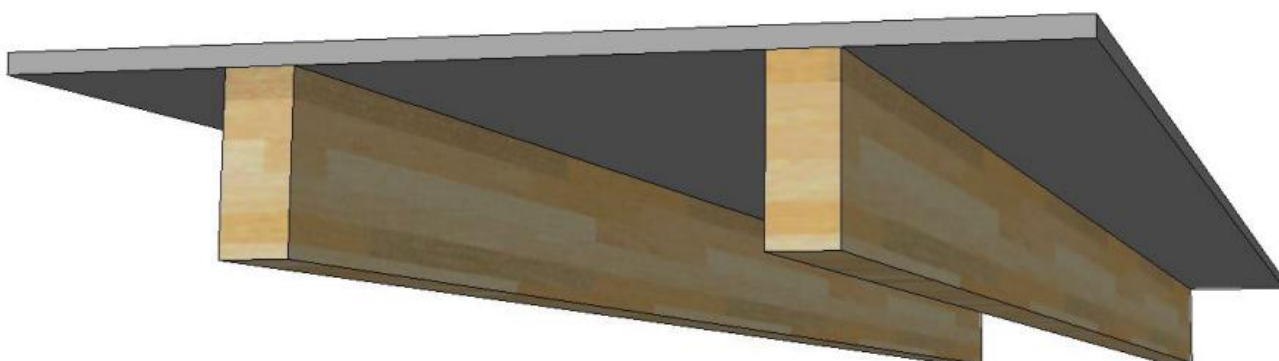




CHALMERS



Prefabricerade kompositbjälklag

En studie om bjälklag av limträ och betong

Examensarbete inom högskoleingenjörsprogrammet Byggingenjör

MARTIN INGVARSSON

DAVID GUSTAFSSON

Prefabricerade kompositbjälklag

En studie om bjälklag av limträ och betong

Examensarbete i högskoleingenjörsprogrammet

Byggingenjör

MARTIN INGVARSSON

DAVID GUSTAFSSON

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2015

Prefabricerade kompositbjälklag
En studie om bjälklag av limträ och betong
Examensarbete i högskoleingenjörsprogrammet
Byggingenjör
MARTIN INGVARSSON
DAVID GUSTAFSSON

© MARTIN INGVARSSON OCH DAVID GUSTAFSSON, 2015

Examensarbete 2015:43 / Institutionen för bygg- och miljöteknik,
Chalmers tekniska högskola 2015

Institutionen för bygg och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Telefon: 031-772 10 00

Chalmers reproservice/Institutionen för bygg- och miljöteknik
Göteborg 2015

Prefabricerade kompositbjälklag

En studie om bjälklag av limträ och betong

Examensarbete i högskoleingenjörsprogrammet

Byggingenjör

MARTIN INGVARSSON

DAVID GUSTAFSSON

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för konstruktionsteknik

Chalmers tekniska högskola

SAMMANDRAG

I dagens byggindustri är betong, stål och trä de vanligaste materialen. Alla har olika egenskaper, betong har till exempel väldigt bra hållfasthet i tryck medan trä har bättre egenskaper i drag. En kombination av trä och betong i ett bjälklag skulle då teoretiskt kunna tillverkas där egenskaperna hos materialen kompletterar varandra på ett bra sätt.

Syftet med rapporten är att ta fram en beräkningsmetod, där Eurokod har varit styrande, för ett kompositbjälklag. För att göra detta har en litteraturstudie gjorts på ämnet och olika förbindare och tvärsnittsutformningar utvärderats. I kompositbjälklaget sker kraftöverföringen mellan materialen genom en förbindare, vilket möjliggör att en bra kompositverkan skapas. En sammanställning av olika förbindare och deras egenskaper har gjorts.

Utvärderingen visar att förbindartypen ST+S+N är lämplig att använda i ett kompositbjälklag då den har en hög maximal kapacitet och en bra förskjutningsmodul. Dock så är monteringen av den mer komplicerad än andra typer av förbindare vilket kan vara en avgörande faktor vid val av förbindare.

Baserat på beräkningsmetoden ges ett beräkningsexempel för att dimensionera ett kompositbjälklag. Det visar att det är nedböjningen som är det mest kritiska kravet på kompositbjälklaget och det är den som måste tas hänsyn till i dimensioneringstabellerna som finns i resultatkapitlet.

Nyckelord: Prefabricerade kompositbjälklag, limträ- och betongbjälklag, förbindare, Eurokod

Prefabricated Composite Floors

A study of floors with glulam and concrete

Building and Civil Engineering

MARTIN INGVARSSON

DAVID GUSTAFSSON

Department of Civil and Environmental Engineering

Division of Structural Engineering

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

In today's construction industry concrete, steel and wood are the most common materials. All have different properties, for example concrete has very good strength in pressure while wood has better properties in tension. A combination of wood and concrete would then theoretical be constructed where the properties of the materials complement each other in a good way. The purpose with the thesis is to provide a calculation method, where Eurocode is used, for a composite floor structure. To fulfil this, a literature review has been done on the subject where different shear-connectors and cross-sections had been evaluated. In the composite floor the shear force between the two materials is transferred with a shear-connector, which creates a good composite interaction. A summary of the different connectors and their properties have been made.

The evaluation shows that the shear-connector, ST+S+N is suitable to use in the composite floor, because its high maximal capacity and a high slip modulus. However, the installation of it is more complicated than for other shear-connectors which may be a decisive factor in the choice of the shear-connector. A calculation method has been made for a composite floor. The example shows that the mid-span deflection is the most critical requirement of the composite floor. This needs to take into account in the calculation tables which are found in Chapter 5.

Key words: Prefabricated Composite Floors, glulam and concrete floors, Connectors, Eurokod

Innehåll

SAMMANDRAG	I
ABSTRACT	II
INNEHÅLL	III
FÖRORD	V
BETECKNINGAR	VI
1 INTRODUCTION	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	2
1.3 Metod	2
1.4 Avgränsningar	3
2 KOMPOSITSAMVERKAN	4
2.1 Inledning	4
2.2 Kompositbjälklag av trä och betong	5
2.3 Förbindare	6
2.3.1 Olika typer av förbindare	6
3 BERÄKNINGSMETOD	16
3.1 Bakgrund till kompositsamverkan	16
3.2 γ -metoden	16
3.3 Kort-och långtidseffekter	18
3.3.1 Lastkombinationer enligt Eurokod	19
3.3.2 Korttid	19
3.3.3 Långtid	20
3.3.4 Dimensioneringsvillkor	22
3.4 Utveckling av γ -metoden med hänsyn till betongens krympning	22
3.4.1 Tolkning av (EA)*	25
4 UTVÄRDERING	27
4.1 Förbindare	27
4.2 Tvärsnittsutformning	31
5 RESULTAT	33
5.1 Förutsättningar för dimensionering	33
5.2 Dimensioneringstabeller	34
6 DISKUSSION	36
CHALMERS, Bygg- och miljöteknik, Examensarbete 2015:43	III

7	SLUTSATSER	38
7.1	Framtida studier	38
8	REFERENSER	39
9	APPENDIX A – BERÄKNINGSEXEMPEL AV ETT TRÄ- OCH BETONGBJÄLKLAG	41

Förord

Det här examensarbetet omfattar 15 högskolepoäng och är skrivit våren 2015 på institutionen Bygg- och miljöteknik på Chalmers tekniska högskola. Examensarbetet är en del av Byggnadsingenjörsprogrammet och är utfört på WSP Byggprojektering i Göteborg

Först skulle vi vilja tacka avdelningen Byggprojektering på WSP Sverige AB i Göteborg för att vi fått möjligheten att utföra vårt examensarbete hos er. Vi vill också rikta ett extra stort tack till vår handledare, Alexander Sehlström, på WSP, för all den tid som du lagt ner och dina råd och tips som har gjort det möjligt för oss att kunna slutföra arbetet. Vi vill också tacka vår examinator, Joosef Leppänen, universitetslektor på avdelningen konstruktionsteknik, för alla goda råd till arbetet.

Göteborg, juni 2015

Martin Ingvarsson & David Gustafsson

Beteckningar

Latinska versaler

A_c	Betong tvärsnittetsarea
A_i	Area för respektive material
A_t	Träets tvärsnittetsarea
D_C	Teoretisk nedböjning med full kompositverkan
D_I	Verklig uppmätt nedböjning
D_N	Teoretisk nedböjning utan kompositverkan
E_{cm}	Sekantvärde för betongens elasticitetsmodul
$E_{c,eff}$	Effektivt värde på betongens elasticitetsmodul
E_i	Elasticitetsmodul för respektive material
E_t	Medelvärde på träets elasticitetsmodul parallellt fibrerna
$E_{t,eff}$	Effektivt värde på träets elasticitetsmodul
$E_i I_i$	Böjstyvheten för respektive material
$(EI)_{eff}$	Effektiva böjstyvheten
$(EI)_{full}$	Böjstyvheten med full kompositverkan
$(EI)_{non-comp}$	Böjstyvheten utan någon kompositverkan
F	Kraften på varje enskild förbindare
F_{max}	Maximal tillåten kraft på varje förbindare
G_k	Karakteristiskt värde för en permanent last
I_c	Betongens tröghetsmoment
I_i	Tröghetsmoment för respektive material
I_t	Träets tröghetsmoment
M	Moment
$Q_{f,d}$	Frekvent lastkombination i bruksgränstillstånd
$Q_{k,1}$	Karakteristiskt värde för en variabel huvudlast
$Q_{k,i}$	Karakteristiskt värde för en samverkande variabel last
$Q_{k,d}$	Karakteristisk lastkombination i bruksgränstillstånd
$Q_{kp,d}$	Kvasi-permanent lastkombination i bruksgränstillstånd
$Q_{u,a}$	Dimensionerande brottlastkombinationen enligt ekv. 6.10a
$Q_{u,b}$	Dimensionerande brottlastkombinationen enligt ekv. 6.10b
S_{fin}	Slutlig godtycklig påverkan på ett element
$S_{fin}^{Q_{kp,d}}$	Godtycklig påverkan på ett element beroende på kvasi-permanentlast och långtidseffekter
$S_{inst}^{Q_u-Q_{kp,d}}$	Godtycklig påverkan på ett element beroende på skillnaden av den karakteristiska- och kvasi-permanentlasten med korttidseffekter
V	Tvärkraft

Latinska gemena

a_1, a_2	Avstånd från tvärsnittets tyngdpunkt till respektive dels tyngdpunkt
b_c	Betongens tvärsnittsbredd
b_t	Träets tvärsnittsbredd
f_{cd}	Dimensioneringsvärde för betongenstryckhållfasthet
f_{ck}	Karakteristiskt värde för betongens cylinderhållfasthet

f_{cm}	Medelvärde för betongens cylinderhållfasthet
f_{md}	Träets dimensionerande böjhållfasthet
f_{mk}	Träets karakteristiska böjhållfasthet
$f_{t,0,d}$	Dimensionerande draghållfasthet längs fiberriktningen
f_{vd}	Träets dimensionerande skjuvhållfasthet
f_{vk}	Träets karakteristiska skjuvhållfasthet
h_c	Betongens tvärsnittshöjd
h_t	Träets tvärsnittshöjd
k	Förbindarens förskjutningsmodul
k_{ser}	Förbindarens förskjutningsmodul i bruksgränstillstånd
k_u	Förbindarens förskjutningsmodul i brottgränstillstånd
k_{def}	Träets kryptal
k_{eff}	Effektivt värde på förbindarens förskjutningsmodul
l	Spännvidd
s	Avståndet mellan varje enskild förbindare
u_{fin}	Slutlig nedböjning
$u_{fin}^{Q_{kp,d}}$	Nedböjning beroende på kvasi-permanentlast och långtidseffekter
$u_{inst}^{Q_{k,d}-Q_{kp,d}}$	Nedböjning beroende på skillnaden av den karakteristiska- och kvasi-permanentlasten med korttidseffekter

Grekiska gemena

γ_c	Uppnådd kompositverkan för betong
γ_d	Partialkoefficient för säkerhetsklass i brottgränstillstånd
γ_t	Uppnådd kompositverkan för limträ
σ_i	Normalspänningar på grund av drag i del i
$\sigma_{m,i}$	Normalspänningar på grund av böjning i del i
$\sigma_{c,max}$	Maximal spänning i betong
$\tau_{t,max}$	Maximala skjuvspänningen i limträ
φ	Betongens kryptal
$\psi_{0,i}$	Faktor som definierar representativa värden på samverkande variabla laster, last i
$\psi_{2,i}$	Faktor som definierar representativa värden på samverkande variabla laster, last i

1 Introduktion

Det inledande kapitlet handlar om bakgrunden till att använda ett trä- och kompositbjälklag. I vilket syfte studien görs, målsättningar och metoder för att uppfylla dem och olika avgränsningar som görs.

1.1 Bakgrund

I dagens byggnadsindustri så strävas efter ett allt mer energisnålare och miljövänligare byggande. Betong är ett viktigt byggnadsmaterial som används i flera olika typer av konstruktioner. Genom åren så har användandet av prefabricerade betongelement ökat betydligt. En anledning för detta är bland annat att få en mer kontrollerad hållfasthet och styrka i betongen jämfört med tillverkning på byggarbetsplatsen. Andra orsaker till att använda prefabricerade betongelement är också att få en bättre precision vid montering, bättre arbetsmiljö, och mindre byggfukt i betongen. Byggnadstiden kan variera beroende på olika faktorer men i flera fall så visas det att tiden blir kortare för byggnationen.

Betong är ett material som klarar av stora pålastningar och ger också byggnaden en stabil stomme som klarar av stora horisontella laster. Den har också en god förmåga att motstå brand och ger en bra akustik åt rummet. Nackdelen med betongkonstruktioner är att de inte kan återanvändas, utan krossas och används som fyllnadsmaterial vid vägbyggnationer. Vid tillverkning av betong släpps det ut stora mängder koldioxid jämfört med vid tillverkningen av limträ (svenskträ, 2014).

Intresset av att använda trä i byggbranschen har ökat de senaste åren. Miljötänket är en viktig parameter och användandet av trä har därför blivit mer intressant. Trä är ett material med låg densitet vilket gör det till ett lätt material. Det har också en bra styvhet och dragkapacitet.

Möjligheten till att använda både trä och betong i ett och samma bjälklag skulle kunna ge stora fördelar med avseende på materialens olika goda egenskaper. Genom att placera limträbalkar undertill och en gjuten betongplatta ovanpå skulle kunna ge ett element med flertalet fördelar som nämns för respektive material ovan. Tidigare försök med att ha ett prefabricerat trä- och betong bjälklag har gjorts på ett flertal olika sätt, där olika förbindare har provats och där betongplattan som ligger ovan har varit både gjuten på limträbalkarna direkt men också att den varit prefabricerad innan den har monterats ihop med limträbalkarna. Detta skulle ge ett kompositbjälklag med flera goda egenskaper.

I kompositbjälklaget så tar den ovanliggande betongplattan upp mestadels tryckkraft om det är god kompositsamverkan. Betong har goda egenskaper i tryck medan den har mindre bra egenskaper i drag. Träbalkarna tar i sin tur upp större delen av dragkrafterna. Förbindarna mellan betongplattan och träbalkarna för över lasterna mellan materialen och på så sätt skapar samverkan mellan materialen. Fördelarna med att ha en ovanliggande betongplatta jämfört med en av trä är framförallt minskad nedböjning, mottaglighet för vibrationer, bättre akustik och högre brandmotstånd. Förbindarna som håller ihop materialen måste ge en tillräcklig styvhet och styrka för att skapa en bra kompositsamverkan. Förbindarna har också stor påverkan på hur stor förskjutningen mellan träbalkarna och betongplattan blir, vilket är viktigt för att utvärdera hur samverkan mellan materialen uppträder. Ju bättre samverkan desto

mindre blir förskjutningen (Lukaszewska, 2009). Förutom hänsyn till styvhet och styrka så är det flera faktorer som påverkar kompositsamverkan. Tillverkningsmetod och ekonomi är två viktiga parameterar vid framställning av kompositbjälklag.

Tidigare försök av prefabricerade trä- och betongbjälklag har gjorts med att gjuta betongplattan direkt ovanpå träbalkarna med olika typer av förbindare. På senare tid så har metoden med att prefabricera betongplattan med ingjutna förbindare studerats mera. Nackdelarna som kan vara med att gjuta betongen direkt på balkarna är att ett fuktutbyte sker mellan den våta betongen och det torra träet, vilket påverkar krympningen och hållfastheten för hela kompositbjälklaget. Båda dessa prefabricerade metoder har goda egenskaper jämfört med att platsgjuta betongen på byggarbetsplatsen. Transport av färsk betong blir dyrare, den får lägre styvhet och hållfasthet och härdningstiden för betongen blir längre (Crocetti, Sartori, Tomasi, 2014).

I tidigare försök med prefabricerade betongplattor har hålrum lämnats i plattan för att förbindarna ska få plats att monteras, därefter har hålen fyllts igen. Efterfyllning av hålen har varit tidskrävande. Senare försök har gjorts då förbindarna varit ingjutna i betongplattan direkt och sedan skruvats in i träet utan att någon efterfyllnad behövts genomföras (Crocetti, Sartori, Tomasi, 2014).

1.2 Syfte

Syftet med studien är att utvärdera och analysera olika typer av trä- och betongbjälklag. Inriktningen är ta fram en beräkningsmetod för att dimensionera ett kompositbjälklag med olika dimensioner. Prefabricerade betongplattor med ingjutna förbindare kommer att beaktas och utvärderas. Målet är att hitta en lämplig typ av förbindare för kompositbjälklaget som dels klarar önskade laster men också som är enkla att tillverka och ekonomiskt sett inte för dyr.

1.3 Metod

Till att börja med kommer en litteraturstudie på ämnet att göras. Ämnesspecifik information från diverse tidsskrifter, forskarartiklar och avhandlingar kommer att samlas och analyseras. Ett beräkningsexempel kommer att göras för ett trä- och betongkompositbjälklag. Eurokod och EKS kommer att ligga till grund för beräkningsexemplet. EKS är Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder.

Olika förbindare, med skilda utseende och egenskaper, som kopplar samman de olika materialen kommer att analyseras och jämföras. Kompositbjälklaget kommer att dimensioneras så de uppfyller deformationskraven i bruksgränstillstånd och bärförmågan i brottgränstillstånd. Resultatet kommer sedan att presenteras i en dimensioneringstabell.

1.4 Avgränsningar

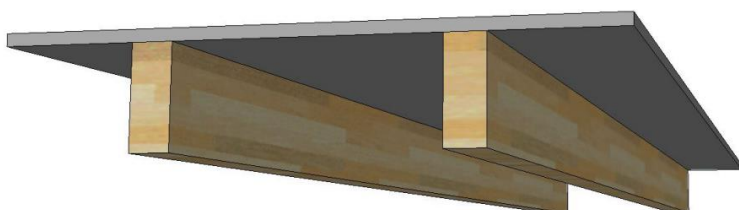
Beräkningsexempel kommer att baseras på tidigare gjorda handberäkningar och inga FEM-analyser kommer genomföras. Inga egna experiment av tillverkning av kompositbjälklaget kommer att utföras utan resultat från tidigare studier på området kommer beaktas. Dynamiska effekter som till exempel vibrationer har beaktats med förenklade beräkningsmetoder för träbaserade bjälklag men kommer inte att tas hänsyn till vid dimensionering av bjälklaget. Kompositbjälklaget anses befinna sig inomhus där temperatur- och fuktvariationerna kommer vara små och effekterna av dessa kommer att försummas. I beräkningsexemplet så har avståndet mellan varje förbindare lika stort avstånd, istället för att variera med tvärkraften. Detta är en förenkling som görs men påverkar inte bjälklaget i någon negativ bemärkelse. Kontroll av minsta armeringsmängd och sprickbredd är inget som har tagits i beaktning.

2 Kompositsamverkan

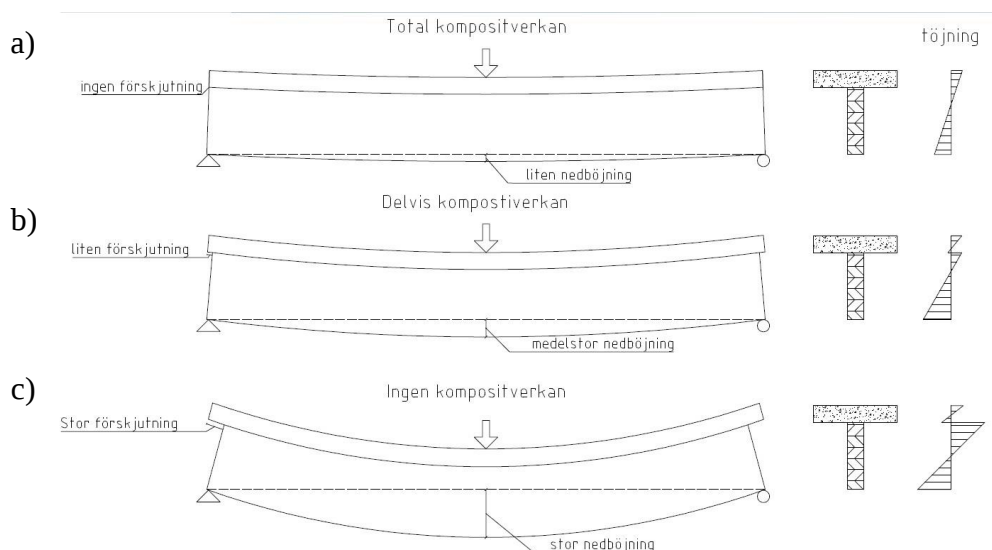
Detta kapitel handlar om olika sätt att skapa kompositsamverkan med olika typer av förbindare. En beskrivning av olika last- och deformationseffekter som påverkar tvärsnittet och varför det är problematiskt att få materialen att samverka med varandra. Olika studier som har utförts av (Ceccotti, 1995), (Fragiacomo, Giordano, 2006), (Lukaszewska, 2009), (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010) och (Crocetti, Sartori, Tomasi, 2014) kommer att presenteras kortfattat. Slutligen kommer olika typer av förbindare som har testats i kompositbjälklaget att redovisas av ovan nämnda författare.

2.1 Inledning

Kompositsamverkan fungerar genom att fler än ett material är i en och samma konstruktion och samverkar tillsammans. I denna studie så kommer materialen trä och betong fungera som ett kompositbjälklag, se Figur 1. För att få samverkan mellan materialen så används olika typer av förbindare. Förbindaren avgör hur bra samverkan som uppstår mellan materialen. I Figur 2 nedan beskrivs hur kompositsamverkan påverkar töjningen och nedböjningen beroende på hur mycket samverkan materialen har med varandra.



Figur 1 Kompositbjälklag med underliggande träbalkar och en pågjuten betongplatta.



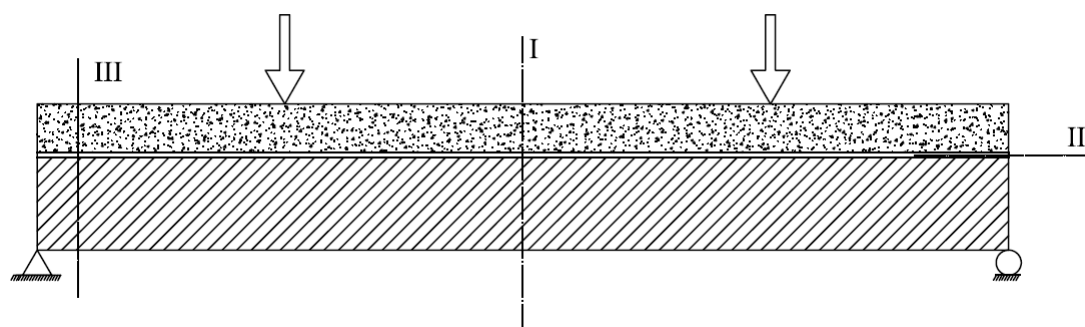
Figur 2 Ett töjningsdiagram visar på högersida hur samverkan mellan materialen varierar beroende på hur stor samverkan som är mellan materialen. I (a) är det full samverkan, i (b) är det delvis samverkan och i (c) är det ingen samverkan. Baserad på (Lukaszewska, 2009)

2.2 Kompositbjälklag av trä och betong

Ett flertal försök med att använda trä och betong som kompositbjälklag har genomförts genom åren av olika forskare. Genom att använda olika typer av förbindare och olika betongklasser har tester genomförts för att hitta lämpliga tillverkningsmetoder. De flesta av försöken har genomförts genom att gjuta betongen, med monterade förbindare, direkt på de underliggande limträbalkarna. Försök med att använda både lim och förbindare mellan limträbalken och betongplattan har också undersökts. De senaste tio åren har tester utförts där betongplattan prefabricerats innan den sätts samman med limträbalkarna. Litteraturstudien visar på att de olika tillverkningsmetoderna har olika för- och nackdelar, vilket redogörs mer i detalj nedan.

En av de första studierna på trä- och betong bjälklag gjordes av (McCullough, 1943). Testet är känt som The Oregon test, främst för att Oregon State Highway Departement efterlyste önskemål om att utveckla en kostnadseffektiv motorvägsbro. Konstruktionen med trä- och betong har också använts till att förstärka befintliga bjälklag av trä i konstorsbyggnader och brokonstruktioner runt om Europa (Ceccotti, 1995). Under 1980- till 1990-talet var det fokus på att bygga flervåningshus och offentliga byggnader där trä skulle spela en större roll än tidigare. De flesta av försöken med trä- och betongbjälklaget har gjorts med olika typer av förbindare och har också tillverkats genom att gjuta betong ovanpå träbalkarna med förmonterade förbindare (Lukaszewska, 2009).

Mario L. R Van der Linden tog fram en beräkningsmetod i slutet av 90-talet som var anpassad för både dator- och handberäkningar. Målet var att skapa en beräkningsmodell för kompositbjälklaget som var anpassad efter olika parametrar som spännvidd, gestaltning, kapacitet, tid och kvalitet i de ingående materialen. I Figur 3 så beskrivs tre stycken olika brottstyper i kompositbjälklaget (van der Linden, 1999).

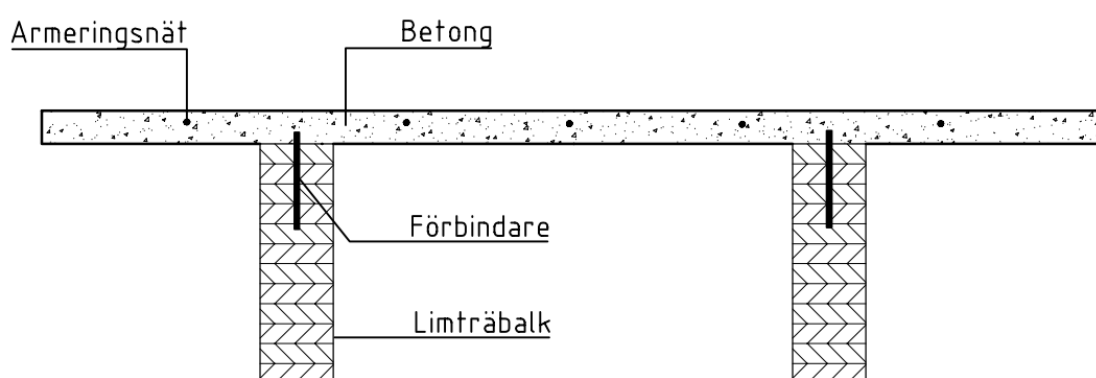


Figur 3 Tre stycken olika brottstyper för en kompositbalk. (I) Lastkapaciteten m.h.t böjning, (II) Kopplingen mellan träet och betongen, (III) Kapaciteten i förbindaren. Baserad på (van der Linden, 1999).

Ario Ceccotti och Elzbieta Lukaszewska är två forskare som har gjort ett flertal studier på samma område. I (Ceccotti, 1995) beskrivs ett flertal fördelar med att använda sig av kompositbjälklaget med trä och betong. Några av dem är lastkapaciteten som är upp till tre gånger större och böjstyvheten som är upp till sex gånger högre jämfört med att använda ett traditionellt träbjälklag. Andra viktiga fördelar som vidhålls är högre brandmotstånd och bättre akustik jämfört med att

använda sig av enbart betong som är tyngre, totalt sett dyrare att tillverka och behöver längre tid för härdning jämfört med kompositbjälklaget.

Ett test som gjordes i början av 2000-talet av Ceccotti på ett trä- och betongbjälklag med armeringsjärn som förbindare, se Figur 4, genomfördes under fem år där bjälklaget fick stå i utomhusmiljö. Långtids effekterna av krypning och krympning visade en ökning av nedböjningen de första två åren men en slutlig nedböjning under rekommenderade värden. Temperaturväxlingarna under dagarna och året visade en tydlig variation av fuktinnehållet i träet. Kompositbalken visade en väldigt hög styvhet under brottestet. Lasten som orsakade brottet var 2,44 gånger högre än den last som balken var dimensionerad för att klara av. Kompositsamverkan visade en hög effektivitet, vilket betydde att kopplingen mellan materialen gav en bra styvhet.



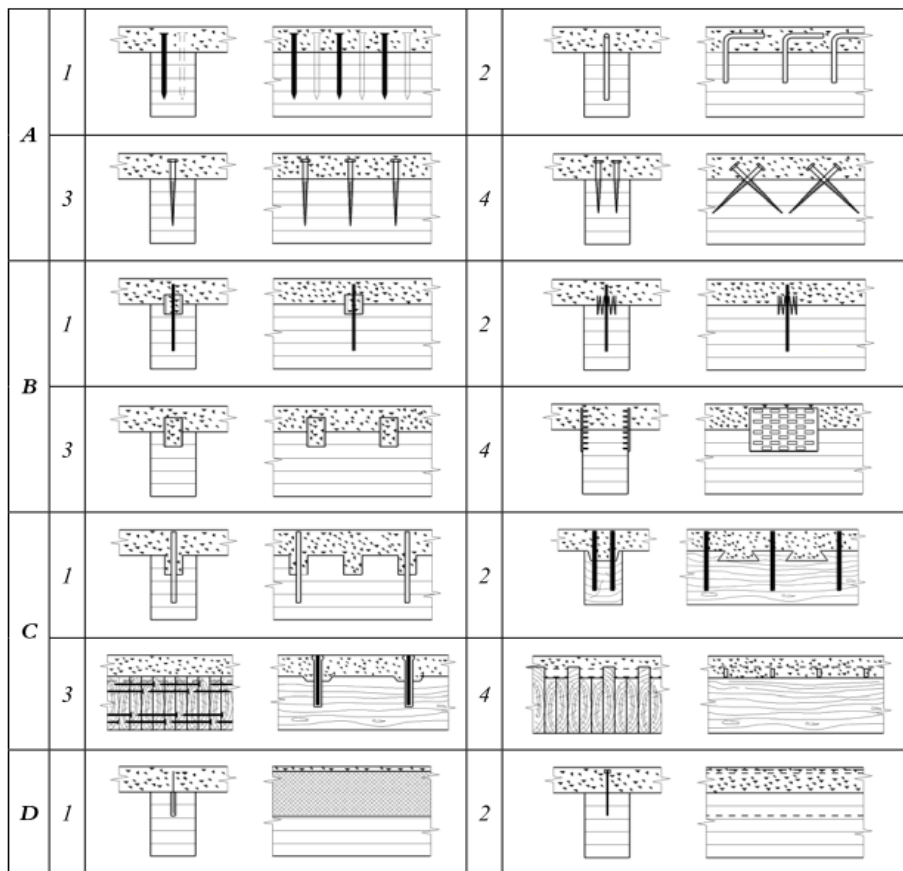
Figur 4 Tvärsektionen av försökstestet. Förlaga av (Ceccotti, Fragiaco, Giordano, 2006).

2.3 Förbindare

En förbindare monteras mellan materialen för att skapa samverkan. Olika typer av förbindare som är lämpliga att använda har analyserats och utvärderats genom åren. De olika typerna kommer att beskrivas och jämföras med varandra med hänseende på vilka krafter de kan klara av, enkelhet att montera in i kompositbjälklaget och om tillverkningsmetoden av dem är ekonomisk lönsam. I avsnitt 2.3.1 så kommer några olika typer av förbindare att kort beskrivas som har gjorts i tidigare försök.

2.3.1 Olika typer av förbindare

En av de tidigare studierna på kompositbjälklaget gjordes av (Ceccotti, 1995). Olika typer av förbindare undersöktes och delades in i olika grupper beroende på deras speciella egenskaper, se Figur 5. I klass A så beskrivs förbindare med den lägsta styvhet medan i grupp D så beskrivs de som hade högst styvhet och dubbelt så hög böjstyvhet jämfört med klass A. För att få så hög kompositsamverkan som möjligt så var klass D den klass som var högst trolig att använda för att få bäst samverkan (Ceccotti, 1995).



Figur 5 I figuren så beskrivs de olika typerna av förbindarna i respektive klass.

(A1) spikar, (A2) Limmade förstärka stålstänger, (A3) Skruvar, (A4) Korsvis monterade skruvar,

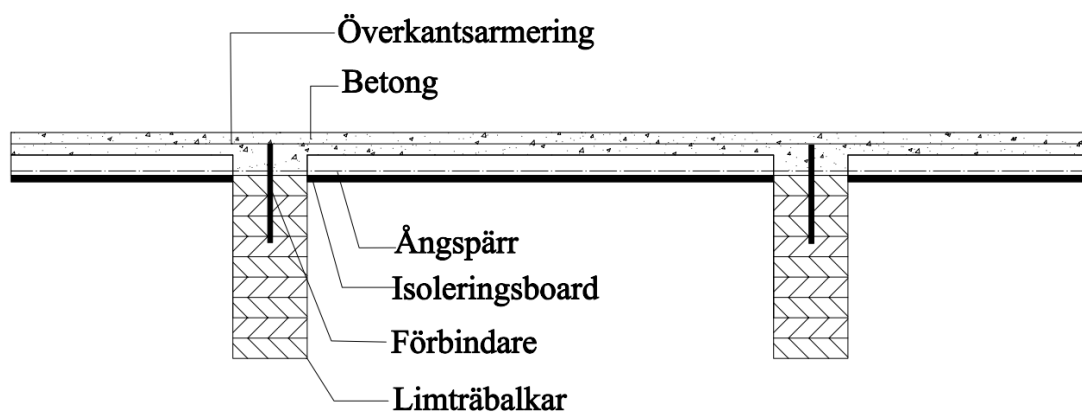
(B1) Låsringar, (B2) Sicksack formade stålskivor, (B3), Ståltuber (B4) Stålplattor,

(C1) Rundade fördjupningar i träet, med fästen som förhindrar upphöjning, (C2) Fyrkantiga fördjupningar i träet, med fästen som förhindrar upphöjningen, (C3) Koppfördjupningar och förspända stålstänger, (C4) Spikade träplankor och stålplattor som förbindare som är spårföreda i plankorna,

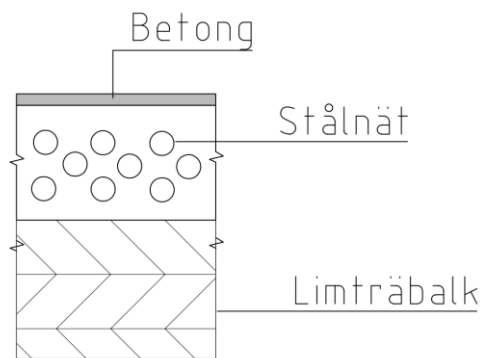
(D1) Stålgitter limmad mot träet,(D2) Stålplattor limmat mot träet. Figuren är hämtad från (Ceccotti, 1995).

En annan metod testades av (Pincus, 1969) där lim användes för att binda ihop betongflänsarna med träbalken. Fem stycken olika T-tvärsnitt utreddes. Det visades ingen märkbar skillnad i förskjutningen mellan de två materialen före brottgränsen var uppnådd. Viktiga aspekter som inte togs hänsyn till var hur den omgivande miljön var under, före- och efter att materialen satts ihop med varandra, vilket fukttinnehåll som var i träet, draghållfasthets variation, påverkandet av olika laster vid olika tidpunkter och samverkan mellan betongen och limmet. Ett nytt test utfördes med åtta stycken olika hoplimmade T-tvärsnitt med spikar som var monterade för att få mekanisk skjuvkraftsoverföring mellan träet och betongen (Pincus, 1970). Testresultaten visade sig vara effektiva om gjutningen av betongen gjordes precis efter att limmet hade lagts på balkarna. Förskjutningen mellan träet och betongen var försumbara innan brott uppnåddes. Resultatet visade sig vara att användandet av spikar som var fastmonterade i träbalkarna innan limmet och betongen lagts på ökade den horisontella skjuvningskapaciteten mellan träet och betongen. Det visade upp till 50 procent ökning av skjuvkraften.

Ett senare försök, se Figur 6, med att använda sig av limeffekt gjordes av (Piazza & Ballerini, 2000). De testade åtta olika typer av förbindare varav en utav de gjordes med att ha stål nät som limmades ihop med träbalken, se Figur 7. Resultatet visade att lastkapaciteten uppgick till 30 kN/m^2 , och att nedböjningen blev 70 mm vid mittenspannet. Böjhållfastheten visade sig vara upp till 2,5 gånger högre jämfört med att bara använda sig av träbalkarna. I försöket uppnåddes upp till 90 % kompositsamverkan.

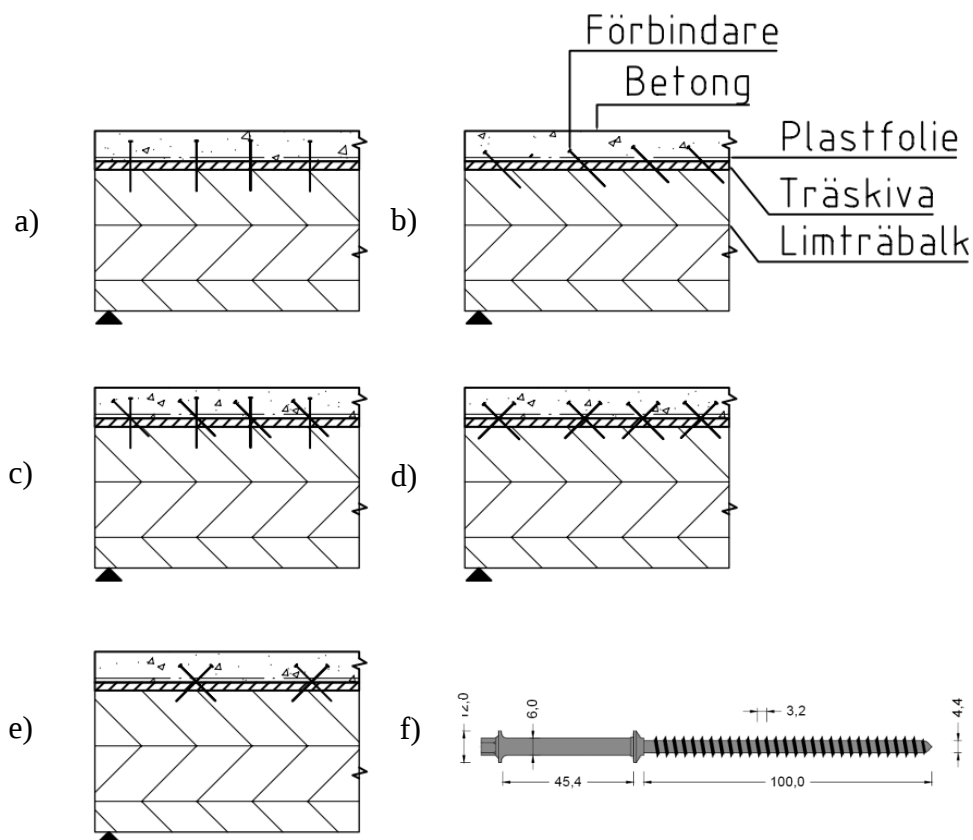


Figur 6 Sektion som visar försöken av (Piazza & Ballerini, 2000).



Figur 7 Sektion som visar ett av försöken med stål nätet som förbindare. Förlaga av (Piazza & Ballerini, 2000).

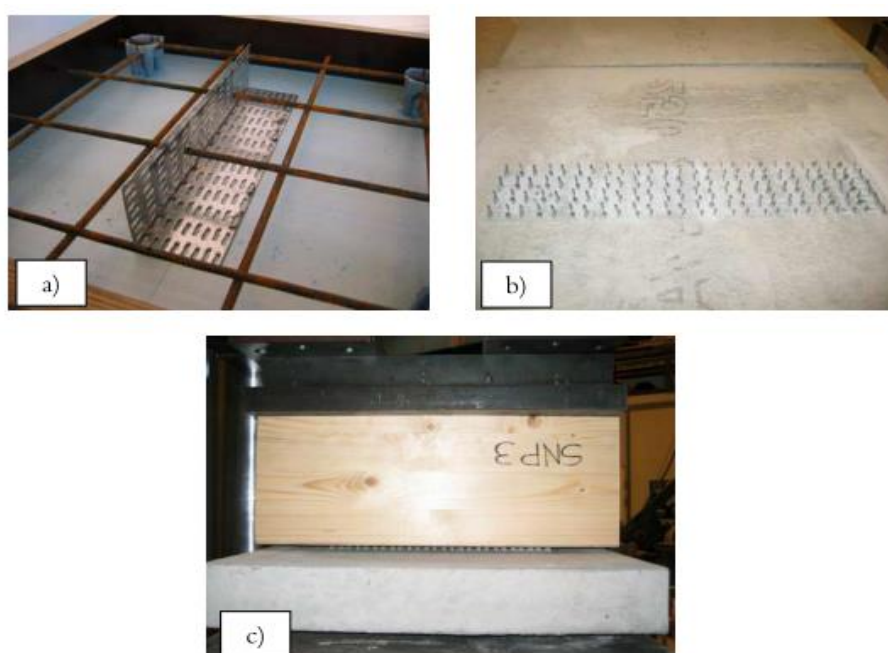
Tester med att använda sig av skruvar som var anpassade för trä- och betong kompositstrukturer introducerades av (Meierhofer, 1992). Med två huvuden så anpassades skruven efter att gjutas in i betongen och skruvas fast i träet på ett bättre sätt jämfört med att använda en vanlig skruv. I Figur 8 så beskrivs fem stycken olika kopplingar av skruvarna. Resultatet visade att den högsta styvheten med 60 % kompositsamverkan var det systemet med korsade skruvar från Figur 8d. Den lägsta styvheten visade det försöket med vertikala skruvar ur Figur 8a. Det visade sig att nedböjningen i mitten efter 250 dagar bara var 7 mm med de korsade skruvarna ur Figur 6d, medan de vertikala skruvarna ur Figur 8a blev nedböjningen 22 mm.



Figur 8 Olika typer av hur förbindarnas placeringar kunde variera. f) visar skruven som användes. Baserad på (Meierhofer, 1992).

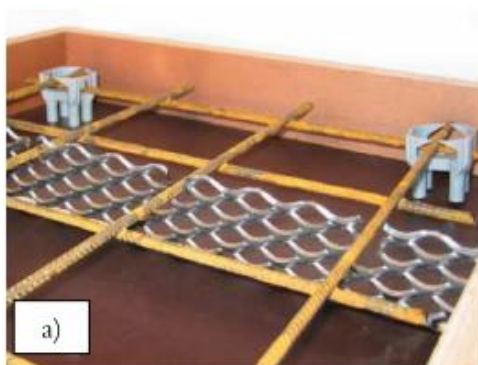
(Lukaszewska, 2009) har gjort ett flertal tester med olika typer av förbindare. De olika förbindarna var designade för att kunna passa ihop med det prefabricerade trä- och betongbjälklaget. Styvhet, skjuvkraft och duktilitet var olika parametrar som togs hänsyn till. I varje försök så användes en prefabricerad betongplatta med $60 \times 400 \times 400 \text{ mm}^3$ dimensioner. Betongklassen var C20/25, limträet var av klass GL28c/GL32. Nedan beskrivs olika typer av Lukaszewskas tester på olika typer av förbindare. En mer noggrann beskrivning av förbindarna presteras i avsnitt 4.1.

Den första typen kallas SNP och var först introducerad av (Van der Linden & Blass, 1996). En vinklad metallplatta gjöts in i betongen och på undersidan av plattan så fanns spikar som pressades 8 mm ner i träbalken, se Figur 9. Tryckspänningar som orsakades var nästan lika stora som tryckhållfastheten vinkelrät mot fibrerna, och orsakade flertal sprickor vid mittensektionen.

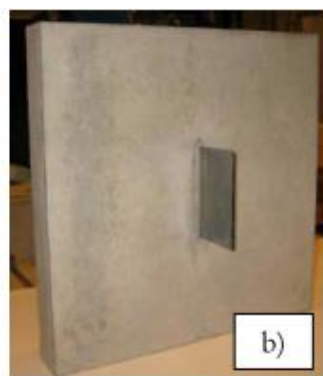


Figur 9 SNP typen som beskrivs i texten ovan. (a) Ett metallnät med en vinkel på 90 grader placerad i en form innan betongen skall gjutas, (b) Den prefabricerade betongplattan, (c) Metallnätet har placerats på limträbalken genom att pressas in i träet (Lukaszewska, 2009).

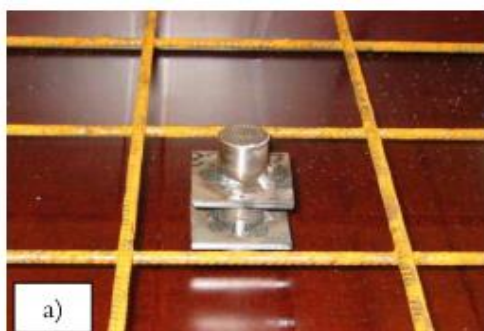
I Figur 10, Figur 11 och Figur 12 så beskriver (Lukaszewska, 2009) olika typer av förbindare som är anpassade för att limmas ihop med epoxilim. I limträbalken gjordes urtag till förbindarna som fylldes upp med 2/3 epoxilim innan förbindaren placerats i urtaget. Plastfolie användes mellan betongplattan och limträbalken för att motverka att någon koppling i skiktet mellan materialen skulle inträffa, annars så skulle förskjutningsmodulen kunna ökas vid lägre laster. Efter att limmet applicerats så fick det sju dygn på sig för att härda.



Figur 10 Typen SM, (a) Ett stål nät som är placerad 50 mm upp i en gjutform, (b) Den prefabricerade plattan med stål nätet som är 50 mm monterat i betongen och som ska monteras 50 mm ner i limträbalken (Lukaszewska, 2009).

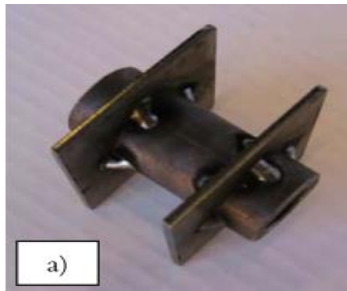


Figur 11 Typen GSP, (a) Metalplattan i gjutformen innan betongen gjutits, (b) Den prefabricerade betongplattan med metalplattan som går 50 mm uppåt i betongen och lika långt ner i limträbalken (Lukaszewska, 2009).

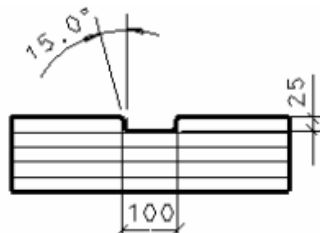


Figur 12 Typen GDF, (a) En stålplugg med två flänsar som gjuts in i betongplattan. (b) Den prefabricerade betongplattan. Stålpluggen limmas sedan ihop med limträbalken (Lukaszewska, 2009).

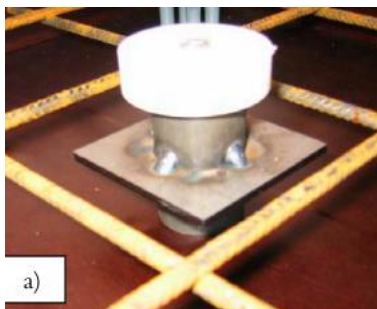
Andra typer som (Lukaszewska, 2009) testade var att använda sig utav ståltuber med svetsade flänsar som var ingjutna i betongen. Efter att ståltuben gjutits in och betongen härdat så placerades betongplattan ovanpå limträbalkarna och sedan användes skruvar som placerades i ståltuberna, se Figur 13. Vid varje del av limträbalken som förbindaren skulle monteras vid så gjordes ett urtag i limträbalken för att på så sätt få en bättre samverkan mellan materialen, se Figur 14a. Figur 15 visar förbindaren SST+S som är en ståltub utan något urtag i limträbalken. I Figur 16 så syns förbindartypen SST+S innan och efter montering.



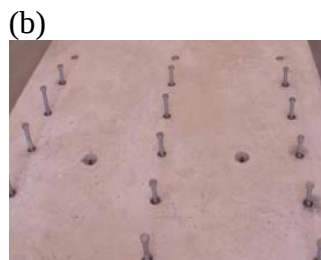
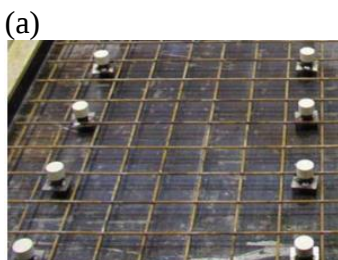
Figur 13 (a) Typen ST+S+N, (b) En ståltub med två flänsar som monteras i ett hålrum i betongen. Ovanpå ståltuberna så används en plastcylinder för att skydda mot att betongen ska träda in i tuben (Lukaszewska, 2009).



Figur 14 (a) Urtaget av limträbalken där ståltuben skall monteras in. (b) Skruven som monteras in i ståltuben och skruvas in i limträbalken (Lukaszewska, 2009).



Figur 15 SST+S, (a) Ståltuben placerad i gjutformen, (b) Efter att betongen härdat och skruven är fastmonterad ner igenom betongen och limträbalken (Lukaszewska, 2009).

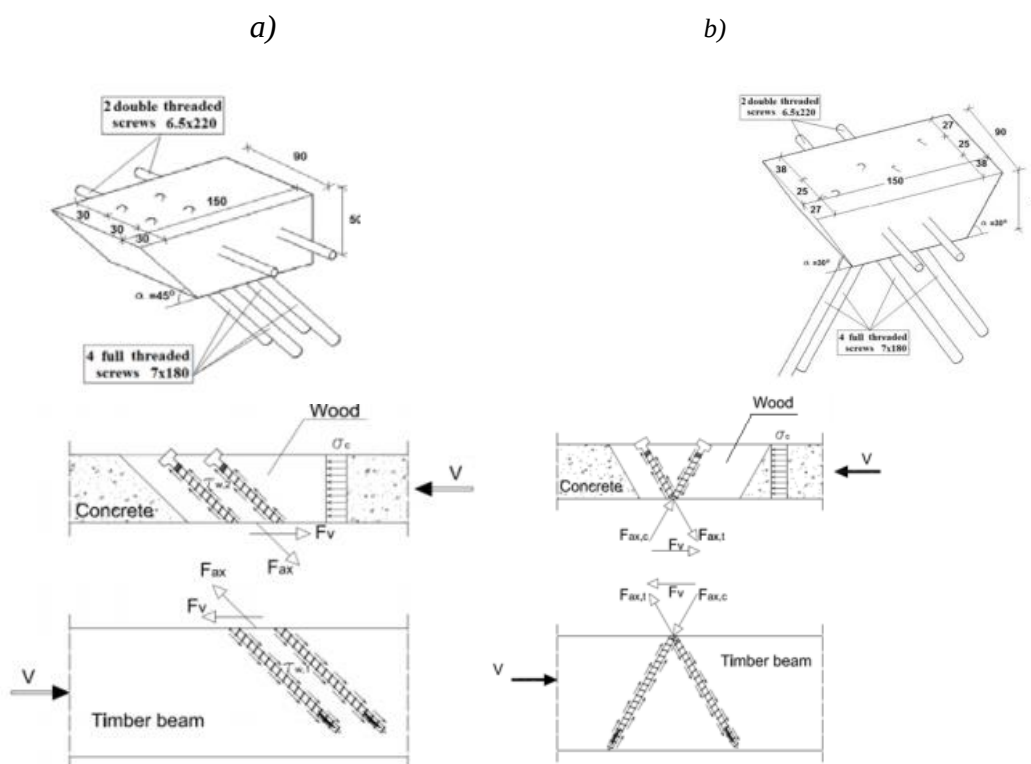


Figur 16 (a) Placering av ståltuberna och armeringsnätet i gjutformen innan betongen gjuts på, (b) efter att betongen härdat läggs plattan på limträbalkarna och skruvarna monteras genom tuberna in i limträbalken, (c) Skruvarna är fastskruvade genom tuberna ner i limträbalkarna (Lukaszewska, 2009).

Möjligheten att använda sig av en prefabricerad betongplatta istället för att gjuta betongen direkt på balkarna har blivit vanligare på senare år. I ett försök av (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010) så testades olika typer av förbindare. En av typerna var en trækloss med förmonterade skruvar i sig. Både vanligt granträ och impregnerat trä undersöktes, se Figur 17a och Figur 17b. Densiteten i den impregnerade klossen var 885 kg/m^3 vilket var nästan dubbelt så högt gentemot den obehandlade granklossen som hade en densitet på 490 kg/m^3 . I Figur 18 a) och b) så visas hur skruvarna var monterade i træklossen. En annan förbindare som undersöktes var en ståltub som monterades med skruvar efter att tuben härdat in i betongen. 45 kg/m^3 stålfibrer blandades in i betongen innan den skulle gjas. Dimensionerna på träet var $400 \times 90 \times 180 \text{ mm}$, medan betongen hade dimensionerna $400 \times 400 \times 50 \text{ mm}$, se Figur 19a.



Figur 17 Testerna som gjordes. (a) G45, trækloss av gran med förmonterade skruvar, (b) F45, impregnerad trækloss med förmonterade skruvar, (c) Ståltuberna T12, T14 (Crocetti, Sartori, Tomasi, 2014).

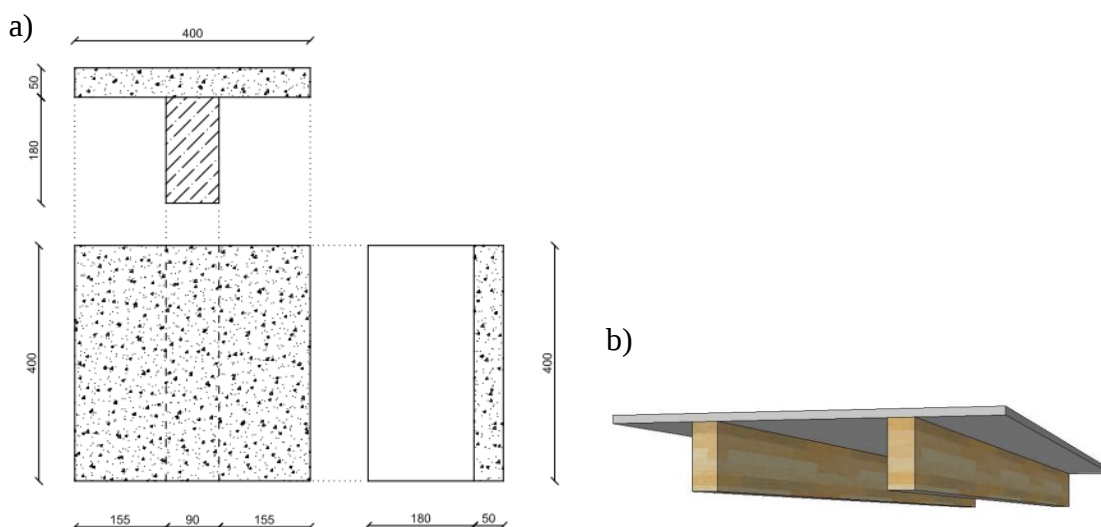


Figur 18 (a) Visar en av træklossarna med skruvar med en vinkel på 45 grader. (b) visar træklossen med korsvis dragna skruvar. (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010)

Testerna som utfördes med de olika typerna tog hänsyn till styvhet och hållfasthet i de olika förbindarna. Resultaten visade att användandet av F45 som förbindare var mer fördelaktigt jämfört med om träklossen varit obehandlad. Den impregnerande förbindarklossen visade både goda mekaniska och fysikaliska egenskaper.

Testet av ståltuberna gjordes med två olika dimensioner på tuben. Förbindaren T12 hade en diameter på 12 mm medan den andra förbindaren T14 hade en diameter på 14 mm. I typen T12 så hade skruven en diameter på 11 mm. I den andra typen T14 så användes samma skruv på 11 mm men hålrummet som fanns kvar i tuben fylldes med cement. Skillnaden mellan de två olika tuberna var små då enbart typen T14 visade en liten förbättring i hållfasthet och styvhet jämfört med den första. Sammanfattningsvis så visade både träklossen och ståltuberna bra samverkansegenskaper och var enkla att tillverka (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010).

Testerna på förbindarna med träklossar och ståltuber utfördes senare av (Crocetti, Sartori, Tomasi, 2014) i större dimensioner och sattes ihop i element där två stycken limträbalkar och en ovanliggande betongplatta användes, se Figur 19b. Resultaten visade att både ståltuberna och den impregnerande träklossen, F45, uppnådde hög effektivitet. Tillägget av betongplattan visade på en ökning av både styvheten och hållfastheten i balkarna. I Figur 20 och Figur 21, så visas olika försök av kompositbjälklaget med förbindarna utplacerade i gjutformen.



Figur 19 Tvärsektionen av kompositbjälklaget visas till vänster. Till höger visas en modell för hur kompositbjälklaget såg ut. (Crocetti, Sartori, Tomasi, 2014).



Figur 20 Test av kompositbjälklaget med de impregnerade träklossarna som visar hur de är monterade innan och efter gjutningen av stålfiberarmerad betong. En form används för gjutningen av betongplattan som efter att ha härdat placeras på limträbalkarna (Crocetti, Sartori, Tomasi, 2014).



Figur 21 Test av kompositbjälklaget med ståltuber. Bilderna visar hur tuberna är placerade i formen och hur det ser ut efter att betongen gjutits på. På tuberna används plastskydd för att betongen inte ska tränga in under gjutningen (Crocetti, Sartori, Tomasi, 2014).

3 Beräkningsmetod

I kapitel tre presenteras beräkningsmetoder för trä- och betongbjälklag. Kapitlet innefattar även hur kort-och långtidseffekter påverkar ett element och hur dessa effekter tas med i beräkningar. Avslutningsvis så kommer en sammanfattning av kapitlet.

3.1 Bakgrund till kompositsamverkan

För att ett kompositsystem mellan trä och betong ska fungera så bra som möjligt så krävs det att kraften överförs på ett effektivt sätt mellan de båda materialen. Därför är förbindaren en väldigt viktig komponent för att uppnå full kompositverkan. Det är förbindaren som avgör systemets prestanda så därför kan det vara en god idé att lägga extra energi på förbindaren och kraftöverföringen för att få en bra kompositverkan. (Lukaszewska, 2009)

Effektiviteten för interaktionen mellan betongplattan och limträbalken kan beräknas enligt (Gutkowski, ,Brown, Shigidi, Natterer, 2008):

$$Effektivitet = \frac{(D_N - D_I)}{(D_N - D_C)} \times 100 \quad (3-1)$$

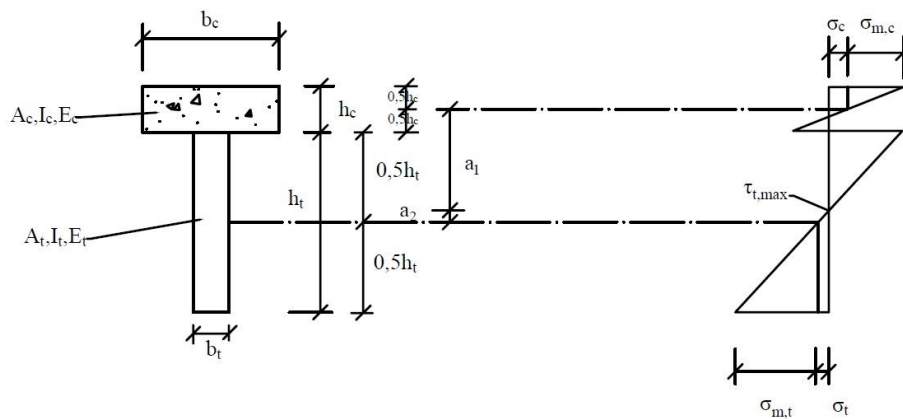
där D_N är den teoretiska nedböjningen utan någon kompositverkan, D_I är den verkliga uppmätta nedböjningen och D_C är den teoretiska nedböjningen med full kompositverkan.

3.2 γ -metoden

I beräkningar för ett samverkansbjälklag så måste kontroller göras i både brottgräns- och bruksgränstillstånd för kort-och långtidslaster. Vid beräkning i brottgränstillstånd kontrolleras den högsta tryck- och böjspänningen i betongen, sammanlagda drag- och böjspänningen för limträbalken och största kapaciteten för förbindaren. I bruksgränstillstånd kontrolleras den maximala nedböjningen hos konstruktionen.

I (Eurokod 5-1-1, bilaga B) hittas en förenklad metod kallad γ -metoden för att beräkna mekaniskt sammanfogade balkar av trä, se Figur 22. Metoden gäller under följande förutsättningar:

- Balken är fritt upplagd med längden l . För kontinuerliga balkar multipliceras l med en faktor 0,8. Konsoler räknas med den dubbla längden.
- Virket får vara antingen i fulla längder eller skarvade till full längd med limmade ändskarvar
- De olika materialen är sammanlänkade mekaniskt med förbindare med förskjutningsmodul k .
- Avståndet s mellan förbindarna är antingen konstant eller varierar med skjuvkraften mellan värdena s_{min} och s_{max} med $s_{max} \leq 4 s_{min}$
- Lasten är riktad i z-riktningen och ger en momentkurva $M=M(x)$ som varierar sinusformat eller parabelformat och en skjuvkraft $V=V(x)$



Figur 22 T-tvårsnitt där tvärsnittskonstanter redovisas

Den effektiva böjstyvheten $(EI)_{eff}$ för en enkel kompositbalk med limträ och betong beräknas med γ -metoden på följande sätt:

$$(EI)_{eff} = \sum_{i=1}^2 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (3-2)$$

I ovanstående ekvation så motsvarar (i) tvärsnittsdelarna för respektive material enligt Figur 22.

$(i=1 \text{ för betongplattan})(i=2 \text{ för limträbalken})$

Där $A_i = b_i h_i$ är arean för respektive del av tvärsnittet och $I_i = \frac{b_i h_i^3}{12}$ är tröghetsmomentet samt att medelvärden på elasticitetsmodulen E_i används.

Parametern γ_i som beskriver hur bra interaktionen är mellan materialen beskrivs av följande ekvationer:

$$\gamma_t = 1 \quad (3-3)$$

$$\gamma_c = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_c A_c s}{k l^2}} \quad (3-4)$$

Parametern k är förbindarens förskjutningsmodul. Den beskriver förhållandet mellan den pålagda lasten och förskjutningen. Ett stort värde på k ger en styvare samverkanskonstruktion. Parametern k kan med fördel bestämmas genom experimentella försök. Värdet på k beror på dimensioneringssituation, vilket beskrivs vidare i avsnitt 3.3.

Med ett γ -värde nära noll så kommer interaktionen mellan materialen vara så när som obefintlig och de kommer fungera som två helt skilda komponenter. När γ är lika med ett så innebär det att full kompositverkan har uppnåtts och ingen förskjutning mellan materialen uppstår (Lukaszewska 2009).

Vidare så bestäms avstånden a_i från varje dels tyngdpunkt till hela tvärsnittets tyngdpunkt av följande ekvationer:

$$a_1 = \frac{h_c + h_t}{2} - a_2 \quad (3-6)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_c E_c A_c (h_c + h_t)}{2(\gamma_c E_c A_c + \gamma_t E_t A_t)} \quad (3-5)$$

Drag- och tryckspänningarna för respektive del σ_i och böjspänningarna $\sigma_{m,i}$ kan bestämmas som:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{(EI)_{eff}} \quad (3-7)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{eff}} \quad (3-8)$$

Den största skjuvspänningen i limträbalken uppträder där normalspänningarna är noll och bör i liv sättas till:

$$\tau_{t,max} = \frac{0,5 E_t h_t^2 V}{(EI)_{eff}} \quad (3-9)$$

Kraften på varje enskild förbindare kan sättas till:

$$F = \frac{\gamma_c E_c A_c a_1 s V}{(EI)_{eff}} \quad (3-10)$$

3.3 Kort-och långtidseffekter

Korttidseffekter är sådana som sker momentant eller under en väldigt kort period och effekterna av dessa sker i samband med på- eller avlastning. Långtidseffekterna påverkas av laster som påverkar konstruktionen under en längre tidsperiod och

deformationerna kommer på så vis att öka med tiden. Till exempel så påverkas en träbalks deformationer av fuktens och temperaturens variationer över lång tid. I de följande avsnitten beskrivs hur hänsyn tas till kort- och långtidseffekter för ett samverkansbjälklag.

3.3.1 Lastkombinationer enligt Eurokod

I brottgränstillstånd så avgörs den dimensionerande lasten av det maximala värdet av följande ekvationer, 6.10a och 6.10b ur (EKS 9, 2013):

$$Q_{u,a} = \gamma_d(1,35 \cdot G_k + \sum 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (3-11)$$

$$Q_{u,b} = \gamma_d(1,35 \cdot 0,89 \cdot G_k + 1,5 \cdot Q_{k,1} + \sum 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (3-12)$$

I bruksgränstillstånd så skrivs den för respektive karaktäristisk, frekvent och kvasi-permanent lastkombination enligt följande ekvationer:

karaktäristisk $Q_{k,d} = \sum G_k + Q_{k,1} + \sum Q_{k,i} \cdot \psi_{0,i} \quad (3-13)$

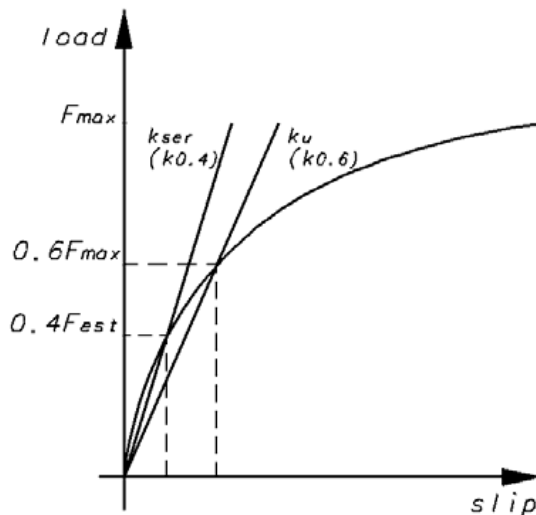
frekvent $Q_{f,d} = \sum G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum Q_{k,i} \cdot \psi_{2,i} \quad (3-14)$

kvasi-permanent $Q_{kp,d} = \sum G_k + \sum Q_{k,i} \cdot \psi_{2,i} \quad (3-15)$

Där G_k är egentygden hos konstruktionen och Q_k är variabla laster som påverkar konstruktionen. ψ (psi) och γ (gamma) är faktorer som går att hitta tabellerade i Eurokod 0. Partialkoefficienten γ_d beaktar vilken säkerhetsklass strukturen befinner sig i.

3.3.2 Korttid

För korttidslaster, det vill säga direkt efter att lasten är pålagd och ingen hänsyn av långtidseffekter så som krypning är tagen, så bestäms förskjutningsmodulen k_u i brottgränstillstånd som en sekant dragen från origo till den punkt där 60 % av förbindarens maximala kapacitet, F_{max} , är uppnådd. I bruksgränstillstånd så bestäms k_{ser} på samma sätt fast till den punkt då 40 % av kapaciteten är uppnådd se Figur 23. Därför kommer förskjutningsmodulen k i de flesta fall vara olika när beräkningar i brott- eller bruksgränstillstånd görs (Ceccotti, 1995). I beräkningsexemplet i Appendix A – Beräkningsexempel av ett trä- och betongbjälklag kommer k_{ser} skrivas $k_{0,4}$ och k_u skrivas $k_{0,6}$.



Figur 23 Exempel på hur förskjutningsmodulen k kan tas fram hos en godtycklig förbindare för korttidslaster, hämtad från (Lukaszewska 2009).

Finns ingen tillgång till experimentellt värde på förskjutningsmodulen k så kan detta värde tas fram med hjälp av Eurokod 5-1-1. För tvärsnitt med trä mot trä så fås ett värde på k_{ser} och genom att sedan dubbla detta värde så används det för beräkning med tvärsnitt av betong och trä. k_u kan sedan bestämmas som $2/3$ av k_{ser} . Denna metod är ifrågasatt och kan beroende på vilken förbindare som används ge en felmarginal uppemot 50 %. Följs Eurokods rekommendationer så underskattas balkens kompositverkan vilket leder till en konstruktion med högre hållfasthet men med risken för spröda brott (Cecotti, Fragiaco, Giordano, 2006).

3.3.3 Långtid

Långtidseffekterna på ett trä- och betongkompositelement är viktigt att beakta. Då materialen har olika egenskaper så kommer de att agera på olika sätt när temperaturen och fuktigheten i luften förändras. Till exempel så kommer en ökning i lufttemperaturen öka betongplattans längd samtidigt som träet blir kortare, vilket kan leda till deformationer i konstruktionen. Problemet mildras eftersom de uppstår över en längre tidsperiod och materialen kan vila mellan spänningstopparna. Därför kan träets egenskaper ses som en fördel när det ska samverka tillsammans med betongen i ett tvärsnitt (Ceccotti, 2002).

För att beräkna långtidseffekterna i ett kompositbjälklag så görs en förenkling där elasticitetmodulen reduceras med kryptalet φ för betongen och k_{def} för träet (Fragiacomo & Lukaszewska, 2011). För förbindaren så reduceras förskjutningsmodulen med faktorn k_{def} . En fördubbling av k_{def} förslås vid beräkning på en förbindare med två träbaserade delar med samma tidsberoende (Eurokod 5-1-1 2.3.2.2) men eftersom kompositbjälklaget med betong och trä består av olika material så tas inte fördubblingen med i ekvation (3-17). Även (Ceccotti, 2002) anser att en fördubbling av k_{def} är rimlig.

Dessa samband kan skrivas som:

För betongen:
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \quad (3-16)$$

För förbindaren:
$$k_{eff} = \frac{k}{1 + k_{def}} \quad (3-17)$$

För träet:
$$E_{t,eff} = \frac{E_t}{1 + k_{def}} \quad (3-18)$$

Kryptalet φ för betongen går att hitta i Eurokod 2-1-1 och k_{def} går att hitta i Eurokod 5-1-1.

De modifierade elasticitetsmodulerna för respektive del av tvärsnittet används sedan i ekvation (3-2) för att då fram den effektiva böjstyvheten $(EI)_{eff}$ för elementet. För förbindaren multipliceras k_{def} med ψ_2 i brottgränstillstånd.

Detta är en väldigt grov förenkling för att förutse effekten av långtidslast för ett trä- och betongbjälklag. Dock så har det visats i experiment att deformationerna har en tendens att stabilisera sig efter ett antal år. Med denna metod så tas dock ingen hänsyn till betongens krympning eller termiska effekter. Långtidseffekterna på en kompositbalk har följande effekter:

1. Ökad nedböjning och deformationer över tid
2. Spänningsfördelningen och interna krafter som förändras över tid i materialen på grund av krypning.

I bruksgränstillstånd skrivs uttrycket nedan där u_{fin} är den slutliga nedböjningen som beror på den kvasi-permanenta lasten med långtidseffekter och skillnaden mellan den karaktäristiska lasten och den kvasi-permanenta lasten med medelvärde på elasticitetsmodulen, se ekvation (3-19).

$$u_{fin} = u_{fin}^{Q_{kp,d}} + u_{inst}^{Q_{k,d}-Q_{kp,d}} \quad (3-19)$$

I brottgräns så föreslås följande lösning:

$$S_{fin} = S_{fin}^{Q_{kp,d}} + S_{inst}^{Q_u-Q_{kp,d}} \quad (3-20)$$

där $S_{fin}^{Q_{kp,d}}$ beror på den kvasi-permanenta lasten vilket innebär att effektiva värdena på elasticitetsmodulen och förskjutningsmodulen kan användas.

$S_{inst}^{Q_u-Q_{kp,d}}$ tar hänsyn till skillnaden mellan den dimensionerade lasten i brottgräns och den kvasi-permanenta och kan ses som en momentan last. Därför kan medelvärde på elasticitetsmodulen användas för denna del av lasten. S kan vara en godtycklig påverkan på elementet, till exempel spänning i betongen och limträbalken,

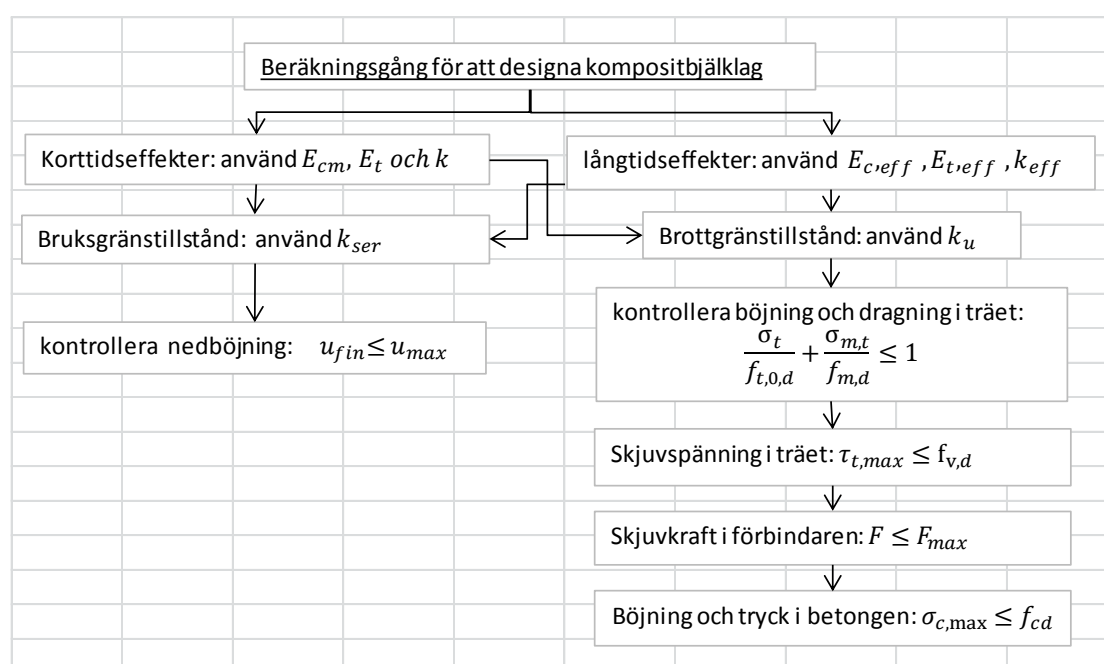
skjuvkraften i förbindaren, nedböjning eller förskjutning mellan materialen (Lukaszewska, 2009).

3.3.4 Dimensioneringsvillkor

För att dimensionera ett kompositbjälklag så ska nedböjning i bruksgränstillstånd med avseende både på lång- och korttidseffekter kontrolleras.

I brottgränstillstånd så ska kraven för böjning och dragning i träet, skjuvspänningen i träet, tvärkraften i förbindaren och böjning och tryck i betongen uppfyllas. Dimensioneringsvillkoren redovisas i Figur 24

(Fragiacomo, Lukaszewska, 2011).



Figur 24 Flödesschema på beräkningsgång för kompositbjälklag.

Förlaga av (Fragiacomo, Lukaszewska, 2011).

3.4 Utveckling av γ -metoden med hänsyn till betongens krympning

I detta avsnitt redovisas hur krympningen i betongen beaktas, hur krympningen påverkar konstruktionen och hur det tas hänsyn till i ekvationer.

I γ -metoden som är presenterad i avsnitt 3.2 så tas ingen hänsyn till betongens krympning. Uppskattningsvis så kan förenklingen leda till en underskattning av en balks dimensioner upp till 15 %. Betongens krympning är viktig att ta hänsyn till då effekterna av den ökar nedböjningen hos konstruktionen samtidigt som den minskar förskjutningen mellan de båda materialen (Fragiacomo, 2006).

Hade betongplattan platsgjutits så hade krympningen spelat en stor roll för långtidsnedböjningen för en betong-limträ kompositbalk (Fragiacomo, Ceccotti, 2006). Skulle plattan istället prefabriceras och härda en längre tid innan den monteras ihop med limträbalkarna så kommer krympningseffekterna inte ha så stor inverkan på bjälklagselementet (Lukaszewska, 2009).

I ekvation (3-21) kan S motsvara till exempel elementets maximala nedböjning, kraften på varje förbindare, förskjutningen mellan materialen, interna krafter eller spänningar i respektive material. G_1 , G_2 och Q motsvaras av respektive, egentynghos hos bjälklaget, egenvikt hos till exempel golvbeläggning och installationer samt den kvasi-permanent delen av den nyttiga lasten. I (Fragiacomo, 2006) så beskrivs det hur årliga och dagliga variationer tas med i beräkningarna. I denna rapport så antas bjälklaget finna sig i inomhusmiljö och effekterna av årliga och dagliga variationer kommer vara små, då görs ett antagande att försumma dessa effekter.

$$S = S(G_1) + S(G_2) + S(\psi \cdot Q) + S(\varepsilon_{cs}) \quad (3-21)$$

Här under listas de olika effekterna som tillkommer av krympning och hur dessa effekter räknas ut.

Maximal nedböjning för en fritt upplagd balk med utbredd last:

$$u_{max} = u_{max,full} \cdot \gamma_u \quad (3-22)$$

$$u_{max,full} = \frac{\Delta\varepsilon_n}{z} \cdot \frac{(EI)_{full} - (EI)_{non-comp}}{(EI)_{full}} \cdot \frac{l^2}{8} \quad (3-23)$$

$$\gamma_u = 1 - \frac{8}{(\alpha \cdot l)^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh(0.5\alpha \cdot l)}\right) \quad (3-24)$$

där: l är elementets spännvidd, α beräknas enligt ekvation (3-39) och $\Delta\varepsilon_n$ enligt ekvation (3-30)

Inre krafter på grund av oelastisk töjning, där N är normalkraft och M är moment:

$$N_t(x) = -N_c(x) = N_{t,max,full} \cdot \gamma_\vartheta(x) \quad (3-25)$$

$$M_i(x) = M_{i,max,full} \cdot \gamma_\vartheta(x) \quad \text{där } i=c,t \quad (3-26)$$

$$N_{t,max,full} = -\frac{\Delta\varepsilon_n}{z} \cdot \frac{(EI)_{full} - (EI)_{non-comp}}{(EI)_{full}} \cdot \frac{(EI)_{non-comp}}{z} \quad (3-27)$$

$$M_{i,max,full} = \frac{\Delta \varepsilon_n}{z} \cdot \frac{(EI)_{full} - (EI)_{non-comp}}{(EI)_{full}} \cdot E_i I_i \quad (3-28)$$

$$\gamma_\theta(x) = 1 + \tanh(0.5 \cdot \alpha \cdot l) \cdot \sinh(\alpha \cdot x) - \cosh(\alpha \cdot x) \quad (3-29)$$

Skillnaden på krymptalet för träet och betongen.

$$\Delta \varepsilon_n = \Delta \varepsilon_{n,t} - \Delta \varepsilon_{n,c} \quad (3-30)$$

Kraften på förbindarna kan sättas till:

$$F(x) = k_{ser} \cdot s_f(x) \quad (3-31)$$

Förskjutning mellan materialen:

$$s_f(x) = s_{f,max,non-comp} \cdot \gamma_s(x) \quad (3-32)$$

$$s_{f,max,non-comp} = -\Delta \varepsilon_n \cdot \frac{l}{2} \quad (3-33)$$

$$\gamma_s(x) = \frac{1}{0.5 \cdot \alpha \cdot l} \cdot (\tanh(0.5 \cdot \alpha \cdot l) \cdot \cosh(\alpha \cdot x) - \sinh(\alpha \cdot x)) \quad (3-34)$$

z är avståndet mellan respektive dels tyngdpunkt.

$$z = 0.5h_c + 0.5h_t \quad (3-35)$$

A är arean och I är tröghetsmomentet av respektive material i tvärsnittet.

Böjstyvheten med full kompositverkan.

$$(EI)_{full} = (EI)_{non-comp} + (EA)^* \cdot z^2 \quad (3-36)$$

Böjstyvheten utan någon kompositverkan.

$$(EI)_{non-comp} = E_c I_c + E_t I_t \quad (3-37)$$

$(EA)^*$ beräknas enligt (Fernández-Cabo, Fernandez-Lavandera, Avila-Jaivo, 2008). I avsnitt 3.4.1 så kommer en förklaring varför $(EA)^*$ definieras på detta sätt.

$$(EA)^* = \frac{E_c A_c E_t A_t}{E_c A_c + E_t A_t} \quad (3-38)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_{ser}}{s \cdot (EA)^*} \cdot \frac{(EI)_{full}}{(EI)_{non-comp}}} \quad (3-39)$$

Slutligen kan drag-och böjspänningarna beräknas med hjälp av Naviers formel enligt:

$$\sigma_t = -\sigma_c = \frac{N_t}{A_t} \quad (3-40)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{M_i}{I_i} \cdot \frac{h_i}{2} \quad (3-41)$$

3.4.1 Tolkning av $(EA)^*$

Under litteraturstudien har olika sätt hittats att skriva $(EA)^*$ på. Detta har skapat en osäkerhet på hur det ska tolkas. I detta avsnitt presenteras de olika alternativen som har uppmärksammat. En förklaring kommer därefter att beskrivas.

1. I (Lukaszewska, 2009) så definieras $(EA)^*$:

$$(EA)^* = \frac{E_c A_c E_t A_t}{(EI)_{non-comp}}$$

Där:

$$(EI)_{non-comp} = E_c A_c + E_t A_t$$

2. I (Fragiacomo, 2006) så definieras $(EA)^*$:

$$(EA)^* = \frac{E_c A_c E_t A_t}{(EI)_{abs}}$$

Där:

$$(EI)_{abs} = E_c I_c + E_t I_t$$

3. I (Fernández-Cabo, Fernandez-Lavandera, Avila-Jaivo, 2008) så tolkas $(EA)^*$ och definieras enligt:

$$\frac{1}{\overline{(EA)}} = \left(\frac{1}{E_t A_t} + \frac{1}{E_c A_c} \right)$$

som utvecklas till:

$$(EA)^* = \frac{E_c A_c E_t A_t}{E_c A_c + E_t A_t}$$

Alternativ ett och tre ger samma svar på $(EA)^*$ men i alternativ ett så känns det rimligt att det är en felskrivning som leder till problem för läsaren. Här står skrivet att $(EI)_{non-comp} = E_c A_c + E_t A_t$ och det känns fel att skriva på det sättet. I alternativ två så stämmer det inte med enheterna när ekvation (3-36) ska lösas i ett senare skede. I den första termen fås enheten Nm^2 medan i den andra så blir enheten N/m^2 vilket inte överensstämmer med den andra termen när den multipliceras med avståndet z i kvadrat. Det enda alternativet som bedöms stämma med både beteckningar och enheter är alternativ tre.

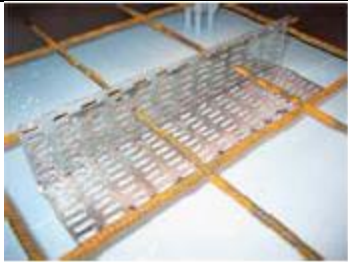
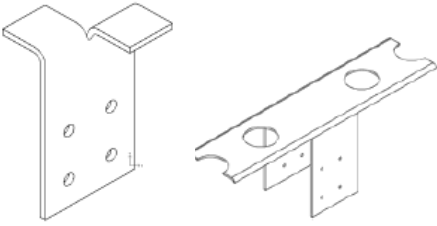
4 Utvärdering

I detta kapitel presenteras de olika förbindare som beslutats att studera. Därefter sker en gallring för att hitta den mest optimala förbindaren till ett fiktivt bjälklag med hjälp av en kvalitativ undersökning.

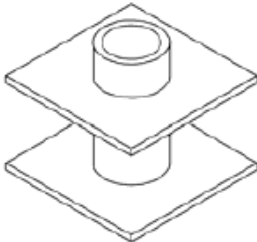
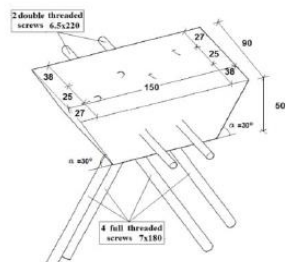
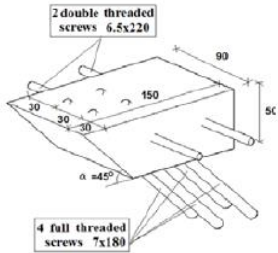
4.1 Förbindare

I Tabell 1 presenteras olika förbindare med beteckning, bild och en kort beskrivning om hur de fungerar. I det första steget så har femton olika förbindare analyserats med avseende på dess förskjutningsmodul, maximala kapacitet, antal moment för att tillverka ett exemplar, rimligt antal förbindare per meter och maximala kraften per meter. Resultatet visas i Tabell 2 och där fås en relativt övergripande syn på vilka förbindare som är mest relevanta att gå vidare med.

Tabell 1 Beskrivning av olika förbindare. Förbindarna är hämtade från (Lukaszewska, 2009) och (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010).

Beteckning	Figur	Beskrivning
SNP		Vinklad metallplåt som gjuts in i betongen. Korta spikar på plattan pressas sedan ihop med limträbalken.
SM		Kontinuerligt stålnät som limmas i en skåra 50mm ner i limträbalken.
SST+S SST+S'		Ståltub som gjuts in i betongplattan och sedan monteras ihop med limträbalken med 20mm fransk skruv som dras genom tuben in i limträbalken.
SP+N SP+N'		Två SP+N gjuts in på varsin sida om limträbalken. SP+N' gjuts in 30mm i betongplattan. Båda typerna monteras sedan ihop med limträbalken med åtta ankarsspik.

Tabell 1, forts.

GSP		115 mm bred metalplatta som gjuts in 50mm i betongplattan. Limmas sedan ihop med limträbalken i en 70mm djup skåra.
ST+S+N		Ståltub som gjuts in i betongen och sedan skruvas ihop med limträbalken med fransk skruv. Dessutom görs ett urtag i limträbalken där förbindaren skall monteras.
GDF		Dymling med flänsar som gjuts in i betongplattan. Limmas sedan ihop i ett förborrat hål i limträbalken.
F45		Impregnerat granträ. Skruvar i överkant med en vinkel på 45° och genomgående horisontella skruvar. Efter gjutning skruvas träklossen ihop med limträbalken.
G45		Samma metod som för typen F45 men där träklossen av gran inte är impregnerad. Vid montering så används också lim mellan balken och träklossen.
W30		Samma metod som typen G45 fast utan användning av lim. Skruvarna i ovankant är korsvis dragna med 30° vinkel istället för att dra skruvarna parallellt med 45° vinkel.
W45		Samma metod som typen F45. Skillnaden är att träklossen W45 inte är impregnerad.

Tabell 1, forts.

T12 T14		Ståltuber med 45° vinkel. Gjuts in i betongplattan med en vitt plastskydd på ovansidan av ståltuberna för att motverka att betong tränger in. Därefter dras skruvar genom tuberna in i limträbalken.
------------	---	--

Förbindarna som presenteras i Tabell 2 är de förbindare som använts som underlag i beräkningsexemplet av kompositbjälklaget i Appendix A – Beräkningsexempel av ett trä- och betongbjälklag. De första nio förbindarna är hämtade från (Lukaszewska, 2009) och de sex sista från (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010). Från respektive källa har även förbindarnas förskjutningsmodul och maximala kapacitet hämtats. För att bedöma förbindarna har ett poängsystem med poängskala ett till fem använts, se nedan, där poäng fem är mest fördelaktigt.

Färgkodning



Motsvarande poäng

- 1
- 2
- 3
- 4
- 5

Tabell 2 Utvärdering av förbindare

Förbindartyp	Typ av arbetsmoment	Antal moment för tillverkning	Medelvärde på förskjutningsmodulen		F_{max} [kN]	antal/m	F_{max}/m	Summa	
			$k_{0,4}$ [kN/mm]	$k_{0,6}$ [kN/mm]				Poäng	Medelvärde
SNP	klipp, bock	5	121,4	99	37,3	1,67	62,3	13	2,17
SM	Klipp, fräs, lim	4	483,4	449,4	81,2	kontinuerlig	203	26	4,33
SST+S	klipp, kap, svets, skruv	11	5,9	6,8	33,9	4	135,6	10	1,67
SST+S'	klipp, kap, svets, skruv	11	8,5	8,3	38,2	4	152,8	10	1,67
SP+N	(klipp, bock, spik)*2	18	258,8	113,1	42,3	2	84,6	13	2,17
SP+N'	(klipp, bock, spik)*2	18	5,3	3,3	40	2	80	10	1,67
GSP	Klipp, bock, fräs, lim	8	248,5	183,4	64,4	2	128,8	16	2,67
ST+S+N	klipp, kap, fräs, svets, skruv	20	235,7	234,4	110,6	1,67	184,7	18	3,00
GDF	klipp, kap, fräs, borr, lim	20	135,1	96,8	52,5	4	210	11	1,83
F45	impreg, såg, borr, skruv	18	49	36	50	4	200	10	1,67
G45	såg, borr, skruv, lim	18	222	188	51	4	204	13	2,17
W30	såg, borr, skruv	16	18	12	20	4	80	8	1,33
W45	såg, borr, skruv	16	29	25	41	4	164	10	1,67
T12	Klipp, svets, skruv	12	43	29	39	10*	390	13	2,17
T14	Klipp, svets, skruv	12	45	34	44	10*	440	15	2,50

*=monteras i grupper om 3

Efter att ett urval gjorts av de olika parametrar som nämns i Tabell 2 så har olika betyg på varje parameter delats ut för respektive förbindare. Genom att addera poängen från varje kolumn, där varje färg motsvarar ett visst värde, så fås en summa. Förbindaren med högst summa skulle i teorin vara den mest lämpliga att använda i ett kompositbjälklag. Ur poängsystemet så kan de olika poängen på varje förbindare vara missvisande då vissa förbindare kan visa en bra poängsiffra, men i jämförelse med en annan typ av förbindare som har betydligt bättre kapacitet men trots det så kan de ge en sämre slutpoäng. Detta gör att valet av en förbindare som både är lätt att tillverka och passande att använda i kompositbjälklaget problematiskt.

Tabellen kan vara ett hjälpmedel att ta fram en passande förbindare men tabellens resultat får tas med viss reservation. Till exempel så visar inte tabellen hur tids- eller kostnadskrävande varje arbetsmoment är utan bara en uppskattning av hur många moment som krävs för att tillverka respektive förbindare. Antal förbindare per meter är också ett uppskattat värde som är hämtats från experiment. Ett mindre antal förbindare per meter har fått höga poäng med åtanke på att kostnaden ökar ju tätare förbindarna sitter.

I Tabell 2 visar förbindartypen SM en väldigt bra kapacitet och den har också mest antal poäng. Enligt (Lukaszewska, 2009) så har typen SM goda egenskaper i både styvhet och hållfasthet. Tillverkningen av stålnätet är också enkelt att framställa. Det som inte tas hänsyn till i tabellen är hur monteringen av förbindaren i kompositbjälklaget utförs och vilka kostnader som till exempel epoxilim har som används vid monteringen av förbindartyp SM. Limmets härdningstid är också viktig att beakta och att stålnätet är kontinuerligt längs hela balken vilket ökar kostnaderna för epoxilimmet i jämförelse med de andra förbindartyperna. Liksom för typen SM så används också lim vid montering av typerna GDF och GSP, vilket kan ses som en negativ aspekt. Montering med lim kräver extra noggrannhet vid placering av förbindarna då de måste passa ihop med någon typ av urtag i limträbalken.

I (Lukaszewska, 2009) så beskrivs det att med SST+S och SP+N är det fullt möjligt att tillverka prefabricerade kompositbjälklag med tanke på att dessa typer är relativt enkla att montera i ett bjälklag och billiga att tillverka. Trots dessa fördelar så visar de en sämre effektivitet i både avseende på förskjutningsmodul och kapacitet i jämförelse med de andra förbindarna.

GDF visar sig ha den största effektiviteten, 98 % beräknat enligt ekvation (3-1), vilket innebär att balkens töjningsdiagram blir närapå linjärt. Nästan lika bra effektivitet har GSP med 96 %, men denna förbindare uppvisar ett sprött brott vilket oftast vill undvikas i bärande konstruktioner. Nästa förbindare med 95 % effektivitet är ST+S+N, med dess goda mekaniska egenskaper så skulle den vara ett bra alternativ i ett bjälklag. Nackdelen med denna förbindare är att den verkar vara relativt komplex att tillverka och integrera i bjälklaget, men ingen härdningstid för lim behövs ta vilket är bra ur ett tidsperspektiv. SNP rekommenderas inte att användas i vidare undersökningar eftersom den är besvärlig att montera. (Lukaszewska, Fragiaco, Johnsson, 2008).

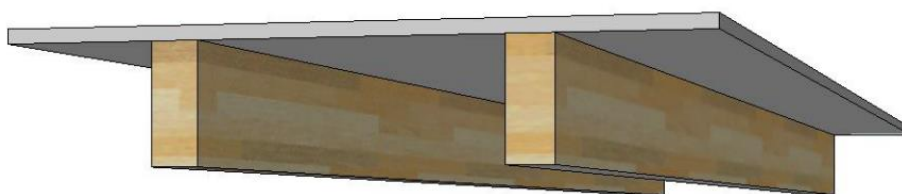
ST+S+N kan uppfattas vara den mest lovande förbindaren med tanke på dess höga kapacitet och relativt höga förskjutningsmodul med tanke på urtaget i limträbalken. En nackdel med denna förbindare är att den är relativt tidskrävande att montera då urtag måste göras i limträbalken för att koppla ihop de båda materialen.

Den impregnerade tråklossen F45 visar goda egenskaper som gör att den skulle kunna fungera som förbindare i ett kompositbjälklag. Tråklossen med korsade skruvar W30 visar sig inte vara lika bra som de andra typerna då det kan bli en rotation runt infästningen. Ståltuberna kanske är de allra bästa alternativet som provats, speciellt eftersom de är anpassningsbara då det är lätt att öka dimensioner på tuberna. Både tråklossarna och ståltuberna är lätta att tillverka och skulle kunna vara lämpliga att använda i ett limträ-betongbjälklag (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010).

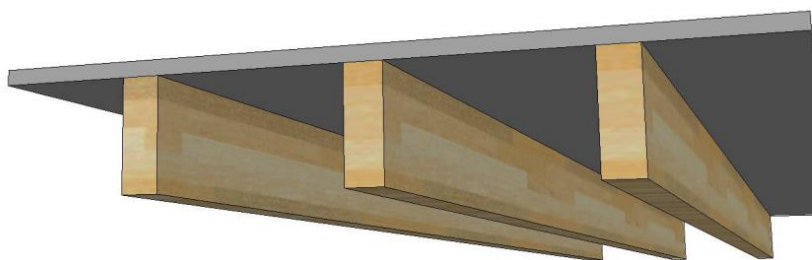
Efter analyserna i Tabell 2 där förbindarna ST+S+N, GSP, SM, T12-14 får det högsta medelpoängen så har rekommendationer från respektive artiklar tagits för att välja vilken förbindare som skulle vara mest lämplig att använda i ett beräkningsexempel. Eftersom både SM och GSP kräver användning av lim vid montering och uppfattas som svårare att gjuta in så väljs dessa bort. Kvar är då ST+S+N och T12-14. Skillnaden mellan T12 och T14 är ståltubens diameter men enligt (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010) så är T12 mer lönsam att användas. Till sin fördel har T12 att den är lätt att tillverka och montera. Trots T12 låga värde på förskjutningsmodulen så kommer T12 tillsammans med ST+S+N bli de förbindare som kommer användas i beräkningsexemplet och dimensioneringstabellerna.

4.2 Tvärsnittsutformning

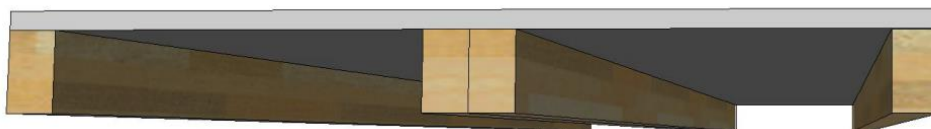
Designen på kompositbjälklagen kan se ut på ett flertal olika sätt. I Figur 25, Figur 26 och Figur 27 så visas några förslag på hur kompositbjälklagen skulle kunna konstrueras. De olika typerna har olika fördelar med sig. Till exempel så skulle kompositbjälklaget i Figur 27 ge breda och tydliga träbalkar och som syns i rummet, medan de andra alternativen ger betydligt smalare träbalkar men med betydligt högre höjd som skulle kunna vara fördelaktigt för montering av installationer mellan balkarna.



Figur 25 Kompositbjälklaget med 2 underliggande limträbalkar och en ovanliggande betongplatta.



Figur 26 Kompositbjälklaget med 3 limträbalkar och en ovanliggande betongplatta.



Figur 27 Kompositbjälklaget med 4 stycken limträbalkar, där det är dubbla balkar i mitten.

Beräkningarna som har utförts i Appendix A – Beräkningsexempel av ett trä- och betongbjälklag har endast tagit hänsyn till kompositbjälklaget i Figur 25 och Figur 26. I kapitel 5 så kommer olika tabeller med olika dimensioner för kompositbjälklaget att redovisas.

Valet av vilken typ av kompositbjälklag som är mest lämpad att använda är beroende på vilka dimensioner och spännvidder som vill uppnås. Efter överslagsberäkning kan det konstateras att bjälklaget i Figur 26 har en liten fördel när det gäller vibrationskraven och leder till att längre spännvidder kan användas. En nackdel med den typen kan vara att det blir ganska trångt mellan träbalkarna, vilket skulle kunna leda till svårigheter vid montering av installationer mellan dem. Kompositbjälklaget i Figur 27 skulle också ge en liten fördel med vibrationskraven jämfört med kompositbjälklaget med två balkar, se Figur 25. Kompositbjälklaget med två balkar skulle gentemot de andra två alternativen ge större möjligheter till att montera in olika installationer mellan balkarna, då det är större avstånd mellan balkarna. Jämfört med typen i Figur 27 som också har ganska långt avstånd mellan balkarna men har betydligt lägre höjd än typen med två balkar vilket skulle kunna begränsa valet ytterligare av vilka installationer som kan monteras.

En annan aspekt som också skulle kunna vara avgörande av val av kompositbjälklag, kan vara vilken kapacitet som betongen klarar. Vid beräkningar av enbart betongen i tvärled så visar resultaten att kapaciteten för kompositbjälklaget med enbart två balkar gör att betongens kapacitet blir mer kritisk jämfört med de andra två typerna där det dimensionerande momentet blir mindre. Dock så är utnyttjandegraden av betongens kapacitet vid typen med två balkar ganska låg.

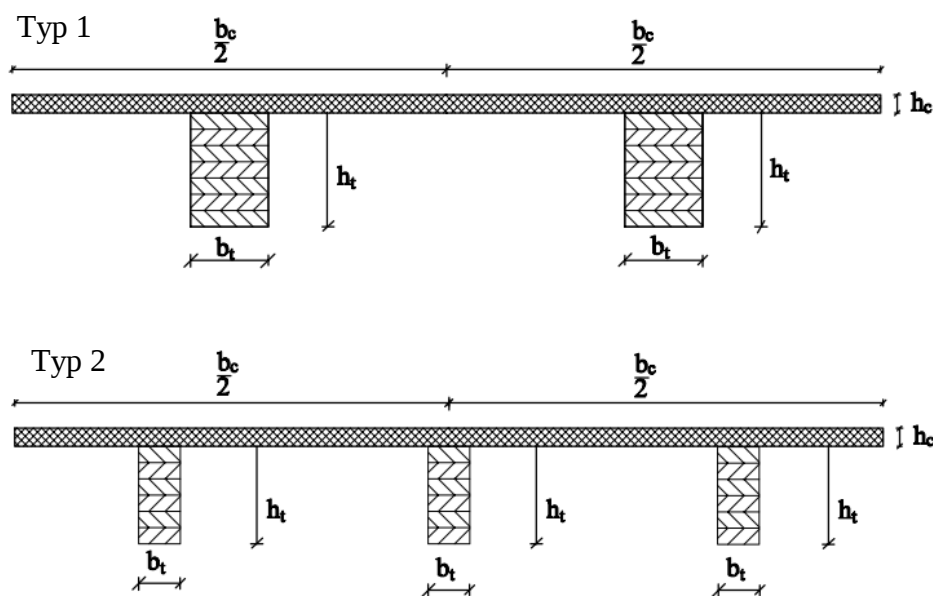
För de förbindare som har höga förskjutningsmoduler men lågt F_{max} , så kommer kraften på förbindaren att öka vid större spännvidder och vid större avstånd mellan respektive förbindare. Avståndet mellan förbindarna i bjälklaget påverkar den slutliga kapaciteten för respektive förbindare. Beroende på typ av förbindare så kommer avstånden begränsas på grund av förbindarens utseende.

5 Resultat

I kapitel 5 kommer resultatet från beräkningarna att presenteras i dimensioneringstabeller. Efter en utvärdering av förbindare i avsnitt 4.1, så har ST+S+N och T12 visat sig vara de mest lämpliga förbindarna för kompositbjälklaget.

5.1 Förutsättningar för dimensionering

- Betongplattans tjocklek begränsas av möjligheten att gjuta in lyft i plattan för att den ska kunna vara lätt att förflytta.
- Den maximala bredden på betongplattan begränsas av bredden på en normal lastbil, vilket motsvaras av 2,4 meter.
- Valet av betongklass har bestämts efter vilken den lägsta betongklassen som används vid prefabricering av betongbjälklagselement i fabrik.
- Dimensionerna på limträbalkarna har bestämts efter vilka standarddimensioner som finns tillgängliga.
- Bjälklaget antas befinna sig i en uppvärmd inomhusmiljö med små klimatvariationer. Då antas årliga och dagliga variationer försummas.
- Betongen antas härdad i fjorton dagar innan den monteras ihop med limträbalkarna.
- Förbindarna är ingjutna i den prefabricerade betongplattan.
- Den pålagda nyttiga lasten är 3 kN/m och egenvikten av flyttbara innerväggar är 0,5 kN/m.
- Två olika typer av bjälklag presenteras i tabellen. Typ 1 har två underliggande limträbalkar symmetriskt placerade från tvärsnittets mittpunkt. Typ 2 har tre underliggande balkar placerade symmetriskt med en extra balk i mitten av betongplattan, se Figur 28.



Figur 28 Kompositbjälklag med två respektive tre symmetriskt placerade limträbalkar

5.2 Dimensioneringstabeller

I följande avsnitt presenteras dimensioneringstabeller för förbindarna ST+S+N, se Figur 13 och T12, se Figur 21. Typ 1 och Typ 2 beskrivs i Figur 28.

Tabell 3 och Tabell 4 fungerar på följande sätt:

Den önskade spännvidden är förutbestämd, därefter hämtas i tabellen vilka dimensioner på limträbalken som passar bäst.

I samtliga fall så har det visat sig att det är nedböjningskravet som blir dimensionerande. Procentsatsen som står till höger om spännvidden i Tabell 3 och Tabell 4 är ett tal som beskriver hur nära nedböjningskravet är att uppfyllas. Hundra procent innebär att bjälklaget böjer ner lika mycket som det slutliga nedböjningskravet ($l/250$). Därför kommer en hög procentsats innebära att bjälklagets egenskaper utnyttjas bättre.

Dimensioneringstabellerna har fyllts i med hjälp av beräkningsgången i Appendix A – Beräkningsexempel av ett trä- och betongbjälklag.

I det bifogade beräkningsexemplet så är det ett nio meter långt bjälklag enligt Typ 1 med limträprofil 215x360 mm².

Tabell 3 Dimensioneringstabell för förbindaren ST+S+N med ett s-avstånd på 250 mm.

LT-profil	Typ 1 Spännvidd		Typ 2 Spännvidd		LT-profil	Typ 1 Spännvidd		Typ 2 Spännvidd	
	[m]	[%]	[m]	[%]		[m]	[%]	[m]	[%]
90x180	4,2	95,8	4,2	82,1	165x180	4,2	77,9	4,8	88,1
90x225	4,8	89,4	5,4	96,5	165x225	5,4	90,3	6	95,5
90x270	5,4	83,7	6	87,5	165x270	6,6	99,3	6,6	84,5
90x315	6,6	96,8	7,2	96,8	165x315	7,2	90	7,8	90
90x360	7,2	90,6	7,8	89,3	165x360	8,4	97	9	94,6
115x180	4,2	87,8	4,8	99,3	190x180	4,8	97,2	4,8	84,2
115x225	4,8	81,3	5,4	88	190x225	5,4	85,8	6	90,9
115x270	6	94,3	6,6	96,7	190x270	6,6	94	7,2	95,6
115x315	6,6	86,9	7,2	87,7	190x315	7,2	85,2	7,8	85,8
115x360	7,8	96,5	8,4	94,4	190x360	8,4	91,6	9	89,8
140x180	4,2	82,2	4,8	92,9	215x180	4,8	93,3	4,8	81
140x225	5,4	96,1	5,4	82,1	215x225	5,4	82,2	6	87,2
140x270	6	87	6,6	89,7	215x270	6,6	89,7	7,2	91,5
140x315	7,2	96,2	7,8	95,7	215x315	7,8	95,8	8,4	94,9
140x360	7,8	88,7	8,4	87,3	215x360	8,4	87,4	9,6	98

Tabell 4 Dimensioneringstabell för förbindaren T12 med ett s-avstånd på 100mm

LT- profil	Typ 1 Spännvidd		Typ 2 Spännvidd		LT- profil	Typ 1 Spännvidd		Typ 2 Spännvidd	
	[m]	[%]	[m]	[%]		[m]	[%]	[m]	[%]
90x180	3,6	80,2	4,2	96,2	165x180	4,2	90,7	4,2	78,2
90x225	4,2	78,6	4,8	88,4	165x225	4,8	82,5	5,4	89,2
90x270	5,4	96,5	5,4	81,6	165x270	6	93,8	6,6	96,2
90x315	6	90,3	6,6	92,2	165x315	6,6	85,5	7,2	86,2
90x360	6,6	85,3	7,2	85,5	165x360	7,8	93,3	8,4	91,4
115x180	3,6	74,2	4,2	88,6	190x180	4,2	86,4	4,8	97,6
115x225	4,8	94,5	4,8	80,7	190x225	5,4	99,3	5,4	84,5
115x270	5,4	87,4	6	91,6	190x270	6	88,6	6,6	91
115x315	6,6	99,2	7,2	99,6	190x315	7,2	96,4	7,8	95,7
115x360	7,2	92	7,8	91	190x360	7,8	88	9	99,4
140x180	4,2	95,9	4,2	82,8	215x180	4,2	82,7	4,8	93,2
140x225	4,8	87,8	5,4	95	215x225	5,4	94,7	6	99,6
140x270	5,4	80,2	6	84,8	215x270	6	84,4	6,6	86,7
140x315	6,6	91,4	7,2	92	215x315	7,2	91,7	7,8	91,1
140x360	7,8	99,9	8,4	97,7	215x360	8,4	95,4	9	94,6

6 Diskussion

Under arbetets gång har vi stött på diverse oklarheter gällande hur ekvationer och normer ska tolkas. Eftersom ekvationerna i Eurokod 5-1-1 bygger på två träbaserade delar så har det inte varit självklart hur de ska tolkas och det har inte funnits någon som har kunnat säga om våra tolkningar har varit rätt eller fel. Vi har skrivit våra antagande så att resultatet alltid hamnar på den säkra sidan förutom då förskjutningsmodulen reduceras, se avsnitt 3.3.3. Det finns än så länge inga Eurokoder för trä- och betongbjälklag och för att kompositelement ska kunna användas i samma utsträckning som till exempel TT-kassetter så bör det finnas tydligare normer och krav för kompositbjälklag.

Vidare så har det uppstått problem när vi läst i diverse avhandlingar och artiklar, där har $(EA)^*$ definierats på olika sätt, läs avsnitt 3.4.1. Vad detta kan bero på kan vi bara spekulera om men det skulle kunna vara så enkelt som felskrivningar eller feltolkningar. Vår tolkning bygger på att storheterna ska passa med varandra så en lämplig enhet kan fås i svaret.

Vid en fördubbling av k_{def} , se avsnitt 3.3.3, som (Ceccotti, 2002) anser vara ett rimligt antagande vid beräkning av den effektiva förskjutningsmodulen, detta antagande har valts att bortses ifrån trots att man hamnar på den så kallade säkra sidan. Detta har vi gjort på grund av Eurokod 5 rekommendationer, där det står att detta gäller för två träbaserade delar med samma tidsberoende. Två olika material som har skilda tidsberoende kommer troligen att reagera annorlunda och då kommer den totala effekten inte bli lika stor som om de båda materialen hade samma tidsberoende. Effekten av fördubblingen av k_{def} kommer enligt beräkningsexemplet bara ge en ökning av nedböjningen på cirka 5 procentenheter.

Enkla kontroller av vibrationer har gjorts enligt Eurokod 5-1-1 7.3 men då dessa endast gäller för rena träkonstruktioner så har vi valt att inte ta hänsyn till detta i beräkningsexemplet. Antagligen kommer kraven för ett kombinerat trä- betongbjälklag vara annorlunda gentemot ett bjälklag med endast trä. Enligt beräkningsexemplet så hade inte bjälklaget klarat de rekommenderade kraven som finns för träbjälklag.

När det kommer till val av förbindare så visar våra beräkningar att ett bjälklag ST+S+N kan ge en längre spännvidd. Dock så anser vi att tillverkningen av bjälklag med denna förbindare är mer komplicerad, då det känns som det är fler moment och större noggrannhet som krävs för att montera ST+S+N, än med förbindartypen T12 och på så sätt kommer det vara mer ekonomiskt att använda T12 i ett bjälklag.

När förskjutningsmodul och maximal kapacitet för förbindarna har undersökts har experimentella värden från respektive rapport använts. När dessa värden tagits fram har olika klasser på betongen och på träet använts jämfört med de klasser som använts i Appendix A – Beräkningsexempel av ett trä- och betongbjälklag. Beroende på brottmoder så finns det en risk att värdena som använts blivit underskattade.

Författarnas egna tankar om kompositbjälklag är till största del positiva. Det är definitivt ett bra sätt att använda sig av mer trä vid nybyggnation. Kombinationen med de olika materialens egenskaper, till exempel betongens brandmotstånd och bullerdämpande egenskaper samt limträets draghållfasthet, leder till ett bjälklag som kan anses vara mer fördelaktigt då materialegenskaperna kompletterar varandra. Däremot så måste fler undersökningar och tester göras på bjälklag innan de kan börja produceras regelbundet, särskilt borde de dynamiska effekterna och långtidseffekter undersökas noggrannare.

7 Slutsatser

- En beräkningsgång för att dimensionera ett kompositbjälklag av betong och trä har tagits fram.
- Vid beräkning av olika dimensioner på limträbalkarna så är det nedböjningen som blir dimensionerande.
- Spänningarna i limträbalken ökar för mindre dimensioner men kommer inte bli dimensionerande med de förutsättningar som använts.
- Spänningarna i betongen kommer vara relativt små när de jämförs med betongens kapacitet och på så sätt kommer betongspänningarna inte vara dimensionerande.
- Förbindartyperna ST+S+N och T12 har visat sig vara mest lovande att använda i ett kompositbjälklag.
- I de testade förbindarna har utnyttjandegraden av förbindarnas maximala kapacitet varit omkring 30 % vilket innebär att inte heller detta kommer vara dimensionerande.
- Effekterna på bjälklaget på grund av krympning har stor betydelse. Finns möjligheten att låta plattan härda en längre tid innan montering med limträbalkarna så kommer krympningseffekterna minska.
- Skillnaderna på om plattan gjuts direkt på limträbalkarna eller om den härdar ett tag innan montering är stora då den största delen av krympningen sker under de första dygnet efter gjutning.
- För de större dimensionerna på limträbalkarna kommer de ensamma, utan samverkan med betongplattan, kunna bära upp brottslasten men kommer inte klara nedböjningskraven, enligt Appendix A. Detta kan vara ett bevis på att samverkanskonstruktioner är fördelaktiga.

7.1 Framtida studier

Det finns många olika aspekter att fortsätta arbeta med till exempel:

- Utreda hur dagliga- och årliga klimatvariationer påverkar ett kompositbjälklag
- Kontrollera vibrationsberäkningarna och vibrationskraven för ett bjälklag med trä och betong
- Undersöka hur flera kompositbjälklag kan sammankopplas för att bilda ett våningsplan. Samt hur kompositbjälklaget kan sammankopplas med andra byggnadsdelar som till exempel pelare eller balkar för att bilda en struktur.

8 Referenser

Boverket, 2013. EKS 9. *Boverkets författningssamling*, pp. 12-14.

Ceccotti, A.; Fragiaco, M.; Giordano, S., 2006. Long-term and collapse tests on a timber-concrete composite beam with glued-in connection. i: *Materials and Structures*, pp. 40:15-25.

Ceccotti, A., 1995. Timber-concrete composite structures. *Timber Engineering STEP* 2, pp. E13/1-12.

Ceccotti, A., 2002. *Composite concrete-timber structures*.

Crocetti, R. Sartori, T. M, Flansbjer, 2010. *Timber-concrete composite structures with prefabricated FRC slab*.

Crocetti, R. Sartori, T. Tomasi, R., 2014. Innovative Timber-Concrete Composite Structures with Prefabricated FRC Slabs. *Journal of Structural Engineering*.

Fernández-Cabo, J. L., Fernández-Lavandera, J. & Ávila-Jaivo, J. M., 2008. *Wood-Concrete and Wood-Wood Mixed Beams: Rational Basis for Selecting Connections*.

Frangiaco, M., 2006. Long-Term Behavior of Timber-Concrete Composite Beams. II: Numerical Analysis and Simplified Evaluation. *Journal of Structural Engineering*, pp. 23-33.

Frangiaco, M. & Ceccotti, A., 2006. *SIMPLIFIED APPROACH FOR LONG-TERM BEHAVIOR OF TIMBER-CONCRETE COMPOSITE BEAMS ACCORDING TO THE EUROCODE 5 PROVISIONS*. FLORENCE.

Frangiaco, M. & Lukaszewska, E., 2011. Development of prefabricated timber-concrete composite floor systems. *Structures and Buildings*, Volym 164, pp. 117-129.

Gutkowski, R., Brown, K., Shigidi, A. & Natterer, J., 2008. Laboratory tests of composite wood-concrete beams. i: *Construction and Building Materials* 22. pp. 1059-1066.

Lukaszewska, E., 2009. *Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors*.

Lukaszewska, E., Frangiaco, M. & Johnsson, H., 2008. Laboratory tests and numerical analyses of prefabricated timber-concrete composite floors. *ASCE*.

McCullough, N. T., 1943. Oregon tests on composite (timber-concrete) beams.. *Journal of the American Concrete Institute*, pp. 429-440.

Meierhofer, U., 1992. A new efficient system for timber/concrete composite structural elements. i: Lahti: pp. 383-393.

Piazza, M. & Ballerini, M., 2000. *Experimental and numerical results on timber-concrete composite floors with different connection systems*. Whistler Resort, British Columbia, Canada, u.n.

Pincus, G., 1969. Bonded wood-concrete composite beams. *Journal of the Structural Division*, pp. 2265-2279.

Pincus, G., 1970. Behaviour of wood-concrete beams. *Journal of the Structural Division*, pp. 2009-2019.

SS-EN 1990, 2002. Eurokod 0. *Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*.

SS-EN 1995-1-1:2004, 2009. Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner. *Svensk Standard bilaga B*, pp. 117-120.

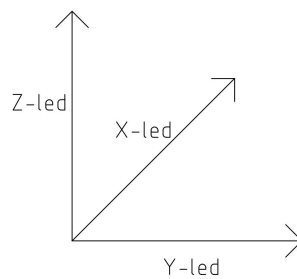
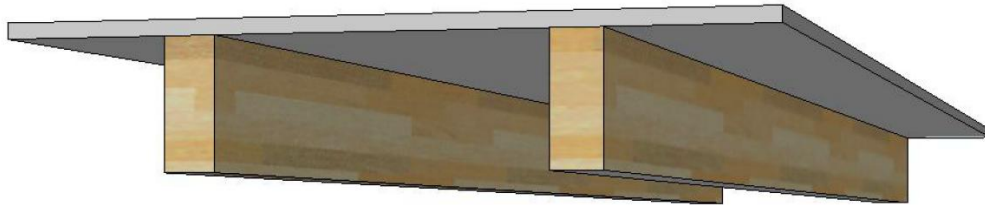
svensktträ, 2014. *svenskttra.se*. http://www.svenskttra.se/om_tra_1/tra-och-miljo_1/tra-ar-ett-hallbart-byggmaterial [26 05 2015].

Van der Linden, M. & Blass, H., 1996. *Timber-concrete floor systems*. New Orleans, pp. 309-316.

van der Linden, M. L., 1999. *Timber-Concrete Composite Floor Systems* :Delft University Press.

9 Appendix A – Beräkningsexempel av ett trä- och betongbjälklag

APPENDIX A



Beräkningsexempel av ett trä- och betongbjälklag

Chalmers Tekniska Högskola

Byggingenjörsprogrammet

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för konstruktionsteknik

Examensarbete 2015:43 Göteborg

Utfärdat av: Martin Ingvarsson & David Gustafsson

Datum 2015-06-08

Innehållsförteckning

1.0 Inledning

- 1.1 Tvärsnittskonstanter
- 1.2 Materialparametrar
- 1.3 Förskjutningsmodul

2.0 Laster- och lastkombinationer

- 2.1 Beräkning tvärled (Y-led)
- 2.2 Beräkning längsled (X-led)

3.0 Inverkan av långtidseffekter

- 3.1 Krypning i betongen
- 3.2 Krympningen i betongen
- 3.3 Effektiv elasticitetsmodul

4.0 Dimesionering tvärled (Y-led)

- 4.1 Momentkapacitet för betongen
- 4.2 Tvärkraftskapacitet för betongen

5.0 Dimesionering längsled (X-led)

- 5.1 Dimesionerande moment
- 5.2 Beräkning av momentkapaciteten
- 5.3 Dimensionerande tvärkraft i X-led
- 5.4 Beräkning av tvärkraftskapaciten

6.0 Gamma-metoden γ

- 6.1 Beräkning av gamma
- 6.2 Tyngdpunktsberäkningar
- 6.3 Beräkning av böjstyvheten
- 6.4 Beräkning av nedböjningen längsled (X-led)

7.0 Spänningsberäkningar

- 7.1 Beräkning av spänningar i limträbalken
- 7.2 Beräkning av spänningar i betongen
- 7.3 Skjuvkraft i förbindaren

8.0 Tillägg till Eurocode 5

8.1 Beräkningsgång av betonges krympningspåverkan

8.2 Beräkning av effekterna av krympning i betongen

8.2.1 Nedböjning i balken

8.2.2 Krafter på grund av oelastiska töjningar

8.2.3 Spänningar på grund av axiella krafter

8.2.4 Spänningar på grund av böjmoment

8.2.5 Beräkning av kraften på förbindaren

9.0 Summering samtliga effekter

9.1 Beskrivning av beräkningsgång

9.2 Summering av total nedböjning i bjälklaget

9.3 Beräkning av slutlig spänning i bjälklaget

9.4 Totala kraften på varje förbindare

10.0 Vibrationer

1.0 Inledning

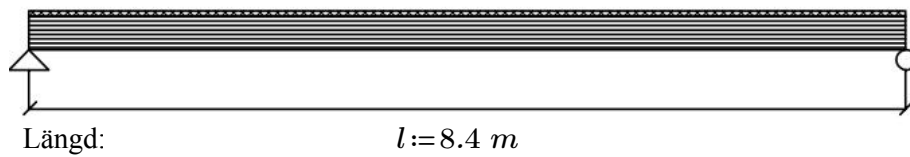
I följande beräkningsrapport så kommer beräkningar på trä- och betongbjälklaget att utföras med hänsyn på kapacitet som bjälklaget klarar av. Målet är att framställa en lämplig dimensioneringsgång som kan användas vid vidare projektering. Beräkningsgången tar bara hänsyn till ett enskild bjälklagselement och enbart beräkningar på det kommer att presenteras.

Förutsättningar:

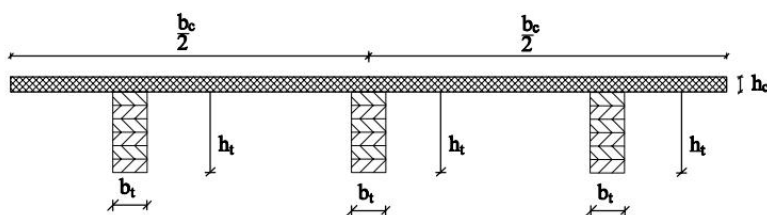
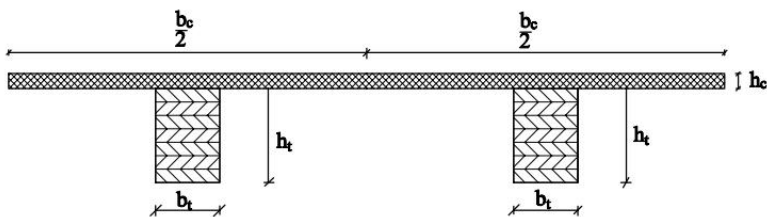
- Bjälklaget är i inomhusmiljö och i uppvärmd miljö. Detta ger klimatklass 1.
- Dagliga- och årliga klimatvariationer antas försummas.
- Beräkningar genomförs m.h.a.
 - Eurokod:
 - SS-EN1990
 - SS-EN1991-1-1
 - SS-EN1992-1-1:2005
 - SS-EN1995-1-1:2004
 - SS-EN 1194
 - EKS 9 från Boverket (Europeriska konstruktionsstandarder)
 - Bärande Konstruktioner Del 1
 - Föreslagna beräkningångar vid hänsyn till krympning av:
 - (Ario Fragiaco 2006)
 - (Jose L.Fernandez-Cabo, Jorge Fernandez-Lavandera, Jose M. Avilia-Jaivo, 2008)
 - (Elzbieta Lukaszewska, 2009)
 - (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010)
- Betongplattan antas få härda i 14 dagar innan montering med limträbalkarna
- Krympningens påverkan på bjälklaget tas hänsyn i kapitel 8.
- I avsnitt 1.1, visas två stycken beräkningsmodeller i tvärlid (Y-led). I detta beräkningsexemplet så kommer bjälklaget med två stycken limträbalkar att redovisas.
- I Eurocode så används beteckningarna, K_{ser} och K_u vid beräkningar av förskjutningsmodulen. I detta beräkningsexempel så kommer K_{ser} ersättas av K_{04} och K_u av K_{06}

1.1 Tvärsnittskonstanter

Beräkningsmodell längsled (X-led)



Beräkningsmodell tvärläng (Y-led)



Höjd betong: $h_c := 65 \text{ mm}$

Bredd betong: $b_c := 2400 \text{ mm}$

Höjd limträbalk: $h_t := 360 \text{ mm}$

Bredd limträbalk: $b_t := 215 \text{ mm}$

Antal limträbalkar i bjälklaget $n_t := 2$

Vid beräkning i längsled (X-led) så används följande tvärsnittskonstanter.

Area betong: $A_c := b_c \cdot h_c = 0.156 \text{ m}^2$

Area limträbalk: $A_t := b_t \cdot h_t = 0.077 \text{ m}^2$

Tröghetsmomentet betong: $I_c := \frac{b_c \cdot h_c^3}{12} = (5.493 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^4$

Tröghetsmomentet limträbalk: $I_t := \frac{b_t \cdot h_t^3}{12} = (8.359 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^4$

1.2 Materialparametrar

I avsnitt 1.2 så kommer materialparametrar att redovisas.

Betong:

Följande värden på parametrar enligt:

- Bärande konstruktioner del 1
- Eurokod SS-EN 1992-1-1:2005

Betongklass:

C37/40

Karakteristisk tryckhållfasthet

$$f_{ck} := 37 \text{ MPa}$$

Medelvärde för tryckhållfastheten

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = 45 \text{ MPa}$$

Partialkoefficient för betong

$$\gamma_c := 1.5$$

Faktor som beaktar
hållfasthetsreduktion på grund av
långvarig belastning:

$$\alpha_{cc} := 1.0$$

Dimesionerande värde för
tryckhållfasthet för betong

$$f_{cd} := \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = 24.7 \text{ MPa}$$

Medelvärde elasticitetsmodul

$$E_{cm} := 22 \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right)^{0.3} \text{ GPa} = 34.5 \text{ GPa}$$

Tunghet för armerad betong

$$\gamma_{btg} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tryckblocksfaktorer för bestämning
av tryckresultantens storlek.

$$\alpha := 0.810$$
$$\beta := 0.416$$

Minsta täckande betongskikt

$$c_{min} := 10 \text{ mm}$$

Tillåten måttavvikelse

$$\Delta c_{dev} := 5 \text{ mm}$$

Nominellt värde för täckande betongskikt

$$c_{nom} := c_{min} + \Delta c_{dev} = 0.015 \text{ m}$$

Limträ:

Följande värden på parametrar enligt:
- Eurokod SS-EN 1991-1-1 Tabell A.3.
- SS-EN 1194

k_{mod} bestäms enligt Eurokod SS-EN 1995-1-1 3.1.3(2) och tabell 2.1-2.2

Limträklass:

GL32h

Hållfasthetsvärde, tryck
vinkelrät mot fibrerna

$$f_{c90k} := 3.3 \text{ MPa}$$

Hållfasthetsvärde, böjning
parallellt fibrerna

$$f_{mk} := 32 \text{ MPa}$$

Omräkningsfaktor. Framtagen utgående från
lastvaraktighetens och fuktens inverkan på
hållfastheten.
(Medellång lastvaraktighet)

$$k_{mod} := 0.8$$

Partialkoefficienten för limträ

$$\gamma_M := 1.25$$

För limträ med höjden $h < 600 \text{ mm}$ så
multipliceras böjhållfastheten med
faktor K_h

$$k_h := \min \left(\left(\frac{600 \text{ mm}}{h_t} \right)^{0.1}, 1.1 \right) = 1.052$$

Dimensionerande böjhållfasthet,
parallellt fibrerna

$$f_{md} := k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{f_{mk}}{\gamma_M} = 21.6 \text{ MPa}$$

Karakteristiskt
hållfasthetsvärde, skjuvning

$$f_{vk} := 3.8 \text{ MPa}$$

Dimesionerande skjuvhållfasthet

$$f_{vd} := k_{mod} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = 2.43 \text{ MPa}$$

Reduceringsfaktor vid beräkning av effektiva
bredden för sågat virke och limträ

$$k_{cr} := 0.67$$

Draghållfasthet parallellt
fibrerna i träet

$$f_{tk} := 22.5 \text{ MPa}$$

Dimensionerande draghållfasthet
parallellt fibrerna i träet

$$f_{t,0,d} := k_{mod} \cdot k_h \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_M} = 15.2 \text{ MPa}$$

Medelvärde för Elasticitetsmodulen
parallellt fibrerna

$$E_t := 13700 \text{ MPa}$$

Tunghet limträbalken

$$\gamma_{timber} := 4.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Omräkningsfaktor. Används vid
beräkning av elasticitesmodulen för
långtidsbelastning

$$k_{def} := 0.6$$

Armeringsstål:

Partialkoefficient för armeringsstål
(Normalt)

$$\gamma_s := 1.15$$

Karakteristiskt värde för
armeringens sträckgräns.
(Armeringsklass B500B)

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Dimesionerande värde för
armeringens sträckgräns

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435 \text{ MPa}$$

Elasticitetsmodul stål

$$E_s := 200 \text{ GPa}$$

Armeringsjärnets diameter

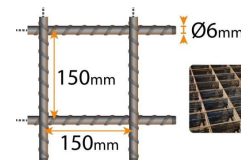
$$\phi := 6 \text{ mm}$$

Area för ett armeringsjärn

$$A_{si} := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 = (2.83 \cdot 10^{-5}) \text{ m}^2$$

Antal armeringsjärn per meter,
(armeringsjärnen har avståndet 150mm
mellan varandra)

$$n := 6.67$$



Total armeringsarea

$$A_s := A_{si} \cdot n = (1.89 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

1.3 Förskjutningsmodul

Förskjutningsmodul k

Förskjutningsmodullen, k , beskriver förhållandet mellan pålagd last och förskjutning. Ju högre värde på k , desto bättre kompositsamverkan ger förbindaren upphov till. Beräkning av k kan göras enligt Eurocode men experimentiella värden ger ett mer korrekt värde och kan med fördel användas i beräkningar av kompositbjälklaget.

Följande k -värden är hämtade från experimentiella tester som har gjorts av (Lukaszewska, 2009), och (Crocetti, Sartori, Flansbjer, 2010). I bilden nedan så är ett exempel på hur förskutningen påverkas av pålagd last som bjälklaget utsätts för. k beräknas genom att dra en sekant från origo till 40 % eller 60 % av F_{max} .

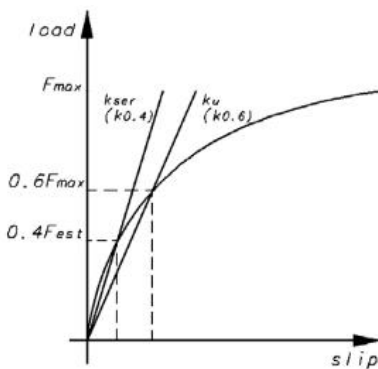


Bild hämtad från (Lukaszewska, 2009).

Förbindartyp

T12

Maximal kapacitet för förbindaren

$$F_{max} := 39 \text{ kN}$$

Avstånd mellan varje enskild förbindare i bjälklaget.

$$s := 0.1 \text{ m}$$

Förskjutningsmodulen k , korttid:

Förskjutningsmodul i bruksgränstillstånd

$$k_{0.4} := 43 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Förskjutningsmodul i brottgränstillstånd

$$k_{0.6} := 29 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

Förskjutningsmodulen k , långtid:

För ett förband bestående av träbaserade delar med samma tidsberoende bör värdet på k_{def} fördubblas. (SS-EN 1995-1-1:2004, avsnitt 2.3.2.2 (3))

Dett är inte en exakt lösning då vi egentligen har trä- och betong som är emot varandra. I brotttjänstillstånd så multipliceras $\psi_2 := 0.3$, med k_{def} .

Förskjutningsmodulen i bruksgränstillstånd
med hänsyn till långtidseffekter

$$k_{04.eff} := \frac{k_{0.4}}{(1 + k_{def})} = 26.9 \frac{MN}{m}$$

Förskjutningsmodulen i brottgränstillstånd
med hänsyn till långtidseffekter

$$k_{06.eff} := \frac{k_{0.6}}{(1 + \psi_2 \cdot k_{def})} = 24.6 \frac{MN}{m}$$

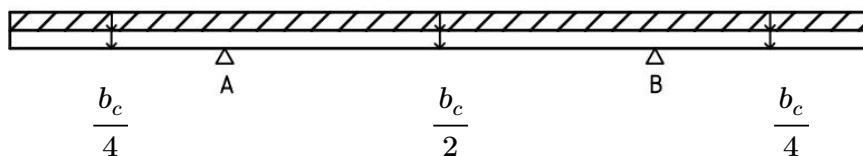
2.0 Laster- och lastkombinationer

Beräkningar av laster kommer ske i två fall. (1) där vi räknar på tvärsnittet i tvärled (Y-led), och där limträbalkarna fungerar som upplag till betongen. (2) där vi räknar tvärsnittet i längsled (X-led), där både betongen och limträet tas med i beräkningarna av egentynghd och pelarna blir upplagen.

2.1 Beräkning tvärled (Y-led) (1)

Beräkningarna av lasterna görs med hjälp av rekommendationer av Eurokod 0, Bilaga A och gällande EKS 9 från boverket.

Bilden visar hur tvärsektionen ser ut i Y-led, där limträbalkarna, A och B, fungerar som upplag till ovanliggande betongplattan.



Egenvikt betong

$$G_{kc} := h_c \cdot 1 \text{ m} \cdot \gamma_{btg} = 1.63 \frac{kN}{m}$$

Egenvikten av Installationer +
Golvbeläggning

$$G_{k.ig} := 0.5 \frac{kN}{m}$$

Totalt egenvikt av betongen, installationer
och golvbeläggning

$$G_k := G_{kc} + G_{k.ig} = 2.13 \frac{kN}{m}$$

Nyttig last för kontor:

$$q_k := 3 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvikt av flyttbara innerväggar

$$q_{k.iv} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk variabel huvudlast:

$$Q_{k.y} := (q_k + q_{k.iv}) \cdot 1 \text{ m} = 3.5 \frac{kN}{m}$$

Faktor som definierar representativa
värden för variabla laster:

$$\psi_0 \quad \psi_1 \quad \psi_2$$

$$0.7 \quad 0.5 \quad 0.3$$

Beräkning av laster i bruksgränstillstånd:

karakteristiskt värde:

$$Q_{k.d.y} := G_{kc} + Q_{k.y} = 5.13 \frac{kN}{m}$$

Kvasi-permanent (långtid) värde:

$$Q_{kp.d.y} := G_{kc} + \psi_2 \cdot Q_{k.y} = 2.68 \frac{kN}{m}$$

Beräkning av laster i brottgränstillstånd:

Vid dimensionering med partialkoefficientmetoden i SS-EN 1990 i brottgränstillstånd ska säkerhetsklassen för en byggnadsverksdel beaktas med hjälp av partialkoefficienten.

Partialkoefficient för
säkerhetsklass 2

$$\gamma_d := 0.91$$

Dimensionerande egentygnd

$$G_d := \gamma_d \cdot G_k \cdot 1.35 = 2.61 \frac{kN}{m}$$

Dimensionerande lastkombination enligt ekv 6.10a

$$Q_{u.1.y} := \gamma_d \cdot (1.35 \cdot G_{kc} + 1.5 \cdot \psi_0 Q_{k.y}) = 5.34 \frac{kN}{m}$$

Dimensionerande lastkombination enligt ekv 6.10b

$$Q_{u.2.y} := \gamma_d \cdot (0.89 \cdot 1.35 \cdot G_{kc} + 1.5 \cdot Q_{k.y}) = 6.55 \frac{kN}{m}$$

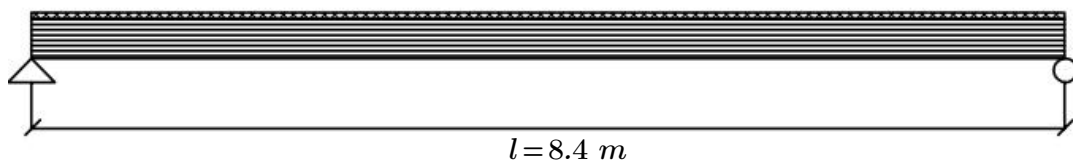
Dimensionerande lastkombination

$$Q_{u.y} := \max(Q_{u.1.y}, Q_{u.2.y}) = 6.55 \frac{kN}{m}$$

2.2 Beräkning längsled (X-led) (2)

Beräkningarna av lasterna görs med hjälp av Rekommendationer av Eurokod 1990-1-1 och gällande EKS 9 från boverket. För beräkningar av skiljeväggar så använder vi rekommenderade värden i Eurokod 1991-1-1.

Bilden visar hur bjälklaget ser ut i X-led, där limträbalken och ovanliggande betongplattan vilar på upplagen.



Egenvikt betong

$$G_{kc} := h_c \cdot b_c \cdot \gamma_{btg} = 3.9 \frac{kN}{m}$$

Egenvikt limträ

$$G_{kt} := h_t \cdot b_t \cdot \gamma_{timber} = 0.33 \frac{kN}{m}$$

Egenvikten av Installationer +
Golvbeläggning

$$G_{k.ig} := 0.5 \frac{kN}{m}$$

Totalt egenvikt av betong, limträ,
installationer och golvbeläggning

$$G_k := n_t \cdot G_{kt} + G_{kc} + G_{k.ig} = 5.05 \frac{kN}{m}$$

Nyttig last för kontor

$$q_k := 3 \frac{kN}{m^2}$$

Egenvikt av flyttbara innerväggar

$$q_{k.iv} := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk variabel huvudlast

$$Q_{k.x} := b_c \cdot (q_k + q_{k.iv}) = 8.4 \frac{kN}{m}$$

Faktor som definerar representativa värden för variabla laster

$$\psi_0 \quad \psi_1 \quad \psi_2$$

$$0.7 \quad 0.5 \quad 0.3$$

Beräkning av laster i bruksgränstillstånd:

Karakteristiskt värde

$$Q_{k.d.x} := G_k + Q_{k.x} = 13.45 \frac{kN}{m}$$

Kvasi-permanent (långtid) värde

$$Q_{kp.d.x} := G_k + \psi_2 \cdot Q_{k.x} = 7.57 \frac{kN}{m}$$

Beräkning av laster i brottgränstillstånd:

Vid dimensionering med partialkoefficientmetoden i SS-EN 1990 i brottgränstillstånd ska säkerhetsklassen för en byggnadsverksdel beaktas med hjälp av partialkoefficienten.

Partialkoefficient för säkerhetsklass 2

$$\gamma_d := 0.91$$

Dimensionerande egentynngd

$$G_{d.tot} := \gamma_d \cdot (G_{kc} + G_{kt}) \cdot 1.35 = 5.19 \frac{kN}{m}$$

Dimensionerande lastkombination enligt ekv 6.10a

$$Q_{u.1.x} := \gamma_d \cdot (1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot \psi_0 \cdot Q_{k.x}) = 14.23 \frac{kN}{m}$$

Dimensionerande lastkombination enligt ekv 6.10b

$$Q_{u.2.x} := \gamma_d \cdot (0.89 \cdot 1.35 \cdot G_k + 1.5 \cdot Q_{k.x}) = 16.99 \frac{kN}{m}$$

Dimensionerande lastkombination

$$Q_{u.x} := \max(Q_{u.1.x}, Q_{u.2.x}) = 16.99 \frac{kN}{m}$$

3.0 Inverkan av långtidseffekter

I följande avsnitt kommer vi beräkna långtidseffekterna av krypning och krympning i trä och betong. Beräkning av krympningen i träet antas vara försumbar. Beräkningar av den effektiva elasticitetsmodulen kommer också genomföras. Följande beräkningar är hämtade ur.

Eurokod: - SS-EN 1992-1-1:2005
- SS-EN 1995-1-1:2004

Beräkningarna av träets krypning beaktas med faktorn $k_{def} = 0.6$ enligt avsnitt 1.2

3.1 Krypning betong

Indata:

Tvärsnittets omkrets i kontakt med luft.

$$u := 2 \cdot (h_c + b_c) = 4.93 \text{ m}$$

Ålder vid pålastning, betong (dagar).

$$t_0 := 14 \text{ dagar}$$

Betongens ålder för att bestämma kryptalet (dagar).

$$t_1 := 50 \cdot 365 \quad (50 \text{ år})$$

Relativ fuktighet i omgivande miljö.

$$\phi_{creep} := 0.5$$

Cementtyp

$$cem := "N"$$

Bestämning av kryptalet:

$$h_0 := \frac{\langle 2 \cdot A_c \rangle}{u} \cdot \frac{1000}{m} = 63.29$$

Koefficienter som beaktar inverkan av betongens hållfasthet

$$\alpha_1 := \left(35 \frac{\text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.7} = 0.839$$

$$\alpha_2 := \left(35 \frac{\text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.2} = 0.951$$

$$\alpha_3 := \left(35 \frac{\text{MPa}}{f_{cm}} \right)^{0.5} = 0.882$$

Faktorer som beaktar inverkan av relativ fuktighet

$$\varphi_{RH} := \begin{array}{|l} \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \parallel \\ \text{return } 1 + \frac{\langle 1 - \phi_{creep} \rangle}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \\ \parallel \\ \text{else} \\ \parallel \\ \text{return } \left(1 + \frac{\langle 1 - \phi_{creep} \rangle}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \langle \alpha_1 \rangle \right) \cdot \alpha_2 \\ \parallel \end{array} = 1.95$$

Nominella kryptalet

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \div \text{MPa}}} \cdot \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} = 2.72$$

Koefficient som beror på relativ fuktighet och av bärverksdelens ekvivalenta tjocklek

$$\beta_H := \begin{cases} \text{if } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \quad \parallel \text{return } \min \left(1.5 \left(1 + \langle 0.12 \phi_{creep} \rangle^{0.18} \right) h_0 + 250, 1500 \right) \\ \quad \parallel \text{else} \\ \quad \parallel \text{return } \min \left(1.5 \left(1 + \langle 0.12 \phi_{creep} \rangle^{0.18} \right) h_0 + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \right) \end{cases} = 372.62$$

Koefficient som beskriver krypningens utveckling med tiden efter pålastning

$$\beta_c(t, t_0) := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3}$$

Vid tiden 50 år så blir följande faktor enligt ekvationen nedan.

$$\beta_c := \left(\frac{t_1 - t_0}{\beta_H + t_1 - t_0} \right)^{0.3} = 0.994$$

Slutligt kryptal

$$\varphi_{50} := \varphi_0 \cdot \beta_c = 2.706$$

3.2 Krympning i betong

$$\alpha_{ds1} := \begin{cases} \text{if } cem = "S" \\ \quad \parallel \text{return } 3 \\ \text{else if } cem = "N" \\ \quad \parallel \text{return } 4 \\ \text{else if } cem = "R" \\ \quad \parallel \text{return } 6 \end{cases} = 4$$

$$\alpha_{ds2} := \begin{cases} \text{if } cem = "S" \\ \quad \parallel \text{return } 0.13 \\ \text{else if } cem = "N" \\ \quad \parallel \text{return } 0.12 \\ \text{else if } cem = "R" \\ \quad \parallel \text{return } 0.11 \end{cases} = 0.12$$

$$f_{cmo} := 10 \text{ MPa}$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \cdot (1 - \phi_{creep}^3) = 1.36$$

Faktor som beaktar omgivningens relativa fuktighet

Grundvärdet för uttorkning bestäms med följande uttryck:

$$t := 14$$

Betongens ålder vid betraktad tidpunkt (dagar)

$$t_s := 1$$

Betongens ålder vid början av uttorkningskrympningen (dygn)

$$\beta_{ds} := 1 - \left(\frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{h_0^3}} \right) = 0.608$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left(\langle (220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \rangle \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}} \right) \right) \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 4.434 \cdot 10^{-4}$$

Slutligt värde på uttorkningskrympning kan bestämmas enligt

$$k_h' := 1.0$$

Faktor som tar hänsyn till tvärsnittets storlek

$$\varepsilon_{cd} := k_h' \cdot \beta_{ds} \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2.694 \cdot 10^{-4}$$

Beräkning av autogenkrympning

$$\varepsilon_{ca\infty} := 2.5 \left(\frac{f_{ck}}{MPa} - 10 \right) \cdot 10^{-6} = 6.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\beta_{as} := 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) = 0.527$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty} = 3.556 \cdot 10^{-5}$$

Slutlig krympning blir

$$\varepsilon_{cs} := (\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}) = 3.05 \cdot 10^{-4}$$

3.3 Effektiv Elasticitetsmodul

Den effektiva elasticitetsmodulen beror på långtidseffekterna på grund av krypning i respektive material.

Effektiv Elasticitetsmodul, betong

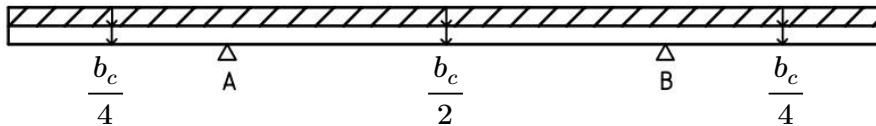
$$E_{c.eff} := \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi_{50})} = 9.32 \text{ GPa}$$

Effektiv Elasticitetsmodul, trä

$$E_{t.eff} := \frac{E_t}{(1 + k_{def})} = 8.56 \text{ GPa}$$

4.0 Dimesionering tvärled (Y-led)

I kapitel 4 så kommer beräkningar av bärförmåga och kapacitet att beaktas för tvärsnittet i Y-led. I betongen så kommer ett armeringsnät att placeras in. Ekvationer är hämtade ur Eurokod SS-EN 1992-1-1:2005, och tvärsnittets analys görs enligt rekommendationer ur Bärande Konstruktioner Del1.



Bredden av betongplattan $b_c = 2.4 \text{ m}$

4.1 Momentkapacitet för betongen

Beräkning av dimesionerande moment kommer först att beräknas. Därefter så kommer bärförmågan att beräknas och kontrolleras mot det dimesionerande momentet för att bedömma om tvärsnittet klarar kapaciteten. Ekvationer är hämtade ur Eurocode SS-EN 1992-1-1:2005, och tvärsnittets analys görs enligt rekommendationer ur Bärande Konstruktioner Del1.

Dimesionerande momentkapacitet:

Med hjälp av snittmetoden kommer momentet beräknas. Lasten antas vara jämnt utbredd över hela plattan.

Moment i stöd A och B

$$M_A := Q_{u,y} \cdot \frac{\left(\frac{b_c}{4}\right)^2}{2} = 1.18 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_A = M_B$$

$$R_A := \frac{Q_{u,y} \cdot b_c}{2} = 7.865 \text{ kN} \quad R_A = R_B$$

$$M_{Ed,y,fält} := Q_{u,y} \cdot \frac{\left(\frac{b_c}{2}\right)^2}{2} - R_A \cdot \frac{b_c}{4} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maximalt moment blir i stöden A och B

$$M_{Ed,y} := M_A = 1.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Villkor att uppfylla för att klara bärförmågan:

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x (d - \beta \cdot x)$$

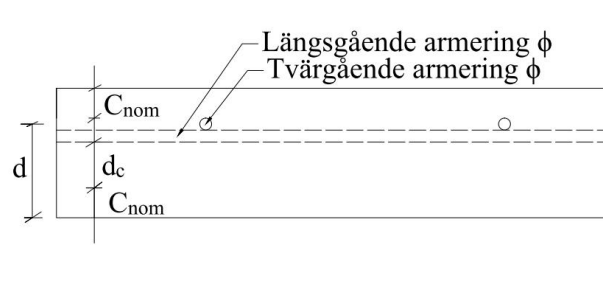
Analys av tvärsnittet:

Antar att armeringen flyter.

$$\sigma_s = f_{yd}$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd}$$

Söker: $M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x (d - \beta \cdot x)$



Bredd på tvärsnittet.

$$b := 1 \text{ m}$$

Avståndet från undersidan av tvärsnittet till ovanliggande armerings centrum (Y-led).

$$d := h_c - c_{nom} - \frac{\phi}{2} = 0.047 \text{ m}$$

Töjningen i armeringen

$$\varepsilon_s = \frac{d - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu}$$

Villkor för att armeringen flyter

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd}$$

Dimesionerande värde för flyttöjning.

$$\varepsilon_{syd} := \frac{f_{yd}}{E_s} = 0.00217$$

Brottstukning för normalbetong

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

Kraftjämnvikt för att lösa ut x:

Tryckkraft betong

$$F_c = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$$

Dragkraft i armering

$$F_s = f_{yd} \cdot A_s$$

Kraftjämnvikt

$$F_c = F_s$$

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = f_{yd} \cdot A_s$$

Ekvationslösning för att bestämma x.

$$x := 0.1 \text{ m}$$

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = f_{yd} \cdot A_s$$

$$\text{find}(x) = 4.104 \text{ mm}$$

$$x := 4.104 \text{ mm}$$

Kontroll av töjningsvillkor:

$$\varepsilon_{syd} = 2.174 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s := \frac{d-x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} = 36.583 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s \geq \varepsilon_{syd} = 1$$

Ett värde över 1 betyder att antagandet stämmer.

Slutlig beräkning av momentkapacitet

$$M_{Rd} := \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot (d - \beta \cdot x) = 3.714 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkraftskapaciteten

Villkor för att uppfylla bärförmågan

$$M_{Ed,y} \leq M_{Rd} = 1$$

Utnyttjandegrad av kapaciteten. Ett värde över 1.0 betyder att kapaciteten är överskriden

$$\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd}} = 0.318$$

4.2 Tvärkraftskapacitet för betongen

Ekvationer är hämtade ur Eurokod SS-EN 1992-1-1:2005, och tvärsnittets analys görs enligt rekommendationer ur Bärande Konstruktioner Del1.

Beräkning av den dimensionerande tvärkraften

$$V_{Ed,y} := Q_{u,y} \cdot \frac{b_c}{2 \cdot 2} = 3.93 \text{ kN}$$

Beräkning av tvärkraftskapaciteten

Villkor att uppfylla för att klara kapaciteten

$$V_{Ed,y} \leq V_{Rd,y}$$

Tvärkraftsförmåga för
betongen i livtryckbrott.

$$V_{Rd,y} := 0.5 \cdot 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250 \cdot \text{MPa}} \right) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 296.3 \text{ kN}$$

Villkor för skjuvglidbrott

$$V_{Rd,c} = \min \left(C_{Rd,c} \cdot k \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot b \cdot d, v_{min} \cdot b \cdot d \right)$$

$$C_{Rd,c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \text{if } 2 \leq 1 + \left(\frac{200 \text{ mm}}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \left| \begin{array}{l} \text{return } 2 \\ \text{else} \\ \text{return } 1 + \left(\frac{200 \text{ mm}}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \end{array} \right| = 2$$

$$\rho_l := \text{if } 0.02 \leq \frac{A_s}{b \cdot d} \left| \begin{array}{l} \text{return } 0.02 \\ \text{else} \\ \text{return } \frac{A_s}{b \cdot d} \end{array} \right| = 0.004$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot MPa = 0.602 \text{ MPa}$$

Slutlig tvärkraftskapacitet vid skjuvglidbrott

$$V_{Rd.c} := \max \left(\left(C_{Rd.c} \cdot k \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa \cdot b \cdot d \right), v_{min} \cdot b \cdot d \right) = 28.3 \text{ kN}$$

Kontroll av tvärkraftskapacitet i skjuvglidbrott

Villkor för att uppfylla bärförmågan

$$V_{Ed.y} \leq V_{Rd.c} = 1$$

Utnyttjandegrad av kapaciteten. Ett värde över 1.0 betyder att kapaciteten är överskriden

$$\frac{V_{Ed.y}}{V_{Rd.c}} = 0.139$$

Kontroll av tvärkraftskapacitet i livtryckbrott

Villkor för att uppfylla bärförmågan

$$V_{Ed.y} \leq V_{Rd.y} = 1$$

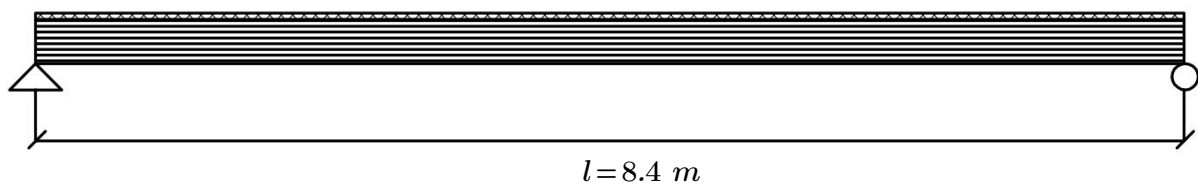
Utnyttjandegrad av kapaciteten. Ett värde över 1.0 betyder att kapaciteten är överskriden

$$\frac{V_{Ed.y}}{V_{Rd.y}} = 0.013$$

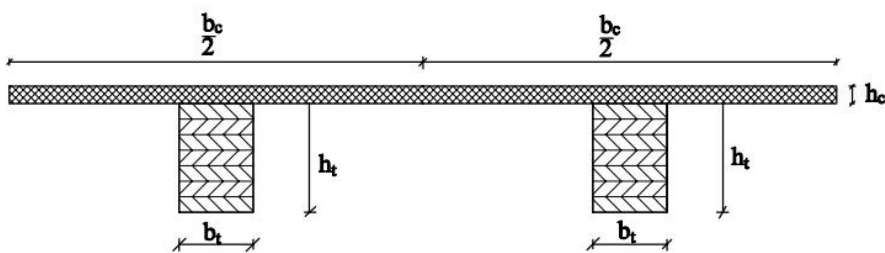
5.0 Dimesionering längsled (X-led)

I kapitel 5 kommer vi enbart kontrollera om limträbalkarna ensamt klarar av att bära upp bjälklaget utan hjälp av betongen. Det dimensionerande momentet kommer att beräknas för olika laster där både betongen och limträet beaktas.

Beräkningsmodellen längsled (X-led)



TT-tvärsnittet



5.1 Dimensionerande moment

Dimensionerande moment m.a.p brottlast

$$M_{Ed.x} := Q_{u.x} \cdot \frac{l^2}{8} = 149.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensionerande moment m.a.p
brottlast - kvasipermanentlast

$$M_{Ed.ukp} := \frac{(Q_{u.x} - Q_{kp.d.x}) \cdot l^2}{8} = 83.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dimensionerande moment m.a.p
kvasipermanentlast

$$M_{Ed.kp} := \frac{Q_{kp.d.x} \cdot l^2}{8} = 66.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.2 Beräkning av momentkapaciteten

Vilkor att uppfylla för att klara kapaciteten

$$M_{Ed.x} \leq n_t \cdot W \cdot f_{md} = M_{Rd}$$

Böjmotståndet

$$W := \frac{b_t \cdot h_t^2}{6} = 0.005 \text{ m}^3$$

Slutlig momentkapacitet

$$M_{Rd} := n_t \cdot W \cdot f_{md} = 200.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll av momentkraftskapacitet:

Kontroll av momentkapaciteten

$$M_{Ed.x} \leq M_{Rd} = 1$$

Ett värde över 1 innebär att limträbalkarna inte ensamma klarar av momentet

$$\frac{M_{Ed.x}}{M_{Rd}} = 0.748$$

Momentkapaciten blir här överskriden och antagande om att endast limträbalkarna klarar hela lasten uppfylls ej. Nya beräkningar där betongen läggs till i beräkningarna vid bärförmågan genomförs i i kapitel 8.

Om momentkapaciteten ej blir överskriden här så är bjälklaget överdimensionerat då betongens påverkan på bjälklagets hållfasthet ej tas med i beräkningarna av kapaciteten.

Kontroll av nedböjning utan någon samverkan mellan materialen

Maximal tillåten momentan
nedböjning

$$u_{max.inst} := \frac{l}{300} = 28 \text{ mm}$$

$$u_{fin.t} := \frac{5 \cdot l^4 \cdot Q_{kp.d.x}}{384 \cdot (E_{t,eff} \cdot I_t \cdot n_t + E_{c,eff} \cdot I_c)} + \frac{5 \cdot l^4 \cdot (Q_{k.d.x} - Q_{kp.d.x})}{384 \cdot (E_t \cdot I_t \cdot n_t + E_{c,eff} \cdot I_c)} = 49.4 \text{ mm}$$

Ett värde över 100 procent innebär att kapaciteten är överskriden

$$100 \cdot \frac{u_{fin.t}}{u_{max.inst}} = 176.346$$

5.3 Dimensionerande tvärkraft längsled (X-led)

Dimensionerande tvärkraft

$$V_{Ed} := Q_{u.x} \cdot \frac{l}{2} = 71.3 \text{ kN}$$

Brottlast - kvasipermanenta

$$V_{Ed.x} := (Q_{u.x} - Q_{kp.d.x}) \cdot \frac{l}{2} = 39.6 \text{ kN}$$

Kvasi- permanent

$$V_{Ed.kp} := Q_{kp.d.x} \cdot \frac{l}{2} = 31.8 \text{ kN}$$

5.4 Beräkning av tvärkraftskapaciten

Villkor att uppfylla för tvärsnittets skjuvhållfasthet

$$V_{Ed} \leq V_{Rd.x} = \left(\frac{2}{3} \cdot b_t \cdot h_t \cdot f_{vd} \right) \cdot n_t$$

För limträ och sågat virke så reduceras bredden på tvärsnittet. Detta på grund av risk för att virket kan vara sprucket.

$$b_{t.ef} := k_{cr} \cdot b_t = 144.1 \text{ mm}$$

Tvärkraftsförmåga för tvärsnittet med hänsyn till sprucket tvärsnitt

$$V_{Rd.x} := \left(\frac{2}{3} \cdot b_{t.ef} \cdot h_t \cdot f_{vd} \right) \cdot n_t = 168.2 \text{ kN}$$

Kontroll av tvärkraftskapacitet:

Villkor att uppfylla

$$V_{Ed} \leq V_{Rd.x} = 1$$

Utnyttjandegrad av tvärsnittet. Ett värde över 1 betyder att kapaciteten är överskriden

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd.x}} = 0.424$$

6.0 Gamma-metoden γ

I kapitel 6.0 så kommer olika parameterar beräknas med hjälp av Gamma- metoden som beräknas enligt SS-EN 1995-1-1:2005 Bilaga B.

Ju närmare 1 som gamma kommer, desto bättre interaktion mellan materialen blir det. Om värdet blir 1 så motsvarar det full interaktion mellan materialen.

Om en fläns består av två delar fästa mot ett liv, eller om livet består av två delar (som i en lådbalk), bestäms avståndet s av summan av antalet förbindare per längdenhet i de två fogarna.

6.1 Beräkning av Gamma

Gamma för träet

$$\gamma_t := 1$$

Gamma för betong:

Korttidseffekter:

Gamma i bruksgränstillstånd

$$\gamma_{c0.4} := \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot s}{k_{0.4} \cdot l^2} \right)^{-1} = 0.363$$

Gamma i brottgränstillstånd

$$\gamma_{c0.6} := \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot s}{k_{0.6} \cdot l^2} \right)^{-1} = 0.278$$

Långtidseffekter:

Gamma i bruksgränstillstånd

$$\gamma_{c0.4eff} := \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot s}{k_{04.eff} \cdot l^2} \right)^{-1} = 0.263$$

Gamma i brottgränstillstånd

$$\gamma_{c0.6eff} := \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot s}{k_{06.eff} \cdot l^2} \right)^{-1} = 0.246$$

6.2 Tyngdpunktsberäkningar

Korttidseffekter:

Bruksgränstillstånd:

$$a_{t0.4} := \frac{\gamma_{c0.4} \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot \langle h_c + h_t \rangle}{2 \langle \gamma_{c0.4} \cdot E_{cm} \cdot A_c + \langle \gamma_t \cdot E_t \cdot A_t \rangle \cdot n_t \rangle} = 0.102 \text{ m}$$

$$a_{c0.4} := \frac{h_c + h_t}{2} - a_{t0.4} = 0.111 \text{ m}$$

Brottgränstillstånd:

$$a_{t0.6} := \frac{\gamma_{c0.6} \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot \langle h_c + h_t \rangle}{2 \langle \gamma_{c0.6} \cdot E_{cm} \cdot A_c + \langle \gamma_t \cdot E_t \cdot A_t \rangle \cdot n_t \rangle} = 0.088 \text{ m}$$

$$a_{c0.6} := \frac{h_c + h_t}{2} - a_{t0.6} = 0.125 \text{ m}$$

Långtidseffekter:

Bruksgränstillstånd

$$a_{t0.4eff} := \frac{\gamma_{c0.4eff} \cdot E_{c,eff} \cdot A_c \cdot \langle h_c + h_t \rangle}{2 \langle \gamma_{c0.4eff} \cdot E_{c,eff} \cdot A_c + \langle \gamma_t \cdot E_{t,eff} \cdot A_t \rangle \cdot n_t \rangle} = 0.048 \text{ m}$$

$$a_{c0.4eff} := \frac{h_c + h_t}{2} - a_{t0.4eff} = 0.165 \text{ m}$$

Brottgränstillstånd:

$$a_{t0.6eff} := \frac{\gamma_{c0.6eff} \cdot E_{c,eff} \cdot A_c \cdot \langle h_c + h_t \rangle}{2 \langle \gamma_{c0.6eff} \cdot E_{c,eff} \cdot A_c + \langle \gamma_t \cdot E_{t,eff} \cdot A_t \rangle \cdot n_t \rangle} = 0.045 \text{ m}$$

$$a_{c0.6eff} := \frac{h_c + h_t}{2} - a_{t0.6eff} = 0.167 \text{ m}$$

6.3 Beräkning av böjstyvheten

Korttidseffekter

$$EI_{04} := E_{cm} \cdot I_c + \gamma_{c0.4} \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot a_{c0.4}^2 + (E_t \cdot I_t + \gamma_t \cdot E_t \cdot A_t \cdot a_{t0.4}^2) \cdot n_t = 70.77 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{06} := E_{cm} \cdot I_c + \gamma_{c0.6} \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot a_{c0.6}^2 + (E_t \cdot I_t + \gamma_t \cdot E_t \cdot A_t \cdot a_{t0.6}^2) \cdot n_t = 64.43 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

Långtidseffekter

$$EI_{04,eff} := E_{c,eff} \cdot I_c + \gamma_{c0.4,eff} \cdot E_{c,eff} \cdot A_c \cdot a_{c0.4,eff}^2 + (E_{t,eff} \cdot I_t + \gamma_t \cdot E_{t,eff} \cdot A_t \cdot a_{t0.4,eff}^2) \cdot n_t = 28.22 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{06,eff} := E_{c,eff} \cdot I_c + \gamma_{c0.6,eff} \cdot E_{c,eff} \cdot A_c \cdot a_{c0.6,eff}^2 + (E_{t,eff} \cdot I_t + \gamma_t \cdot E_{t,eff} \cdot A_t \cdot a_{t0.6,eff}^2) \cdot n_t = 27.54 \text{ MN} \cdot \text{m}^2$$

6.4 Beräkning av nedböjningen längsled (X-led)

Generell definition av nedböjning för ett kompositbjälklag.

Generellt i bruksgränstillstånd så kan man skriva:

$$u_{fin} = u_{fin}^{Q_{kp,d}} + u_{inst}^{Q_{k,d}-Q_{kp,d}}$$

Korttidseffekter:

$$u_{fin} := \frac{5 \cdot l^4 \cdot Q_{kp,d,x}}{(384 \cdot EI_{04})} + \frac{5 \cdot l^4 \cdot \langle Q_{k,d,x} - Q_{kp,d,x} \rangle}{(384 \cdot EI_{04})} = 12.3 \text{ mm}$$

Långtidseffekter:

$$u_{fin,eff} := \frac{5 \cdot l^4 \cdot Q_{kp,d,x}}{(384 \cdot EI_{04,eff})} + \frac{5 \cdot l^4 \cdot \langle Q_{k,d,x} - Q_{kp,d,x} \rangle}{(384 \cdot EI_{04})} = 22.8 \text{ mm}$$

Nedböjningskrav:

Maximala nedböjningskrav med beaktning av krypning

Maximal slutlig nedböjning

$$u_{max} := \frac{l}{250} = 0.034 \text{ m}$$

Maximal momentan
nedböjning

$$u_{max,inst} = 0.028 \text{ m}$$

Ett värde över 1 betyder att kapaciteten är överskriden

Korttid

$$\frac{u_{fin}}{u_{max,inst}} = 0.44$$

Långtid

$$\frac{u_{fin,eff}}{u_{max}} = 0.678$$

7.0 Spänningsberäkningar

I följande kapitel kommer olika spänningar som uppstår i elementet att beräknas. Både med hänsyn till kort- och långtidseffekter. Beräkningsmodellen för att bestämma S , enligt (Ario Fragiaco 2006). De andra ekvationerna är hämtade från Eurokod, SS-EN 1995-1-1:2004

Generellt i Brottgräns så kan S skrivas enligt:

$$S_{fin} = S_{fin}^{Q_{kp,d}} + S_{inst}^{Q_u - Q_{kp,d}}$$

S kan vara en godtycklig påverkan på elementet, till exempel spänning i betongen och limträbalken, skjuvkraften i förbindaren, nedböjning eller förskjutning mellan materialen.

Beräkning av drag- och böjspänning i respektive tvärsnittsdela

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i \alpha_i M}{(EI)_{eff}}$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{(EI)_{eff}}$$

7.1 Beräkning av spänningar i limträbalken

Dragspänning

$$\sigma_t := \frac{\gamma_t \cdot E_{t,eff} \cdot a_{t0.4}}{EI_{04,eff}} \cdot M_{Ed.kp} + \frac{\gamma_t \cdot E_t \cdot a_{t0.6}}{EI_{06}} \cdot M_{Ed.ukp} = 3.62 \text{ MPa}$$

Böjspänning

$$\sigma_{m,t} := \frac{0.5 \cdot E_{t,eff} \cdot h_t \cdot M_{Ed.kp}}{EI_{04,eff}} + \frac{0.5 \cdot E_t \cdot h_t \cdot M_{Ed.ukp}}{EI_{06}} = 6.83 \text{ MPa}$$

Villkor för att klara spänningarna i limträet

$$\frac{\sigma_t}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m,t}}{f_{md}} \leq 1$$

Kontroll av limträbalkens kapacitet

Ett värde över 1 innebär att kapaciteten är överskriden

$$\frac{\sigma_t}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m,t}}{f_{md}} = 0.555$$

Skjuvspänningar i limträbalken

$$\tau_{max} := \frac{(0.5 \cdot E_{t,eff} \cdot b_t \cdot h_t^2 \cdot V_{Ed,kp})}{b_t \cdot EI_{04,eff}} + \frac{(0.5 \cdot E_t \cdot b_t \cdot h_t^2 \cdot V_{Ed,x})}{b_t \cdot EI_{06}} = 1.17 \text{ MPa}$$

Kontroll av skjuvspänningarna i limträbalken

Vilkor att uppfylla

$$\tau_{max} \leq f_{vd} = 1$$

Utnyttjandegrad. Ett värde över 1 betyder att kapaciteten är överskriden

$$\frac{\tau_{max}}{f_{vd}} = 0.48$$

7.2 Beräkning av spänningar i betongen

Tryckspänning

$$\sigma_c := \frac{\gamma_{c0.4eff} \cdot E_{c,eff} \cdot a_{c0.4}}{EI_{04,eff}} \cdot M_{Ed.kp} + \frac{\gamma_{c0.6} \cdot E_{cm} \cdot a_{c0.6}}{EI_{06}} \cdot M_{Ed.ukp} = 2.18 \text{ MPa}$$

Böjspänning

$$\sigma_{m.c} := \frac{0.5 \cdot E_{c,eff} \cdot h_c \cdot M_{Ed.kp}}{EI_{04,eff}} + \frac{0.5 \cdot E_{cm} \cdot h_c \cdot M_{Ed.ukp}}{EI_{06}} = 2.16 \text{ MPa}$$

Villkor för att klara spänningarna i betongen

$$\sigma_{c,max} \leq f_{cd}$$

Kontroll av betongen

Adderar betongspänningarna för att få den maximala spänningen i betongen.

$$\sigma_{c,max} := \sigma_{m.c} + \sigma_c = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} \leq f_{cd} = 1$$

Utnyttjandegrad av betongen

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd}} = 0.176$$

7.3 Skjuvkraft i förbindaren

Kraften på varje enskild förbindare:

$$F_{v.Ed} := \frac{\gamma_{c0.4eff} \cdot E_{c,eff} \cdot A_c \cdot a_{c0.4eff} \cdot \frac{s}{n_t} \cdot V_{Ed.kp}}{EI_{04,eff}} + \frac{\gamma_{c0.6} \cdot E_{cm} \cdot A_c \cdot a_{c0.6} \cdot \frac{s}{n_t} \cdot V_{Ed.x}}{EI_{06}} = 9.28 \text{ kN}$$

Villkor för kraften i förbindaren:

$$F_{v.Ed} + F_{f0} \leq F_{max}$$

Beräkning av F_{f0} , görs i kapitel 9.

8.0 Tillägg till Eurokod 5

I följande kapitel så kommer en utförligare beräkning av bjälklaget att göras. Hänsyn till krympning kommer att beaktas för att få en mer korrekt beräkning. Krympningen i träet antar vi är försummbart då vi antar väldigt små klimatvariationer. Krympningseffekter beroende på dagliga och årliga klimatvariationer har också försummats då vi antar samma klimat som bjälklaget vistas i. Beräkningsgången är hämtat från (Ario Fragiaco 2006) och (Jose L Fernandez-Cabo , Jorge Fernandez-Lavandera, Jose M. Avila-Jaivo 2008).

S betecknar en godtycklig effekt som verkar på elementet på grund av egentvngd, nyttig last, krypning och krympning.

Till exempel kan S stå för spänningar, skjvuvkraft, deformation etc.

$$S = S(G_1) + S(G_2) + S(\psi \cdot Q) + S(\varepsilon_{cs})$$

I tidigare kapitel så har vi räknat enligt nedan. Där har inte hänsyn till betongens krympning tagits med i beräkningarna.

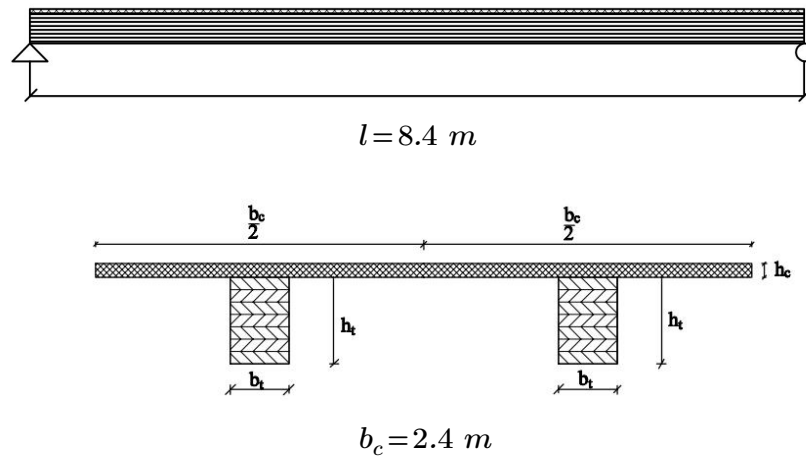
$$S = S(G_1) + S(G_2) + S(\psi \cdot Q)$$

Tilläggseffekter med hänsyn till betongens krympning

$$S(\varepsilon_{cs})$$

8.1 Beräkningsgång av betonges krympningspåverkan

Nedan så kommer beräkningsgången att göras för hänsyn till krympningen i betongen och dess påverkan på kompositbjälklaget. Beräkningarna kommer att ta hänsyn till hela bjälklaget.



Beräkningsgång:

Maximal nedböjning i balken:

$$u_{max} = u_{max.full} \cdot \gamma_u$$

$$u_{max.full} = \frac{\Delta \varepsilon_n}{H} \cdot \frac{(EI_{full} - EI_{non.c})}{EI_{full}} \cdot \frac{l^2}{8}$$

$$\gamma_u = 1 - \frac{8}{(\alpha_{cs} \cdot l)^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh(0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l)} \right)$$

Krafter på grund av oelastiska töjningar:

$$N_t(x) = -N_c(x) = N_{t,max.full} \cdot \gamma_\theta(x)$$

$$M_i(x) = M_{i,max.full} \cdot \gamma_\theta(x)$$

$$i = (c.t) \quad \begin{array}{l} c = \text{Betongen} \\ t = \text{Träet} \end{array}$$

Normalkraft full
kompositsamverkan

$$N_{t,max.full} = -\frac{\Delta\epsilon_n}{z} \cdot \frac{EI_{full} - EI_{non.comp}}{EI_{full}} \cdot \frac{EI_{non.comp}}{z}$$

Moment full
kompositsamverkan

$$M_{i,max.full} = \frac{\Delta\epsilon_n}{z} \cdot \frac{EI_{full} - EI_{non.comp}}{EI_{full}} \cdot E_i \cdot I_i$$

Avståndet mellan betongen och
träets tyngdpunkter

$$z := 0.5 \cdot h_c + 0.5 \cdot h_t$$

$$\gamma_\theta(x) = 1 + \tanh(0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l) \cdot \sinh(\alpha_{cs} \cdot x) - \cosh(\alpha_{cs} \cdot x)$$

Skillnad mellan töjningarna i
träet och betongen i snittet
mellan materialen

$$\Delta\epsilon_n = \Delta\epsilon_{n,t} - \Delta\epsilon_{n,c}$$

Skjuvkraft i kopplingen mellan
materialen på grund av oelastisk
töjning

$$F(x) = k_{04,eff} \cdot s_f(x)$$

Förskjutning mellan materialen

$$s_f(x) = s_{f,max.non.comp} \cdot \gamma_s(x)$$

$$s_{f,max.non.comp} = -\Delta\epsilon_n \cdot \frac{l}{2}$$

$$\gamma_s(x) = \frac{1}{0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l} \left(\tanh(0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l) \cdot \cosh(\alpha_{cs} \cdot x) - \sinh(\alpha_{cs} \cdot x) \right)$$

Betong area, beräknas i avsnitt 1.2

$$A_c$$

Limträ area, beräknas i avsnitt 1.2

$$A_t$$

Tröghetsmomentet

$$I_i = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12}$$

Böjstyvhet, full kompositsamverkan

$$EI_{full} = EI_{non.comp} + (EA)^* \cdot z^2$$

Böjstyvhet, ingen kompositsamverkan

$$EI_{non.comp} = E_c \cdot I_c + n_t \cdot E_t \cdot I_t$$

$$(EA)^* = \frac{E_c \cdot A_c \cdot n_t \cdot E_t \cdot A_t}{E_c \cdot A_c + n_t \cdot E_t \cdot A_t}$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{k_{0.4}}{s_{ef} \cdot (EA)^*} \cdot \frac{EI_{full}}{EI_{non.comp}}}$$

Avståndet mellan förbindare

$$s_{ef} = 0.75 \cdot s_{min} + 0.25 \cdot s_{max}$$

Beräkning av spänningarna på grund av axiella krafter och böjmoment i respektive material

$$\sigma_t = -\sigma_c = \frac{N_t}{A_t}$$

$$\sigma_{m.i} = \frac{M_i}{I_i} \cdot \frac{h_i}{2}$$

8.2 Beräkning av effekterna av krympning i betongen

I kapitel 9.2 så kommer vi använda oss av värden för att få ett slutgiltigt resultat på hur krympningen påverkar kompositbjälklaget vid spänningsberäkningar och nedböjnings-beräkningar.

Böjstyvhets, full
kompositsamverkan

$$EI_{full} = EI_{non.comp} + EA_{*} \cdot z^2$$

Böjstyvhets, ingen
kompositsamverkan

$$EI_{non.comp} := E_{c,eff} \cdot I_c + n_t \cdot E_{t,eff} \cdot I_t = (1.48 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

$$EA_{*} := \frac{E_{cm} \cdot A_c \cdot n_t \cdot E_t \cdot A_t}{E_{cm} \cdot A_c + n_t \cdot E_t \cdot A_t} = (1.52 \cdot 10^6) \text{ kN}$$

$$EI_{full} := EI_{non.comp} + EA_{*} \cdot z^2 = (8.35 \cdot 10^4) \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Här har antagits en förenkling att
avståndet mellan förbindarna i
bjälklaget är samma längs hela vägen.
Annars ska ett effektivt värde på s
användas.

$$s = 0.1 \text{ m}$$

$$s_{ef} = 0.75 \cdot s_{min} + 0.25 \cdot s_{max}$$

$$\alpha_{cs} := \sqrt{\left(\frac{k_{04,eff}}{s \cdot EA_{*}} \cdot \frac{EI_{full}}{EI_{non.comp}} \right)} = 0.998 \frac{1}{\text{m}}$$

8.2.1 Nedböjning i balken

Nedböjningen orsakad av krympningseffekter

$$u_{max.cs} = u_{max.full} \cdot \gamma_u$$

Betongens töjning. (Träets töjning försummas här.)
Betongens töjning hittas i avsnitt 3.2

$$\Delta \varepsilon_n = -\Delta \varepsilon_{cs}$$

Nedböjning vid full kompositsamverkan

$$u_{max.full} := \frac{\varepsilon_{cs}}{z} \cdot \frac{(EI_{full} - EI_{non.comp})}{EI_{full}} \cdot \frac{l^2}{8} = 10.4 \text{ mm}$$

$$\gamma_u := 1 - \left(\frac{8}{(\alpha_{cs} \cdot l)^2} \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh(0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l)} \right) \right) = 0.89$$

Nedböjningen orsakad av krympningseffekter

$$u_{max.cs} := u_{max.full} \cdot \gamma_u = 9.3 \text{ mm}$$

8.2.2 Krafter på grund av oelastiska töjningar

$i = (c.t)$ $c = \text{Betongen}$
 $t = \text{Träet}$

Moment på grund av krympning
vid full kompositsamverkan,
trädelen

$$M_{t,max.full} := \frac{\varepsilon_{cs}}{z} \cdot \frac{EI_{full} - EI_{non.comp}}{EI_{full}} \cdot E_t \cdot I_t = 13.52 \text{ kN} \cdot m$$

Moment på grund av krympning
vid full kompositsamverkan,
betongdelen

$$M_{c,max.full} := \frac{\varepsilon_{cs}}{z} \cdot \frac{EI_{full} - EI_{non.comp}}{EI_{full}} \cdot E_{cm} \cdot I_c = 2.24 \text{ kN} \cdot m$$

Normalkraften i träet vid full
kompositsamverkan, på
grund av krympning

$$N_{t,max.full} := -\frac{\varepsilon_{cs}}{z} \cdot \frac{EI_{full} - EI_{non.comp}}{EI_{full}} \cdot \frac{EI_{non.comp}}{z} = -82.38 \text{ kN}$$

Beräkning av gamma vid
mitten av balken:

$$\gamma_{\theta,1} := 1 + \tanh\left(0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l\right) \cdot \sinh\left(\alpha_{cs} \cdot \frac{l}{2}\right) - \cosh\left(\alpha_{cs} \cdot \frac{l}{2}\right) = 0.97$$

Beräkning av gamma vid stödet
av balken:

$$\gamma_{\theta,2} := 1 + (-\cosh(0)) = 0$$

Normalkrafter mitten av balken
orsakad av krympning. (Spänningen
i träet är lika stor som den i
betongen fast med ombytt tecken.)

$$N_t := N_{t,max.full} \cdot \gamma_{\theta,1} = -79.88 \text{ kN}$$

$$N_t = -N_c$$

Moment på grund av
krympning, trädelen

$$M_t := M_{t,max.full} \cdot \gamma_{\theta.1} = 13.11 \text{ kN} \cdot m$$

Moment på grund av
krympning, betongdelen

$$M_c := M_{c,max.full} \cdot \gamma_{\theta.1} = 2.17 \text{ kN} \cdot m$$

8.2.3 Spänningar på grund av axiella krafter

Spänningar på grund av axiell kraft:

$$\sigma_{t.cs} := \frac{N_t}{A_t} = -1.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t.cs} = -\sigma_{c.cs}$$

Spänningarna i träet är lika stora som i betongen fast med omvänt tecken.

$$\sigma_{c.cs} := -\frac{N_t}{A_t} = 1.03 \text{ MPa}$$

8.2.4 Spänningar på grund av böjmoment

Beräkningar i mitten av tvärsnittet (för respektive del), orsakad av krympning

$$\sigma_{m.i} = \frac{M_i}{I_i} \cdot \frac{h_i}{2}$$

För trä

$$\sigma_{m.t.cs} := \frac{M_t}{I_t} \cdot \frac{h_t}{2} = 2.82 \text{ MPa}$$

För betong

$$\sigma_{m.c.cs} := \frac{M_c}{I_c} \cdot \frac{h_c}{2} = 1.29 \text{ MPa}$$

8.2.5 Beräkning av kraften på förbindaren

Gamma s beräknas vid änden av balken då det är där som förskjutningen blir som störst

$$\gamma_s(x) = \frac{1}{0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l} (\tanh(0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l) \cdot \cosh(\alpha_{cs} \cdot x) - \sinh(\alpha_{cs} \cdot x))$$

$$\gamma_{s0} := \frac{1}{0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l} (\tanh(0.5 \cdot \alpha_{cs} \cdot l) \cdot \cosh(0) - \sinh(0)) = 0.239$$

$$s_{f,max,non.comp} := \varepsilon_{cs} \cdot \frac{l}{2} = 0.001 \text{ m}$$

Förskjutning mellan materialen

$$s_{f0} := s_{f,max,non.comp} \cdot \gamma_{s0} = (3.056 \cdot 10^{-4}) \text{ m}$$

Skjuvkraft i förbindaren på grund av oelastisk töjning vid stödet.

$$F_{f0} := k_{04,eff} \cdot s_{f0} = 8.214 \text{ kN}$$

9.0 Summering samtliga effekter

I detta kapitel så kommer de olika effekterna som har beaktas i beräkningsrapporten att summeras ihop. För att få ett mer korrekt värde på beräkningarna så behandlas också dem dagliga och årliga klimatvariationerna också men i denna beräkningsrapport så försummas dem då vi antar att bjälklaget kommer vistas i samma klimatförhållanden.

9.1 Beskrivning av beräkningsgång

S betecknar en godtycklig effekt som verkar på elementet på grund av egentyngd, nyttig last, krypning och krympning.

Till exempel kan S stå för spänningar, skjuvkraft, deformation etc.

$$S = S(G_1) + S(G_2) + S(\psi \cdot Q) + S(\varepsilon_{cs}) + S(\Delta\varepsilon_y) + S(\Delta\varepsilon_d)$$

I tidigare kapitel så har vi räknat enligt nedan. Där har inte hänsyn till betongens krympning tagits med i beräkningar av spänningar, deformationer etc..

$$S = S(G_1) + S(G_2) + S(\psi \cdot Q)$$

Tilläggs effekter med hänsyn till betongens krympning som görs i kapitel 9.

$$S(\varepsilon_{cs})$$

Med hänsyn till årliga och dagliga klimatvariationer så tas följande parameterar med, men dessa har valt att försummas på grund av antagande av samma klimatförhållanden.

$$S(\Delta\varepsilon_y) + S(\Delta\varepsilon_d)$$

9.2 Summering av total nedböjning i bjälklaget

I Kapitel 6 så beräknades nedböjningen i kort- och långtid och kan summeras av följande:

$$S = S(G_1) + S(G_2) + S(\psi \cdot Q)$$

Där S kan bytas ut till u vid beräkningar av nedböjning

$$u_{fin.eff} = u(G_1) + u(G_2) + u(\psi \cdot Q)$$

Vid beaktning av krympningseffekterna i kapitel 8 så adderas följande:

$$u_{max.cs} = u(\varepsilon_{cs})$$

Slutligen blir den totala nedböjningen enligt ekvationen:

$$u_{fin.2} = u(G_1) + u(G_2) + u(\psi \cdot Q) + u(\varepsilon_{cs})$$

Slutligen beräknas den totala nedböjningen av bjälklaget

Total nedböjning av bjälklaget.

$$u_{fin.2} := u_{fin.eff} + u_{max.cs} = 32 \text{ mm}$$

Krav att uppfylla för att klara nedböjningskraven. Värdet ska vara lika med 1.

$$u_{fin.2} := u_{fin.eff} + u_{max.cs} \leq u_{max} = 1$$

Total nedböjning av bjälklaget uttryckt i procent. Ett värde över 100 procent innebär att nedböjningskraven överskrids.

$$100 \cdot \frac{u_{fin.eff} + u_{max.cs}}{u_{max}} = 95.4$$

9.3 Beräkning av slutlig spänning i bjälklaget

I Kapitel (7.1 - 7.2) så beräknades spänningar i kort- och långtid och kan summeras enligt följande:

$$S = S(G_1) + S(G_2) + S(\psi \cdot Q)$$

Där S kan bytas ut till σ

$$\sigma_{i.max} = \sigma(G_1) + \sigma(G_2) + \sigma(\psi \cdot Q)$$

Vid beaktning av krympningseffekterna så adderas följande:

$$\sigma(\varepsilon_{cs})$$

Slutligen blir den totala spänning enligt ekvationen:

$$\sigma_{i.max} = \sigma(G_1) + \sigma(G_2) + \sigma(\psi \cdot Q) + \sigma(\varepsilon_{cs})$$

Summering av spänningarna

Följande värden på spänningarna är hämtade från kapitel 8 och 9.2.

$$\sigma_{i.max} = \sigma(G_1) + \sigma(G_2) + \sigma(\psi \cdot Q) + \sigma(\varepsilon_{cs})$$

För limträet:

Total dragspänning i limträ.

$$\sigma_t + \sigma_{t.cs} = 2.59 \text{ MPa}$$

Total böjspänning i limträ.

$$\sigma_{m.t} + \sigma_{m.t.cs} = 9.65 \text{ MPa}$$

Vilkor att uppfylla för att klara kapaciteten. Ett värde över 100 procent betyder att kapaciteten är överskriden

$$100 \cdot \left(\frac{\sigma_t + \sigma_{t.cs}}{f_{t.0.d}} + \frac{\sigma_{m.t} + \sigma_{m.t.cs}}{f_{md}} \right) = 61.8$$

För betongen:

Total tryckspänning i betong.

$$\sigma_c + \sigma_{c.cs} = 3.21 \text{ MPa}$$

Total böjspänning i betong.

$$\sigma_{m.c} + \sigma_{m.c.cs} = 3.45 \text{ MPa}$$

Total spänning för betong.

$$\sigma_{c.tot} := (\sigma_c + \sigma_{c.cs}) + (\sigma_{m.c} + \sigma_{m.c.cs}) = 6.66 \text{ MPa}$$

Villkor för klara kapaciteten:

$$\sigma_{c.tot} \leq f_{cd} = 1$$

Utnyttjandegrad i procent. Ett värde över 100 betyder att kapaciteten är överskriden

$$100 \cdot \frac{\sigma_{c.tot}}{f_{cd}} = 27$$

9.4 Totala kraften på varje förbindare

Följande värde är hämtade från avsnitt 8.5 och 9.2

$$F_{tot} := F_{v.Ed} + F_{f0} = 17.49 \text{ kN}$$

Villkor för att uppfylla förbindarnas kapacitet

Maximal kraft för förbindaren.

$$F_{max} = 39 \text{ kN}$$

Om värdet är lika med 1, innebär det att kapaciteten i förbindaren är ok.

$$F_{tot} \leq F_{max} = 1$$

Utnyttjandegrad av förbindarens kapacitet. Ett värde över 100 procent innebär att kraven ej uppfylls

$$100 \cdot \frac{F_{tot}}{F_{max}} = 44.8$$

Värdet på F_{max} fås från tabell från experiment och hittas i avsnitt 1.3

10.0 Vibrationer

Beräkningarna i kapitel 10 är en förenklad beräkningsgång för beräkning av vibrationerna i träet. Här behöver mer kontrollerad beräkning göras än den vi genomför. Hänsyn till vibrationerna kommer ej att tas med i litteraturstudien.

I följande kapitel så kommer vibrationerna i bjälklaget att behandlas. Ekvationerna är hämtade ur Eurokod SS-EN 1995-1-1:2004.

Slutlig egenfrekvens beräknas enligt följande ekvation.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_l}{m}}$$

Böjstyvheten per meter

$$EI_l := \frac{EI_{04.eff}}{b_c} = (1.176 \cdot 10^7) \frac{N \cdot m^2}{m}$$

Massan för bjälklaget

$$m := \frac{G_k}{g \cdot b_c} = 214.572 \frac{kg}{m^2}$$

Slutlig egenfrekvens

$$f_1 := \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{EI_l}{m}} = 5.212 \text{ Hz}$$

Enligt Eurokod så ska följande villkor uppfyllas

Bjälklag i bostäder

- (1) För bjälklag i bostäder med egenfrekvens mindre än 8 Hz bör en särskilt utredning göras
- (2) För bjälklag i bostäder med egenfrekvens större än 8 Hz bör följande villkor uppfyllas:

Villkoren som Eurokod beskriver är endast tillämpade för träbjälklag och beaktar inte ett trä- och betongbjälklag. På grund av att ingen information har hittats så kan följande villkor vara för stränga. Vilket skulle kunna leda till att vibrationskraven för trä- och betongbjälklaget skulle kunna vara lägre.

$$\frac{w}{F} \leq a \quad [\text{mm/kN}]$$

och

$$v \leq b^{(f_1 \zeta - 1)} \quad [\text{m/Ns}^2]$$

där:

w Maximala vertikala utböjningen av en vertikal koncentrerad statisk kraft F . angripande var som helst på bjälklaget

v Bjälklagets impulshastighetsrespons.

ζ Relativ dämpning