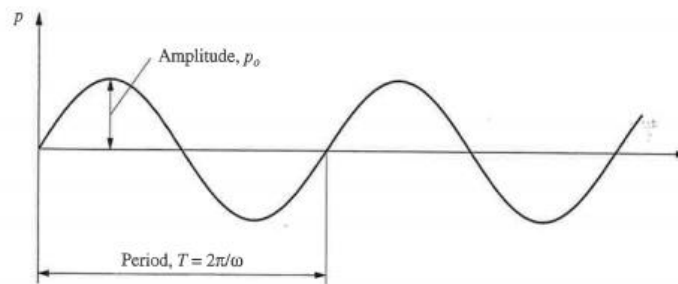
Vilket kan jämföras med om fjädrarna i figur 3.17 har en dämpande effekt (se figur 3.19):

$$ma + cv + kx = 0 \quad (\text{ekv 3.23})$$

$c = \text{dämpningsfaktor}$

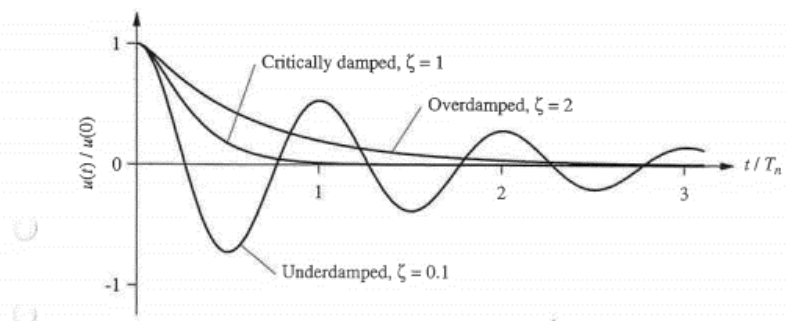
$v = \text{hastighet}$

Om det inte finns någon dämpningseffekt i fjädern kommer den godtyckliga kroppen fluktuera runt jämviktsläget och ge upphov till en harmonisk rörelse (Austrell, 2016). En harmonisk rörelse exemplifieras i figur 3.18 och kan beskrivas med ekvation 3.22.



Figur 3.18- Visar en harmonisk svängning (Austrell, 2016).

I verkligheten avtar svängningarna efterhand. Denna effekt kallas dämpning och det finns tre stycken dämpningsindelningar (se figur 3.19) (Austrell, 2016). För att exemplifiera de olika dämpningsindelningarna i verkligheten studeras en bil som kör över ett farthinder. Då bilen kör över farthindret kommer bilens massa att först förskjutas uppåt och om det sedan tar lång tid för massan att återgå till sitt jämviktsläge är dämpningseffekten överdämpad. Den andra indelningen kallas kritisk dämpning och till skillnad från överdämpning återgår massan snabbt till sitt ursprungliga jämviktsläge. Den tredje och sista indelningen kallas underdämpning och kännetecknas av att fjädrarna kommer att svänga kring sitt jämviktsläge tills systemet efter en stund kan återfinna sig i statisk jämvikt.



Figur 3.19- Exemplifierar de tre olika dämpningsindelningarna (Austrell, 2016).

3.4.1 Relationen mellan statisk respektive dynamisk bärförmåga

För att belysa den dynamiska kapacitetens relevans utreder detta avsnitt relationen mellan den statiska och dynamiska kapaciteten. I slutet av avsnittet exemplifieras relationen i ett beräkningsexempel utifrån förutsättningarna från avsnitt 1.6.

För att bestämma relationen mellan den statiska- och dynamiska kapaciteten används gränslastteori, kinematiska metoden, och ekvationer enligt avsnitt 3.4. Förutsättningarna är desamma som i avsnitt 1.6. Två prefabricerade bjälklagsplattor är upplagda på tre stöd där den mittersta bärande vertikala pelaren elimineras (se figur 1.2). Tre stycken flytleder kommer då att uppstå, två vid stöd och en i mitten vid anslutningen mellan de två elementen (se figur 3.20). Det yttre arbetet definieras som kraften gånger skillnaden i sträcka mellan jämviktslägena. Den utbredda lasten modelleras som punktlaster i tyngdpunkten på respektive element (se figur 3.21). Det yttre arbetet $[W_{ext,n}]$ för de två elementen beräknas enligt:

$$R_{dyn} = q \cdot l \cdot 2 \quad (\text{ekv 3.24})$$

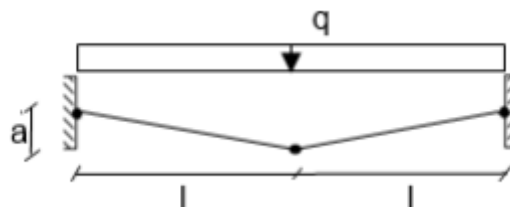
$$W_{ext,n} = q \cdot l \cdot 2 \cdot \frac{a}{2} = \frac{R_{dyn}}{2} \cdot \frac{a}{2} \cdot 2 = R_{dyn} \cdot \frac{a}{2} \quad (\text{ekv 3.25})$$

R_{dyn}

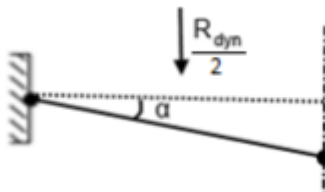
= dynamisk kapacitet, maximal pådrivande kraft för att bärverket inte ska kollapsa på grund av de dynamiska effekterna

a = nedböjning av bjälklagselementen

l = elementlängd



Figur 3.20- Idealiserad bild av geometrin då mittenpelaren eliminerats och tre flytleder har uppstått.



Figur 3.21- Idealiserad bild av ett element där den utbredda lasten har modellerats som punktlaster i tyngdpunkten på respektive element.

Det inre arbetet $[W_i]$ beräknas som arean under grafen i kraft- deformationsdiagrammet multiplicerat med antalet flytleder (se figur 3.22).

$$W_i = 3 \cdot W_{int} = 3 \cdot \xi(w) \cdot w_u \cdot N_u \quad (\text{ekv 3.26})$$

$\xi(w) = \text{relativ töjningsenergi (se ekvation 3.19)}$

$w_u = \text{maximal sprickbredd, töjningen av stålet}$

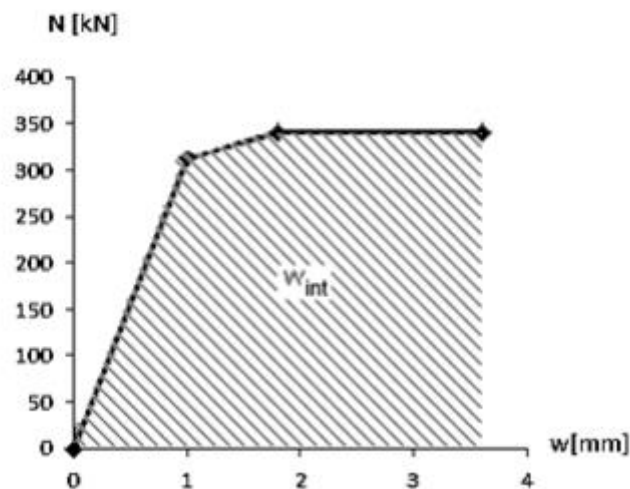
$N_u = \text{brottkraften för armeringen}$

Nedböjningen där lasten verkar blir (enligt figur 3.21):

$$a_{qz} = \frac{a}{2}$$

Bärverket ska vara i energijämvikt för att ej gå till brott:

$$W_{ext,n} = W_i \Leftrightarrow R_{dyn} \cdot \frac{a}{2} = 3 \cdot \xi(w) \cdot w_u \cdot N_u \Leftrightarrow R_{dyn} = \frac{3 \cdot W_{int}}{a_{qz}} \quad (\text{ekv 3.27})$$



Figur 3.22- Kraft-deformationsdiagram. Beskriver den orsakade töjningen vid en viss kraft (Nygårdh & Niklewski, 2013).

Den statiska kapaciteten vid jämvikt i deformerat läge beräknas genom en kraftjämvikt:

$$R_{stat} = q \cdot l \cdot 2 \quad (\text{ekv 3.28})$$

R_{stat}

= statisk kapacitet, maximal pådrivande kraft för att bärverket inte ska kollapsa på grund av de statiska effekterna

$$R_{stat} = 2 \cdot \sin\alpha \cdot N_u = 2 \cdot \left(\frac{a}{l+\Delta l}\right) \cdot N_u \approx \frac{2a}{l} N_u \quad (\text{ekv 3.29})$$

Relationen mellan den statiska och dynamiska kapaciteten bestäms genom att den vertikala nedböjningen $[a]$ kan beräknas approximativt som:

$$a = \sqrt{3lw_u}, \quad fib (2008) \quad (\text{ekv 3.30})$$

Relationen mellan den statiska och den dynamiska kapaciteten fås genom att lösa ut $[N_u]$ ur ekvation 3.29 och sätta in den i ekvation 3.27. Relationen blir då:

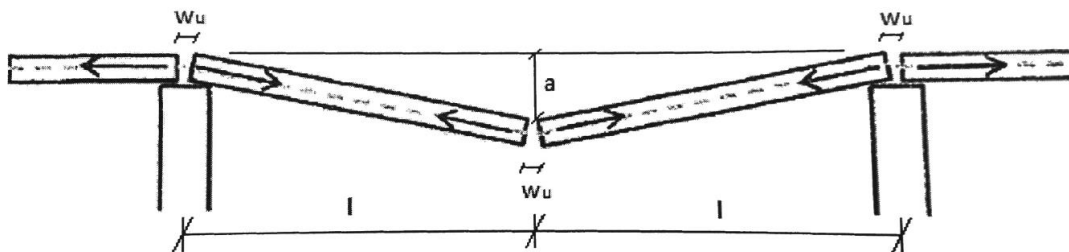
$$R_{dyn} = \xi(w) \cdot R_{stat} \quad (\text{ekv 3.31})$$

Relativa töjningsenergin $[\xi]$ kommer alltså fungera som reduktionsfaktor i ekvation 3.31. Exempelvis om det inre arbetet inte är rent plastiskt kommer relativa töjningsenergin reducera bärverkets kapacitet (se ekvation 3.19). En hög relativ töjningsenergi är därför önskvärd i dimensioneringssituationer då det ökar möjligheterna att absorbera energin som uppstår vid lokalt brott.

3.4.1.1 Beräkningsexempel

För att tydliggöra och exemplifiera problematiken med dagens traditionella kopplingar samt påvisa vikten av de dynamiska effekterna görs ett beräkningsexempel utifrån förutsättningarna från den fiktiva byggnaden i avsnitt 1.6. En fiktiv borttagning av en pelare görs och armeringen ska överbrygga det skadade området genom linverkan. Kvaliteten på armeringen och betongen som används för att gjuta igen ursparningarna redovisas i tabell 3.5. Beräkningsexemplet görs i två delar för att kunna jämföra de olika mekaniska kopplingarna som visas i figur 1.3.

Den fiktiva borttagningen av pelaren görs direkt, sådant att bjälklaget kan deformeras fritt. Kopplingarna aktiveras vid olyckslast och kan ses som idealiskt fast inspända. Då linverkan framförallt beror på deformationen, dragkapaciteten och duktiliteten i armeringsjärnen tas andra effekter såsom balkverkan och bågverkan ej hänsyn till i beräkningarna.



Figur 3.23- Förenklad beräkningsmodell för att bestämma bjälklagets deformation (fib, 2012).

Tabell 3.5- Kvaliteten på armeringen och betongen.

Betongkvalitet	C25/30	
f_{cm}	33	MPa
Stålkvalitet $\phi 16$	K500C-T	
f_y	500	MPa
f_u	575	MPa
E_s	200	GPa
ϵ_{su}	7,5	%

a) Raka kamstänger som kopplingar

Först bestäms sprickbredden som uppstår då raka kamstänger används som mekaniska kopplingar. Här antas goda vidhäftningsförhållanden och ekvationerna är redovisade i avsnitt 3.2.1. Vidhäftningsspänningen $[\tau_b]$ ges av:

$$\tau_b = 2,5 \cdot \sqrt{f_{cm}} = 2,5 \cdot \sqrt{33} = 14,4 \text{ MPa}$$

Den elastiska deformationen $[s_y]$ ges av:

$$s_y = 0,288 \left(\frac{\phi f_y^2}{\tau_{b,max} E_s} \right)^{0,714} + \frac{f_y \cdot 2\phi}{E_s} = 0,288 \left(\frac{16 \cdot (500 \cdot 10^6)^2}{14,4 \cdot 10^6 \cdot 200 \cdot 10^9} \right)^{0,714} + \frac{500 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 16}{200 \cdot 10^9} = 0,44 \text{ mm}$$

Den plastiska zonen utbredning $[l_{t,pl}]$ ges av:

$$l_{t,pl} = \frac{F_{su} - F_{sy}}{\tau_{bm,pl} \pi \phi} = \frac{f_u - f_y}{\tau_{bm,pl}} \cdot \frac{\phi}{4} = \frac{575 \cdot 10^6 - 500 \cdot 10^6}{0,27 \cdot 14,4 \cdot 10^6} \cdot \frac{16}{4} = 77,4 \text{ mm}$$

Den genomsnittliga plastiska töjningen $[\varepsilon_{sm,pl}]$ sätts till halva brotttöjningen:

$$\varepsilon_{sm,pl} = 0,5 \cdot \varepsilon_{su} = 0,5 \cdot 0,075 = 0,038$$

Slutlig deformation $[s_u]$:

$$s_u = \varepsilon_{sm,pl} \cdot l_{t,pl} + s_y = (0,038 \cdot 77,4) + 0,44 = 3,35 \text{ mm}$$

Den totala deformationen symboliserar halva sprickbredden. Hela sprickbredden $[w_u]$ ges därför av:

$$w_u = 2 \cdot s_u = 2 \cdot 3,35 = 6,70 \text{ mm}$$

Här antas w_y vara lika stor som deformationen i det elastiska stadiet:

$$w_y = 2 \cdot s_y = 0,89 \text{ mm}$$

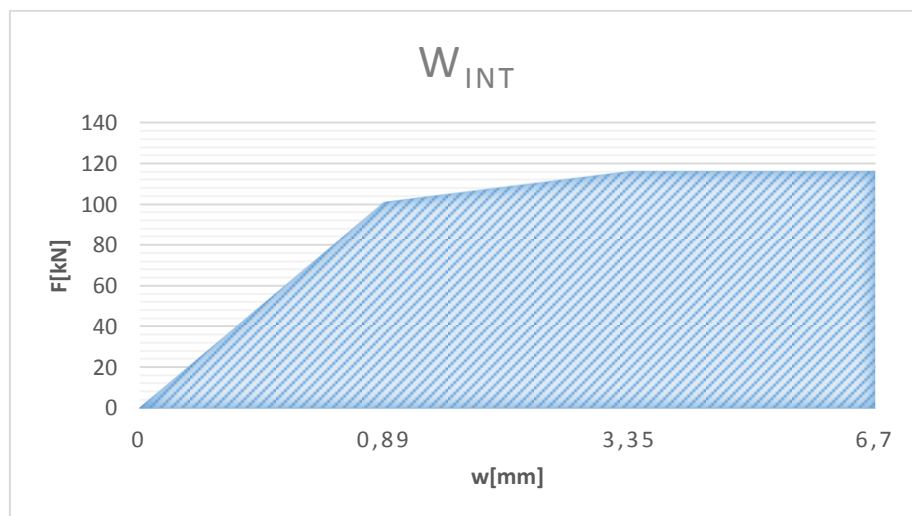
Flytkraften $[F_y]$ och brottkraften $[F_u]$ för armeringen beräknas:

$$F_y = A_s \cdot f_y = 0,008^2 \cdot \pi \cdot 500 \cdot 10^6 = 101 \text{ kN}$$

$$F_u = F_y \cdot \frac{f_u}{f_y} = 101 \cdot \frac{575}{500} = 116 \text{ kN}$$

Den dynamiska kapaciteten bestäms därefter utifrån ekvationer enligt avsnitt 3.4:

Efter det att sprickbredden, flytkraften och brottkraften är kända plottas de i ett kraft-deformationsdiagram (se figur 3.24) för att kunna bestämma det inre arbetet.



Figur 3.24- Kraft- deformationsdiagram. Arean under grafen beskriver töjningsenergin som uppkommer i armeringen.

Det inre arbetet [W_{int}] bestäms till:

$$W_{int} = \frac{w_y F_y}{2} + \frac{(F_u + F_y)}{2} \cdot (0,5 \cdot w_u - w_y) + w_u \cdot N_u \cdot 0,5 = \frac{0,89 \cdot 101}{2} + \frac{(101 + 116)}{2} \cdot (0,5 \cdot 6,70 - 0,89) + 6,70 \cdot 116 \cdot 0,5 = 697 \text{ J}$$

Tre stycken sprickor antas uppkomma vid pelaranslutningarna (se figur 3.23).

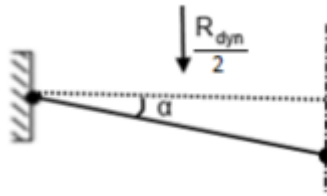
$$\Delta l = 3 \cdot w_u = 3 \cdot 6,70 = 20,08 \text{ mm}$$

Nedböjningen [a] blir då:

$$a = \sqrt{\left(l + \frac{\Delta l}{2}\right)^2 - l^2} = \sqrt{(6 + 0,010)^2 - 6^2} = 0,35 \text{ m}$$

Då lasten i verkligheten är en utbredd last modelleras här lasten som ekvivalenta punktlaster med angreppspunkten $0,5l$ från upplaget (se figur 3.25). Nedböjningen där lasten [a_{qz}] verkar blir då:

$$a_{qz} = \frac{a}{2} = \frac{0,35}{2} = 0,175 \text{ m}$$



Figur 3.25- Idealiserad bild av ett element där den utbredda lasten har modellerats som punktlaster i tyngdpunkten på respektive element.

Den statiska kapaciteten [R_{stat}] vid jämvikt i deformerat läge beräknas enligt ekvation 3.29.

$$R_{stat} = 2a \cdot \frac{N_u}{L} = 2 \cdot 0,35 \cdot \frac{116}{6} = 13,4 \text{ kN}$$

Den dynamiska kapaciteten [R_{dyn}] beräknas enligt ekvation 3.27.

$$R_{dyn} = \frac{3 \cdot W_{int}}{a_{qz}} = \frac{3 \cdot 697}{0,175} = 12,0 \text{ kN}$$

b) Mekaniska kopplingar med hög deformationskapacitet

Tidigare beräkningsexempel återupprepas med samma förutsättningar men den här gången utformas kopplingarna som de föreslagna fördeformerade kopplingarna i figur 1.3. Kopplingarna har en fördeformation på 50 mm vardera och de placeras såsom figur 1.4 visar. Den totala sprickbredden för de föreslagna kopplingarna fås genom att addera fördeformationen med sprickbredden som bildades för de traditionella kopplingarna:

$$\Delta l = 3 \cdot w_u + 4 \cdot 50 = 3 \cdot 6,70 + 200 = 220 \text{ mm}$$

Nedböjningen [a] blir då:

$$a = \sqrt{\left(l + \frac{\Delta l}{2}\right)^2 - l^2} = \sqrt{\left(6 + \frac{0,220}{2}\right)^2 - 6^2} = 1,15 \text{ m}$$

Då lasten i verkligheten är en utbredd last modelleras här lasten som två ekvivalenta punktlaster med angreppspunkten $0,5l$ från upplaget (se figur 3.25). Nedböjningen där lasten verkar [a_{qz}] blir då:

$$a_{qz} = \frac{a}{2} = \frac{1,15}{2} = 0,58 \text{ m}$$

Den statiska kapaciteten [R_{stat}] vid jämvikt i deformerat läge beräknas enligt ekvation 3.29.

$$R_{stat} = 2a \cdot \frac{N_u}{L} = 2 \cdot 1,15 \cdot \frac{116}{6} = 44,5 \text{ kN}$$

Den dynamiska kapaciteten [R_{dyn}] beräknas enligt ekvation 3.27.

$$R_{dyn} = \frac{3 \cdot W_{int}}{a_{qz}} = \frac{3 \cdot 697}{0,58} = 3,6 \text{ kN}$$

c) Resultat och diskussion

Om de nya mekaniska kopplingarna används i ett prefabricerat betongbjälklag där varje element är 1,2 m brett kommer två $\emptyset 16$ järn att behövas för att klara av den statiska lasten och tjugo $\emptyset 16$ järn för att klara av den dynamiska lasten.

$$n \geq \frac{N_{ed}}{R_{stat}} = \frac{72}{44,5} = 2 \text{ st}$$

$$n \geq \frac{N_{ed}}{R_{dyn}} = \frac{72}{3,6} = 20 \text{ st}$$

Om istället traditionell armering skulle användas som kopplingar i ett prefabricerat betongbjälklag där varje element är 1,2 m brett medför det att sex stycken $\emptyset 16$ järn kommer att behövas för att klara av den statiska och dynamiska lasten, vilket är en orimlig mängd armering att placera i skarvarna för att överbrygga skadan då utrymmet inte är tillräckligt.

$$n \geq \frac{N_{ed}}{R_{stat}} = \frac{72}{13,4} = 6 \text{ st}$$

$$n \geq \frac{N_{ed}}{R_{dyn}} = \frac{72}{12} = 6 \text{ st}$$

De mekaniska kopplingarna som rapporten behandlar ökar den statiska kapaciteten betydligt och resulterar i en mer rimlig mängd armering att placera i skarvarna för att överbrygga skadan. Armeringsbehovet som krävs för att klara den dynamiska kapaciteten är mer osäker och svår att räkna hem sådant att armeringsbehovet blir rimligt. I beräkningsexemplet ovan har exempelvis inte energiåtgången för att räta ut de fördeformerade armeringsjärnen och spjälka sönder betongen adderats till det inre arbetet för de framtagna mekaniska kopplingarna. Uppskattning av det ökade inre arbetet är svårt, men för att exemplifiera dess inverkan antas det inre arbetet ökas med en faktor 3. Den nya dynamiska kapaciteten (ekvation 3.27) och det nya armeringsbehovet blir då:

$$R_{dyn} = \frac{3 \cdot W_{int}}{a_{qz}} = \frac{3 \cdot 3 \cdot 697}{0,58} = 10,8 \text{ kN}$$

$$n \geq \frac{N_{ed}}{R_{dyn}} = \frac{72}{10,8} = 7 \text{ st}$$

Det bör noteras att denna energiupptagning är osäker och det bör göras fler tester för att utvärdera den inre energiupptagningen i armeringsjärnen.

Resultatet ovan visar att den dynamiska inverkan då bärverket ska överbrygga en lokal skada genom linverkan blir av stor betydelse då den dynamiska kapaciteten underskattas. Det kan dock diskuteras om beräkningen av den dynamiska kapaciteten, enligt avsnitt 3.4, är för konservativ då den inte tar hänsyn till andra effekter. Andra effekter som kan påverka den dynamiska kapaciteten är energiupptagning i två riktningar, energiupptagningen som åstadkoms om balken roterar av upplaget, bågverkan och moment (se avsnitt 3.3). Med moment menas det kraftpar som uppstår vid stöd och i mittspann beroende på var armeringen är placerad.

3.5 Förankring och skarvlängd

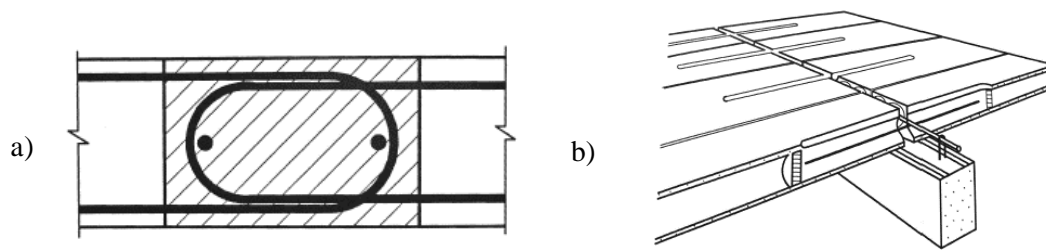
I tidigare avsnitt har fokus varit kring faktorer som ökar kopplingarnas deformationsförmåga. Men för att ett bärverk ska förbli stabilt efter ett lokalt brott måste kopplingarna både kunna överbrygga den dragande kraften och överföra den till andra bärverksdelar. Förankringen av kopplingarna blir därmed av stor betydelse då ett bärverk ska överbrygga en lokal skada genom linverkan. Förankringen ska säkerställa att en kontinuerlig kraftväg är möjlig att uppnå vid ett lokalt brott i ett bärande element. I slutet av avsnittet redovisas ett beräkningsexempel utifrån förutsättningarna från avsnitt 1.6 där erforderlig förankringslängd redovisas.

Vid dimensionering av mekaniska kopplingar för olyckslast ställs högre krav på förankringen än vid dimensionering i brottgränstillståndet. I brottgränstillståndet dimensioneras kopplingarna utifrån ett idealiserat spänning-töjningstillstånd vilket betyder att spänningen i stålet maximalt får uppnå flytgränsen. Vid dimensionering för olyckslast ska kopplingarna ha ett mer duktilt beteende vilket betyder att stålet tillåts att plasticeras tills brottspänningen uppnås (spänningen tillåts öka under ökad deformation, se figur 3.3) (fib, 2008). Det betyder att den senare dimensioneringsmetoden strävar efter att undvika ett vidhäftningsbrott och istället uppnå ett materialbrott i stålet om kapaciteten överskrids.

Vidhäftningsbrott undviks genom längre förankringslängd, större betongtäcksikt och i vissa fall även användning av ändkrokar. Användandet av tvärkraftsarmering förbättrar också motståndet mot vidhäftningsbrott (fib, 2008).

Faktorer som är viktiga för att uppnå en god vidhäftningskapacitet är kvaliteten och konsistensen på betongen som används vid gjutningen av skarven, kopplingens placering liksom utförandet av gjutningen. Interaktionen mellan den prefabricerade betongen och betongen som används vid gjutningen måste också vara tillfredställande (Engström, 1992).

Förankringen kan utföras som direkt eller indirekt förankring. Vid direkt förankring gjuts kopplingen in direkt i elementet och kopplas ihop via exempelvis överlappning (se figur 3.26 a). Vid indirekt förankring görs en temporär ursparning i betongen där kopplingarna kan placeras och gjuts sedan igen (se figur 3.26 b och figur 3.31) (fib, 2008).



Figur 3.26- Ihopkoppling av armering genom a) överlappning. b) Indirekt förankring. (fib, 2008).

Grundförankringslängden för en stång som är ingjuten i betong ges enligt nedan (fib, 2008):

$$l_b = \left(\frac{\emptyset}{4}\right) \cdot \left(\frac{f_{yd}}{f_{bd}}\right) \quad (\text{ekv 3.32})$$

f_{yd} = dimensionerande flytspänning i stången

Vidhäftningshållfastheten [f_{bd}] för en kamstång ges genom nedanstående ekvation:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{cta} \quad (\text{ekv 3.33})$$

f_{cta} = dimensionerande värde på betongens draghållfasthet

η_1 =

vidhäftningsförhållanden; 1,0 för goda förhållanden och 0,7 för alla övriga fall

η_2 = koefficient relaterad till stångdiametern, 1,0 för $\emptyset \leq 32$ mm

Därefter tas en dimensionerande förankringslängd [$l_{b,net}$] fram. Den dimensionerande förankringslängden påverkas av vilken form kamstångerna har, hur betongskiktet [c] ser ut, om det finns omslutande tvärarmering eller tvärgående tryck från exempelvis ovanliggande pelare. Den ges i fib (2008) av:

$$l_{b,net} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_b \cdot \frac{N_{ed}}{N_{yd}} \geq l_{b,min} \quad (\text{ekv 3.34})$$

α_1 = 1,0 för rak ingjuten stång; 0,7 för stång med ändkrok och $c \geq 3\emptyset$

α_2 = 0,7 om transversella armeringsjärn finns; annars 1,0

α_3 = 0,7 (om $c \geq 3\emptyset$); 1,0 (om $c = 1\emptyset$ – minimumkravet)

α_4 = 0,7 (maximal effekt av transversell armering);

1,0 (minimal effekt av transversell armering)

α_5 = 0,7 (maximal effekt av transversellt tryck);

1,0 (minimal effekt av transversellt tryck)

N_{ed} = dimensionerande dragkraft för stången

N_{yd} = dimensionerande flytkraft för stången

$l_{b,min} > \max\{0,3l_b; 10\emptyset; 100 \text{ mm}\}$

Om armeringen är väl innesluten kan följande termer begränsas till:

$$\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 > 0,7 \text{ (för stänger med bra vidhäftning)}$$

$$\alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 = 1,0 \text{ (för släta stänger)}$$

Då raka armeringsstänger förankras i väl innesluten betong, kan ekvation 3.34 förenklas till:

$$l_{b,net} = 0,7 \cdot l_b \frac{N_{sd}}{N_{yd}} \geq l_{b,min} \quad (\text{ekv 3.35})$$

Eftersom förankringslängden ska vara större vid dimensionering för fortskridande ras, som tidigare beskrivits, ökas förankringslängden enligt (fib, 2008):

$$l_{b,tot} = l_{b,net} + l_{b,pl} \quad (\text{ekv 3.36})$$

Där $l_{b,pl}$ är den förlängda förankringslängden (se figur 3.27) för att den plastiska kapaciteten ska kunna utnyttjas och ett duktilt beteende för armeringen ska kunna uppnås. Den förlängda förankringslängden ges av:

$$l_{b,pl} = \frac{f_u - f_y}{\tau_{b,pl}} \cdot \frac{\phi}{4} \quad (\text{ekv 3.37})$$

Där:

$$\tau_{b,pl} = 0,27 \cdot \tau_{b,max}$$

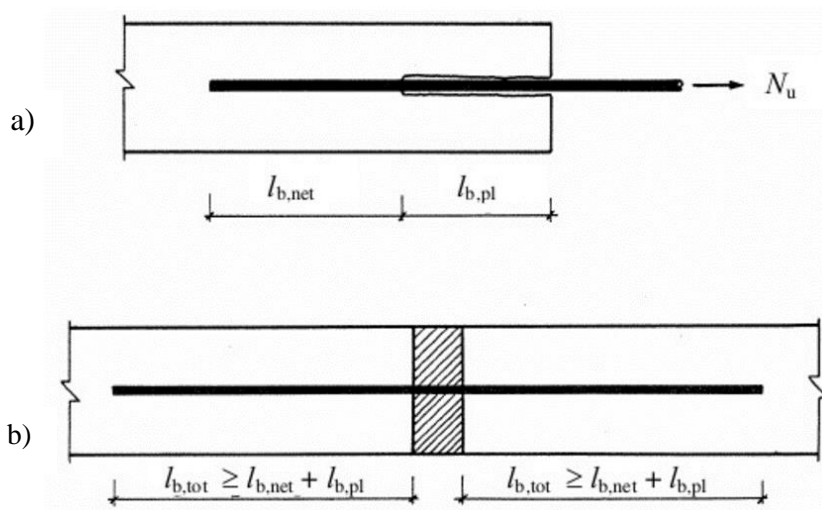
$$\tau_{b,max} = 2,5 \cdot \sqrt{f_{cc}}, \text{ vid goda vidhäftningsförhållanden}$$

$$\tau_{b,max} = 1,25 \cdot \sqrt{f_{cc}}, \text{ för alla andra fall}$$

f_u = armeringsstångens brottspänning

f_y = armeringsstångens flytspänning

f_{cc} = betongens tryckhållfasthet [MPa]



Figur 3.27- Avståndet $l_{b,net}$ är grundförankringslängden då inga krav på duktila kopplingar finns. På sträckan $l_{b,pl}$ förloras vidhäftningskapaciteten då stålet börjar plasticeras och för att inte vidhäftningsbrott ska uppstå ökar spänningen i stålet från flytgränsen till brottgränsen (fib, 2008).

Om förankringslängden inte är tillräckligt lång finns det risk att ett vidhäftningsbrott sker innan armeringsjärnen har uppnått brottgränsen. Då kan armeringsjärnets fulla plastiska kapacitet inte utnyttjas och brottet blir mindre duktilt.

För att linverkan ska fungera måste bjälklagselementet ha en tillräcklig dragkapacitet. Den vanliga armeringen är tillräcklig för att klara denna kraft men kraften måste även kunna överföras mellan den deformerade kopplingen och armeringen i bjälklagselementet. Enligt EN 1992-1-1 (2005) kan krafter överföras från en stång till en annan genom att stängerna läggs omlott (se figur 3.28). Omlottskarvarna ska detaljutformas så att kraftöverföring från den ena stången till den andra säkerställs. Den sträcka som krävs för att kraftöverföringen ska vara möjlig benämns skarvlängd. Enligt EN 1992-1-1 (2005) ges denna skarvlängd av:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_b \geq l_{0,min} \quad (\text{ekv 3.38})$$

där:

l_b enligt ekv 3.32

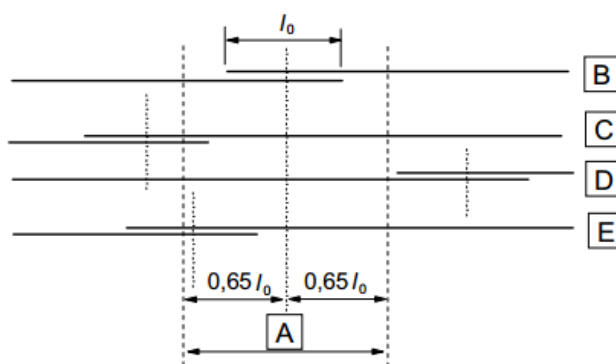
$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_b; 15\phi; 200 \text{ mm}\}$$

$\alpha_1 - \alpha_5 =$ enligt tidigare

$\alpha_6 =$ ges ur tabell 3.6

Tabell 3.6 Värden på koefficienten α_6 (EN 1992-1-1, 2005).

Area för skarvade stänger i förhållande till total armeringsarea	< 25%	33%	50%	>50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
ANM. Mellanliggande värden får bestämmas med interpolation.				



A – Beträktat avsnitt, B – Skarv I, C – Skarv II, D – Skarv III, E – Skarv IV

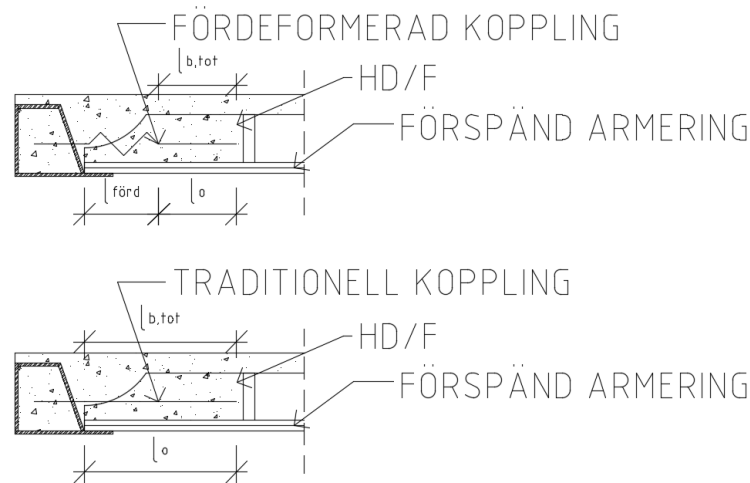
Exempel: Centrum för skarvarna II och III ligger utanför betraktat avsnitt: andel alltså 2 av 4 = 50% och $\alpha_6 = 1,4$

Figur 3.28- Andel skarvade stänger i ett betraktat snitt. Ligger till grund för värdet på α_6 som ges i tabell 3.6 (EN 1992-1-1, 2005).

Den erforderliga kraftöverföringssträckan för kopplingarna visas i figur 3.29 där l_{ford} är den horisontella längd som den fördeformerade delen av kopplingen tar upp, l_0 är skarvlängden som krävs för att kraften ska kunna överföras mellan kopplingen och HD/F-elementets

armering, $l_{b,tot}$ är förankringslängden som krävs för att den mekaniska kopplingen ska verka som en duktil koppling. Den erforderliga förankringslängden och skarvlängden verkar på samma sträcka och kommer då bestämmas av den största av dessa längder. Den sträckan kommer vara densamma oberoende av vilken typ av koppling som används.

$$l_{ursparning} = (\max\{l_o; l_{b,net}\}) + l_{förd} \quad (\text{ekv. 3.39})$$



Figur 3.29- Visar infästningen av de mekaniska kopplingarna mot en deltabalk.

3.5.1 Beräkningsexempel av förankringslängd

I detta beräkningsexempel redovisas den erforderliga förankringslängden som behövs för att överbygga lokal skada genom linverkan då förutsättningarna enligt avsnitt 1.6 gäller. Materialegenskaperna för kopplingarna och betongen som används i ursparningarna redovisas i tabell 3.7 och 3.8.

Tabell 3.7- Armeringsegenskaper.

Kvalité	\varnothing [mm]	f_{yd} [MPa]	f_y [MPa]	f_u [MPa]
K500C	16	435	500	575

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$$

f_{cd} = dimensionerande tryckhållfasthet för betong

$$f_{cta,0,05} = \frac{f_{ck,0,05}}{1,5}$$

$f_{cta,0,05}$ = dimensionerande draghållfasthet för betong

$$f_{cd,acc} = \frac{f_{ck}}{1,2}$$

$f_{cd,acc}$ = dimensionerande tryckhållfasthet för betong vid olyckslast

Tabell 3.8- Betongegenskaper.

Kvalit é	$f_{ctk,0,05}$ [MPa]	$f_{cta,0,05}$ [MPa]	E [GPa]	f_{ck} [MPa]	f_{cd} [MPa]	$f_{cd,acc}$ [MPa]

C25	1,8	1,2	3,1	25	16,7	20,8
-----	-----	-----	-----	----	------	------

Vidhäftningshållfastheten [f_{bd}] för en kamstång ges av nedanstående ekvation:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd,0,05} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 10^6 = 2,70 \cdot 10^6 \text{ MPa}$$

$\eta_1 = 1,0$, då *goda vidhäftningsförhållanden*

$\eta_2 = 1,0$, då $\emptyset \leq 32 \text{ mm}$

Då vanlig rak kamstång används som koppling ges grundförankringslängden [l_b] av:

$$l_b = \left(\frac{\emptyset}{4}\right) \cdot \left(\frac{f_{yd}}{f_{bd}}\right) = \frac{0,016}{4} \cdot \frac{435 \cdot 10^6}{2,70 \cdot 10^6} = 0,644 \text{ m}$$

Den dimensionerande förankringslängden [$l_{b,net}$] ges av:

$$l_{b,net} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_b \cdot \frac{N_{ed}}{N_{yd}} \geq l_{b,min}$$

Följande värden används på parametrarna $\alpha_1 - \alpha_5$:

$\alpha_1 = 1,0$ (*rak ingjuten kamstång*)

$\alpha_2 = 1,0$ (*transversella armeringsjärn finns ej*)

$\alpha_3 = 0,7$ (*då täckskiktet $c \geq 3\emptyset$*)

$\alpha_4 = 1,0$ (*då minimal effekt av transversel armering*)

$\alpha_5 = 1,0$ (*då minimal effekt av transversellt tryck*)

$N_{ed} = 72 \text{ kN}$, dimensionerande dragkraft i stången, bestämd i avsnitt 1.6

$N_{yd} = 87,5 \text{ kN}$, flytgränsen för stången

Eftersom grundförankringslängden, i det aktuella exemplet, ska tillgodose att ett vidhäftningsbrott inte uppstår sätts kvoten $N_{ed}/N_{yd} = 1$ och den dimensionerande förankringslängden [$l_{b,net}$] blir då:

$$l_{b,min} = \max\{0,3 \cdot l_b; 10\emptyset; 100 \text{ mm}\} = 0,193 \text{ m}$$

$$l_{b,net} = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,644 \cdot 1 = 0,451 \text{ m} > l_{b,min} \text{ OK!}$$

För att få ut den förlängda förankringslängden för att den plastiska kapaciteten ska kunna utnyttjas måste först vidhäftningsspänningen beräknas. Vidhäftningsspänningen mellan armeringsstången och betongen ges, då vidhäftningsförhållandena är goda, av:

$$\tau_{b,max} = 2,5 \sqrt{f_{cd,acc}} = 2,5 \cdot \sqrt{20,8} = 11,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bm,pl} = 0,27 \cdot \tau_{b,max} = 0,27 \cdot 11,4 = 3,08 \text{ MPa}$$

Den förlängda förankringslängden [$l_{b,pl}$] blir då:

$$l_{b,pl} = \frac{f_u - f_y}{\tau_{bm,pl}} \cdot \frac{\emptyset}{4} = \frac{575 \cdot 10^6 - 500 \cdot 10^6}{3,08 \cdot 10^6} \cdot \frac{0,016}{4} = 0,097 \text{ m}$$

Den totala förankringslängden [$l_{b,tot}$] som krävs för att armeringsstången ska kunna utnyttjas till brottgränsen och därmed bidra till att ett duktilt brott uppstår blir till slut:

$$l_{b,tot} = l_{b,net} + l_{b,pl} = 0,451 + 0,097 = 0,548 \text{ m}$$

Den framräknade förankringslängden är möjlig att tillgodose i praktiken.

3.5.2 Beräkningsexempel av skarvlängd

I de områden där armering skarvas behöver en tillräcklig skarvlängd uppnås för att kraftöverföringen ska vara möjlig. Denna beräknas nedan med värden enligt tidigare avsnitt. Den dimensionerande skarvlängden ges i Eurokod av:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_b \geq l_{0,min}$$

Där:

l_b enligt 3.5.1

$$l_{0,min} \geq \max\{0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_b; 15\emptyset; 200 \text{ mm}\}$$

$\alpha_1 - \alpha_5 =$ enligt avsnitt 3.5.1

$\alpha_6 =$ värden på α_6 ges i tabell 3.6 och förklaringar ges i figur 3.28

$$\alpha_6 = 1,5$$

$$l_{0,min} = \max\{0,3 \cdot 1,5 \cdot 644; 15 \cdot 16; 200 \text{ mm}\} = 290 \text{ mm}$$

Skarvlängden som krävs för att armeringsstångerna ska kunna utnyttjas till brottgränsen och därmed bidra till att ett duktilt brott uppstår blir till slut:

$$l_0 = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 0,644 = 0,676 \text{ m}$$

För att slutligen beräkna den ursparningssträcka som krävs (enligt figur 3.29) används den horisontella sträckan av fördeformationen enligt avsnitt 1.6 som är 130 mm. Med beräknad förankringslängd (0,548 m) och skarvlängd (0,676 m) enligt detta avsnitt krävs en viss ursparningssträcka i HD/F-elementet som ges av:

$$l_{ursparning} = (\max\{l_0; l_{b,net}\}) + l_{ford} = 0,676 + 0,130 = 0,806 \text{ m}$$

3.6 Jämförelse mellan linverkan och indirekt dimensionering enligt Eurokoden

Tidigare avsnitt har behandlat faktorer som påverkar deformationskapacitetens storlek men också den dynamiska kapacitetens betydelse samt erforderlig förankring både utifrån de traditionella kopplingarnas och de framtagna kopplingarnas perspektiv. Detta avsnitt ska tydliggöra problematiken med dagens regelverk genom att jämföra utnyttjandet av linverkan mot indirekta metoden som kan tänkas vara den mest använda dimensioneringsmetoden i branschen gentemot olyckslast då den är lättast att tillämpa. Med indirekta metoden kan lokal skada överbryggas genom att erforderlig mängd armering beräknas utifrån schablonvärden.

I avsnitt 2.2 redovisades vilka avsnitt i Eurokod som behandlar olyckslast. Enligt Westberg (2010) gäller EN 1992-1-1 över EN 1991-1-7 i de fall då reglerna skiljer sig åt eftersom EN 1992-1-1 är normativ och EN 1991-1-7 bara informativ, men båda är godtagbara att använda.

3.6.1 EN 1992-1-1

Enligt EN 1992-1-1 (2005) förhindras fortskridande ras genom att bärverket ska innehålla en erforderlig mängd sammanhållningsarmering. Den erforderliga armeringen som behövs för de statiska beräkningarna kan vara en del av denna sammanhållningsarmering. Rekommendationerna för inre dragband är följande:

- Dragband bör finnas i två nära vinkelräta riktningar. De bör även vara kontinuerliga längs hela sin längd samt förankrad i dess ändar. De bör alltså anslutas till dragband längs kant sådant att kraftöverföringen säkerställs.
- Dragband bör dimensioneras för kraften $F_{tie,int} = 20 \text{ kN/m}$ (kN per breddmeter) i vardera riktning.
- I bjälklag där sammanhållningsarmeringen inte kan fördelas kan den koncentreras till balklinjerna. I detta fall ska följande villkor uppfyllas:

$$F_{tie} = 20 [\text{kN/m}] \cdot (l_1 + l_2)/2 \leq 70 \text{ kN}$$
Där:
 l_1, l_2 är bjälklagets spännvidder på vardera sida av balken (se figur 1.1).
- Sammanhållningsarmeringen kan placeras i pågjutningen eller i fogar mellan de förtillverkade elementen.

För att exemplifiera problematiken relateras EN 1992-1-1:s (2005) rekommendationer i form av dragband till tidigare beräkningsexempel (se avsnitt 1.6 och 3.3.1). De inre dragbanden bör enligt EN 1992-1-1 (2005) dimensioneras för kraften 20 kN/breddmeter och för ett element (1,2 m brett) blir då kraften 24 kN. Vid insättning av 24 kN som dragande kraft i armeringen blir ekvationen 3.10 olösbar då den pådrivande kraften är 72 kN. Det betyder att om ett lokalt brott i stommen sker kommer bärverket inte kunna överbrygga den lokala skadan genom linverkan.

$$T = \frac{N}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} \Leftrightarrow 24 = \frac{72}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{6}{a}\right)^2 + 1}$$

För att systemet ska kunna överbrygga en lokal skada genom linverkan gäller det att den pådrivande kraften [N] är mindre än dubbla dragkraften i armeringen:

$$2T > N$$

Det kan diskuteras vad som anses vara en godtagbar nedböjning. Fib (2012) föreslår att en lämplig nedböjning är $0,2l$ vilket skulle motsvara en deformation på 1,2 meter. Dragbanden borde då istället dimensioneras för följande kraft:

$$T = \frac{N}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} = \frac{72}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{6}{1,2}\right)^2 + 1} = 182 \text{ kN}$$

Rekommendationerna för dragband längs kant är följande:

- Det bör finnas ett kontinuerligt dragband längs kanten i varje bjälklag.

- Dragbandet bör dimensioneras för:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot 10 \text{ [kN]} \geq 70 \text{ kN}$$

l_1 är spännvidd hos ändfack

Rekommendationerna för den horisontella sammanhållningsarmeringen från väggar och/eller pelare in i bjälklag är likt nedan:

- Förankringen för en vägg bör dimensioneras för:

$$f_{tie,fac} = 20 \text{ kN/meter fasad}$$

- Förankring för en pelare bör dimensioneras för:

$$f_{tie,col} = 150 \text{ kN}$$

- Förankring av hörnpelare bör göras i två riktningar. Armeringen som ingår i dragband vid fasad kan även användas för horisontell förankring av pelaren.

Om schablonvärdet för sammanhållningsarmeringen mellan pelare och bjälklag används blir nedböjningen enligt avsnitt 3.3 följande:

$$T = \frac{N}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} \Leftrightarrow 150 = \frac{72}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{6}{a}\right)^2 + 1} \rightarrow a = 1,5 \text{ m}$$

Utifrån förutsättningarna från avsnitt 1.6 måste nedböjningen på 1,5 meter anses som en godtagbar deformation för att överbrygga lokal skada genom linverkan.

3.6.2 EN 1991-1-7

Det finns även förslag till hur horisontella dragband kan dimensioneras i EN 1991-1-7 (2006). För rambärverk gäller enligt EN 1991-1-7 (2006) följande:

Horisontella förband bör anordnas runt byggnadens omkrets i varje våningsplan och inom planet i två vinkelräta riktningar för att förbinda pelare och väggar med resten av bärverket. Förbanden bör vara kontinuerliga, placeras längs upplagslinjer och så nära bjälklagets kanter som möjligt. Minst 30 % bör placeras i upplagslinjer.

Varje kontinuerligt förband, inklusive ändförbanden, bör kunna motstå en dimensionerande dragkraft.

- För inre förband, det största av: $T_i = 0,8(g_k + \psi q_k)sL$, eller 75 kN.
- För förband längs omkretsen, det största av: $T_p = 0,4(g_k + \psi q_k)sL$, eller 75 kN.

Där:

s = avståndet mellan förbanden

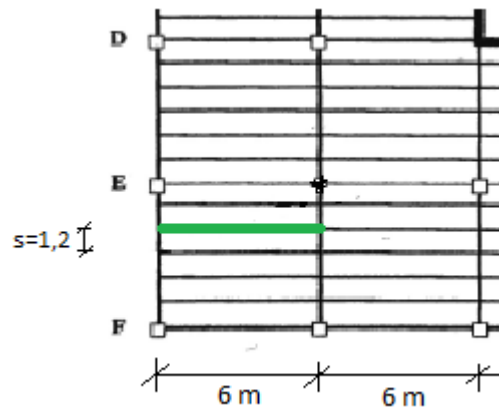
L = förbandets längd

ψ = reduceringsfaktorn för exceptionell dimensioneringssituation

g_k = egentyngd

$q_k = \text{variabel last}$

För att exemplifiera problematiken relateras EN 1991-1-7:s (2006) rekommendationer i form av inre dragband till tidigare beräkningsexempel (se avsnitt 1.6 och 3.3.1). De inre dragbanden (enligt figur 3.30) bör dimensioneras för kraften $[T_i]$. Här har reduktionsfaktorn $[\psi]$ valts till 0,5 enligt EN 1990 (6.11 b).



Figur 3.30- Visar värden på s och L då inre dragband dimensioneras enligt EN 1991-1-7 (2006).

$$T_i = 0,8(g_k + \psi q_k)sL = 0,8 \cdot (4 + 0,5 \cdot 2,0) \cdot 1,2 \cdot 6 = 29 \text{ kN}$$

Då de inre förbanden minst ska dimensioneras för 75 kN ger det den erforderliga deformationen, enligt ekvation 3.10:

$$T = \frac{N}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{l}{a}\right)^2 + 1} \Leftrightarrow 75 = \frac{72}{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{6}{a}\right)^2 + 1} \rightarrow a = 3,3 \text{ m}$$

Utifrån Eurokods schablonvärden kommer dragbanden att kunna motverka ett lokalt brott i bärverket om förutsättningarna är desamma som avsnitt 1.6. Det kan diskuteras om en deformation på 3,3 meter är acceptabel. I ett bostadshus är det en omöjlig nedböjning då våningshöjden är cirka 2,4 meter.

3.6.3 Jämförelse mot linverkan

Varken i EN 1991-1-7 (2006) eller EN 1992-1-1 (2005) framgår det hur det är tänkt att fortskridande ras ska förhindras. Det påstås bara att bärverket ges en tillräcklig robusthet om ovanstående regler efterföljs.

I EN 1991-1-7 (2006) sägs:

”Tillämpning av följande rekommenderade metoder bör ge en byggnad med acceptabel robusthet för att motstå lokalt brott utan att en oproportionerligt stor del av byggnaden kollapsar”

I EN 1992-1-1 (2005) sägs:

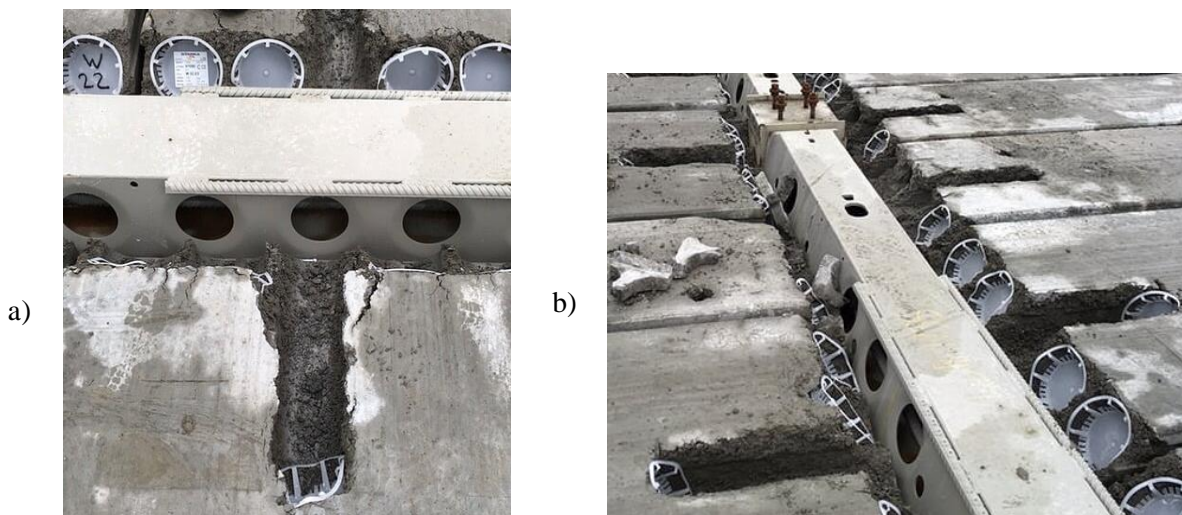
”Bärverk som inte dimensioneras för olyckslaster ska ha ett lämpligt system av sammanhållningsarmering för att förhindra fortskridande ras genom att möjliggöra alternativ lastnedföring efter lokal skada.”

Beräkningsexemplet ovan visar på att den armering som ska läggas in enligt Eurokods indirekta metoder enbart klarar av att överbrygga ett lokalt brott med hjälp av linverkan vid fallet för pelaranslutningen då EN 1992-1-1 (2005) används. I de övriga fallen klarar inte Eurokods schablonvärden att överbrygga det lokala brottet genom linverkan. Det går säkerligen att hitta ett annat sätt att överbrygga ett lokalt brott med de armeringsmängder som ges efter dimensionering genom EN 1991-1-7 (2006) eller 1992-1-1 (2005), men det utreds inte i detta examensarbete.

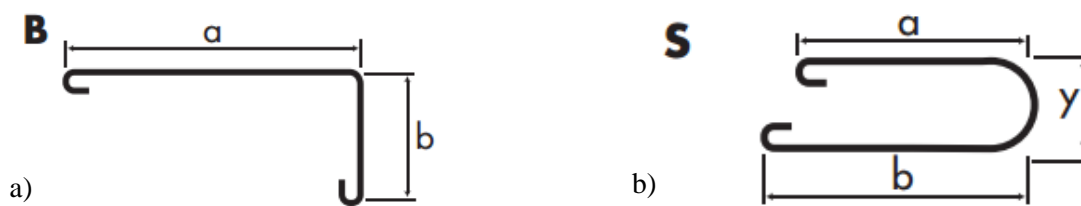
Eurokods indirekta dimensioneringsmetoder är väldigt enkla att tillämpa men medför inte någon särskild förståelse för hur bärverket ska kunna överbrygga en eventuell olyckslast. I rapporten ”*Prevention of Progressive Collapse*” (Multihazard Mitigation Council, 2002) kan det dock utläsas att det följer en del nackdelar med dessa dimensioneringsmetoder, då de är utvecklade för allmänna bärverk och inte tar hänsyn till ett specifikt bärverks egenskaper. Följden av att de indirekta metoderna är utformade för allmänna bärverk kan bli att det i vissa fall uppstår brister i detaljutformningen.

3.7 Mekaniska kopplingar idag

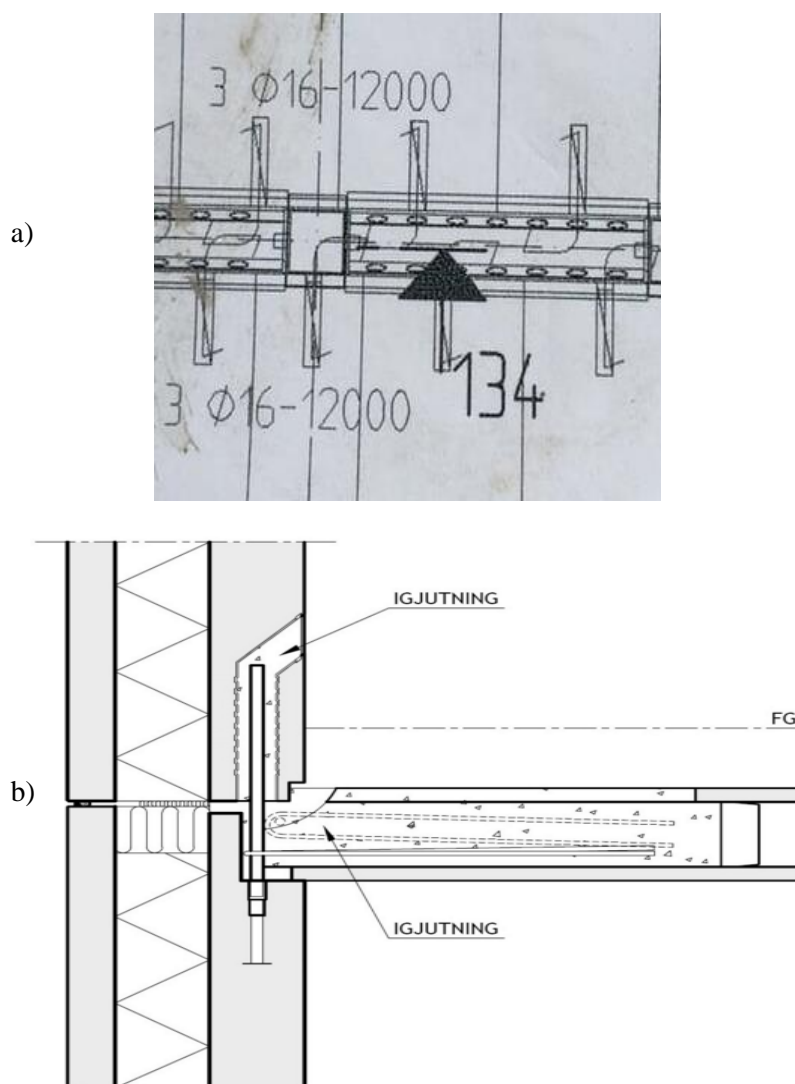
De vanligaste kopplingarna mellan pelare och balk i prefabricerade stommar i Sverige utformas ofta ledade, då upplag som är momentöverförande ofta blir kostsamma. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010). Under arbetet med denna rapport genomfördes ett studiebesök vid byggnationen av Ängelholms norra sjukhusområde. Syftet var att se hur dagens mekaniska kopplingar utformas. Bilder från byggnationen och några vanliga typer av armeringsjärn som används för att genomföra kopplingarna redovisas nedan i figur 3.31, 3.32 och 3.33.



Figur 3.31- Infästning mellan bjälklag och balklinje vid byggnation av byggnad 71, Ängelholm norra sjukhusområde. a) ursparning där B-järn läggs in. b) ursparningar längs med en balklinje.



Figur 3.32- Vanliga armeringstyper som används vid kopplingar mellan bjälklag och balk/vägg. a) B-järn. b) S-järn (hårnål) som kopplas runt tvärgående armering. (BE-Group, 2016)



Figur 3.33- Exempel på förankringar mellan bjälklag och upplag. a) planritning som visar förankring med B-järn mellan bjälklag och balk i byggnad 71, Ängelholms norra sjukhusområde. b) sektion som visar förankring av S-järn mot väggupplag (Svenska Betong, 2016).

De kopplingslösningar som användes vid byggnationen av Ängelholms norra sjukhusområde var så kallade B-järn och S-järn. Så kallade B-järn kan används för att sammanbinda

bjälklagselementen och balkarna med varandra medan S-järnen kan används för att sammanbinda bjälklag med vertikala bärverksdelar (se figur 3.33).

Sammanfattningsvis kan det sägas att ett bjälklags deformation, då ett lokalt brott i stommen sker, främst beror på den uppkomna sprickbredden och kopplingarnas egenskaper såsom exempelvis duktilitet. Töjningen i kopplingarna, över det elastiska stadiet, kommer att koncentreras till sprickorna och deformationskapaciteten blir därför begränsad så att möjligheterna att utnyttja linverkan som dimensioneringsmetod mot olyckslast begränsas. Även fast dagens kopplingar har en begränsad deformationskapacitet, så att utnyttjandet av linverkan som dimensioneringsmetod begränsas, påvisar avsnittet 3.4.1.1 ändå fördelar med att utnyttja linverkan som dimensioneringsmetod istället för att använda sig av exempelvis indirekta metoden för att dimensionera mot olyckslast. Beräkningsexemplet som gjordes i avsnitt 3.6 visar att om kopplingarna kan ges en initial deformation kan deformationskapaciteten ökas och därmed även bjälklagets deformation så att förutsättningarna för att kunna utnyttja linverkan som dimensioneringsmetod kan förbättras. En bättre deformationskapacitet i kopplingarna skulle alltså medföra att en mer rimlig mängd armering kommer att behövas för att överbrygga ett lokalt brott i stommen genom linverkan.

Kapitel 4 – Experimentell studie

De mekaniska kopplingslösningar som avdelningen för Konstruktionsteknik på Lunds Tekniska Högskola har tagit fram bygger på att man vill öka deformationskapaciteten och därmed genom linverkan skapa alternativa lastvägar vid ett lokalt brott i bärverket. Dessa kopplingar ska möjliggöra att stålet kan deformeras över hela kopplingen istället för enbart vid exempelvis lokala sprickor.

Kopplingsförslagen har dragtestats i mindre skala där deformationskapaciteten har varit av intresse. Den experimentella studien har utförts i tre testomgångar med olika syften. I testomgång 1 utvärderades alla tre koncepten som avdelningen har tagit fram. I testomgång 2 utvärderades den dynamiska effekten och i testomgång 3 utvärderades olika deformationsdesigner av armeringsjärnen.

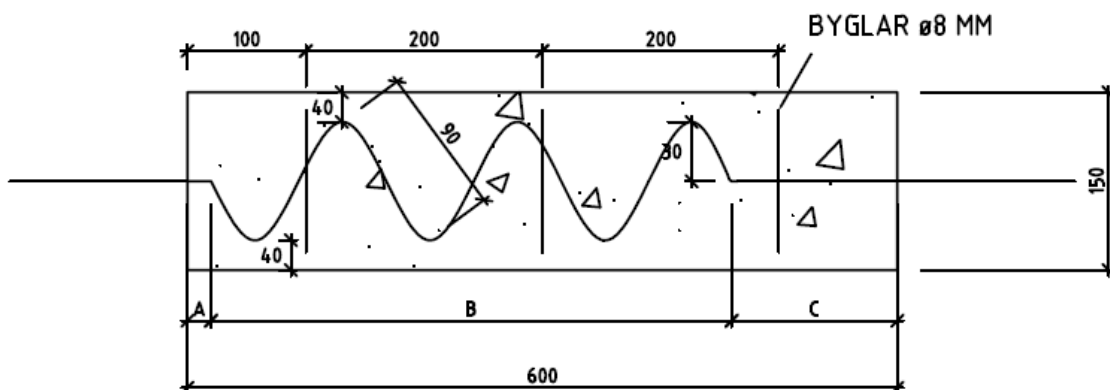
4.1 Testomgång 1

I första testomgången genomfördes dragtest av tre olika koncept. Dessa utvärderades sedan för att se vilka av koncepten som var relevanta att gå vidare med och göra ytterligare tester på.

Ytterligare bilder och information finns i bilaga A.

4.1.1 Koncept 1

Koncept 1 innebär att fördeformerade stålstänger gjuts in i betong med fullgod vidhäftning. Kopplingen är tänkt att aktiveras vid lokalt brott. Då kopplingen aktiveras förväntas de fördeformerade stålstångerna rätas ut, vilket förväntas leda till en ökad deformationskapacitet utöver den som erhålls på grund av flytleder och sprickor. I testomgång 1 tillverkades tre provkroppar av koncept 1 varav två provkroppar hade ingjutna kamstänger och den tredje en ingjuten slätstång. För att kunna bestämma betongens draghållfasthet tillverkades även tre provkuber av betongen som användes till gjutningen. Det utfördes därefter tryckttester på kuberna för att fastställa betongens tryckhållfasthet och indirekt då även draghållfastheten. Den principiella uppbyggnaden av provkropparna visas i figur 4.1 och parametervärdena redovisas i tabell 4.1.



Figur 4.1- Principskiss av koncept 1 vid testomgång 1.

Tabell 4.1 Parametrar enligt figur 4.1 för de tre provkropparna i koncept 1, testomgång 1.

Typ	Kvalité	A [mm]	B [mm]	C [mm]	L [mm] (odeformerad)	Fördeformation [mm]
Slätstång, $\varnothing 8$	S355J2	20	440	140	930	170
Kamstång 1, $\varnothing 8$	B500B-T	20	440	140	935	165
Kamstång 2, $\varnothing 8$	B500B-T	20	435	145	930	170

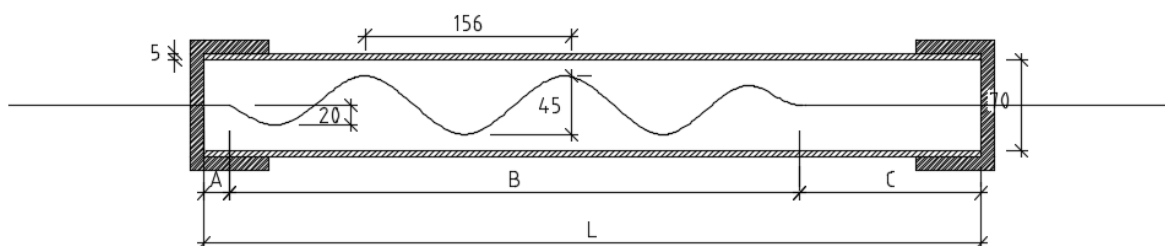
Provkropparna hade dimensionerna 100x150x600 mm med tillhörande fördeformerad $\varnothing 8$ armering. Armeringen som var ingjuten i provkropparna 1 och 2 var kamstänger av kvalitet B500B-T medan armeringen i provkropp 3 var av slätt rundstål, kvalitet S355J2. I den första testomgången handbockades alla armeringsstänger identiskt med samma vinklar. De deformerade armeringsstångerna placerades mitt i provet med omkringliggande byglar för att eliminera risken att betongen spjälkas sönder direkt vid ett dragförsök (se figur 4.1).

Det som ville uppnås med denna utformning var att vidhäftningen vid den dragna sidan (vänster sida, figur 4.1) ska vara låg sådant att stången börjar räta ut sig snabbt. Stångens andra ände har inte deformerats eftersom den ska symbolisera den förankrade änden i bjälklaget.

4.1.2 Koncept 2

Koncept 2 innebär att en fördeformerad $\varnothing 8$ armeringsstång placeras i ett 600 mm långt VKR-rör med dimensionerna 80x80x5 mm. Kopplingen aktiveras vid lokalt brott då de fördeformerade armeringsstångerna förväntas rätas ut likt koncept 1 och därmed leda till en ökad deformationskapacitet. VKR-röret, eller liknade omslutning runt de fördeformerade armeringsjärnen, är i produktionsskedet tänkt att gjutas in i betongbjälklaget med fullgod vidhäftning och eventuell ändförankring. Det bör tilläggas att provkropparna för koncept 2 inte gjöts in i betong vid provdragning i detta examensarbete. Skillnaden mellan de två koncepten är att VKR-röret skyddar armeringen som därmed kan rätas ut fritt i koncept 2 medan koncept 1 kräver att betongen spjälkas sönder för att konceptet ska fungera.

Provkroppens utformning var som figur 4.2 visar. Provkroppen har även två lock som tillverkades för att symboliskt förhindra betong inuti provkroppen vid en eventuell ingjutning.



Figur 4.2- Principskiss av koncept 2 vid testomgång 1.

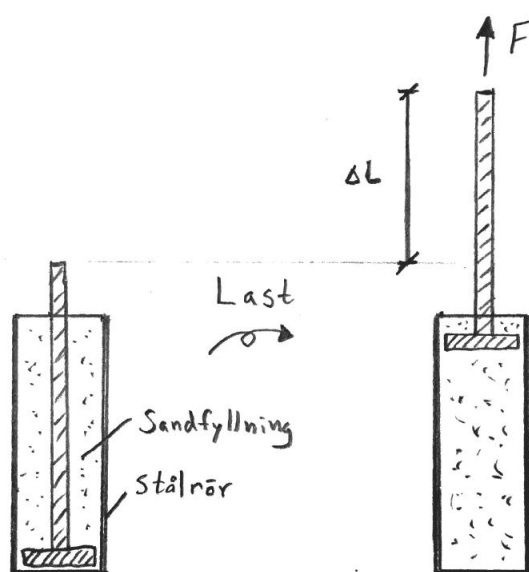
Två stycken släta stångar av kvalitet S355J2 har förbockats för att kunna studera skillnaden mellan deformationen inuti provkroppen jämfört med ett förbockat järn som har dragtestats utan att ha placerats inuti det omslutande VKR-röret (se figur 4.9). Parametervärden enligt figur 4.2 anges i tabell 4.2.

Tabell 4.2- Parametrar enligt figur 4.2 för de tre provkropparna i koncept 2, testomgång 1.

Typ	Nummer	A [mm]	B [mm]	C [mm]	L [mm] (odeformerad)	Fördeformation [mm]
Slät $\varnothing 8$ i VKR-rör	1	20	440	140	930	170
Slät $\varnothing 8$, referensjärn	2	20	440	140	930	170

4.1.3 Koncept 3

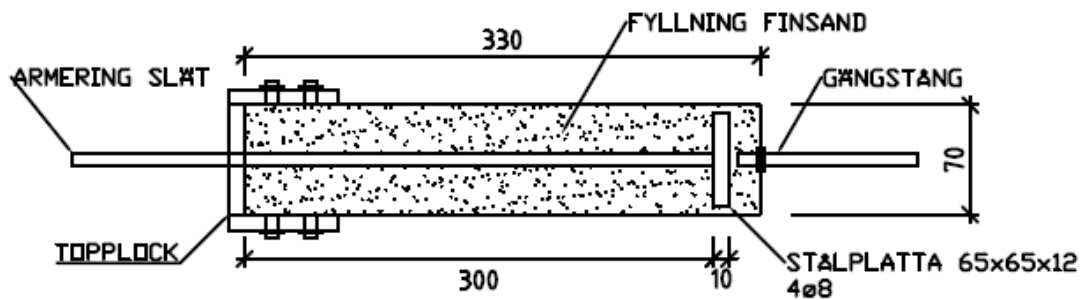
Liksom de andra två koncepten ska koncept 3 aktiveras vid olyckslast. Koncept 3 har dock ett annat verkningssätt än de två första koncepten. Den ökade deformationskapaciteten uppnås genom att en slät armeringsstång med en fastsvetsad stålplatta med hål dras igenom ett VKR-rör. Röret har fyllts med finsand för att fördröja deformationen och minskar på så sätt de dynamiska lasterna jämfört med om röret enbart hade innehållit luft.



Figur 4.3- Principskiss av koncept 3, rörlig stång i sandfyllt rör, vid testomgång 1.

Provkroppen utformades såsom figur 4.4 visar. En kvadratisk stålplatta med dimensionerna 65x65x12 och försedd med 4x $\varnothing 8$ hål svetsades fast vid en armeringsstång som var av kvalitet S355J2. VKR-röret var 330 mm långt och hade dimensionerna 80x80x5 samt var fylld med sand av kvalitet B95. VKR-röret var förseglat med lock i båda ändar. Vid den mothållande sidan, vid ett dragtest, har locket svetsats fast med en genomgående gängstång. Gängstångens funktion var att vara fäste för maskinen vid dragtestet. Locket i toppen har ett hål som den släta armeringsstången kan glida igenom. Topplocket är avtagbart och fastsatt på VKR-rörets sida med fyra bultar av M8 kvalitet.

Deformationen för koncept 3 uppstår av att sanden strömmar vid sidan av plåten och igenom hålen då armeringen och plattan rör sig genom VKR-röret. På detta sätt kan en teoretisk deformation på cirka 300 mm uppstå (se figur 4.3 och 4.4).



Figur 4.4- Illustration av koncept 3 vid testomgång 1.

4.1.4 Resultat testomgång 1

Avståndet mellan käftarna på MTS-maskinen (se figur 4.5a), belastningen för respektive prov, erhållen deformation och om stålet gick till brott eller ej redovisas i tabell 4.3.

Tabell 4.3 Resultatvärden vid testomgång 1.

	Avstånd m. käftar [mm]	Belastning [mm/sek]	Brottkraft vid test [kN]	Erhållen deformation vid brott [mm]
Koncept 1				
Kamstång 1, ø8	760	0,5	28	195
Kamstång 2, ø8	760	0,5	30	223
Slät stång, ø8	760	0,5	Ej brott i stål	246 ¹
Koncept 2				
Slät ø8, referens kropp	870	5,0	Ej brott	125 ¹
Slät ø8 i VKR-rör	890	5,0	26	190
Koncept 3	Volym sand [ml]			
Test 1	1340	0,5	-	-
Test 2	1120	5	-	-

¹ Slaglängden på maskinen räckte inte till för att dra till brott.

4.1.4.1 Koncept 1

Resultatet visade på en successiv uppsprickning av betongen där brottytor bildades (se figur 4.5 b och c). Dessa uppsprickningar symboliseras av de sju toppar som kan ses i figur 4.6 nedan. För kamstång 2, koncept 1, i figur 4.6 visas det att då dragspänningen uppgår till 18 kN kommer första betongbiten att spjälkas loss. Den slutliga brottkraften uppgick till 28 respektive 30 kN för de bågge ingjutna kamstångerna medan den släta ingjutna stången inte gick till brott då slaglängden på den dragande maskinen inte räckte till. Den släta stången klarar dock minst en kraft av 25 kN vilket kan ses i figur 4.6.

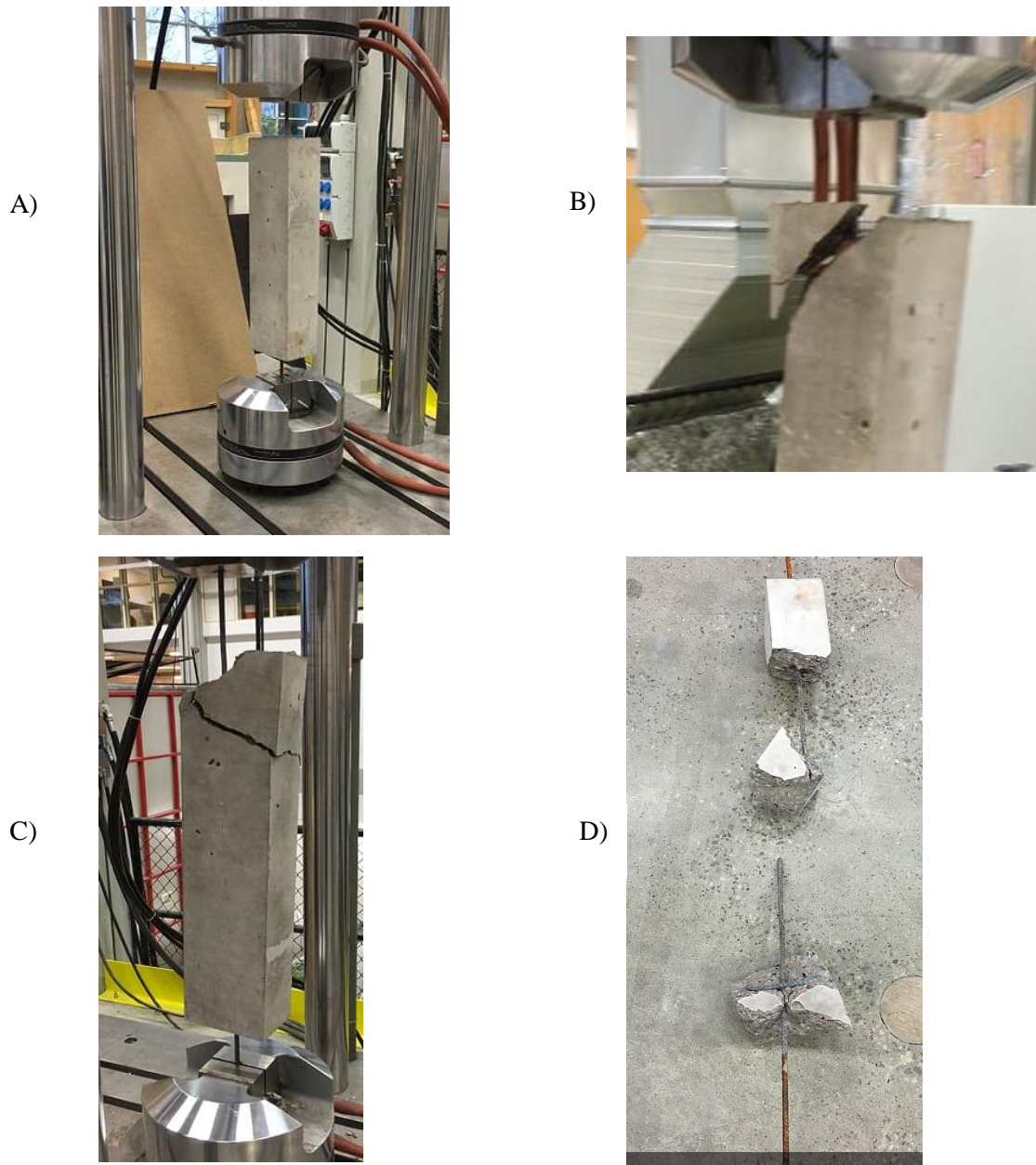
Det inre arbetet för respektive provkropp ges av arean under grafen i figur 4.6. Kamstång 2:s bidragande energiupptagning uppskattas ur figuren till 2000 J.

Draghållfastheten för betongen erhöles genom att testkuber med dimensionerna 150x150 millimeter som härdat fyra dygn i vattenbad och sex dygn i rumstemperatur trycktestades. Den erhållna tryckhållfastheten efter tio dygn blev då:

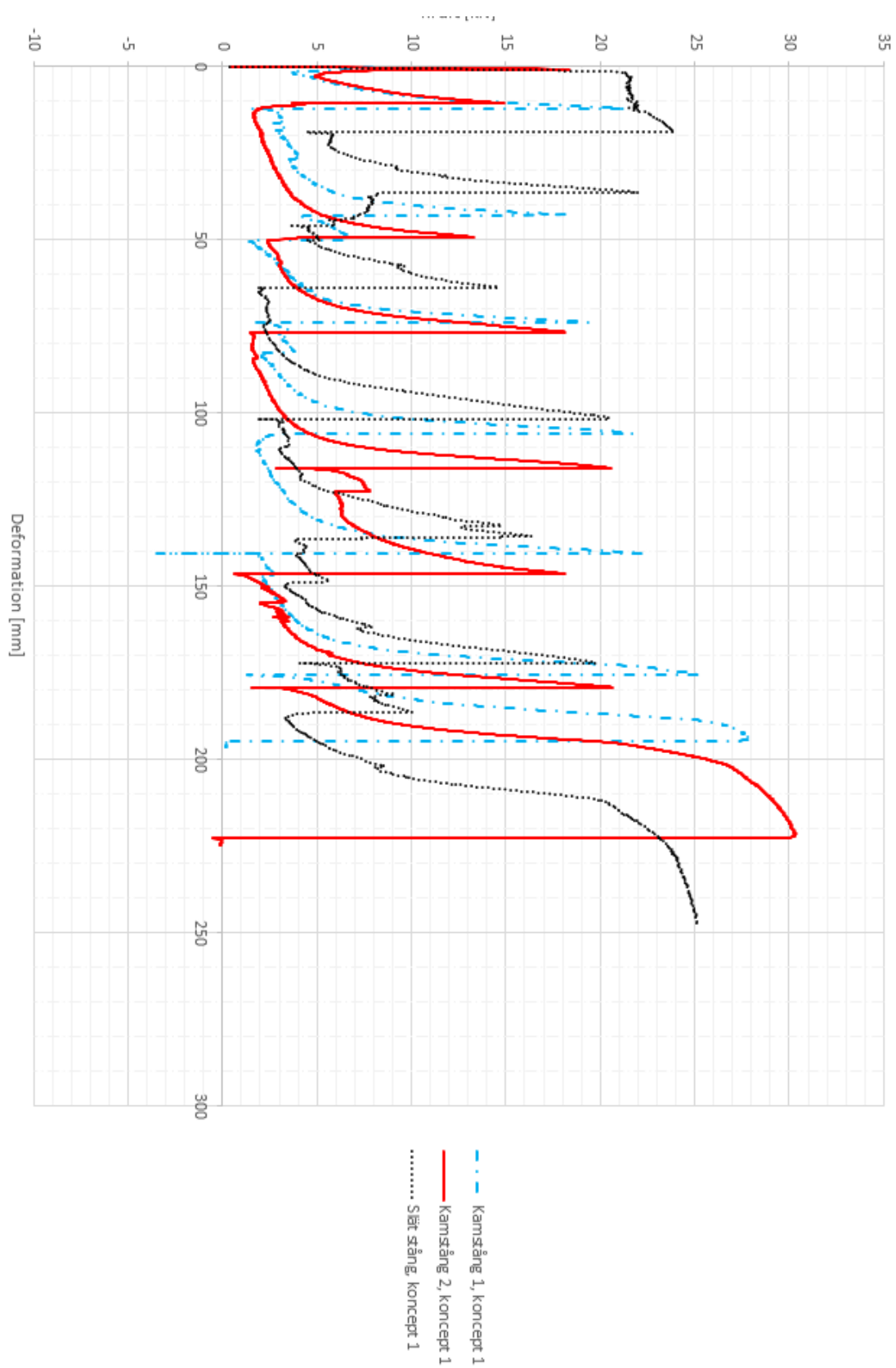
Tabell 4.4 Tryckhållfasthet för de tre kuberna.

Kub 1	Kub 2	Kub 3	Medelvärde
46,2 MPa	49,8 MPa	46,2 MPa	47,4 MPa

Draghållfastheten antogs därefter vara 10 % av tryckhållfastheten vilket motsvarar cirka 4,5 MPa (Svensk betong, 2016). För att få en ungefärlig uppskattning av betongkvaliteten på det framtagna betongreceptet användes tendenskurvor. En tryckhållfasthet på 47,4 MPa efter tio dygns härdning gav betongkvaliteten K50-K55 (C40/45) (Burström, 2006). Härdning och lagring av proverna utfördes ej enligt vetenskaplig standard och därav kan följaktligen inga vetenskapliga slutsatser dras från hållfasthetstesterna.



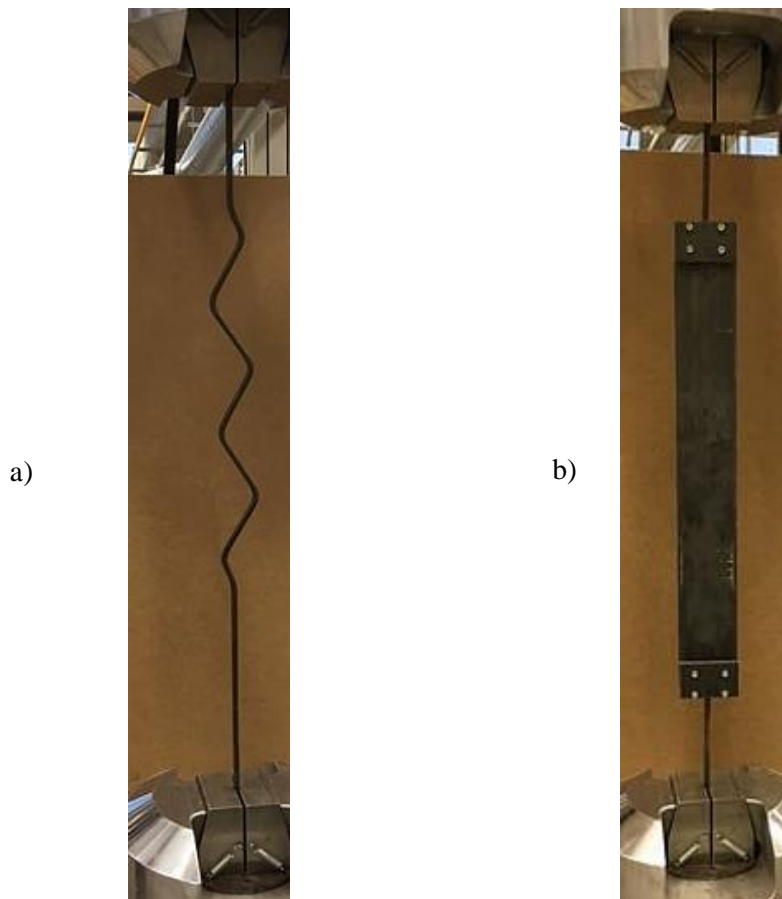
Figur 4.5- a) provuppställning för kamstång 1, $\phi 8$, i MTS-maskinen. b) första uppsprickningen av betongen. c) andra uppsprickningen av betongen. d) Slutligt brott av provkroppen för koncept 1.



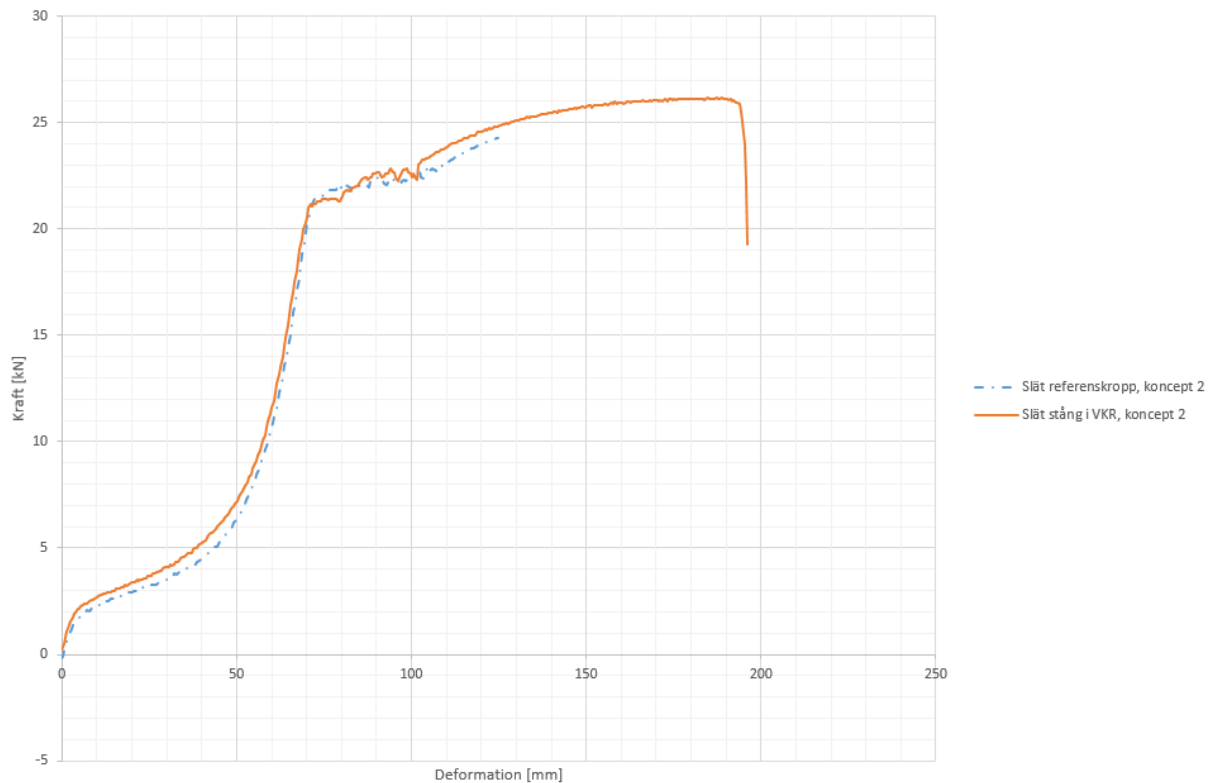
Figur 4.6- Kraft-deformationsdiagram för kamstånger $\phi 8$, B500B-T, och slätstång $\phi 8$, S355J2 enligt koncept 1, med en deformationshastighet på 0,5 mm/s. Topparna symboliserar uppsprickningen av betongen.

4.1.4.2 *Koncept 2*

Provuppställningen för koncept 2 och referensstången visas i figur 4.7. De bägge stängernas reaktion på belastning visas i figur 4.8. Som tabell 4.3 visar erhöles en relativt stor deformation i kopplingarna. Deformationen av referensstången uppgick till 125 millimeter men drogs aldrig till brott då den dragande maskinens slaglängd var för kort. Figur 4.8 visar att referensstången följer samma utveckling av deformationen som den stången som var placerad i ett VKR-rör, vilket tyder på att referensstången antagligen hade uppnått en liknande deformation av cirka 200 millimeter om den hade kunnat dras till brott.



Figur 4.7- Provuppställning koncept 2. a) Slät referensstång $\varnothing 8$. b) Slät $\varnothing 8$ stång bockad som i a men placerad inuti VKR-rör 80x80x5.



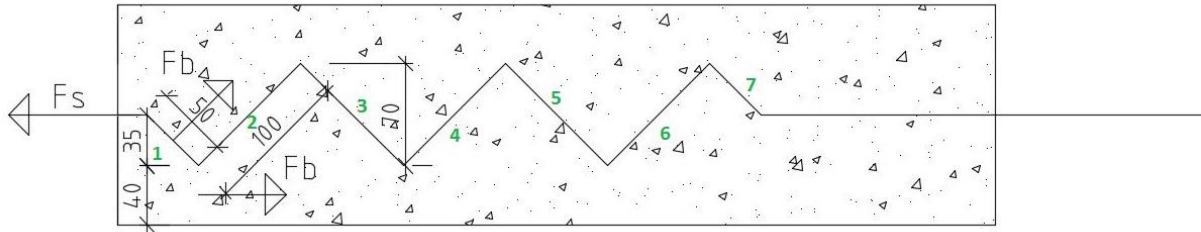
Figur 4.8- Kraft- deformationsdiagram för släta ø8 stänger, S355J2, koncept 2.

4.1.4.3 Koncept 3

Koncept 3 dragtestades med två olika deformationshastigheter. Då deformationskapaciteten var cirka 300 millimeter och slaglängden på den dragande maskinen inte var tillräckligt lång uppstod en stor deformation men inte något brott. Sanden strömmade igenom hålen relativt lätt vilket medförde att konceptet inte upptog någon väsentlig kraft alls.

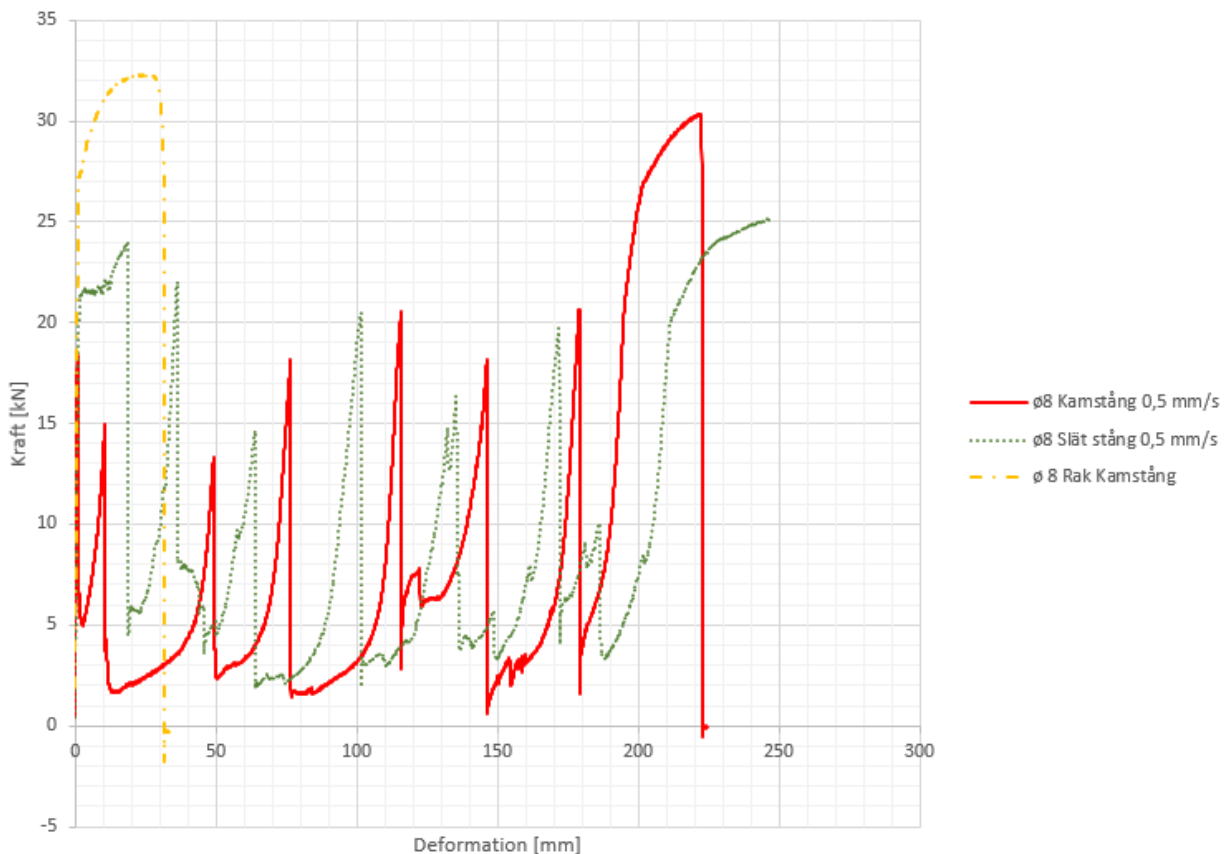
4.1.5 Diskussion testomgång 1

Figur 4.10 visar testresultat från koncept 1 med en fördeformerad kamstång (kamstång 2) respektive slätstång ingjuten i betong samt en rak ingjuten kamstång som referens kropp (referens kroppen tillverkades och testades i testomgång 2). Vid analys av resultatet (se figur 4.6) kan man identifiera sju stycken toppar, vilket också kan identifieras som brottytorna 1-7 i figur 4.9. Topparna uppkommer genom att den dragande kraften $[F_s]$ ökas till betongens draghållfasthet $[f_{ct}]$ överskrider. Följden blir att betongen spjälkas loss (se Figur 4.5 b, c) och provet avlastas. Detta händelseförlopp upprepas sju gånger och därefter börjar stålet flyta och slutligen gå till brott. Genom att fördeformera stålet, i detta fall cirka 170 millimeter, kan deformationskapaciteten ökas från 30 millimeter som i referens kroppen med en rak ingjuten kamstång till 223 millimeter för kamstång 2 (se figur 4.10).



Figur 4.9- Schematisk bild av de fördeformerade järnen.

Vidhäftningens påverkan på deformationen undersöktes för koncept 1 genom att analysera skillnaden mellan en kamstång och en slätstång. Teoretiskt sätt borde en minskad vidhäftning ge en högre deformationskapacitet. I figur 4.10 kan det inte identifieras någon skillnad mellan järnen. Den släta ingjutna stången lyckades aldrig dras till brott, vilket innebär att jämförbara siffror ej kan ges.



Figur 4.10- Kraft- deformationsdiagram för kamstångar ø8, B500B-T, och slät stång ø8, S355J2, med en dragande hastighet på 0,5 mm/s. Topparna symboliserar uppsprickningen av betongen.

Testresultatet från koncept 2 visar att den fördeformerade stången kan deformeras fritt inuti röret (se figur 4.8). Ingen väsentlig skillnad mellan töjningarna av den släta referensstången och den släta stången i röret kunde urskiljas.

Lastupptagningsförmågan för koncept 3 visade sig vara nästintill obefintlig då dragtestet utfördes. Orsaken var att genomströmningen av sanden var för stor vilket resulterade i att sanden aldrig kompakterades vilket var syftet då kompaktionen skulle öka lastupptagningen och därmed bidra positivt till att motverka de dynamiska effekterna.

Eftersom både koncept 2 och 3 kräver kraftiga och komplicerade ingjutningar, vilket kan försvåra och förlänga montaget av bärverket, togs beslutet att vid det fortsatta arbetet utelämnas koncept 2 och 3.

4.2 Testomgång 2

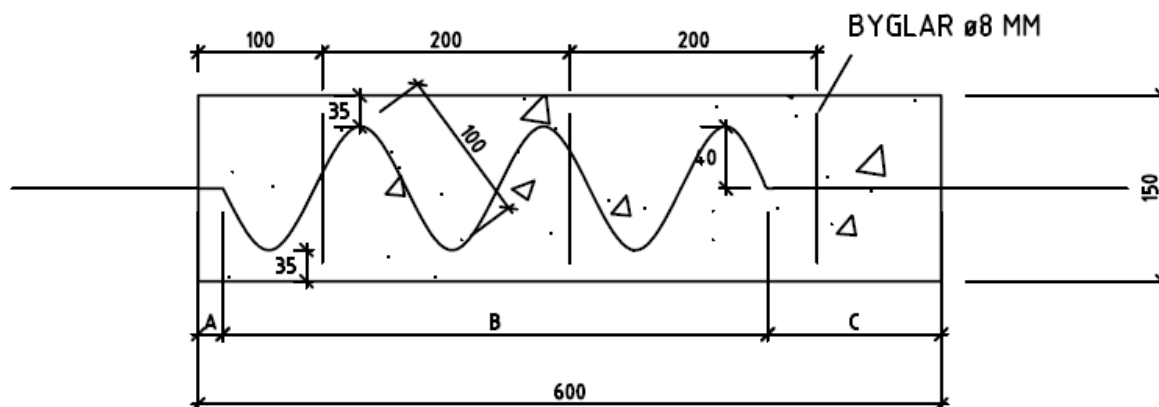
Koncept 1 påvisade gynnsamma resultat i testomgång 1 och det beslutades att testomgång 2 skulle inrikta sig på skillnaden mellan statisk och dynamisk last.

Tre stycken provkroppar med ingjutna kamstänger $\varnothing 8$, tillverkades i testomgång 2. Två av provkropparna hade fördeformerade kamstänger, den tredje provkroppen var en referens kropp med en ingjuten rak kamstång. Resultatet från den raka ingjutna kamstången har redovisats i figur 4.10 för att visa skillnaden mellan en ingjuten rak kamstång och koncept 1. Den raka ingjutna kamstångens resultat redovisas även i figur 4.14. Den raka ingjutna kamstången ska visualisera dagens mekaniska kopplingar och på det sättet påvisa fördelarna med fördeformerade mekaniska kopplingar. Två provkroppar testades dynamiskt genom att draghastigheten ökades från deformationsstyrt med 0,5 mm/s till kraftstyrt med 6 kN/s.

Även till testomgång 2 tillverkades testkuber för att bestämma betongens hållfasthet.

4.2.1 Koncept 1

För att kunna jämföra resultatet från testomgång 2 med testomgång 1 tillverkades armeringsjärnen av samma dimension och kvalitet, $\varnothing 8$ kamstål av kvalitet B500B-T. Kamstångernas fördeformation och byglarnas placering utformades på liknande sätt som testomgång 1. Samma betongrecept som i testomgång 1 användes för att tillverka provkropparna för testomgång 2.



Figur 4.11- Illustration av koncept 1, testomgång 2.

Tabell 4.5 - Parametrar enligt figur 4.11 för de tre provkropparna enligt koncept 1, testomgång 2.

Typ	Kvalité	A [mm]	B [mm]	C [mm]	L [mm] (odeformerad)	fördeformation [mm]
Kamstång 1, $\varnothing 8$	B500B-T	20	500	80	930	170
Kamstång 2, $\varnothing 8$	B500B-T	20	500	80	930	170
Rak kamstång, $\varnothing 8$	B500B-T	-	-	-	930	-

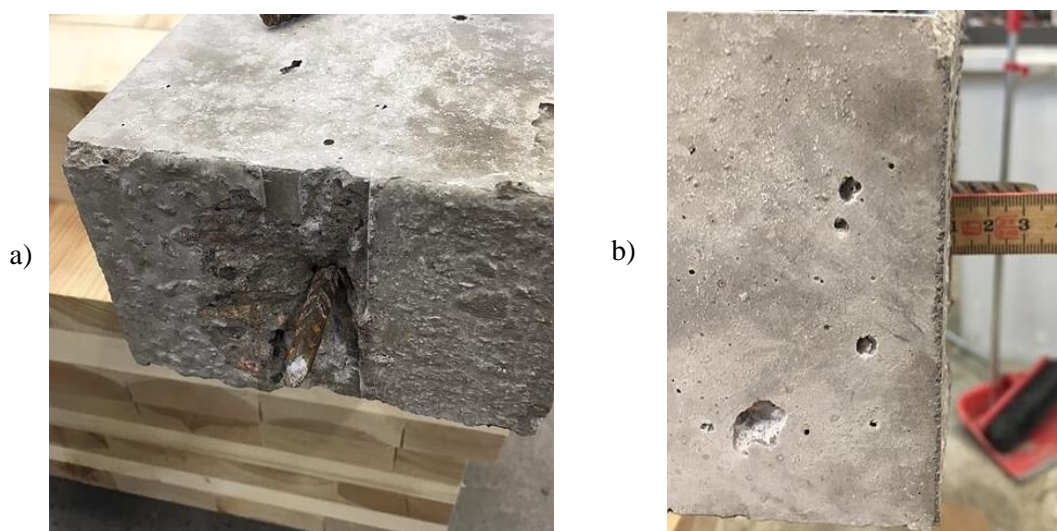
4.2.2 Resultat testomgång 2

Belastningen för respektive prov och om stålet gick till brott eller ej redovisas i tabell 4.6 nedan.

Tabell 4.6 - Resultatvärden vid testomgång 2.

	Avstånd m. Käftar [mm]	Belastning	Brott/ Ej brott
Koncept 1			
Kamstång 1, $\varnothing 8$	775	6 [kN/s]	Brott ¹
Kamstång 2, $\varnothing 8$	790	6 [kN/s]	Brott ¹
Rak kamstång, $\varnothing 8$	760	0,5 [mm/s]	Brott ¹

¹Brott uppstod. Data försvann dock och det finns därför inga värden för brottkraft eller slutlig deformation.



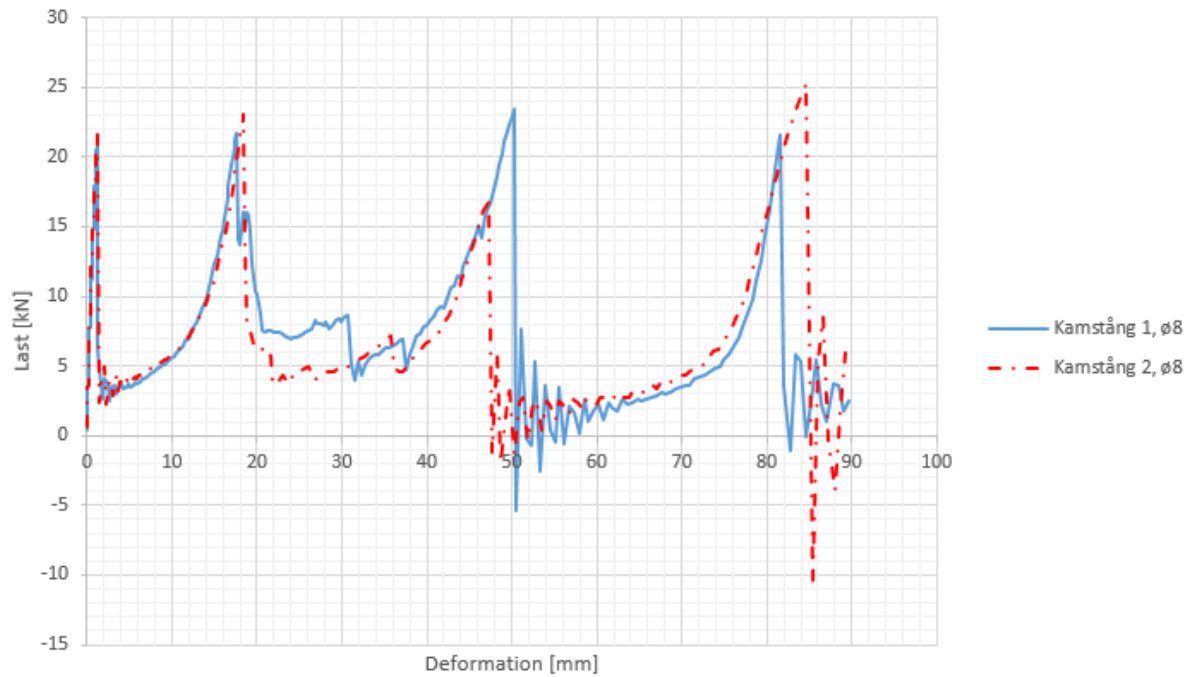
Figur 4.12- Förlorad vidhäftning (ca $2\varnothing$) på grund av lokalt betongkonbrott vid dragbelastning av den raka kamstången. a) Konformad bortspjälkning av betongen runt armeringsjärnet. b) Måttstocken visar cirka $2\varnothing$ djup på den bortspjälkade betongen som beskrivits i avsnitt 3.2.

4.2.2.1 Koncept 1

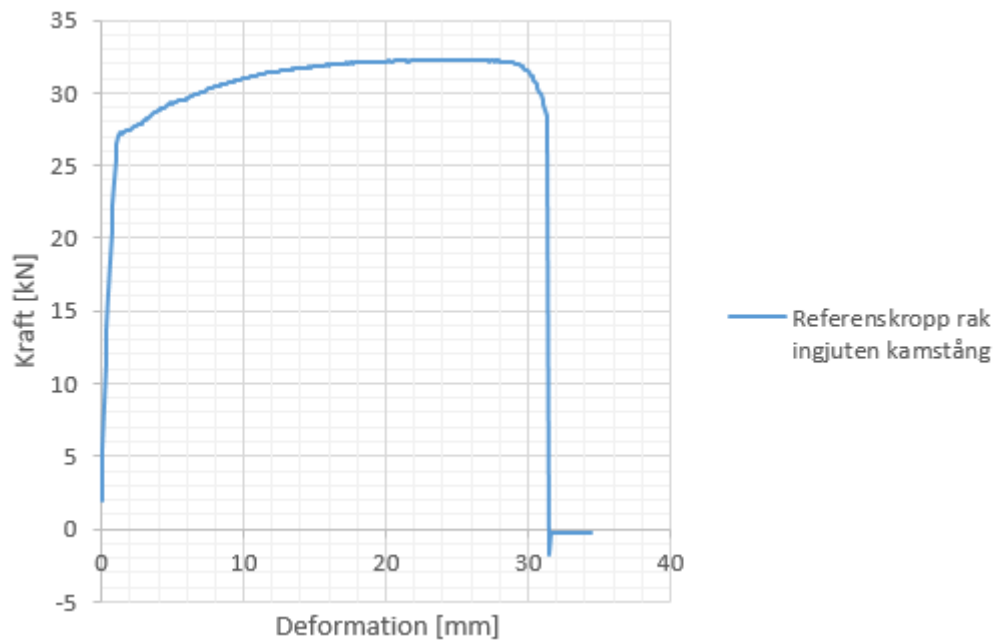
I testomgång 2 drogs alla provkroppar till brott. Utseendet på kraft-deformationsdiagrammet från testomgång 2 var likt motsvarande diagram för testomgång 1. Dock försvann cirka hälften av den data som uppmättes under testomgång 2 och därför går deformationen i figur 4.13 enbart till 90 mm.

Deformationen för den raka ingjutna kamstången blev 30 mm och kraften vid brott blev 32 kN. Den förlorade vidhäftningen som teoretiskt beräknades genom empiri till $2\varnothing$ påvisades i dragtestet överensstämma bra med verkligheten (se figur 4.12).

Ytan under grafen i figur 4.14 ger den energiupptagning som en rak ingjuten kamstång bidrar med. Den bidragande energiupptagningen uppskattas ur figuren till 900 J.



Figur 4.13- Kraft-deformationsdiagram för kamstänger ø8 B500B-T, enligt koncept 1, med en dragande kraft på 6 kN/s.



Figur 4.14- Kraft-deformationsdiagram för den raka ingjutna kamstången ø8, B500B-T, med en dragande hastighet på 0,5 mm/s.

Testkuberna med dimensionerna 150x150 mm trycktestades efter att de härdat sex dygn i vattenbad och två dygn i rumstemperatur. Tryckhållfastheten efter åtta dygn blev då:

Tabell 4.7 - Tryckhållfastheten för kuberna.

Kub 1	Kub 2	Kub 3	Medelvärde
48,0 MPa	41,1 MPa	38,2 MPa	42,4 MPa

Draghållfastheten antas vara 10 % av tryckhållfastheten vilket motsvarar cirka 4,2 MPa (Svensk betong, 2016). Härdning och lagring av proverna utfördes ej enligt vetenskaplig standard och därav kan följaktligen inga vetenskapliga slutsatser dras från hållfasthetstesterna.

4.2.3 Diskussion testomgång 2

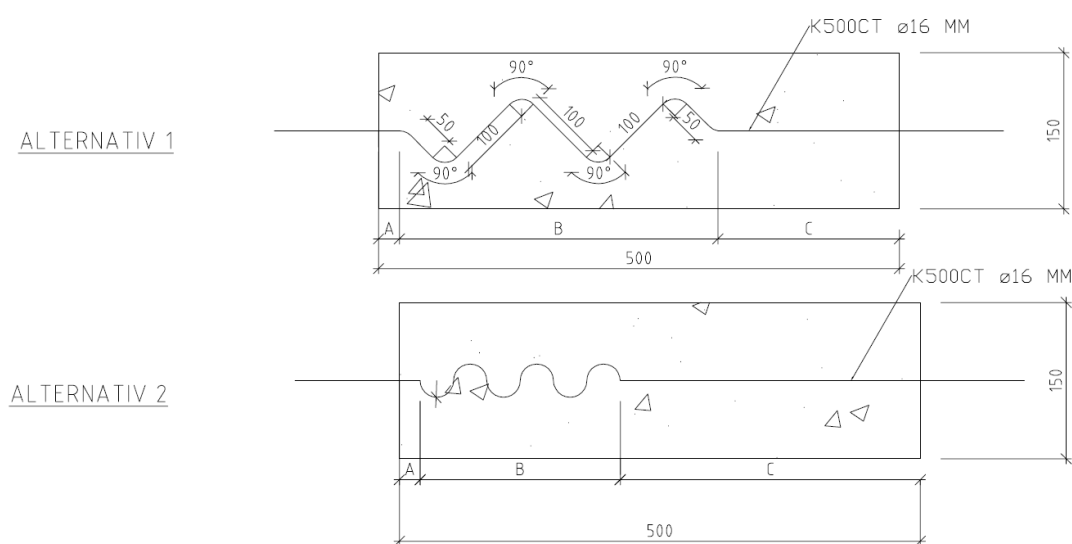
Resultatet från figur 4.13 visar att deformationsförloppet och resultatet från testomgång 2 liknade det deformationsstyrda förloppet för koncept 1 från testomgång 1. Dock är det svårt att säga hur mycket energi som kan förväntas tas upp under deformationsförloppet. För att kunna undersöka den dynamiska inverkan och mängden energi som kan tas upp under deformationen behövs det göras mer tester.

Resultatet från den raka ingjutna kamstången liknade de teoretiska förväntningarna. Precis som teoriavsnittet 3.2.1 antydde bildades ett kombrott vid den belastade änden.

4.3 Testomgång 3

I testomgång 3 förtillverkades två stycken alternativ av koncept 1 med ingjuten bockad $\varnothing 16$ armering hos BE Group Sverige AB. Armeringen var av en högre kvalitet, K500C-T, och av en större diameter än vad som användes under testomgång 1 och 2. Syftet med testomgången var att utvärdera de fördeformerade stängernas olika geometrier för att på bästa sätt öka deformationskapaciteten. Testerna utfördes deformationsstyrt med en hastighet på 0,5 mm/s.

Tre identiska provkroppar av respektive alternativ tillverkades enligt figur 4.15. Alternativ 1 efterliknade de tidigare fördeformerade armeringsjärnen från testomgång 1 och 2 och fördeformerades 105 mm. Alternativ 2 skulle bockas med en armeringsdiameter som amplitud men tillverkningen av alternativ 2 blev problematiskt och utformningen blev i slutändan inte exakt som figur 4.15 visar. Figur A.7 i bilaga A visar alternativ 2 där stängens ändar är förskjutna, vilket inte var tanken. Fördeformationen för alternativ 2 blev 275 mm. Det bör noteras att båda alternativen utformades utan byglar.



Figur 4.15- Visualisering av de 2 olika alternativen i testomgång 3.

Relationen mellan fördeformationen och sträckan B ger ett förhållande för hur mycket deformation som uppnås per sträcka. Detta förhållande blir enligt alternativ 1 (se figur 4.15 och tabell 4.8):

$$\frac{105}{400} \approx 0,26 = 26 \%$$

Relationen för alternativ 2 ges på samma sätt som ovan:

$$\frac{275}{430} = 0,64 = 64 \%$$

Utifrån förhållandena kan det utläsas att det är effektivare att bocka armeringen enligt alternativ 2.

För att undersöka betongens påverkan på energiupptagningen utan byglar jämfördes de ingjutna proverna gentemot två referensstänger som ej är ingjutna i betong (en av alternativ 1 och en av alternativ 2). Referensstängerna är identiska med de båda alternativen och dess geometri redovisas i tabell 4.8.

Tabell 4.8 - Parametrar enligt figur 4.15 för alternativen och referensstängerna, testomgång 3.

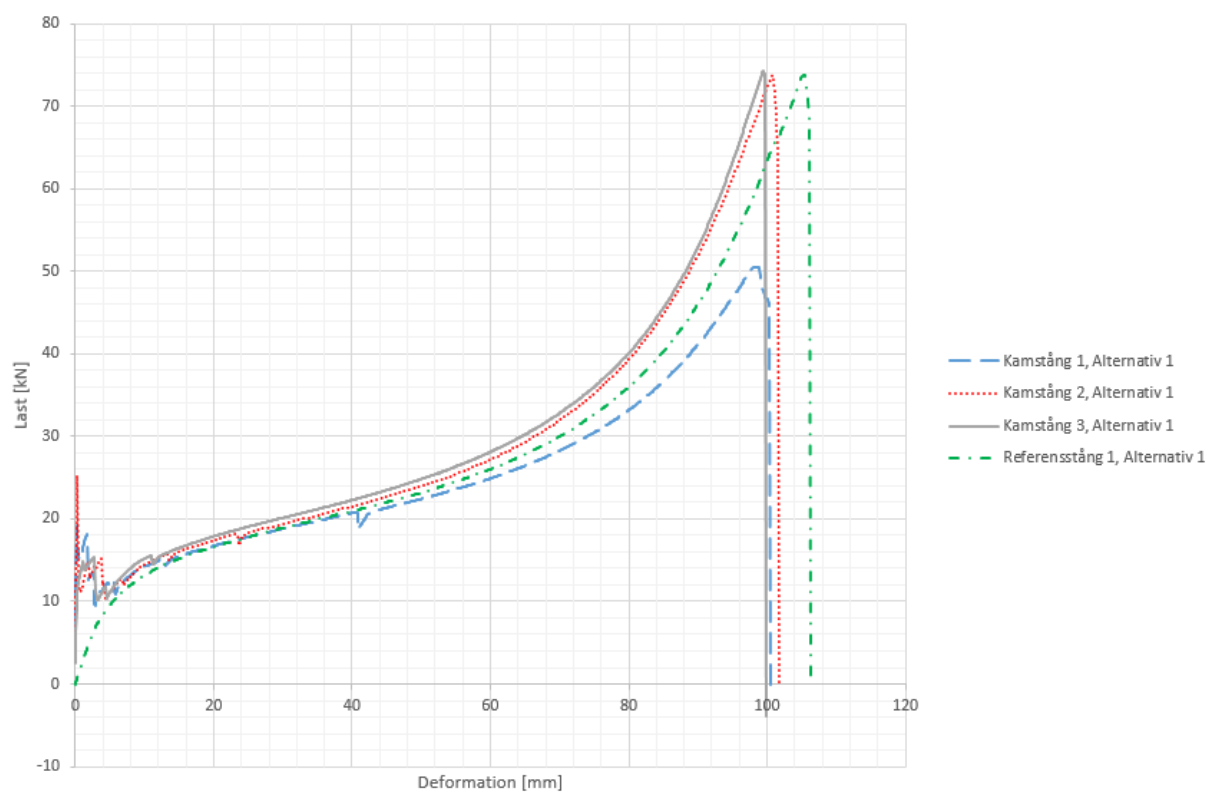
	A [mm]	B [mm]	C [mm]	L [mm]	Fördeformation [mm]
Koncept 1					
Alternativ 1					
Kamstång 1, ø16	20	400	80	860	105
Kamstång 2, ø16	20	400	80	860	105
Kamstång 3, ø16	20	400	80	860	105
Alternativ 2					
Kamstång 4, ø16	20	430	50	1170	275
Kamstång 5, ø16	20	430	50	1170	275
Kamstång 6, ø16	20	430	50	1170	275
Referensstänger					
Alternativ 1					
Referensstång 1, ø16	20	400	80	860	105
Alternativ 2					
Referensstång 2, ø16	20	430	50	1170	275

4.3.1 Resultat testomgång 3

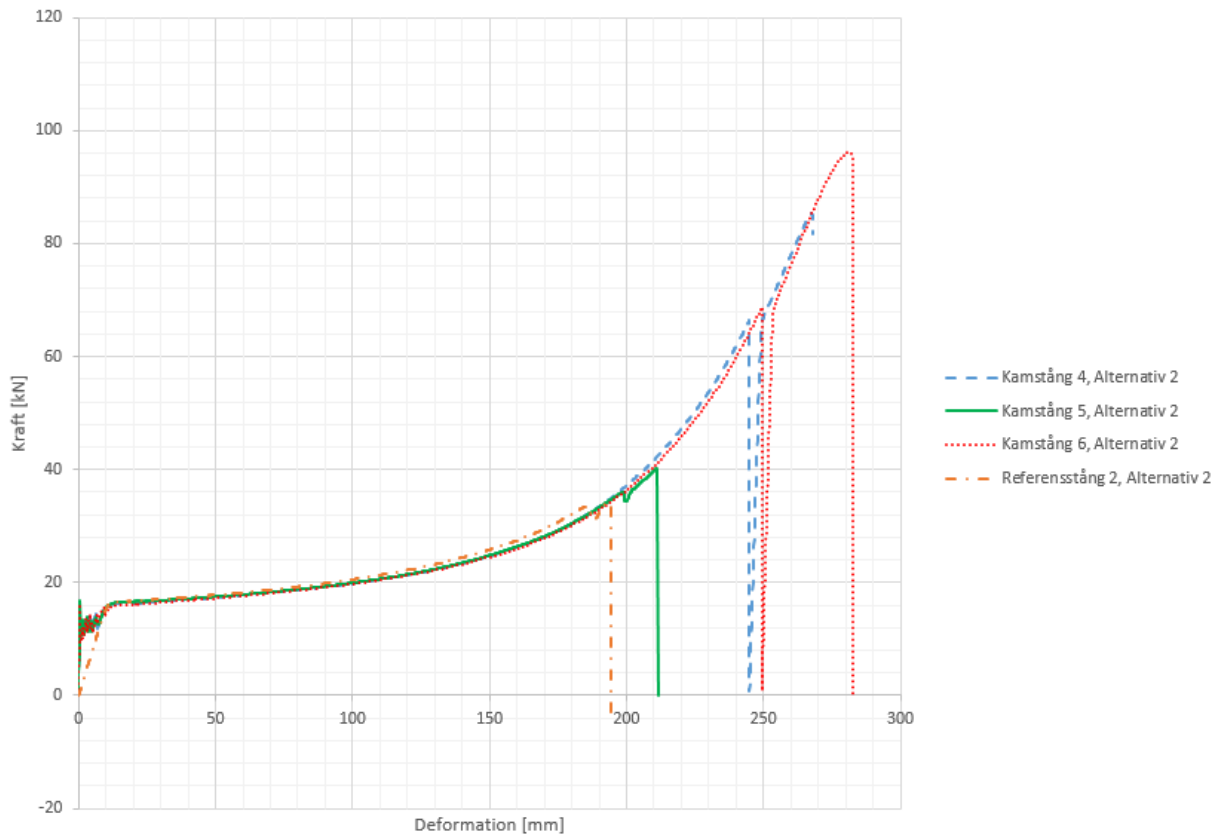
Belastningen för respektive prov, brottkraften och erhållen deformation redovisas i tabell 4.9 nedan.

Tabell 4.9– Resultatvärden vid testomgång 3.

	Avstånd m. Käftar [mm]	Belastning [kN/sek]	Brottkraft vid test [kN]	Erhållen deformation [mm]
Koncept 1				
Alternativ 1				
Kamstång 1, $\phi 16$	775	6	50	100
Kamstång 2, $\phi 16$	775	6	74	100
Kamstång 3, $\phi 16$	775	6	74	100
Alternativ 2				
Kamstång 4, $\phi 16$	790	6	84	270
Kamstång 5, $\phi 16$	790	6	40	210
Kamstång 6, $\phi 16$	790	6	96	280
Referensstänger				
Alternativ 1				
Referensstång 1, $\phi 16$	775	6	74	106
Alternativ 2				
Referensstång 2, $\phi 16$	790	6	32	190



Figur 4.16- Kraft-deformationsdiagram för Alternativ 1, $\phi 16$, K500C-T.



Figur 4.17- Kraft-deformationsdiagram för Alternativ 2, $\phi 16$, K500C-T. Stora skillnader i brottkraft och uppnådd deformation på grund av att stålet skadades vid bockning.

4.3.1.1 Koncept 1

Stålstängerna för de båda alternativen rätades aldrig ut vilket gjorde att stålet aldrig började plasticeras. Brottet blev därmed sprött och oberäkneligt. Resultatet redovisas i tabell 4.9 tillsammans med figur 4.16 och figur 4.17.

4.3.2 Diskussion testomgång 3

Utifrån testomgång 3 kan två viktiga slutsatser dras. Den första är att energiupptagningen för järnen blir betydligt högre för provkroppar som innehåller byglar, även fast det inte fanns någon longitudinell armering. Provkropparna som inte innehöll byglar spjälkade upp betongen vid mycket liten last och man fick inte de topparna som visas i figur 4.6 och 4.13. Energiupptagningen för de armeringsjärn som fördeformerats och gjutits in i betong under testomgång 3 var i stort sett identisk med energiupptagningen för ett fördeformerat armeringsjärn som inte har gjutits in i betong, se referensstång 1 och 2 i figur 4.16 respektive 4.17, vilket betyder att energiupptagningen för att spjälka sönder betongen under testomgång 3 var i stort sett obefintlig. Det kan därav tänkas att högst energiupptagning och därmed högst dynamiska kapacitet uppkommer då de mekaniska kopplingarna utformas med omkringliggande byglar och longitudinell armering.

Den andra viktiga slutsatsen som kunde dras av resultatet från testomgång 3 var att den plastiska deformationskapaciteten inte uppnåddes för någon av provkropparna. I figur 4.16 och 4.17 visas att inte någon av provkropparna kommer upp till flytgränsen för armeringsjärnen som är vid cirka 100 kN. Det berodde på att fördeformationen av bockningen hade skadat stålet så pass mycket att brottet blev sprött och oberäkneligt. Att armeringsjärnen blev skadade vid fördeformationen visas i figur 4.18 där alla armeringsstängerna har brutit

vid en innerkant där skadan av bockningen har varit som störst. Troligtvis berodde det på att bockningsradien var för liten och att armeringen på så sätt skadats. För armering av $\varnothing 16$ får inte dorndiametern vid bockning vara mindre än $4\varnothing = 64 \text{ mm}$ för att undvika skador på armeringen (se tabell 4.10) (EN 1992-1-1, 2005). Då dorndiametern i testomgång 3 var betydligt lägre skedde skador på armeringen.

Tabell 4.10- Minsta dorndiametern vid bockning för att undvika skador på armeringen (EN 1992-1-1, 2005).

Stångdiameter	Minsta dorndiameter för bockar, krokar och slingor
$\varnothing \leq 16 \text{ mm}$	$4\varnothing$
$\varnothing > 16 \text{ mm}$	$7\varnothing$



a)



b)

Figur 4.18- Visar att alla armeringsjärn har gått till brott innan de har rätats ut fullständigt. a) Koncept 1, alternativ 1. b) Koncept 1, alternativ 2.

Kapitel 5 – Utvärdering av koncepten

Tidigare kapitel har poängterat problematiken med att dagens traditionella kopplingar begränsar möjligheterna att överbrygga lokal skada genom linverkan. I följande avsnitt diskuteras för- och nackdelar med de framtagna kopplingsförslagen utifrån de teoretiska och de experimentella resultaten. Kapitlet diskuterar även Eurokods dimensioneringsmetoders säkerhet mot olyckslast.

5.1 Diskussion

Syftet med rapporten var att teoretiskt och experimentellt undersöka tre olika förslag på utformningar av mekaniska kopplingar som kan tillämpas vid byggnation med prefabricerade betongelement. För att kopplingarna ska vara konkurrenskraftiga på marknaden ska de vara enkla att applicera, medföra så små ingrepp som möjligt och vara billiga, vilket var några av skälen till att koncept 2 och 3 förkastades redan efter testomgång 1. Koncept 3 föll även bort naturligt då förslaget inte fungerade tillfredställande vid testomgång 1. Konceptet kan tänkas fungera i teorin men komplexiteten med tillverkningen av kopplingen samt vilken fraktion på sanden som krävs för att reducera de dynamiska lasterna blev för omfattande för att motivera kopplingslösningen. Till skillnad från koncept 3, påvisade koncept 2 fördelaktiga resultat då deformationskapaciteten ökades. Dess verkningsätt bygger på att kopplingen tillåts rätas ut. Dock medför utformningen av koncept 2 en ökning av de dynamiska effekterna. Koncept 1 var mer fördelaktig än de övriga koncepten då konceptet är enklare att applicera och mer ekonomiskt än de andra förslagen. Koncept 1 ökar även den statiska kapaciteten jämfört med koncept 2 och 3.

För att kunna överbrygga en lokal skada genom linverkan behöver bärverket ges en stor deformationsförmåga. En stor deformationsförmåga i kopplingarna medför därmed en ökning av den statiska kapaciteten men medför också en minskning av den dynamiska kapaciteten (se avsnitt 3.4.1.1). Det kan dock diskuteras om beräkningen av den dynamiska kapaciteten, enligt avsnitt 3.4, är för konservativ då andra effekter såsom energiupptagning i två riktningar, energiupptagningen om balken roterar av upplaget, bågverkan och moment inte tas hänsyn till (se avsnitt 3.3). Dessa effekter är fördelaktiga för den dynamiska kapaciteten genom att det inre arbetet ökas. Även bjälklagets dämpningsfaktor är av intresse då den också medverkar till en förbättrad dynamisk kapacitet. För att få förståelse för dämpningsfaktorns storlek liksom de andra effekternas inverkan krävs utökade tester.

Den dynamiska kapaciteten kan tänkas förbättras om en rak kamstång kombineras med en fördeformerad koppling (enligt koncept 1). Den raka kamstången förväntas aktiveras direkt medan den fördeformerade kopplingen rätas ut succesivt med den ökande deformationen. Den raka kamstången ökar energiupptagningen tills att den slutligen slits av. Då förväntas den fördeformerade kopplingen vara utträtad och kan därmed slutligen balansera bärverket genom linverkan. Den raka kamstången förväntas därmed öka energiupptagningen och därmed öka den dynamiska kapaciteten.

Det kan vara en fördel att minska deformationen i de mekaniska kopplingarna vid kantupplagen så att bjälklaget inte glider av upplaget. Att bjälklaget glider av är ej att föredra då det innebär att bjälklaget inte längre kan överföra tvärkrafter genom anliggning. Det kan därav tänkas att de mekaniska kopplingarna vid kantbalken utgörs av rak armering.

En vanlig dimensioneringsmetod mot olyckslast enligt Eurokoderna är indirekta metoden som innebär att schablonvärden anger det erforderliga armeringsbehovet. Aktiva i branschen har

påpekat problematiken med att orimliga mängder armering ska fördelas i exempelvis skarvar. Användandet av indirekta metoden friskriver konstruktören juridiskt, men personen i fråga kan inte helt förlita sig på att konstruktionen kan motstå ett lokalt brott då de indirekta metoderna bygger på allmänna bärverk. Komplexiteten i dessa beräkningar gör det svårt att säga om en byggnad får en tillräcklig säkerhet mot olyckslast och fortskridande ras eller ej. Problematiken kan lösas genom en implementering av fördeformerade kopplingar sådant att bärverket klarar överbrygga det skadade området genom linverkan. Projektören kan då själv styra bjälklagets deformationsförmåga och på det sättet åstadkomma en högre säkerhet för byggnaden. Kopplingarnas deformationsegenskaper kan alltså anpassas efter förutsättningarna. Det är dock viktigt att poängtera att fördeformationens utseende förhåller sig till Eurokods regler angående bockningsradie så att stålet inte skadas.

Dagens problematik med linverkan är ofta att kopplingarna inte tillåter en tillräcklig deformationsförmåga sådant att linverkan kan överbrygga det lokala brottet. Det problemet kan tänkas lösas genom en implementering av fördeformerade kopplingar där projektören själv får möjlighet att styra bjälklagets deformationsförmåga och på det sättet åstadkomma en högre säkerhet mot olyckslast och fortskridande ras. Kopplingarnas deformationsegenskaper kan alltså anpassas efter förutsättningarna. Det är dock viktigt att poängtera att fördeformationens geometri förhåller sig till Eurokods regler angående bockningsradie så att stålet inte skadas.

Betydelsen av de inre dragband som Eurokoden förespråkar kan diskuteras då de placeras i elementskarvarna samt i pågjutningen. Problematiken visas enklast genom att studera exemplet i avsnitt 3.3 där en pelare har eliminerats och bärverket bärs av linverkan. Deformationen av bjälklaget leder till att bjälklagselementen glider isär och det kan därför diskuteras om den långsgående armeringen i skarvarna mellan elementen bidrar till att bära upp bjälklaget genom linverkan.

Kapitel 6 – Slutsatser och förslag till vidare studier

6.1 Slutsatser

Rapportens mål var att utvärdera om de tre nya mekaniska kopplingarna, framtagna av Avdelningen för Konstruktionsteknik på Lunds Tekniska Högskola, hade en tillräcklig deformationskapacitet för att överbrygga lokal skada med linverkan. Utifrån de teoretiska resonemang och experimentella resultat som redovisats i rapporten kan följande slutsatser dras:

- De mekaniska kopplingar som utvärderades tillför en större deformationskapacitet, än dagens lösningar, vilket är gynnsamt vid utnyttjande av linverkan för att överbrygga lokal skada
- Elementbyggda bjälklag som förses med de nyutvecklade mekaniska kopplingarna har potentialen att erhålla förbättrad statisk kapacitet med avseende på linverkan jämfört med när traditionella kopplingar används
- Analyserna genomförda i detta arbete tyder på att man inte uppnår motsvarande förbättringar avseende dynamisk kapacitet – frågan kräver vidare analyser och sannolikt förbättringar av de nyutvecklade kopplingarnas energiupptagande förmåga
- Koncept 1 bedöms vara mer fördelaktigt än de övriga koncepten då det är enklare att hantera på byggarbetsplatsen och är mer ekonomiskt än de andra förslagen
- Även koncept 2 bedöms kunna medföra förbättrad deformationskapacitet, samtidigt som det kräver en mer omfattande hantering på byggarbetsplatsen
- Tredje konceptet bedöms i nuläget ha sämst förutsättningar att komma till praktisk användning.

Även om oklarheter kvarstår angående den dynamiska kapaciteten, har detta examensarbete visat att en implementering av kopplingar med en hög deformationskapacitet medför en förbättrad statisk kapacitet och möjliggör därmed utnyttjandet av linverkan som dimensioneringsmetod mot olyckslaster. På det sättet kan ett alternativt kraftöverförande system bildas, vilket förbättrar prefabricerade byggnaders robusthet.

6.2 Förslag till vidare studier

Förslag på vidare studie är att kopplingsförslaget enligt koncept 1 testas och utvärderas i stor skala. Det som kan undersökas är huruvida de teoretiska beräkningsmodeller som angivits i denna rapport förhåller sig till kopplingarnas beteende i en mer verklighetsnära situation.

Då det i denna rapport har diskuterats kring huruvida beräkningsmetoderna i avsnitt 3.4 är för konservativa kan det vara av intresse att noggrannare studera de dynamiska effekterna som utbildas då ett lokalt brott sker. I vilken storleksordning påverkar andra effekter, såsom exempelvis bågverkan, den slutliga dynamiska kapaciteten. Eventuella positiva effekter som användning av upplag bestående av kontinuerliga balkar kan tänkas medföra bör vidare analyseras.

Fördeformerade kopplingars energiupptagande förmåga skulle, när det gäller utformning enligt koncept 1, kunna förbättras genom att kombinera fördeformerade och raka stänger. Hypotesen bör testas både en kombination av analytiska beräkningar och experimentella studier.

Referenslista

- Austrell, P-E. (2016). *"The undamped SDOF mass-spring system"*. Lunds Tekniska Högskola. http://www.byggmek.lth.se/fileadmin/byggnadsmekanik/education/courses/compulsory/VSM010/SDOF_no_damping_2.pdf (Hämtad 2016-04-18)
- Austrell, P-E. (2016). *"SDOF systems with damping included"*. Lunds Tekniska Högskola. http://www.byggmek.lth.se/fileadmin/byggnadsmekanik/SDOF_with_damping_mod.pdf (Hämtad 2016-04-18)
- BE-group. (2016). *"Handbok armering i grunden"*. http://www.begroup.com/upload/Sweden/Broschyrrer/Armeringshandbok%202014/BE_Armeringshandbok_140602_webb.pdf (Hämtad 2016-04-05)
- Burström, P. (2006). *"Byggnadsmaterial"*. ISBN: 978-91-44-02738-8, Studentlitteratur AB, Lund.
- Danielsson.H & Malmgren.L. (2006). *"Utförning av byggnader för säkerhet mot fortskridande ras"*. Lunds Tekniska Högskola. (Rapport TVBK-5138) <http://lup.lub.lu.se/luur/download?func=downloadFile&recordOid=3172336&fileOid=4459537> (Hämtad 2016-04-18)
- Eliasson, A. (2006). *"Materiallära för Maskinteknik"*. Kungliga Tekniska Högskolan. <http://www.met.kth.se/utbildning/4H1063/Lect09-4H1063-brott.pdf> (Hämtad 2016-02-03).
- EN 1990 (2010). Eurocode 0 – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk, Europeiska standardiseringskommittén, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige.
- EN 1991-1-7 (2006). Eurocode 1 - Laster på bärverk-Del 1-7: Allmänna laster olyckslaster, Europeiska standardiseringskommittén, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige.
- EN 1992-1-1 (2005). Eurocode 2 – Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, Europeiska standardiseringskommittén, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige.
- Engström, B. (1992). *"Ductility of tie connections in precast structures"*. Chalmers Tekniska Högskola Avdelningen för betongkonstruktioner, Göteborg, Sverige.
- Fib. (2008). *"Structural connections for precast concrete buildings"*, Fédération international du béton, Vol.43, Lausanne, Schweiz.
- Fib. (2012). *"Design of precast concrete structures against accidental actions"*, Fédération international du béton, Vol.63, Lausanne, Schweiz.
- Isaksson, T, Mårtensson, A & Thelandersson, S. (2010). ISBN: 978-91-44-07030-8, *"Byggkonstruktion"*. Studentlitteratur AB, Lund.
- Linköpings Tekniska Högskola. (2012). *"Mekaniska egenskaper och brottanalys"*. http://www.iei.liu.se/kmt/education/undergraduatecourses-tmkm11/1.363294/Lab1_mekaniska_egenskaper_TMKM11_12.pdf (Hämtad 2016-02-03).
- Multihazard Mitigation Council. (2002). *"Prevention of Progressive Collapse: Report on the July 2002 National Workshop and Recommendations for Future Efforts"*.

https://c.ymcdn.com/sites/www.nibs.org/resource/resmgr/MMC/prev_prog_collapse_report.pdf (Hämtad 2016-04-20)

Nilsson, B. (2016). Muntlig kommunikation.

Nygårdh, K & Niklewski, J. (2013). *"Krav på robusthet i prefabricerade betongkonstruktioner"*. Lunds Tekniska Högskola. (Rapport TVBK-5224)

Svensk betong. (2016). *"Däckelement"*. <http://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-prefab/produktredovisning/komponenter-till-hus-och-anlaggning/dackelement> (Hämtad 2016-02-29).

Svensk betong. (2016). *"Upplag av håldäck"*. <http://www.svenskbetong.se/bygga-med-betong/bygga-med-prefab/statik/haldack/upplag-av-haldack> (Hämtad 2016-04-06)

Westerberg, B. (2010). *"Bärande väggars behov av vertikal kopplingskapacitet Sammanhållningsarmering i allmänhet"*. http://www.prefabsystem.se/wp-content/uploads/2012/11/Stabiliserande_vaggars_behov_av_vertikal_kopplingskapacitetRev2_0100201.pdf (Hämtad 2016-04-15)

Bilaga A- Experimentell studie

Provkroppar testomgång 1

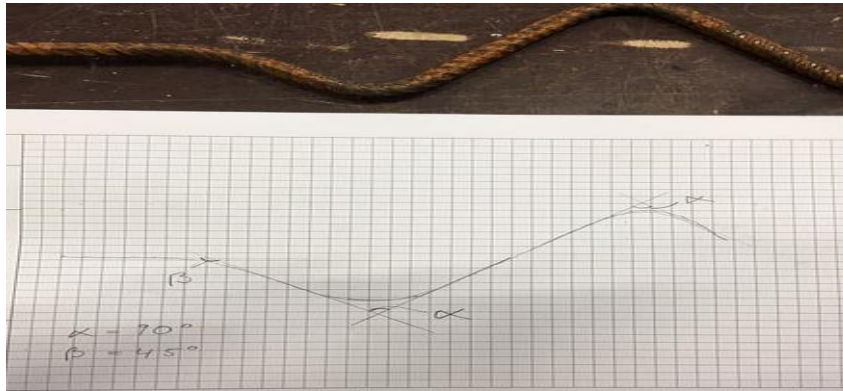
Koncept 1



Figur A. 1- Provkropparna innan gjutning, a) ø 8 kamstång b) ø8 S355J2.

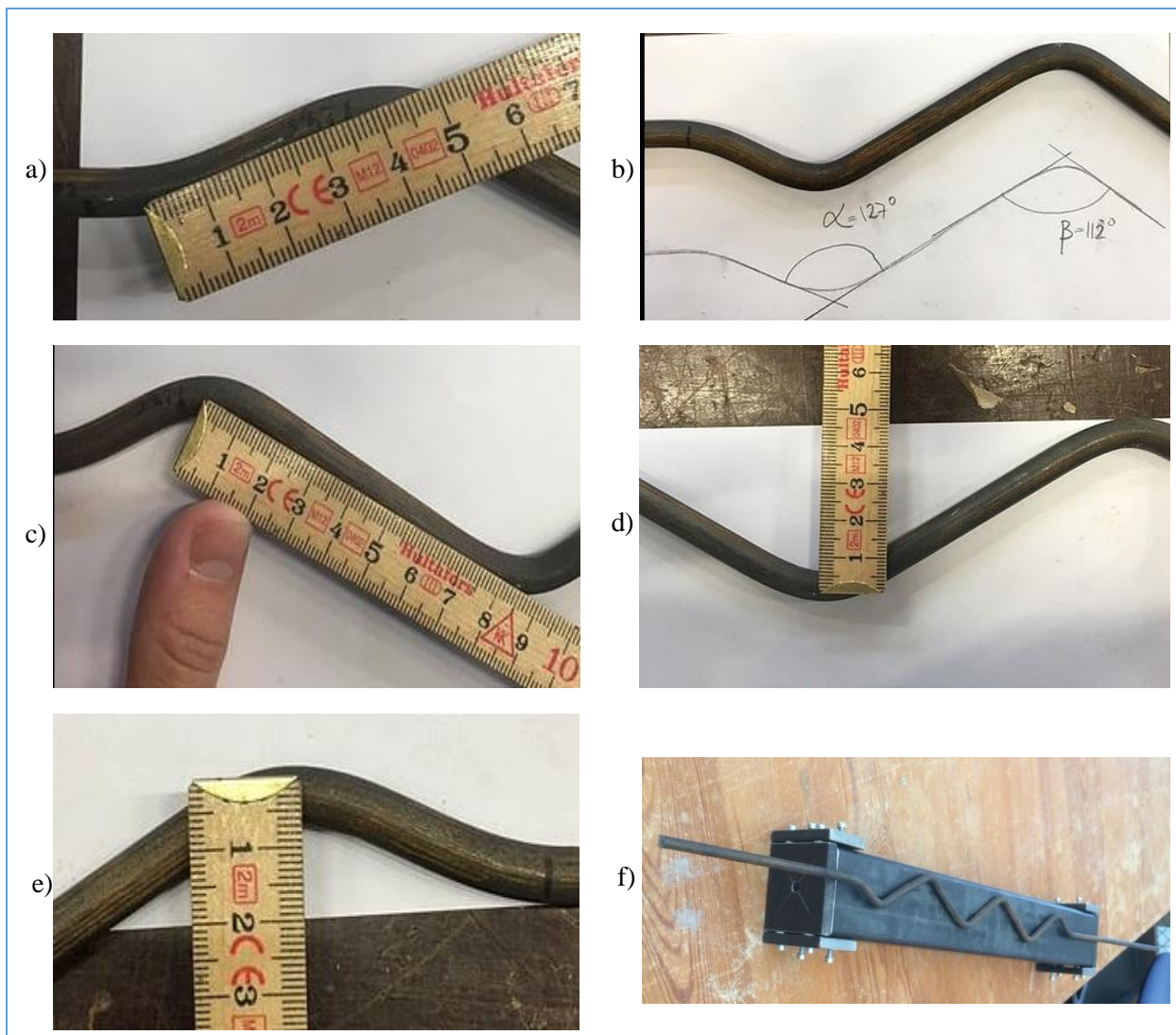


Figur A. 2- Böckning av armeringsjärn.



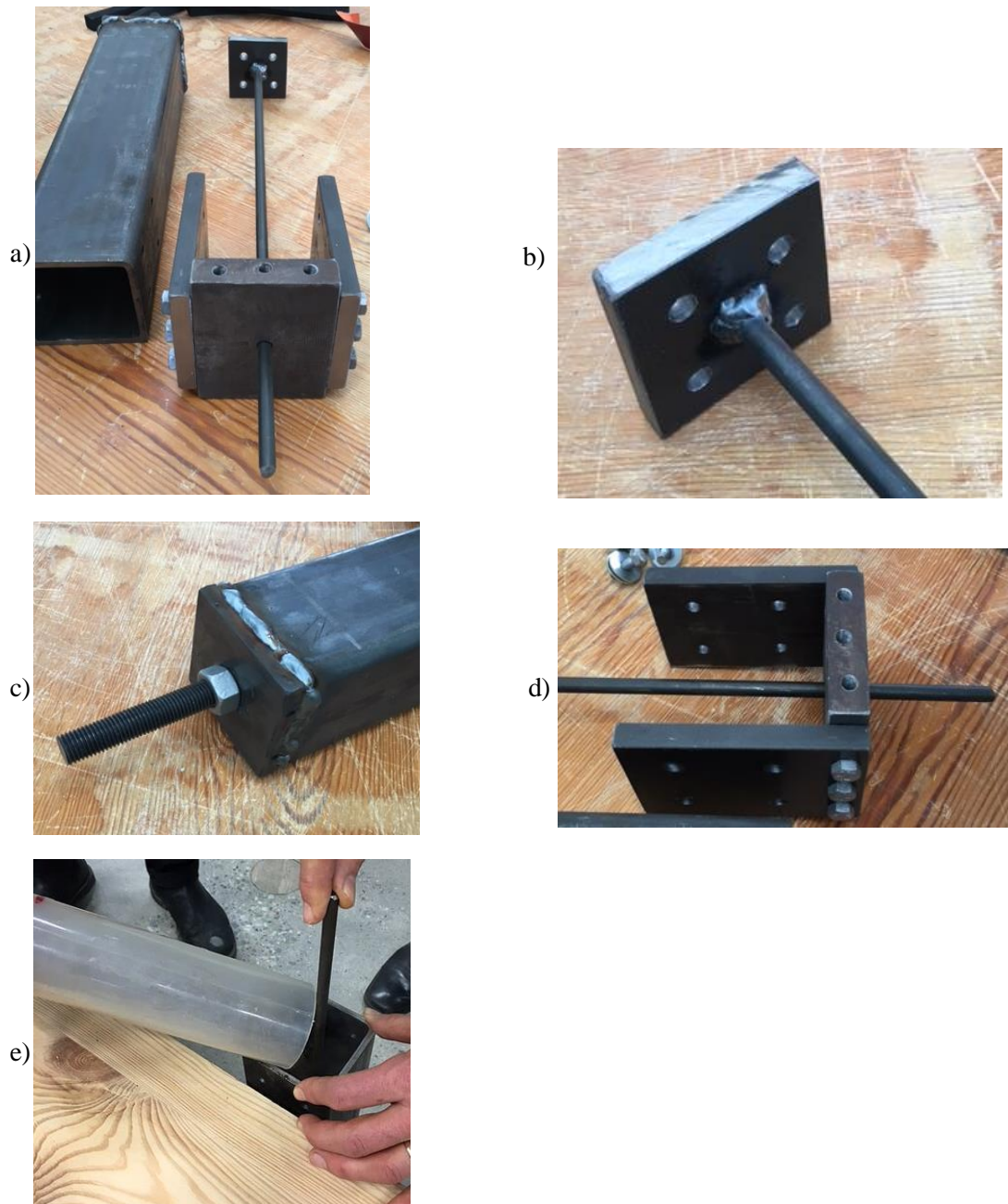
Figur A. 3- Vinklar vid bockning av armeringsjärn, koncept 1, testomgång 1.

Koncept 2



Figur A. 4- M tt koncept 2, testomgång 1.

Koncept 3



Figur A. 5- Färdig provkropp koncept 3, testomgång 1.

Gjutningsprocessen

Ett betongrecept beräknades utifrån givna förutsättningar från Bengt Nilsson (2016). Betongens vattencementtal bestämdes till 0,5 och använd ballast bestod till 46 % av kornstorlek 0-4 mm, 4 % av kornstorlek 4-8 mm och 50 % av kornstorlek 8-12 mm. Lufthalten i betongen antogs till 2 % och vattenhalten korrigerades med hänsyn till fukthalten i ballasten. Vidare användes en liten mängd flyttillsatsmedel.

Härdning och lagring av proverna utfördes ej enligt vetenskaplig standard och därav kan följaktligen inga vetenskapliga slutsatser dras från testerna. Draghållfastheten erhålls som 10 % av tryckhållfastheten (Svensk betong, 2016).

Tabell A. 1- Betongrecept inför gjutning.

Innehåll	Densitet, ρ [kg/m ³]	Mängd [kg]	Andel [vikt-%]
Cement - STP	3100	8,800	17,2
Vatten	1000	4,160	8,1
Ballast av kornstorlek:			
0-4 mm	2650	17,700	34,5
4-8 mm	2650	1,520	3,0
8-12 mm	2650	18,975	37
Flyttillsatsmedel	-	0,087	0,2



Figur A. 6- Färdiga provkroppar koncept 1, testomgång 1.

Provkroppar testomgång 3



Figur A. 7- Geometri för alternativ 2, koncept 1.



Figur A. 8- Geometri för alternativ 1, koncept 1.