

Samverkansbjälklag av trä och betong

- Infästning mellan två bjälklagselement



LUNDS
UNIVERSITET

Lunds Tekniska Högskola

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Institutionen för byggvetenskaper / Avdelningen för byggnadskonstruktion

Examensarbete:
Erik Lindstén
Karl-Johan Öberg

© Copyright Erik Lindstén, Karl-Johan Öberg

LTH Ingenjörshögskolan vid Campus Helsingborg
Lunds universitet
Box 882
251 08 Helsingborg

LTH School of Engineering
Lund University
Box 882
SE-251 08 Helsingborg
Sweden

Tryckt i Sverige
Media-Tryck
Biblioteksdirektionen
Lunds universitet
Lund 2015

Sammanfattning

Samverkansbjälklag av trä och betong har nyttjats under längre tid utanför Sverige, men har aldrig nyttjats i större omfattning i Sverige. En fördel med ett samverkansbjälklag av trä och betong är att tryckspänningar främst upptas av betongen och dragspänningar främst av limträbalkarna vid vertikal last.

Syftet med arbetet är att undersöka den statiska nedböjningen och det dynamiska verknings sättet för bjälklaget. Uppmätta värden och beräknade värden enligt analytisk modell har jämförts. Provning av nedböjning har genomförts för att verifiera att bjälklaget uppfyller styvhetskraven. Provning av egenfrekvensen i första moden har utförts i syfte att kontrollera om bjälklaget uppfyller Eurokods rekommendationer på egenfrekvens för golv. Provningarna genomfördes på två bjälklagselement där nedböjningen vid olika infästningsavstånd på förbindarna jämfördes och där även ekonomi och ergonomi togs i beaktande.

Resultatet från provningarna visar att bjälklaget klarar nedböjningskravet med god marginal för spannvidder på 8 m, vilket tyder på att med hänsyn till nedböjningskrav finns möjligheter för spannvidder upp mot 12 m utan att förändra tvärsnittet. Jämförelse mellan provningar och beräkningar visar att beräkningsmetoden för balkar med mekaniska förband enligt Eurokod 5 ger godtagbara värden för böjstyvheten. Provningar visar att bjälklaget ligger på gränsen till att uppfylla rekommendationerna med avseende på egenfrekvens, därför bör vidare utredningar genomföras kring detta.

Nyckelord: Samverkansbjälklag, böjstyvhet, egenfrekvens, nedböjning, skjuvförbindare, provning.

Abstract

Timber-concrete composite floors have been used for many years outside Sweden, although this kind of floor has not reached its full potential in Sweden. An advantage of using a timber-concrete composite floor is that the concrete is primarily subjected to compressive stress while the wood is primarily subjected to tensile stress, for the case of vertical load.

The purpose of this work is to examine the static deflection and dynamic response in terms of eigenfrequency in the first mode. Measured values and values obtained from analytical models have been compared. Testing of deflection has been done, to verify that the floor fulfills the requirements regarding stiffness. Testing of the eigenfrequency in the first mode has been done to verify that the system of joists satisfies the recommendation from Eurocode. The deflections for different spacings of the connections between the two units were compared and parameters as price and ergonomics at assembly were taken into account.

The test results show that the timber-concrete composite floors meet the requirements with a wide margin for of a length of the timber joists up to 8 meters, which indicates that lengths up to 12 meters are possible with respect to deflection, without increasing the thickness of the composite floor. Comparison of stiffness between tests and calculations verifies that the calculation method for beams with mechanical connections in Eurocode 5 presents acceptable values for bending stiffness. Test results also indicate that the floor is on the verge of fulfilling the recommendations regarding the natural frequency, therefore further investigations should be carried out.

Keywords: Timber-concrete composite floor, bending stiffness, eigenfrequency, deflection, shear connection, measurement.

Förord

Examensarbetet utgör den avslutande delen av högskoleingenjörsutbildning i byggt teknik med arkitektur vid Lunds Tekniska Högskola. Rapporten är skriven för Institutionen för byggvetenskaper, Avdelningen för byggnadskonstruktion i samarbete med avdelningen för konstruktionsteknik. Examensarbetet har utförts under våren 2015 och omfattar 22.5 hp. Rapporten är utförd i samarbete med Moelven, Heda samt Rothoblaas som bistår med material och tillverkning av element.

Vi vill rikta ett stort tack till våra handledare Lektor Susanne Heyden för handledning och engagemang, samt till Professor Roberto Crocetti som bistått med material och projektidé, men även till vår examinator Henrik Danielsson. Ett tack riktas även till Per-Olof Rosenkvist för bistådd hjälp under provningarna samt vill vi tacka övriga personer som bidragit för projektets fortskridande.

Till sist vill vi tacka våra familjer för all support igenom hela vår utbildning.

Helsingborg, Maj 2015

Erik Lindstén och Karl-Johan Öberg

Innehållsförteckning

1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Mål	2
1.4 Avgränsningar	2
1.5 Metodik	3
1.6 Arbetsfördelning	3
2 Bjälklagselement	5
2.1 Bakgrund	5
2.2 Infästningar	7
3 Samverkansbjälklag, I-45	11
3.1 Tillverkning	11
3.1.1 Lyft av element.....	15
3.2 Infästning mellan två element	16
3.3 Montering	17
4 Dimensionering	19
4.1 Materialkvalitéer	20
4.2 Laster	21
4.2.1 Last i bruksgränstillståndet.....	21
4.2.2 Last under provning	22
4.2.3 Laster i brottgränstillståndet	23
4.2.4 Last vid lyft.....	24
4.3 Dimensionering av infästningshylsa och lyftögla	24
4.3.1 Vertikala lyft LMPL M20 samt LHT M20	24
4.3.2 Icke vertikala lyft LMPL M20 samt LHT M20	25
4.3.3 Placering av ingjutningshylsor	26
4.3.4 Armeringsjärn för lyft i fabrik.....	28
4.4 Full samverkan	30
4.4.1 Styvhet.....	30
4.4.2 Deformation	31
4.4.3 Normalspänning.....	32
4.4.3.1 Kontroll av normalspänningar	33
4.4.4 Skjuvspänning.....	35
4.4.4.1 Skjuvflöde	35
4.5 Ingen samverkan	36
4.5.1 Styvhet.....	36
4.5.2 Deformation	36
4.5.3 Normalspänning.....	36
4.5.3.1 Normalspänningar	37
4.5.4 Skjuvspänning.....	38

4.6 Delvis samverkan	39
4.6.1 Styvhet	39
4.6.2 Deformation.....	41
4.6.3 Normalspänning	42
4.6.3.1 Kontroll av normalspänningar.....	45
4.6.4 Skjuvspänning	46
4.6.4.1 Skjuvflöde	46
4.7 Jämförelser	47
4.8 Dimensionering av skjuvförbindare	49
4.9 Skjuvförbindarnas utdragskapacitet	51
4.10 Skjuvförbindarnas draghållfasthet	52
4.11 Egenfrekvens	53
4.11.1 Egenfrekvens kontorslokaler	54
4.11.2 Jämförelser beräknad egenfrekvens med FEM-analys	56
5 Provning nedböjning	57
5.1 Provuppställning	57
5.2 Genomförande	58
5.2.1 Test 1	59
5.2.2 Test 2	59
5.2.3 Test 3	60
5.2.4 Test 4	60
5.3 Resultat nedböjning	62
5.3.1 Test 1	62
5.3.2 Test 2	64
5.3.2.1 Nedböjning med skråskruvning c/c 800.....	64
5.3.2.2 Nedböjning med skråskruvning c/c 400.....	65
5.3.2.3 Nedböjning med skråskruvning c/c 200.....	67
5.3.3 Test 3	68
5.3.4 Test 4	70
6 Dynamisk Provning	71
6.1 Provutrustning och provuppställning	71
6.2 Genomförande	73
6.3 Resultat dynamisk provning	73
6.3.1 Egenfrekvens utan skråskruvning, ingen last.....	73
6.3.2 Egenfrekvens utan skråskruvning, lasttyp I	75
7 Diskussion	79
7.1 Analys av statiska tester	79
7.1.1 Test 1	79
7.1.1.1 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt nedböjning ..	80
7.1.2 Test 2	80
7.1.3 Test 3	82
7.1.3.1 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt nedböjning ..	85

7.1.3.2 Längsta spännvidd med uppmätt böjstyvhet	85
7.1.3.3 Längsta spännvidd med beräknad böjstyvhet	86
7.1.4 Test 4.....	86
7.2 Analys av dynamiska tester.....	87
7.2.1 Jämförelser provning med beräkning	89
7.2.2 Böjstyvhet med avseende på frekvens	90
8 Slutsats och förslag på vidare arbete.....	91
8.1 Slutsats nedböjning	91
8.2 Slutsats egenfrekvens.....	91
8.3 Förslag på vidare studier	91
Litteraturförteckning.....	93
9 Bilagor	95
9.1 Bilaga 1: Infästningshylsa.....	95
9.2 Bilaga 2: Lyftögla.....	96
9.3 Bilaga 3: Recept tillverkning betong, element 1	97
9.4 Bilaga 4: Recept tillverkning betong, element 2.....	98
9.5 Ritning bjälklagselement plan	99
9.6 Ritning bjälklagselement sektion A-A.....	100
9.7 Ritning bjälklagselement sektion B-B.....	101
9.8 Ritning bjälklagselement sektion C-C	102
9.9 Ritning bjälklags element detaljer sektion B-B	103
9.10 Ritning bjälklagselement detalj C.....	104
9.11 Bilaga Diagram nedböjning test 4	105

1 Inledning

Detta är ett examensarbete som ingår i högskoleingenjörsutbildningen Byggteknik med arkitektur vid LTH, Campus Helsingborg.

1.1 Bakgrund

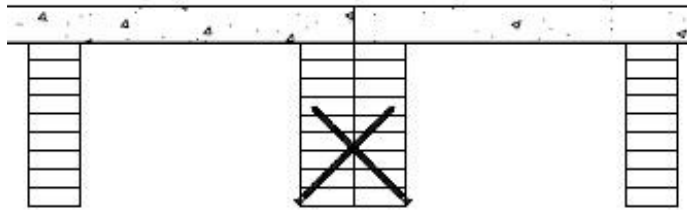
Trä-betong samverkanssystem har undersökts under närmare 80 år och har nyttjats framgångsrikt inom motorvägsbroar, byggnader, plattformar, bryggor och kajer. 1943 genomfördes ett av de första projekten i USA där man undersökte möjligheterna att utveckla en kostnadseffektiv motorvägsbro med en kortare spännvidd. I Europa används idag trä-betongbjälklag som samverkanssystem för att förstärka och uppgradera befintliga trögolv i kontorslokaler och bostäder, men även i nybyggnationer [1].

Fördelen med att använda sig av en samverkanskonstruktion är att man nyttjar de olika materialens styrkor och hämmar deras svagheter genom samverkan. Betong och stål är en vida känd samverkanskonstruktion och regleras i Eurokod 4. Betong och limträ har däremot inte använts i någon större utsträckning i Sverige. Förhoppningarna på en samverkanskonstruktion av limträ och betong är att det ska kunna användas som ett prefabricerat bjälklagelement med tillräckligt stor spännvidd för kontorsbyggnader och bostäder.

I tidigare arbeten inom området samverkansbjälklag i trä-betong, har man studerat infästningen mellan betong och limträbalkar. Arbetena har haft som syfte att undersöka vilken infästning som är mest effektiv med hänsyn till möjligheter för prefabricering av element och grad av samverkan. Nästa del i projektet är att göra fullskaletester där man mäter de statiska, dynamiska och ljudtekniska egenskaperna på elementen. Slutligen skall även möjligheten att upptäcka skador i betongen med hjälp av olika mätningar undersökas.

1.2 Syfte

Syftet med projektet som helhet är att undersöka både det statiska och dynamiska verknings sättet hos en ny typ av samverkansbjälklag, och i detta examensarbete är det fokus på det statiska verknings sättet samt egenfrekvensen för den första egenmoden. Uppmätta och beräknade värden för nedböjning och egenfrekvens skall jämföras med kraven från Eurokod för att se om bjälklaget uppfyller kraven. I arbetet ingår bland annat att bestämma lämpligt c/c-avstånd mellan infästningsskruvarna mellan elementen för att klara vertikala laster, se figur 1.1.



Figur 1.1: Infästning mellan två stycken bjälklagselement.

1.3 Mål

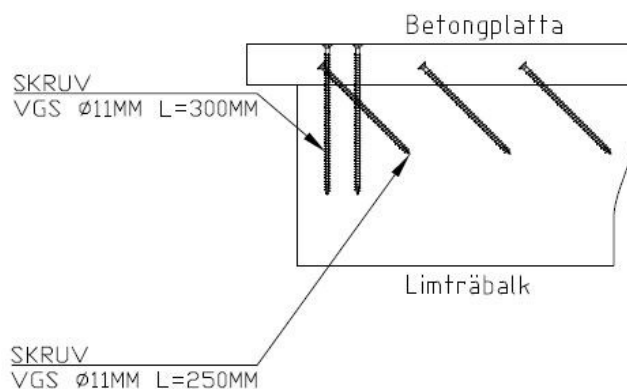
Mätningarna skall ge ett resultat som visar om infästningen mellan två bjälklagsplattor är tillräcklig för normal användning samt ge förutsättningar för vidare tester. Detta skall erhållas genom att variera placeringen av den vertikala utbredda lasten på bjälklagssystemen och med olika c/c avstånd på infästningsenheterna.

1.4 Avgränsningar

Undersökningen begränsas till samverkansbjälklag med en betongplatta på 80 mm av betongklass C40/50 och limträbalkar av klass GL30c och med tvärsnittet 115x360 mm. Infästningen mellan betongplattan och limträbalkarna är av typen I-45, se figur 1.2, då den metoden är den mest lovande av de infästningar som testats.

Skruvarna i I-45 systemet är skruvade med ett c/c avstånd på 300 mm i mitten av limträbalkarna och 200 mm närmre upplagen och har längden 250 mm samt diameter 11 mm. Skruvarna är vinklade i 45 ° för att bättre uppta skjuvspänningar.

Undersökningen behandlar endast statiskt vertikalt tryck och nedböjningen vid infästningen mellan bjälklagssystemen. Dynamisk undersökning begränsas till egenfrekvensen i första moden.



Figur 1.2: Infästningssystem av typen I-45.

1.5 Metodik

Inledningsvis genomförs en litteraturstudie på tidigare arbeten, detta för att få kunskap om bjälklagets uppbyggnad, fördelar samt egenskaper, men även tidigare typer av infästningar mellan limträbalkarna och betongplattan.

Provningarna kommer utföras på prefabricerade samverkansbjälklag på Lunds tekniska högskola.

Krav på nedböjning i infästningszonen bestäms och kontrolleras efter experimentella försök, så att infästningen uppfyller kvalitetskraven. Dynamiska tester genomförs för att kontrollera om bjälklaget uppfyller kraven på egenfrekvens i den första moden.

1.6 Arbetsfördelning

Under hela arbetets gång har arbetet fördelats lika mellan författarna. Båda författare har varit involverade i litteraturstudier, beräkningar, tillverkning samt provning.

2 Bjälklagselement

2.1 Bakgrund

Samverkansbjälklag av trä och betong har fördelar gentemot ett homogent armerat betongbjälklag. Egentyngden på bjälklaget kan markant reduceras, vilket i vissa avseenden är en fördel. Sprickor som kan uppkomma i underkant av ett armerat betongbjälklag är en företeelse som beror på dragkrafterna som betongbjälklaget får utstå. Sprickor i bjälklaget kan leda till fuktinträngning och senare korrosion av armeringsstålet [2]. Den spruckna betongen i underkant saknar betydelse för bärförmågan och har endast till uppgift att hålla armeringen på plats [3]. Dessa sprickor undviks i samverkansbjälklag eftersom betongen nästan enbart utsätts för tryckspänningar.

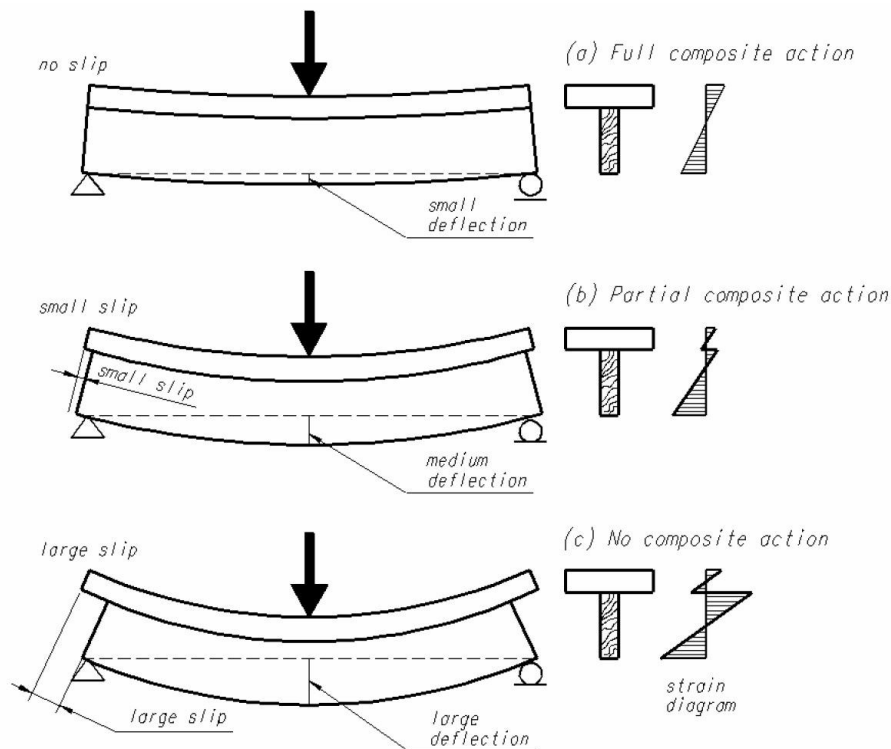
Den viktigaste komponenten för att få ett starkt och styvt samverkansbjälklag är infästningen mellan betongplattan och limträbalkarna, vilken bör vara stark och styv för att uppnå så stor samverkan som möjligt. Anslutningen mellan betongbjälklaget och limträbalkarna är av stor betydelse eftersom den skjuvning som uppstår måste överföras effektivt mellan materialen [1].

Det finns två ytterligheter av samverkan mellan komponenterna i bjälklaget.

- Ingen samverkan; Figur 2.1 c, där limträ och betong ligger i anslutning till varandra, men arbetar enskilt. Ingen överföring av horisontella krafter sker mellan materialen. Lagren har individuella neutrala axlar och det är en diskontinuerlig fördelning för böjspänningen i bjälklaget [1].
- Full samverkan; Figur 2.1a, limträ och betong är fast förbundna med varandra, tvärsnittet har endast en neutral axel och töjningen kommer att vara kontinuerlig över hela balken.

I praktiken är det svårt att åstadkomma full samverkan och man lyckas endast få en delvis samverkan. Detta vill säga att anslutningen är deformierbar och en relativ förskjutning kan uppstå. Den tidigare neutrala axeln separeras ofta till två individuella neutrala lager och effektiviteten av tvärsnittet reduceras, Figur 2.1b [1].

I ett samverkanssystem av limträbalkar och betong överst så tar betongen störst del av trycket och limträbalkarna tar främst drag. Teoretiskt, med goda förhållanden och god infästning mellan limträbalkarna och betongen, kan full samverkan uppnås, vid full samverkan tar betongen upp större delen av trycket och limträbalkarna lite tryck samt allt drag.



Figur 2.1: Spänningsdiagram för kompositsystem (a) full samverkan, (b) delvis samverkan, (c) ingen samverkan [1].

Fördelarna med att använda sig av ett samverkansbjälklag är flera [4]:

- De är lättare än motsvarande betongbjälklag eftersom trä har lägre densitet än betong. Detta kan ibland även vara en nackdel.
- Ett samverkansbjälklag av trä och betong med en god samverkan mellan materialen kan uppnå uppemot en tredubbel lastbärande förmåga och upp till sex gånger så stor böjstyvhet gentemot ett traditionellt träbjälklag.
- De har en mer effektiv lastbärande förmåga per enhet egentyngd än ett betongbjälklag [4].
- Dämpningsförmågan hos ett samverkansbjälklag (2 %) är större än ett träbjälklag (1 %), vilket leder till minskad svikt då användaren går eller hoppar på golvet.
- De ljudisolerande egenskaperna hos ett samverkansbjälklag är goda, isoleringen mot luftöverförda ljud är bättre än ett träbjälklag på grund av ökad massa. Stegljudsisoleringsförmågan hos ett samverkansbjälklag är bättre än ett betongbjälklag, då ett samverkansbjälklag har bättre dämpningsförmåga.
- Brandmotståndet hos ett samverkansbjälklag är bra då den övre betongen är en effektiv barriär och avskiljande (betecknas E i den brandtekniska klassen) mot brandspridning gentemot ett träbjälklag. Limträbalkarna har bättre bärförmåga och isolerande (betecknas R

respektive I i den brandtekniska klassen) egenskaper än vanliga stålbalkar samt prefabricerad betong.

- Ett samverkansbjälklag har en lägre total kostnad än ett betongbjälklag då det troligtvis går snabbare att tillverka, ger mindre formarbete och troligtvis ett mindre behov av stämp på byggarbetsplatsen.

Nackdelarna med att använda sig av ett samverkansbjälklag är följande:

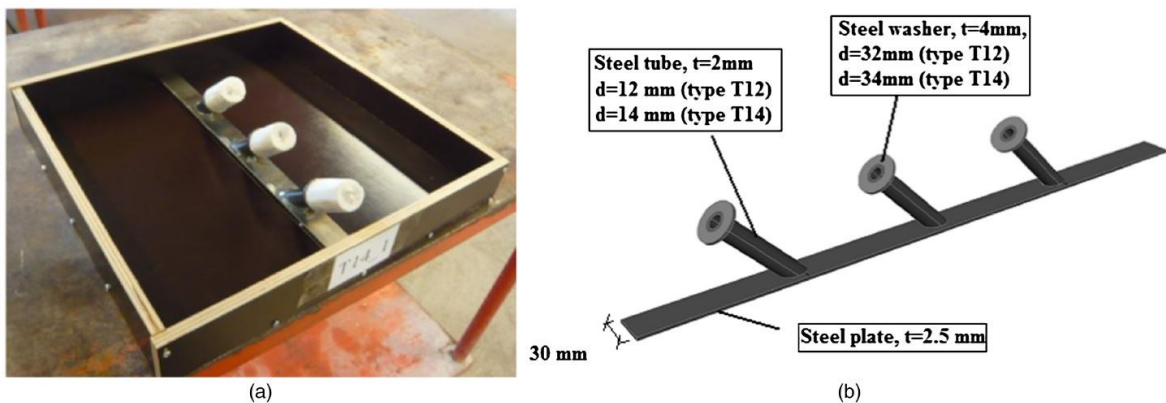
- Längdutvidgningskoefficienterna på de båda materialen skiljer sig vilket kan orsaka spänningar om bjälklagets sidor befinner sig i områden med stora temperaturskillnader.
- Transportkostnader av elementen kan bli höga på grund av deras utformning samt behovet att nyttja kran etc. vid montage.

Betongen tillför en större egentyngd på samverkansbjälklaget än ett bjälklag av endast träkomponenter. Detta medför att samverkansbjälklaget går att nyttja för lätta konstruktioner som annars har stora risker för stjälpning. När egentyngden på byggnaden och plattan inte ger tillräckligt mothåll för stjälpning avhjälps detta idag genom att öka egentyngden, storlek på utformningen av plattan eller genom att förankra bottenplattan i undergrunden. Ett tyngre bjälklag kan således minska behovet av åtgärder för att minimera risken för stjälpning [5].

2.2 Infästningar

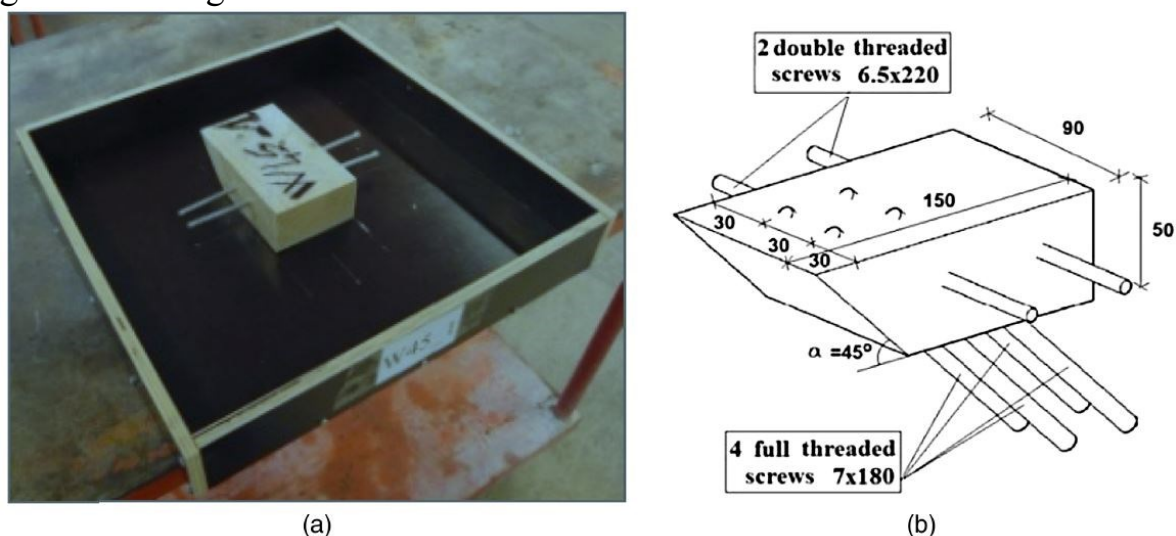
Flera olika typer av infästningar mellan betongplattan och träbalkarna har undersökts. Det mest lovande systemet är av typen I-45, se nedan. En rapport [6] skriven om T- respektive W-anslutningar, se nedan, har lett fram till att det är I-45 anslutningen som är mest effektiv med avseende på styvhet och ekonomisk försvarbarhet.

T-anslutningen, figur 2.2, är gjord av ståltuber fästa i 45 graders vinkel i ett plattjärn som sitter fast i gjutformen. När betongen sedan gjutits i formen och härdad kan man skruva fast limträbalkarna genom stålrören. Två olika typer av anslutningar provades, T12 med en diameter på 12 mm samt T14 med en diameter på 14 mm. Snabbhärdande betong hålls i stålröret för T14-anslutningen, detta i syfte att fylla hålrummet mellan skruv och rör. Detta genomfördes ej för provet med T12-anslutning [6].



Figur 2.2: (a) Stålrör i gjutformen innan gjutning (de vita plastbitarna finns för att undvika att betong läcker ner i röret under gjutning; (b) geometri för T-anslutningen, [6].

W-anslutningen fungerar som ett träankare i betongen, dessa applicerades i gjutformen och därefter gjuts betongen i formen och när betongen härdat sitter ankaret fast. För att garantera tillräcklig vidhäftning när betongen härdar är ett par skruvar med längden 220 mm fastskruvade i träankaret, figur 2.3, [6]. När betongen härdat skruvar man fast betongplattan med limträbalkarna i en 45 graders lutning.



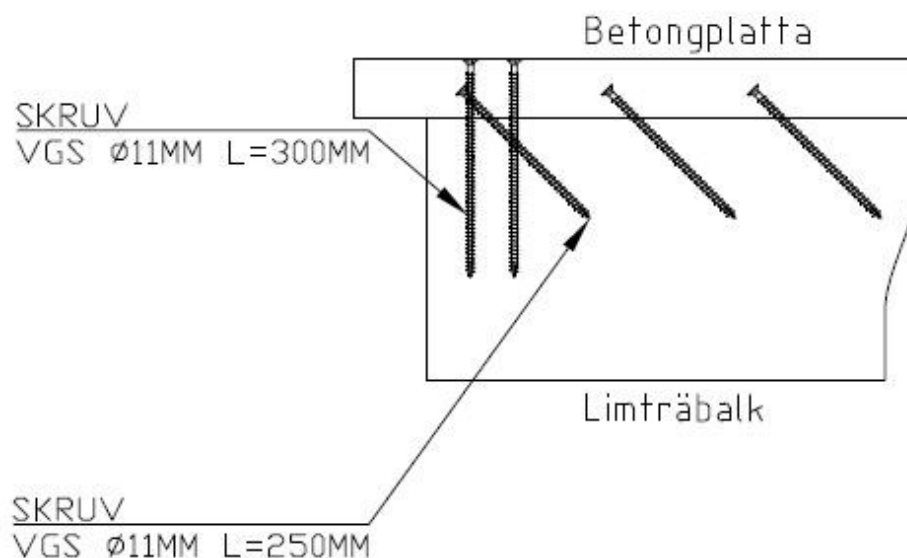
Figur 2.3: (a) Träankare av typen W45 innan betonggjutning; (b) geometri för träankare [6].

Testresultaten från laborieförsöken på T- respektive W-anslutningarna som genomfördes på Sveriges Tekniska Forskningsinstitut redovisas nedan i tabell 2.1. Det som man testade var styvheten och brottlasten för respektive system [6]. Skillnaden mellan T14- och T12-systemen var att en snabbhärdande betong fyllde utrymmet mellan stålrör och skruv i T14 försöken. Den ökning av styvhet som detta gav kan inte motivera T14-anslutningen på grund av mer besvärlig installation och således passar T12-anslutningen bättre att använda i prefabricerade samverkansbjälklag.

Tabell 2.1: Styvhet och brottlast för en enskild anslutning. K_s^a är styvheten enligt EN 26891 (CEN 1991), $K_{0,6}^a$ är sekantens styvhet vid en kraft lika med $0,6 \times F_{max}$ [6].

Specimen	K_s^a (kN/mm)	$K_{0,6}^a$ (kN/mm)	F_{max} (kN)
W30_1	15	14	21
W30_2	13	10	19
Mean W30	14	12	20
W45_1	25	24	43
W45_2	29	27	38
Mean W45	27	25	41
T12_1	36	29	42
T12_2	36	29	36
Mean T12	36	29	39
T14_1	41	38	43
T14_2	34	30	44
Mean T14	37	34	44

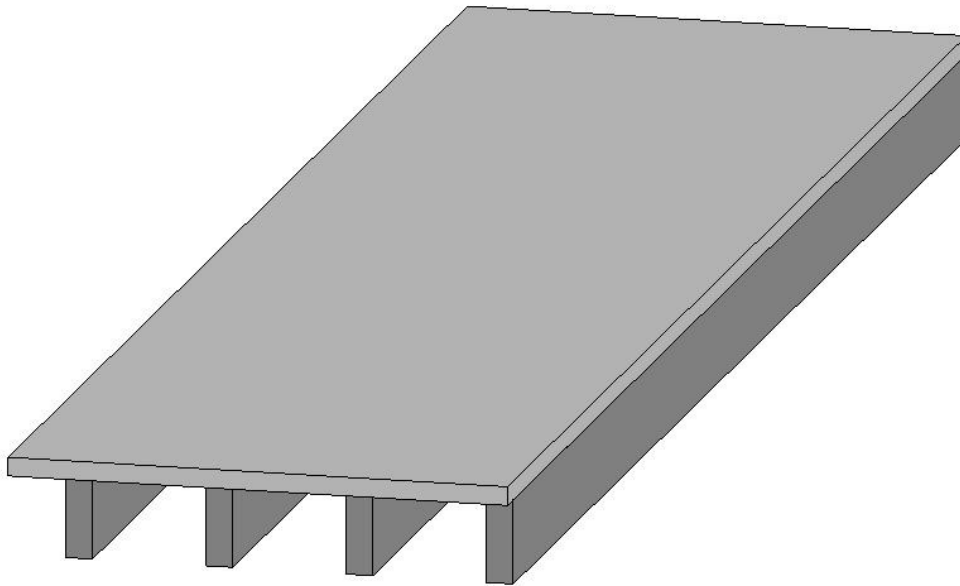
Provningarna på T- och W-anslutningarna har lett fram till en ny typ av skjuvförbindare, typen I-45. Då huvudet på stålrören i T12-systemet har som uppgift att sprida tryckspänningar när skruvarna utsätts för dragspänning är det tänkt att endast användandet av skruvar med en lutning på 45 grader (I-45) mot träet kan nyttjas [7]. Fördelar med I-45 systemet är att merkostnaden av stålrören inte är nödvändig och möjligheter till mer prefabricering, således även kortare tid på byggarbetsplatsen, bättre kvalitetskontroll och slutligen större precision.



Figur2.4: Infästningsskruvar skruvade i 45 grader.

Infästningsskruvarna, av typen VGS 11x250 mm, har en lutning på 45 grader gentemot limträbalken, detta eftersom skruven då fungerar mest effektivt mot skjuvning samt att större styvhet uppnås. Anledningen till att styvheten och brottlasten skall vara så stor som möjligt är att man då maximerar samverkan mellan de olika materialen. Mängden komponenter och installationstiden skall däremot vara så minimal som möjligt för att minska kostnaderna [1].

3 Samverkansbjälklag, I-45



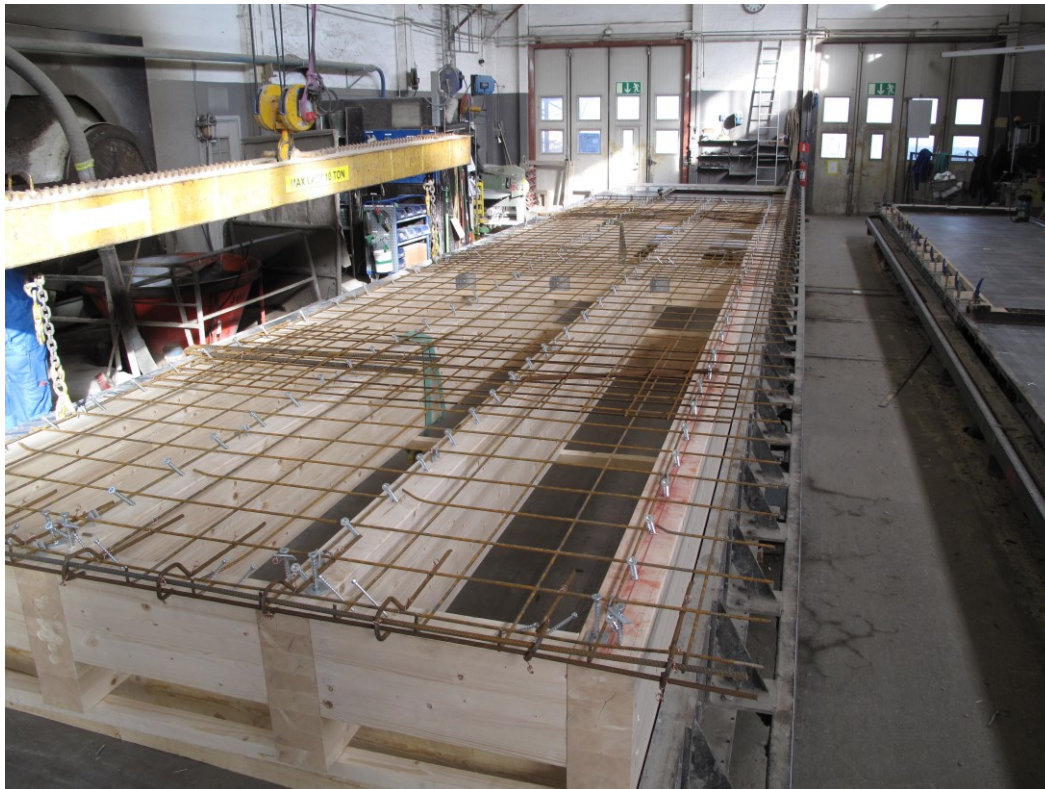
Figur 3.1: Principskiss av ett bjälklagselement.

3.1 Tillverkning

Tillverkning av prefabricerade element bör ske på ett enkelt och effektivt sätt. Nedan följer ett exempel på vilka moment som kan utföras för att uppnå hög effektivitet. Ett ramverk av limträbalkar bestående av 4 stycken limträbalkar av längden 7,8 m, monteras enligt figur 3.2. Skjuvförbindarna mellan betongplattan och limträbalken skruvas in i limträbalkarna i en vinkel på 45° , rätt c/c avstånd beroende på avståndet från upplaget samt rätt djup, se ritning i bilaga. Det är av stor betydelse att infästningen mellan betongplattan och limträbalkarna utförs korrekt för att uppnå större samverkan mellan materialen.



Figur 3.2: Ramverk av limträbalkar.



Figur 3.3: Armeringsnät monteras ovan limträbalkarna, därefter roteras ramverket ner i formen.

Limträbalkarna och kortlingarna skruvas ihop med vinkeljärn och bildar ett ramverk med skjuvförbindarna uppåt. Kortlingarna fungerar även som en förstärkning av bjälklaget för att förbättra svikt- och svängningsegenskaperna hos bjälklaget [8].

För att minimera risken för att sprickor uppstår vid hanteringen av betongplattan samt för att öka betongplattans draghållfasthet, placeras ett armeringsnät, med dimensionen \varnothing 6mm 150x150, i underkant med ett täcksikt på 15 mm. Lokalförstärkningar placeras vid de punkter där lyften sker. Ovan limträbalkarna placeras armeringsnät, lokala förstärkningar av armeringsjärn samt lyftanordningar, se figur 3.3.

Formen som betongen ska gjutas i förbereds, innermått på formen skall vara samma mått som betongplattan det vill säga 2,16x8 m. Därefter roteras ramverket ned i formen med skjuvförbindarna samt armeringsnätet nedåt.

För att tillse att ramverket av limträbalkar inte ska sjunka ner i betongen och att infästningsskruvarna ska hamna på rätt infästningsdjup vid fastgjutning, monterar skruvar som har samma djup som betongplattan. Betong av kvalitet C40/50, blandad med flyttillsats Sika HD100, gjuts i formen, betongkvalitén väljs för att uppnå snabbare härdning och möjlighet till tidigare lyft ur formen.



Figur 3.4: Gjutning av betongplattan.

Möjligheter för infästning mellan upplaget och bjälklaget ges genom plasttuber som skapar kanaler igenom betongen, se figur 3.5. Genom montage med skruvar mellan betongen och upplaget förändras inspänningsförhållandet från fritt upplagt mot en styvare anslutning.



Figur 3.5: Infästningskanaler på bjälklagselement sett underifrån.

3.1.1 Lyft av element

När betongen har erhållit tillräcklig hållfasthet, kan bjälklaget vändas 180 grader så att betongplattan hamnar uppåt och limträbalkarna nedåt. Gjutbordet reses från horisontellt läge till vertikalt läge och elementet lyfts med hjälp av ett fördelningsok i de ingjutna byglarna se figur 3.6. Därefter roteras elementet och placeras på formbordet, lyft sker i ingjutningshylsor av modell LMPL M20.



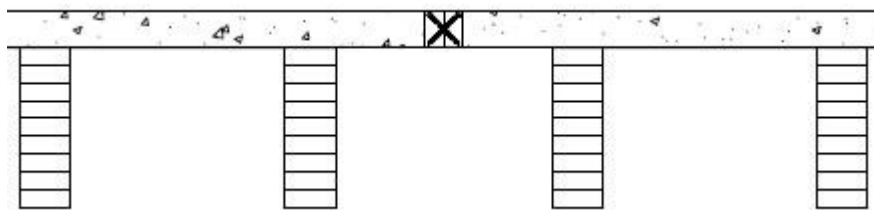
Figur 3.6: Rotation av element.

3.2 Infästning mellan två element

Det tänkta mellanbjälklaget bildas av flera bjälklagselement som tillsammans ska klara av de vertikala laster som uppstår vid användning. Detta ställer krav på infästningar mellan elementen. Två möjliga infästningar utreds, dock skall endast en kontrolleras, figur 3.7 och 3.8 genom experimentella tester i detta arbete. Eftersom två typer av infästningar skall kontrolleras, med ett minimalt antal provkroppar utformas en hybrid där båda infästningstyper kan testas, se kapitel 4.

Infästningstyp A:

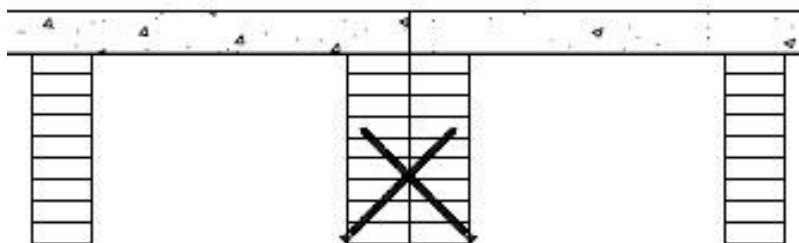
Vid gjutning av betongskivan gjuts en längsgående träbalk fast på långsidan av skivan. Infästningen mellan betongen och limträbalken sker genom att skruvar av typen HBS $\varnothing 11 \times 90$ mm, skruvas fast längs med limträbalken och gjuts fast. Två stycken likadana bjälklagselement fästs ihop genom att de fastgjutna limträbalkarna placeras mot varandra och skråskruvas ihop, figur 3.7. För att infästningen ska klara av de moment som uppstår spikas spikningsplåtar fast på ovansidan samt undersidan av infästningsförbandet. Vid rotation av elementen vid tillverkning bör en annan typ av lyftanordning för rotation tas fram, då den provade typen ej kan fästas i långsidan.



Figur 3.7: Infästningstyp A.

Infästningstyp B:

Den andra infästningsmetoden är den som skall kontrolleras i arbetet. Elementen ställs mot varandra så att långsidorna av betongplattorna står kant till kant mot varandra och de underliggande limträbalkarna skråskruvas se figur 3.8.



Figur 3.8: Infästningstyp B.

3.3 Montering

Montage för utförande B genomförs med skråskruvning genom limträbalkarna som sitter mot varandra. Detta sker från undersidan med skruvar av typen VGS 11x300 mm. Vinkeln som skruvarna skruvas in med kan variera med anledning av det dåliga utrymmet under bjälklaget vid provning. I produktion kommer detta moment att ske över huvudet och de ergonomiska ställningarna är påfrestande för axlar och nackmuskulatur. Höga krav ställs även på utrustningen som behövs för montage av de långa skruvarna.

Montage för utförande A genomförs med skråskruvning ovanifrån med skruvar av typen VGZ 7x100 mm, därefter monteras spikningsplåtar på ovan- och undersidan. Vid montage är denna anslutningen att föredra, då lättare maskiner kan användas samt att det är mindre påfrestande för axlar och nackmuskulatur.

4 Dimensionering

Byggnadskonstruktioner skall ha tillräcklig bärförmåga för att kunna stå emot laster och påfrestningar som de utsätts för under sin livslängd. Byggnaden skall alltså dimensioneras och utformas på så sätt att påfrestningarna är mindre än konstruktionens bärförmåga. Viktiga parametrar som påverkar bärförmågan och funktionen är bland annat materialkvaliteter och dimensioner.

I utformningen ingår även detaljlösningar såsom anslutningar mellan de ingående elementen. Anslutningen mellan konstruktionselement skall ha tillräcklig samverkan för att kunna överföra krafter mellan elementen samt uppfylla kraven när det gäller brandsäkerhet, ljudisolering, värmeisolering, fuktsäkerhet, lufttäthet, produktionsteknik samt ekonomiska förutsättningar. Man bör även beakta parametrar som påverkar montage och tillverkning så att de är rationella och enkla, detta för att minimera bearbetningstid för ett element.

Vid dimensionering av konstruktionselement bör bland annat nedböjning, normalspänningar och skjuvspänningar kontrolleras. Då elementet belastas med en vertikal last innebär det att det blir utsatt för moment och tvärkraft, som skall understiga materialets bärförmåga med avseende på moment och tvärkraft. Störst är tvärkrafterna närmst upplagen och dessa bör kontrolleras på samverkansbjälklaget för att säkerställa att skruvarnas bärförmåga är tillräcklig. Skruvarna dimensioneras för skjuvspänningar mellan trä och betong, där tvärkraften är som störst är även skjuvspänningarna maximala. Dimensionering av konstruktionen bör även göras för att begränsa de nedböjningar som uppstår vid belastning, för att uppfylla de funktions-, statiska och uteseendemässiga krav som ställs på det bärande elementet [9].

Samverkansbjälklaget kan utformas på två sätt, provkroppen är en kombination av de två, se figur 4.1. Provkroppen roteras beroende på vilken typ av infästning mellan elementen man väljer att prova. Deformationen vid vertikal belastning blir något olika beroende på utförande eftersom böjstyvheten inte är exakt densamma. Dessutom skiljer sig det neutrala lagrets placering vilket leder till olika fördelning av normalspänning och skjuvspänning.

I kapitel 4 görs beräkningar i syfte att kontrollera lyft, böjstyvheter, nedböjning och spänning vid olika grader av samverkan, skjuvförbindare samt egenfrekvens.

4.1 Materialkvalitéer

Limträbalkarna som används i provkropparna är av materialkvalité GL30c. I tabell 4.1 [10] kan karakteristiska samt dimensionerande hållfasthetsvärden avläsas.

Tabell 4.1: Hållfasthetsvärden för limträ GL30c.

Limträ GL30c	Karakteristiskt värde (MPa)	Dimensionerande värde (MPa)
Böjning parallellt fibrerna	$f_{m,k} = 30$	$f_{m,d} = 19,2$
Dragning parallellt fibrerna	$f_{t,0k} = 19,5$	$f_{t,0d} = 12,48$
Dragning vinkelrätt fibrerna	$f_{t,90,k} = 0,5$	$f_{t,90d} = 0,32$
Tryck parallellt fibrerna	$f_{c,0,k} = 24,5$	$f_{c,0d} = 15,68$
Tryck vinkelrätt fibrerna	$f_{c,90,k} = 2,5$	$f_{c,90d} = 1,6$
Längsskjuvning	$f_{v,k} = 3,5$	$f_{v,d} = 2,24$
$E_{0,mean}$	13 000	

Med en lastvarighet för nyttig last och medfuktkvoten för limträbalkarna som inte överstiger 12 %, vilket motsvarar en temperatur på 20 °C, fås $k_{mod} = 0,80$. Materialtyp limträ ger partialkoefficienten $\gamma_M = 1,25$ samt partialkoefficienten för träförband $\gamma_{m,träförband} = 1,3$.

$$\begin{aligned}k_{mod} &= 0,80 \\ \gamma_m &= 1,25 \\ \gamma_{m,träförband} &= 1,3\end{aligned}$$

Varje limträbalk väger 150 kg enligt tillverkaren och är 8 m långa med ett tvärsnitt på 0,115x0,360 m, vilket ger en densitet på 4,53 kN/m³ för limträbalkarna.

Materialkvaliteten som nyttjas för betongplattan är betong med hållfasthetsklass C40/50. I tabell 4.2 anges hållfasthetsvärden för betongen [11]. Betongen har en densitet på 2500 kg/m³.

Tabell 4.2: Hållfasthetsvärden för betong med kvalitet C40/50.

Betong C40/50	Karakteristiskt värde (MPa)	Dimensionerande värde (MPa)
Cylindertryckhållfasthet	$f_{c,k} = 40$	$f_{c,d} = 26,67$
Kubtryckhållfasthet	$f_{c,k,kub} = 50$	$f_{c,d,kub} = 33,33$
Medelvärde tryckhållfasthet	$f_{cm} = 48$	$f_{cmd} = 32$
Medelvärde draghållfasthet	$f_{ctm} = 3,5$	$f_{ctd} = 2,33$
Draghållfasthet undre 5- percentilen	$f_{ctk,0,05} = 2,5$	$f_{ctd,0,05} = 1,67$
Draghållfasthet övre 95- percentilen	$f_{ctk,0,95} = 4,6$	$f_{ctd,0,95} = 3,07$
E_{cm}	35 000	

$$\begin{aligned}\gamma_c &= 1,5 \\ \alpha_{cc} &= 1,0\end{aligned}$$

4.2 Laster

Vid följande beräkningar antas bjälklaget vara fritt upplagt, då bjälklagets klack vilar på upplaget och ingen infästning finnes däremellan.

4.2.1 Last i bruksgränstillståndet

Vid dimensionering av nedböjning används en last som i bruksgränstillståndet för karakteristisk lastkombination beräknas som [12]:

$$q_k = 1,0 \cdot G_{k,j} + 1,0 \cdot Q_{k,1} + \psi_{0,i} \cdot Q_{K,i}$$

Bjälklaget belastas av en kontinuerlig last, egentyngheden för limträbalkarna och betongplattan. Då betongplattans bredd hos de olika utförandena och provkroppen inte är densamma, se figur 4.1, skiljer sig följaktligen lasterna bjälklagen utsätts för. Den utbredda lasten för utförande A blir följande:

$$q_{egt} = 4,53 \cdot 4 \cdot 0,115 \cdot 0,360 + 25,0 \cdot 0,08 \cdot 2,4 = 5,55 \text{ kN/m.}$$

Nyttig last för kontorslokaler är 2,5 kN/m² [12], vilket ger en utbredd last på:

$$q_{var} = 2,5 \cdot 2,4 = 6,0 \text{ kN/m.}$$

För kontroll av nedböjningskravet nyttjas utbredd last vid bruksgränstillstånd med karakteristisk lastkombination. Lasten beräknas till:

$$q_{tot,A} = 1,0 \cdot 5,55 + 1,0 \cdot 6,0 = 11,55 \text{ kN/m.}$$

På samma sätt beräknas lasterna på provkroppen samt utförande B vilket blir följande:

$$q_{tot,provkropp} = 10,47 \text{ kN/m}$$
$$q_{tot,B} = 9,39 \text{ kN/m}$$

4.2.2 Last under provning

För jämförelser av spänningar vid olika grad av samverkan skall den verkliga lasten användas. Vid provningen kommer bjälklaget att belastas med en verklig last på $3,2 \text{ kN/m}^2$. Således skall partialkoefficienter inte användas, detta för att jämförelser skall kunna göras mellan teoretisk och praktisk deformation. Vid provning belastas bjälklaget med en utbredd last på $3,2 \text{ kN/m}^2$.

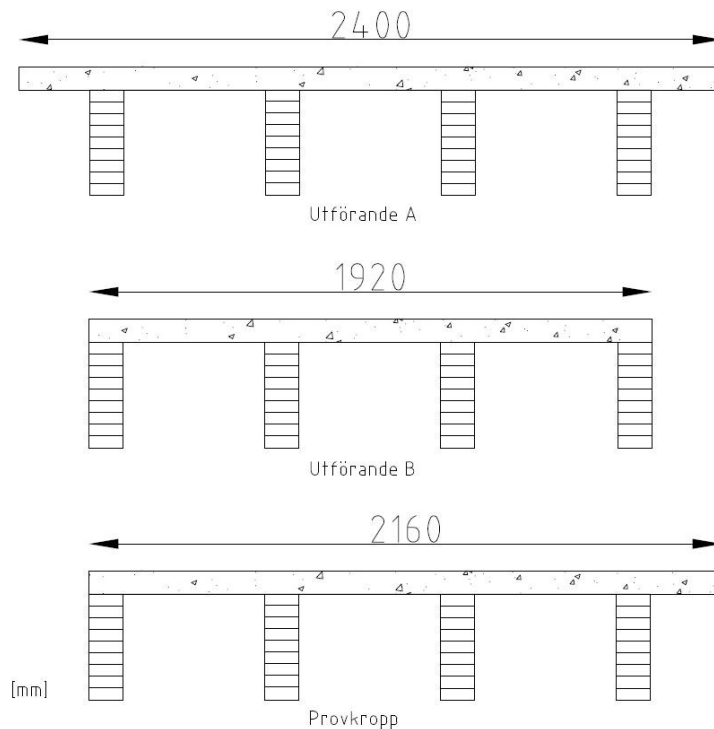
$$q_{tot,A} = 5,55 + 3,2 \cdot 2,4 = 13,23 \text{ kN/m}$$

$$q_{tot,provkropp} = 4 \cdot 4,53 \cdot 0,115 \cdot 0,360 + 25,0 \cdot 0,08 \cdot 2,16 + 3,2 \cdot 2,16$$
$$= 11,98 \text{ kN/m}$$

$$q_{tot,B} = 4 \cdot 4,53 \cdot 0,115 \cdot 0,360 + 25,0 \cdot 0,08 \cdot 1,92 + 3,2 \cdot 1,92$$
$$= 10,7 \text{ kN/m}$$

Eftersom mätningarna påbörjas när bjälklaget ligger på upplagen, skall den initiala nedböjningen med hänsyn till egentygden inte räknas med. Den utbredda lasten för provkroppen blir följande:

$$q_{nyttig} = 3,2 \cdot 2,16 = 6,91 \text{ kN/m.}$$



Figur 4.1: Olika typer av utföranden för bjälklagselementen.

4.2.3 Laster i brottgränstillståndet

Beroende på konsekvenserna av eventuella brott, skall partialkoefficienten γ_d användas vid dimensionering. Då bjälklaget kan vara en del av det stomstabiliserande systemet, och ett brott därmed ger stor risk för personskador, skall $\gamma_d = 1,0$ användas enligt tabell 4.3.

Tabell 4.3: Säkerhetsklasser vid dimensionering i brottgränstillståndet.

Säkerhetsklass	Konsekvens av brott	γ_d
3	Stor risk för allvarliga personskador	1,0
2	Någon risk för allvarliga personskador	0,91
1	Liten risk för allvarliga personskador	0,83

Lasten på utförande A vid brottgränstillstånd med en nyttig last på $2,5 \text{ kN/m}^2$ blir följande:

$$q_{d,A} = \gamma_d 1,2 G_{kj,sup} + \gamma_d 1,5 Q_{k,1} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 5,55 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 6 = 15,66 \text{ kN/m}$$

På samma sätt kan lasten på provkroppen samt utförande B beräknas:

$$q_{d,provkropp} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 5,07 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot 2,16 = 14,18 \text{ kN/m}$$

$$q_{d,B} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 4,59 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot 1,92 = 12,71 \text{ kN/m}$$

4.2.4 Last vid lyft

Kontroll av lyftkapaciteten för infästningsdon kräver en total egentyngd för ett bjälklagselement.

Egentyngden för betongen med en tunghet på 25 kN/m^3 beräknas på följande sätt:

$$q_{btg} = V_{btg} \cdot \gamma_{btg} = 2,16 \cdot 8 \cdot 0,08 \cdot 25 = 34,56 \text{ kN}$$

Med en densitet på limträbalken på $4,53 \text{ kN/m}^3$ ger en egentyngd för fyra stycken balkar på:

$$q_{lim} = 4 \cdot 4,53 \cdot 0,115 \cdot 0,360 \cdot 7,8 = 5,85 \text{ kN}$$

Den totala egentyngden för ett element blir:

$$q_{tot} = 34,56 + 5,85 = 40,41 \text{ kN}$$

4.3 Dimensionering av infästningshylsa och lyftögla

Lyft av bjälklagselementen måste kunna göras dels på fabrik, men även vid montage. Under montage skall lyft ske i infästningshylsor av typen LMPL M20 samt LHT M20 som är ingjutna i betongen, se bilaga 9.1 och 9.2. Infästningshylsorna är placerade i ovankant av betongen, och placerade så att fältmoment och stödmoment är desamma, se figur 4.4.

Enligt informationsblad från tillverkarna skall betongtjockleken överskrida 2x längden på ingjutningshylsan, provkroppen lyckas inte uppfylla dessa krav. Åtgärden som görs för att avhjälpa detta problem är extra armering över ingjutningshylsans fotplåt.

4.3.1 Vertikala lyft LMPL M20 samt LHT M20

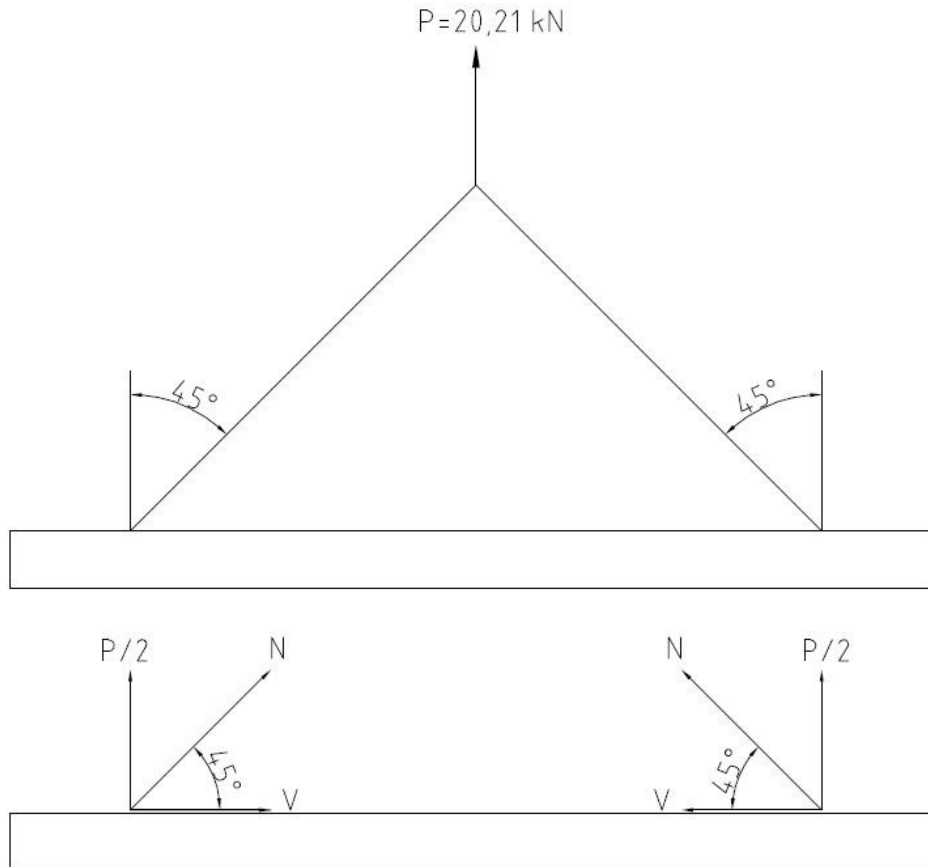
Vid lodrät lyft i fyra stycken infästningshylsor uppstår en normalkraft i varje hylsa på:

$$N = \frac{40,41}{4} = 10,10 \text{ kN}$$

Enligt bilaga 9.1 och 9.2 klarar infästningshylsan och lyftögla dragkrafterna som uppstår vid vertikala lyft, infästningshylsa: $10,10 \text{ kN} < 111,6 \text{ kN}$, lyftögla: $10,10 \text{ kN} < 24 \text{ kN}$.

4.3.2 Icke vertikala lyft LMPL M20 samt LHT M20

Vid icke vertikala lyft, enligt figur 4.2, skall ingjutningshylsan dimensioneras för både normal- och tvärkraft. Öglans begränsningar av lyft är i arbetsområdet $\pm 45^\circ$ där maximal kraft uppstår vid 45° . Kontroll vid icke vertikala lyft blir således:



Figur 4.2: Principbild lyft av element.

$$P = \frac{40,41}{2} = 20,21 \text{ kN}$$
$$\tan(45) = \frac{P}{2} = \frac{10,11}{V} \rightarrow V = 10,11 \text{ kN}$$
$$\cos(45) = \frac{V}{N} = \frac{10,11}{N} \rightarrow N = 14,30 \text{ kN}$$

Samtidigt drag- och tvärkraft i ingjutningshylsan kontrolleras med följande samband:

$$\left(\frac{F_t}{F_{t,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_v}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1,0$$

$$\left(\frac{F_t}{F_{t,Rd}}\right) + \left(\frac{F_v}{1,4F_{v,Rd}}\right) \leq 1,0$$

där F_t är dragkraften, $F_{t,Rd}$ dragkraftskapaciteten, F_v tvärkraften och $F_{v,Rd}$ tvärkraftskapaciteten, vilket ger följande beräkning:

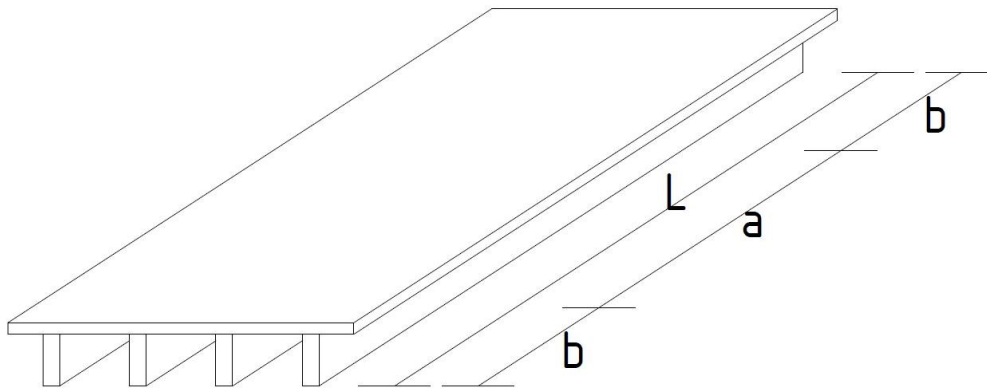
$$\left(\frac{14,30}{111,6}\right)^2 + \left(\frac{10,11}{116,7}\right)^2 = 0,024 < 1,0$$

$$\left(\frac{14,30}{111,6}\right) + \left(\frac{10,11}{1,4 \cdot 116,7}\right) = 0,19 < 1,0$$

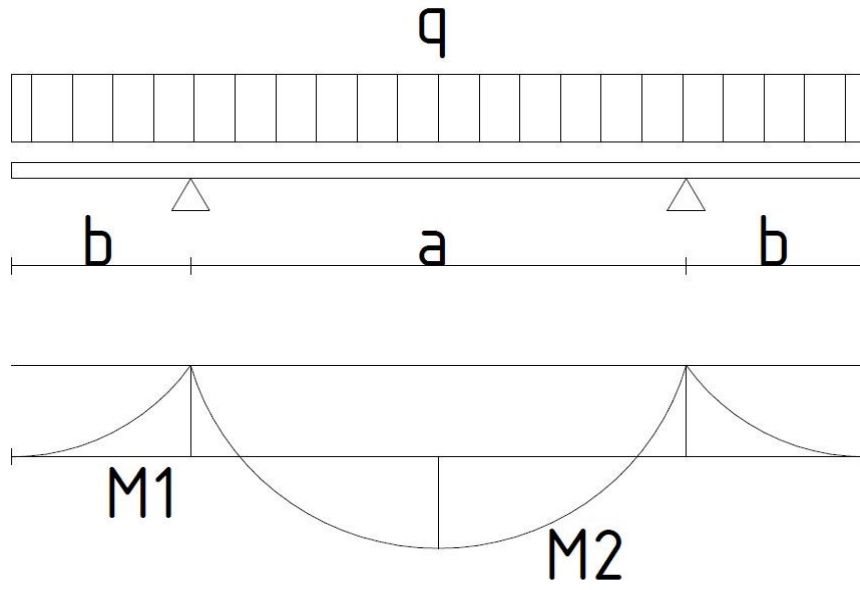
Enligt bilaga 9.1 och 9.2, klarar infästningshylsan och lyftöglan dragkraft och tvärkraft som uppstår i 45° lutning.

4.3.3 Placering av ingjutningshylsor

Eftersom ett moment uppstår vid lyft av bjälklagselement är placeringen av ingjutningshylsorna av stor vikt. Placeringen väljs så att stödmomentet vid ingjutningshylsorna blir lika stort som momentet som uppstår i fält enligt figur 4.3 och 4.4.



Figur 4.3: Utformning av bjälklagselement.



Figur 4.4: Momentdiagram för elementet vid lyft.

$$a + 2b = L \Rightarrow b = \frac{L - a}{2}$$

$$M_1 = \frac{q \cdot b^2}{2}$$

$$M_2 = -\frac{q \cdot b^2}{2} + \frac{q \cdot a^2}{8}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{q \cdot b^2}{2} + \frac{q \cdot b^2}{2} = \frac{q \cdot a^2}{8}$$

$$b^2 = \frac{a^2}{8} \Rightarrow b = \frac{a}{\sqrt{8}}$$

$$a = \sqrt{8} \cdot b \Rightarrow a = 2,83b$$

Insättning av $a = 2,83b$ i $a + 2b = L$ ger:

$$b = \frac{L}{4,83} = 0,21 L$$

Infästningshylsorna skall då placeras $0,21 L = 1,68$ m från ytterkanten av bjälklagselementet. Beroende på limträbalkarnas placering, får ingjutningshylsornas placering tvärs limträbalkarna anpassas därefter.

4.3.4 Armeringsjärn för lyft i fabrik

För lyft och rotation från gjutformen av element på fabrik skall två stycken förbockade armeringsjärn med 16 mm diameter gjutas in i konstruktionen. Med en egentygnd på 40,41 kN, med två stycken armeringsbyglar kommer vardera bygel att belastas med en kraft på 20,21 kN. Armering med diameter mellan 6-32 mm och kvalitet B500B har en sträckgräns på $f_{yk} = 500$ MPa och $f_{yd} = 435$ MPa [12]. Normalspänningen som uppstår i armeringsjärnet kan beräknas enligt formeln:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

N = Normalkraften

A = Areal på tvärsnittet

Med en standardslinga som belastas kommer armeringsarean att vara två gånger så stor, då det är två ändar fästa i betongen, det ger normalspänningen:

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{20,21 \cdot 10^3}{2 \cdot 2,01 \cdot 10^{-4}} = 50,27 \text{ MPa.}$$

En jämförelse mellan normalspänningen och sträckgränsen som uppstår i bygeln $50,27 \text{ MPa} < 435 \text{ MPa}$, visar att armeringsbygeln klarar normalspänningen.

Ingjutningslängden för armeringsjärnet skall vara tillräcklig för att vidhäftningsförmågan skall vara större än stålets dragkraftskapacitet. Vidhäftningsförmågan kan beräknas med följande samband [11].

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$$

f_{bd} = Dimensionerande värde för vidhäftningshållfasthet

f_{ctd} = Dimensionerande värde för betongens draghållfasthet

η_1 = Koefficient relaterad till vidhäftningsförhållande

η_2 = Koefficient relaterad till stångdiametern

γ_c = Partialkoefficient för betong

α_{ct} = Koefficient som beaktar långtidseffekter

$f_{ctk} = 2,7 \text{ MPa}$ för C45

$\gamma_c = 1,5$

$\alpha_{ct} = 1,0$

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} = \frac{1,0 \cdot 2,7 \cdot 10^6}{1,5} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$

$\eta_1 = 1,0$ vid goda vidhäftningsförhållanden, vilket antas i detta fall

$\eta_1 = 0,7$ för övriga fall

$\eta_2 = 1,0$ för $\varnothing \leq 32 \text{ mm}$

$\eta_2 = (132 - \varnothing) / 100$ för $\varnothing \geq 32 \text{ mm}$

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 10^6 = 4,05 \text{ MPa}$$

Beräkning av erforderlig förankringslängd på armeringsjärnet utförs med följande samband [11].

$$l_{b,rqd} = (\emptyset/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})$$

$l_{b,rqd}$ = Erforderlig grundförankringslängd

\emptyset = Stångens diameter

σ_{sd} = Dimensioneringsvärdet på spänningen i stången där överföringen antas börja.

f_{bd} = Dimensionerande värde för vidhäftningshållfasthet

$$l_{b,rqd} = (\emptyset/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd}) = (0,016/4) \cdot (435/4,05) = 0,430 \text{ m} \approx 500 \text{ mm}$$

För att erhålla tillräcklig förankring mellan betongen och armeringsjärnet skall standardslingan gjutas in minst 500 mm. I provkroppen gjuts standardslingan in 800 mm.

4.4 Full samverkan

4.4.1 Styvhet

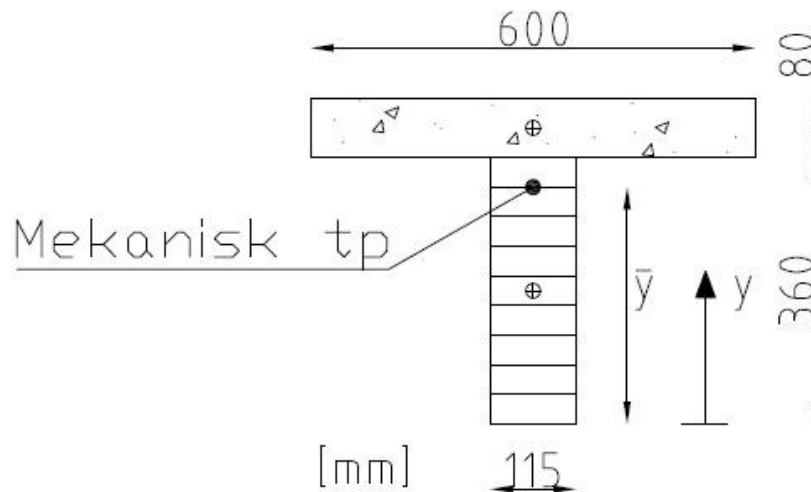
För beräkning av böjstyvhet vid full samverkan bestäms mekanisk tyngdpunkt \bar{y} , i tvärsnittet, figur 4.5. Då utförande A består av fyra identiska delar är figur 4.5 en förenkling av tvärsnittet. Vid utförande A enligt figur 4.1 med elasticitetsmodul 13 GPa och 35 GPa för limträ respektive betong blir tyngdpunkten följande:

$$\begin{aligned} \sum (E_i A_i) \bar{y} &= \sum (E_i A_i y_i) \\ (13,00 \cdot 0,115 \cdot 0,360 \cdot 4 + 35,00 \cdot 2,4 \cdot 0,08) \cdot \bar{y} \\ &= (13,00 \cdot 0,115 \cdot 0,360 \cdot 4 \cdot 0,180 + 35,00 \cdot 2,4 \cdot 0,08 \cdot 0,400) \\ \bar{y} &= 0,347 \text{ m} \end{aligned}$$

\bar{y} för provkroppen samt för utförande B beräknas på motsvarande sätt se tabell 4.4.

Tabell 4.4: Mekanisk tyngdpunkt för de utförandena.

Utförande	\bar{y} (m)
A	0,347
Provkropp	0,342
B	0,337



Figur 4.5: Tvärsnitt för utförande A.

Böjstyvheten för samverkanbjälklaget, D_{EI} , bestäms med hjälp av Steiners sats där A_i är delarea och y_i är avståndet mellan mekanisk tyngdpunkt och delareans tyngdpunkt.

$$D_{EI} = E_{btg}(I_{btg} + A_{btg}y_{btg}^2) + E_{lim}(I_{lim} + A_{lim}y_{lim}^2)$$

$$D_{EI} = 35,00 \cdot 10^9 \cdot \left(\frac{2,4 \cdot 0,080^3}{12} + 2,4 \cdot 0,080 \cdot (0,400 - 0,347)^2 \right) +$$

$$13 \cdot 10^9 \cdot \left(4 \cdot \frac{0,115 \cdot 0,360^3}{12} + 0,115 \cdot 0,360 \cdot 4 \cdot (0,347 - 0,180)^2 \right)$$

$$= 105750159 \text{ Nm}^2$$

4.4.2 Deformation

Elementet ses som en fritt upplagd balk, där nedböjningen beräknas genom:

$$v = \frac{5ql^4}{384D_{EI}}$$

Nedböjningen i brukgränstillståndet för karakteristiskt lastkombination för utförande A beräknas till:

$$v = \frac{5 \cdot 11,55 \cdot 10^3 \cdot 8^4}{384 \cdot 105750159} = 0,0058 \text{ m} = 5,8 \text{ mm.}$$

Tabell 4.5 visar böjstyvheten och nedböjningen för utförande A och B samt för elementet testerna görs på.

Tabell 4.5: Nedböjning vid full samverkan.

	Böjstyvhet, D_{EI} , Nm^2	Nedböjning, v , mm
Utförande A	105750159	5,8
Provkropp	103319395	5,4
Utförande B	100519151	5,0

Detta motsvarar en nedböjning på 1/1400-1/1600 vilket kan jämföras med Eurokods krav på 1/300-1/500.

4.4.3 Normalspänning

Vid vertikal belastning uppstår normalspänning över tvärsnittet där störst drag- och tryckspänning uppstår vid tvärsnittets nederkant respektive överkant. Dragspänningen i limträbalkarna får inte överstiga bärförmågan f_{td} , likaså får inte tryckspänningarna i betongen överstiga bärförmågan f_{cd} .

Normalspänningen bestäms enligt:

$$\sigma = -\frac{M \cdot E_i \cdot y}{D_{EI}}$$

där M är momentet i bjälklaget, E_i elasticitetsmodulen vid en viss punkt i tvärsnittet och y är avståndet från neutrala lagret (mekaniska tyngdpunkten) till en viss punkt i tvärsnittet. Neutrala lagret ses som y -axelns origo varefter y är negativt under neutrala lagret och följaktligen positivt ovanför neutrala lagret. Momentet i bjälklagselement A för lastfallet med verklig last blir följande:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{13,23 \cdot 10^3 \cdot 8^2}{8} = 105,84 \text{ kNm}$$

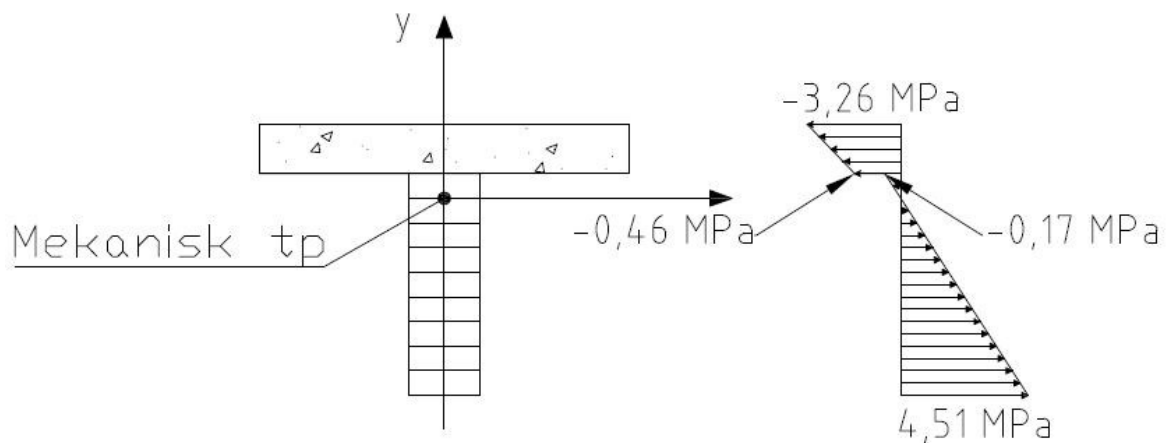
Normalspänningen i limträbalkens underkant kan då beräknas till:

$$\sigma = -\frac{105,84 \cdot 10^3 \cdot 13 \cdot 10^9 \cdot -0,347}{105750159} = 4,51 \text{ MPa}$$

I tabell 4.6 och figur 4.6 ses hur spänningen varierar över tvärsnittet.

Tabell 4.6: Normalspänning vid full samverkan.

y (m)	σ (MPa)
-0,347	4,51
0	0
0,013	-0,17
0,013	-0,46
0,093	-3,26



Figur 4.6: Tvärsnitt och motsvande spänningsfördelning (ej skalenlig).

4.4.3.1 Kontroll av normalspänningar

Tryckspänningar som uppstår i betongen vid full samverkan uppgår till 3,26 MPa. Dimensionerande tryckhållfastheten för betong av klass C40/50 är 26,67 MPa [11], $3,26 \text{ MPa} < 26,67 \text{ MPa}$, således bör betongen klara tryckspänningarna som uppstår i ovankant.

Spänningstillståndet i limträbalken motsvarar en situation som uppstår vid samtidigt drag och böjning. Därför skall limträbalken således klara av interaktion mellan drag- och böjspänningar som uppstår. Utnyttjandegraden beräknas genom sambandet [12]:

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} + \frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$M_{z,Ed}$ = Dimensionerande lasteffekt av böjmoment kring z – axeln.

$M_{z,Rd}$ = Dimensionerande bärförmåga vid böjning.

$N_{t,Ed}$ = Dimensionerande lasteffekt vid drag parallellt fiberriktningen.

$N_{t,Rd}$ = Dimensionerande bärförmåga vid drag parallellt fiberriktningen.

Med känd spänningsfördelning och nedanstående samband kan normalkraft och böjmoment lösas ut.

$$\sigma_{\text{ö.k.}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_z}$$

$$\sigma_{\text{u.k.}} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W_z}$$

N = Lasteffekt vid drag

M = Lasteffekt av böjmoment

A = Limträbalkens tvärsnittsarea = $0,0414 \text{ m}^2$

W_z = Böjmotstånd = $0,0025 \text{ m}^3$

$$\left. \begin{aligned} N &= \left(-0,17 \cdot 10^6 + \frac{M}{W_z} \right) \cdot A \\ 4,51 \cdot 10^6 &= \frac{N}{A} + \frac{M}{W_z} \end{aligned} \right\} 4,51 \cdot 10^6 = \frac{\left(-0,17 \cdot 10^6 + \frac{M}{W_z} \right) \cdot A}{A} + \frac{M}{W_z}$$

$$M = \frac{4,51 \cdot 10^6 \cdot 0,0025 + 0,17 \cdot 10^6 \cdot 0,0025}{2} = 5,85 \text{ kNm}$$

Med uträknad momentkraft kan normalkraften N räknas ut.

$$\sigma_{\text{ö.k.}} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W_z}$$

$$N = \left(\sigma_{\text{ö.k.}} + \frac{M}{W_z} \right) \cdot A = \left(-0,17 \cdot 10^6 + \frac{5,85 \cdot 10^3}{0,0025} \right) \cdot 0,0414 = 89,84 \text{ kN}$$

Den dimensionerande bärförmågan vid böjning beräknas genom:

$$M_{R,d} = f_{md} W k_{crit}$$

Då ingen risk för vippning föreligger fås $k_{crit} = 1,0$.

$$M_{R,d} = 19,2 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,115 \cdot 0,360^2}{6} \cdot 1,0 = 44,31 \text{ kNm}$$

Den dimensionerande bärförmågan vid drag parallellt med fibrerna beräknas genom:

$$N_{t,Rd} = f_{td} A = 12,48 \cdot 10^6 \cdot 0,115 \cdot 0,360 = 516,68 \text{ kN}$$

$$\frac{5,85}{44,31} + \frac{89,84}{516,68} = 0,31 < 1,0$$

Enligt ovan klarar limträbalken de normalspänningar som uppstår.

4.4.4 Skjuvspänning

Skjuvspänningen för detta tvärsnitt är som störst vid mekaniska tyngdpunkten det vill säga i det neutrala lagret. För att bestämma skjuvspänningen används följande samband:

$$\tau = \frac{V \int Ey dA}{D_{EI} b}$$

där V är tvärkraften i bjälklaget, E elasticitetsmodulen vid en viss punkt i tvärsnittet, y är avståndet mellan mekaniska tyngdpunkten för tvärsnittet och tyngdpunkten för delarea, dA är delarea, D_{EI} är böjstyvheten och b är avskjuvade bredden. Tvärkraften bestäms genom:

$$V = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{13,23 \cdot 8}{2} = 52,92 \text{ kN}$$

Maximala skjuvspänningen i limträbalken blir således:

$$\tau = \frac{52,92 \cdot 10^3 \cdot 13 \cdot 10^9 \cdot 4 \cdot 0,174 \cdot 0,115 \cdot 0,347}{105750159 \cdot 4 \cdot 0,115} = 0,39 \text{ MPa}$$

Det dimensionerande längsskjuvningen, $f_{v,d} = 2,24 \text{ MPa} > 0,39 \text{ MPa}$, vilket verifierar att limträbalken klarar skjuvspänningen.

Då skjuvspänningen i betongplattan är liten kontrolleras endast maximala skjuvspänningen.

4.4.4.1 Skjuvflöde

Skjuvflödet som skjuvförbindarna utsätts för beräknas för att kunna bestämma ett lämpligt c/c-avstånd. Skjuvflödet beräknas enligt följande samband:

$$v = \frac{V \int Ey dA}{D_{EI}}$$

Skjuvflödet mellan materialen blir på så vis:

$$v = \frac{52,92 \cdot 10^3 \cdot 13 \cdot 10^9 \cdot 4 \cdot 0,115 \cdot 0,360 \cdot 0,18}{105750159} = 193,92 \text{ kN/m}$$

Då det uträknade skjuvflödet avser fyra stycken skjuvförband är flödet på en förbindare per balk:

$$\frac{193,92}{4} = 48,48 \text{ kN/m}$$

4.5 Ingen samverkan

4.5.1 Styvhet

Vid ingen samverkan mellan betongplattan och limträbalken kan man se bjälklaget som två stycken balkar som böjs parallellt. Böjstyvheten för utförande A vid ingen samverkan kan beräknas på följande sätt:

$$\begin{aligned} EI_0 &= E_{btg}I_{btg} + E_{lim}I_{lim} \\ &= 35,00 \cdot 10^9 \cdot \frac{2,4 \cdot 0,080^3}{12} + 13,00 \cdot 10^9 \cdot 4 \cdot \frac{0,115 \cdot 0,360^3}{12} \\ &= 26834240 \text{ Nm}^2 \end{aligned}$$

4.5.2 Deformation

Nedböjningen med lasten för brukgränstillståndet blir således:

$$v = \frac{5 \cdot 11,55 \cdot 10^3 \cdot 8^4}{384 \cdot 26834240} = 0,023 \text{ m} = 23,0 \text{ mm}$$

I tabell 4.7 visas böjstyvheten och nedböjningen för utförande A, B och provkroppen.

Tabell 4.7: Nedböjning vid ingen samverkan.

	Böjstyvhet, EI_0 , Nm^2	Nedböjning, v , mm
Utförande A	26834240	23,0
Provkropp	26475840	21,0
Utförande B	26117440	19,2

4.5.3 Normalspänning

Vid ingen samverkan fungerar betongplattan och limträbalken som två separata tvärsnitt. Hur normalspänningen fördelas över tvärsnittet kan ses i figur 4.6.

Vid vertikal belastning blir krökningen lika för både betongplattan och limträbalken vilket ger följande samband [7]:

$$\kappa = \kappa_{btg} = \kappa_{lim} = \frac{M_{btg}}{E_{btg}I_{btg}} = \frac{M_{lim}}{E_{lim}I_{lim}} = \frac{M_{tot}}{EI_0}$$

där M_{btg} är momentet i betongplattan, M_{lim} är momentet i limträbalken och M_{tot} är det totala momentet på bjälklaget som uppgår till 105,84 kNm. Detta ger nedanstående samband:

$$M_{btg} = \frac{E_{btg}I_{btg}}{EI_0} M_{tot} \text{ och } M_{lim} = \frac{E_{lim}I_{lim}}{EI_0} M_{tot}$$

Momentet i limträbalken och betongplattan beräknas till följande:

$$M_{btg} = \frac{35,00 \cdot 10^9 \cdot \frac{2,4 \cdot 0,08^3}{12}}{26834240} \cdot 105,84 \cdot 10^3 = 14,14 \text{ kNm}$$

$$M_{lim} = \frac{13,0 \cdot 10^9 \cdot 4 \cdot \frac{0,115 \cdot 0,360^3}{12}}{26834240} \cdot 105,84 \cdot 10^3 = 91,7 \text{ kNm}$$

För beräkning av normalspänningen används följande samband [12]:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I}$$

Normalspänningen i ovan- och nedkant i betongplattan och limträbalken blir på så vis:

$$\sigma_{btg} = \frac{14,14 \cdot 10^3 \cdot 0,04}{\frac{2,4 \cdot 0,08^3}{12}} = 5,52 \text{ MPa}$$

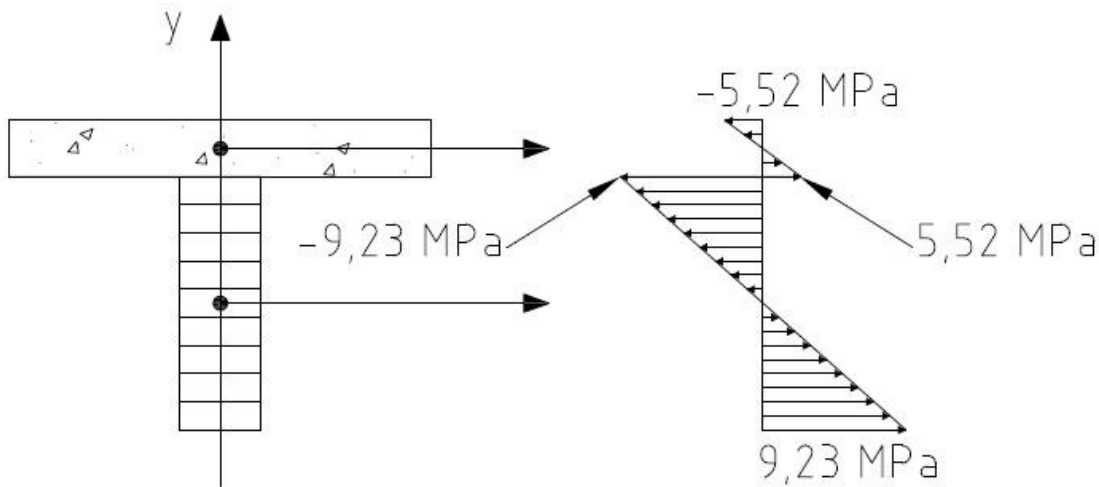
$$\sigma_{lim} = \frac{91,7 \cdot 10^3 \cdot 0,180}{4 \cdot \frac{0,115 \cdot 0,360^3}{12}} = 9,23 \text{ MPa}$$

4.5.3.1 Normalspänningar

Dragspänningarna som uppstår i betongen kan jämföras med betongens dimensionerande draghållfasthet som uppgår till 2,33 MPa enligt tabell 4.2 [11]. Jämförelse mellan dragspänningarna som verkar och betongens draghållfasthet ger: 5,52 MPa > 2,33 MPa och risk för sprickbildning och brott föreligger. Beräkningen ovan förutsätter stadium I i betongen, det vill säga osprucken betong, då denna förutsättning inte är uppfylld representerar inte resultatet den verkliga spänningsfördelningen.

Tryckspänningar som uppstår i betongen vid ingen samverkan uppgår till 5,52 MPa. Dimensionerande tryckhållfasthet för betong av klass C40/50 är 26,67 MPa [11], 5,52 MPa < 26,67 MPa, således bör betongen klara tryckspänningarna som uppstår i ovankant.

I detta fall utsätts limträbalken för ren böjning. Maximal normalspänning är 9,23 MPa vilket är mindre än böjhållfastheten, 19,2 MPa. Limträbalken klarar således spänningarna som uppstår.



Figur 4.7: Tvärsnitt och motsvarande spänningsfördelning (ej skalenligt).

4.5.4 Skjuvspänning

För att bestämma skjuvspänningen i limträbalken och betongplattan vid ingen samverkan, används följande samband:

$$\tau = \frac{V \cdot A \cdot \bar{y}}{I \cdot b}$$

där V är tvärkraften, A är avskjuvad area, I är tröghetsmomentet, \bar{y} är avstånd från mekanisk tyngdpunkt och b är bredden på den avskjuvade arean. Maximala tvärkraften bestäms genom en kombination av sambanden:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} \text{ och } V = \frac{q \cdot l}{2}$$

Detta ger sambandet:

$$V = \frac{4 \cdot M}{l}$$

Tvärkraften i betongen och limträbalken blir således:

$$V_{btg} = \frac{4 \cdot 14,14}{8} = 7,07 \text{ kN}$$

$$V_{lim} = \frac{4 \cdot 91,7}{8} = 45,85 \text{ kN}$$

Beräkning av skjuvspänningen i betongplattan ger:

$$\tau_{btg} = \frac{7,07 \cdot 10^3 \cdot 0,096 \cdot \frac{0,08}{2}}{1,024 \cdot 10^{-4} \cdot 2,4} = 0,11 \text{ MPa}$$

På samma sätt ges skjuvspänningen i limträbalken:

$$\tau_{lim} = \frac{45,85 \cdot 10^3 \cdot 0,083 \cdot \frac{0,360}{2}}{1,79 \cdot 10^{-3} \cdot 4 \cdot 0,115} = 0,83 \text{ MPa}$$

4.6 Delvis samverkan

Följande beräkningar är baserade på Eurokod 5 bilaga B [13] för balkar med mekaniska förband. Egentligen avser det konstruktioner utförda av enbart träbaserade material, men det används här för trä och betong.

I beräkningsmodellen antas de olika tvärsnittsdelarna vara sammankopplade med förband med viss styvhet. Tidigare arbeten där provningar på bjälklaget gjorts har resulterat i ett värde på förskjutningsmodulen i bruksgränstillståndet $K_{ser} = 35\,000 \text{ N/mm}$ [7] som är reducerat från uppmätt förskjutningsmodul i dimensioneringssyfte.

4.6.1 Styvhet

Tvärsnittet förutsätts vara sammansatt av tre delar till ett I-tvärsnitt. I detta fall då det handlar om ett T-tvärsnitt är del, del 3, inte relevant. Den effektiva böjstyvheten vid delvis samverkan bör sättas till:

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

Med medelvärden på E och där:

$$A_i = b_i h_i$$

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

$$\gamma_2 = 1$$

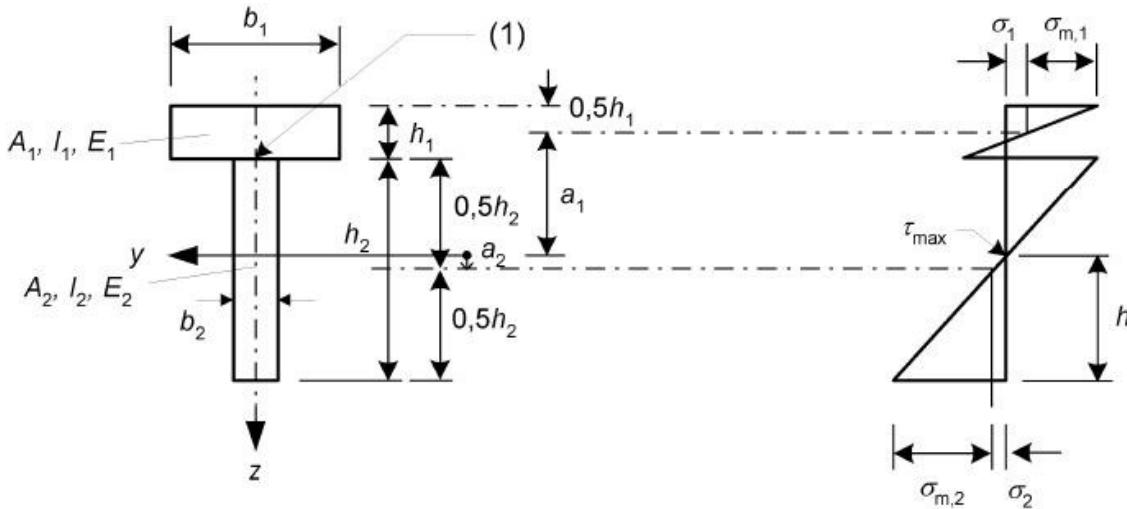
$$\gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2} \right]^{-1}$$

för $i=1$ och $i=3$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}$$

Mått definieras i figur 4.8. För ett T-tvärsnitt sätts $h_3 = 0$.

s_i är avståndet mellan förbindare



Figur 4.8: Definition av beteckningar för sammansatt tvärsnitt. Index 1 avser betongen och index 2 avser limträ [13].

I enlighet med tidigare beräkningar skall hela bjälklagselement tas i beaktande och således skall antalet limträbalkar multipliceras med fyra.

$$\gamma_1 = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot 35000 \cdot 2400 \cdot 80 \cdot 200}{4 \cdot 35000 \cdot 8000^2} \right]^{-1} = 0,403$$

Eftersom $h_3=0$ för ett T-tvärsnitt kan förenklingar på följande samband genomföras:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2) - \gamma_3 E_3 A_3 (h_2 + h_3)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i} \Rightarrow a_2 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 (h_1 + h_2)}{2 \sum_{i=1}^3 \gamma_i E_i A_i}$$

där a_2 är avståndet mellan tyngdpunkten för limträbalken och tyngdpunkten för hela tvärsnittet.

$$a_2 = \frac{0,403 \cdot 35000 \cdot 2400 \cdot 80(80 + 360)}{2((0,403 \cdot 35000 \cdot 2400 \cdot 80) + (1,0 \cdot 13000 \cdot 115 \cdot 360 \cdot 4))} = 122,6$$

Avståndet a_1 , avståndet mellan tyngdpunkten för betongplattan och tyngdpunkten för hela tvärsnittet, erhålls på följande sätt:

$$a_1 = a_{tp} - a_2 \Rightarrow a_1 = 220 - 122,6 = 97,4 \text{ mm}$$

Med beräknade värden enligt ovan kan den effektiva böjstyvheten för delvis samverkan beräknas.

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_1 E_i A_i a_i^2)$$

$$\begin{aligned} EI_{ef} &= \left(35000 \cdot \frac{2400 \cdot 80^3}{12} + (0,403 \cdot 35000 \cdot 2400 \cdot 80 \cdot 97,4^2) \right) \\ &\quad + \left(13000 \cdot 4 \cdot \frac{115 \cdot 360^3}{12} \right. \\ &\quad \left. + (1,0 \cdot 13000 \cdot 4 \cdot 115 \cdot 360 \cdot 122,6^2) \right) \\ &= 8,4884 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 = 84884124 \text{ Nm}^2 \end{aligned}$$

4.6.2 Deformation

Nedböjningen för brukgränstillståndet med karakteristisk lastkombination blir således:

$$v = \frac{5 \cdot 11,55 \cdot 10^3 \cdot 8^4}{384 \cdot 84884124} = 0,0073 \text{ m} = 7,3 \text{ mm}$$

Nedböjningen för utförande A, B samt provkroppen visas i tabell 4.8.

Tabell 4.8 Nedböjning vid delvis samverkan.

	Böjstyvhet, EI_{ef} , Nm^2	Nedböjning, v , mm
Utförande A	84884124	7,3
Provkropp	83481938	6,7
Utförande B	81821012	6,1

Enligt eurokod är kravet för nedböjning vid bruksgränstillstånd för balkar med två upplag $\frac{l}{300} - \frac{l}{500}$ [13], vilket ger ett krav på initialdeformation på 16-27 mm.

4.6.3 Normalspänning

För beräkning av normalspänningen vid betongens ovkant och limträbalkens underkant samt normalspänningen vid varje delareas tyngdpunkt, enligt figur 4.8 [13], används följande samband:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i E_i a_i M}{EI_{ef}}$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 E_i h_i M}{EI_{ef}}$$

Normalspänningarna som uppstår i betong respektive limträdelen av samverkansbjälklaget kan således beräknas.

$$\begin{aligned} \sigma_{1btg} &= \frac{\gamma_1 E_{btg} a_1 M}{EI_{ef}} = \frac{0,403 \cdot 35,00 \cdot 10^9 \cdot 0,0974 \cdot 105,84 \cdot 10^3}{84884124} = \\ &= 1,71 \text{ MPa} \end{aligned}$$

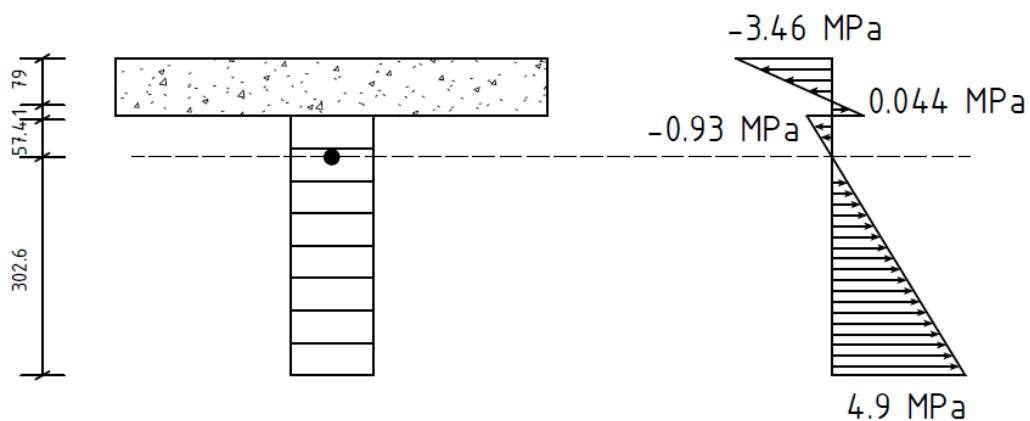
$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5 \cdot E_{btg} h_1 M}{EI_{ef}} = \frac{0,5 \cdot 35,00 \cdot 10^9 \cdot 0,080 \cdot 105,84 \cdot 10^3}{84884124} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2lim} = \frac{\gamma_2 E_{lim} a_2 M}{EI_{ef}} = \frac{1,0 \cdot 13 \cdot 10^9 \cdot 0,1226 \cdot 105,84 \cdot 10^3}{84884124} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{0,5 E_{lim} h_2 M}{EI_{ef}} = \frac{0,5 \cdot 13 \cdot 10^9 \cdot 0,360 \cdot 104,32 \cdot 10^3}{84884124} = 2,92 \text{ MPa}$$

Den maximala tryckspänningen som uppstår i ovkant på betongen kan beräknas genom addition av σ_{1btg} och $\sigma_{m,1}$, enligt figur 4.8. Det maximala trycket blir således: $1,71 + 1,75 = 3,46$ MPa.

Det maximala draget i underkant i limträbalkarna kan beräknas genom addition av $\sigma_{2lim} + \sigma_{m,2} = \sigma_{drag,tot} \Rightarrow 1,98 + 2,92 = 4,9$ MPa.



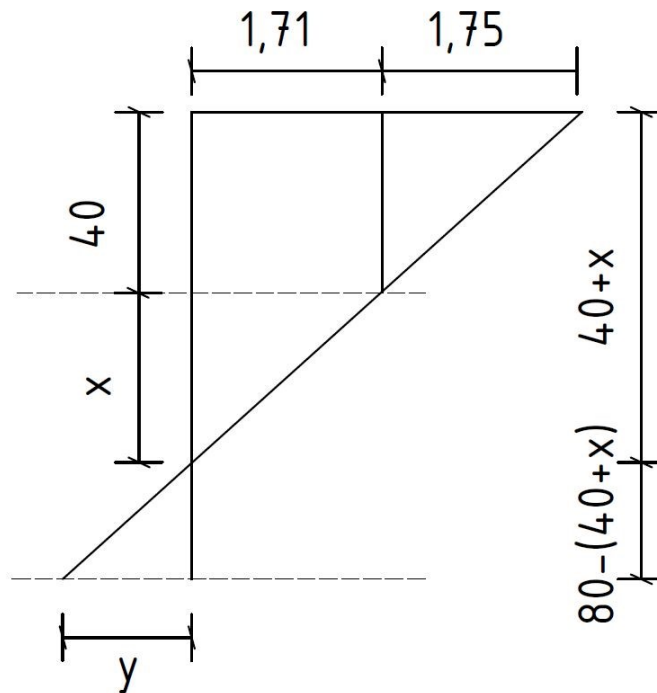
Figur 4.9: Tvärsnitt och spänningsfördelning (ej skalenlig)

I Eurokod 5 finns det inte beskrivet hur man beräknar normalspänningen i de olika delarna i snittet. Då spänningsfördelningen är linjär i ett homogent linjärt elastiskt material kan tryckspänningen i ovankant av limträbalkarna samt dragspänningen i underkant av betongen beräknas.

Likformighet ger:

$$\frac{(1,71 + 1,75)}{40 + x} = \frac{1,75}{40} \Rightarrow x = 39 \text{ mm}$$

Dragspänningarna som uppstår i underkant av betongen verkar endast på 1 mm av den totala tjockleken. Resterande del av plattan på 79 mm kommer således att uppta tryckspänning.



Figur 4.10: Likformighet i betong (ej skalenligt).

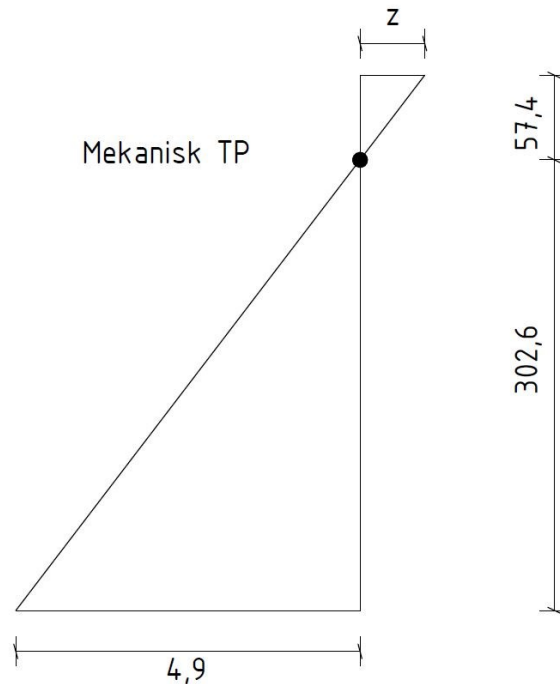
När x är känt kan avståndet från ovkant till punkten där spänningen i betongen är noll bestämmas. I utförande A infinner sig nollpunkten 79 mm från ovkant.

Dragspänningarna som verkar i betongen kan med hjälp av likformighet bestämmas.

$$\frac{(1,71 + 1,75)}{40 + x} = \frac{y}{80 - (40 + x)} \Rightarrow y = 0,044 \text{ MPa}$$

Tryckspänningarna som uppstår i ovkant på limträbalkarna kan bestämmas med hjälp av likformighet likt dragspänningarna i betongen, figur 4.11.

$$\frac{302,6}{4,9} = \frac{57,4}{z} \Rightarrow z = 0,93 \text{ MPa}$$



Figur 4.11: Likformighet i limträ (ej skalenligt).

4.6.3.1 Kontroll av normalspänningar

Dragspänningarna som uppstår i betongen kan jämföras med betongens dimensionerande draghållfasthet som uppgår till 2,33 MPa för betongen som används i provkroppen [11]. Jämförelse mellan dragspänningarna som verkar och betongens draghållfasthet ger: $0,044 \text{ MPa} < 2,33 \text{ MPa}$ och således bör betongen kunna motstå dragspänningarna.

Tryckspänningar som uppstår i betongen vid delvis samverkan uppgår till 3,46 MPa. Dimensionerande tryckhållfasthet för betong av klass C40/50 är 26,67 MPa [11], $3,46 \text{ MPa} < 26,67 \text{ MPa}$, således bör betongen klara tryckspänningarna som uppstår i ovankant.

Dragspänningarna som uppstår i limträbalkens underkant uppgår till 4,9 MPa, detta kan jämföras med dimensionerande hållfasthetsvärde för limträ i tabell 4.1 där hållfastheten drag parallellt med fibrerna är 12,48 MPa. $4,9 \text{ MPa} < 12,48 \text{ MPa}$, hållfastheten i limträbalken är högre än dragspänningen som uppstår.

Tryckspänningarna i limträbalkens ovankant är 0,93 MPa, dimensionerande hållfasthet för tryck parallellt fibrerna är 15,68 MPa. $0,93 \text{ MPa} < 15,68 \text{ MPa}$, limträbalkens hållfasthet motstår tryckspänningarna som uppstår.

För kontroll av interaktion mellan drag- och böjspänningar i limträbalken, görs beräkningar enligt kapitel 4.4.3.1. Utnyttjandegraden blir på så vis:

$$\frac{4,96}{44,31} + \frac{120,64}{516,68} = 0,35 < 1,0$$

Enligt ovan klarar limträbalken de drag- och böjspänningar som uppstår.

4.6.4 Skjuvspänning

För beräkning av skjuvspänning vid delvis samverkan används nedanstående samband [13]. Störst skjuvspänningar uppträder där normalspänningarna är noll och bör sättas till:

$$\tau_{2,max} = \frac{0,5E_2b_2h_2^2}{b_2(EI)_{ef}} V$$

Den största skjuvspänningen uppstår i limträbalken och beräknas till:

$$\tau_{2,max} = \frac{0,5 \cdot 13 \cdot 10^9 \cdot 4 \cdot 0,115 \cdot 0,360^2}{4 \cdot 0,115 \cdot 84884124} \cdot 52,16 \cdot 10^3 = 0,52 \text{ MPa}$$

4.6.4.1 Skjuvflöde

För beräkning av skjuvflödet vid delvis samverkan används sambandet för kraft på förbindare enligt Eurokod, [13]:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{EI_{ef}} \cdot V$$

Med tidigare beräkningar vid delvis samverkan och figur 4.13, kan kraften på enskild förbindare beräknas:

$$F_1 = \frac{0,403 \cdot 35,00 \cdot 10^9 \cdot 2,4 \cdot 0,08 \cdot 0,0974 \cdot 0,200}{84884124} \cdot 52,92 \cdot 10^3 \\ = 32,89 \text{ kN}$$

Då varje bjälklag har fyra stycken skjuvförband, skall F_1 fördelas på dessa fyra:

$$\frac{32,89}{4} = 8,22 \text{ kN}$$

Skjuvförbindarna sitter med ett c/c-avstånd på 200 mm, detta ger skjuvflödet:

$$\frac{8,22}{0,200} = 41,11 \text{ kN/m}$$

4.7 Jämförelser

I tabell 4.9 kan nedböjning och spänningar i utförande A ses beroende på grad av samverkan. Ju högre grad av samverkan desto styvare blir bjälklaget. Detta medför lägre spänningar samt mindre nedböjning.

Tabell 4.9: Nedböjning och spänningar vid olika grad av samverkan.

	v , (mm)	σ_{btg} , (MPa)	σ_{lim} , (MPa)	Skjuvspänning τ_{max} (MPa)	Skjuvflödet skruv, v (kN/m)
Full samverkan	5,8	-3,26	4,51	0,39 (Limträ)	48,48
Delvis samverkan	7,3	-3,46	4,90	0,52 (Limträ)	41,11
Ingen samverkan	23,0	-5,52	9,23	0,11 Betong 0,83 Limträ	0

Ett mått på graden samverkan kan beräknas, effektiviteten varierar då mellan 0 till 100 %, där 100 % motsvarar full samverkan.

$$\eta = \frac{EI_{ef} - EI_0}{EI_{\infty} - EI_0}$$

η =Effektiviteten på samverkansbjälklaget

EI_0 = Bøjstyvheten för bjälklaget vid ingen samverkan

EI_{∞} = Bøjstyvheten för bjälklaget vid full samverkan (tidigare benämnt D_{EI})

EI_{ef} = Bøjstyvheten för bjälklaget vid delvis samverkan

Samverkansgraden för provkroppen blir således:

$$\eta = \frac{EI_{ef} - EI_0}{EI_{\infty} - EI_0} = \frac{83481938 - 26475840}{103319395 - 26475840} = 0,74 = 74 \%$$

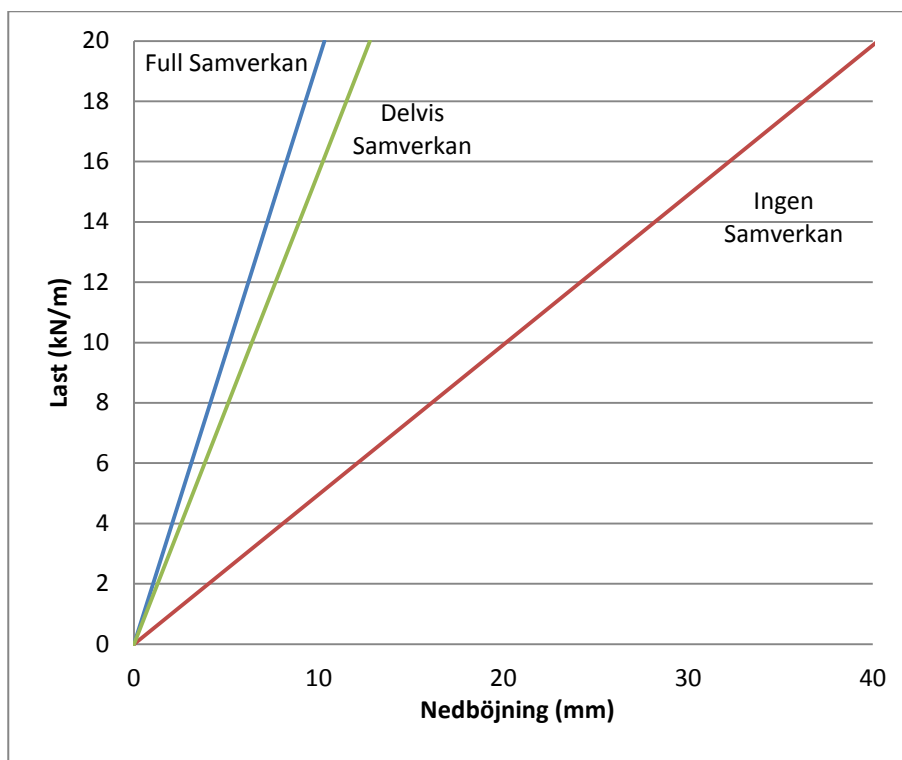
För jämförelser med nedböjning vid provning nyttjas den utbredda lasten för provkroppen som blir följande:

$$q_{tot} = 3,2 \cdot 2,16 = 6,91 \text{ kN/m.}$$

Den teoretiska nedböjningen vid provningen för samverkansbjälklaget blir följande:

$$v = \frac{5 \cdot 6,91 \cdot 10^3 \cdot 8^4}{384 \cdot 83481938} = 0,00441 \text{ m} = 4,41 \text{ mm}$$

Figur 4.12 visar last-nedböjningsdiagram för samverkansbjälklaget vid linjärelastisk nedböjning.



Figur 4.12: Diagram över nedböjning beroende av last för de olika samverkansgraderna.

4.8 Dimensionering av skjuvförbindare

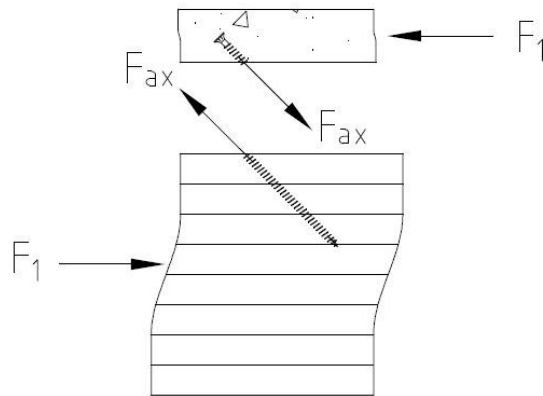
Vid dimensionering av skjuvförbindare skall den axiella kraften i skruvarna inte överstiga skruvens utdragskapacitet samt skruvens draghållfasthet. För att bestämma den axiella kraften som uppstår i varje skjuvförbindare används sambandet enligt Eurokod [13], kraft på förbindare:

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{(EI)_{ef}} \cdot V$$

Då skruvarna sitter med en vinkel på 45°, enligt figur 4.13, måste detta tas i beaktande för att bestämma den axiella kraften.

$$\cos(45) = \frac{F_1}{F_{ax}}$$

$$F_{ax} = \frac{F_1}{\cos(45)}$$



Figur 4.13: Principbild på axiella kraften på skjuvförbindare.

Med hjälp av den dimensionerande lasten vid brottgränstillståndet för provkroppen enligt kapitel 4.2.3, kan maximala tvärkraften bestämmas till:

$$V = \frac{14,18 \cdot 8}{2} = 56,72 \text{ kN}$$

Med tidigare beräkningar vid delvis samverkan och figur 4.13, kan kraften på enskild förbindare beräknas:

$$F_1 = \frac{\gamma_1 E_1 A_1 a_1 s_1}{(EI)_{ef}} \cdot V$$

γ_1 och a_2 för provkroppen bestäms på samma sätt som i kapitel 4.4.1:

$$\gamma_1 = \left[1 + \frac{\pi^2 E_i A_i s_i}{K_i l^2} \right]^{-1} = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot 35000 \cdot 2160 \cdot 80 \cdot 200}{4 \cdot 35000 \cdot 8000^2} \right]^{-1} = 0,429$$

$$a_2 = \frac{0,429 \cdot 35000 \cdot 2160 \cdot 80(80 + 360)}{2((0,429 \cdot 35000 \cdot 2160 \cdot 80) + (1,0 \cdot 13000 \cdot 115 \cdot 360 \cdot 4))} = 120,2 \text{ mm}$$

$$a_1 = 220 - 120,2 = 99,8 \text{ mm}$$

$$F_1 = \frac{0,429 \cdot 35,00 \cdot 10^9 \cdot 2,16 \cdot 0,08 \cdot 0,0998 \cdot 0,200}{83481938} \cdot 56,72 \cdot 10^3 = 35,19 \text{ kN}$$

Då varje bjälklag har fyra stycken skjuvförband, skall F_1 fördelas på dessa fyra:

$$\frac{35,19}{4} = 8,80 \text{ kN}$$

Den axiella lasten i varje skruv beräknas till:

$$F_{ax} = \frac{F_1}{\cos(45)} = \frac{8,80}{\cos(45)} = 12,44 \text{ kN}$$

4.9 Skjuvförbindarnas utdragskapacitet

Den axiella kraften i skjuvförbindarna får inte överskrida skjuvförbindarnas utdragskapacitet, om det skulle ske föreligger en risk för separation mellan de två olika materialen. Följande beräkningar följer Eurokod 5 och en osäkerhetsfaktor föreligger då sambanden i Eurokod 5 är baserat på trä-trä [13].

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{\eta_{ef} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha}$$

där

$$f_{ax,k} = 0,52 d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8}$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, 1 \right.$$

$F_{ax,k,Rk}$	förbandets karakteristiska utdragsförmåga för vinkeln α mot fiberriktningen, i N
$f_{ax,k}$	karakteristiska utdragshållfastheten vinkelrätt mot fiberriktningen, i N/mm^2
η_{ef}	det effektiva antalet träskruvar, beräknas $\eta_{ef} = \eta^{0,9}$
d	skruvens diameter, i mm
l_{ef}	inträngningsdjup för den gängade delen, i mm
ρ_k	karakteristiska densiteten, i kg/m^3
α	vinkeln mellan träskruvens axel och fiberriktningen, med $\alpha \geq 30^\circ$

Där:

$d = 11 \text{ mm}$	skruvens ytterdiameter
$l_{ef} = 197 \text{ mm}$	inträngningsdjup i limträbalk
$\rho_k = 453 \text{ kg/m}^3$	densitet limträbalk kvalitet GL30c, beräknat utifrån vikt på en balk

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot 11^{-0,5} \cdot 197^{-0,1} \cdot 453^{0,8} = 12,32 \text{ N/mm}^2$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8} = \min \left\{ \frac{11}{8} \rightarrow 1 \right. \right.$$

$$\eta_{ef} = \eta^{0,9} = 1^{0,9} = 1$$

$\alpha = 45^\circ$ Skruvens axel är vinklad 45° mot träets fiberriktning

$$F_{ax,k,Rk} = \frac{1 \cdot 12,32 \cdot 11 \cdot 197 \cdot 1}{1,2 \cos^2 45 + \sin^2 45} = 24,27 \text{ kN}$$

Skjuvförbindarnas karakteristiska utdragsförmåga är 24,27 kN i limträbalkarna, som dimensioneras med partialkoefficienten för träförband, $\gamma_M = 1,3$, samt med $k_{mod} = 0,80$ som tar hänsyn till inverkan av fukt och lasternas varaktighet.

$$F_{ax,d,Rk} = \frac{0,80 \cdot 24,27}{1,3} = 14,94 \text{ kN}$$

Den dimensionerande utdragsförmåga skall överstiga den axiella kraften på skruven, vilket verifieras ovan då $12,44 \text{ kN} < 14,94 \text{ kN}$.

4.10 Skjuvförbindarnas draghållfasthet

Skruvarna är konstruerade av höghållfast stål och har en sträckgräns, f_{yk} , på 1000 MPa. Dimensionerande dragkraftskapacitet för skruvarna beräknas genom:

$$N = \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M0}}, \text{ där } \gamma_{M0} = 1,0$$

A =Arean för stamdiametern, 7,7 mm.

Dragkraftskapaciteten blir på så vis:

$$N = \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M0}} = \frac{1000 \cdot 10^6 \cdot \frac{\pi \cdot 0,0077^2}{4}}{1,0} = 46,57 \text{ kN}$$

Skjuvförbindarnas dragkraftskapacitet överstiger den axiella kraften som uppstår i varje skjuvförbindare, $12,44 \text{ kN} < 46,57 \text{ kN}$.

4.11 Egenfrekvens

När ett bjälklag tillåts vibrera fritt efter en förskjutning från sitt jämviktsläge, kommer det att vibrera med en viss frekvens som kallas egenfrekvens. Egenfrekvensen varierar med avseende på bland annat strukturens massa och styvhet. När egenfrekvensen överensstämmer med en viss lastfrekvens kommer systemet att gå upp i resonans, vilket är det mest kritiska ur komfortsynpunkt eftersom en förstärkning av svängningarna sker.

Obehag vid brukande av ett bjälklag kan uppstå på grund av bland annat deformationer, svikt och vibrationer. Människans känslighet för vibrationer beror på frekvensen. Bjälklag med en grundresonansfrekvens lägre än 8 Hz har normalt längre spännvidder och har inte använts i någon större omfattning i bostadshus [14]. Rekommendationerna för egenfrekvensen från Eurokod är att den bör överstiga 8 Hz, en anledning till detta är att människan är känslig för vibrationer med frekvens 4-8 Hz. Frekvenser på 4-8 Hz kan resultera i resonans i de inre organen, vilket upplevs som obehagligt [15].

Beräkningar har gjorts på bjälklagets egenfrekvens med hjälp av en förenkling där bjälklaget ses som en svängande balk [16]. Egenvinkelfrekvensen för bjälklaget beräknas genom följande samband som gäller för en fritt upplagd balk med konstant massa, \bar{m} , per längdenhet:

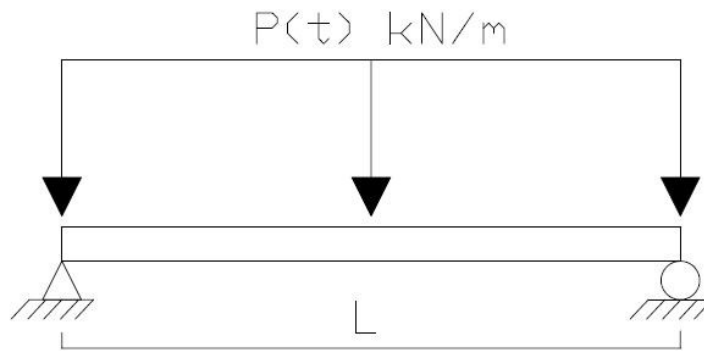
$$\omega_{0exakt} = \pi^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{\bar{m} \cdot L^4}}$$

Egenfrekvensen beräknas enligt sambandet nedan:

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi}$$

Böjstyvheten EI som används för beräkningarna är för tvärsnittet med delvis samverkan, enligt beräkning och tabell 4.8. Massan per längdenhet i detta fall beror på egenvikten av bjälklaget, och den nyttiga lasten.

4.11.1 Egenfrekvens kontorslokaler



Figur 4.14: Fritt upplagd balk belastad med utbredd last $P(t)$.

$P(t)$ är utbredd last från egentyngheden på bjälklaget, enligt tidigare beräkningar är egentyngheden 40 kN och ger upphov till en utbredd last på $P(t) = 5 \text{ kN/m}$

Nyttig last för ett kontor ligger på 2-3,0 kN/m² för kategori B som kontorlokaler innefattar [17], en större last och egentynghed är mest ogynnsamt för egenfrekvensen av bjälklaget. Medelvärde på nyttig last nyttjas för att bestämma egenfrekvensen, således är nyttig last 2,5 kN/m². Nyttig last samt egentyngheden skall omvandlas till en massa per längdenhet.

$$2,5 \cdot 2,16 = 5,4 \text{ kN/m}$$

Då nyttig last är en variabel fri last kan den reduceras med en lastreduktionsfaktor [12], $\Psi_2 = 0,3$. Med en kvasi-permanent lastkombination för nyttig last ges:

$$Q_p = \Psi_{2,i} Q_{k,i} \Rightarrow 0,3 \cdot 5,4 = 1,62 \text{ kN}.$$

I ekvationen för envinkelfrekvensen skall massan per längdenhet (\bar{m}) användas och beräknas enligt följande:

$$1,62 + 5 = 6,62 \text{ kN/m} \Rightarrow 662 \text{ kg/m}$$

$$\omega_{0exakt} = \pi^2 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{\bar{m} \cdot L^4}} = \pi^2 \cdot \sqrt{\frac{84884124}{662 \cdot 8^4}} = 55,22 \text{ rad/s}$$

Egenfrekvensen blir således med en nyttig last på 2,5 kN/m² kvasipermanent lastkombination.

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{55,22}{2\pi} = 8,79 \text{ Hz}$$

Tabell 4.10: Egenfrekvensens beroende på nyttig last med en lastreduktion samt böjstyvhet för delvis samverkan och utförande A.

Nyttig last (kN/m ²)	Egenfrekvens (Hz)
0	10,11
1	9,52
1,62	9,19
2	9,01
2,5	8,79
3	8,58
3,2	8,50

Tabell 4.11: Egenfrekvensens beroende på nyttig last med en lastreduktion samt böjstyvhet för delvis samverkan och utformning likt provkroppen.

Nyttig last (kN/m ²)	Egenfrekvens (Hz)
0	10,03
1	9,44
1,62	9,12
2	8,94
2,5	8,72
3	8,51
3,2	8,43

Tabell 4.12: Egenfrekvensens beroende på nyttig last med en lastreduktion samt böjstyvhet för delvis samverkan och utförande B.

Nyttig last (kN/m ²)	Egenfrekvens (Hz)
0	9,93
1	9,34
1,62	9,03
2	8,85
2,5	8,63
3	8,43
3,2	8,35

I tabell 4.10–4.12 kan man avläsa hur egenfrekvensen varierar beroende på bjälklagselementets utformning och storlek på nyttig last.

4.11.2 Jämförelser beräknad egenfrekvens med FEM-analys

Erhållet resultat från beräknat värde på egenfrekvensen jämförs med resultat från finita elementmetoden av Franco Moar [7]. Det finns skillnader på de olika modellerna som analyserats, skillnaderna är följande. Vid analys med finita-elementmetoden hade bjälklaget en plattjocklek på 75 mm och var utfört av fiberarmerad betong, balklängden var kortare, I beräkningar gjorda på bjälklagselementet har plattan en tjocklek på 80 mm, en längd på 8 m och nyttig last beaktas inte.

Finita elementmetoden utan nyttig last gav en egenfrekvens på 12,76 Hz, respektive 13,52 Hz (50 mm platta), förenklad beräkning av bjälklaget gav egenfrekvensen 10,11 Hz. Vid jämförelse med det beräknade resultatet ges ett 30 % lägre värde än från FEM-analysen

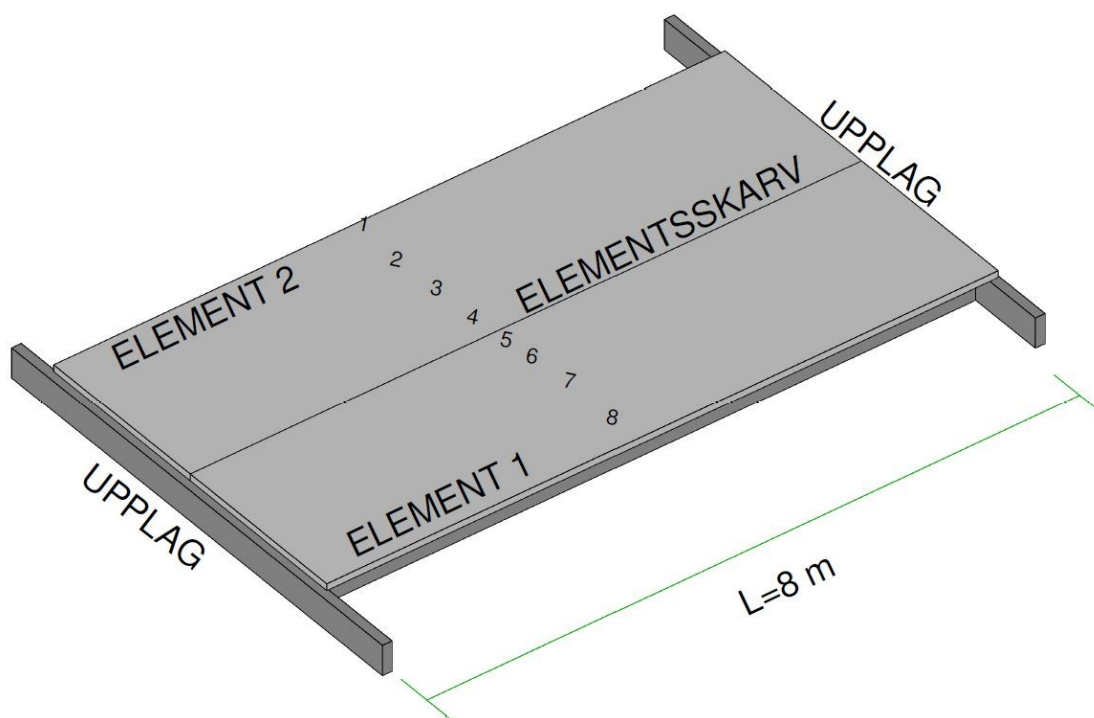
5 Provning nedböjning

Provning av nedböjning sker för två bjälklagselement, där fokus i detta arbete är den statiska momentana nedböjningen främst över anslutningen mellan två element.

5.1 Provuppställning

Bjälklagselementen vilar på två limträbalkar som är ihopskruvade med en gängstång emellan sig, detta för att stadga upp mot vippning. Gängstången sitter i sin tur fast i ett betongfundament.

Nedböjningen mäts med LVDT-givare samt potentiometrar och placeras $0,5L$ från upplagen då den största nedböjning förväntas uppstå i mitten. Lägesgivarnas spets mäter limträbalkarnas nedböjning. En så rät vinkel som möjligt på lägesgivarna eftersträvas för att uppnå maximala förskjutningen i vertikalled, se figur 5.1. Givare nummer 1, 2 samt 8 är av typen potentiometrar och mäter med en hundradels millimeters noggrannhet. Givare nummer 3, 4, 5, 6 och 7 är av typen LVDT-givare och mäter med en tusendels millimeters noggrannhet. Nedböjningsintervallet på potentiometrarna är ± 20 mm, samt ± 10 mm för LVDT-givarna.



Figur 5.1: Givarnas numrering, placering $0,5L$ från upplaget.



Figur 5.2: LVDT-givare nummer 5.



Figur 5.3: Potentiometer nummer 2.

5.2 Genomförande

Mätningen påbörjas vid tiden $t=0$, därefter pålastas bjälklaget med avsedd nyttig last, slutligen efter tillräcklig tid för intialdeformation avlastas bjälklaget. Intervallet mellan varje mätvärde bestämdes till 10 minuter, då detta ansågs ge tillräcklig data.

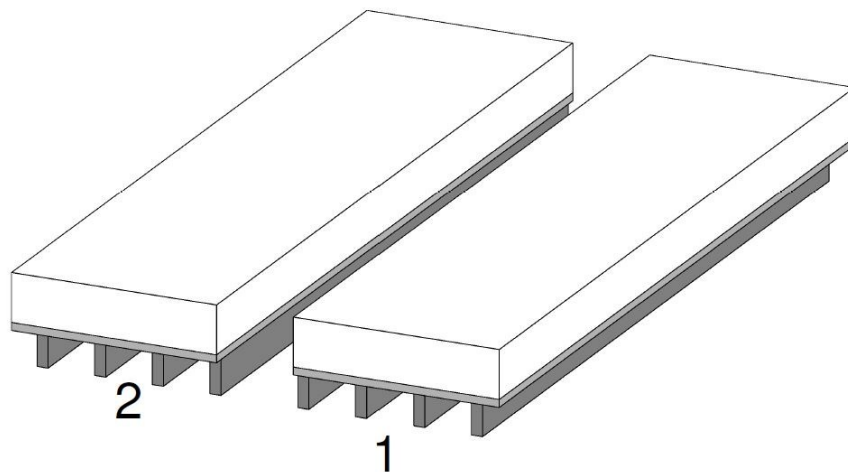
Bjälklaget belastas med 12 grussäckar med en totalvikt på ca 11 ton på en yta av $34,56 \text{ m}^2$, vilket ger en utbredd nyttig last på $3,2 \text{ kN/m}^2$. Varje grussäck har en specifik plats på bjälklaget för minimera variationerna mellan försöken. Säckarna väger inte exakt lika mycket, vilket innebär att lasten inte är exakt jämnt fördelad över bjälklaget.



Figur 5.4: Belastning av bjälklagselement, med hjälp av grussäckar.

5.2.1 Test 1

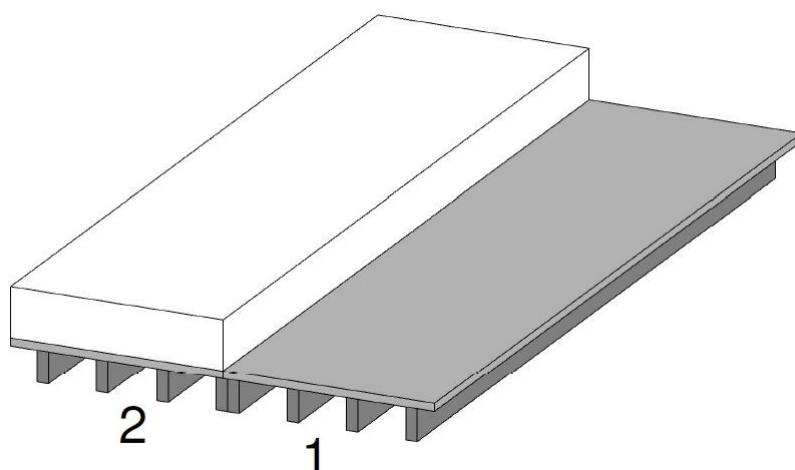
Belastningen sker över båda provkropparna, utan någon infästning mellan elementen. Detta för att kontrollera om de båda elementen har en likvärdig böjstyvhet. Testet genomförs även för att låta den kvarstående deformationen ske och jämföra den beräknade utböjningen med den verkliga.



Figur 5.5: Belastning av separerade provkroppar, test 1.

5.2.2 Test 2

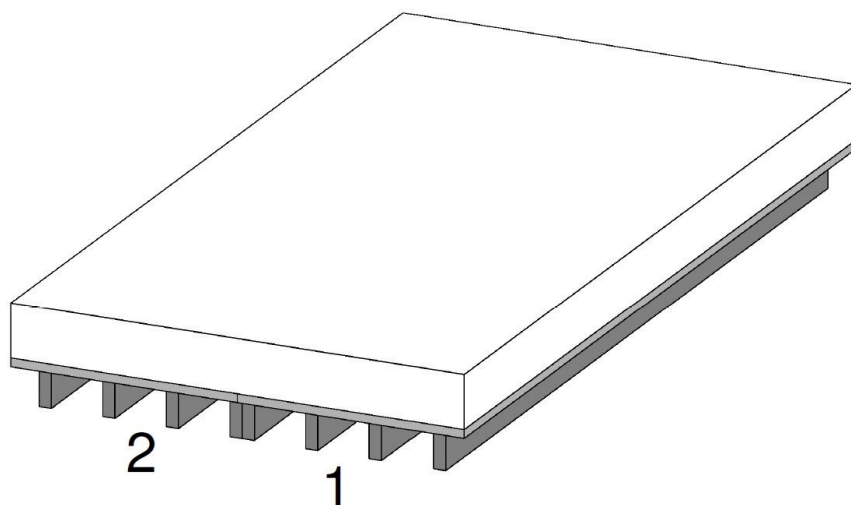
Vid test 2 skall jämförelser av nedböjning vid olika c/c-avstånd på infästningsskruvarna göras. Infästning mellan elementen sker genom skråskruvning med skruvar av typ VGS 11x300 mm, med c/c-avstånd 800, 400 respektive 200 mm. Belastningen sker på endast en provkropp, provkropp 2, under 19 timmar.



Figur 5.6: Belastning av ena bjälklagelementet med infästingsskruvar, test 2.

5.2.3 Test 3

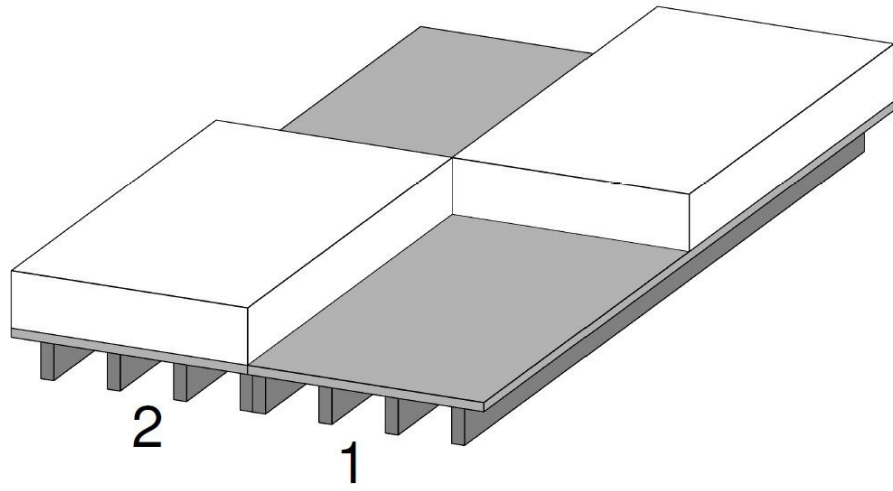
I test 3 belastas båda bjälkagen, det vill säga provkropp 1 och 2. Infästningsavståndet mellan VGS-skrivarerna är 200 mm. Nedböjningen som erhålls jämförs med den teoretiska nedböjningen och en uppmätt böjstyvhet samt samverkansgraden kan bestämmas.



Figur 5.7: Belastning av båda bjälklagelementen med infästingsskruvar, test 3.

5.2.4 Test 4

Vid test 4 sker belastning diagonalt över provkropp 1 och 2. Infästningsavståndet mellan elementen är 200 mm. Detta i syfte att kontrollera beteendet på bjälklaget.



Figur 5.8: Diagonalbelastning av bjälklagselementen med infästingsskruvar.

5.3 Resultat nedböjning

Nedböjning för potentiometrar (givare: 1,2 och 8) har ett lägre värde före belastning och nedböjning registreras som ett högre värde. LVDT-givarna har ett högre värde innan pålastning och minskar med nedböjningen, skillnaderna beror på hur de är kalibrerade och utgångsläge för givarspetsen.

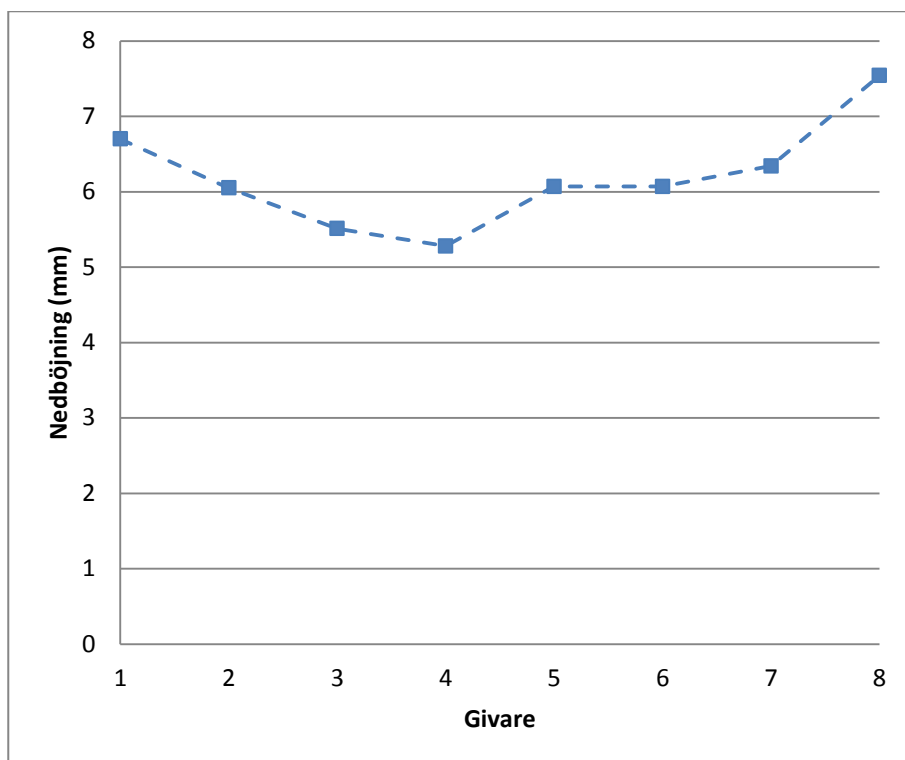
5.3.1 Test 1

Test 1 syftar till att kontrollera skillnader mellan de olika bjälklagselementen, detta genom nedböjningen som sker vid pålastning. I tabell 5.1 ses den maximala nedböjningen som uppstod under testet vid respektive givare.

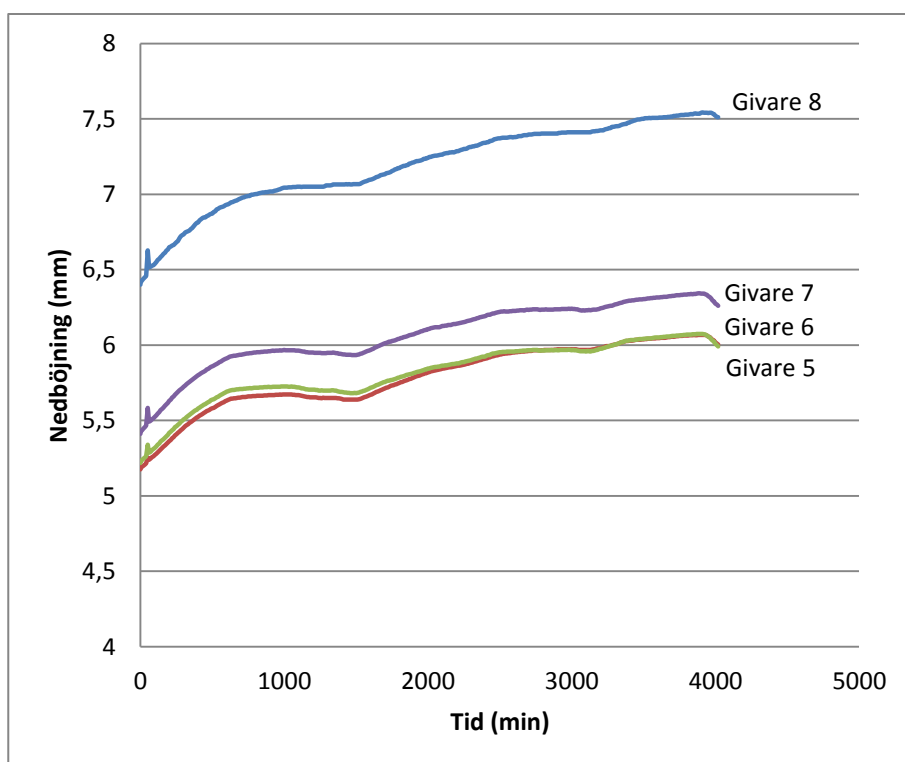
Tid för utfört test: 2015-05-08, 12:28:15 - 2015-05-11, 09:48:21

Tabell 5.1: Maximal nedböjning vid varje givare.

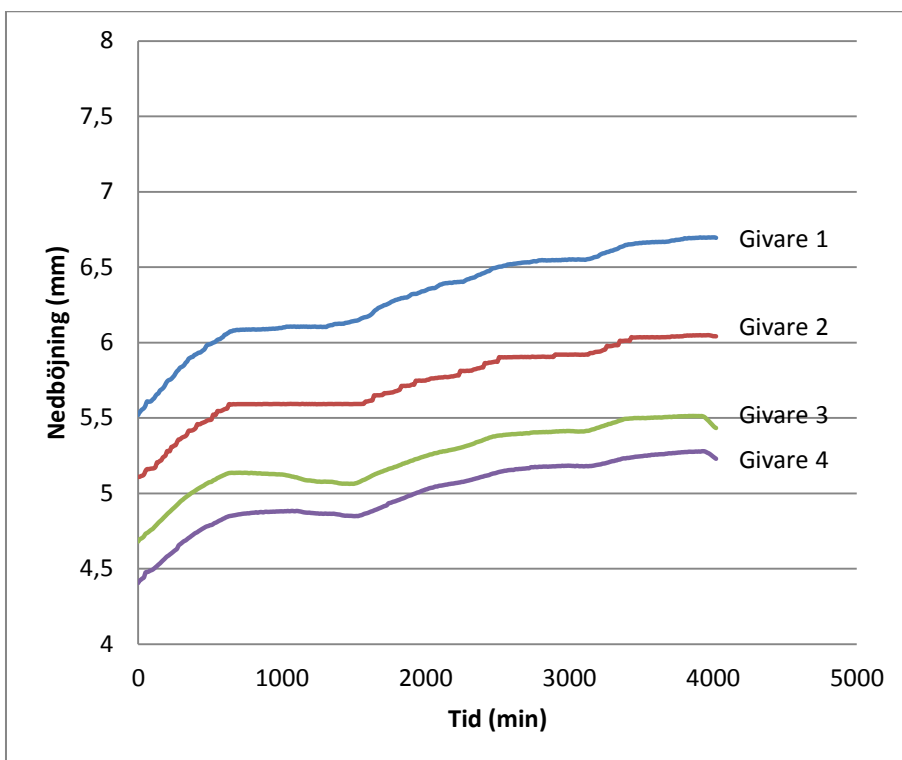
Givare	Värde före	Värde efter	Nedböjning (mm)
1	23,48	30,18	6,70
2	1,85	7,90	6,05
3	12,77	8,28	5,51
4	10,74	5,46	5,28
5	8,09	2,02	6,07
6	10,62	4,55	6,07
7	9,65	3,31	6,34
8	12,77	20,31	7,54
Medel			6,195



Figur 5.9: Maximal nedböjning vid varje givare.



Figur 5.10: Diagram för nedböjning över tid, element 1.



Figur 5.11: Diagram för nedböjning över tid, element 2.

5.3.2 Test 2

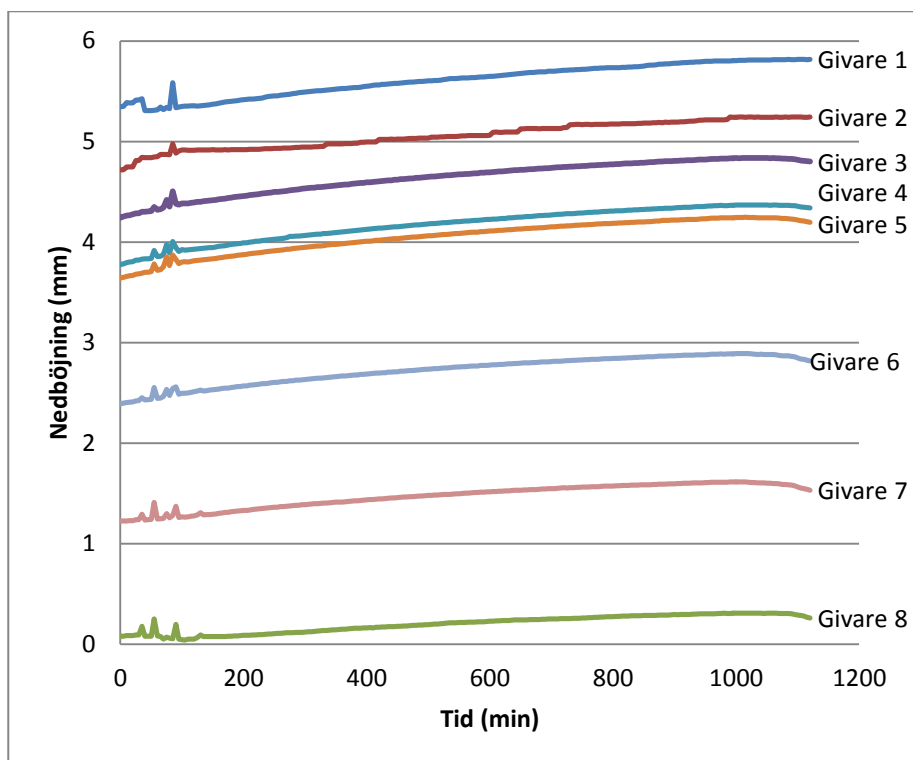
5.3.2.1 Nedböjning med skråskruvning c/c 800

I tabell 5.2 ses den maximala nedböjningen som uppstod under testet vid respektive givare.

Tid för utfört test: 2015-05-11, 14:03:00 - 2015-05-12, 08:48:00

Tabell 5.2: Maximal nedböjning vid varje givare.

Givare	Värde före	Värde efter	Nedböjning (mm)
1	24,78	30,60	5,82
2	2,93	8,17	5,24
3	7,54	2,70	4,84
4	10,14	5,77	4,37
5	6,89	2,64	4,25
6	9,52	6,63	2,89
7	8,57	6,96	1,61
8	15,03	15,28	0,25



Figur 5.12: Diagram för nedböjning över tid element 1 och 2.

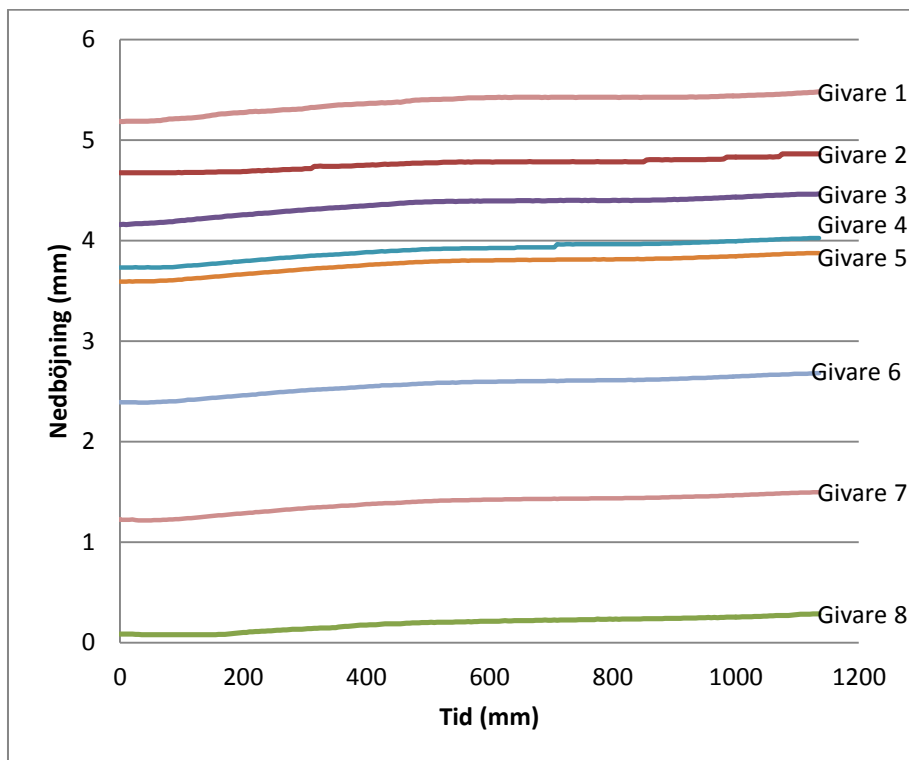
5.3.2.2 Nedböjning med skråskruvning c/c 400

I tabell 5.3 ses den maximala nedböjningen som uppstod under testet vid respektive givare.

Tid för utfört test: 2015-05-12, 11:28:34 - 2015-05-13, 06:28:58

Tabell 5.3: Maximal nedböjning vid varje givare.

Givare	Värde före	Värde efter	Nedböjning (mm)
1	25,3	30,78	5,48
2	3,45	8,32	4,87
3	7,02	2,56	4,46
4	9,69	5,66	4,03
5	6,39	2,51	3,88
6	9,20	6,52	2,68
7	8,36	6,86	1,5
8	19,55	19,84	0,29



Figur 5.12: Nedböjning över tid element 1 och 2.

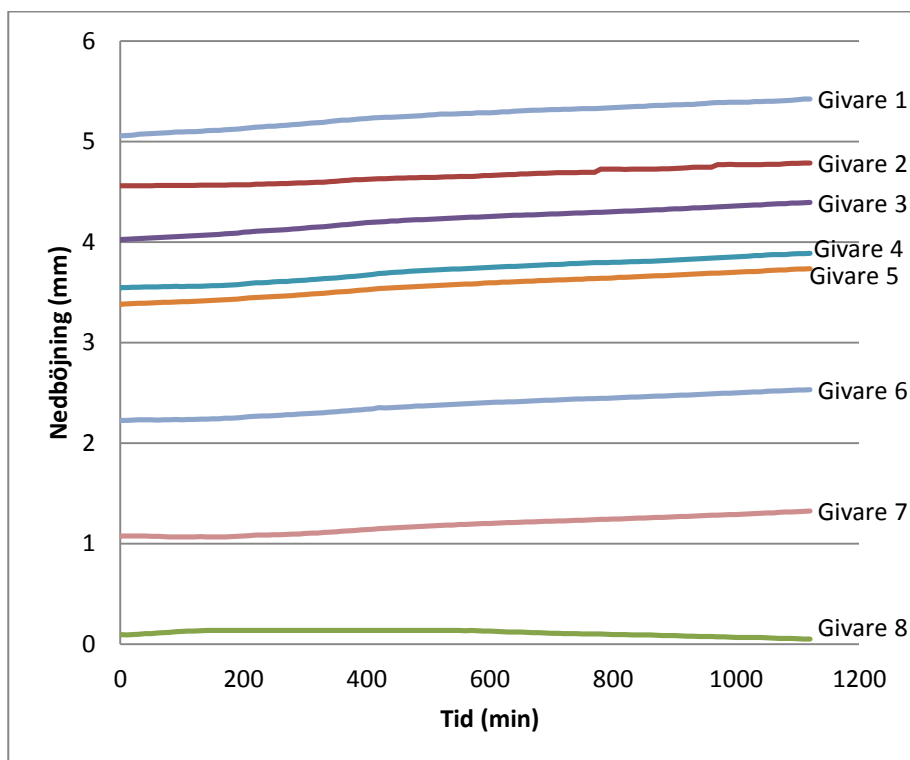
5.3.2.3 Nedböjning med skråskruvning c/c 200

I tabell 5.4 ses den maximala nedböjningen som uppstod under testet vid respektive givare.

Tid för utfört test: 2015-05-18, 11:36:20 - 2015-05-19, 06:26:32

Tabell 5.4: Maximal nedböjning vid varje givare.

Givare	Värde före	Värde efter	Nedböjning (mm)
1	25,89	31,31	5,21
2	3,87	8,66	4,79
3	6,79	2,40	4,39
4	9,44	5,55	3,89
5	6,10	2,37	3,73
6	8,71	6,18	2,53
7	7,70	6,38	1,32
8	20,45	20,40	0,05



Figur 5.13: Nedböjning över tid element 1 och 2.

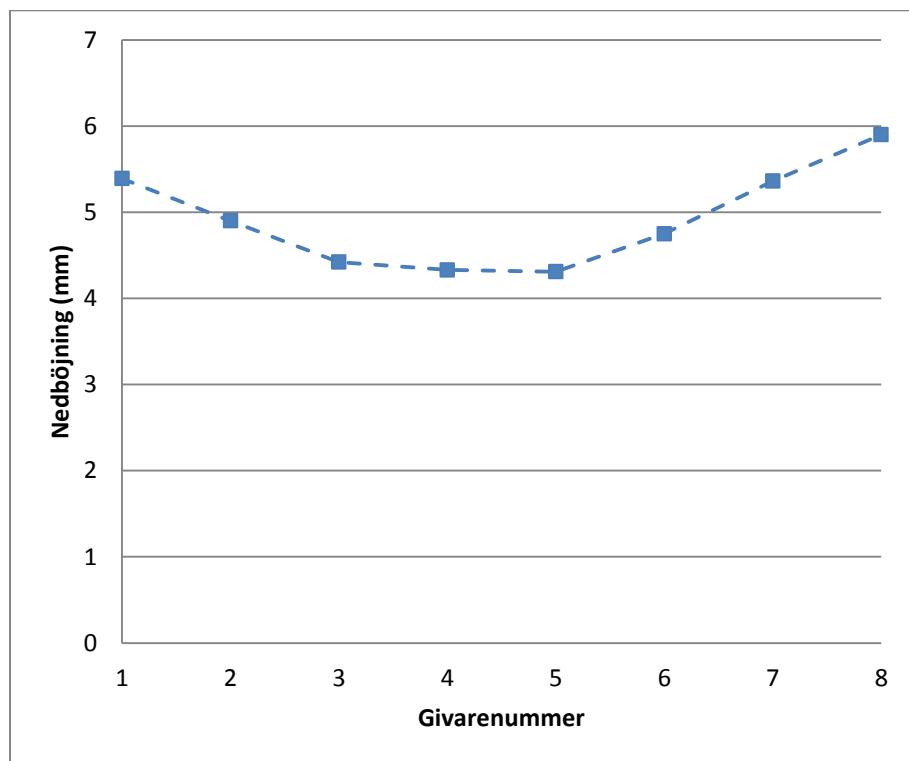
5.3.3 Test 3

I tabell 5.5 ses den maximala nedböjningen som uppstod under testet vid respektive givare.

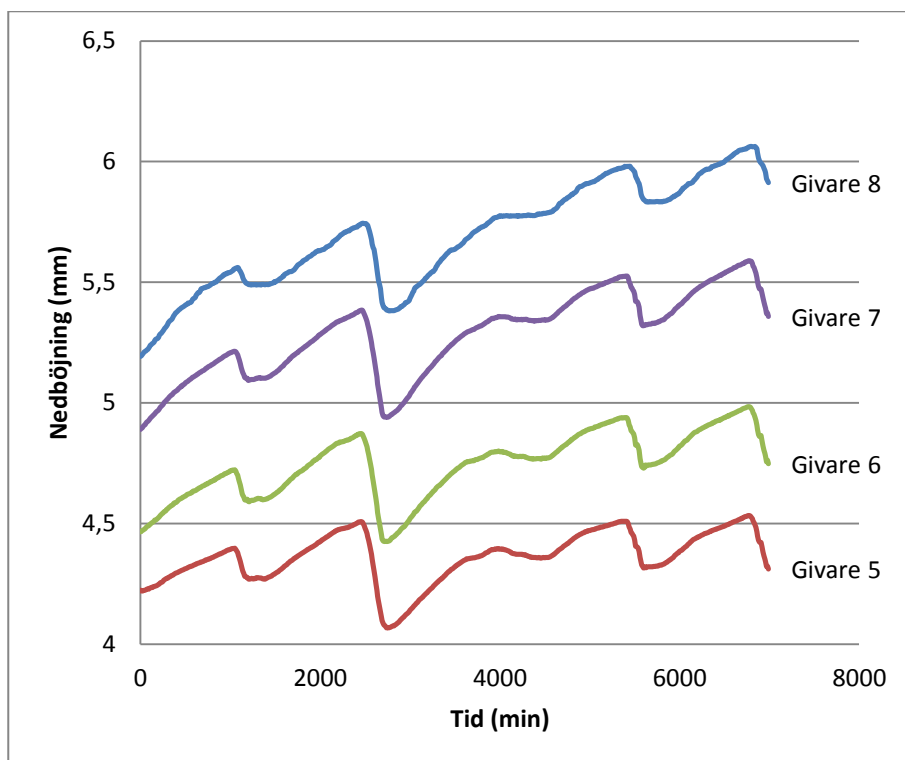
Tid för utfört test: 2015-05-13, 12:36:24 - 2015-05-18, 09:15:35

Tabell 5.5: Maximal nedböjning vid varje givare.

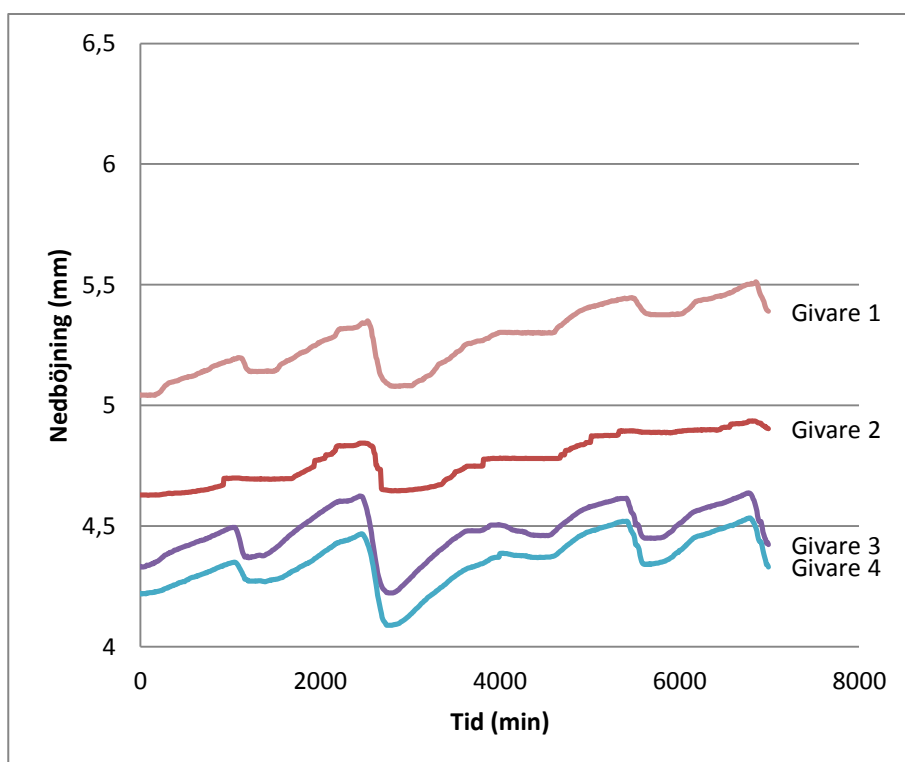
Givare	Värde före	Värde efter	Nedböjning (mm)
1	25,48	30,99	5,51
2	3,68	8,62	4,94
3	6,83	2,19	4,64
4	9,50	4,97	4,53
5	6,14	1,61	4,53
6	9,00	4,01	4,98
7	8,18	3,29	4,89
8	19,74	25,80	6,06
Medel			5,01



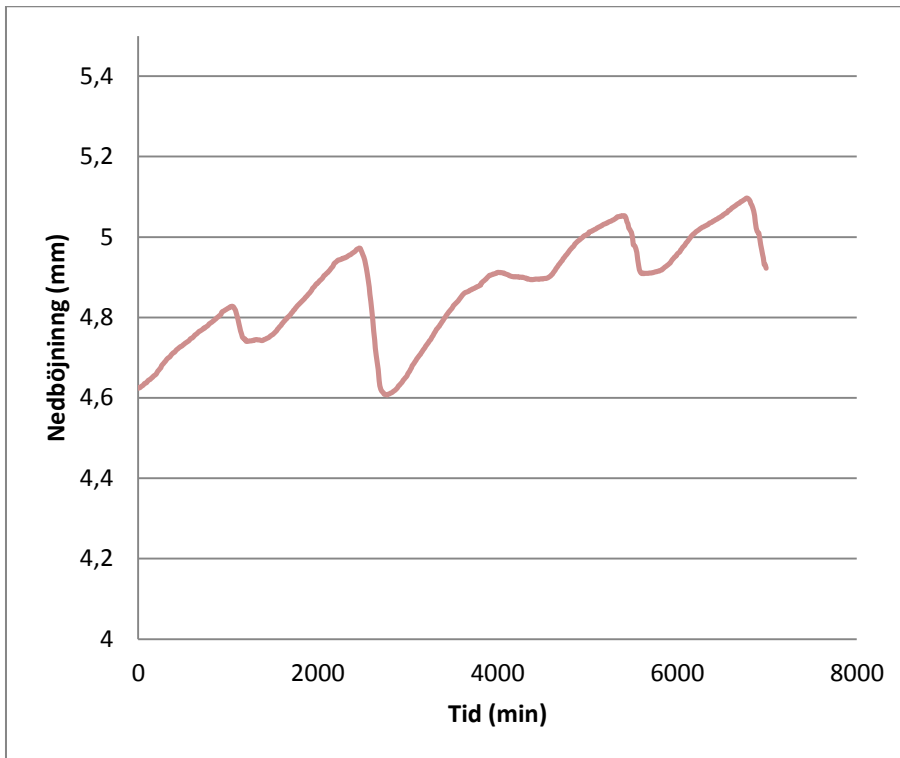
Figur 5.15: Maximal nedböjning vid varje givare.



Figur 5.16: Nedböjning över tid element 1.



Figur 5.17: Nedböjning över tid element 2.



Figur 5.18: Genomsnittlig nedböjning över tid för båda elementen.

5.3.4 Test 4

I tabell 5.6 ses den maximala nedböjningen som uppstod under testet vid respektive givare.

Tid för utfört test: 2015-05-19, 10:31:54 - 2015-05-19, 11:41:01

Tabell 5.6: Maximal nedböjning vid varje givare.

Givare	Värde före	Värde efter	Nedböjning (mm)
1	26,00	28,63	2,63
2	4,12	6,91	2,79
3	6,45	23,53	3,05
4	9,12	3,40	3,39
5	5,82	2,36	3,46
6	8,66	5,41	3,25
7	7,77	4,65	3,12
8	20,55	23,53	2,98

6 Dynamisk Provning

Dynamiska tester används för att analysera ljud och vibrationer som uppstår i bjälklaget vid olika laster, placering av laster samt olika c/c-avstånd på skruvar mellan bjälklagselement. Testerna som genomförs repeteras under liknande förhållanden, det vill säga: samma placering av den piezoelektriska accelerometern, samt samma mätpunkter.

Kontroll av den första egenfrekvensen för olika utföranden och lastförhållanden och jämförelse av hur egenfrekvensen och svängningarna varierar genomförs.

6.1 Provutrustning och provuppställning

Utrustning som används vid de dynamiska testerna är: en piezoelektrisk accelerometer av typen 4524-B från Brüel & Kjaer [18], en impulshammare av typ 8208 från Brüel & Kjaer med en halvmjuk spets [19], en modul av typen 3050-A-060 Brüel & Kjaer [20] samt programvara av typen Pulse LabShop version 19.0.0.128 och Pulse Reflex från Brüel & Kjaer.



Figur 6.1: Piezoelektrisk accelerometer.

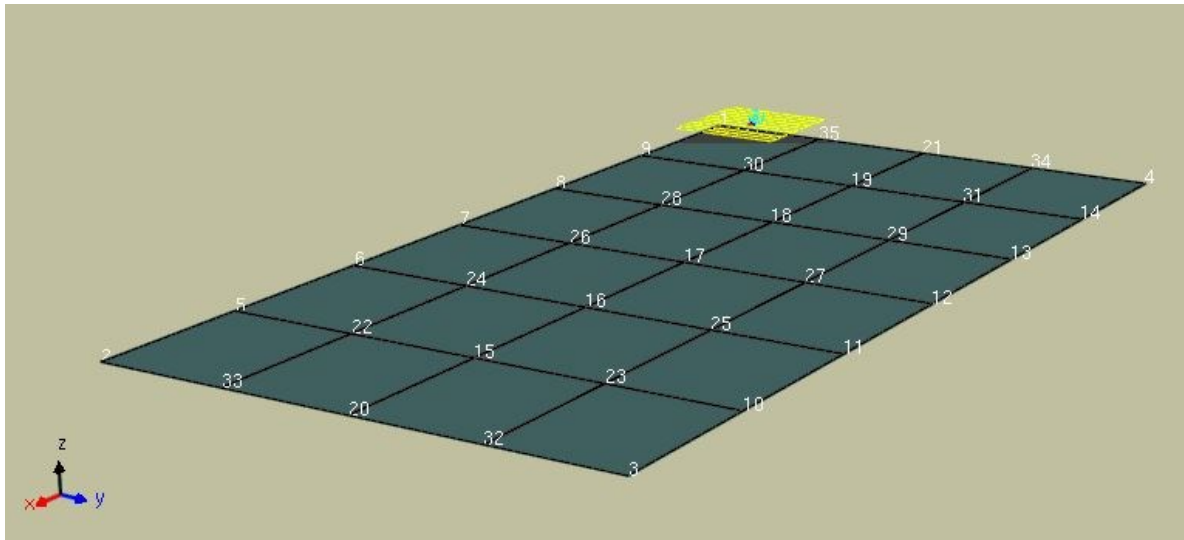


Figur 6.2: Impulshammare med halvmjuk spets.



Figur 6.3 Lan XI Modul med 6 kanaler.

Mätningarna med impulshammaren sker på 35 olika punkter där 3 mätningar görs i varje punkt enligt figur 6.4.



Figur 6.4: Geometri och mätpunkter för bjälklaget.

6.2 Genomförande

Accelerometern monteras på mitten av ett bjälklagelement i punkt 27 enligt figur 6.1, med hjälp av ett tvåkomponentslim. I programvaran Pulse LabShop så modelleras mätpunkterna på bjälklaget upp och det anges i vilken riktning impulsen sker, de flesta impulserna ges i Z+ led.

I varje mätpunkt skall tre impulser från impulshammaren genereras, det är viktigt att inget material vilar på bjälklaget, detta eftersom accelerometern då detekterar materialet och frekvensresponsen påverkas. Då tre detekteringar görs i varje mätpunkt kan koherensen mellan varje mätning undersökas.

För att kunna genomföra de dynamiska testerna görs antagandet att utbredningen av impulserna sker linjärt igenom hela bjälklaget.

6.3 Resultat dynamisk provning

De resultat som erhålls från testerna visar egenmoderna, dämpningen, komplexiteten för svängningarna samt hur svängningsamplituden varierar över ett element. Det som är mest intressant är den första egenfrekvensen och hur amplituden på svängningarna ter sig för provkroppen.

6.3.1 Egenfrekvens utan skråskruvning, ingen last

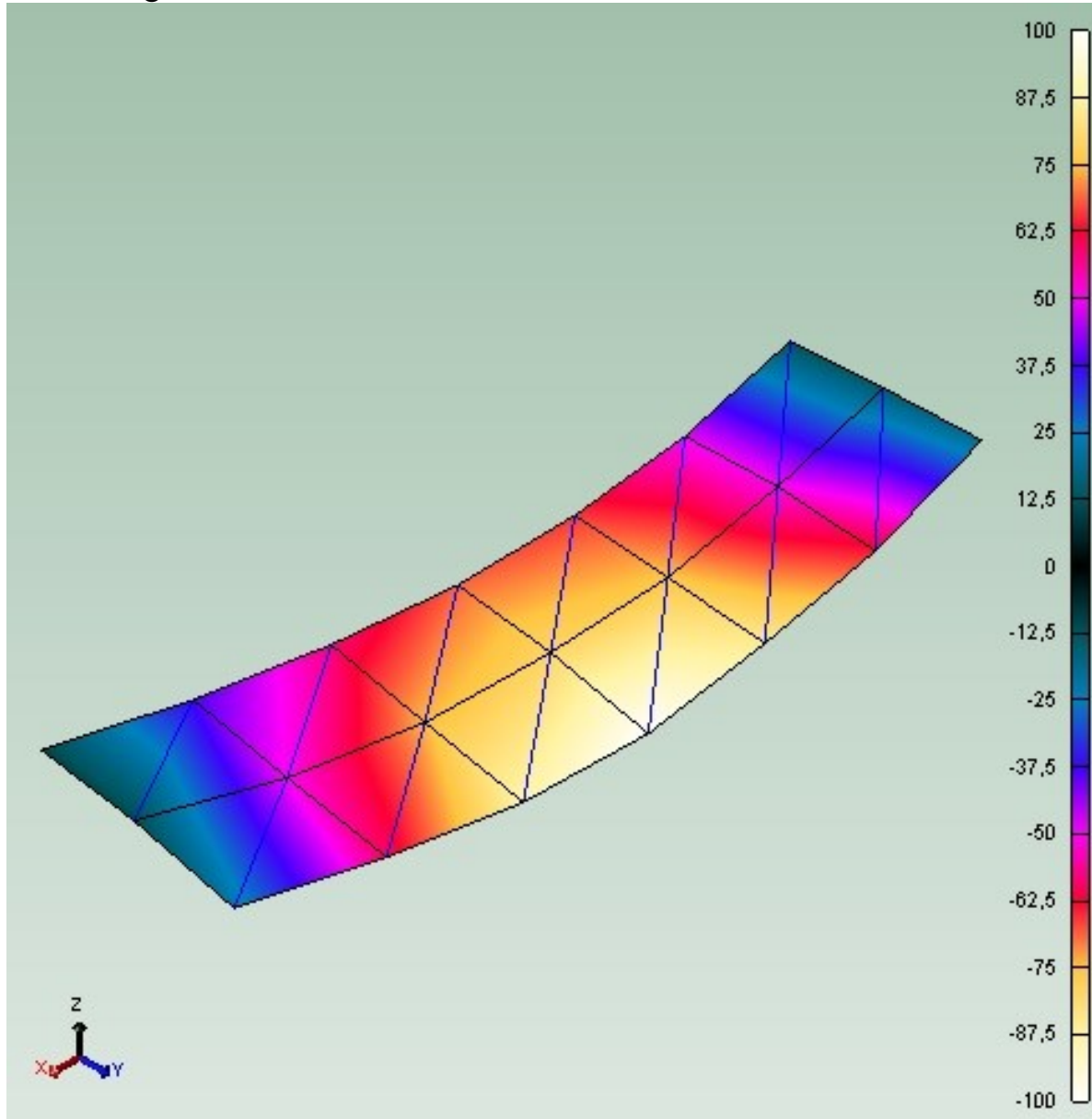
Resultatet på de tio första egenmoderna som programmet Pulse Reflex beräknar utifrån genomförd provning på bjälklaget redovisas i tabell 6.1.

Tabell 6.1: De olika egenmodernas egenfrekvens, dämpning samt komplexitet.

Mode	Damped Frequency (Hz)	Damping (%)	Description	Complexity	Parameter Estimation Method
1	9,22534	2,58450		0,05816	Rational Fraction Polynomial-Z
2	13,18781	3,27107		0,79785	Rational Fraction Polynomial-Z
3	23,28651	3,68583		0,17296	Rational Fraction Polynomial-Z
4	24,22762	3,29397		0,13078	Rational Fraction Polynomial-Z
5	35,69893	1,49453		0,10394	Rational Fraction Polynomial-Z
6	44,65527	3,24734		0,23192	Rational Fraction Polynomial-Z
7	54,11144	2,21902		0,29554	Rational Fraction Polynomial-Z
8	64,84992	2,19874		0,64907	Rational Fraction Polynomial-Z
9	65,69739	1,55656		0,85466	Rational Fraction Polynomial-Z
10	77,17319	1,51893		0,52038	Rational Fraction Polynomial-Z

Det som är mest relevant för nyttjande av bjälklag är egenfrekvensen för den första moden. Egenfrekvensen har beräknats i kapitel 4.10 samt i ett tidigare arbete med hjälp av finita elementmetoden, dessa värden kan jämföras med de erhållna värdena från provningen.

I resultatet från Reflex erhålls även en simulering av hur bjälklaget reagerar för olika frekvenser. Det som är tydligt för det provade bjälklaget är att en sida har större amplitud på svängningarna, trots avsaknad av last se figur 6.5. Detta beror på att denna sida har en lokalt lägre böjstyvhet på grund av utformningen av elementet.



Figur 6.5: Mod 1: 9,23 Hz.

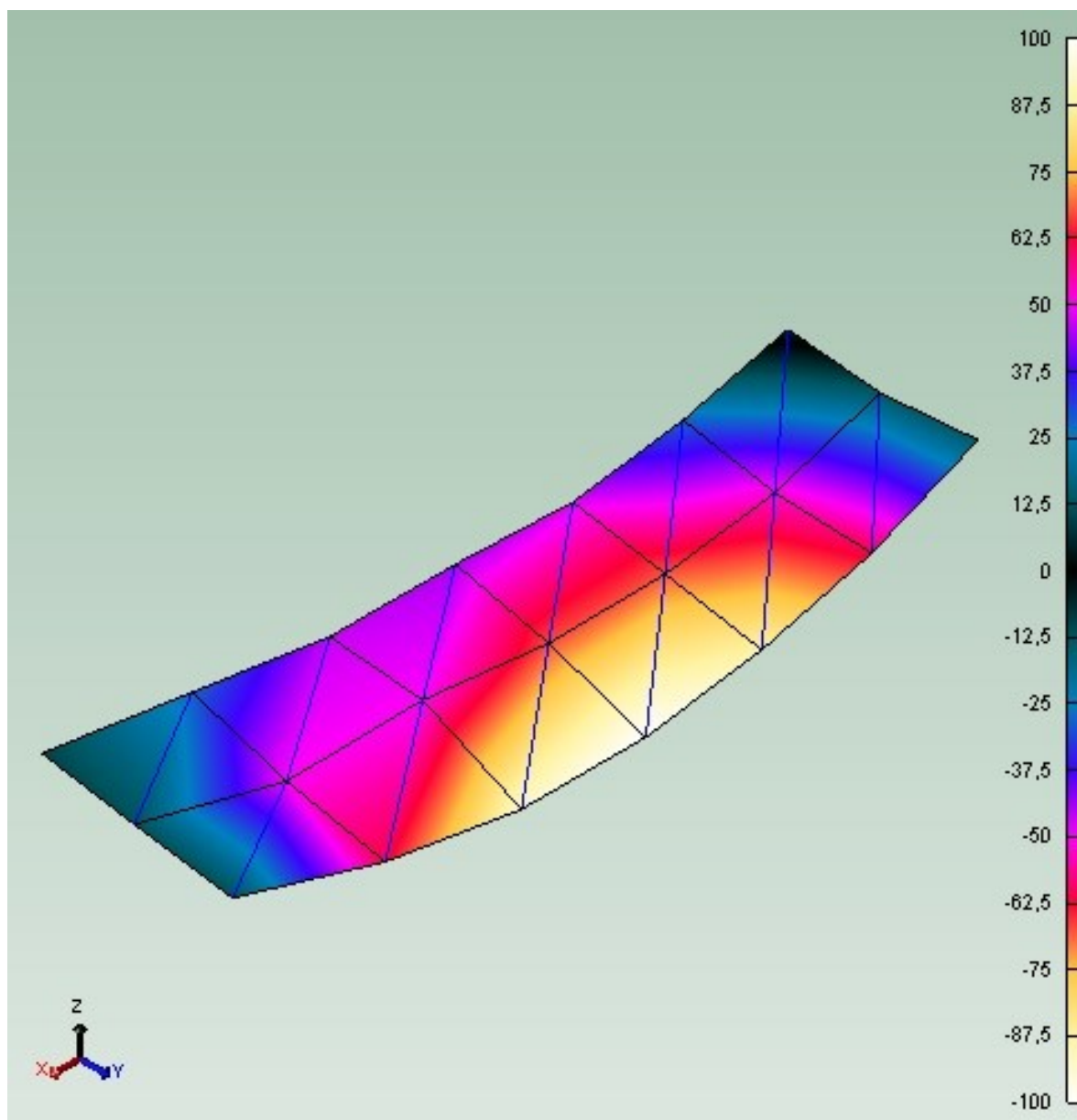
6.3.2 Egenfrekvens utan skråskruvning, lasttyp I

Responsen på ett bjälklagselement förändras beroende på lastfördelning och laststorlek, provningarna för ett element med en utbredd last på $3,2 \text{ kN/m}^2$ ger moder som redovisas i tabell 6.2.

Tabell 6.2: De olika egenmodernas egenfrekvens, dämpning samt komplexitet.

Mode	Damped Frequency (Hz)	Damping (%)	Description	Complexity	Parameter Estimation Method
1	6,27340	1,71335		0,20499	Rational Fraction Polynomial-Z
2	27,82201	4,90074		0,51121	Rational Fraction Polynomial-Z
3	35,40559	6,30242		0,32506	Rational Fraction Polynomial-Z
4	48,55099	8,15902		0,29819	Rational Fraction Polynomial-Z
5	53,30351	6,08111		0,13388	Rational Fraction Polynomial-Z
6	63,47726	4,08778		0,54680	Rational Fraction Polynomial-Z
7	64,26975	10,53863		0,16423	Rational Fraction Polynomial-Z
8	67,71086	3,95341		0,22494	Rational Fraction Polynomial-Z
9	80,65500	5,19920		0,10054	Rational Fraction Polynomial-Z
10	85,84573	3,89534		0,18056	Rational Fraction Polynomial-Z

När bjälklaget pålastas med en nyttiglast på $3,2 \text{ kN/m}^2$ blir egenfrekvensen för den första egenmoden 6,27 Hz. Det är ca 1,7 Hz lägre än rekommenderad egenfrekvens för första moden i ett bjälklag.



Figur 6.6: Mod 1: 6,27 Hz.

7 Diskussion

7.1 Analys av statistiska tester

7.1.1 Test 1

Syftet med test nummer 1 där bjälklagselementen pålastades var för sig utan infästning mellan elementen, var att kontrollera att inga större skillnader i böjstyvheten hos provkropparna förekom. Skillnaden på böjstyvheten på elementen kan kontrolleras genom en jämförelse av nedböjningen på en limträbalk, med nedböjningen på limträbalken på motsvarande position för det spegelvända elementet. Det vill säga en jämförelse mellan givare 1 och 8, 2 och 7 osv, se figur 5.1. I tabell 5.1 kan skillnader mellan element 1 och 2 tydligt avläsas, detta visas i tabell 7.1 och i figur 5.6-5.7.

Tabell 7.1: Skillnader nedböjning bjälklagselement.

Givare	Givare	Bjälklagselement		Skillnad nedböjning (mm) 1-2
		1	2	
1	8	6,7	7,54	-0,84
2	7	6,05	6,34	-0,29
3	6	5,51	6,07	-0,56
4	5	5,28	6,07	-0,79

I tabell 7.1 kan man avläsa att nedböjningen är större för bjälklagselement 2 och slutsatsen dras att det har en något lägre böjstyvhet än bjälklagselement 1. Detta tros beror på skillnader i tillverkningsprocessen, där två olika typer av metoder provades varav en är beskriven i kapitel 3.1.

Test 1 syftade även till att låta eventuella glapp sätta sig och låta den initiala krypningen ske, för att minimera risk för felkällor i efterföljande tester.

I figur 5.9 kan man avläsa att nedböjningen är störst vid givare 1 och 8, det beror på en lokalt lägre böjstyvhet, på grund av limträbalkarnas placering i betongplattan.

Abnormiteten i början av grafen i figur 5.10 beror förmodligen på att de dynamiska testerna genomfördes i samband med mätning av nedböjning, då momentet krävde att en person rörde sig ovanpå bjälklaget. Även en abnormiteten kan avläsas i graf 5.10 samt 5.11 vid ca 1000 minuter, detta tros beror på fukt och temperaturförändringar som varierar med tiden. De stora temperaturskillnader tros orsakas av ett stort fönster som ger stor solinstrålning under dagen samt hög nattutstrålning under nätterna.

7.1.1.1 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt nedböjning

Den beräknade nedböjningen för delvis samverkan och en utbredd last på 3,2 kN/m² kan jämföras med resultatet från test 1. I kapitel 4.7 beräknades nedböjningen till 4,41 mm. Provresultatet gav en genomsnittlig nedböjning på bjälklagselementet på 6,19 mm, skillnaden mellan beräknad och uppmätt nedböjning blir således: $6,19 - 4,41 = 1,78$ mm. En jämförelse med den uppmätta nedböjningen från testet, ger en procentuell skillnad på 29 % gentemot det beräknade.

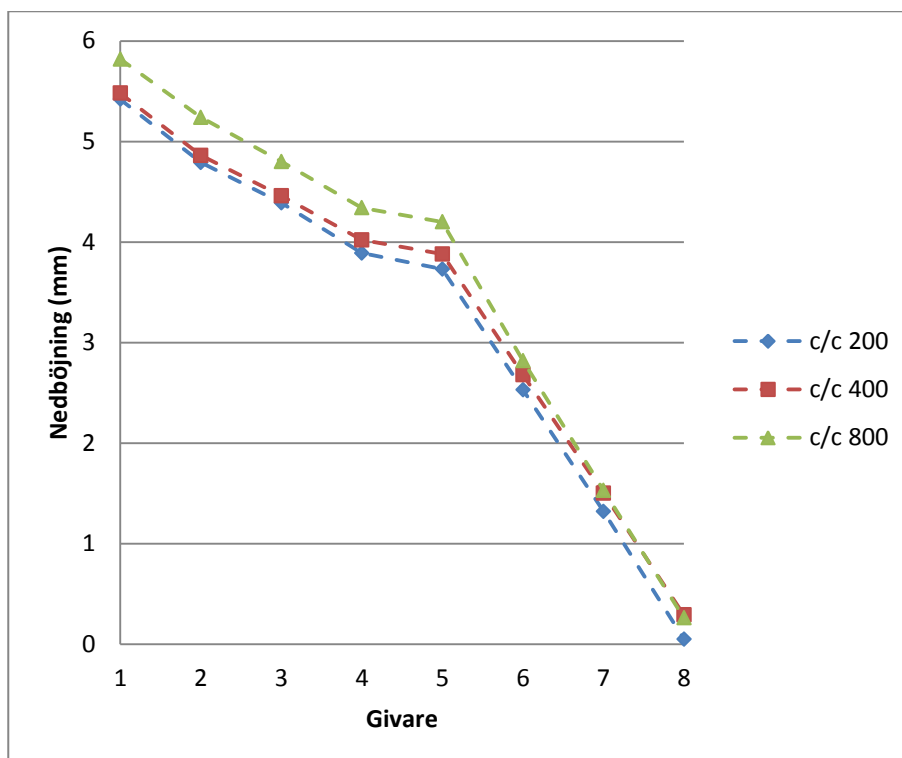
En orsak till detta är variation och osäkerheter i materialegenskaper. En annan bidragande orsak kan vara att krypningen inte tas i beaktande för det beräknade värdet. Det vill säga att beräknat värde är den initiala utböjningen och resultatet från provningen gav en medelnedböjning över tid där en del av krypdeformationen påverkar utböjningen. Avläsning av den momentana medelnedböjningen direkt efter pålastning (tiden $t=0$) utan större krypdeformation ger en nedböjning på 5,24 mm. Den momentana nedböjningen kan jämföras med det beräknade värdet och skillnaden uppgår till 15,8 %.

7.1.2 Test 2

Syftet med test 2 var att kontrollera hur infästningsskruvarna mellan elementen fördelar lasten till limträbalkarna över hela bjälklaget när endast ett element belastas. Det som kan avläsas i resultaten från kapitel 5.3.2 är att ett c/c-avstånd på 200 mm ger en något jämnare nedböjning över hela bjälklagselementet jämfört med c/c-avstånd på 800 mm och 400 mm.

Tabell 7.2: Nedböjning vid de olika mätpunkterna för olika c/c-avstånd.

Givare	Nedböjning c/c 800 (mm)	Nedböjning c/c 400 (mm)	Nedböjning c/c 200 (mm)
1	5,82	5,48	5,21
2	5,24	4,87	4,79
3	4,84	4,46	4,39
4	4,37	4,03	3,89
5	4,25	3,88	3,73
6	2,89	2,68	2,53
7	1,61	1,5	1,32
8	0,25	0,29	0,05



Figur 7.1: Maximal nedböjning vid olika givare med olika infästningsavstånd.

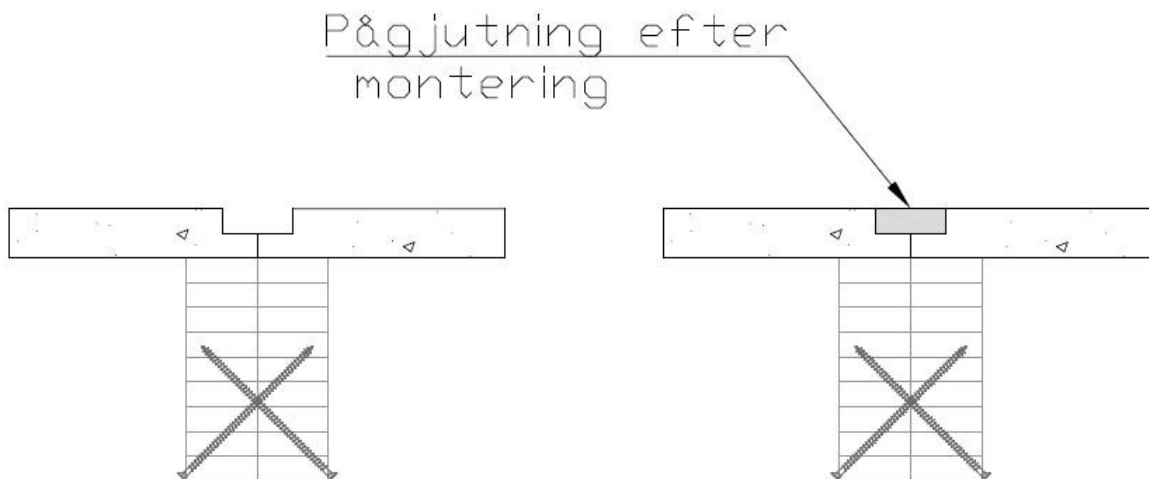
Det som kan avläsas i tabell 7.2 och i figur 7.1, är att fördelningen av lasten är mer effektiv med ett mindre c/c-avstånd, detta då skillnaden i utböjning mellan mätpunkterna är mindre. Skillnaden är dock liten.

Då momentet för montering är besvärligt samt ergonomiskt obekvämt kan inte ett c/c-avstånd på 200 mm motiveras. Även materialkostnaden för skruvar bör tas i beaktande samt tiden för montage, följaktligen anses ett större c/c-avstånd än 200 mm vara rekommenderat.

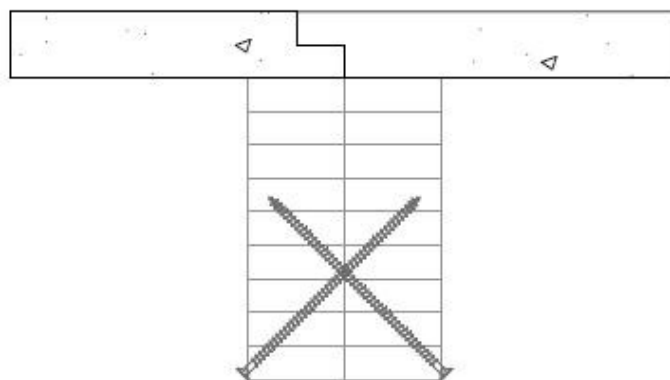
Skruvarna som nyttjades för montage hade ingen hopdragningsseffekt utan fungerade endast som förbindare. Eftersom skruvarna inte drar ihop elementen skapas en glipa mellan limträbalkarna och betongplattorna, detta är icke optimalt ur akustisk synpunkt. Springan riskerar att orsaka att ljudläckage kan uppstå mellan de olika våningsplanen och en låg luftljudsisolering erhålls. Detta kan avhjälpas med skruvar som har en hopdragningsseffekt.

Genom att åtgärda springan mellan betongplattorna samt limträbalkarna uppnår man även en bättre isolering för att motverka en temperaturökning vid brand från den varma sidan till den kalla (benämns I för brandklassning av konstruktioner). Även integriteten påverkas vid en springa mellan elementen och tätheten mot flammor och skadliga rökgaser vid en standardbrand försämras (benämns E för brandklassning av konstruktioner).

Ljudegenskaperna kan antagligen förbättras med en fog mellan elementen men det resulterar i ytterligare arbetsmoment vid montage. Rekommenderbart för att undvika problem med integritet, isolering vid brand samt de akustiska egenskaperna för bjälklagselementet är att ändra utformningen på anslutningen för betongplattan, förslag se figur 7.2 samt 7.3.



Figur 7.2: Alternativ lösning i utformningen av anslutningen, påggjutning.



Figur 7.3: Alternativ lösning II för utformning av anslutning, överlappning.

Nackdelen med påggjutningsalternativet är det extra moment som tillkommer på arbetsplatsen vid montage. Nackdelen med en överlappande anslutning är ökat krav på precision vid tillverkning av elementet.

En abnormitet som kan avläsas i figur 5.12 är ett ”hopp” i deformationen, detta beror på ett sällskap som besökte laborationssalen och ville prova styvheten på bjälklaget samt hur det upplevdes att gå på.

7.1.3 Test 3

Test 3 syftar till att kontrollera den uppmätta samverkansgraden mellan betongplattan och limträbalkarna med två stycken bjälklagselement som är hopskruvade med ett c/c-avstånd på 200 mm. Den procentuella andelen

Samverkan vid provning kan jämföras med den beräknade enligt Eurokod 5 bilaga B [13], och hur väl dessa överensstämmer kan kontrolleras. Antagande har tidigare gjorts om att tvärsnittet kan betraktas som en balk med ett mekaniskt förband, antagandandets kan kontrolleras.

Den uppmätta böjstyvheten på bjälklaget kan beräknas då nedböjningen är känd och beräknas med följande samband:

$$v = \frac{5ql^4}{384EI_{uppmätt}}$$

Medelnedböjningen för samtliga limträbalkar är 5,01 mm, följaktligen blir den uppmätta böjstyvheten följande:

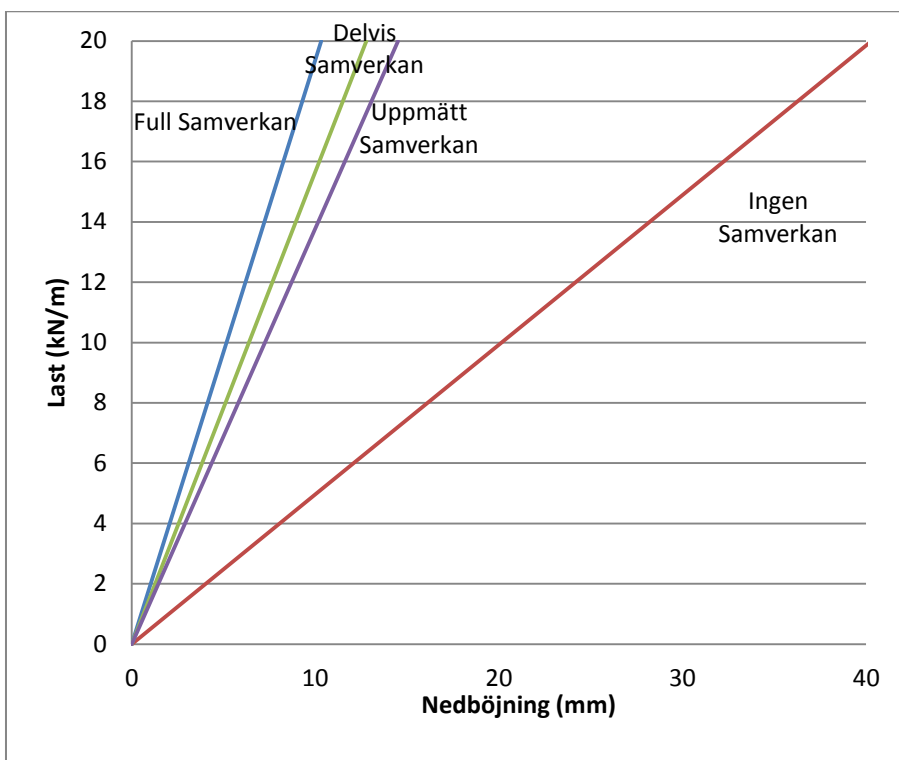
$$EI_{uppmätt} = \frac{5ql^4}{384 \cdot v} = \frac{5 \cdot 6,91 \cdot 10^3 \cdot 8^4}{384 \cdot 0,00501} = 73559548 \text{ Nm}^2$$

Den beräknade böjstyvheten är 84884124 Nm², felmarginalen uppgår då till 13,5 %.

Samverkansgraden mellan betongplattan och limträbalkarna kan bestämmas när en uppmätt böjstyvhet har tagits fram.

$$\eta = \frac{EI_{uppmätt} - EI_0}{EI_{\infty} - EI_0} = \frac{73559548 - 26475840}{103319395 - 26475840} = 61\%$$

Antagandet att tvärsnittet kan betraktas som en balk med mekaniskt förband kan betraktas som korrekt då skillnaden mellan provning och beräkning uppgår till 21 %.



Figur 7.4: Diagram över samverkansgrad.

I figur 7.4 kan en jämförelse mellan olika samverkansgrader, samt nedböjning för olika laster göras.

Nedböjningen som uppstår under provning skall kontrolleras mot de krav som ställs på nedböjning i Eurokod. Kravet för initiell nedböjning vid bruksgränstillstånd är $\frac{l}{300} - \frac{l}{500} = 16 - 27 \text{ mm}$ [13]. Den maximala nedböjningen vid provningen uppmättes till $6,06 \text{ mm} < 16-27 \text{ mm}$ och bjälklaget klarar kravet som ställs på den omedelbara utböjningen. Slutsatsen som kan dras från figur 7.4 är att bjälklaget är styvt och klarar med god marginal de krav som ställs på initiell nedböjning. Långtidsnedböjningen har inte undersökts.

Anslutningsdetaljen mellan upplaget och betongplattan (se bilaga 9.10) kan vara en dimensionerande faktor, då det är stora spännvidder och hög egentynghet. Detta har inte undersökts i arbetet, men anslutningen klarade belastningen i försöken utan tecken på skador.

I figur 5.15 kan man avläsa att nedböjningen är som störst vid givare 1 samt 8. Detta beror på en lokalt lägre styvhet, på grund av bjälklagselementets utformning.

I figur 5.16 samt 5.17 sker en abnormitet som varierar med tiden. Troligtvis beror det på flertalet aspekter såsom luftfuktighet och temperatur vilket påverkar limträbalkarna.

7.1.3.1 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt nedböjning

Den beräknade nedböjningen för delvis samverkan med en utbredd last på 3,2 kN/m² kan jämföras med resultatet från statistiskt test 3. I kapitel 4.5 beräknades nedböjningen till 4,41 mm. Provresultatet gav en genomsnittlig nedböjning på bjälklagselementet på 5,01 mm, skillnaden mellan beräknad och uppmätt nedböjning blir således: 5,01 – 4,41 = 0,6 mm. En jämförelse med den uppmätta nedböjningen ger att den är 12 % större än den beräknade nedböjningen. Vid avläsning av den momentana medelnedböjningen direkt efter pålastning (tiden $t=0$) utan krypdeformation fås en nedböjning på 4,62 mm. Den momentana nedböjningen kan jämföras med beräknat värdet som är 4,5 % större.

Troligen beror den låga felmarginalen på att bjälklagselementen har belastats under lägre tid och av flertalet lastfall, vilket resulterat till att en del krypning redan skett vilket leder till att den uppmätta deformationen blir mindre.

7.1.3.2 Längsta spännvidd med uppmätt böjstyvhet

Beräkningar görs med hjälp av sambandet

$$v = \frac{5ql^4}{384EI_{ef}}$$

Med kravet $\frac{l}{300}$ blir den maximala spännvidden följande:

$$l = \left(\frac{384EI_{ef}}{300 \cdot 5 \cdot q} \right)^{1/3} = \left(\frac{384 \cdot 73559548}{300 \cdot 5 \cdot 10,47} \right)^{1/3} = 12,16 \text{ m}$$

Med kravet $\frac{l}{500}$ blir den maximala spännvidden följande:

$$l = \left(\frac{384EI_{ef}}{500 \cdot 5 \cdot q} \right)^{1/3} = \left(\frac{384 \cdot 73559548}{500 \cdot 5 \cdot 10,47} \right)^{1/3} = 10,26 \text{ m}$$

Då böjstyvheten för samverkansbjälklaget är hög kan man öka spännvidderna på bjälklagselementen, utan att riskera att nedböjningskravet överskrids. Med ökad längd på bjälklagselementet kommer böjstyvheten att bli högre, se tabell

7.3. Således antas att den beräknade längsta spännvidden med uppmätt böjstyvhet enligt ovan, vara på den säkra sidan med avseende på nedböjning.

7.1.3.3 Längsta spännvidd med beräknad böjstyvhet

Enligt Eurokod 5 bilaga B, balkar med mekaniska förband varierar böjstyvheten med längden på balken. Böjstyvheten med avseende på längden på bjälklaget blir enligt tabell 7.3.

Tabell 7.3: Böjstyvhet och nedböjning med avseende på bjälklagets längd.

Längd	γ_1	a_2 (mm)	a_1 (mm)	Böjstyvhet (Nm ²)	Nedböjning (mm)
8	0,429	120,2	99,8	83421330	6,69
9	0,487	127,1	92,9	86693876	10,32
10	0,540	132,6	87,4	89275348	15,27
11	0,587	136,9	83,1	91332472	21,85
12	0,628	140,4	79,6	92989622	30,40
13	0,665	143,3	76,7	94339060	41,27
14	0,697	145,6	74,4	95449394	58,87

Kravet enligt Eurokod för balkar på två upplag är 1/300-1/500. Enligt tabell 7.4 kan spännvidder mellan 11-13 meter nyttjas utan att kravet på nedböjning tangeras.

Tabell 7.4: Jämförelser mellan krav och nedböjning vid olika spännvidder.

Längd (m)	Krav L/300 (mm)	Krav L/500 (mm)	Nedböjning (mm)
8	27	16	6,69
9	30	18	10,32
10	33	20	15,27
11	37	22	21,85
12	40	24	30,40
13	43	26	41,27
14	47	28	58,87

7.1.4 Test 4

Test 4 genomfördes i syfte att kontrollera eventuella oförutsedda beteenden på bjälklaget. Inga djupare analyser kommer göras då inga oförutsedda beteenden kunde uppfattas, bjälklaget uppfördes sig som förväntat.

7.2 Analys av dynamiska tester

Resultatet från de dynamiska testerna verifierar att inverkan av last sänker egenfrekvensen för den första moden, detta är föga förvånande eftersom

sambandet för egenfrekvensen ser ut enligt följande: $f_1 = \frac{\pi^2}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I}{\bar{m} \cdot L^4}}$.

Böjstyvheten för bjälklaget är konstant oberoende massan som pålastas eller längden på elementet, således kan man inte höja den första egenfrekvensen för bjälklaget utan att förändra dess struktur. Det mest effektiva sättet att öka egenfrekvensen på bjälklaget är att minska dess längd, detta eftersom det är längden som har störst inverkan i sambandet.

Inspänningsförhållandena på bjälklaget är också av stor betydelse, i provningarna kan bjälklaget anses vara fritt upplagt. Genom att förändra parametern för inspänningen kan egenfrekvensen ökas. I en verklig byggnad kan inte anslutningen mellan bjälklag och vägg eller balk anses vara fritt upplagd och anslutningen har ett visst rotationsmotstånd. Styvare upplag leder till ökad böjstyvhet och egenfrekvensen för den första moden ökar. En verklig infästning bör inverka positivt för bjälklagets vibrationsegenskaper, egenfrekvensen för bjälklaget med last bör då påverkas och kanske minska skillnaden mellan uppmätt egenfrekvens och rekommenderad lägsta egenfrekvens från Eurokod.

Genom observation på animationen för svängningsamplituden är det tydligt att svängningsamplituden blir betydligt högre i kanten där styvheten är låg. Styvheten är lägre på grund av provkroppens utformning, det vill säga överhänget av betong i ena ytterkanten. I ett verkligt bjälklag skulle kanske bjälklaget vara förhindrat att röra sig även längs långsidorna på grund av koppling till anslutande vägg eller balk, detta skulle kunna öka egenfrekvensen.

En inspänning av bjälklaget i upplaget borde också påverka svängningarnas amplitud och storleken på amplituden vid upplagen borde närma sig noll. Stora moment kommer då att uppstå i infästningspunkten och denna bör dimensioneras därefter. I byggnaden kommer antagligen bjälklaget att vila på fyra upplag och svängningsamplituden bör bli som störst i mitten.

I en byggnad där bjälklaget nyttjas tillkommer fler parametrar såsom väggar som vilar på bjälklaget, även dessa påverkar utbredningsformen för svängningarna. Det är sällan som hela den nyttiga lasten verkar på bjälklaget, under provningen verkar en nyttiglast som ungefär motsvarar 120 personer på vardera 100 kg utspridda på 34,56 m². Då nyttig last är en variabel fri last kan den således reduceras med en partialkoefficient, detta har inte tagits i beaktande under provningen.

Eurokod har som rekommendation att vidare tester och analys för bjälklag bör genomföras om egenfrekvensen understiger 8 Hz. Studier har visat att accelerationen för ett lågfrekvent bjälklag är en mer relevant parameter, på grund av dess goda korrelation med subjektiva uppfattningar hos människan [15]. Vidare tester för hur accelerationen beter sig i ett samverkansbjälklag av trä och betong bör göras.

Frekvenser som uppstår vid mänskliga aktiviteter har dokumenterats i Norge av JJJ Consult AS [21], detta redovisas i tabell 7.5. De har även som tumregel att när bjälklag ska dimensioneras för vibrationer från gång, löpning etc, skall resonansfrekvensen på bjälklaget vara dubbelt så hög som den högsta lastfrekvensen. Således bör resonansfrekvensen för ett bjälklag som dimensioneras för gångtrafik överstiga 5,2 Hz [21]. Resonansfrekvensen för bjälklag som dimensioneras för sportaktiviteter bör överstiga 8 Hz och dansgolv högre än 7 Hz, detta då man riskerar taktfast excitation från många personer samtidigt. Även Swedish Standards Institute har undersökt vilka frekvenser som uppstår från en person som går samt springer och dessa redovisas i tabell 7.6.

Tabell 7.5: Frekvenser som uppstår vid olika mänskliga aktiviteter, [21].

Aktivitet	Frekvens (Hz)
Gång med kontinuerlig golvkontakt	1,4-2,6
Löpning med diskontinuerlig golvkontakt	2,0-3,5
Rytiskt hoppande på stället (aerobic)	1,8-3,4
Dans, klassisk och modern (vals)	1,5-3,0
Konsert, rytiskt hoppande av entusiastisk publik	1,5-3,0

Tabell 7.6: Frekvenser som uppstår vid olika mänskliga aktiviteter, [22].

Aktivitet	Frekvens (Hz)	Täthet folksamling
Gång	1,2-2,4	1 st
Löpning	2,0-4,0	1 st
Gungning (horisontell last) yta med stolar	0,5-1,5	1 pers/stol
Gungning (horisontell last) yta utan stolar	0,5-1,5	6 pers/m ²
Vertikala handlingar sittande publik	1,5-3,0	1 pers/stol
Koordinerad hoppning (hopp, dans)	1,5-3,5	1,25 m ² /pers- 6 pers/m ²

I dagsläget uppfyller inte bjälklaget Eurokods rekommendationer för den första egenfrekvensen, men andra studier påvisar att bjälklaget lämpar sig för lågintensiva aktiviteter såsom gångtrafik, löpning och några former av dans enligt tabell 7.5 och 7.6. Värt att notera är att en nyttig last på 3,2 kN/m² bör anses som ovanlig i kombination med dans- eller sportaktivitet. Med en reducerad nyttig last och partialkoefficienten, $\Psi_2 = 0,3$, fås en utbredd last på endast 0,96 kN/m². Med en minskad last på bjälklaget ökar egenfrekvensen och bjälklaget borde således även kunna nyttjas för sportaktiviteter. Med ett första antagande att relationen mellan nyttig last och egenfrekvensen är proportionellt mot massan upphöjt till -0,5, kan egenfrekvensen för ett bjälklag med nyttig last och lastreduktionsfaktorn bestämmas. Egenfrekvensen för ett bjälklag med en nyttig last på 0,96 kN/m² bör således ha sin första mod vid 8,12 Hz. Om antagandet att relationen mellan egenfrekvens och nyttig last är korrekt, bör det testade bjälklaget även vara godkänt för sportaktiviteter.

Enligt Swedish Standards Institute är ett bjälklag eller golv med en egenfrekvens f_0 under 8-10 Hz att betrakta som ett golv med låg egenfrekvens. Hög frekventa golv har en egenfrekvens f_0 över 8-10 Hz [22].

7.2.1 Jämförelser provning med beräkning

Tabell 7.7: Beräkning av egenfrekvens med böjstyvhet för delvis samverkan, se kapitel 4.10.

Nyttig last (kN/m ²)	Egenfrekvens (Hz)
0	10,03
1	9,44
1,62	9,12
2	8,94
2,5	8,72
3	8,51
3,2	8,43

En jämförelse med provresultatet ger en procentuell skillnad på 9-34 % från det beräknade. Det bör anses som ett bra resultat då beräkningarna endast syftade till att göra en första kontroll om bjälklaget kan uppfylla de krav som ställs på egenfrekvensen. Den uppmätta egenfrekvensen är 38 respektive 46 % lägre än den som beräknades med Fem-analysen. Detta kan bero på skillnader i materialkvaliteter och utformning.

7.2.2 Bøjstyhvet med avseende på frekvens

Med en uppmätt frekvens på 9,23 Hz och utan belastning kan en bøjstyhvet beräknas.

$f_{1_0} = 9,23$ Hz och en egentyngd på 555 kg ger en bøjstyhvet på:

$$EI_0 = \frac{2^2 \cdot 9,23^2}{\pi^2} \cdot 555 \cdot 8^4 = 78490406 \text{ Nm}^2$$

$f_{1_1} = 6,27$ Hz och en egentyngd på 555 kg, nyttig last på $320 \cdot 2,16 = 691,2$ kg ger en bøjstyhvet på:

$$EI_0 = \frac{2^2 \cdot 6,27^2}{\pi^2} \cdot (555 + 691,2) \cdot 8^4 = 81328548 \text{ Nm}^2$$

Den genomsnittliga bøjstyhveten blir således:

$$EI_{\text{verklig}} = \frac{78,5 + 81,33}{2} \cdot 10^6 = 79,91 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2$$

Den genomsnittliga bøjstyhveten blir då mycket nära den teoretiska bøjstyhveten på $83,5 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2$.

8 Slutsats och förslag på vidare arbete

8.1 Slutsats nedböjning

Samverkansbjälklaget uppfyller de krav från Eurokod som ställs på nedböjningen, vilket verifieras i beräkningar och tester. Nedböjningen kommer inte att vara den begränsade faktorn för bjälklaget vid brukgränstillstånd och längre spännvidder kan nyttjas utan att öka tjockleken på bjälklaget. Montage och tillverkning av elementen bör effektiviseras och förbättras ergonomiskt. Skruvarna som nyttjas som förbindare mellan elementen bör ha en hopdragande effekt, med c/c-avstånd större än 200 mm.

8.2 Slutsats egenfrekvens

Egenfrekvensen för den första moden i ett bjälklagselement understiger Eurokods rekommenderade minsta värde på 8 Hz med en nyttig last på 3,2 kN/m². Om relationen mellan egenfrekvens och nyttig last är proportionellt mot massan upphöjd till -0,5 så överstiger egenfrekvensen 8 Hz med lastreduktionsfaktorn för långtidslast, dock klassas bjälklagselementet ändå som ett lågfrekvent bjälklag enligt Swedish Standards Institute [22]. Vidare utredningar bör göras för att verifiera att bjälklaget uppfyller krav på vibrationsegenskaper.

8.3 Förslag på vidare studier

Ytterligare tester på samverkansbjälklaget för infästning A bör genomföras i syfte att minska antalet längdmeter limträbalkar och kontrollera infästningsavstånd på spikplåtar samt infästningsskruvar. Tester och beräkningar bör även genomföras med avseende på akustiska och brandtekniska egenskaper. De brandtekniska egenskaperna bör kontrolleras för anslutningen mellan bjälklagselement och upplag, då detaljen vid upplagen anses vara den mest utsatta delen på bjälklaget för bärlighet, då risk för avspjälkning av betongen föreligger vid brand.

Vidare studier kan även göras på hur olika infästningar påverkar egenmoderna för ett bjälklagselement och hur accelerationen ter sig i elementet.

Litteraturförteckning

1. Lukaszewska, E. Development of Prefabricated Timber-Concrete Composite Floors. Luleå tekniska universitet, Luleå. Doctoral thesis / Luleå University of Technology, 2009.
2. Lukaszewska, E. Johnsson, H. & Fragiaco, M. "Performance of connections for prefabricated timber-concrete composite floors" *Materials and Structures*, vol 41, no. 9, pp.1533-1550., 10.1617/s11527-007-9346-6, 2008.
3. Gutkowski, R., Balogh, J., Rogers, A. & SaRibeiro, R. Colorado State University, U.S.A., National Institute for Amazonian Research (INPA, Brazil), 2002.
4. Ceccotti, A. Composite concrete-timber structures. *Prog. Struct. Engng Mater.*, 4: 264–275. doi: 10.1002/pse.126, IUAV University, Venice, Italy, 2002.
5. Gustavsson, A., Eriksson, P-E., Engström, S., Wik, T. och Serrano, E. *Handbok för beställare och projektörer av flerbostadshus i trä*, SP Sveriges tekniska forskningsinstitut, 2013.
6. Crocetti, R., Sartori, T., and Tomasi, R. "Innovative Timber-Concrete Composite Structures with Prefabricated FRC Slabs." *J. Struct. Eng.* [10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001203](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001203), 04014224, 2014.
7. Moar, F. Prefabricated timber-concrete composite system. Lunds Tekniska Högskola, Lund, 2012.
8. Styvhet Bjälklag, [Online]. Available: <http://www.traguiden.se/konstruktion/konstruktiv-utformning/stomme/bjalklag/styvhet--bjalklag/>. Använd [2015-05-22], 2014.
9. Isaksson, T., Mårtensson, A., och Thelandersson, S. *Byggkonstruktion*, Lund: Studentlitteratur AB, 2010.
10. Crocetti, R., *Limträhandboken del 1-3*, Svenskt trä, 2015.
11. "Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader," 1992.
12. Isaksson, T., Mårtensson, A., *Byggkonstruktion, Regel- och formelsamling*, Lund: Studentlitteratur AB, 2010.
13. "Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader", 1995.
14. Åkerlund, S. *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast*, Boverket, byggavdelningen, Karlskrona, 1994.
15. Johansson, P. *Vibration of Hollow Core Concrete Elements Induced by Walking*. Lunds Tekniska Högskola, Lund, 2009.
16. Heyden, S., Dahlbom, O., Olsson, A. och Sandberg, G., *Introduktion till strukturmekniken*, Studentlitteratur AB, Lund, 2013.

17. ”Eurokod 1: Laster på bärverk-Del 1-1:Allmänna laster-Tunghet, egentyngd, nyttiglast för byggnader”, 2011.
18. Brüel & Kjaer, Product Data, Piezoelectric Accelerometer Miniature Triaxial DeltaTron Accelerometers Types 4524, 4524-B and 4524-B-001. <http://www.bksv.com/doc/bp2076.pdf>, 2008 ,[hämtad 2015-05-21].
19. Brüel & Kjaer, Product Data, Heavy-duty Impact Hammers Types 8207, 8208 and 8210, <http://www.bksv.com/doc/bp2079.pdf>, 2012, [hämtad 2015-05-21].
20. Brüel & Kjaer, Product Data, LAN-XI Data Acquisition Hardware, <http://www.bksv.com/doc/bp2215.pdf>, 2015, [hämtad 2015-05-21].
21. Svingningar av Betongkonstruktioner, JJJ Consult AS, Betongelementforeningen, 2005.
22. Swedish Standards Institute. Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk – Byggnaders samt gång – och cykelbroars brukbarhet med hänsyn till svängningar och vibrationer ISO 10137:2007. Standard SS-ISO 10137:2008, SIS, 2008.

9 Bilagor

9.1 Bilaga 1: Infästningshylsa

LMPL sammantfattning (Material S355/armering K500C-T)

Ganga	Totaltallängd [mm]	Diameter kant. hylsa [mm]	Dimensionerande dragkraftskapacitet med armerad betong enl figurer			Dimensionerande tvärkraftskapacitet med liagd armering							
			Cl6/20	C25/30	C35/45	Stålet	Cl6/20	C25/30	C35/45				
			$F_{t,Rd}$ [kN]	$2\phi / L_{sam}$ [mm]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$2\phi / L_{sam}$ [mm]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$2\phi / L_{sam}$ [mm]	$F_{t,Rd}$ [kN]	ϕ / L_{sam} [mm]	ϕ / L_{sam} [mm]	ϕ / L_{sam} [mm]	
M12	55	18	47,8	10	54,3	10	42,0	10	400	10	300	10	250
M16	65	22	49,7	12	56,8	12	56,4	12	400	12	300	12	250
M20	76	30	81,6	16	93,6	16	111,6	16	650	16	500	16	400
M24	78	32	130,2	20	153,2	20	160,8	20	113,9	16	500	16	400

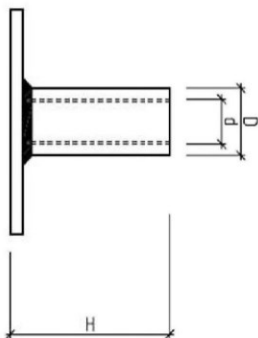
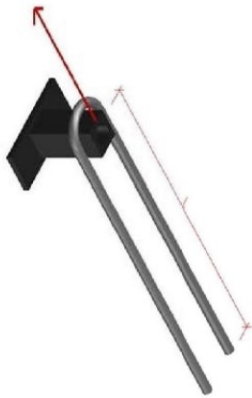
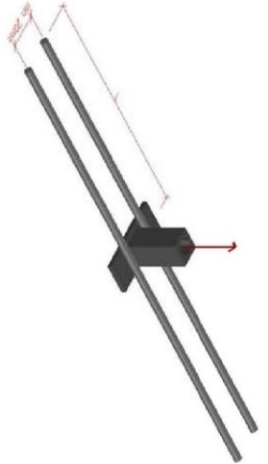
Infästning

Kantavståndet min 3xTotaltallängd
Centrumavstånd min 6xTotaltallängd
Betonghockek min 2xTotaltallängd

Samtidigt drag- och tvärkraft kontrolleras med följande samband $(F_t/F_{t,Rd})^2 + (F_v/F_{v,Rd})^2 \leq 1$ och $(F_t/F_{t,Rd}) + (F_v/1,4F_{v,Rd}) \leq 1$

Beräkningar utförda enl Eurokod med EKS 9 och CEN/TS 1992-4-2:2010

Observera att den anslutande skruven/stången kan vara dimensionerande för krakerna och redovisas ej här.
Den anslutande skruven/stången ska vara fullt igångad



9.2 Bilaga 2: Lyftögla

19



KONSTRUKTION

Lyftöglor

Dimensionering vid lyft 4-faldig säkerhet



Lyftöglor				Lyftkapacitet rakt lyft			Lyftkapacitet vid 45 grader lutning		
				LH	LT	LHT	LH	LT	LHT
Gänga	Diameter 1 D _{ytermått} [mm]	Diameter 2 D _{innermått} [mm]	Totallängd L _{tot} [mm]	Kapacitet F _{lyft} [kN]	Kapacitet F _{lyft} [kN]	Kapacitet F _{lyft} [kN]	Kapacitet F _{lyft} [kN]	Kapacitet F _{lyft} [kN]	Kapacitet F _{lyft} [kN]
M12	54	30	53	3,4	3,4	12	2,4	2,4	8,4
M16	63	35	62	7	7	18	4,9	4,9	12,6
M20	72	40	71	12	12	24	8,4	8,4	16,8
M24	90	50	90	18	18	36	12,6	12,6	25,2
M30	108	60	109	36	36	76	25,2	25,2	53,2

Förutsättningar:

Lyftöglorna måste dras fast med god anläggning mot underlaget annars kan flytled bildas.

Max tillåtet arbetsområde för lyftöglorna är +/- 45 grader från lodlinjen. Lyftkapaciteten minskar med 30 % vid 45 gradiga lyft.

Dimensioneringsregler:

Se standarden DIN 580 och DIN 582.

Lyftögla LHT är en specialprodukt utifrån LH öglan och provad av SP.

Förklaringar till tabellen:

"Lyftkapacitet" avser bärförmåga med 4-faldig säkerhet mot brott i byggnadsdel.

9.3 Bilaga 3: Recept tillverkning betong, element 1

RECEPT LOGGNING 40 C40/50 Vct 0,50

2015-04-01

Tid:	2015-04-01 12:07:36	Benämning:	C40/50 Vct 0,50 Luft:2,0%
Kontakt (Cement, Vatten):	12:04:37	Blandare:	1
Nummer:	40	Sats-Storlek:	1,40
Mängd:	1,40	Tömnings tid:	0
Antal:	1	Klass:	C40/50
VCT-Max:	0,550	D-max:	0
V/C-tal önskad:	0,500		
V/C-tal Uppnådd:	0,442		

Sats nr:1	Effekt	Sättnått	Bl.Tid	Spädv.	Vatten i mat.	Vatten Tot.		
Önskad:	0	170	120	33	107	282		
Uppnådd:	6241		124	2	107	251		
Grupp	Benämning	Silo	Önskad	Tidigare	Uppnådd	Avvikelse	Fukt	Vatte
Ballast	Gjutsand	1	1408		1409	0,1%	7,00%	98,7
Ballast	sten 8-11	4	977		986	0,9%	0,50%	4,9
Cement	Skövde B Cement	1	569		568	-0,2%		
Vatten	Kallvatten	1	142		142			
Tmedel	Sika HD 100	3	5,3		5,3		70,00%	3,7
Tmedel	Luft m Aer S	2	0,5		0,6	20,0%		

Temp + 20°C

u_{tb} = 380

Pror.

7 Dygn = 46,5 MPA

28 Dygn = 57,9 MPA

9.4 Bilaga 4: Recept tillverkning betong, element 2

RECEPT LOGGNING 40 C40/50 Vct 0,50

2015-04-02

Tid:	2015-04-02 11:48:34	Benämning:	C40/50 Vct 0,50 Luft:2,0%
Kontakt (Cement, Vatten):	11:43:53	Blandare:	1
Nummer:	40	Sats-Storlek:	1,50
Mängd:	1,50	Tömnings tid:	0
Antal:	1	Klass:	C40/50
VCT-Max:	0,550	D-max:	0
V/C-tal önskad:	0,500		
V/C-tal Uppnådd:	0,446		

Sats nr:1	Effekt	Sättnått	Bl.Tid	Spädv.	Vatten i mat.	Vattn Tot.		
Önskad:	0	170	120	33	100	302		
Uppnådd:	6797		125	3	100	272		
Grupp	Benämning	Silo	Önskad	Tidigare	Uppnådd	Avvikelse	Fukt	Vatte
Ballast	Gjutsand	1	1509		1514	0,3%	6,00%	90,8
Ballast	sten 8-11	4	1048		1043	-0,5%	0,50%	5,2
Cement	Skövde B Cement	1	610		610			
Vatten	Kallvatten	1	169		169			
Tmedel	Sika HD 100	3	5,7		5,7		70,00%	4,0
Tmedel	Luft m Aer S	2	0,6		0,5	-16,7%		

Temp +20°C

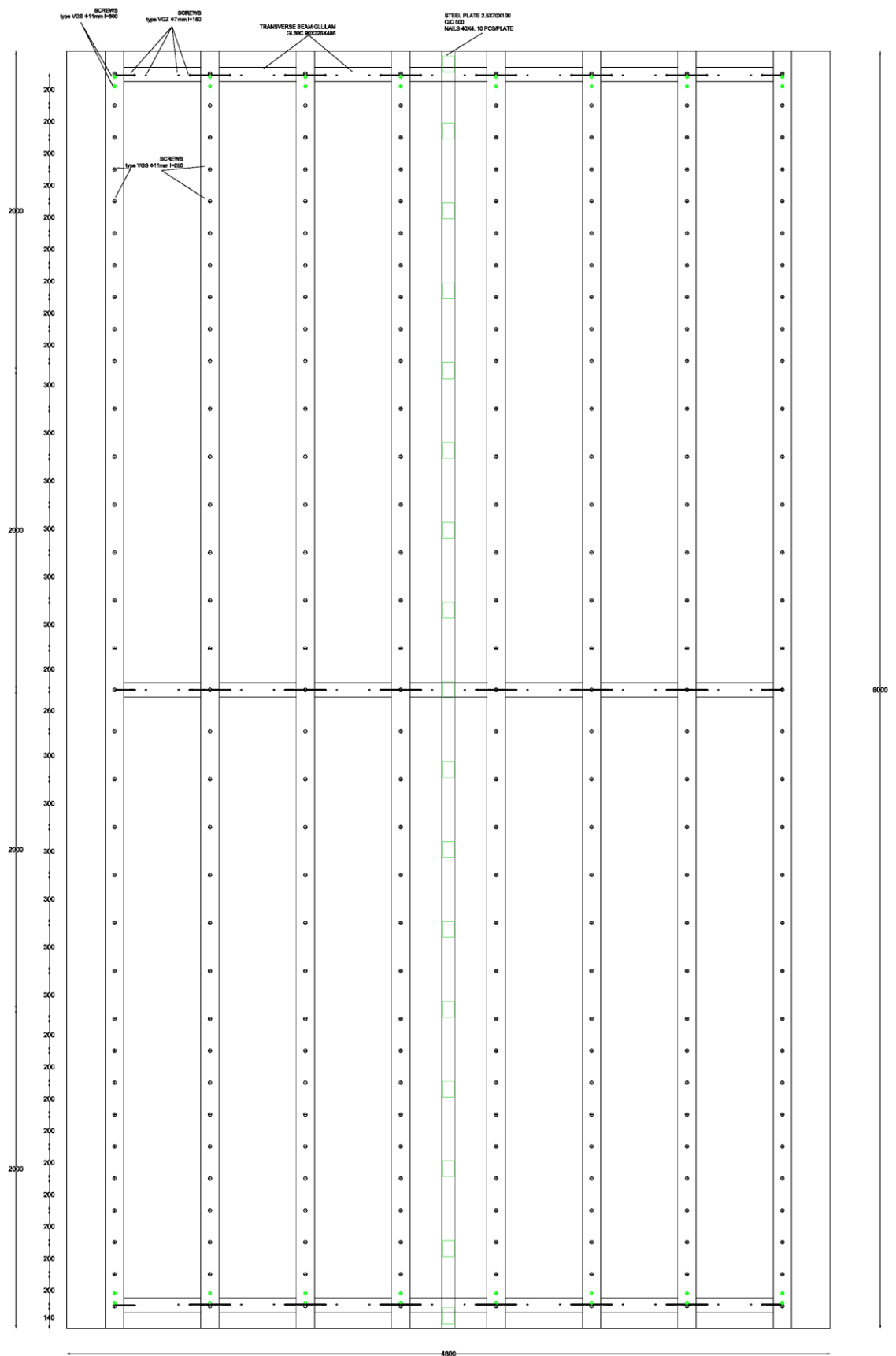
Utb = 290

Prov Kub.

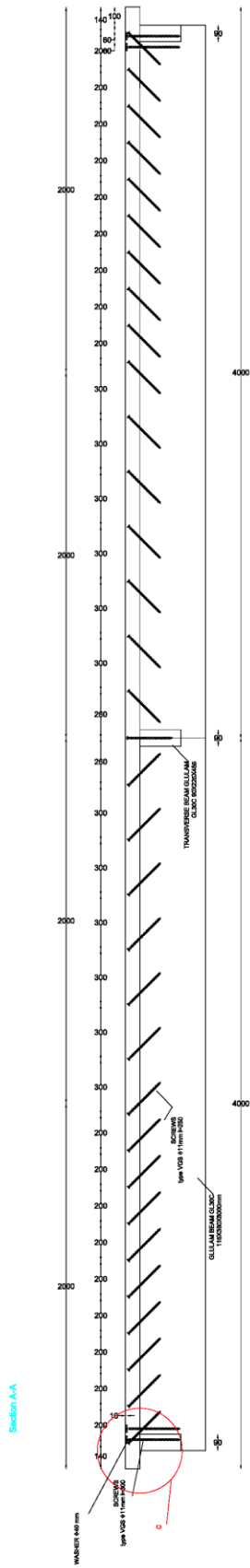
28 = Dagn.

Hållfasthet = 56,5

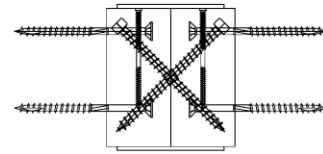
9.5 Ritning bjälklagelement plan



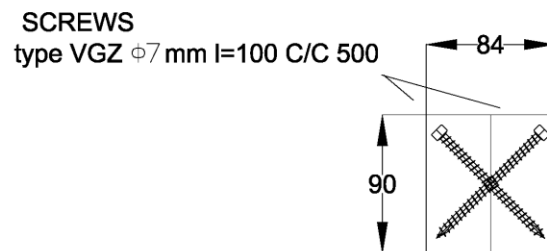
9.6 Ritning bjälklagelement sektion A-A



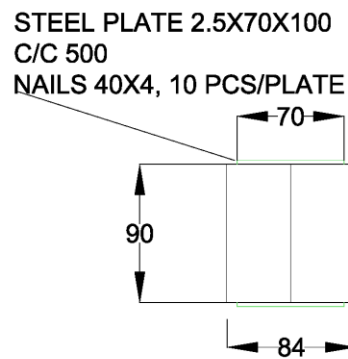
9.9 Ritning bjälklags element detaljer sektion B-B



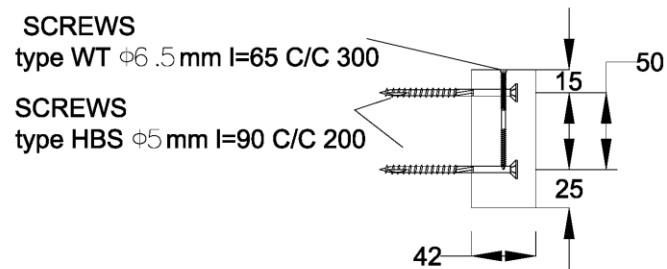
Detail 1 section B-B



Detail 2 section B-B

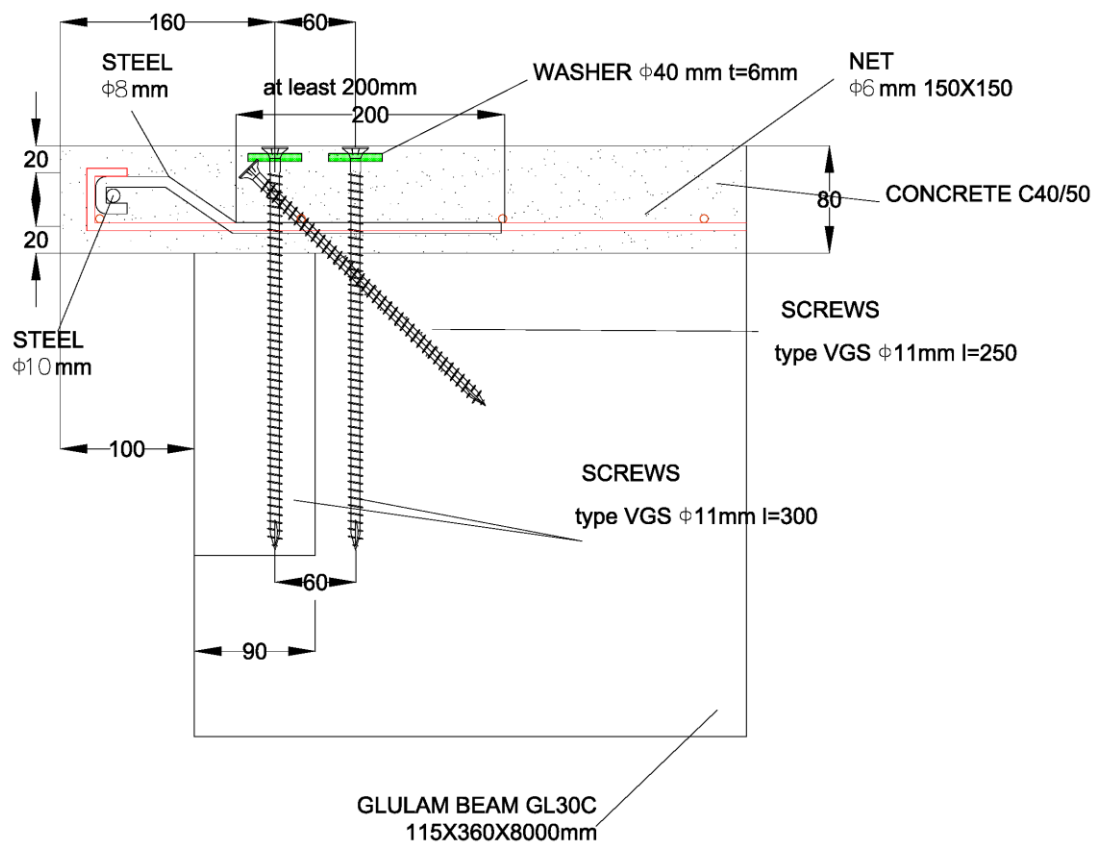


Detail 3 section B-B



9.10 Ritning bjälklagselement detalj C

DETAIL C



9.11 Bilaga Diagram nedböjning test 4

