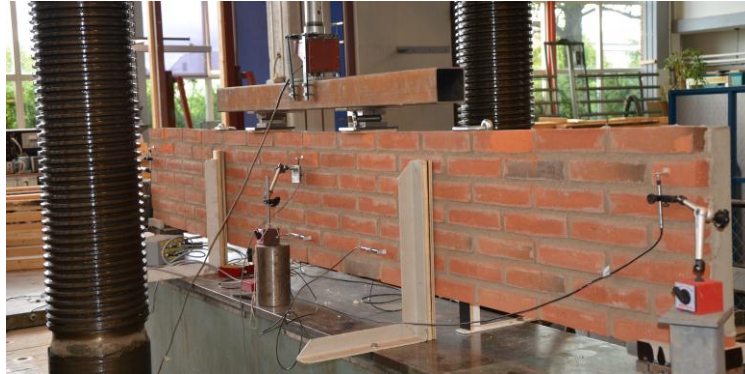


Tegelbeklädda betongbalkar



Ulrik Friberg

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2013

Rapport TVBK - 5219

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

Tegelbeklädda betongbalkar

Brick-decorated concrete beams

Ulrik Friberg

2013

Abstract

With today's up-to-date architectural style, there are commonly occurring complications with masonry construction. This architectural style and a growing demand for illuminated space require buildings to be designed with larger facade openings. The difficulty with this is that the masonry superstructure will be loaded by large shear forces, while at the same time its shear capacity is limited. To handle this issue today there are different types of methods but they are either economically unsustainable or not good enough.

The purpose of this master's thesis was to investigate and find a solution to this problem that is sustainable from both an economic and practical perspective. First of all a comprehension regarding masonry limitations was established, to be able to set realistic goals. Then a survey was carried through to weigh different alternatives against each other. Thereafter, the work was followed out by two mathematical parameter studies which were based on a brick-concrete combined beam and a straight-out reinforced concrete

beam. The first research proved that masonry is quite limited in its ability to work as a beam structure. The study of reinforced concrete beams with appropriate geometry gave indications that pointed to that the desired resistance was achievable.

Through this process a concept was formed, consisting of a brick-decorated concrete core. This concept more detailedly described, is a beam consisting of three different parts; a shear and bending reinforced concrete beam, a shell of brickwork and a layer of adhesive paste for attachment. These parts have separate tasks, with the concrete beam adding resistance, the brickwork giving it its visual style and the paste merging the two before together.

The dimensions of the beam was set and a conceptual mathematical verification of the concrete part of the beam was executed. For a defined disadvantageous load case the resistance was studied in both ultimate and serviceability limit state. The concrete beam was relatively easy to verify but the stresses in the brickwork was more difficult to predict.

To be able to judge its capability in reality a practical verification needed to be accomplished. Six specimen consisting of beams with the dimensions 60x414x3348 mm was manufactured with two different kinds of adhesive paste. The aim with these tests was to be able to study the behaviour of the beams at serviceability state. In particular the pattern of damage the brickwork was put through.

The results showed that the adhesive properties of the paste are a decisive factor for the pattern of cracking in the brickwork. Beams manufactured with an adhesive paste of the type LIP was advantageous compared to adhesive of the type Weber because of its inferior elastic module and strength. At the deflection $L/500$ the biggest crack width was twice the width using adhesive paste of the sort Weber in comparance to a adhesive paste of the type LIP.

The research has given indications suggesting that this solution works, as bridging of a span around three meters with loading from simple brick walls up to three to four stories high. Seen from the perspective of failure there is nothing suggesting that the resistance is insufficient. The behaviour in serviceability state and its criteria is more difficult to analyse but tests during short time loading proved that deflection and crack pattern are kept within reasonable boundaries.

Rapport TVBK-5219
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-13/5219+106p

Examensarbete, Civilingenjör, Väg- och vattenbyggnadsprogrammet, 300 hp
Handledare: Miklós Molnár, universitetslektor, Lunds universitet
Examinator: Johan Jönsson, universitetslektor, Lunds universitet
Mars 2013

© Ulrik Friberg 2013

Förord

Denna rapport är en dokumentation av mitt examensarbete på civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad vid Lunds tekniska högskola. Examensarbetet utfördes 2012 vid avdelningen för konstruktionsteknik och Tegelmäster AB i Bara.

Kontaktpersoner på Tegelmäster var Niklas Martinsson, Martin Hjelmér och Malin Tu-
vesson. Jag vill även uppmärksamma Patrik Werholt, Jan Kristensen och alla andra som
hjälpste till i produktionen. Tackar er för tillhandahållen expertis och ett trevligt bemö-
tande.

Ett tack till min handledare Miklós Molnár och labbtekniker Per-Olof Rosenkvist.

Sist vill jag rikta uppmärksamhet till mina vänner och kollegor i exjobbarrummet som
bidragit med hjälp och många roliga stunder under denna tid.

Examinator är Johan Jönsson, universitetslektor vid avdelningen för konstruktionsteknik
på Lunds tekniska högskola.

Lund, mars 2013

Ulrik Friberg

Innehåll

	Sida
Sammanfattning	xii
1 Bakgrund	1
2 Om rapporten	3
2.1 Syfte	3
2.2 Metodik	3
2.3 Avgränsning	3
3 Dagens lösningar för att överbrygga öppningar i skalmurar	5
3.1 Armerad tegelbalk	5
3.2 Upphängning i konsoler	7
3.3 Tänkbara lösningar	8
4 Förstudie	9
4.1 Inledande fas	9
4.2 Samverkanstvärsnitt	10
4.3 Betongbalk i tegelskal	11
5 Rapportens huvudobjekt - betongbalk med tegelbeklädnad	13
5.1 Beskrivning	13
5.2 För framtida produktion	14
6 Konceptuell verifiering	17
6.1 Lastfall	17
6.2 Beräkningsmodell och samband	18
6.3 Materialvärden	19
6.4 Brottgränstillståndet	19
6.5 Bruksgränstillståndet	21
7 Tillverkning av provkroppar	25
7.1 Material och dimensioner	25
7.2 Tillvägagångssätt	26
8 Praktisk verifiering	29
8.1 Analys av fästbruken	29
8.2 Provning av balkar	31
8.3 Resultat	33

9	Analys	39
10	Slutsatser	41
	Källförteckning	43
	Bilagor	45
A	Fullständig del av konceptuell verifiering	45
A.1	Lastfall	45
A.2	Beräkningsmodell	46
A.3	Moment- och tvärkraftsfördelning	46
A.4	Nedböjning	48
A.5	Beräkningar görs enligt Eurokod	52
A.6	Materialvärden	53
A.7	Brottgränstillståndet	53
A.8	Bruksgränstillståndet	57
B	Ritningar	65
B.1	Betongelement i tvärsnitt	66
B.2	Tegelbalk i tvärsnitt	67
B.3	Tegelbalk i perspektiv	68
B.4	Tegelskärvor	69
C	Diagram för dimensionering av dubbelarmerat tvärsnitt	71
D	Parameterstudie av samverkanstväschnitt	73
D.1	Beräkningsmodell	73
D.2	Brottgränstillståndet	75
D.3	Bruksgränstillståndet	79
E	Parameterstudie av betongbalk	83
E.1	Beräkningsmodell	83
E.2	Brottgränstillståndet	83

Figurer

1.1	Tegelfasad med fördelaktig överbyggnad av öppningar [2]	2
1.2	Tegelfasad som kräver särskilda åtgärder angående bärförmågan [3]	2
3.1	Tegelskift med armering inbäddad i betong [4]	5
3.2	Exempel med murverksbalk med liggfogsarmering och plåtform [5]	5
3.3	Exempel där valvverkan uppstår i överbyggnaden [2]	6
3.4	Exempel där balkverkan uppstår i överbyggnaden [7]	6
3.5	Ett murverkssystem är komplext	6
3.6	Dansk tegelbalk [8]	7
3.7	Ett exempel på hur konsoler används [10]	8
6.1	Detta lastfall ligger till grund för beräkningar av balkens bärförmåga	17
6.2	Förenklad beräkningsmodell av lastfallet	18
6.3	Konstanten för nedböjningens form i förhållande till längden	19
6.4	Principskiss av betongelementet	20
6.5	Ekvivalent tvärsnitt där stålarea konverterats till betongarea	21
6.6	Diagram över nedböjningen i förhållande till spännvidd vid olika last	22
6.7	Diagram över last i förhållande till nedböjningen vid olika spännvidd	23
6.8	En förenklad modell av betongen och fästbruket som jämförs med Engströms sprickbildningsmodell	23
6.9	Fördelning av påkänningar vid ökande dragkraft upp till spricklasten [14]	24
6.10	Exempel på sprickbildningsprocess. Omfördelning av påkänningar efterhand som nya sprickor uppstår [14]	24
7.1	Gjutning av betongelement	26
7.2	Applicering av tegelskärvor	27
7.3	Tegelskärvor på plats	27
7.4	Fogning mellan skärvor	27
7.5	Färdiga balkar	27
7.6	Lyftankare som gjuts ner i balken [15]	28
7.7	Lyftögla nerskruvad i lyftankare [15]	28
8.1	Provkroppar av fästbruket	30
8.2	Tryckprovning av provkroppar	30
8.3	Diagrammet visar deformationen av respektive provkropp	30
8.4	Lastmodell med positionering för LVDT-lägesgivare	32
8.5	Provanordning	32
8.6	Hela provförloppet av respektive provkropp	33
8.7	Diagrammet visar den del av provförloppet som analyserades för att uppskatta beteendet i bruksstadiet	34

9.1	Betongen är helt uppsprucken vid lyftankaret	40
A.1	Detta lastfall ligger till grund för beräkningar av balkens bärförmåga . . .	45
A.2	Förenklad beräkningsmodell av lastfallet	46
A.3	Konstanten för nedböjningens form i förhållande till längden	52
A.4	Principskiss av betongelementet	54
A.5	Ekvivalent tvärsnitt där stålarea konverterats till betongarea	58
A.6	Diagram över nedböjningen i förhållande till spännvidd vid olika last . . .	61
A.7	Diagram över last i förhållande till nedböjningen vid olika spännvidd . . .	62
A.8	En förenklad modell av betongen och fästbruket som jämförs med Engströms sprickbildningsmodell	62
A.9	Fördelning av påkänningar vid ökande dragkraft upp till spricklasten [14] .	63
A.10	Exempel på sprickbildningsprocess. Omfördelning av påkänningar efterhand som nya sprickor uppstår [14]	63
D.1	Modeller över balkar med en höjd på fem skift	74
D.2	Modeller över balkar med en höjd på åtta skift	74
D.3	Ekvivalenta murverkstvårsnitt	80
E.1	Representativ beräkningsmodell för fall med byglar	83

Tabeller

6.1	Hållfasthetsvärden för betong	19
6.2	Hållfasthetsvärden för armering	19
7.1	Information om ingående material i tegelbalkarna	25
8.1	Provkroppar av fästbruket	29
8.2	Provkroppar av tegelbalkarna	31
8.3	Observationer från provning av LIP 1	35
8.4	Observationer från provning av LIP 2	35
8.5	Observationer från provning av LIP 3	36
8.6	Observationer från provning av Weber 4	36
8.7	Observationer från provning av Weber 5	37
8.8	Observationer från provning av Weber 6	37
8.9	Jämförelse mellan provkropparna	38
A.1	Hållfasthetsvärden för betong	53
A.2	Hållfasthetsvärden för armering	53
D.1	Momentkapacitet vid åtta skifts höjd	75
D.2	Momentkapacitet vid fem skifts höjd	76
D.3	Tvärkraftskapacitet vid åtta skifts höjd*	76
D.4	Tvärkraftskapacitet vid fem skifts höjd*	76
D.5	Lastkapacitet med avseende på momentkapacitet	77
D.6	Lastkapacitet med avseende på tvärkraftskapacitet*	78
D.7	Tvårsnittsdata	79
D.8	Begränsande tvärkraft vid balkhöjd 560 mm	81
D.9	Begränsande tvärkraft vid balkhöjd 350 mm	81
D.10	Lastkapacitet med avseende på skjuvning i bruksgränstillståndet	82
E.1	Momentkapacitet vid varierande mängd armering	84
E.2	Tvärkraftskapacitet utan byglar	85
E.3	Tvärkraftskapacitet med ϕ 4 byglar	87
E.4	Tvärkraftskapacitet med ϕ 6 byglar	87
E.5	Tvärkraftskapacitet med ϕ 8 byglar	87
E.6	Lastkapacitet med avseende på momentkapacitet	88
E.7	Lastkapacitet med avseende på tvärkraftskapacitet, utan tvärkraftsarmering	89
E.8	Lastkapacitet med avseende på tvärkraftskapacitet, med ϕ 4 mm byglar	90
E.9	Lastkapacitet med avseende på tvärkraftskapacitet, med ϕ 6 mm byglar	91
E.10	Lastkapacitet med avseende på tvärkraftskapacitet, med ϕ 8 mm byglar	92

Sammanfattning

Det uppstår ofta komplikationer i konstruktioner av tegelmurverk med dagens moderna arkitektur. Den moderna arkitekturen och ett växande krav på ljusinsläpp medför att stora och i synnerhet breda öppningar i fasaden utformas. Problematiken med detta är att tegelöverbyggnaden belastas med stora tvärkrafter samtidigt som tegelmurverkets skjувkapacitet är begränsad. Det finns olika metoder att hantera överbyggnad av öppningar men problemet är att dessa metoder ofta inte är tillräckligt bra eller så är de kostnadsineffektiva.

Syftet med detta examensarbete var att ta fram en ny lösning som är hållbar ur ett tekniskt såväl som ett ekonomiskt perspektiv. Först skapades en uppfattning om begränsningar hos murverk i sig för att kunna ställa upp en rimlig målsättning. Efter det genomfördes en utredning där olika alternativa lösningar diskuterades och vägdes emot varandra. Nästa steg i processen var beräkningsmässig parameterstudie av dels en böjarmerad betong-tegelsammansatt balk samt en renodlad armerad betongbalk. En uppskattning av murverkets begränsningar erhöles i den första studien och det visade ytterligare på att materialet har begränsad bärförmåga som balk. Parameterstudien av betongbalkar däremot gav indikationer på att det med en lämpliga geometriska mått är möjligt att uppnå önskad bärförmåga.

Ur processen formades ett koncept med en betongkärna klädd i tegel. Konceptet är närmre bestämt en balk som är uppbyggd av tre olika sammansatta delar. De tre delarna är en skjув- och böjarmerad betongbalk, ett tegelskal bestående av tegelskärvor och fogbruk samt ett lager av fästbruk. Dessa tre delar har principiellt skilda funktioner där betongbalken står för bärförmågan, tegelskalet ger balken sin estetiska prägel och fästbruket sammanfogar de två nämnda.

Balkens dimensioner fastställdes och sedan genomfördes en konceptuell beräkningsmässig verifiering av den armerade betongdelen. För ett definierat ogynnsamt lastfall studerades bärförmågan i brottgränstillståndet samt bruksgränstillståndet. Betongdelen var relativt lätt att verifiera men reaktionen i tegelskalet var svårare att förutsäga.

För att kunna avgöra hur väl lösningen står sig i verkligheten behövdes en praktisk verifiering genomföras. Sex stycken provkroppar av balkarna tillverkades. Balkarna delades upp i två grupper med två olika typer av fästbruk, LIP och Weber. Målsättningen med dessa tester var att kunna studera balkarnas beteende i bruksstadiet och i synnerhet få en uppfattning om påfrestningen och eventuella skador på tegelskalet.

Resultaten visade på att fästbrukets egenskaper är en avgörande faktor för sprickbildningen i tegelskalet. Balkar tillverkade med fästbruk av typen LIP var fördelaktigt gentemot ett fästbruk av typen Weber p.g.a. dess lägre elasticitetsmodul och hållfasthet. Vid en

nedböjning på ungefär $L/500$ är största sprickbredd dubbelt så hög hos en balk med fästbruket Weber än hos en med fästbruk av typen LIP.

Undersökningen har givit indikationer på att denna lösning kan fungera som överbrygning av en dryga tre meter bred öppning med last från tegelskalmur motsvarande tre till fyra våningar. Sett ur aspekten brott finns det inget som tyder på att bärförmågan inte är tillräcklig. Bruksgränstillståndet och dess kriterier är däremot svårare att analysera men tester som genomfördes under korttidsbelastning visar att nedböjning och sprickbildning hålls inom acceptabla gränser.

Kapitel 1

Bakgrund

Tegelmurverket har en lång historia som sträcker sig flera tusen år tillbaka. Än idag finns det exempel på denna byggkonst i Babylon, Persien och Romarriket [1]. Det är ett material som överlevt flera tusen år för att än idag vara frekvent använt inom byggindustrin.

Anledningarna till att tegelmurverk är en betrodd byggnadsteknik är flera. Materialet har en god beständighet vilket många gamla kvarstående byggnader är ett bevis på. Det kräver dessutom förhållandevis lite underhåll. Underhållsintervallen kan vid korrekt konstruerade och genomförda byggnader uppgå till 50 år [1]. Tegelmurverk har om det utnyttjas rätt en god bärförmåga där det till stor del handlar om att utnyttja materialets förmåga att bära i tryck. Dessutom är murverkskonstruktioner ofta utsatta för såpass mycket tryck att det klarar situationer med böjmoment och tryck [1]. Materialet är obrännbart och därför beständigt mot brand. Det förlorar inte sin hållfasthet lika drastiskt som stål, det spjälkar inte som betong och det brinner inte som trä [1].

Runt 50-talet skedde en förändring inom byggindustrin. Tegelmurverket fick allt större konkurrens av armerad betong och trä. Dessa hade huvudsakligen den fördel gentemot murverk att de kunde belastas i drag. De var även fördelaktiga vad gäller möjligheten att värmeisolera. Utvecklingen ledde till att tegelmurverk gick från att användas som bärande stomme till att brukas som skal- och kanalmurar. Idag används det främst som ett klimat- och estetiskt skal.

Murverkets svaghet ligger i dess låga drag- och skjuvhållfasthet. Det utnyttjas med fördel i tryck och vid gynnsamt konstruerande går det att skapa imponerande byggnadsverk. Det är ofta vid öppningar i konstruktionens fasad som det uppstår komplikationer och materialet utsätts för drag. Dock om konstruktionen utformas efter materialets styrkor behöver inte storleken på öppningar vara speciellt begränsad. Till exempel genom att utforma konstruktionen kring öppningar så att lasterna bärs genom *valv- eller bågverkan*. I FIGUR 1.1 illustreras flera effektiva metoder att överbrygga öppningar.

I dagens moderna arkitektur ställs murverkets problem på sin spets. En anledning är att stora öppningar i fasaden favoriseras, dels för att det anses estetiskt tilltalande men även för att få ett stort ljusinsläpp. Ett exempel på detta illustreras i FIGUR 1.2. Utöver det vill arkitekten ha total frihet i gestaltningshänseende, vilket ofta leder till ett osymmetriskt mönster i fasaden. Många arkitekter tänker inte på fysikens lagar, vilket leder till komplicerade och för tegelmurverk ogynnsamma lastfall. Detta belyses närmre i avsnitt 6.1.



FIGUR 1.1: Tegelfasad med fördelaktig överbyggnad av öppningar [2]



FIGUR 1.2: Tegelfasad som kräver särskilda åtgärder angående bärformågan [3]

Det är när *balkverkan* utnyttjas i överbyggnaden som det leder till komplikationer med hållfastheten hos tegelmurverk. Det uppstår skjuvspänningar samt drag i underkant av överbyggnaden och som tidigare nämnt är detta en stor svaghet hos murverk vad gäller dess hållfasthetsegenskaper. Bli tvärkrafterna för stora kan det föranleda besvärlig sprickbildning i fasaden. Dessa sprickor ger främst upphov till visuella bekymmer snarare än bärighetsmässiga men är inte att försumma i dagens estetiskt medvetna samhälle.

Problemen blir dessutom än mer märkbara då arkitekten ritat fritt och utformar konstruktionen utan hänsyn till hur lasterna ska tas om hand. På så vis uppstår osymmetriska laster och stora tvärkrafter som är besvärliga att hantera. Svårigheten ligger främst i att hantera murverkets bristande tvärkraftskapacitet. Den låga tvärkraftskapaciteten är en följd av materialets låga skjuvhållfasthet som i sin tur är beroende av vidhäftningen i balkens liggfogar men även skjuvkapaciteten i fogbruket. En tumregel som används i praktiken är att om en likformig triangel går att rita in mellan stöden och inom överbyggnaden så behövs inga extra åtgärder vidtas för tvärkraftskapaciteten. Hade designen gjorts utifrån ett ingenjörsperspektiv hade många problem kunnat undvikas genom *triviala lösningar*.

Tegelmurverk har alltså gått från att användas som bärande stomme till att vara skalmurar. För att tegelmurverk inte helt ska försvinna krävs förändringar och det här arbetet syftar till att åstadkomma en förbättrad teknisk lösning för att överbygga större öppningar i skalmurar. Frågan har lett till de fall där särskilda åtgärder måste vidtas för att hantera tvärkraftsbelastade murverksbalkar. Senare i rapporten behandlas vanliga tilltagna metoder i dagsläget (se kapitel 3). Dessa metoder har för stora begränsningar eller för dyra. Kan man på något sätt *förbättra balken* i tegelmurverk? Hur ska denna isåfall utformas för att tekniskt lösa problemen med den bristande bärformågan? Finns det något material tegel fördelaktigt kan samverka med?

Kapitel 2

Om rapporten

2.1 Syfte

Rapporten grundas på mitt examensarbete och gjordes vid LTH, avdelningen för konstruktionsteknik i samarbete med Tegelmäster AB i Bara. Tegelmäster hade ett önskemål om att undersöka möjligheterna till förbättrad tvärkraftskapacitet i tegelbalkar. Huvudsakligen var det en lösning till ökad tvärkraftskapacitet som eftersöktes. Målsättningen var att hitta ett fungerande koncept att överbrygga breda öppningar med.

2.2 Metodik

Examensarbetet började med att det analyserades begränsningarna hos tegelmurverk och hur man eventuellt skulle kunna överbrygga dessa. Det hämtades inspiration och ideér från erfarna konstruktörer inom tegelbranschen. Detta informationsutbyte ägde rum främst genom möten där olika funderingar bearbetades. Processen ledde till att olika alternativ växte fram som tänkbara lösningar. Vidare genomfördes formella analytiska beräkningar för att hitta ytterligare grund att bygga vidare på. Sedan gjordes det en praktisk verifiering för det alternativ som framstod sig lämpligast. Detta arbete innefattade en tillverkningsprocess samt en laborationsdel.

2.3 Avgränsning

Omfattningen av rapporten har begränsats av LTH:s tidsram för examensarbete på civilingenjörsutbildningen, vilken innebär 30 högskolepoäng och ungefär 20 veckors arbete.

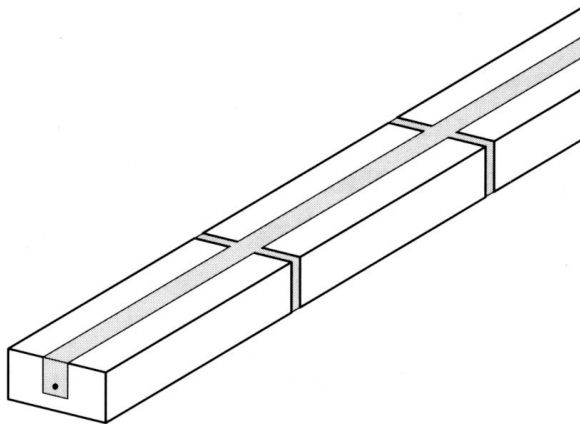
Den praktiska verifieringen genomfördes på fritt upplagda balkar, vilket får ses som en förenkling. I verkligheten tillkommer andra effekter eftersom balken interagerar med resten av konstruktionen i en vägg.

Kapitel 3

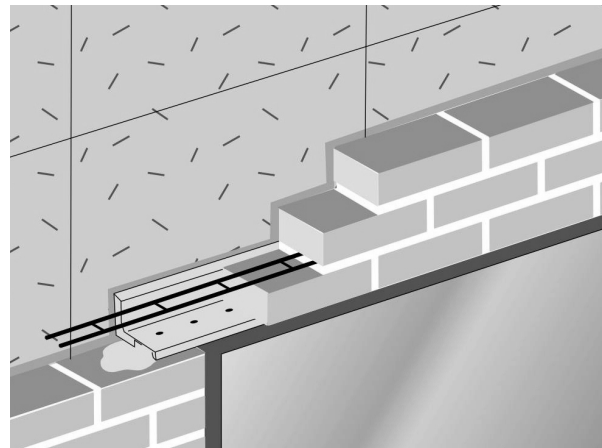
Dagens lösningar för att överbrygga öppningar i skalmurar

3.1 Armerad tegelbalk

När öppningar i skalmurar överbryggas genom att utnyttja balkverkan, måste tegelbalkens dragbelastade delar förses med armering. Det är vanligt förekommande att murverksbalkar antingen *spännarmeras* eller *slakarmeras* i understa tegelskiftet. Detta görs genom att ett utrymme i centrala delen av tegelstenen sågas ut för att gjutas igen med betong och armering. För ytterligare beskrivning se FIGUR 3.1. Ett annat sätt att armera konstruktionen på är att implementera liggfogsarmering i understa skiftet. Vanligtvis används så kallad stegarmering. Armerade tegelbalkar kan kombineras med en plåtform undertill som blir kvarsittande i konstruktionen. Ett exempel på hur det kan se ut illustreras i FIGUR 3.2.



FIGUR 3.1: Tegelskift med armering inbäddad i betong [4]

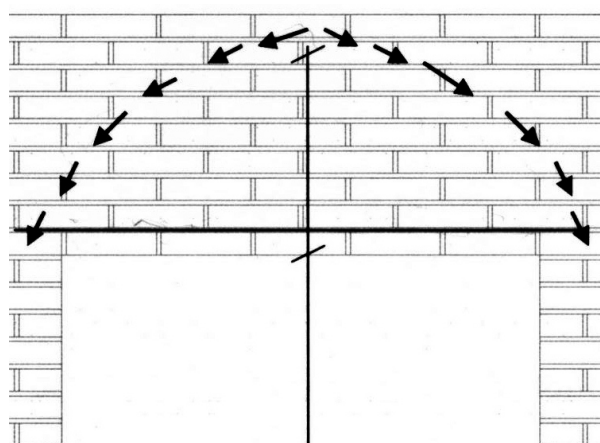


FIGUR 3.2: Exempel med murverksbalk med liggfogsarmering och plåtform [5]

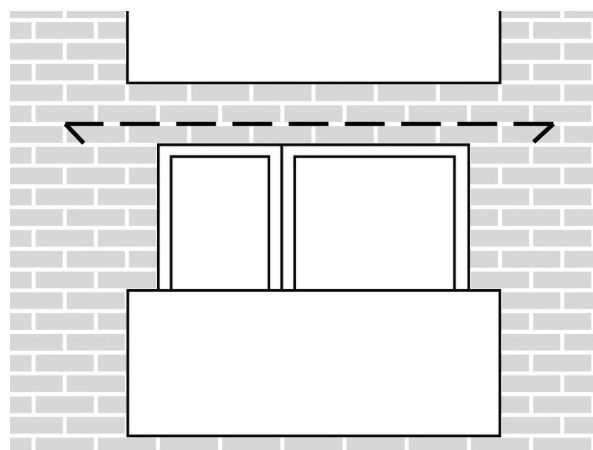
Hur denna lösning fungerar beror mycket på överbyggnades höjd. I normala fall uppstår antingen balkverkan, valvverkan eller både och i överbyggnaden. Det som avgör är förhållandet mellan överbyggnadens höjd (h) och bredd (L). Förenklat går det säga att vid $L/h < 2$ dominerar valvverkan och vid $L/h > 6$ dominerar balkverkan. Där emellan är det

en gråzon med bidrag från båda effekterna [6]. *Armerade tegelbalkar används både vid valvverkan och balkverkan.*

Vid valvverkan är det överbyggnadens höjd som styr bärförmågan. Det går att spekulera i det armerade skiftets inverkan på bärrigheten eftersom murverket kommer att spricka upp långt innan armeringen tar kraft. Egentyngden av murverket under trycklinjen hålls inte uppe av armeringen initiiellt utan förs upp till trycklinjen genom vidhäftning mellan tegel och fog och fungerar likt ett valv. FIGUR 3.3 illustrerar detta fenomen där pilarna markerar trycklinjen.

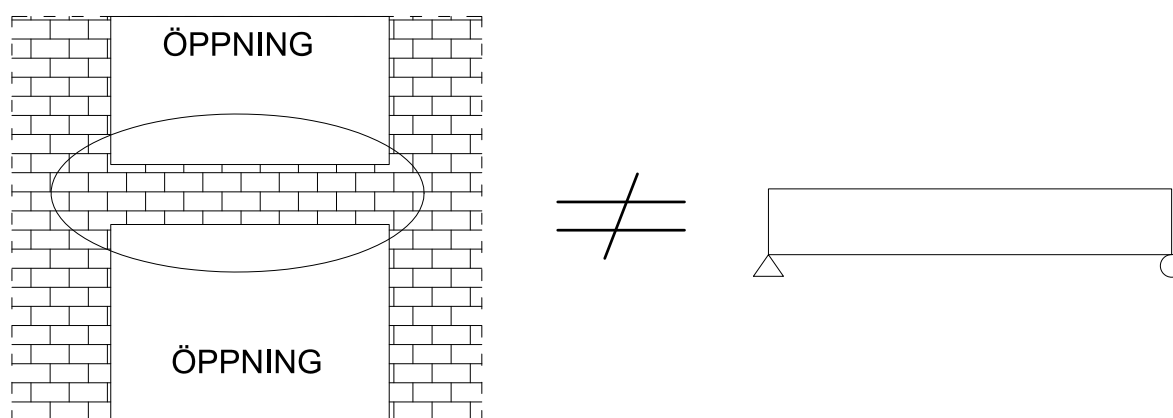


FIGUR 3.3: Exempel där valvverkan uppstår i överbyggnaden [2]



FIGUR 3.4: Exempel där balkverkan uppstår i överbyggnaden [7]

De fall där balkverkan är dominerande kan det armerade skiftet ge ett tillskott till bärförmågan. FIGUR 3.4 illustrerar ett exempel där balkverkan uppstår i överbyggnaden. I situationer när både valv- och balkverkan kan tillgodoräknas ($2 < L/h < 6$) är det armerade skiftet inte alltid nödvändigt. Det har visat sig att dessa fall klarat sig även utan det armerade skiftet när balken ingår i det större systemet. Detta har att göra med att det tillkommer flera andra effekter som bidrar till att hålla ihop överbyggnadszonen i en enhet med övriga konstruktionen. Ett exempel på en sådan effekt är inspanning vid överbyggnades ändrar.



FIGUR 3.5: Ett murverkssystem är komplext

Det armerade skiftet fungerar oftast som en *ingenjörsmässig säkring* i konstruktionen

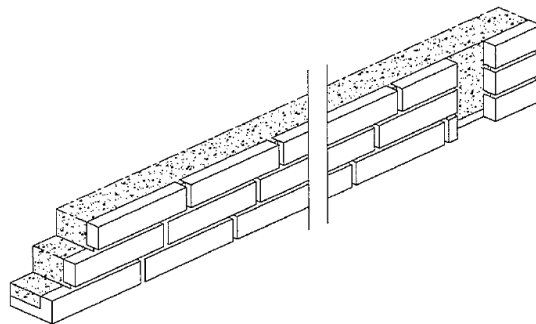
istället för att bidra till bärrigheten. Användningen har delvis att göra med att det är komplicerat att analysera en murverkskonstruktion med öppningar. Då fungerar denna metod som ett enkelt sätt att verifiera just denna kritiska zon vid öppningar.

Det bör även nämnas att det är ofta som det armerade skiftet släpper från övriga murverket och bildar en ful glipa. Anledningarna till detta är flera:

- vidhäftningen är sämre i det armerade skiftet på grund av att det bildas en cementhud över betongdelen [6]
- krympningen i betongen ger ogynnsamma spänningar [6]
- teglet har en tendens att svälla vid kontakt med fukt vilket i kombination med betongens långtidsdeformation ger en krökning av skiftet [6]

Ett annat nämnvärt problem är att lösningen inte hanterar den bristfälliga tvärkraftskapaciteten. Tvärkraftskapaciteten är huvudsakligen beroende av vidhäftningsförmågan i balkens liggfogar, vilket det armerade skiftet inte har positiv inverkan på.

I *Danmark* används en annan typ av tegelbalk som går ut på att tegelskärvor gjuts in i en armerad betongbalk (se FIGUR 3.6). Balken isoleras från övriga murverket längs alla kontaktytor, med murpapp och rörelsefogar [8]. Det har visat sig att denna lösning har problem med att tegelskärvor spricker upp och t.o.m. ramlar av från balken [9]. Rimligen beror skadorna på rörelser i betongen (såsom krympning) och att dessa utsätter teglet för allt för höga spänningar.

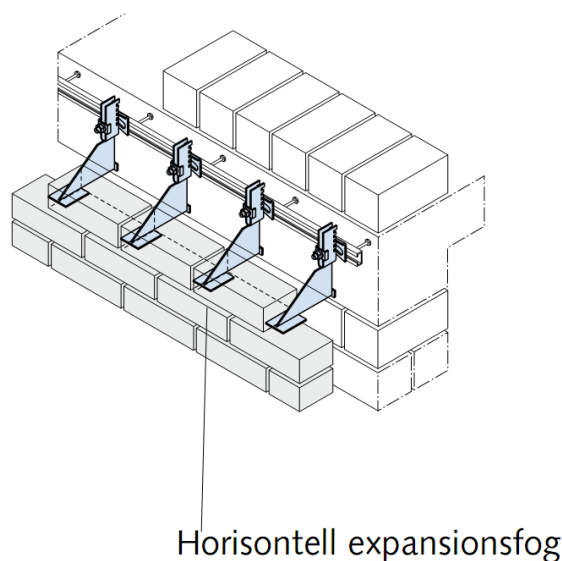


FIGUR 3.6: *Dansk tegelbalk* [8]

3.2 Upphängning i konsoler

En vanligt förekommande lösning för att ta hand om laster när man har stora öppningar och kanske den bästa är att hänga upp överbyggnaden i konsoler (se FIGUR 3.7). Denna utväg används oftare vid större projekt. Lasterna förs in i bjälklaget och med andra ord hänger man upp skalmuren i den bärande stommen.

En nackdel med den här lösningen är det höga priset. På ett ungefär ökar kostnaden med över 50 % vid implementering av denna lösning jämfört med att föra ner skalmurens egentyngd i fundamentet [6]. Kostanden stiger p.g.a. att det är ett tidskrävande jobb att installera konsolerna vars antal styrs av vilket c-c avstånd lasterna kräver. Ett *högt pris*



FIGUR 3.7: Ett exempel på hur konsoler används [10]

kan skrämman iväg beställare som istället vänder sig till ett annat konstruktionsmaterial som erbjuder en billigare lösning.

3.3 Tänkbara lösningar

Det går att tänka sig några andra lösningar än vad som normalt används i dagens läge. Här presenteras två alternativ som väckt funderingar men inte kommer behandlas vidare i rapporten.

Vertikalarmering Vertikalarmering skulle gå till på så sätt att skjuvarmering gjuts in i tegelmurverket. Dessa skulle sträcka sig över ett lämpligt antal skift och på så sätt bidra till ökad tvärkraftskapacitet på samma sätt som i en tvärkraftsarmerad betongbalk. En uppenbar nackdel och bekymmer skulle vara att passa in järnen med stenarnas förband och det skulle krävas att stenarna förses med anpassade hål. Det skulle antagligen vara en komplicerad och tidskrävande produktionsprocess som tar cirka två till tre gånger längre tid att mura upp i jämförelse med en balk av normaltegel [11]. En annan nackdel är att leverantörer tenderar att välja bort håltegel eftersom det har sämre bärförmåga och löper större risk att spricka upp eller spjälka av än traditionellt massivt tegel.

Ökad vidhäftningsförmåga En rimlig väg att höja tvärkraftskapaciteten på skulle vara om det går att öka vidhäftningsförmågan mellan sten och fog. Detta skulle möjligtvis kunna uppnås genom att behandla tegelstensens yta så att den får ökad friktion mot fogen och/eller större specifik area. Ett annat tillvägagångssätt skulle kunna vara att undersöka om det går att förändra murbrukets egenskaper och ge det en mer fördelaktig karaktär vad gäller vidhäftning.

Kapitel 4

Förstudie

4.1 Inledande fas

Litteraturstudie Under den inledande fasen lades fokus på att få en översiktlig förståelse av tegelmurverk. På grund av att ämnet inte ingår i utbildningen var kunskaperna begränsade i detta skede. Information som materialegenskaper, samspel med yttre faktorer, roll i dagens byggindustri och grundläggande begrepp var nödvändigt införskaffa.

Lämpligen gjordes en litteraturstudie inom tegelmurverk. Litteraturen bestod i huvudsak av två böcker, *'Bärande Tegelmurverk'* [1] samt *'Rätt Murat och Putsat'* [4] båda från *AB Svensk Byggtjänst*. *Bärande Tegelmurverk* är en konstruktionshandbok som behandlar de flesta vanliga byggtekniska system man kan ställas inför. *Rätt Murat och Putsat* är också en handbok men behandlar konstruktionsdelen mer kortfattat och inte lika brett. I kontrast till *Bärande Tegelmurverk* erbjuder den mycket bilder och information om murverks egenskaper.

Angriper problemet För att börja undersöka problemet med begränsad tvärkraftskapacitet i murade balkar och eventuella lösningar ägde ett antal möten rum med en grupp bestående av LTH och Tegelmäster. Mötena gick ut på att skapa en djupare förståelse för problemet och gemensamt hitta en realistisk väg att bygga utredningen och examensarbetet på.

För att ytterligare sondera terrängen stämde det träff med Tomas Gustavsson, en expert på området tegelkonstruktion som från sin infallsvinkel bidrog med nyttig information.

Det sattes upp en målsättning om att en rimlig överbryggningsbredd var tre till fyra meter. Ytterligare var förhoppningen att hitta en lösning som har förmågan att bära last från tre till fyra våningar tegelskalmur. För att förtydliga ska balklösningen utgöra en del i tegelskalmuren, vilket sätter kraven på geometri och estetik.

4.2 Samverkanstvårsnitt

I samförstånd med LTH och Tegelmäster beslutades det att undersöka ett alternativ som bygger på att ett kombinerat tvårsnitt av tegelmurverk och betong ska samverka till relevant bärförmåga.

Koncept I avsnitt 3.1 berördes ämnet armerade tegelbalkar som en vanlig lösning till att förstärka en tegelkonstruktion som utsätts för böjning. Det går ut på att understa skiftet/skiften förses med dragarmering.

Konceptet gick ut på att ta denna grundtanke med dragarmering och utveckla vidare genom att byta ut det armerade murverksskiftet mot en armerad betongbalk med högre bärförmåga. Den armerade betongbalken ska dessutom övermuras med ett antal skift. Betong- och murverksdelen ska bilda ett gemensamt tvårsnitt som *samverkar* för att fungera som en balk.

Betongdelen är positionerad i botten av tvårsnittet och utgör en mindre del av balken än skiften murverk, samt att när balken implementerats i en konstruktion tillkommer ytterligare tegelmurverk i form av överbyggnad. Ett resultat av detta är att betongen till största del förmodligen kommer att fungera som en dragzon. Det innebär att ett tvårsnitt erhålls där den armerade betongdelen arbetar i drag och murverksdelen i tryck. Det är det optimala scenariot för elementens egenskaper.

Problematik Det som är tvårsnittets svagaste punkt är gränsen mellan materialen. Betong och murverk besitter olika materialegenskaper med stor skillnad i styvhet. Det innebär att materialen vill deformeras olika och det kan skapa stora *spänningar i gränsskiktet*. En annan skillnad hos materialen är längdutvidgningskoefficienten. Exempelvis vid termiska laster kan expansion i materialen uppstå och eventuella skillnader skulle orsaka spänningar i gränsskiktet.

Tvärkrafter är något som bygger på problemet ytterligare genom att utöva skjuvning på balken. Detta kan göra att sprickbildning uppstår i tvårsnittet och i synnerhet i nivå med materialgränsen. Så länge sprickbildningen är begränsad behöver det inte vara några större bekymmer eftersom det trots sprickor finns möjlighet till god bärförmåga genom friktion.

Problemen blir ofrånkomliga om sprickan blir så pass märkbar att ytorna förlorar kontakt med varandra. *Det kommer påverka hur stora laster som överförs mellan materialen och direkt vilken samverkans effekt tvårsnittet tillgodogör sig.* Skulle materialen skjuvas av fullständigt från varandra lär det inte bara uppstå en ful glipa utan samverkans effekten mellan materialen går helt om miste.

Parameterstudie I en beräkningsmässig studie undersöktes begränsningarna med detta koncept. Det utfördes en parameterstudie över ett antal olika tvårsnittsmodeller. Parameterstudien i sin helhet finns i bilaga D.

Betongdelen har en höjd motsvarande två skift tegel (140 mm) som övermuras med två varierande antal skift. Övermurningen i de två fallen är tre (210 mm) respektive fem skift (350 mm). Utöver varierande tvårsnittshöjd armeras de med tre, fyra och

fem lager stegarmering. Dessa tvärsnitt kontrolleras vid två olika längder, tre och fyra meter. Totalt ingick tolv balkar i studien.

Sammanfattande resultat I studien gjordes en beräkningsmässig uppskattning av momentkapacitet och tvärkraftskapacitet i brottgränstillståndet. Vad gäller momentkapacitetet gick det att komma upp i relativt stora överbyggnader. 8,1 meter överbyggnad för en fyra meter lång balk och 14,3 meter för en tre meters balk.

Tvärcraftskapaciteten däremot visade sig vara begränsad. Resultaten visade att maximal tillåten överbyggnad endast är 1,7 meter.

I bruksgränstillståndet gjordes en bedömning av begränsande tvärkraft i avseende på skjuspänning gränsskiktet mellan betong och murverk. Tanken var att få en uppfattning om samverkans-effekten materialen emellan. Beräkningarna visade på att överbyggnader upp till 3,5 meter är möjligt.

Slutsatsen blev att denna modell är alltför begränsad för att bära de tvärkrafter som uppstår i aktuellt lastfall.

4.3 Betongbalk i tegelskal

Efter att ha dragit slutsatsen att det första alternativet om samverkanstvårsnitt inte uppnår tillräcklig bärförmåga riktades fokus mot ett alternativ med en armerad betongbalk som kläs i tegel.

Koncept Med insikten att det krävs en *betydligt starkare konstruktion* vändes tankarna mot en betongbalk. Betong är ett pålitligt samt förutsägbart material som om det armeras kan bära stora laster i flera riktningar. I motsats till samverkanstvårsnittet där betongen och murverket skulle samverka till bärförmåga, var tanken här att betongbalken skulle klara bära all last på egen hand. Det stora problemet är tvärkraftskapaciteten men med ett relativt stort betongtvårsnitt går det att tvärkraftsarmera och på så sätt väsentligt höja kapaciteten.

Eftersom elementet ska sitta i en tegelkonstruktion måste balken kläs in på något sätt i tegel så att det passar in i förbandsmurningen. Det var ett problem som inte hanterades djupare i detta skede.

Problematik Det största bekymret var att det ställs krav på att betongbalken är *mycket slank*. Detta har att göra med att konstruktionens sammanlagda bredd endast får vara 108 mm, vilket är standardbredden för danskt tegel. Det innebär att utrymmet är begränsat för en betongbalk. Vidare kommer slankheten att begränsa mängden armering som är möjlig att använda.

Det är tänkt att tegelskärvor ska fästas på betongbalken i efterhand för att ge balken dess visuella prägel. Problemet kommer att vara att hitta ett fästbruk som är lämpligt för ändamålet. Det vill säga att bruket besitter sådana egenskaper att det fäster tillräckligt bra mot både tegel och betong samt att det medger stora deformationer.

Parameterstudie Det genomfördes en parameterstudie (se bilaga E) för att få en uppfattning av om en rimlig storlek på tvärsnittet kan armeras så att det klarar relevanta laster och isåfall vid vilken armeringsgrad. I studien ingick olika långa balkar med ett tvärsnitt om 83 x 395 mm. Dessa försågs med varierande tvär- och horisontalarmering.

Sammanfattande resultat Vad gäller momentkapaciteten visade det sig att det är möjligt att bära 16,8 och 29,8 meter överbyggnad för en fyra respektive tre meter lång balk.

Vid tvärkraftsarmering med de grövsta byglarna i studien (8 mm i diameter) kan balken bära laster upp till 16,3 och 21,7 meter vid en fyra respektive tre meter lång balk. Detta i avseende på tvärkraftskapaciteten i brottgränstillståndet.

Slutsatsen blev att det bör vara fullt möjligt att skapa en balk som klarar av att bära tillräckligt stora laster i brottgränstillståndet.

Kapitel 5

Rapportens huvudobjekt - betongbalk med tegelbeklädning

Detta kapitel behandlar en beskrivning av det alternativ som arbetet huvudsakligen grundas på. Det är ett bärande element i form av en armerad betongbalk som kläs i ett skal av tegel för att uppfylla estetiska krav. Se ritningar i bilaga B.

5.1 Beskrivning

Armerad betongbalk Valet föll på ett alternativ som kändes realistiskt med avseende på lönsamhet och tillverkningsmöjlighet. Tillräcklig bärförmåga uppnås genom att implementera en armerad betongbalk i tegelväggen. Denna balk ska dimensioneras så att den klarar att *bära upp all last från överbyggnaden* på egen hand. Genom att tillföra skjuv- och dragarmering är det möjligt att bygga flera våningar tegelskalmur över en balk med en för undersökningen relevant längd.

Tegelskal Eftersom balken ska vara en del i en tegelvägg behövs den kläs in i tegelskärvor för att bilda ett skal av estetisk funktion. Balken kommer att bära all last medan skalet måste sitta där för utseendets skull. Beklädnaden i sin tur ställer vissa krav på balkens dimensioner att passa in i murverket. Tegelskärvor kommer att sågas ut i passande dimensioner för att användas i beklädnaden av betongbalken. Det är just i samband med skalet det förväntade problemet och en frågeställning av stor vikt uppstår. Tegelskärvorna ska fästas på betongbalken på ett lämpligt vis. Vid applicering av beklädnad måste det tas hänsyn till flera olika aspekter. Dessa är bland annat att balkarna ska kunna tillverkas i förväg och att det därför inte är möjligt att gjuta in teglet i balken just av en produktionsteknisk anledning. Dessutom hade det inte varit säkert att teglet klarat utstå eventuella spänningar som uppstår i betongen vid härdning samt vid pålastning och deformationer.

Teglet ska alltså appliceras i efterhand, gärna så sent som möjligt så att betongen fått härda och krympa så mycket som möjligt. Ett lämpligt *fästbruk* används för att i första hand säkra stenarnas vidhäftning mot balken men även om möjligt fungera som ett avlastande skikt emellan betong och tegel. Fästbruket måste ha hög vid-

häftningskapacitet mot såväl tegel som betong samtidigt som det bör vara elastiskt för att minska rörelser från betongen att överföras till tegelskärvorna. Spänningar kan föranleda att stenar och fogar antingen spricker upp eller lossnar. Förutom att fästbruket bestitter lämpliga egenskaper så är tanken att det ska appliceras med en relativt hög tjocklek för att ytterligare främja möjligheten att ta upp deformationer.

Material Stenarna som används till skalet är av danskt normalformat med en ursprunglig dimension på 228x108x54 mm. Det används blandade sorters stenar av typen 'Blodstrøgne, massive' från 'Egersund tegl'. De är röda, slagna och medelsugande.

Fogbruket är av typen 'M 2.5' men kallas även för 'B-bruk'.

Fästbruket är av fabriken Weber och LIP. *Weber Set 610 Multi DR* är en dammreducerande flexibel fästmassa av klass C2. Det används till de flesta typer av keramik, natursten, mosaik och konstgjorda plattor på golv. *LIP Multi Kakelfix Lätt* är en dammreducerande plasticerad cementbunden fästmassa. Den är vattenfast, frostsäker och oorganisk. Används för uppsättning och läggning av kakel, klinker marmor, tunntegel och betongplattor.

Betongkvalité är C45 med ett vct runt 0,4 och armeringstyp är B500BT.

Lyftanordning Balkarna är relativt tunga, runt 300 kg och måste således hanteras med någon form av lyftanordning. Hylsor har gjutits in på två ställen, vid momentnollpunkterna och i dessa skruvas två öglor ner. Detta ska göra det enkelt och säkert att lyfta balkarna med maskin. Vid monteringen av hylsorna var det tvunget att kapa ovankantsarmeringen för att få ner lyfthylsorna mitt i betongen. Detta kommer inte ha någon nämnvärd effekt på bärförmågan då den tryckta armeringen finns där främst för att jämna ut krympningen i betongen.

Stagning På grund av att balken är slank och hög måste ovankant stadgas så att balken förhindras att rotera kring längsgående axel (vipa). Detta är viktigt vid laborationerna men också i ett verkligt fall.

5.2 För framtida produktion

Effektivisering I dagens pressade byggindustri ligger hela tiden stort tryck på effektivisering och en del av detta är modulanpassning. Därför är det till stor fördel att kunna förtillverka betongbalkarna under lågsäsong och sedan härda utan tidspress för att vid lämpligt tillfälle plockas fram och kläs i valfritt skal.

Krympning Det är det viktigt att betongbalken får härda minst 30 dagar för krympningens skull. I så hög mån som möjligt bör tegelskalet samt fästbruket skyddas från de krympningsrelaterade spänningar som en betongbalk kan ge upphov till. Förutom skador på skalet skulle det kunna uppstå deformationer i fasaden.

Fabrikstillverkning En fråga som skulle kunna vara aktuell är om det finns möjlighet att mura skalet ute på byggarbetsplatsen. Dock är det en fördel att göra det på

fabrik. Förutom att det är en lugnare arbetsmiljö så är det förmodligen en fördel med tillgång till arbetsbord för att kunna ha balkarna liggandes ner. Det är enklare att trycka på stenarna samt att få dem att sitta där på plats när balken ligger ner. Dessa förutsättningar är svårare att uppfylla ute på byggarbetsplatsen.

Rörelsefogar För att minska risken för svårförutsedda och komplicerade andrahands effekter som uppstår när balken muras in i murverket kan det vara aktuellt att placera rörelsefogar runt om balken. På så sätt säkras att elementet beter sig så likt en balk som möjligt. Dessutom finns det andra risker med att fullständigt mura in balken, till exempel skulle balken vid deformation kunna dra med sig omkringliggande tegel under stöden och på så vis åstadkomma skador i fasaden [12].

Överhöjning Ett sätt att motverka eventuell störande nedböjning är att vid gjutning förse balken med en initial överhöjning.

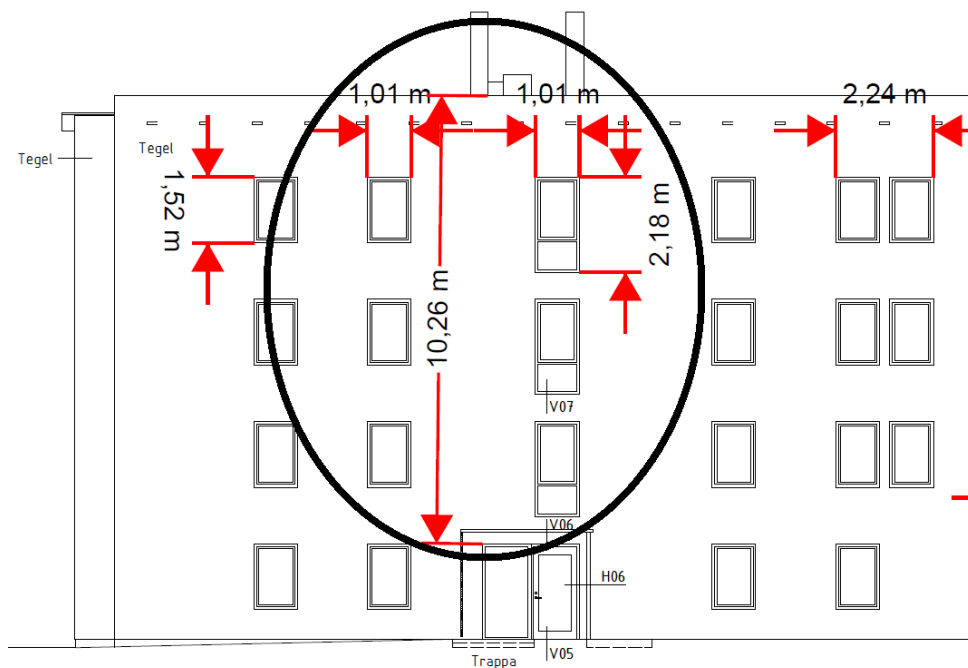
Kapitel 6

Konceptuell verifiering

Detta kapitel behandlar kortfattat en beräkningsmässig kontroll av den valda balkens bärförmåga och utgör endast utvalda delar. Den fullständiga verifieringen finns i bilaga 6. Det bestäms ett antal olika samband för ett definierat lastfall. Vidare görs en kontroll i brottgräns- och bruksgränstillståndet.

6.1 Lastfall

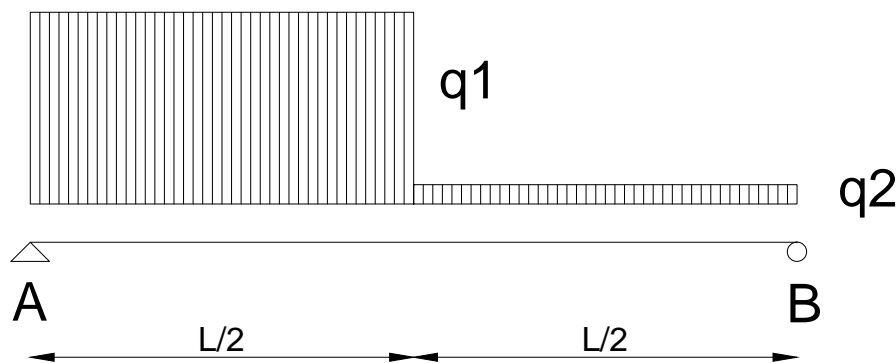
Först måste ett lastfall definieras. Ritningar från Tegelmäster har använts för detta ändamål, se FIGUR 6.1. Karakteristiskt för lastfallet i undersökningen är att det finns en stor lastskillnad om de bägge balkhalvorna. I bifogat lastfall är relationen mellan halvornas respektive överbyggnadshöjd ungefär 10:1.



FIGUR 6.1: Detta lastfall ligger till grund för beräkningar av balkens bärförmåga

6.2 Beräkningsmodell och samband

Det karakteristiska lastfallet i FIGUR 6.1 har förenklats i en beräkningsmodell. Denna kommer att ligga till grund för dimensionering av tegelbalkarna samt all lastberäkning i rapporten. Se FIGUR 6.2.



FIGUR 6.2: Förenklad beräkningsmodell av lastfallet

Beräkningsmodellen som betraktas är en fritt upplagd balk med en jämnt utbredd asymmetrisk last, där lasten har varierande storlek om de båda balkhalvorna.

Det antas att $q_1 = 10q_2$ och detta förhållande gäller i hela rapporten. Alla angivna laster syftar till q_1 .

Denna beräkningsmodell har använts för att bestämma ett flertal samband.

Maximalt moment:

$$M(L)_{max} = 0,075q_1L^2$$

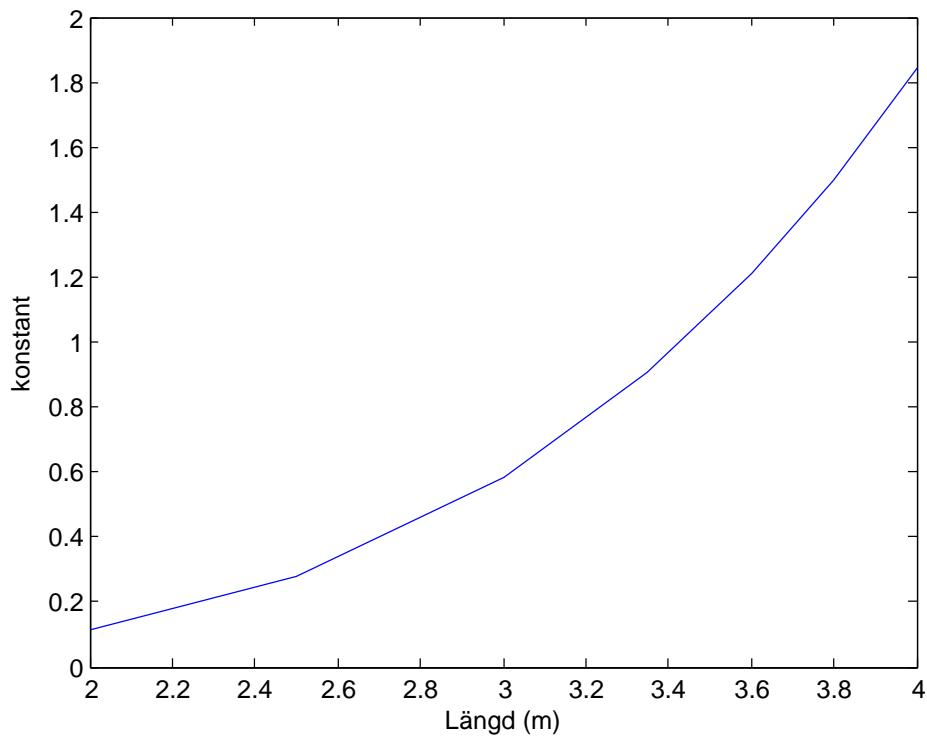
Maximal tvärkraft:

$$V(L)_{max} = -q_1 \frac{31L}{80}$$

Formeln för maximal nedböjning varierar för olika balklängder. Vid balklängd 3,348 meter vilket är längden på balkar som ska tillverkas ser formen ut som:

$$v_{max} = -0,905 \frac{q_1}{EI}$$

I FIGUR 6.3 går det avläsa motsvarande konstant (0,905) för olika längder mellan två och fyra meter.



FIGUR 6.3: Konstanten för nedböjningens form i förhållande till längden

6.3 Materialvärden

TABELL 6.1: Hållfasthetsvärden för betong

Betongkvalité	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (GPa)
C45	45	30	3,8	36

TABELL 6.2: Hållfasthetsvärden för armering

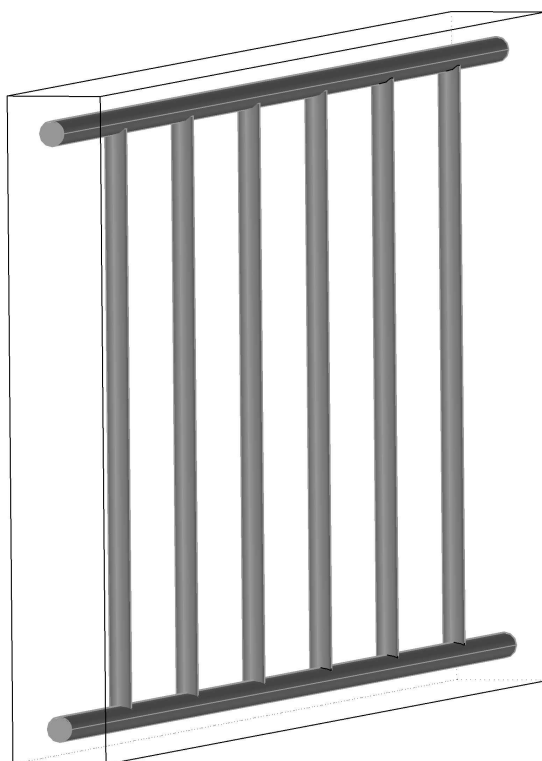
Armering	Diameter (mm)	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)
B500BT	6 - 32	500	435

6.4 Brottgränstillståndet

Beräkningsmodell

Balken har en höjd på 414 mm och en bredd på 60 mm. Längsgående armeringsjärn har en diameter på 16 mm och motsvarande 8 mm för byglar. Täcktskitet i både ovan- och underkant är 30 mm till längsgående armering. Byglarna placeras ut med ett c-c avstånd

på 150 mm. Se principskiss i FIGUR 6.4 och för en mer detaljerad beskrivning se ritning i bilaga B.1.



FIGUR 6.4: Principskiss av betongelementet

Moment- och tvärkraftskapacitet

Dimensionering har gjorts enligt Eurokod 2 [13].

Momentkapaciteten för tvärsnittet beräknades till 30700 Nm. Kapaciteten och en balklängd på 3,348 meter resulterar i en begränsande last på 27100 N/m.

Tvärkraftskapaciteten för tvärsnittet beräknades till 49300 N. Kapaciteten och en balklängd på 3,348 meter resulterar i en begränsande last på 28200 N/m.

Det innebär att *dimensionerande last* i brottgränstillståndet är 27100 N/m. Tegelmurverk har en tunghet på 18,6 kN/m³ vilket ger en last från överbyggnaden på ungefär 2000 N/m. Inklusiv balkens egentyngd resulterar detta i en ungefärlig överbyggnad på 13,5 meter.

För att förtydliga upprepas att denna last står för q_1 i lastrelationen $q_1 = 10q_2$ vilket innebär att överbyggnaden om var sida av balken är 13,5 respektive 1,35 meter.

Med avseende på dessa beräkningar är det ett rimligt antagande att balkens lastkapacitet begränsas av dess momentkapacitet. Marginalen är inte stor men det ska även nämnas att tvärkraftskapaciteten beräknades enligt värsta scenario.

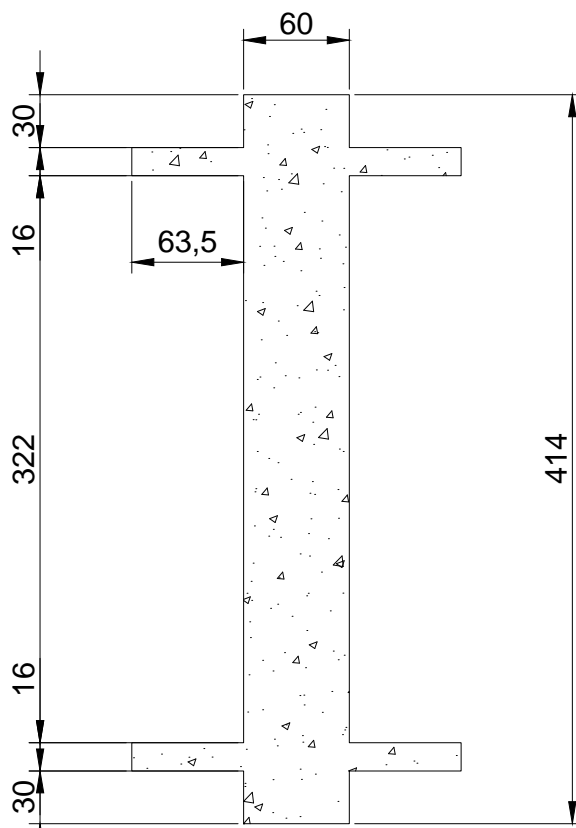
6.5 Bruksgränstillståndet

Nedböjningen är en viktig parameter i bruksgränstillståndet och den som hänger ihop med betongelementet. Den andra viktiga aspekten i detta arbete är exempelvis sprickbildning i tegelskalet. Sprickbildningen är svår att analysera teoretiskt men senare i avsnittet presenteras en modell för att beskriva fenomenet.

Beräkningar har gjorts enligt Eurokod 2 [13].

Balken består av två sammansatta material, stål och betong. Egenskaper som styr långtidseffekter skiljer sig åt för dessa material och därför behövs några antaganden och beräkningar genomföras för att definiera en beräkningsmodell. Med tiden får betongens elasticitetsmodul en skenbar minskning p.g.a. krypning. Kryptalet har satts till ett vilket ger betongen en effektiv E-modul på 18 GPa.

Genom att ha konverterat stålets area till betongarea via förhållandet mellan materialets E-moduler har en beräkningsmodell av tvärsnittet skapats (se FIGUR 6.5). Denna beräkningsmodell användes för att uppskatta tvärsnittets tröghetsmoment.



FIGUR 6.5: *Ekvivalent tvärsnitt där stålarea konverterats till betongarea*

En uppskattning av deformationen gjordes genom att först beräkna nedböjning för osprucket tvärsnitt med konstant styvhet EI_I samt nedböjning för helt sprucket tvärsnitt med konstant styvhet EI_{II} .

$$v = \xi v_{II} + (1 - \xi)v_I$$

Enligt beräkningarna spricker tvärsnittet upp vid en last motsvarande 8600 Nm och då är nedböjningen ungefär 1 mm. *Detta sprickmoment kommer att jämföras med uppskattat sprickmoment i försöken. Observera att det tagits hänsyn till långtidseffekter hos betongen i beräkningarna. Det innebär att sprickmomentet är en aning underskattat i detta avseende i jämförelse med korttidsbelastningen under försöken.*

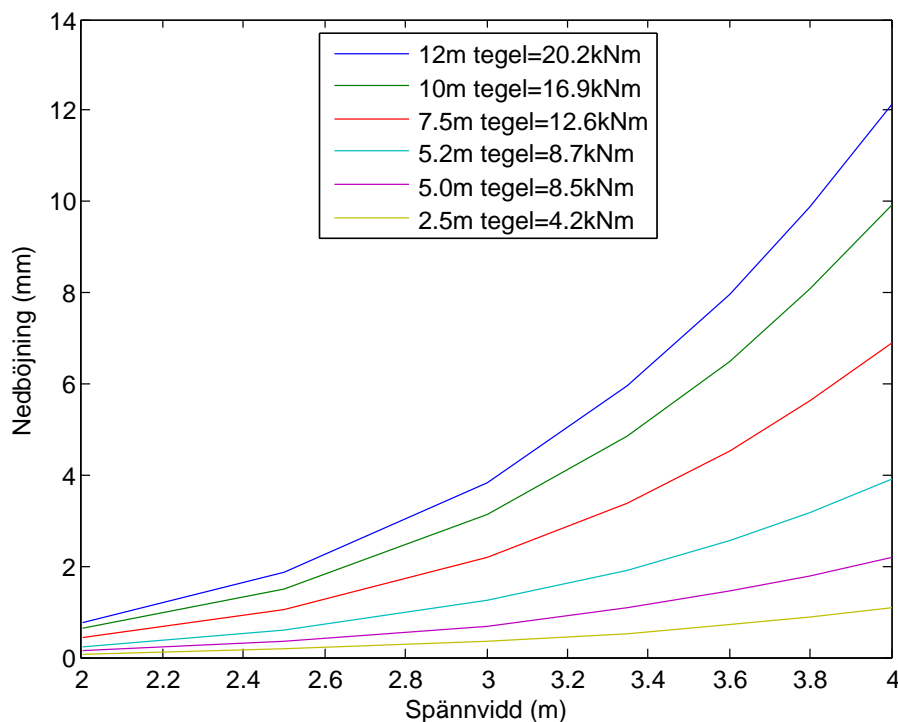
Vidare beräknades nedböjning för laster upp till motsvarande tolv meter överbyggnad vid olika spännvidder på balkar. Tolv meter motsvarar cirka fyra våningars höjd och balken ska enligt beräkningar i avsnitt 6.4 klara överbrygga höjder i de trakterna. Last motsvarande 12 meter tegel var även i närheten av dimensionerande last i brottgränstillståndet.

I diagram 6.6 och 6.7 går det avläsa förhållandet mellan nedböjning–spännvidd–last.

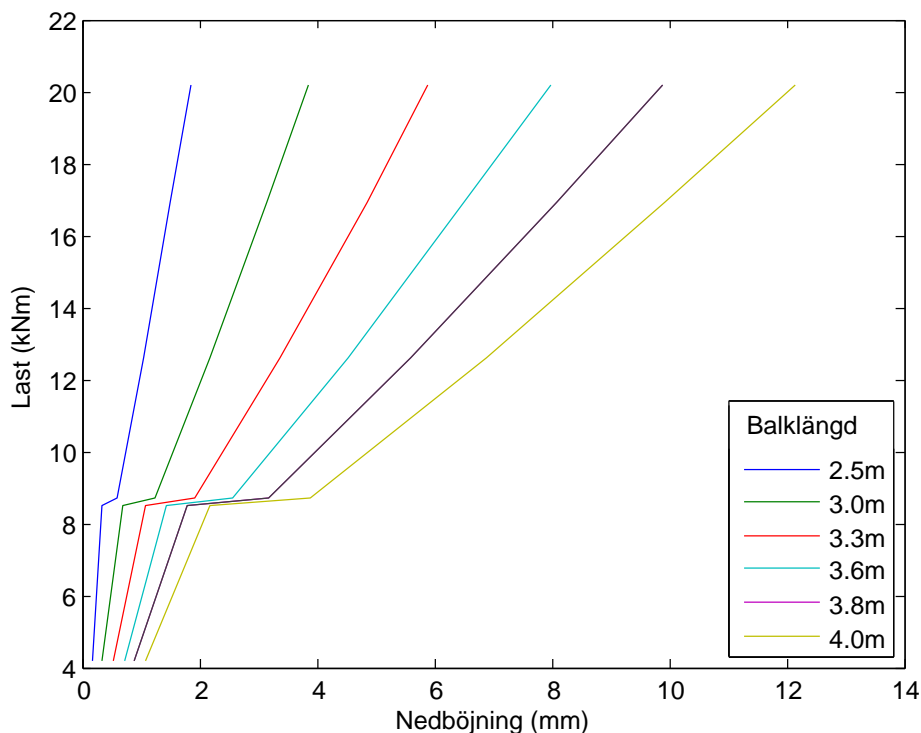
Laster förhåller sig till lastrelationen $q_1 = 10q_2$.

Nedböjningskravet för betongkonstruktioner enligt Eurokod är $L/500$ då det föreligger risk för skador på angränsande konstruktionsdelar. Vald balk som har en längd på 3,3 meter får enligt beräkningarna en nedböjning på ungefär 6 mm vid 12 meters överbyggnad och det motsvarar $L/550$. *Beräkningarna i bruksgränstillståndet är en kompromiss mellan att verifiera balken enligt Eurokod och kunna göra en jämförelse med laborationsförsöken.*

Vid analysen av provkropparna i rapporten används $L/500$ som ett kriterium för övre gräns i bruksstadiet.



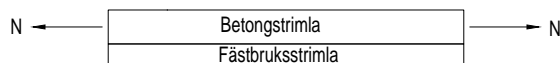
FIGUR 6.6: Diagram över nedböjningen i förhållande till spännvidd vid olika last



FIGUR 6.7: Diagram över last i förhållande till nedböjningen vid olika spännvidd

Sprickbildning

I Björn Engströms 'Beräkning av betongkonstruktioner' [14] beskrivs sprickbildningsprocessen hos armerade betongstavar. Det går ut på att stålet belastas av en dragkraft vilken ger spänningar som successivt överförs till betongen p.g.a. vidhäftningen mellan materia- len. I vårt fall är det betongen som belastas och spänningar överförs till fästbruket som i sin tur överför spänningar till tegelskärvarna. Se FIGUR 6.8. Allt eftersom kraften ökar i armeringen byggs spänningarna upp i betongen tills en spricka uppstår. För att en spricka ska uppstå måste påkänningen i betongen motsvara betongens draghållfasthet.

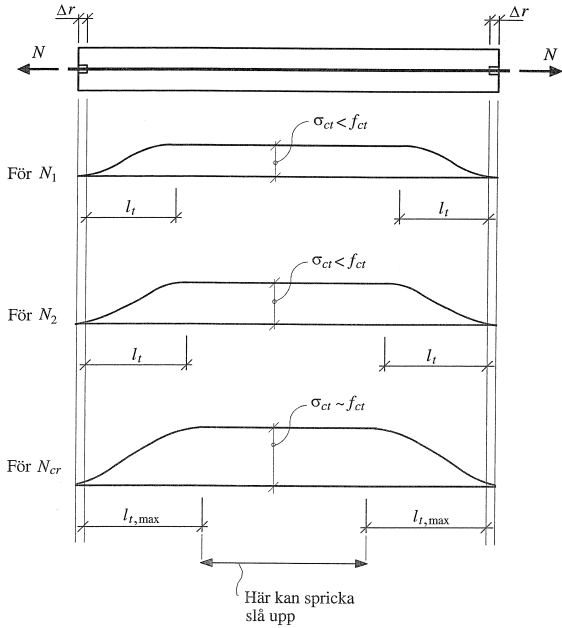


FIGUR 6.8: En förenklad modell av betongen och fästbruket som jämförs med Engströms sprickbildningsmodell

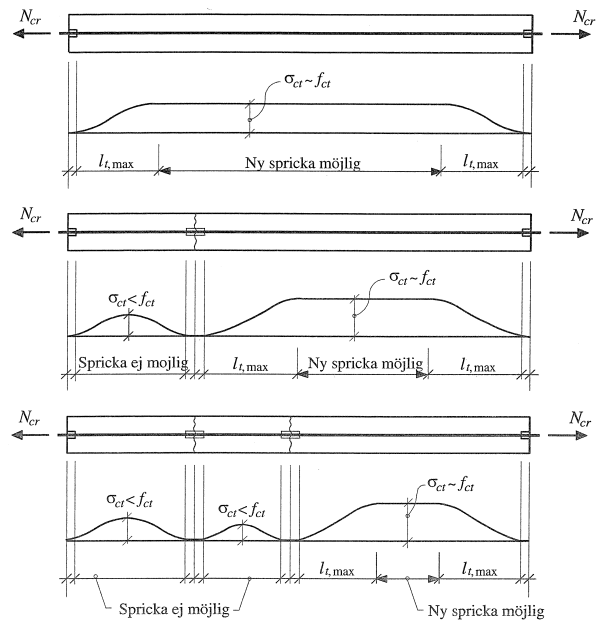
Sprickor kan inte uppstå hur tätt som helst, för att bygga upp en påkänning i betongen motsvarande draghållfastheten krävs en överföringssträcka med längden $l_{t,max}$. Se FIGUR 6.9. Vid sprickan uppstår ett lokalt vidhäftningsbrott som innebär att avståndet till nästa spricka måste vara minst $\delta r + l_{t,max}$. Se FIGUR 6.10.

Om två sprickor uppstår på ett avstånd som är mindre än $2l_{t,max} + 2\delta r$ är avståndet för kort för att en påkänning motsvarande draghållfastheten skall kunna byggas upp mellan sprickorna. Det som istället sker vid deformation är att sprickorna blir större.

Spricköverföringsträckans längd styr sprickavstånden och denna beror på kraftöverföringen mellan materialen. Kraftöverföringen beror delvis på materialens elasticitetsmodul. Av logiska skäl uppstår en spricka snabbare om betongen har lägre draghållfasthet. Det innebär att sprickorna kan uppstå med kortare avstånd från varandra.



FIGUR 6.9: Fördelning av påkänningar vid ökande dragkraft upp till spricklasten [14]



FIGUR 6.10: Exempel på sprickbildningsprocess. Omfördelning av påkänningar efterhand som nya sprickor uppstår [14]

En lägre E-modul är fördelaktig eftersom det kräver en längre sträcka att bygga upp motsvarande spänningar. En lägre draghållfasthet innebär att det vid motsvarande längd uppstår fler sprickor men att de är smalare.

Sprickor kan uppfattas som störande rent visuellt. Det är en bedömningsfråga där flera olika faktorer som avgör hur uppseendeväckande sprickmönstret är. Det kan bedömas utifrån bland annat hur tätt de uppstår, hur långa de är och hur breda de är. I provkropparnas tegelfasad antas det att en sprickbredd på 0,2 mm är visuellt störande och detta användes som ett kriterium i analysen av bruksstadiet.

Kapitel 7

Tillverkning av provkroppar

För att praktiskt testa konceptet tillverkades provkroppar bestående av tegelbelagda betongbalkar. Totalt sex stycken provkroppar tillverkades i Tegelmäster AB:s balkfabrik och testades i böjning på LTH.

7.1 Material och dimensioner

Sex stycken armerade betongkalkar tillverkades med betongkvalitén C45 med ett vattencementtal (vct) på 0,4. Balkarna armerades längsleds i under- och ovankant med en stång ϕ 16. Tvärkraftsarmering ϕ 8 placerades ut på ett s avstånd 150 mm. Armeringstyp var B500BT. Betongbalkarnas mått var 3,348 meter lång, 60 mm djup och 414 mm hög.

Balkarna kläddes sedan in i ett tegelskal. Stenarna sågades i tre olika dimensioner och var av typen danskt tegel, 'Blødstrøgne, massiv'. För de olika skärvornas geometri och antal se Bilaga B.4. Två olika fästbruk användes för att applicera tegelskärvorna. På hälften av balkarna användes LIP Multi Kakelfix Lätt och den andra hälften Weber Set 610 Multi DR. Målsättningen var att lägga ut ett skikt av fästbruken på 8 mm. Vid fogningen av stenarna användes fogbruk av typ M 2.5. Måtten på färdiga balkar skulle bli enligt längd 3,348 meter, djup 108 mm och höjd 462 mm. För ytterligare beskrivning se Material under avsnitt 5.1 och Ritningar under Bilaga B.

TABELL 7.1: *Information om ingående material i tegelbalkarna*

Material	Information
Betong	Klass C45, vct 0,4
Armering	Längsgående ϕ 16, byglar ϕ 8
Fästbruk 1	Weber Set 610 Multi DR
Fästbruk 2	LIP Multi Kakelfix Lätt
Tegelskärvor	'Blødstrøgne, massiv' från 'Egernsund tegl'
Fogbruk	Typ M 2.5

7.2 Tillvägagångssätt

Tillverkningen av tegelbalkarna delades upp i tre steg.

1. Gjutning av betongelement
2. Applicering av tegelskärvor
3. Fogning mellan tegelskärvor

Gjutningen av betongelementen (för ritning se bilaga B.1) gick till på traditionellt vis genom att formar sattes ihop uppe på arbetsbord (se FIGUR 7.1). I formarna placerades ankare (se lyftanordning nedan) och armering ut ihop med stämp för att positionera delarna rätt i tvärsnittet. Sedan fylldes formarna med betong och fick torra 30-60 min innan ovansidan ”rollades” för att få bort den fina hinna som bildas då betong härdas. Detta ska vara fördelaktigt för vidhäftningen mot fästbruket.



FIGUR 7.1: Gjutning av betongelement

Balkarna fick ligga kvar på borden en vecka och härda innan de plockades ner och förflyttades till lagret de resterande fem veckorna. Första veckans härdning skedde under uttorkning från en sida med inomhusförhållande och en temperatur på drygt 20 grader. De resterande fem veckornas härdning skedde under en uppskattad temperatur på 15 grader.

Nästa steg var att fästa tegelskärvorna (se bilaga B.4). Två olika fästbruk användes för att dels kunna göra en jämförelse men även öka chansen att få till en lyckad lösning då det på förhand inte var känt hur de skulle fungera. Det man kan anta är att fästbruket med lägst E-modul är effektivast när det gäller att förhindra fortplantning av deformationer till skalet. Båda bruken är allmänt använda för anläggning av stenar mot ytor av betong, som exempelvis vid kakling. Ett lager av fästbruk bredds ut med en så kallad fixkam över balkens framsida samt undersida och sedan trycks stenarna på plats för hand enligt förbestämt mönster (se FIGUR 7.2 och 7.3). Målsättningen var att få ett lager som efter uttorkning var 8 mm tjockt, i realiteten blev tjockleken av fästbruket i medelvärde endast runt 5 mm. Enkla hjälpmedel användes för att passa ut stenarna rätt och det skulle förmodligen bli betydligt mer estetiskt tilltalande om professionella murare utfört arbetet. Det bedömdes dock inte ha en anmärkningsvärd inverkan på hållfastheten.



FIGUR 7.2: *Applicering av tegelskärvor*



FIGUR 7.3: *Tegelskärvor på plats*

Fogningen mellan stenarna utfördes fyra dagar senare (se FIGUR 7.4 och 7.5).



FIGUR 7.4: *Fogning mellan skärvor*



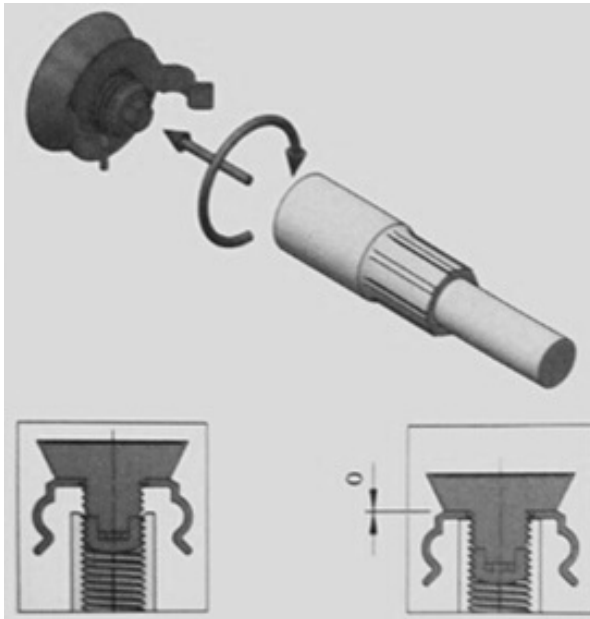
FIGUR 7.5: *Färdiga balkar*

En vecka senare fraktades balkarna till LTH:s tekniska laboratorium för att göras redo för provning. Eftersom teglet inte applicerats av specialister är det rätt logiskt att stenarna inte låg i perfekta vinklar. På framsidan har detta inte större inverkan men undersidan är desto mer kritisk eftersom den fungerar som stöd till balken. Det upptäcktes att balkarna inte stod helt vertikalt och detta skulle potentiellt kunna ha stor inverkan på resultatet och genomförandet av testerna. Så för att undvika rotation på grund av snedställning togs beslutet att gjuta på stöd i ändarna av balkarna och låta dessa stelna under helt vertikala förhållanden.

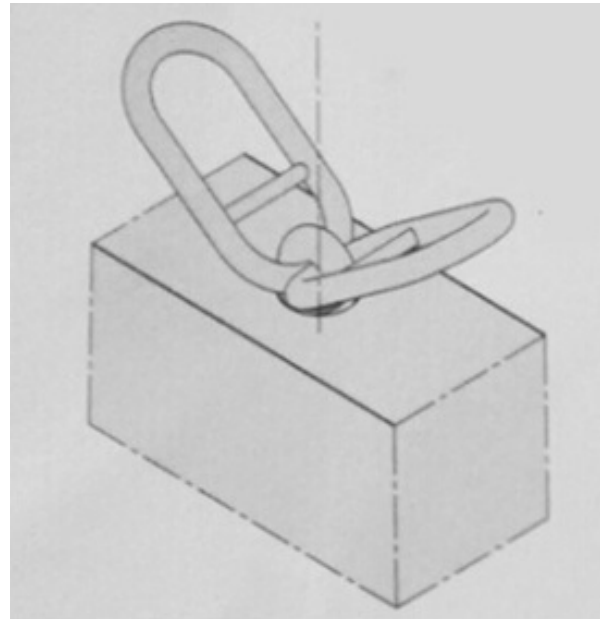
Lyftanordning

För att *säkerställa* transport och hantering av balkarna är det viktigt att de förses med en lämplig lyftanordning. Balkarna monterades med 'HD-Lifting Anchor System' från tillverkaren HALFEN-DEHA som är specialiserade på anslutningar. Vidare följer en kortare beskrivning av systemet.

Ett slags ankare, försett med gängade hål gjuts ner i betongen. I detta hål skruvar man sedan ner en lyftögla. Något som inte syns på bilderna är att änden av ankaret är försett med en typ av ringformad hake som bidrar till att förankra ankaret i betongen. Ankaret i sig är 170 mm långt och 10 mm i diameter. Ankaret placeras 15 mm under balkens ovkant och når således ett djup på 185 mm. Två sådana lyftanordningar placeras i varje balk ungefärligen i momentnollpunkterna. Dessa ligger ca 80 cm in från vardera ände av balken. För ytterligare beskrivning av anordningen se FIGUR 7.6 och 7.7.



FIGUR 7.6: Lyftankare som gjuts ner i balken [15]



FIGUR 7.7: Lyftögla nerskruvad i lyftankare [15]

Kapitel 8

Praktisk verifiering

Detta avsnitt behandlar den praktiska verifieringen av balkarna. Till skillnad mot den konceptuella verifieringen som inriktades på det bärande betongelementet, kommer fokus här att ligga på responsen i tegelskalet. Dessutom tryckprovades fyra provkroppar av respektive fästbruk för att utvärdera dess egenskaper.

8.1 Analys av fästbruken

Fyra stycken provkroppar av vardera bruk, Weber och LIP tryckprovades (se FIGUR 8.1).

Provkroppar

TABELL 8.1: *Provkroppar av fästbruken*

Provkropp	Antal	Geometri
Weber Set 610 Multi DR	4	40x40x70 mm
LIP Multi Kakelfix Lätt	4	40x40x70 mm

Provanordning

Provningen gick till enligt FIGUR 8.2. Provkropparna var försedda med två töjningsgivare på vardera sida om provkropp som registrerade töjning i microstrain. Givarna mätte töjningen över en sträcka på 20 mm. Provmaskinen registrerade kraft och belastningen var deformationsstyrd. Provningen fortgick till att det uppstod brott i provkroppen.

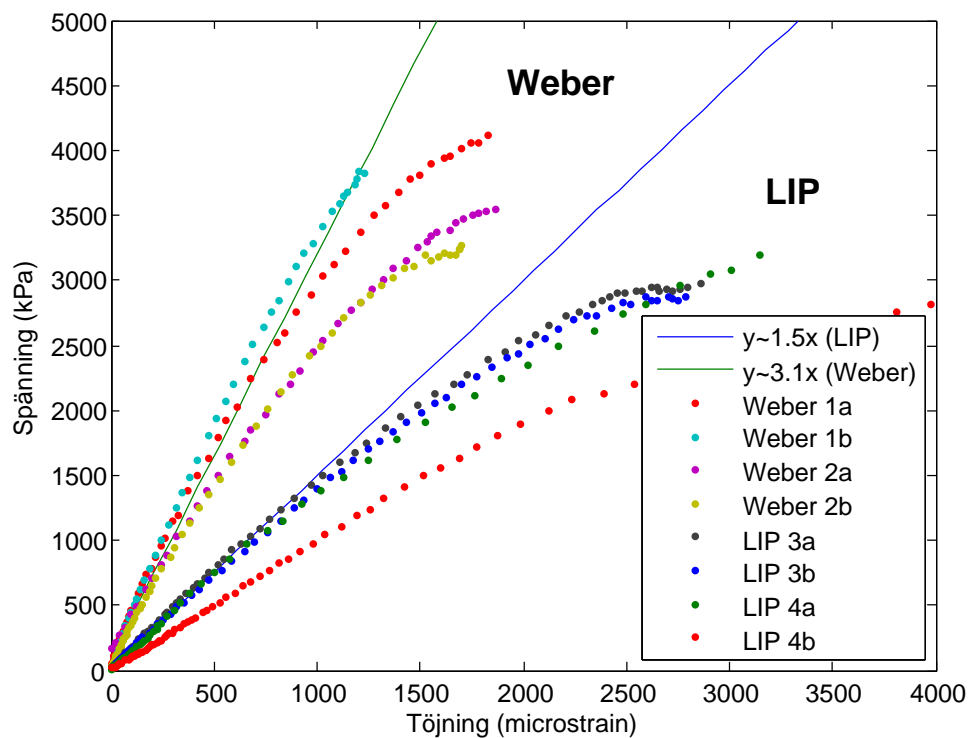


FIGUR 8.1: Provkroppar av fästbruken



FIGUR 8.2: Tryckprovning av provkroppar

Kraften som registrerades av provmaskinen omvandlades till spänning. Spänningen plottades sedan mot medeltöjningen som registrerades på vardera sida om provkropparna i de två givarna. Se FIGUR 8.3 nedan.



FIGUR 8.3: Diagrammet visar deformationen av respektive provkropp

Det syns tydligt hur plotten av mätdata från testerna delar sig i två grupper. Med lätthet går det att konstatera att Weber är ett betydligt styvare material än vad LIP är. I diagrammet har även två tangenter plottats som representerar den uppskattade genomsnittliga lutningen i elastiskt stadium för vardera material. Lutningen är alltså detsamma som materialets E-modul. För Weber har den uppskattats till 3,1 GPa och för LIP till 1,5 GPa. Det innebär att Weber:s E-modul är ungefär *dubbelt så hög* som LIP:s vilket resulterar i en väsentlig skillnad vid deformation.

Det observeras också att materialen skiljer sig åt i hållfasthet. Genomsnittlig tryckhållfasthet hos provkroppar av LIP låg runt 2,5 GPa och motsvarande 3,5 GPa för provkroppar av Weber.

8.2 Provning av balkar

Provkroppar

TABELL 8.2: *Provkroppar av tegelbalkarna*

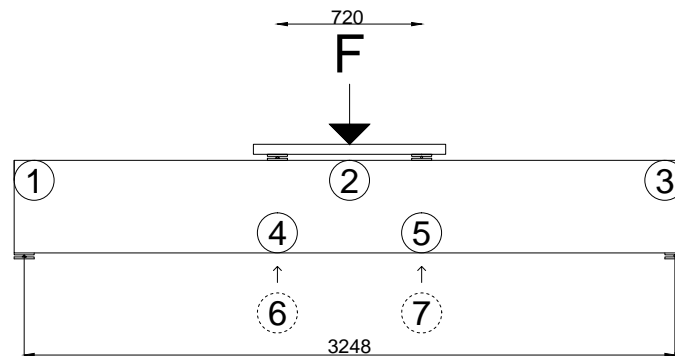
Provkropp	Antal	Geometri *
Tegelbalk (Weber)	3	108x462x3348 mm
Tegelbalk (LIP)	3	108x462x3348 mm

*Dessa är nominella mått som inte visade sig stämma överens med verkligheten. I synnerhet var det bredden som varierade vilket var en följd av fästbruksskiktets tjocklek. Konsekvensen av detta utvecklas i kapitel 9, Analys.

Provanordning

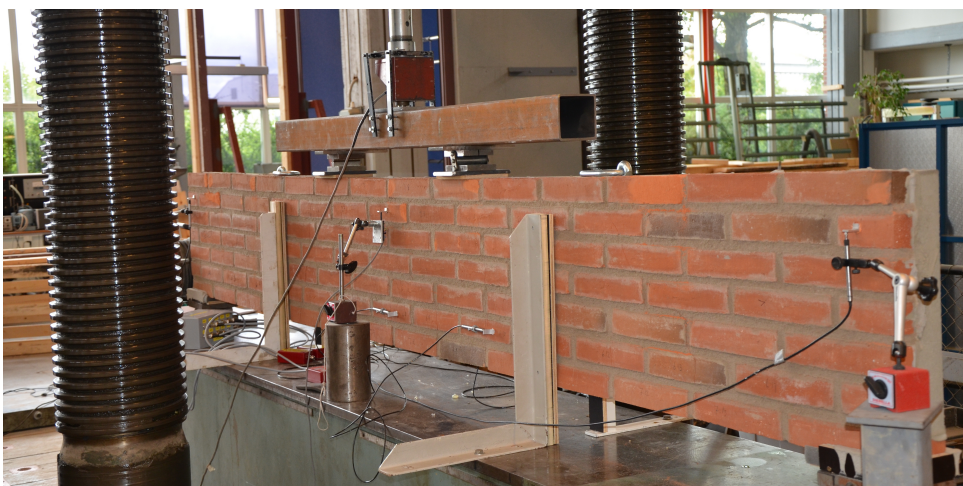
Testerna gick ut på att provtrycka balkarna genom att lägga på två punktlaster i ovkant av balken. Eftersom maskinen var begränsad till att belasta endast i en punkt var det nödvändigt att placera en stålbalk mellan balken och lastcellen. På så sätt kunde lasten fördelas ut i balken via två punkter. Avståndet mellan dessa två punkter var 720 mm. Stålbalken placerades över två upplag, varav ett ledat upplag och ett fritt. Under upplagen placerades spånskivor för att skydda balken mot lokala brott.

Balkarna placerades över två stöd i vardera ände, ett ledat upplag samt ett fritt. Dessutom behövdes balken stagas i sidled p.g.a. dess slanka geometri. Säkringen mot vippning gjordes genom att man på bägge sidor om balken skruvade fast två stålvinklar som förhindrade eventuell rörelse i sidled men inte nedböjning.



FIGUR 8.4: Lastmodell med positionering för LVDT-lägesgivare

Det placerades ut LVDT-lägesgivare (punkt 1-7) på balken enligt FIGUR 8.4. Punkt 1-3 mätte vertikal deformation och denna data användes för att beräkna balkens nedböjning i mittpunkt. Detta genom att ta medelvärde av data från punkt 1 och 3 mot skillnaden i punkt 2. I punkt 4-5 satt givare som mätte horisontal deformation i tegel. I motsvarande punkter på baksidan av balken satt givare 6-7 som mätte horisontal deformation i betongen. Alltså avlästes töjningar i två punkter på tegelfasaden och två punkter på baksidan i betongen. Givarna var placerade i förväntade kritiska punkter, nämligen där både moment och tvärkraft är som störst. Dessutom ligger punkterna relativt centralt och därmed nära området för maximal dragspänning. Utöver dessa givare registrerade provmaskinen kraft.



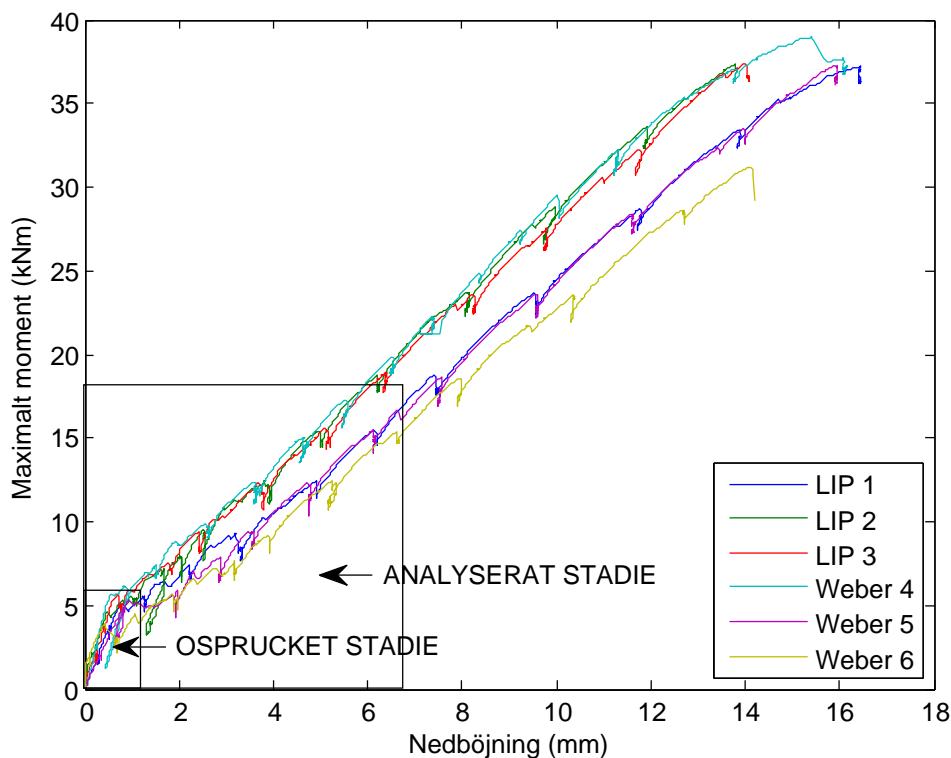
FIGUR 8.5: Provanordning

Belastningen var deformationsstyrd och de lastades på i intervaller om 3-5 kN per intervall. Mellan intervallen inspekterades och fotograferades balkarna. På förhand utvalda stenar knackades efter bom för att undersöka om de har släppt från balken. Utöver detta

granskades balken och sprickbildning observerades noggrant vid alla intervall. Vid utvalda lastnivåer uppmättes även sprickbredd i teglet.

8.3 Resultat

Balkarna belastades upp till lastnivå för förväntat brottstadie, se FIGUR 8.6. Dipparna i kurvorna beror på den avspänning som uppstod under de planerade avbrotten i belastningen, dvs. under inspektion av balkarna mellan lastintervallen. Den enda balken som med säkerhet belastades till brott var Weber 6 (31,1 kNm). De andra balkarna belastades upp till 37-38 kNm och bör ha varit nära brott. Vid provningen uppfattades det inte som relevant att belasta balkarna högre då huvudsyftet var att verifiera beteendet i bruksstadiet.



FIGUR 8.6: Hela provförloppet av respektive provkropp

I FIGUR 8.6 syns det tydligt att balkarna omkring lastnivån 5-6 kNm övergår i uppsprucket stadium. Detta kan jämföras med det teoretiska sprickmomentet på 8,6 kNm (se avsnitt 6.5). Det analyserade stadiet är det uppskattade bruksstadiet vilket sträcker sig upp till 15-20 kNm.

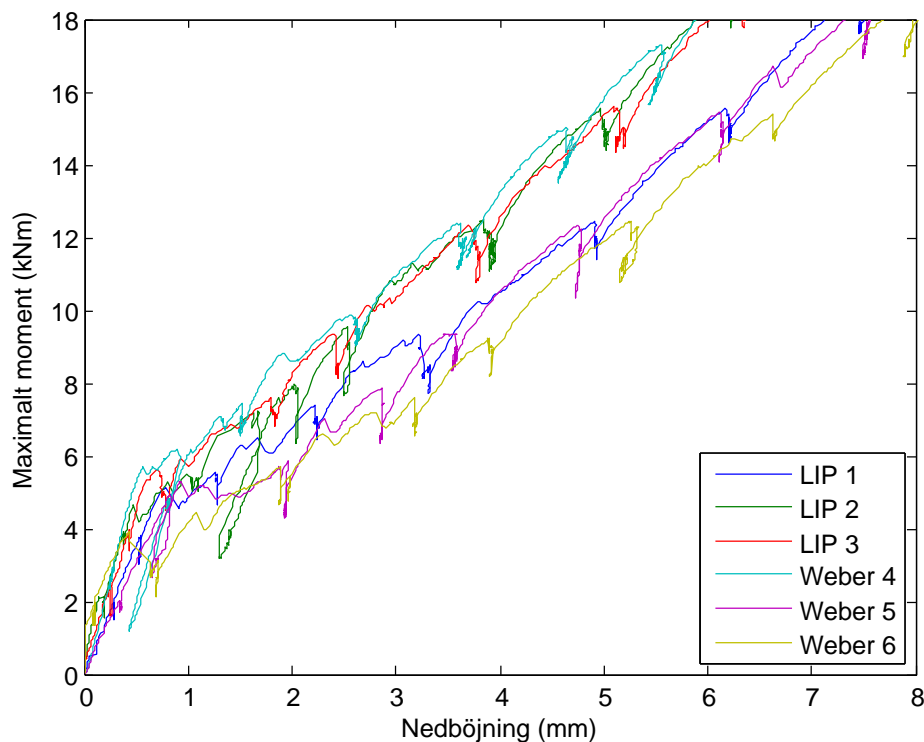
Det går att konstatera att bärförmågan hos Weber 6 av okänd anledning var lägre än hos de andra balkarna. Brottet var ett karakteristiskt skjuvbrott vilket är anmärkningsvärt med tanke på att beräkningarna indikerade att tvärkraftskapaciteten är högre än momentkapaciteten hos balken (se avsnitt 6.4). Skjuvsprickan uppskattades till 42 grader vilket med facit i hand innebär att valet av $\cot\theta$ till 1 var en *liten* underskattning. De

första sprickorna som uppstod under provningen var av karaktären dragsprickor medan skjuvsprickor uppstod först i den senare delen av provförloppet.

Det som laborationen huvudsakligen syftade till var att undersöka beteendet hos balkarna i bruksstadiet, se FIGUR 8.7.

Från FIGUR 8.7 går det att konstatera att balkarna efter att ha övergått i uppsprucket stadium delar sig distinkt i två grupper. Det uppmättes större nedböjning vid motsvarande lastnivå i gruppen med LIP 1, Weber 5 och Weber 6.

Det andra och mest intressanta ur laborationssynpunkt var reaktionen i tegelskalet. Vilka skador som uppkommer i teglet, sprickbredd, spricklängd, töjningar osv. var viktigt att undersöka.



FIGUR 8.7: Diagrammet visar den del av provförloppet som analyserades för att uppskatta beteendet i bruksstadiet

I TABELL A.2-8.8 redovisas observationer från testerna av varje balk. Notiser gjordes vid olika lastnivåer p.g.a. att lastintervallen inte var helt konsekventa men också för att händelseförloppen för var balk inte var identiska. För att fånga in bruksstadiet av provförloppet ställdes två kriterier upp. Bedömningen var att när balken uppnått en nedböjning på $L/500$ eller att sprickbredden i teglet uppgått till 0,2 mm hade balken uppnått sin övre gräns sett ur bruksstadietperspektivet. Utefter dessa förutsättningar har provförloppen analyserats.

För att förtydliga tabellerna anges vid varje nivå: nedböjning, maxmoment i kNm, eventuellt uppskattad sprickbredd (genom mätning under provning samt studie av fotografier), töjningar från de två givarpar (vilka mäter töjningen i tegel och motsvarande läge i be-

KAPITEL 8. PRAKTISK VERIFIERING

tong, se FIGUR 8.4) som mätte horisontal deformation, samt kommentar. En skiljelinje i tabellerna markerar gränsen mellan osprucket och sprucket stadie.

TABELL 8.3: *Observationer från provning av LIP 1*

Nedböjn	Moment	Sprickbredd	Tgl : btg(töjn‰)	Kommentar
L/6000	3,8	-	0,10 : 0,08 0,07 : 0,03	Ytterst liten spricka i fog
L/2500	5,5	≈0,05mm	0,19 : 0,12 0,20 : 0,26	Fin spricka i sten
L/1400	7,4	-	0,54 : 0,39 0,34 : 0,37	Ytterligare fina sprickor i fogar kring mittersta dragzon
L/990	9,4	-	0,84 : 0,67 0,29 : 0,55	Ett par nya sprickor i stenar kring mittersta dragzon
L/650	12,4	-	1,66 : 1,54 0,26 : 0,78	Sprickbildning har fortplantat sig till stenar skjuvzoner
L/520	15,5	<0,1mm	2,01 : 1,99 0,25 : 0,97	-
L/500	15,7	-	2,10 : 2,08 0,30 : 1,04	-

Sprickbredden hos LIP 1 uppgick till mindre än 0,1 mm vid L/520. Första sprickan i tegel upptäcktes redan vid L/2400 men var ytterst fin med en bredd på mindre än 0,05 mm. Töjningarna är i jämförelse med de andra balkarna låga i både tegel och betong. Det andra givarparet uppvisar klart större töjning i betongen än teglet.

TABELL 8.4: *Observationer från provning av LIP 2*

Nedböjn	Moment	Sprickbredd	Tgl : btg(töjn‰)	Kommentar
L/8400	3,9	-	0,23 : 0,24 0,16 : 0,04	-
L/3300	5,5	-	0,44 : 0,27 0,26 : 0,03	Väldigt fina sprickor i fogar kring mittersta dragzon
L/1600	8,0	-	0,68 : 0,43 1,07 : 1,10	Ytterligare fina sprickor i fogar kring mittersta dragzon
L/1300	9,6	-	0,75 : 0,45 1,90 : 1,23	-
L/830	12,5	-	0,78 : 0,51 2,18 : 1,80	Fin sprickbildning i fogar kring skjuvzoner
L/640	15,2	≈0,1mm	0,81 : 0,57 2,45 : 2,38	Fina sprickor i tegel kring mittersta drag- samt skjuvzon
L/500	19,0	-	0,77 : 0,64 2,79 : 3,00	-

Sprickbredden hos LIP 2 uppgick till ungefär 0,1 mm vid L/640. Första sprickan i tegel upptäcktes vid L/640. Det första givarparet visar låga töjningar och det verkar som att något hänt i området vid lastnivån 5,5-8,0 kNm.

TABELL 8.5: *Observationer från provning av LIP 3*

Nedböjn	Moment	Sprickbredd	Tgl : btg(töjn‰)	Kommentar
L/12000	2,4	-	0,11 : 0,11 0,10 : 0,02	-
L/4600	5,6	-	0,49 : 0,41 0,37 : 0,03	-
L/1800	7,6	-	0,79 : 1,00 1,64 : 1,28	Fåtal ytterst fina sprickor i fogar
L/1300	9,4	-	1,84 : 1,26 2,69 : 1,74	-
L/690	12,3	-	3,09 : 1,67 3,95 : 2,34	Ytterligare fina sprickor i fogar
L/630	15,6	0,1mm	4,02 : 2,12 4,90 : 3,11	Flertal fina sprickor i tegel kring drag- och skjuvzon
L/500	18,4	-	4,31 : 2,56 5,54 : 3,76	-

Sprickbredden hos LIP 3 uppgick till ungefär 0,1 mm vid L/630. Första sprickan i tegel upptäcktes vid L/630. Töjningarna är de högsta uppmätta bland LIP. Töjningarna följer varandra väl under provningsförloppet och är större i teglet än betongen.

TABELL 8.6: *Observationer från provning av Weber 4*

Nedböjn	Moment	Sprickbredd	Tgl : btg(töjn‰)	Kommentar
L/3600	6,2	-	0,21 : 0,21 0,40 : 0,40	-
L/2100	7,5	-	0,36 : 0,39 0,68 : 0,93	-
L/1200	9,9	≈0,1mm	2,02 : 1,02 1,40 : 1,35	Sten i dragzon har spruckit
L/890	12,4	-	2,51 : 1,41 2,06 : 1,70	Ytterligare en sten har spruckit i dragzon
L/700	14,9	0,2-0,3mm	2,87 : 1,76 2,82 : 1,96	Sprickbildning i skjuvzoner
L/500	19,5	-	3,02 : 2,32 3,15 : 2,71	-

Sprickbredden hos Weber 4 uppgick till 0,2-0,3 mm vid L/700. Första sprickan i tegel

upptäcktes vid L/1200. Töjningarna följer varandra väl under provningsförloppet och är större i teglet än betongen.

TABELL 8.7: *Observationer från provning av Weber 5*

Nedböjn	Moment	Sprickbredd	Tgl : btg(töjn‰)	Kommentar
L/3900	4,9	-	0,16 : 0,07 0,16 : 0,00	-
L/1600	5,9	-	1,38 : 0,87 1,43 : 0,63	Fin spricka i tegel i mittersta dragzon genom två skift
L/1100	7,9	≈0,05mm	1,87 : 1,09 2,05 : 0,73	Nya fina sprickor i tegel i dragzon
L/900	9,4	-	2,15 : 1,33 2,54 : 1,14	Ytterligare fina sprickor i tegel i dragzon
L/670	12,3	-	2,70 : 1,72 3,19 : 1,69	Ytterligare fina sprickor i tegel i dragzon
L/520	15,5	0,2-0,3mm	3,18 : 2,14 3,87 : 2,26	Sprickbildning har fortplantat sig till skjuvzoner
L/500	15,9	-	3,28 : 2,20 3,95 : 2,37	-

Sprickbredden hos Weber 5 uppgick till 0,2-0,3 mm vid L/520. Första sprickan i tegel upptäcktes vid L/1100. Töjningarna följer varandra väl under provningsförloppet och är större i teglet än betongen.

TABELL 8.8: *Observationer från provning av Weber 6*

Nedböjn	Moment	Sprickbredd	Tgl : btg(töjn‰)	Kommentar
L/30000	2,0	0,1-0,2mm	0,05 : 0,08 0,04 : 0,06	En spricka i tegel i vardera skjuvzon
L/7600	3,9	-	0,20 : 0,23 0,11 : 0,32	Ytterligare fina sprickor i tegel i skjuvzoner
L/1700	5,7	-	0,72 : 0,80 0,27 : 0,77	Fina sprickor i tegel kring mittersta dragzon
L/1000	7,5	0,1-0,2mm	1,14 : 1,14 0,36 : 1,00	Ytterligare fina sprickor i tegel
L/820	9,0	-	1,47 : 1,42 0,48 : 1,19	Ytterligare fina sprickor i tegel
L/610	12,4	-	1,71 : 1,73 0,65 : 1,64	Flera långsträckande sprickor i tegel
L/500	14,8	-	1,69 : 1,95 1,55 : 1,88	-
L/480	15,4	≈0,2mm	1,68 : 2,00 1,71 : 1,94	Tydligt utbrett sprickmönster

Sprickbredden hos Weber 6 uppgick till ungefär 0,2 mm vid $L/480$. Första sprickan i tegel upptäcktes redan vid $L/30000$ och kan rimligen ha berott på någon imperfektion. Under provförloppet uppstod jämförelsevis med de andra balkarna många sprickor i teglet. Töjningarna är lägst bland testerna och har förmodligen att göra med den utbredda sprickbildningen som gett upphov till avspänning.

I TABELL 8.9 har det gjorts en kortare jämförelse mellan provkropparna. En subjektiv bedömning av utsatthet av sprickor i tegel har gjorts i femgradig skala 1-5 där 1 står för den minst utsatta balken och 5 för den värst utsatta. Det har tagits hänsyn till antal sprickor, längd på sprickor, sprickbredd samt notiser och intryck under försöken.

TABELL 8.9: Jämförelse mellan provkropparna

Balk	Sprickbildning
LIP 1	2
LIP 2	2
LIP 3	1
Weber 4	3
Weber 5	4
Weber 6	5

LIP-balkarna påvisade ett mönster av att sprickorna först uppstod i fogarna samt att antalet sprickor i teglet var färre och smalare än hos Weber-balkar. Sprickorna i teglet hos LIP uppstod vid en nedböjning på ungefär $L/600$ medan de uppkom klart tidigare hos Weber vid en nedböjning på $L/1100$ - $L/1200$.

Inga stenar visade någon tendens till att lossna under försöken, inte ens när lasterna närmade sig brottstadiet. Dock är denna metod med knackning relativt osäker.

I de flesta fall följer töjningarna i tegel och betong varandra väl. Det verkar som att all deformation överförs från betongen till teglet. I uppsprucket stadie spretar töjningarna åt olika håll. Det förklaras av att när en spricka uppstår blir töjningen stor i det området. I området intill sprickan blir töjningen däremot liten p.g.a. att det uppstår en avspänning. Dvs. att om en spricka inträffat under en givare kommer den registrera större töjning medan om en spricka har inträffat intill givaren kommer den registrera en mindre töjning.

Kapitel 9

Analys

Den första kontrollen vid testerna var ifall stenarna skulle löpa risk att lossna från balken. Dvs. att fästbruket inte skulle ha tillräckligt goda egenskaper gällande vidhäftning och deformationsförmåga. Det kan konstateras att det inte syntes några tecken på att detta skulle ske, även vid laster mycket högre än vad balken är dimensionerad för i brottgränstillståndet.

Vidare undersöktes också sprickbildningen i balkens tegelbeklädning. För många och stora sprickor är inte acceptabelt i en fasad eftersom det ger ett oattraktivt intryck men även risken för fuktinträning kan ställa till med beständighetsproblem. Resultaten från testerna tyder på att sprickbildning i stenarna uppstår vid lägre lastnivåer vid användande av fästbruk av typen Weber än LIP. Generellt verkar det bli färre synliga sprickor i LIP samt att sprickbildningen har ett mönster av att starta i fogarna först. Orsaken till detta kan vara att fästbrukets lägre E-modul ger långsammare spänningsuppbyggnad i tegelskalet.

I avsnitt 6.5 under 'Sprickbildning' analyseras en modell för sprickbildningsprocess. Det konstaterades att E-modulen och draghållfastheten påverkar sprickbildningen. En lägre hållfasthet medför fler sprickor men att de blir smalare. En lägre E-modul gör att överförda spänningar blir lägre och därav tar det längre tid att bygga upp spänningar. I avsnitt 8.1 analyserades fästbruket och det visade sig att provkroppar av LIP hade klart lägre E-modul samt hållfasthet än vad provkroppar av Weber hade. Det går rimligen anta att dessa egenskaper haft positiv inverkan på sprickbildningen i teglet. Förmodligen har fästbruket av LIP spruckit upp tidigare och på så sätt har en avspänning i tegelbeklädningen uppstått.

Det framgår också att sprickorna vid användande av Weber är större, i vissa fall minst dubbelt så breda. Inom uppskattat bruksstadium uppgår sprickbredden hos provkroppar med Weber till 0,2 mm och 0,1 mm hos provkroppar med LIP.

Vid granskning av töjningar som uppmättes i två tegelstenar samt på motsvarande punkter i betongen är det svårt att se något tydligt mönster eller samband mellan betong och tegel. Töjningarna följer varandra väl fram tills att balken övergått i uppsprucket stadium. Det tyder på att spänningar överförs i hög grad och att fästbruket inte besitter önskade avlastande egenskaper. Efter att balken övergått i uppsprucket stadium spretar töjningarna åt olika håll och det är svårt att dra några slutsatser av töjningsdata. Sprickor i balken och deras läge i förhållande till givarna medför att töjningsdata blir mycket osammanhängande.

Det ska också kommenteras att balkarnas nominella mått inte överensstämde med verkligheten. Detta berodde på en inkonsekvent tjocklek hos skiktet av det applicerade fästbruket. Målsättningen var att få ett skikt på 8 mm men tjockleken visade sig i realiteten vara ungefär 4 mm i medeltal och på vissa ställen endast 1 mm tunt. Tanken med 8 mm var att skiktet skulle vara relativt tjockt och att det skulle ges möjligheten att i större utsträckning kunna deformeras jämfört med ett tunnare skikt. Det går inte dra några slutsatser kring hur fästbrukets tjocklek påverkat resultaten men det konstateras att tanken med dess teoretiska positiva effekt möjligen inte praktiserats.

Det fanns tecken på att tvärkraftskapaciteten inte var lika hög som förväntat. Vidare observerades det att skjvsprickorna inte följde ett fullt naturligt mönster. Normalt brukar en skjvspricka i detta lastfall sträcka sig från lasternas angreppspunkt till respektive upplag. Anmärkningsvärt var därför att skjvsprickorna vid provningarna snarare sträckte sig mellan upplagen och lyftanordningen. Vid ytterligare observationer upptäcktes det att betongen var helt uppsprucken vid lyftanordningen (se FIGUR 9.1). Balken kan ha varit uppsprucken till ett djup motsvarande lyftankarets dimensioner och placering (185 mm, se avsnitt 7 - Lyftanordning). Med hänsyn till detta borde den effektiva höjden reducerats vid beräkningen av tvärkraftskapaciteten. Det är ett rimligt antagande att balkens slankhet medfört att lyftanordningen orsakat lokala försvagningar i balken.

Ytterligare tecken på att betongdelen i balken inte uppnådde förväntad bärförmåga var det uppmätta sprickmomentet på ca 5-6 kNm. När provkropparna granskades i efterhand upptäcktes sprickor i betongens ovkant med ett c-c avstånd på 120-160 mm. Dessa bör rimligen ha funnits där redan innan provningen även om de antagligen växt till sig under belastningen. Avstånden mellan sprickorna överensstämmer väl med avståndet mellan byglarna (150 mm). Sprickorna är förmodligen krympningsrelaterade och sträckte sig ner till armeringsnivå (20-30 mm). Konsekvensen av detta är att spricklasten fick ett lägre värde än förmodat och att balkens nedböjning blivit mindre om detta hade undvikits. Vidare går det också att konstatera att det hade varit lämpligt att vid gjutningen av betongbalkarna även gjutit provkuber för att säkerställa att hållfastheten verkligen uppnådde klass C45. En faktor som eventuellt kunnat sänka hållfastheten är om ballasten varit för grovkornig, vilket i synnerhet påverkar en så pass slank betongkropp som denna.



FIGUR 9.1: *Betongen är helt uppsprucken vid lyftankaret*

Kapitel 10

Slutsatser

Tegelmurverk har ofördelaktiga egenskaper vad gäller drag- och skjuvhållfasthet. Därför krävs det att tegelkonstruktioner kring bland annat öppningar förstärks. En böjarmerad tegelbalk kan uppnå relativt stor momentkapacitet. Beräkningar i brottgränstillståndet har visat att det är möjligt att överbrygga tre meter med en last motsvarande 14 meter hög tegelskalmur. Dock begränsar tvärkraftskapaciteten bärförmågan till mindre än två meter överbyggnad i brottgränstillståndet (detta gäller för lastfallet som presenterats i avsnitt 6.1).

En böj- och skjuvarmerad betongbalk uppnår betydligt större bärförmåga. Beräkningar i brottgränstillståndet visade att en balk med bredden 60 mm, höjden 414 mm och en längd på 3,3 meter kan bära över 13 meter tegelskalmur (detta gäller för lastfallet som presenterats i avsnitt 6.1). En betongbalk behöver inte begränsas av tvärkraftskapaciteten i och med möjligheten för armering. Beräkningar i bruksgränstillståndet visar att last från motsvarande 12 meter överbyggnad resulterar i en nedböjning mindre än $L/500$.

Det har visats att en betongbalk med enkla medel kan kläs i ett tegelskal med goda resultat. Det finns fästbruk som har god vidhäftande förmåga gentemot både tegel och betong vilket gör det lätt att sammanfoga materialen. Genom att implementera en lyftanordning i form av lyftöglor går det smidigt att flytta och hantera balkarna.

Tester har visat att balkarna har god bärförmåga och klarar bära laster en bra bit över det önskade kravet på last motsvarande tre till fyra våningar tegelskalmur.

Balkarna klarar stor belastning utan att visa tecken på att tegel lossnar från betongen. Fästbruken av typ LIP och Weber bibehåller sin vidhäftande förmåga under tilltagande last. Det är också klarlagt att fästbruken i hög grad överför deformationer från betongen till tegel. Detta resulterade i att teglet vid en viss nivå spricker upp.

Fästbruk av typen LIP är mer fördelaktigt än Weber för att uppnå vidhäftning i tegelbalkarna ur den aspekten att sprickbildningen blir klart mindre. Sprickbredden hos balkar med fästbruk av typen LIP uppgår till ca 0,1 mm vid en nedböjning på ungefär $L/500$. Motsvarande nedböjning resulterar i en sprickbredd på 0,2 mm hos balkarna av fästbruket Weber. Sprickmönstret är också mer utbrett överlag vid användande av fästbruket Weber.

Testerna från provkropparna av fästbruken LIP och Weber visade att LIP är det fästbruk som har lägst E-modul och hållfasthet. Dessa egenskaper är fördelaktiga för sprickbildningen i teglet eftersom det medför en mindre påkänning av spänningar i teglet.

Testerna tyder på att det är fullt möjligt att överbrygga drygt tre meter och last motsvarande tre till fyra våningar tegelskalmur med denna lösning av tegelbalk (detta gäller för lastfallet som presenterats i avsnitt 6.1). Vidare kan det vara intressant att undersöka konstruktionen under längre tid och få en uppfattning av långtidseffekterna.

Källförteckning

- [1] AB Svensk Byggtjänst. *'Bärande Tegelmurverk'*. 1997.
- [2] Tomas Gustavsson och Tommy Johansson. *'Med hantverket i centrum'*. Sveriges Murnings- och Putsentreprenörförening, 2012.
- [3] Webbsida. <http://egernsund.customizer.cadesignform.dk/gui-viz-min.html>. 2012-09-28.
- [4] AB Svensk Byggtjänst. *'Rätt Murat och Putsat'*. 2005.
- [5] Webbsida. <http://www.murma.se/pdf/vaggbalkssystem.pdf>. 2012-10-09.
- [6] Miklós Molnár (universitetslektor). *Muntlig kommunikation*. Lund 2012.
- [7] Webbsida. <http://www.murma.se/pdf/armering.pdf>. 2012-10-08.
- [8] EGERNSUND TEGL. *Teglbjælker*. Monteringsanvisningar.
- [9] Martin Hjelmér (konstruktör på Tegelmäster). *Muntlig kommunikation*. Lund 2013.
- [10] HALFEN. *Konsolankare*. Teknisk information, 2012.
- [11] Erik Gullne. *'Skjuvkapacitet i vertikalarmerade murverksbalkar'*. Rapport TVBK-5090, Lunds tekniska högskola, 1997.
- [12] Tomas Gustavsson (byggnadskonstruktör). *Muntlig kommunikation*. Lund 2012.
- [13] Eurokod 2. *'Dimensionering av betongkonstruktioner'*. SS-EN 1992-1-1.
- [14] Björn Engström. *'Beräkning av betongkonstruktioner'*. 2004.
- [15] HALFEN. *HD-Lifting Anchor System*. Monteringsanvisning, 2012.
- [16] Eurokod 6. *'Dimensionering av murverkskonstruktioner'*. SS-EN 1996-1-1:2005 (Sv).
- [17] Eurokod 0. *'Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk'*. SS-EN 1990.
- [18] EKS 1. *'Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder'*. BFS 2008:8.
- [19] Heyden & Dahlblom & Olsson och Sandberg. *'Introduktion till strukturmekaniken'*. Studentlitteratur, 2008.
- [20] Tord Isaksson och Annika Mårtensson. *'Byggkonstruktion, Regel- och formelsamling'*. Studentlitteratur, 2010.

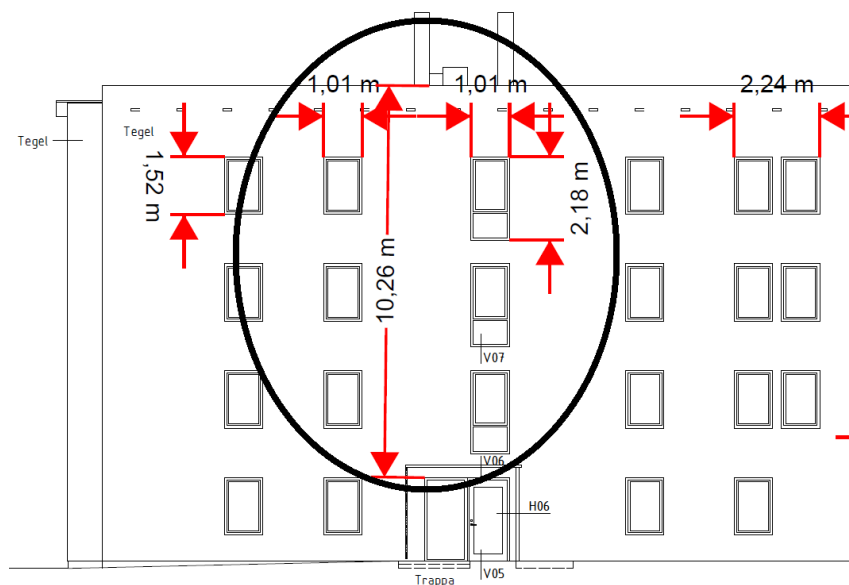
Bilaga A

Fullständig del av konceptuell verifiering

Bilagan behandlar den fullständiga beräkningsmässiga verifieringen som gjorts för balken. Först definieras ett lastfall som används för att analytiskt erhålla moment- och tvärkraftsfördelning. Ytterligare bestäms ett samband som beskriver nedböjning. Sedan görs det verifiering i brottgräns- och bruksgränstillståndet.

A.1 Lastfall

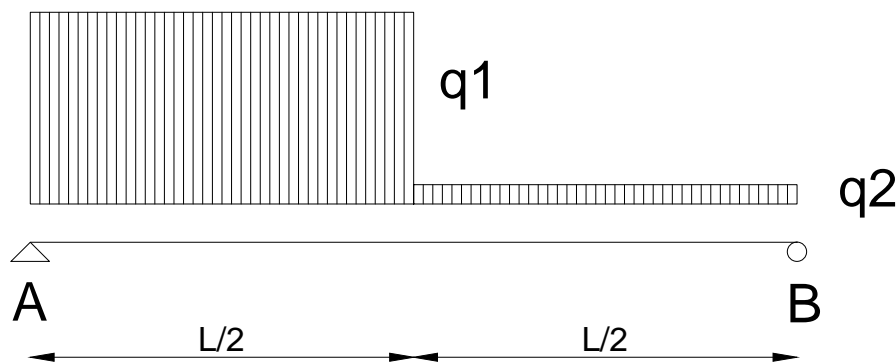
Först måste ett lastfall definieras. Ritningar från Tegelmäster har använts för detta ändamål, se FIGUR A.1. Karakteristiskt för lastfallet i undersökningen är att det finns en stor lastskillnad om de bägge balkhalvorna. I bifogat lastfall är relationen mellan halvornas respektive överbyggnadshöjd ungefär 10:1.



FIGUR A.1: Detta lastfall ligger till grund för beräkningar av balkens bärförmåga

A.2 Beräkningsmodell

Det karakteristiska lastfallet i FIGUR A.1 har förenklats i en beräkningsmodell. Denna kommer att ligga till grund för dimensionering av tegelbalkarna samt all lastberäkning i rapporten. Se FIGUR A.2.



FIGUR A.2: Förenklad beräkningsmodell av lastfallet

Beräkningsmodellen som betraktas är en fritt upplagd balk med en jämnt utbredd asymmetrisk last, där lasten har varierande storlek om de båda balkhalvorna.

Det antas att $q_1 = 10q_2$ och detta förhållande gäller i hela rapporten. Alla angivna laster syftar till q_1 .

A.3 Moment- och tvärkraftsfördelning

Genom att ställa upp moment- och kraftjämvikt över modellen erhålls uttryck för upplagskrafterna.

Momentjämvikt runt A:

$$R_B L - q_1 \frac{L}{2} \left(\frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} \right) - q_2 \frac{L}{2} \left(\frac{L}{2} + \frac{L}{2} \cdot \frac{1}{2} \right) = 0 \quad (\text{A.3.1})$$

Vilket ger uttrycket för R_B som:

$$R_B = (q_1 + 3q_2) \frac{L}{8} \quad (\text{A.3.2})$$

Vertikal kraftjämvikt:

$$R_A + R_B = q_1 \frac{L}{2} + q_2 \frac{L}{2} \quad (\text{A.3.3})$$

Vilket ger R_A som:

$$R_A = (3q_1 + q_2) \frac{L}{8} \quad (\text{A.3.4})$$

Hädanefter kommer q_2 att uttryckas i q_1 för att förenkla beräkningarna. Vertikal kraftjämvikt ställs upp över de bågbe balkhalvorna för att kunna bestämma tvärkraftens variation.

Vertikal kraftjämvikt $0 \leq x \leq L/2$:

$$V(x) + \frac{L}{8} \left(3q_1 + \frac{q_1}{10} \right) - q_1 x = 0 \quad (\text{A.3.5})$$

Ur sambandet fås ett uttryck för tvärkraftens variation enligt:

$$V(x) = q_1 \left(x - \frac{31L}{80} \right) \quad (\text{A.3.6})$$

Vertikal kraftjämvikt $L/2 \leq x \leq L$:

$$V(x) + \frac{L}{8} \left(3q_1 + \frac{q_1}{10} \right) - q_1 \frac{L}{2} - \frac{q_1}{10} \left(x - \frac{L}{2} \right) = 0 \quad (\text{A.3.7})$$

Ur ekvation (A.3.7) fås tvärkraftens variation som:

$$V(x) = q_1 \left(\frac{x}{10} - \frac{5L}{80} \right) \quad (\text{A.3.8})$$

Observeras lastens geometri är det uppenbart att störst tvärkraft uppstår i balken vid stöd R_A alltså då $x = 0$. Genom att utnyttja ekvation (A.3.6) kan ett samband för maximal tvärkraft bestämmas.

$$V(L)_{max} = -q_1 \frac{31L}{80} \quad (\text{A.3.9})$$

Maximalt moment kommer av logiska skäl att uppstå i vänstra balkhalvan och närmre bestämt i den punkt tvärkraften är noll. Detta konstanterande samt ekvation (A.3.6) utnyttjas nedan för att bestämma i vilken punkt maximalt moment uppstår.

$$q_1 \left(x - \frac{31L}{80} \right) = 0 \quad (\text{A.3.10})$$

Ur ekvation (A.3.10) löses x ut som:

$$x = \frac{3,1}{8} L \quad (\text{A.3.11})$$

Ett samband för vid vilket x i förhållande till längden, L maximalt moment uppstår har erhållits.

Nästa uppgift består i att bestämma ett uttryck för maximalt moment och då behövs ett samband för momentfördelningen över balken först bestämmas. För senare beräkningar erhålls momentets form för båda balkhalvorna.

Momentjämvikt i snitt $0 \leq x \leq L/2$:

$$M_1(x) - \frac{L}{8} \left(3q_1 + \frac{q_1}{10} \right) x + q_1 x \frac{x}{2} = 0 \quad (\text{A.3.12})$$

Ur ekvation (A.3.12) erhålls uttrycket för momentfördelningen:

$$M_1(x) = q_1 \left(\frac{31}{80} Lx - \frac{x^2}{2} \right) \quad (\text{A.3.13})$$

Momentjämvikt i snitt $L/2 \leq x \leq L$:

$$M_2(x) - \frac{L}{8} \left(3q_1 + \frac{q_1}{10} \right) x + \frac{L}{2} \left(x - \frac{L}{4} \right) q_1 + \left(x - \frac{L}{2} \right) \left(\frac{x - \frac{L}{2}}{2} \right) \frac{q_1}{10} = 0 \quad (\text{A.3.14})$$

Ur ekvation (A.3.14) erhålls uttrycket för momentfördelningen:

$$M_2(x) = q_1 \left(\frac{9}{80} L^2 - \frac{Lx}{16} - \frac{x^2}{20} \right) \quad (\text{A.3.15})$$

Genom att kombinera ekvation (A.3.11) och (A.3.13) fås ett samband för hur maximalt moment varierar med balklängd, L :

$$M(L)_{max} = 0,075q_1L^2 \quad (\text{A.3.16})$$

Det har nu fastställts ett samband för hur maximalt momentet varierar med balklängd, för definierat lastfall.

A.4 Nedböjning

Nedan definieras ett samband mellan moment och krökningsradie [19].

$$\frac{I}{R} = \frac{M}{EI} \quad (\text{A.4.1})$$

Studerar geometrin för en deformerad balk går det att finna ett samband mellan krökningsradie och utböjning [19].

$$\frac{I}{R} = \frac{d^2v}{dx^2} \quad (\text{A.4.2})$$

Genom att kombinera ekvation (A.4.1) och (A.4.2) erhålls ett samband mellan moment och utböjning.

$$\frac{d^2v}{dx^2} = \frac{M}{EI} \quad (\text{A.4.3})$$

Momentets variation är känt sedan tidigare och antas det att EI är konstant längs balken går det via ett antal steg att finna utböjningsformen. Beräkningarna görs balkhalva var för sig utifrån respektive momentfördelning.

$0 \leq x \leq L/2$:

Kombineras ekvation (A.3.13) med (A.4.3) erhålls ett uttryck för momentet:

$$\frac{d^2v_1}{dx^2} = q_1 \left(\frac{31}{80} Lx - \frac{x^2}{2} \right) \quad (\text{A.4.4})$$

Integreras ekvation (A.4.4) erhålls ett uttryck för vinkeländringen:

$$\frac{dv_1}{dx} = \frac{q_1}{EI} \left(\frac{31}{160} Lx^2 - \frac{x^3}{6} + C_1 \right) \quad (\text{A.4.5})$$

Integreras ekvation (A.4.4) ytterligare en gång erhålls ett uttryck för utböjningen:

$$v_1(x) = \frac{q_1}{EI} \left(\frac{31}{480} Lx^3 - \frac{x^4}{24} + C_1x + C_2 \right) \quad (\text{A.4.6})$$

Motsvarande steg görs för den andra balkhalvan.

$L/2 \leq x \leq L$:

Kombineras ekvation (A.3.15) med (A.4.3) erhålls ett uttryck för momentet:

$$\frac{d^2v_2}{dx^2} = \frac{q_1}{EI} \left(\frac{9}{80} L^2 - \frac{Lx}{16} - \frac{x^2}{20} \right) \quad (\text{A.4.7})$$

Integreras ekvation (A.4.7) erhålls ett uttryck för vinkeländringen:

$$\frac{dv_2}{dx} = \frac{q_1}{EI} \left(\frac{9}{80} L^2x - \frac{Lx^2}{32} - \frac{x^3}{60} + C_3 \right) \quad (\text{A.4.8})$$

Integreras ekvation (A.4.7) ytterligare en gång erhålls ett uttryck för utböjningen:

$$v_2(x) = \frac{q_1}{EI} \left(\frac{9}{160} L^2x^2 - \frac{Lx^3}{96} - \frac{x^4}{240} + C_3x + C_4 \right) \quad (\text{A.4.9})$$

Nu är sambanden för utböjningen över båda balkhalvorna kända. Dessa innehåller dock fyra okända integrationskonstanter. Med hjälp av nedanstående rand- och skarvvillkor går det att bestämma integrationskonstanterna.

Utböjningen är noll i båda ändar:

$$v_1(0) = 0 \quad (\text{A.4.10})$$

$$v_2(L) = 0 \quad (\text{A.4.11})$$

Utböjning och vinkeländring i mittpunkten är lika för de båda balkhalvorna eftersom de möts i samma punkt:

$$v_1(L/2) = v_2(L/2) \quad (\text{A.4.12})$$

$$\frac{dv_1}{dx}(L/2) = \frac{dv_2}{dx}(L/2) \quad (\text{A.4.13})$$

Via insättning av randvillkor (A.4.10) i ekvation (A.4.6) konstateras det enkelt att $C_2 = 0$.

Resterande konstanter erhålls genom längre beräkningar.

Nedan kombineras randvillkor (A.4.11) med ekvation (A.4.6):

$$0 = \frac{q_1}{EI} \left(\frac{9}{160} L^4 - \frac{L^4}{96} - \frac{L^4}{240} + C_3 L + C_4 \right) \quad (\text{A.4.14})$$

Uttrycket i ekvation (A.4.14) förenklas till:

$$C_4 = -\frac{1}{24} L^4 - C_3 L \quad (\text{A.4.15})$$

Nedan kombineras randvillkor (A.4.12) med ekvation (A.4.6), (A.4.9) och (A.4.15):

$$\begin{aligned} & \frac{q_1}{EI} \left(\frac{31}{480} L(L/2)^3 - \frac{(L/2)^4}{24} + C_1(L/2) + C_2 \right) \\ = & \frac{q_1}{EI} \left(\frac{9}{160} L^2(L/2)^2 - \frac{L(L/2)^3}{96} - \frac{(L/2)^4}{240} + C_3(L/2) - \frac{1}{24} L^4 - C_3 L \right) \end{aligned} \quad (\text{A.4.16})$$

Uttrycket i ekvation (A.4.16) förenklas till:

$$C_1 = -\frac{133}{1920} L^3 - C_3 \quad (\text{A.4.17})$$

Nedan kombineras randvillkor (A.4.13) med ekvation (A.4.5), (A.4.8) och (A.4.17):

$$\begin{aligned} & \frac{q_1}{EI} \left(\frac{31}{160} L(L/2)^2 - \frac{(L/2)^3}{6} - \frac{133}{1920} L^3 - C_3 \right) \\ = & \frac{q_1}{EI} \left(\frac{9}{80} L^2(L/2) - \frac{L(L/2)^2}{32} - \frac{(L/2)^3}{60} + C_3 \right) \end{aligned} \quad (\text{A.4.18})$$

Uttrycket i ekvation (A.4.18) förenklas till ett uttryck för konstanten C_3 :

$$C_3 = -\frac{169}{3840} L^3 \quad (\text{A.4.19})$$

Kombineras ekvation (A.4.17) och (A.4.19) erhålls ett uttryck för konstanten C_1 :

$$C_1 = -\frac{97}{3840} L^3 \quad (\text{A.4.20})$$

Kombineras ekvation (A.4.15) och (A.4.19) erhålls ett uttryck för konstanten C_4 :

$$C_4 = -\frac{3}{1280} L^4 \quad (\text{A.4.21})$$

Av logiska skäl kommer vänster balkhalva, $0 \leq x \leq L/2$, att utsättas för störst nedböjning. Då det är maximal utböjning som är intressant bestäms ett samband för denna.

Genom att derivera utböjningsformen går det att finna i vilken punkt maximal utböjning sker. Denna har dock redan erhållits som vinkeländringens variation, i ekvation (A.4.5).

Det utnyttjas att konstanten C_1 numera är känd i (A.4.21) samt att en längd definieras. Längden sätts till 3,348 meter (vilket är den faktiska längden på tillverkade balkar).

$$v_1'(3,348) = \frac{q_1}{EI} \left(0,64868x^2 - \frac{x^3}{6} - 0,94797 \right) \quad (\text{A.4.22})$$

Maximal utböjning sker i den punkt vinkeländringen är noll:

$$\frac{q_1}{EI} \left(0,64868x^2 - \frac{x^3}{6} - 0,94797 \right) = 0 \quad (\text{A.4.23})$$

Löses ekvation (A.4.23) erhålls det x där maximal utböjning uppstår:

$$x = 1,5626 \quad (\text{A.4.24})$$

Maximal utböjning uppstår 1,5626 meter från stöd.

Genom att kombinera ekvation (A.4.6) med kända värden på konstanter erhålls följande ekvation för maximal utböjning:

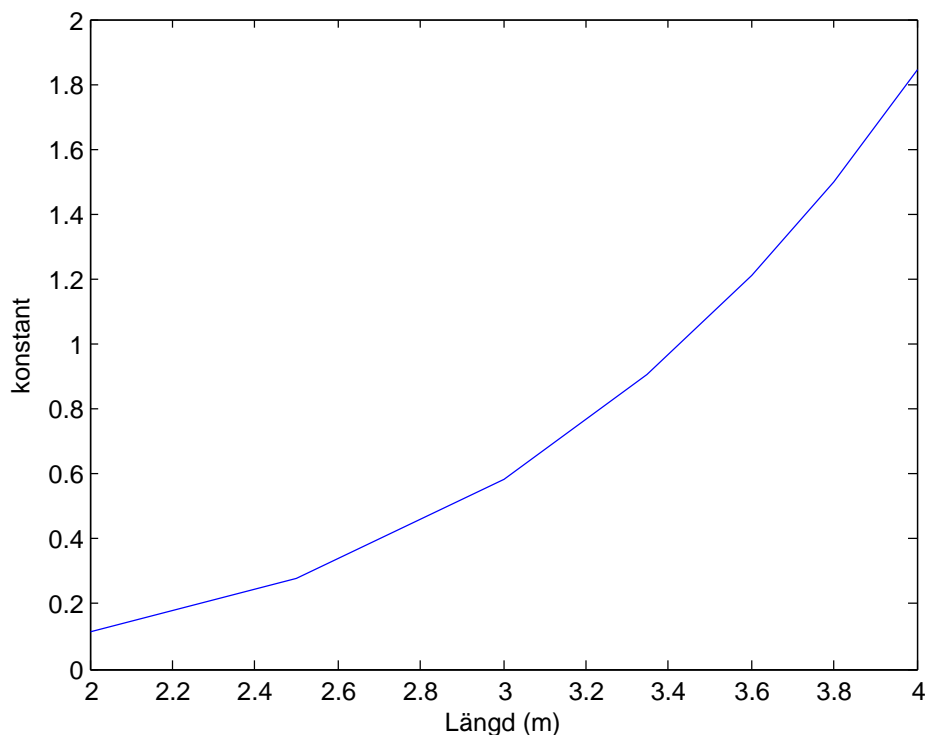
$$v_1(x) = \frac{q_1}{EI} \left(\frac{31}{480} \cdot 3,348 \cdot 1,5626^3 - \frac{1,5626^4}{24} - \frac{97}{3840} \cdot 3,348^3 \cdot 1,5626 \right) \quad (\text{A.4.25})$$

Ekvation (A.4.25) förenklas till:

$$v_{max} = -0,905 \frac{q_1}{EI} \quad (\text{A.4.26})$$

Uttrycket i ekvation (A.4.26) beskriver variationen av maximal nedböjning för en balk på 3,348 meter med konstant styvhet och vid angivet lastfall.

I FIGUR A.3 går det att avläsa motsvarande konstant (0,905) för olika längder mellan två och fyra meter.



FIGUR A.3: Konstanten för nedböjningens form i förhållande till längden

A.5 Beräkningar görs enligt Eurokod

Eftersom elementet är en del av ett murverk men samtidigt ett betongelement kan det vara en tolkningsfråga när det gäller dimensioneringen. Bedömningen har gjorts att beräkningar som syftar till det bärande följer reglerna enligt betongkonstruktion.

Brottgränstillståndet

Säkerhetsklass Vid stor risk för allvarliga personskador gäller säkerhetsklass 3 för dimensionering i brottgränstillståndet. Partialkoefficient γ_d är 1,0 [18].

Lastkombination STR 6.10a är dimensionerande vid dominerande permanent last. Lastfaktor är 1,35 [17].

Dimensionerande värden Partialkoefficient för betong γ_C är 1,5. Partialkoefficient för ospänd armering γ_S är 1,15 [13].

Bruksgränstillståndet

Lastkombination STR 6.14b är dimensionerande vid permanent last. Lastfaktor är 1,0 [17].

Dimensionerande värden Vid permanent skada används karakteristiska värden för materialen [18]. För att kunna jämföra med nedböjning under försöken görs ett undantag i beräkningarna och istället för karakteristiskt värde används medelvärde.

Deformation Vid skador på angränsande konstruktiondelar är beräknad tillkommande nedböjning efter byggskedet $\leq L/500$ [13].

A.6 Materialvärden

TABELL A.1: *Hållfasthetsvärden för betong*

Betongkvalité	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E_{cm} (GPa)
C45	45	30	3,8	36

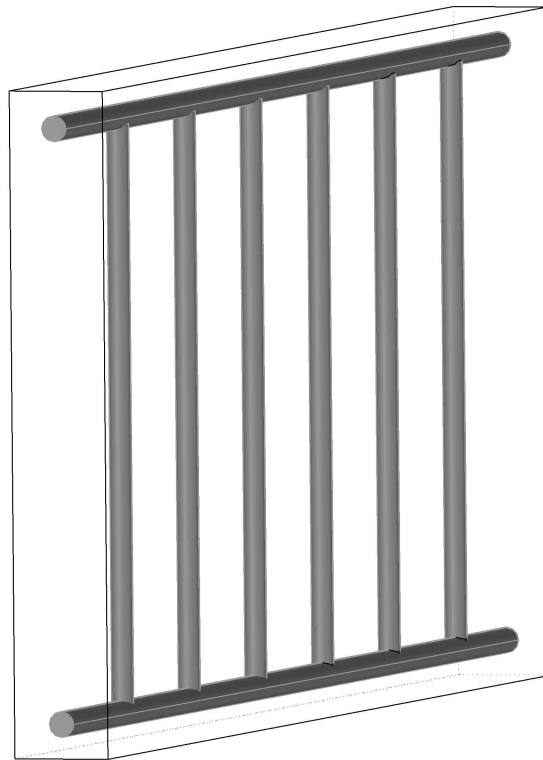
TABELL A.2: *Hållfasthetsvärden för armering*

Armering	Diameter (mm)	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)
B500BT	6 - 32	500	435

A.7 Brottgränstillståndet

Beräkningsmodell

Balken har en höjd på 414 mm och en bredd på 60 mm. Längsgående armeringsjärn har en diameter på 16 mm och motsvarande 8 mm för byglar. Täcktaket i både ovan- och underkant är 30 mm till längsgående armering. Byglarna placeras ut med ett c-c avstånd på 150 mm. Se principskiss i FIGUR A.4 och för en mer detaljerad beskrivning se ritning i bilaga B.1.



FIGUR A.4: *Principskiss av betongelementet*

Tvårsnittets arean är lika stor i underkant som ovankant:

$$A_s = A'_s = \pi \cdot 0,016^2 / 4 = 2,0106 \cdot 10^{-4} m^2$$

Med ett täckskick på 30 mm till dragarmering samt en armeringsradie på 8 mm blir effektiv höjd till underkant:

$$d = 414 - 30 - 8 = 376 mm$$

Motsvarande beräknas för ovankant:

$$d' = 30 + 8 = 38 mm$$

Momentkapacitet

För att bestämma momentkapaciteten används flera samband enligt [13].

Sambandet för kraftjämvikt ser ut som:

$$A_s \sigma_s = f_{cd} 0,8 x b + A'_s \sigma'_s \quad (A.7.1)$$

Ett antagande görs om att endast dragen armering plasticeras vilket ger spänningen i dragarmering som den dimensionerande draghållfastheten:

$$\sigma_s = f_{yd} \quad (A.7.2)$$

Sambandet för spänningen i tryckt armering ser ut som:

$$\sigma'_s = \epsilon_{cu} \frac{x - d'}{x} E_s \quad (\text{A.7.3})$$

För att bestämma neutrallagrets läge kombineras ekvation (A.7.1) med (A.7.3). Genom att sätta in alla kända värden erhålls ett uttryck med endast en obekant.

$$\begin{aligned} 2,0106 \cdot 10^{-4} \cdot 435 \cdot 10^6 &= 30 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,060 \\ + 2,0106 \cdot 10^{-4} \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{x - 0,038}{x} \cdot 200 \cdot 10^9 & \end{aligned} \quad (\text{A.7.4})$$

Ekvation (A.7.4) förenklas till:

$$1,44 \cdot 10^6 \cdot x^2 + 53,28 \cdot 10^3 \cdot x - 5348 = 0 \quad (\text{A.7.5})$$

Löses andragsradsekvationen finner man att neutrallagrets läge x , är 0,0451 meter från tryckt kant.

För att verifiera resultatet måste antaganden kontrolleras att de stämmer.

Armeringens flyttöjning är:

$$\epsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435 \cdot 10^6}{200 \cdot 10^9} = 2,18 \cdot 10^{-3}$$

Töjningen i underkantsarmering är:

$$\epsilon_s = \epsilon_{cu} \frac{d - x}{x} = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0,376 - 0,0451}{0,0451} = 25,7 \cdot 10^{-3}$$

Töjningen i underkantsarmering större än flyttöjningen:

$$\epsilon_s > \epsilon_{sy} \quad (\text{A.7.6})$$

Töjningen i ovankantsarmering är:

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \frac{x - d'}{x} = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0,0451 - 0,038}{0,0451} = 0,551 \cdot 10^{-3}$$

Töjningen i ovankantsarmering är mindre än flyttöjningen:

$$\epsilon'_s < \epsilon_{sy} \quad (\text{A.7.7})$$

Enligt (A.7.6) och (A.7.7) stämmer antagandet.

All nödvändig information är känd för att ställa upp momentjämvikt och beräkna momentkapacitet.

Sambandet för momentjämvikt ser ut enligt:

$$M_{Rd} = f_{cd} 0,8 x b (d - 0,4 x) + A'_s \sigma'_s (d - d') \quad (\text{A.7.8})$$

Genom att sätta in värdena i ekvation (A.7.8) erhålls momentkapaciteten:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= 30 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 0,0451 \cdot 0,060(0,376 - 0,4 \cdot 0,0451) \\ &\quad + 2,0106 \cdot 10^{-4} \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0,0451 - 0,038}{0,0451} \\ &\quad \cdot 200 \cdot 10^9(0,376 - 0,038) = 30700 \text{ kNm} \end{aligned}$$

För att bestämma hur stor tegelöverbyggnad balken klarar av att bära med avseende på momentkapaciteten används ekvation (A.3.16) samt att det tas hänsyn till säkerhetsfaktorn γ_d 1,35 för egentyngd som dominerande last i brottsgränstillståndet:

$$M_{Rd} = \gamma_d(0,075q_1L^2) \quad (\text{A.7.9})$$

Genom att lösa ut q och sätta in 30700 Nm som momentkapacitet och 3,348 meter som längd erhålls lastkapaciteten i brottsgränstillståndet:

$$q_d = \frac{30700}{1,35(0,075 \cdot 3,348^2)} = 27100 \text{ N/m}$$

En meter tegelöverbyggnad ger en last på ungefär 2000 N/m vilket innebär att momentkapaciteten begränsar överbyggnaden till 13,5 meter inklusive egentyngd.

Tvärkraftskapacitet

För att bestämma tvärkraftskapaciteten används flera samband enligt [13].

Tvärkraftskapaciteten bestäms som det lägsta av de dragna byglarnas kapacitet $V_{Rd,s}$ och den trycka betongsträvans kapacitet $V_{Rd,max}$, där:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} \cot\theta \quad (\text{A.7.10})$$

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \left(\frac{\cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \right) \quad (\text{A.7.11})$$

Till skillnad från momentkapaciteten som kan uppskattas relativt exakt är tvärkraften mer oviss. Det är svårt att veta exakt hur systemet kommer att bete sig, vilket tydligast framkommer i valet av $\cot\theta$ som är vinkeln mellan tryckt betongsträva och en balkaxel vinkelrätt mot tvärkraften. För att hamna på säkra sidan väljs $\cot\theta$ till 1 som i de flesta fall är det minst fördelaktiga och i synnerhet detta fall.

Avståndet s mellan byglarna är 150 mm.

Den inre hävarmen sätts approximativt till:

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,376 = 0,338 \text{ m}$$

Hållfasthetsreduktionsfaktorn har ett rekommenderat värde enligt:

$$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,6(1 - 45/250) = 0,492$$

Tvårsnittets arean för byglarna är:

$$A_{sw} = \pi \cdot 0,008^2 / 4 = 5,0265 \cdot 10^{-5} m^2$$

De dragna byglarnas kapacitet erhålls genom att sätta in värdena i ekvation (A.7.10):

$$V_{Rd,s} = \frac{5,0265 \cdot 10^{-5}}{0,150} \cdot 0,338 \cdot 435 \cdot 10^6 \cdot 1 = 49300 N$$

Motsvarande beräkning görs för tryckta betongsträvan med ekvation (A.7.11):

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 0,06 \cdot 0,338 \cdot 0,492 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot \frac{1}{1 + 1^2} = 150000 N$$

Tvårkraftskapaciteten begränsas till 49300 N av byglarna.

För att bestämma hur stor tegelöverbyggnad balken klarar av med avseende på tvårkraftskapaciteten används ekvation (A.3.9) samt att det tas hänsyn till säkerhetsfaktorn γ_d 1,35 för brottsgränstillståndet:

$$V_{Rd} = \gamma_d \left(q_1 \frac{31L}{80} \right) \quad (A.7.12)$$

Genom att lösa ut q och sätta in 49300 N som tvårkraftskapacitet och 3,348 meter som längd erhålls lastkapaciteten i brottsgränstillståndet:

$$q_d = 49300 \cdot \frac{80}{1,35 \cdot 31 \cdot 3,348} = 28200 N/m$$

För att förtydliga upprepas att denna last står för q_1 i lastrelationen $q_1 = 10q_2$.

En meter tegelöverbyggnad ger en last på ungefär 2000 N/m vilket innebär att tvårkraftskapaciteten begränsar överbyggnaden till drygt 14 meter jämfört med 13,5 för momentkapaciteten. *Med avseende på dessa beräkningar är det ett rimligt antagande att balkens lastkapacitet begränsas av dess momentkapacitet. Marginalen är inte stor men observera att tvårkraftskapaciteten beräknades enligt värsta scenario.*

A.8 Bruksgränstillståndet

Nedböjningen är en viktig parameter i bruksgränsstadiet och den som hänger ihop med betongelementet. Den andra viktiga aspekten i detta arbete är exempelvis sprickbildning i tegelskalet. Sprickbildningen är svår att analysera teoretiskt men senare i avsnittet presenteras en modell för att beskriva fenomenet.

Balken består av två sammansatta material, stål och betong. Egenskaper som styr långtidseffekter skiljer sig åt för dessa material och därför behövs några antaganden och beräkningar genomföras för att definiera en beräkningsmodell.

Elasticitetsmodul

Betongens elasticitetsmodul får med tiden *skenbar* minskning. Kryptalet φ_∞ som har med betongens långtidseffekter att göra uppskattas till 1.

En rimlig uppskattning av betongens effektiva elasticitetsmodul görs:

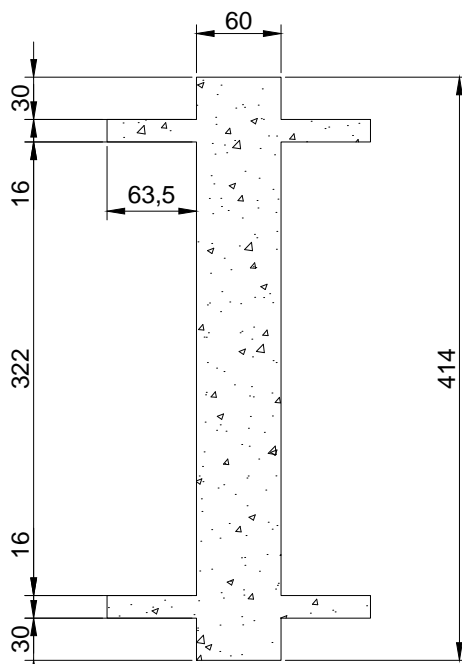
$$E_{ef} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_\infty} = \frac{36}{1 + 1} = 18GPa$$

Förhållandet mellan stålets och betongens elasticitetsmodul är:

$$n_L = \frac{E_s}{E_{ef}} = \frac{200}{18} = 11,1$$

Tröghetsmoment

Genom att ha konverterat stålets area till betongarea via förhållandet mellan materia- lens E-moduler har en beräkningsmodell av tvärsnittet skapats (se FIGUR A.5). Denna beräkningsmodell användes för att uppskatta tvärsnittets tröghetsmoment.



FIGUR A.5: *Ekvivalent tvärsnitt där stålarea konverterats till betongarea*

Grundformeln för tröghetsmoment hos en sammansatt geometri är:

$$I = I' + A\bar{b}^2 \tag{A.8.1}$$

Med hjälp av ekvation (A.8.1) och FIGUR A.5 kan nu tröghetsmomentet beräknas:

$$I = \frac{60 \cdot 414^3}{12} + 60 \cdot 414 \cdot 0^2 + 4 \left(\frac{63,5 \cdot 16^3}{12} + 63,5 \cdot 16 \cdot 169^2 \right) = 47,095 \cdot 10^7 mm^4$$

Nedböjning

En uppskattning av deformationen görs genom att först beräkna nedböjning för osprucket tvärsnitt med konstant styvhet EI_I samt nedböjning för helt sprucket tvärsnitt med konstant styvhet EI_{II} [20].

$$v = \xi v_{II} + (1 - \xi)v_I \quad (\text{A.8.2})$$

där ξ är en fördelningskoefficient som beaktar dragspänningar i betong mellan sprickor:

$$\xi = 1 - \beta \left(\frac{M_{sr}}{M_s} \right)^2 \quad (\text{A.8.3})$$

och β är en koefficient som beaktar inverkan på medeltöjning av lastens varaktighet. $\beta = 0,5$ för långtidslast. $\xi = 0$ för osprucket tvärsnitt.

Först görs en kontroll av vid vilken last tvärsnittet spricker upp. Detta genom att se vid vilket moment det uppstår spänningar motsvarande betongens draghållfasthet.

Beräkningarna utgår från sambandet nedan:

$$\sigma = \frac{M}{I}y \quad (\text{A.8.4})$$

Betongens draghållfasthet i medeltal är f_{ctm} är 3,8 MPa. Genom att använda (A.8.4) kan sprickmomentet erhållas:

$$M_{sr} = \frac{f_{ctm}I}{y} = \frac{3,8 \cdot 10^6 \cdot 47,095 \cdot 10^{-5}}{0,207} = 8645 Nm$$

Enligt beräkningarna spricker tvärsnittet upp vid ett moment på 8,65 kNm och det innebär att vid lastnivå under 8,65 kNm utgår beräkningarna från osprucket tvärsnitt och vid lastnivå över utgås det från uppsprucket tvärsnitt. *Detta sprickmoment kommer att jämföras med uppskattat sprickmoment i försöken. Observera att det tagits hänsyn till långtidseffekter hos betongen i beräkningarna. Det innebär att sprickmomentet är en aning underskattat i detta avseende i jämförelse med korttidsbelastningen under försöken.*

EI_I är styvheten för det ekvivalenta sammansatta ståltvärsnittet. EI_{II} är styvheten för motsvarande uppsprucket tvärsnitt där tröghetsmomentet bestäms genom diagram för dubbelarmerat tvärsnitt (se bilaga C) och elasticitetsmodulen är den för betongen, reducerade på grund av långtidseffekter.

Beräkningsgången för nedböjning kommer att exemplifieras för båda fallen, dvs. vid osprucket samt vid uppsprucket tvärsnitt.

Vid en last motsvarande 5 meter tegel och 8,5 kNm är tvärsnittet osprucket och därav följer en kortare beräkningsgång. Ekvation (A.8.2) förenklas och ger:

$$v = 0,905 \cdot \frac{10100}{18 \cdot 10^9 \cdot 47,095 \cdot 10^{-5}} = 1,07 \cdot 10^{-3} m$$

Nedböjningen uppgår till ca 1 mm innan balken spricker upp.

Vidare följer en uppskattning av nedböjningen vid last motsvarande 10 meter tegelöverbyggnad och böjmomentet 16,9 kNm, dvs. att balken befinner sig långt in i uppsprucket stadium.

Fördelningskoefficienten bestäms genom ekvation (A.8.3):

$$\xi = 1 - 0,5 \left(\frac{8645}{16900} \right)^2 = 0,869$$

Innan diagrammet kan utnyttjas för att bestämma I_{II} måste ett antal variabler bestämmas.

Böjarmeringsinnehållet är:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{16^2 \pi / 4}{60 \cdot 376} = 8,912 \cdot 10^{-3}$$

Konstanten α , vilken är förhållandet mellan E-modulerna stål och betong är enligt tidigare bestämd till 11,1. Eftersom det är samma mängd längsarmering i ovankant som underkant är $\rho'/\rho = 1$.

$$\rho\alpha = 8,912 \cdot 10^{-3} \cdot 11,1 = 0,099$$

Avläsning i diagrammet (bilaga C) ger att konstanten $c_1 = 0,06$.

Med nödvändig information känd kan tröghetsmomentet för uppsprucket tvärsnitt bestämmas:

$$I_{II} = bd^3 c_1 = 60 \cdot 376^3 \cdot 0,06 = 1,914 \cdot 10^8 \text{ mm}^2$$

Genom att använda formen för nedböjningen enligt ekvation (A.4.26) samt ekvation (A.8.2) kan nedböjning uppskattas nedan via tre steg.

$$v_1 = 0,905 \cdot \frac{20100}{18 \cdot 10^9 \cdot 47,095 \cdot 10^{-5}} = 2,15 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$v_{II} = 0,905 \cdot \frac{20100}{18 \cdot 10^9 \cdot 1,914 \cdot 10^{-4}} = 5,28 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$v = 0,869 \cdot 5,28 \cdot 10^{-3} + (1 - 0,869) \cdot 2,15 \cdot 10^{-3} = 4,87 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Det erhålls en nedböjning på 4,87 mm vid en last motsvarande överbyggnad på 10 meter tegel.

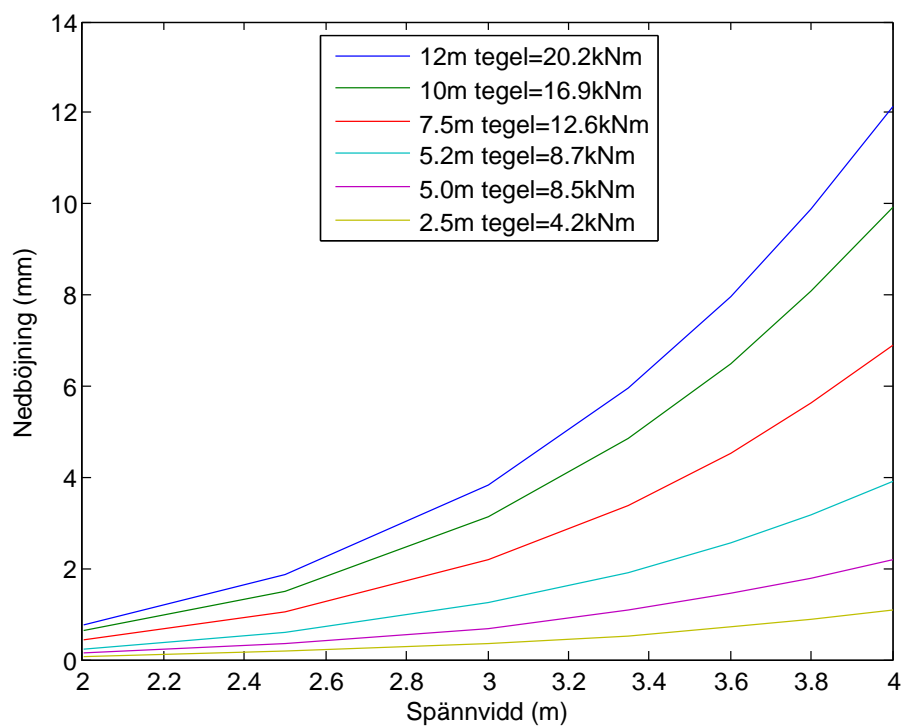
I diagram A.6 och A.7 går det att avläsa förhållandet mellan nedböjning–spännvidd–last.

Laster förhåller sig till lastrelationen $q_1 = 10q_2$.

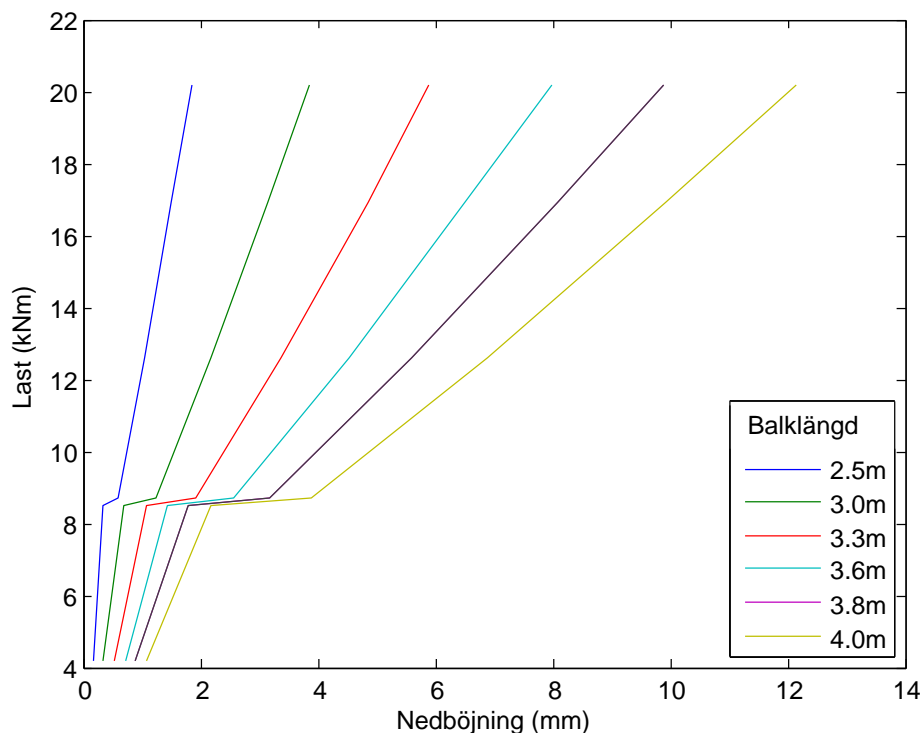
Nedböjningskravet för betongkonstruktioner enligt Eurokod är $L/500$ då det föreligger risk för skador på angränsande konstruktionsdelar [13]. Vald balk som har en längd på 3,3 meter får enligt beräkningarna en nedböjning på ungefär 6 mm vid 12 meters överbyggnad och det motsvarar $L/550$. *Observera att vid en dimensionering bör karakteristiskt värde*

för betongens draghållfasthet (2,7 MPa) användas istället för medelvärdet (3,8 MPa) som i detta fall. Beräkningarna är en kompromiss mellan att verifiera balken enligt Eurokod och kunna göra en jämförelse med laborationsförsöken.

Vid analysen av provkropparna i rapporten används $L/500$ som ett kriterium för övre gräns i bruksstadiet.



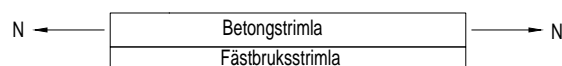
FIGUR A.6: Diagram över nedböjningen i förhållande till spännvidd vid olika last



FIGUR A.7: Diagram över last i förhållande till nedböjningen vid olika spännvidd

Sprickbildning

I Björn Engströms 'Beräkning av betongkonstruktioner' [14] beskrivs sprickbildningsprocessen hos armerade betongstavar. Det går ut på att stålet belastas av en dragkraft vilken ger spänningar som successivt överförs till betongen p.g.a. vidhäftningen mellan materia- len. I vårt fall är det betongen som belastas och spänningar överförs till fästbruket som i sin tur överför spänningar till tegelskärvorna. Se FIGUR A.8. Allt eftersom kraften ökar i armeringen byggs spänningarna upp i betongen tills en spricka uppstår. För att en spricka ska uppstå måste påkänningen i betongen motsvara betongens draghållfasthet.

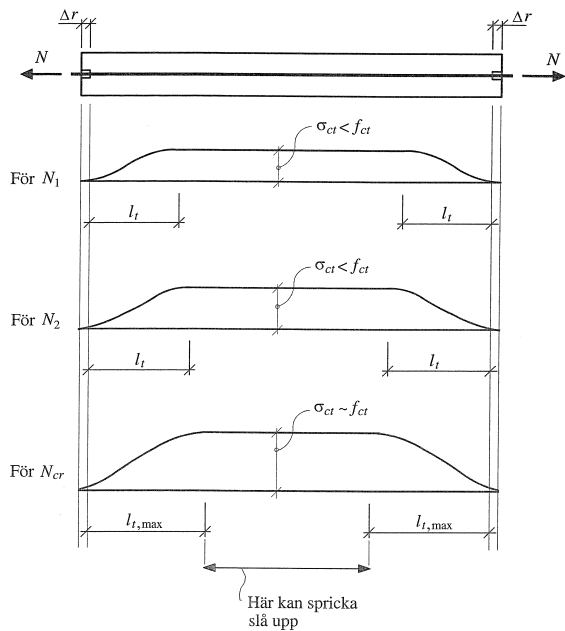


FIGUR A.8: En förenklad modell av betongen och fästbruket som jämförs med Engströms sprickbildningsmodell

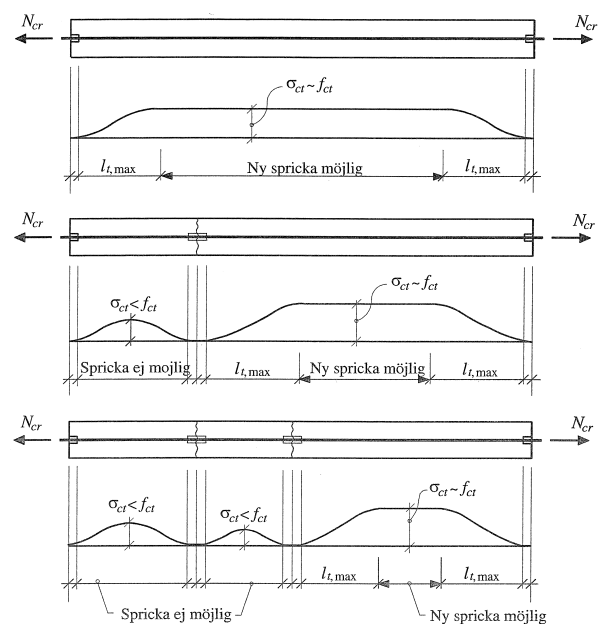
Sprickor kan inte uppstå hur tätt som helst, för att bygga upp en påkänning i betongen motsvarande draghållfastheten krävs en överföringssträcka med längden $l_{t,max}$. Se FIGUR A.9. Vid sprickan uppstår ett lokalt vidhäftningsbrott som innebär att avståndet till nästa spricka måste vara minst $\delta r + l_{t,max}$. Se FIGUR A.10.

Om två sprickor uppstår på ett avstånd som är mindre än $2l_{t,max} + 2\delta r$ är avståndet för kort för att en påkänning motsvarande draghållfastheten skall kunna byggas upp mellan sprickorna. Det som istället sker vid deformation är att sprickorna blir större.

Spricköverföringsträckans längd styr sprickavstånden och denna beror på kraftöverföringen mellan materialen. Kraftöverföringen beror delvis på materialens elasticitetsmodul. Av logiska skäl uppstår en spricka snabbare om betongen har lägre draghållfasthet. Det innebär att sprickorna kan uppstå med kortare avstånd från varandra.



FIGUR A.9: Fördelning av påkänningar vid ökande dragkraft upp till spricklasten [14]



FIGUR A.10: Exempel på sprickbildningsprocess. Omfördelning av påkänningar efterhand som nya sprickor uppstår [14]

En lägre E-modul är fördelaktig eftersom det kräver en längre sträcka att bygga upp motsvarande spänningar. En lägre draghållfasthet innebär att det vid motsvarande längd uppstår fler sprickor men att de är smalare.

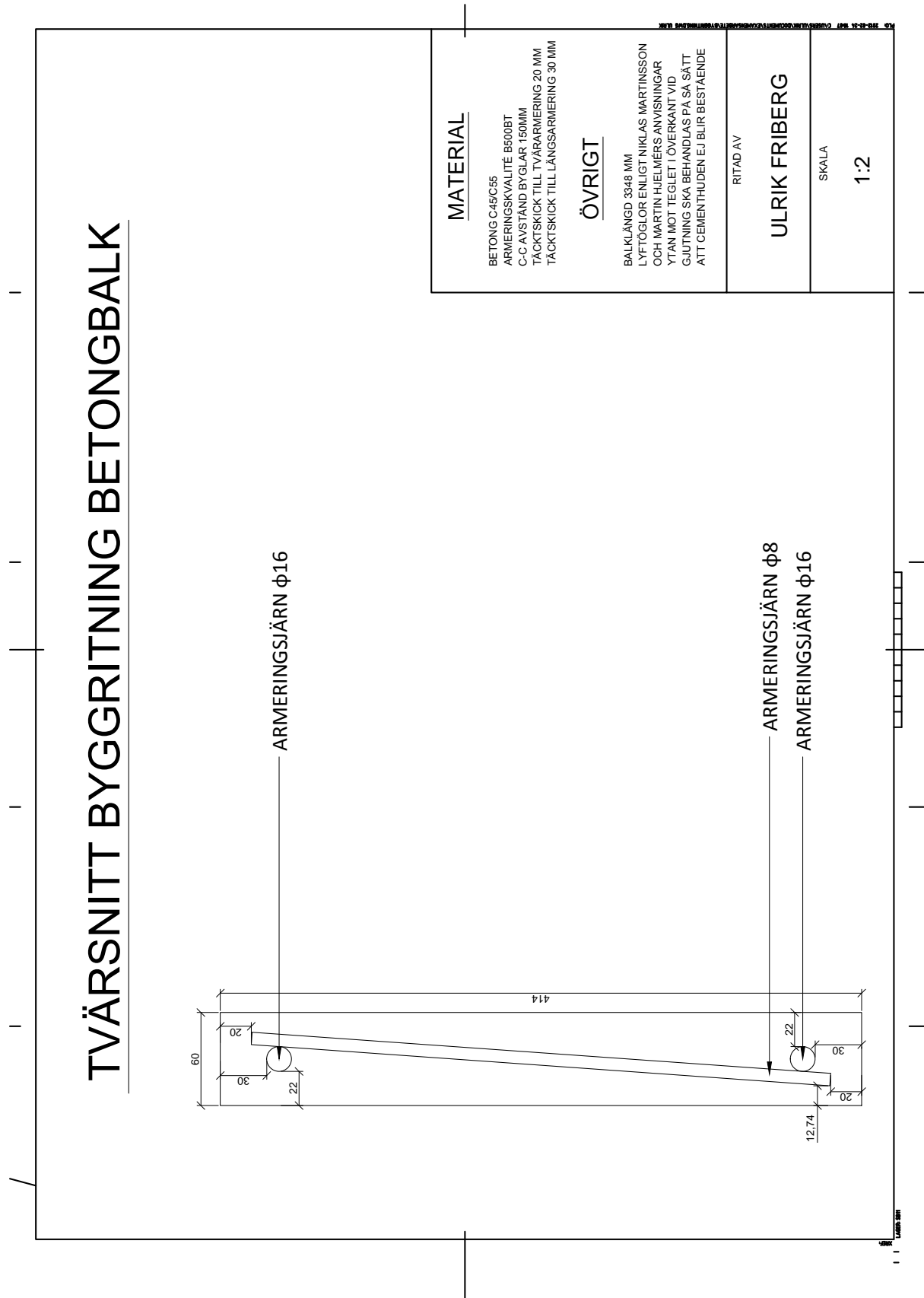
Sprickor kan uppfattas som störande rent visuellt. Det är en bedömningsfråga där flera olika faktorer som avgör hur uppseendeväckande sprickmönstret är. Det kan bedömas utifrån bland annat hur tätt de uppstår, hur långa de är och hur breda de är. I provkropparnas tegelfasad antas det att en sprickbredd på 0,2 mm är visuellt störande och detta användes som ett kriterium i analysen av bruksstadiet.

Bilaga B

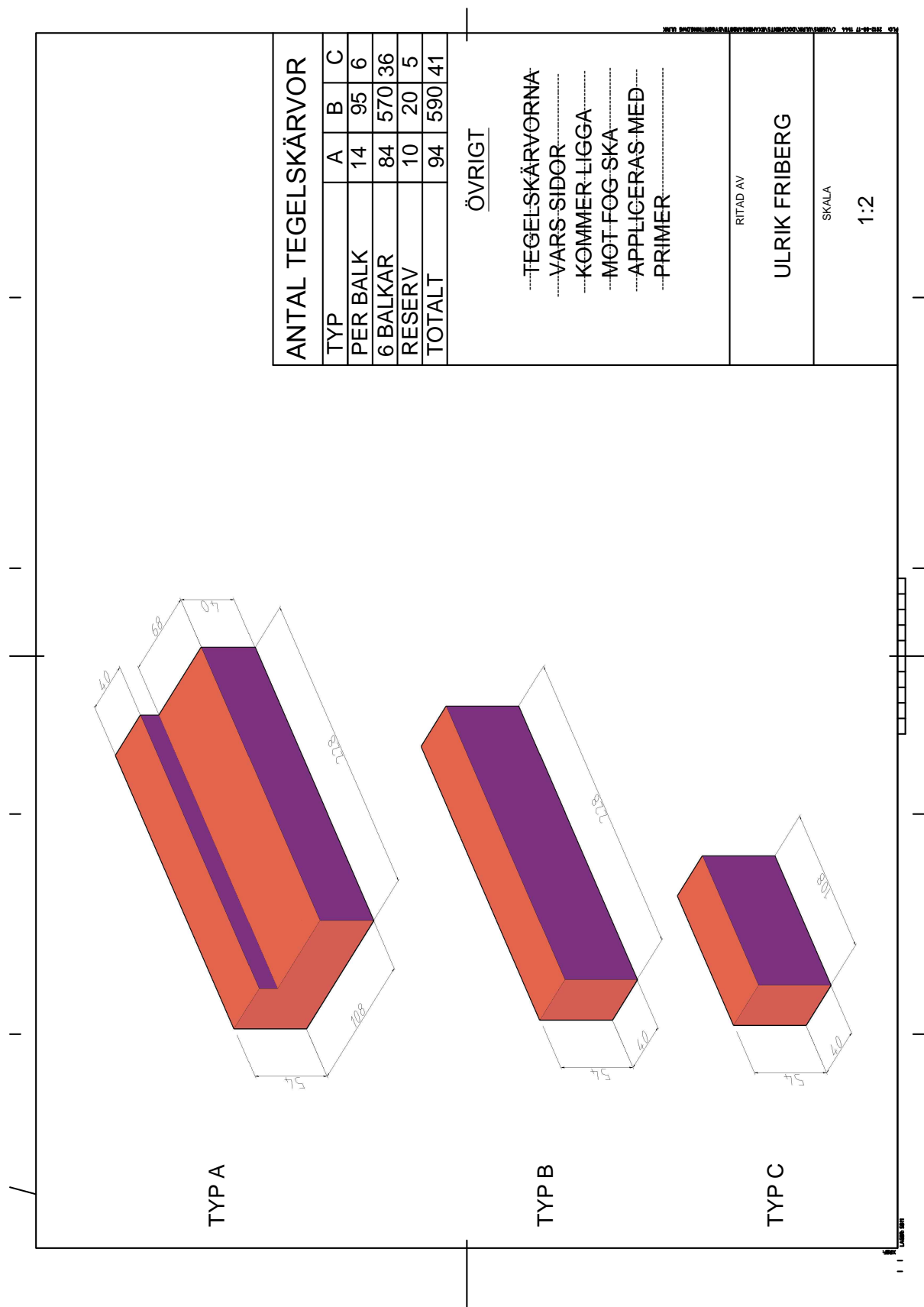
Ritningar

OBS! Ritningarna är inte i rätt skala i detta format.

B.1 Betongelement i tvärsnitt



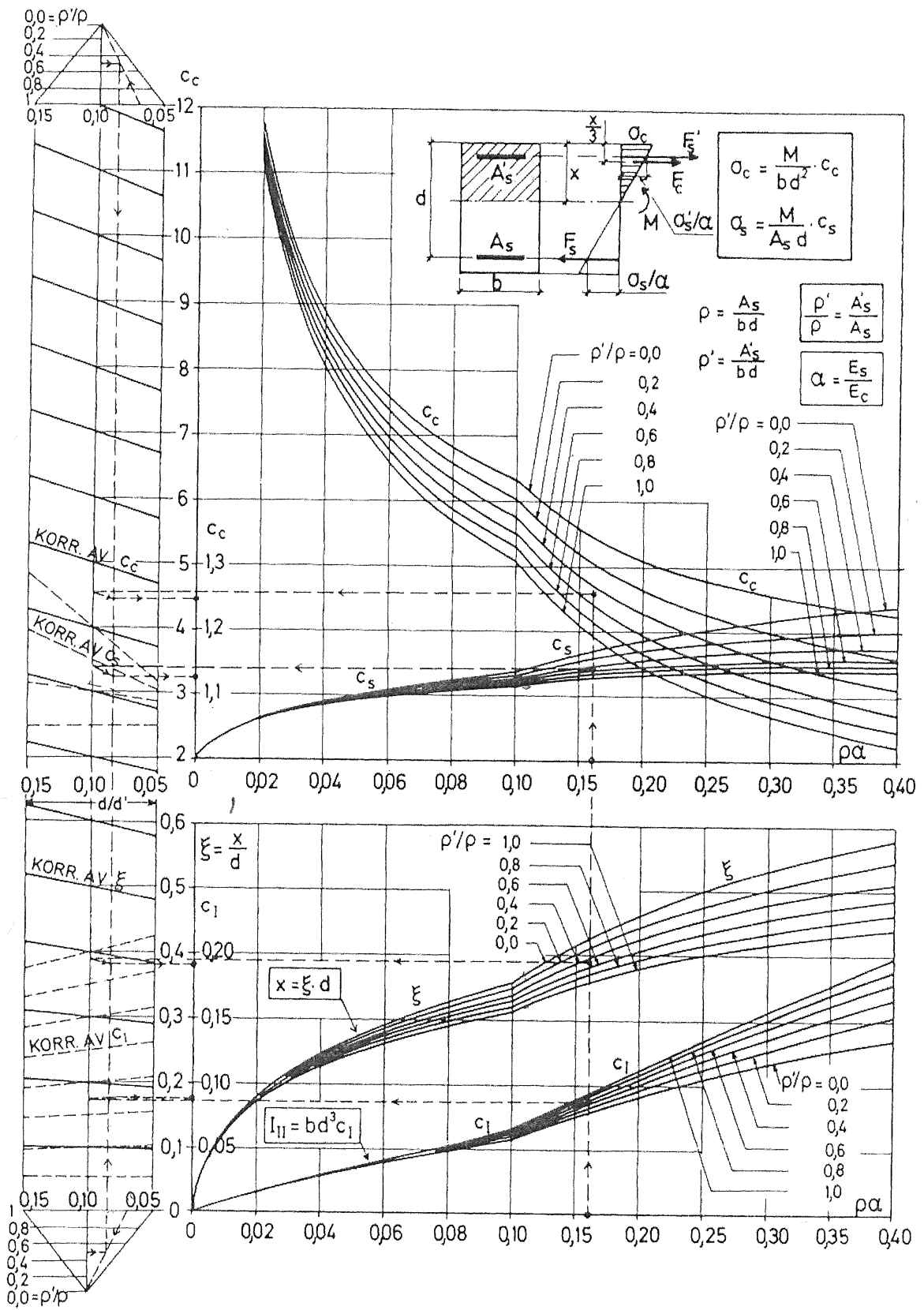
B.4 Tegelskärvor



Bilaga C

Diagram för dimensionering av dubbelarmerat tvärsnitt

BILAGA C. DIAGRAM FÖR DIMENSIONERING AV DUBBELARMERAT TVÄRSNITT



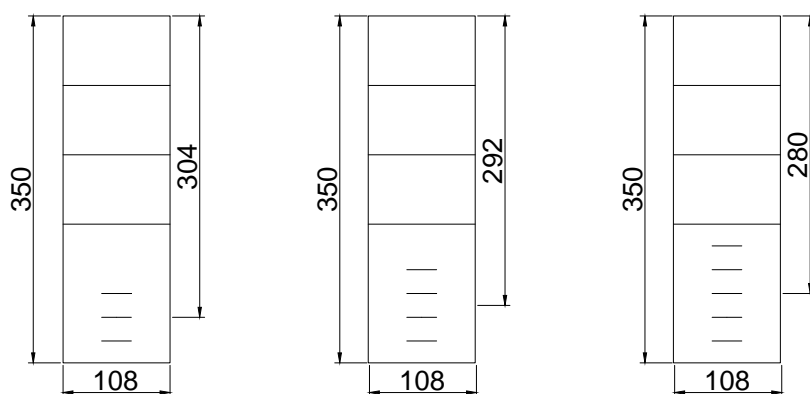
Bilaga D

Parameterstudie av samverkanstvårsnitt

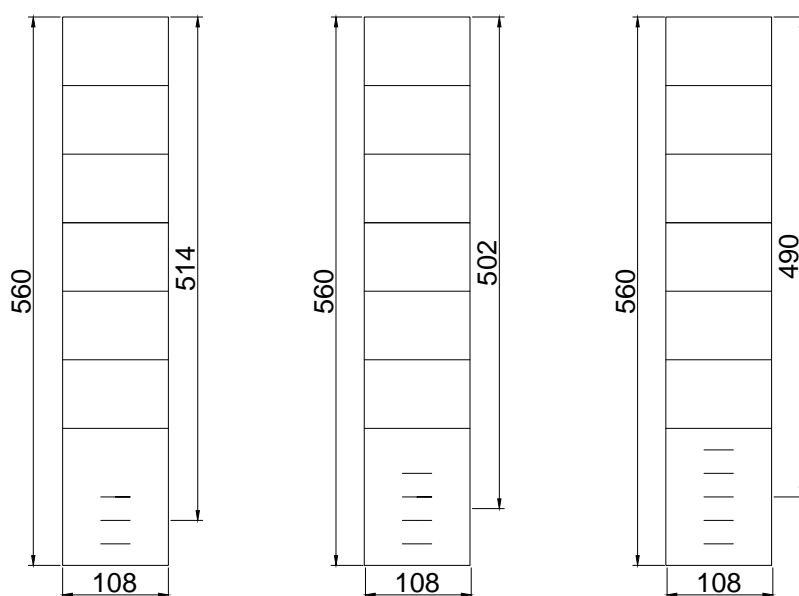
D.1 Beräkningsmodell

Det gjordes en parameterstudie av tänkt modell för att på så sätt se om det vid rimliga tvärsnittsdata och förutsättningar rent matematiskt går att påvisa väsentlig bärförmåga i samverkanstvårsnittet.

Eftersom förstudien genomfördes i ett mycket tidigt stadium har grova förenklingar och antaganden gjorts. Bland annat tas inte hänsyn till att understa delen av tvärsnittet bestående av betong, i verkligheten måste vara smalare p.g.a. att den måste kläs in i ett tegelskal av okänd tjocklek. I FIGUR D.2 och D.1 nedan illustreras sex olika beräkningsmodeller som studien baseras på. Tvärsnittet är rektangulärt med en bredd på 108 mm. Nedre rektangeln illustrerar betongdelen och motsvarar två tegelskift på totalt 140 mm. Ovanpå detta ligger en påbyggnad av murverk med tre respektive sex skift. Varje skift utgör en höjd på 70 mm. Alltså kommer två olika sammansatta tvärsnitt betraktas, med måtten 108x350 mm och 108x560 mm. Dessa två geometrier armeras olika. Tvärsnitten implementeras med tre, fyra och fem lager stegarmering som arbetar i drag. Armeringen placeras i betongzonen. Utöver detta ska två balklängder på tre och fyra meter studeras. Totalt ingår tolv olika balkar i studien.



FIGUR D.1: Modeller över balkar med en höjd på fem skift



FIGUR D.2: Modeller över balkar med en höjd på åtta skift

- Stegarmeringen är rostfri av typen Bi 37rf med en tvärsnittsarea på 20,93 mm² och flytgränsen f_{yk} 850 MPa. Säkerhetsfaktorn för armering i murverk γ_S är 1,3 [1], vilket ger ett dimensionerande hållfasthetsvärde f_{yd} på 654 MPa.
- Karakteristisk tryckhållfasthet f_{ck} för murverk sätts till 6 Mpa och säkerhetsfaktorn γ_d är 2,0 [1]. Det ger en dimensionerande tryckhållfasthet f_{cd} på 3 MPa. Vidare uppskattas tryckhållfastheten vid böjning vara 80% av ren tryckhållfasthet vilket korrigerar f_{cd} med faktorn 0,8.
- Karakteristisk skjuvhållfasthet f_{vk} sätts till 0,2 MPa vilket ger ett dimensionerande värde f_{vd} på 0,1 MPa.

D.2 Brottgränstillståndet

Eftersom det är svårt att veta exakt hur tvärsnittet kommer att bete sig i och med att det består av murverk samt betong och att det inte finns någon standard för denna typ görs uppskattningen att beteendet liknar mer det hos murverk. Antagandet är mycket ofördelaktigt med avseende på tvärkraftskapaciteten men risken att överskatta bärförmågan minimeras. En annan anledning att betrakta det som murverk är att tvärsnittet till största del består av murverk.

Beräkningsgången exemplifieras för fallet med måtten 108x560 mm och tre lager armering. Resterande del av studien presenteras i tabellformat.

Kontrollen av bärförmåga följer Eurokods normer för murverk [1].

Momentkapacitet

Momentkapaciteten bestäms via ett förneklat samband:

$$M_{Rd} = 0,95dA_s f_{yd} \quad (\text{D.2.1})$$

Momentkapaciteten begränsas dock med hänsyn till tryckt kant:

$$M_{Rd} \leq 0,4bd^2 f_{cd} \quad (\text{D.2.2})$$

Tvärsnittsarea för tre skift stegarmering:

$$A_s = 3 \cdot 20,93 = 62,8 \text{ mm}^2$$

Insatta värden i (D.2.1) ger:

$$M_{Rd} = 0,95 \cdot 0,514 \cdot 6,28 \cdot 10^{-5} \cdot 654 \cdot 10^6 = 20000 \text{ N}$$

Kontroll mot sprött brott enligt (D.2.2) ger:

$$M_{Rd} \leq 0,4 \cdot 0,108 \cdot 0,514^2 \cdot 3 \cdot 10^6 \cdot 0,8 = 27400 \text{ Nm}$$

Övriga resultat presenteras nedan i TABELL D.1 och D.2.

TABELL D.1: *Momentkapacitet vid åtta skifts höjd*

n, lager armering	d (m)	A_s (m ²) x10 ⁻⁵	M_{Rd} (kNm)	$M_{Rd} \leq$
3	0,514	6,28	20,0	27,4
4	0,502	8,37	26,1	*26,1
5	0,490	10,4	31,8	*24,9

*I de flesta fall uppfylls inte *dimensioneringskraven* vad gäller segt brott. Det tas i beaktning att möjligheten att murverkets tryckhållfasthet underskattats är rimlig.

TABELL D.2: *Momentkapacitet vid fem skifts höjd*

n, lager armering	d (m)	A_s (m ²) x10 ⁻⁵	M_{Rd} (kNm)	$M_{Rd} \leq$
3	0,304	6,28	11,9	*9,58
4	0,292	8,37	15,2	*8,84
5	0,280	10,4	18,2	*8,13

Tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapaciteten bestäms enligt följande samband:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{D.2.3})$$

Insatta värden i (D.2.3) ger:

$$V_{Rd} = 0,1 \cdot 10^6 \cdot 0,108 \cdot 0,514 = 5550N$$

Övriga resultat presenteras nedan i TABELL D.3 och D.4.

TABELL D.3: *Tvärkraftskapacitet vid åtta skifts höjd**

n, lager armering	d (m)	b_w (m)	V_{Rd} (kN)
3	0,514	0,108	5,55
4	0,502	0,108	5,42
5	0,490	0,108	5,29

TABELL D.4: *Tvärkraftskapacitet vid fem skifts höjd**

n, lager armering	d (m)	b_w (m)	V_{Rd} (kN)
3	0,304	0,108	3,28
4	0,292	0,108	3,15
5	0,280	0,108	3,02

*I efterhand konstaterades det att antagandet om att betrakta hela tvärsnittet som murverk var att underskatta tvärkraftskapaciteten. En överslagskontroll påvisade att tvärkraftskapaciteten endast i betongdelen är ungefär 10 kN vilket är dubbelt så högt som resultaten med murverk.

Lastkapacitet i brottgränstillståndet

Beräkningarna fortsätter med samma tvärsnitt som tidigare, måtten 108x560 mm och tre lager armering samt med en definierad längd på fyra meter. Eftersom egentynngd är dominerande last används säkerhetsfaktorn 1,35. Lastkapacitet bestäms med avseende på moment- och tvärkraftskapacitet.

För momentkapaciteten utgår beräkningarna från sambandet i ekvation (A.7.9):

$$q_d = \frac{M_{Rd}}{\gamma_d(0,075L^2)} = \frac{20000}{1,35(0,075 \cdot 4^2)} = 12300N/m$$

För tvärkraftskapaciteten utgår beräkningarna från sambandet i ekvation (A.7.12):

$$q_d = V_{Rd} \frac{80}{\gamma_d(31L)} = 5550 \frac{80}{1,35(31 \cdot 4)} = 2650N/m$$

Resterande del av studien presenteras nedan i tabeller. Tabellerna anger förutom lasten q i kN/m även ekvivalent tegelöverbyggnad. Murverkets tunghet är uppskattat till 18,6 kN/m³ vilket ger att en meter tegelöverbyggnad motsvarar en last på ca 2 kN/m.

TABELL D.5: Lastkapacitet med avseende på momentkapacitet

Längd (m)	Höjd (m)	n, armering	M_{Rd} (kNm)	q_d (kN/m)	Överbyggnad (m)
4	0,560	3	20,0	12,3	6,2
4	0,560	4	26,1	16,1	8,1
4	0,560	5	*24,9	15,4	7,4
4	0,350	3	*9,58	5,9	3,0
4	0,350	4	*8,84	5,5	2,7
4	0,350	5	*8,13	5,0	2,5
3	0,560	3	20,0	21,9	11,0
3	0,560	4	26,1	28,6	14,3
3	0,560	5	*24,9	27,3	13,6
3	0,350	3	*9,58	10,5	5,3
3	0,350	4	*8,84	9,7	4,9
3	0,350	5	*8,13	8,9	4,5

*Sprött brott.

TABELL D.6: Lastkapacitet med avseende på tvärkraftskapacitet*

Längd (m)	Höjd (m)	n, armering	V_{Rd} (kNm)	q_d (kN/m)	Överbyggnad (m)
4	0,560	3	5,55	2,7	1,3
4	0,560	4	5,42	2,6	1,3
4	0,560	5	5,29	2,5	1,3
4	0,350	3	3,28	1,6	0,8
4	0,350	4	3,15	1,5	0,8
4	0,350	5	3,02	1,4	0,7
3	0,560	3	5,55	3,5	1,8
3	0,560	4	5,42	3,5	1,7
3	0,560	5	5,29	3,4	1,7
3	0,350	3	3,28	2,1	1,0
3	0,350	4	3,15	2,0	1,0
3	0,350	5	3,02	1,9	1,0

*Som nämnt på sida 76 har tvärkraftskapaciteten underskattats och bör rimligen vara minst det dubbla. Det innebär att lastkapaciteten men avseende på tvärkraftskapacitet egentligen är dubbelt så stor och uppnår en överbyggnad på 2,6 meter vilket ändå är relativt lågt.

D.3 Bruksgränstillståndet

Tanken med undersökningen i bruksgränstillståndet är att skapa en uppfattning av i hur hög grad samverkan kan uppnås mellan murverket och betongen.

Tvärsnittsmodell

Först skapas en beräkningsmodell över två olika tvärsnitt, med fem skifts balkhöjd samt med åtta skifts balkhöjd. Tvärsnittens geometri beskrivs i TABELL D.7.

TABELL D.7: *Tvärsnittsdata*

Betongarea 108x140mm (m ²)	A_{btg}	0,0151
Area A2 (m ²)	A_{A2}	0,0454
Area A1 (m ²)	A_{A1}	0,0227
Bredd - A1 och A2 (m)	b	0,108
Höjd - B1 och B2 (m)	h_{btg}	0,140
Höjd A2 (m)	h_{A2}	0,420
Höjd A1 (m)	h_{A1}	0,210
Tyngdpunkt - B1 och B2 (m)	e_B	0,07
Tyngdpunkt A2 (m)	e_{A2}	0,350
Tyngdpunkt A1 (m)	e_{A1}	0,245

Tvärsnittsdata i TABELL D.7 används för att omvandla modellerna bestående av betong och murverk till en motsvarande geometri i ekvivalent murverk. Detta genom att förhålla betongens E-modul till murverkets.

Materialens elasticitetsmodul får en skenbar minskning p.g.a. långtidseffekter som exempelvis krypning. Nedan följer ett samband för elasticitetsmodulens förändring med tiden. Betongens och murverkets elasticitetsmodul är till 36 respektive 6 GPa. Kryptalet sätts till 1,0.

Samband för elasticitetsmodulens förändring med tid:

$$E_{ef} = \frac{E}{1 + \varphi_{\infty}} \quad (\text{D.3.1})$$

I detta fall är betongdelen dragen och påverkas inte av krypning.

$$E_{ef,btg} = 36GPa$$

Murverkets E-modul uppskattas med hänsyn till långtidseffekt vara:

$$E_{ef,mv} = \frac{6}{1 + 1} = 3GPa$$

Förhållandet mellan betongens och murverkets E-modul blir:

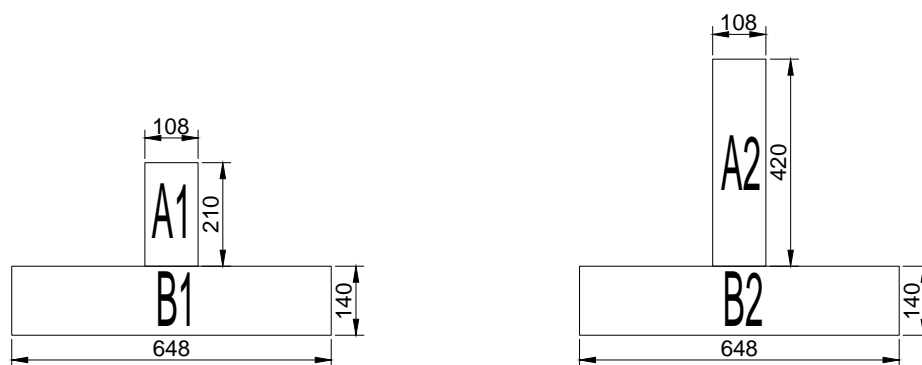
$$n_L = \frac{E_{ef,btg}}{E_{ef,mv}} = \frac{36}{3} = 12$$

Nu kan de båda tvärsnitten omvandlas till ekvivalenta murverksgeometrier. Beräkningarna illustreras över tvärsnittet 108x560.

Tvärsnittet omvandlas ekvivalent murverksarea:

$$A_{ekv} = A_{btg}n_L + A_{A2} = 0,0151 \cdot 12 + 0,0454 = 0,227m^2$$

I FIGUR D.3 illustreras de erhållna ekvivalenta tvärsnitten med balkhöjderna 560 mm och 350 mm.



FIGUR D.3: *Ekvivalenta murverkstvärsnitt*

Vidare bestäms tyngdpunktens läge i det ekvivalenta tvärsnittet:

$$e_{ekv} = \frac{A_{btg}n_L e_B + A_{A2} e_{A2}}{A_{ekv}} = \frac{0,0151 \cdot 12 \cdot 0,07 + 0,0454 \cdot 0,350}{0,227} = 0,126m$$

Nu kan tröghetsmomentet beräknas:

$$\begin{aligned} I_{ekv} &= (bn_L) \frac{h_B^3}{12} + (A_{btg}n_L)(e_{ekv} - e_B)^2 + b \frac{h_{A2}^3}{12} + A_{A2}(e_{ekv} - e_{A2})^2 \\ &= 0,108 \cdot 12 \cdot \frac{0,140^3}{12} + 0,0151 \cdot 12 \cdot (0,126 - 0,07)^2 + 0,108 \cdot \frac{0,420^3}{12} \\ &\quad + 0,0454 \cdot (0,126 - 0,350)^2 = 0,00381m^4 \end{aligned}$$

Skjuvspänning

Det ska uppskattas hur stor tvärkraft tvärsnitten kan utsättas för med hänsyn till murverkets skjuvspänningskapacitet. Skjuvspänningen kontrolleras i nivå med gränsskiktet mellan betong och murverk.

Beräkningarna fortsätter med tvärsnittet 108x560 mm.

Den avskjuvade areans hävarm är:

$$\bar{y} = e_{ekv} - e_B = 0,126 - 0,070 = 0,0560m$$

Tvärkraften kan nu erhållas ur sambandet för skjuvspänning:

$$V = \frac{f_{vk} I_{ekv} b}{A \bar{y}} = \frac{0,2 \cdot 10^6 \cdot 0,00381 \cdot 0,108}{0,184 \cdot 0,056} = 8100N$$

Övriga resultat presenteras i TABELL D.8 och D.9.

TABELL D.8: Begränsande tvärkraft vid balkhöjd 560 mm

Ekvivalent area (m ²)	A_{ekv}	0,227
Tyngdpunkt (m)	e_{ekv}	0,126
Tröghetsmoment (m ⁴)	I_{ekv}	0,00381
Hävarm (m)	\bar{y}	0,0560
Bredd (m)	b	0,108
Avskjuvad area (m ²)	A	0,184
Max tvärkraft (kN)	V	8,10

TABELL D.9: Begränsande tvärkraft vid balkhöjd 350 mm

Ekvivalent area (m ²)	A_{ekv}	0,204
Tyngdpunkt (m)	e_{ekv}	0,117
Tröghetsmoment (m ⁴)	I_{ekv}	0,00152
Hävarm (m)	\bar{y}	0,0350
Bredd (m)	b	0,108
Avskjuvad area (m ²)	A	0,184
Max tvärkraft (kN)	V	3,86

Lastkapacitet

Beräkningarna fortsätter med samma tvärsnitt som tidigare, måtten 108x560 mm och tillägget att balklängden är på fyra meter.

För att bestämma lasten används ekvation (A.7.12):

$$q_d = V_{Rd} \frac{80}{\gamma_d(31L)} = 8100 \frac{80}{1,0(31 \cdot 4)} = 5220N/m$$

Övriga resultat presenteras i TABELL D.10.

TABELL D.10: Lastkapacitet med avseende på
skjuvning i bruksgränstillståndet

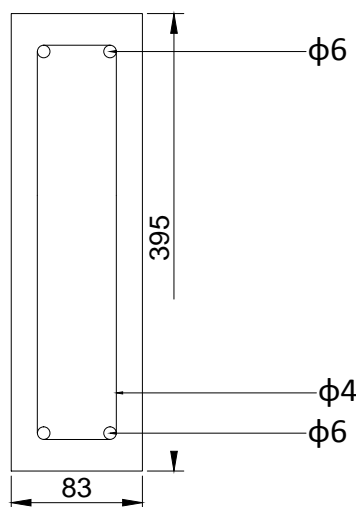
Längd (m)	Höjd (m)	V_{Rd} (kN)	q_d (kN/m)	Överbyggnad (m)
4	0,560	8,10	5,22	2,6
4	0,350	3,86	2,49	1,2
3	0,560	8,10	6,97	3,5
3	0,350	3,86	3,32	1,2

Bilaga E

Parameterstudie av betongbalk

E.1 Beräkningsmodell

En parameterstudie av ett rimligt stort betongtvärsnitt med olika mängd armering genomförs i en undersökning om vilken bärförmåga som är möjlig att uppnå. I FIGUR E.1 illustreras en karakteristisk modell för studien.



FIGUR E.1: *Representativ beräkningsmodell för fall med byglar*

E.2 Brottgränstillståndet

Betongkvalité är C45 med en karateristisk tryckhållfasthet f_{ck} på 45 MPa. Partialkoefficient i brottgränstillståndet γ_C är 1,5 vilket ger en dimensionerande tryckhållfasthet f_{cd} på 30 MPa. Armeringen är rostfri med karakteristisk hållfasthet f_{yk} på 650 MPa. Partialkoefficient för armering γ_S är 1,15 vilket ger en armeringshållfasthet f_{yd} på 565 MPa.

Beräkningsgången exemplifieras för olika typer av tvärsnitt, med och utan tvärkraftsarmering. Först följer ett exempel med en betongbalk om 83x395 mm med längsgående armering i ovan- och underkant. Armeringstjockleken är 6 mm i diameter. Balken innehåller ingen tvärkraftsarmering.

Med dragarmering om två stycken järn på 6 mm i diameter fås en tvärsnittsarea på:

$$A_s = 2\pi \cdot 0,006^2/4 = 5,65 \cdot 10^{-5} m^2$$

Med ett täckskikt på 20 mm till dragarmeringen samt en armeringsradie på 3 mm kan en effektiv höjd beräknas till:

$$d = 395 - 20 - 3 = 372 mm$$

Momentkapacitet

För att bestämma momentkapaciteten används ett förenklat samband enligt:

$$M_{Rd} = 0,9dA_s f_{yd} \quad (E.2.1)$$

Med insatta värden i ekvation (E.2.1) fås:

$$M_{Rd} = 0,9 \cdot 0,372 \cdot 5,65 \cdot 10^{-5} \cdot 565 \cdot 10^6 = 10700 Nm$$

Övriga resultat presenteras i TABELL E.1.

TABELL E.1: *Momentkapacitet vid varierande mängd armering*

Armering	Rader armering	Järn/rad	d (m)	A_s (m ²) x10 ⁻⁵	M_{Rd} (kNm)
ϕ6	1	2	0,372	5,65	10,7
ϕ6	1	3	0,372	8,48	16,0
ϕ6	2	2	0,346	11,3	19,9
ϕ6	2	3	0,346	17,0	29,8
ϕ8	1	2	0,371	10,0	19,0
ϕ8	2	2	0,343	20,1	35,1
ϕ10	1	2	0,370	15,7	29,6
ϕ10	2	2	0,340	31,4	54,3

Tvärkraftskapacitet

För att bestämma tvärkraftskapaciteten används flera regler enligt Eurokod [13].

Beräkningarna fortsätter med samma tvärsnitt som ovan, dvs. tvärsnittsmåttet 83x395, endast längsarmering om två stycken 6 mm diameter-järn i ovan- och underkant samt ingen tvärkraftsarmering.

Tvärkraftskapacitet utan tvärkraftsarmering bestäms enligt:

$$V_{Rdc} = C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck} b_w d} \quad (\text{E.2.2})$$

Dock minst:

$$V_{Rdc} \leq v_{min} b_w d \quad (\text{E.2.3})$$

För att beräkna kapaciteten måste ett antal variabler bestämmas:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{372}} = 1,73$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_{btg}} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{5,65 \cdot 10^{-5}}{0,083 \cdot 0,372} = 0,00183$$

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035 \sqrt{1,73^3 \cdot 45} = 0,536$$

Tvärkraftskapaciteten kan nu bestämmas med ekvation (E.2.2) och (E.2.3):

$$V_{Rdc} = 0,12 \cdot 1,73 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00183 \cdot 45} \cdot 83 \cdot 372 = 13000N$$

Dock minst:

$$V_{Rdc} = 0,536 \cdot 83 \cdot 372 = 16500N$$

Övriga resultat presenteras i TABELL E.2.

TABELL E.2: *Tvärkraftskapacitet utan byglar*

A_{sl} (m ²) x10 ⁻⁵	k	ρ_l	v_{min}	V_{Rdc} (kNm)	$V_{Rdc} \geq$
5,65	1,73	0,00183	0,536	13,0	16,5
8,48	1,73	0,00275	0,536	14,9	16,5
11,3	1,76	0,00394	0,548	15,8	15,8
17,0	1,76	0,00590	0,548	18,1	15,8
10,0	1,73	0,00326	0,536	12,9	16,5
20,1	1,76	0,00706	0,550	15,7	15,7
15,7	1,74	0,00511	0,537	15,0	16,5
31,4	1,77	0,00551	0,551	18,1	15,6

Vidare görs en beräkning över samma tvärsnitt med skillnaden av ett tillägg på tvärkraftsarmering om två järn på 4 mm diameter.

Tvärkraftskapaciteten bestäms som det lägsta av dragna byglarnas kapacitet:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (\text{E.2.4})$$

Och tryckta betongsträvans kapacitet:

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z v_1 f_{cd} \left(\frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \right) \quad (\text{E.2.5})$$

Till skillnad från momentkapaciteten som kan uppskattas relativt exakt är tvärkraftskapaciteten mer oviss. Det är svårt att veta exakt hur systemet kommer att bete sig vilket tydligast framkommer i valet av $\cot \theta$ som är vinkeln mellan tryckt betongsträva och en balkaxel vinkelrätt mot tvärkraften. För att hamna på säkra sidan väljs $\cot \theta$ till 1 som i de flesta fall är det minst fördelaktiga och i synnerhet detta.

Avståndet, s mellan armeringsenheter sätts till maxavståndet:

$$s = 0,75d = 0,75 \cdot 0,372 = 0,279m$$

Den inre hävarmen bestäms approximativt:

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 0,372 = 0,335m$$

Hållfasthetsreduktionsfaktorn har ett rekommenderat värde:

$$v_1 = v = 0,6(1 - f_{ck}/250) = 0,6(1 - 45/250) = 0,492$$

Tvårsnittsarean för byglarna beräknas nedan:

$$A_{sw} = 2\pi \cdot 0,004^2/4 = 2,51 \cdot 10^{-5}m^2$$

De dragna byglarnas kapacitet erhålls genom insatta värden i ekvation (E.2.4).

$$V_{Rd,s} = \frac{2,51 \cdot 10^{-5}}{0,279} \cdot 0,335 \cdot 565 \cdot 10^6 \cdot 1 = 17000N$$

Motsvarande beräknas för tryckta betongsträvan med insatta värden i ekvation (E.2.5).

$$V_{Rd,max} = 1 \cdot 0,083 \cdot 0,335 \cdot 0,49 \cdot 30 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{1}{1 + 1^2} \right) = 205000N$$

Övriga resultat presenteras i TABELL E.3 - E.5.

BILAGA E. PARAMETERSTUDIE AV BETONGBALK

TABELL E.3: Tvärkraftskapacitet med ϕ 4 byglar

A_{sw} (m ²) x10 ⁻⁵	s	z	v_1	$\cot\theta$	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)
2,51	0,279	0,335	0,492	1	17,0	205
2,51	0,279	0,335	0,492	1	17,0	205
2,51	0,260	0,311	0,492	1	17,0	191
2,51	0,260	0,311	0,492	1	17,0	191
2,51	0,278	0,334	0,492	1	17,0	205
2,51	0,257	0,309	0,492	1	17,0	189
2,51	0,278	0,333	0,492	1	17,0	205
2,51	0,255	0,306	0,492	1	17,0	187

TABELL E.4: Tvärkraftskapacitet med ϕ 6 byglar

A_{sw} (m ²) x10 ⁻⁵	s	z	v_1	$\cot\theta$	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)
5,65	0,279	0,335	0,492	1	38,3	205
5,65	0,279	0,335	0,492	1	38,3	205
5,65	0,260	0,311	0,492	1	38,3	191
5,65	0,260	0,311	0,492	1	38,3	191
5,65	0,278	0,334	0,492	1	38,3	205
5,65	0,257	0,309	0,492	1	38,3	189
5,65	0,278	0,333	0,492	1	38,3	205
5,65	0,255	0,306	0,492	1	38,3	187

TABELL E.5: Tvärkraftskapacitet med ϕ 8 byglar

A_{sw} (m ²) x10 ⁻⁵	s	z	v_1	$\cot\theta$	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd,max}$ (kN)
10,0	0,279	0,335	0,492	1	68,1	205
10,0	0,279	0,335	0,492	1	68,1	205
10,0	0,260	0,311	0,492	1	68,1	191
10,0	0,260	0,311	0,492	1	68,1	191
10,0	0,278	0,334	0,492	1	68,1	205
10,0	0,257	0,309	0,492	1	68,1	189
10,0	0,278	0,333	0,492	1	68,1	205
10,0	0,255	0,306	0,492	1	68,1	187

Lastkapacitet

Beräkningarna fortsätter med samma tvärsnitt som tidigare (tvärkraftsarmerad med fyra diameters byglar) och en balklängd på tre meter. Eftersom detta är i brottgränstillståndet med egentyngd som dominerande last används säkerhetsfaktorn 1,35. Lastkapacitet bestäms med avseende på momentkapacitet och tvärkraftskapacitet.

För momentkapaciteten utgår beräkningarna från ekvation (A.7.9):

$$q_d = \frac{M_{Rd}}{\gamma_d(0,075L^2)} = \frac{10700}{1,35(0,075 \cdot 3^2)} = 11700 \text{ N/m}$$

Eftersom en meter tegelöverbyggnad ger en last på 2000 N/m innebär det att momentkapaciteten begränsar överbyggnaden till knappt 6 meter.

Övriga resultat presenteras i TABELL E.6.

TABELL E.6: Lastkapacitet med avseende på momentkapacitet

Längd (m)	A_s (m ²) x10 ⁻⁵	d (m)	M_{Rd} (kNm)	q_d (kN/m)	Överbyggnad (m)
4	5,65	0,372	10,7	6,60	3,3
4	8,48	0,372	16,0	9,87	4,9
4	11,3	0,346	19,9	12,3	6,1
4	17,0	0,346	29,8	18,4	9,2
4	10,0	0,371	19,0	11,7	5,9
4	20,1	0,343	35,1	21,7	10,8
4	15,7	0,370	29,6	18,3	9,1
4	31,4	0,340	54,3	33,5	16,8
3	5,65	0,372	10,7	11,7	5,9
3	8,48	0,372	16,0	17,6	8,8
3	11,3	0,346	19,9	21,8	10,9
3	17,0	0,346	29,8	32,7	16,4
3	10,0	0,371	19,0	20,9	10,4
3	20,1	0,343	35,1	38,5	19,3
3	15,7	0,370	29,6	32,5	16,2
3	31,4	0,340	54,3	59,6	29,8

För tvärkraftskapaciteten utgår beräkningarna från ekvation (A.7.12):

$$q_d = V_{Rd} \frac{80}{\gamma_d(31L)} = 17000 \frac{80}{1,35(31 \cdot 3)} = 10800 \text{ N/m}$$

Det motsvarar 5,4 meter tegel.

Övriga resultat presenteras i TABELL E.7 - E.10.

TABELL E.7: Lastkapacitet med avseende på tvärkraftskapacitet, utan tvärkraftsarmering

Längd (m)	A_s (m ²) x10 ⁻⁵	Skjuvarmering	V_{Rd} (kN)	q_d (kN/m)	Överbyggnad (m)
4	5,65	-	16,5	7,89	3,9
4	8,48	-	16,5	7,89	3,9
4	11,3	-	15,8	7,55	3,8
4	17,0	-	18,1	8,65	4,3
4	10,0	-	16,5	7,89	3,9
4	20,1	-	15,7	7,50	3,8
4	15,7	-	16,5	7,89	3,9
4	31,4	-	18,1	8,65	4,3
3	5,65	-	16,5	10,5	5,3
3	8,48	-	16,5	10,5	5,3
3	11,3	-	15,8	10,0	5,0
3	17,0	-	18,1	11,5	5,8
3	10,0	-	16,5	10,5	5,3
3	20,1	-	15,7	10,0	5,0
3	15,7	-	16,5	10,5	5,3
3	31,4	-	18,1	11,5	5,8

TABELL E.8: Lastkapacitet med avseende på tvärkarftskapacitet, med ϕ 4 mm byglar

Längd (m)	A_s (m ²) x10 ⁻⁵	Skjuvarmering	V_{Rd} (kN)	q_d (kN/m)	Överbyggnad (m)
4	5,65	ϕ 4	17,0	8,12	4,1
4	8,48	ϕ 4	17,0	8,12	4,1
4	11,3	ϕ 4	17,0	8,12	4,1
4	17,0	ϕ 4	17,0	8,12	4,1
4	10,0	ϕ 4	17,0	8,12	4,1
4	20,1	ϕ 4	17,0	8,12	4,1
4	15,7	ϕ 4	17,0	8,12	4,1
4	31,4	ϕ 4	17,0	8,12	4,1
3	5,65	ϕ 4	17,0	10,8	5,4
3	8,48	ϕ 4	17,0	10,8	5,4
3	11,3	ϕ 4	17,0	10,8	5,4
3	17,0	ϕ 4	17,0	10,8	5,4
3	10,0	ϕ 4	17,0	10,8	5,4
3	20,1	ϕ 4	17,0	10,8	5,4
3	15,7	ϕ 4	17,0	10,8	5,4
3	31,4	ϕ 4	17,0	10,8	5,4

TABELL E.9: Lastkapacitet med avseende på tvärkarftskapacitet, med ϕ 6 mm byglar

Längd (m)	A_s (m ²) x10 ⁻⁵	Skjuvarmering	V_{Rd} (kN)	q_d (kN/m)	Överbyggnad (m)
4	5,65	ϕ 6	38,3	18,3	9,2
4	8,48	ϕ 6	38,3	18,3	9,2
4	11,3	ϕ 6	38,3	18,3	9,2
4	17,0	ϕ 6	38,3	18,3	9,2
4	10,0	ϕ 6	38,3	18,3	9,2
4	20,1	ϕ 6	38,3	18,3	9,2
4	15,7	ϕ 6	38,3	18,3	9,2
4	31,4	ϕ 6	38,3	18,3	9,2
3	5,65	ϕ 6	38,3	24,4	12,2
3	8,48	ϕ 6	38,3	24,4	12,2
3	11,3	ϕ 6	38,3	24,4	12,2
3	17,0	ϕ 6	38,3	24,4	12,2
3	10,0	ϕ 6	38,3	24,4	12,2
3	20,1	ϕ 6	38,3	24,4	12,2
3	15,7	ϕ 6	38,3	24,4	12,2
3	31,4	ϕ 6	38,3	24,4	12,2

TABELL E.10: Lastkapacitet med avseende på tvärkarftskapacitet, med ϕ 8 mm byglar

Längd (m)	A_s (m ²) x10 ⁻⁵	Skjuvarmering	V_{Rd} (kN)	q_d (kN/m)	Överbyggnad (m)
4	5,65	ϕ 8	68,1	32,5	16,3
4	8,48	ϕ 8	68,1	32,5	16,3
4	11,3	ϕ 8	68,1	32,5	16,3
4	17,0	ϕ 8	68,1	32,5	16,3
4	10,0	ϕ 8	68,1	32,5	16,3
4	20,1	ϕ 8	68,1	32,5	16,3
4	15,7	ϕ 8	68,1	32,5	16,3
4	31,4	ϕ 8	68,1	32,5	16,3
3	5,65	ϕ 8	68,1	43,4	21,7
3	8,48	ϕ 8	68,1	43,4	21,7
3	11,3	ϕ 8	68,1	43,4	21,7
3	17,0	ϕ 8	68,1	43,4	21,7
3	10,0	ϕ 8	68,1	43,4	21,7
3	20,1	ϕ 8	68,1	43,4	21,7
3	15,7	ϕ 8	68,1	43,4	21,7
3	31,4	ϕ 8	68,1	43,4	21,7