

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Val av stomsystem – vilka faktorer styr valet av system

Choice of load bearing system – which are the determining factors

Ghazwan Hammadi

2013

Abstract

Today there are various load bearing systems to choose from, concrete, steel, timber, or a combination of these. What determines the choice is usually the economy, which depends on the solutions in the different load bearing systems that will be made. Many of these choices are made based on previous projects and previous experience but do not always lead to the optimal solution. It is important to perform a detailed investigation of the existing possibilities for a specific project. Some of the key factors are construction time, installations, span, flexibility, sound and thickness.

The purpose of this thesis is to study different solutions for load bearing systems, primarily on slabs, compare them from various aspects and to demonstrate the pros and cons of different choices. The report begins with a basic background and theory in the field, and then selects some solutions for design. For the results to be comparable, design is based on an existing building where there is access to drawings.

Load bearing systems include the column and beam system, flat slabs and bearing walls. Slabs consist of concrete slabs and timber slabs. Concrete slabs are casted in situ, composite structures and prefabricated. Prefab slabs are composite structures, while hollow core slabs and massive slabs are prefabricated slabs.

The result of the design indicates that prefab slabs, hollow core and timber slabs are three options that can handle different spans with different cross sections. Depending on the bearing system, all three slabs have been shown to be viable options. Design of flat slabs has also been performed based on both plasticity theory and elasticity. The results show that flat slabs can be the base for a load bearing system that fulfills requirements for flexible and open floor plans.

An economic analysis of prefab slabs, hollow core slabs and timber slabs has been performed. The cost estimate includes the cost of materials, labor cost, subcontracting, and overhead expense. The results show that hollow core is cheapest. However, this does not reflect the total cost since different solutions have different effects on the remaining parts of the project.

The final choice of load bearing systems depends on factors other than bearing capacity and deformation. Various solutions that fulfill the same requirements make it difficult to choose the best possible solution. This means that one has to identify all the important factors and then look at the available solutions and their consequences.

Keywords: Load bearing system, design, factors, column and beam system, flat slabs, slabs, concrete, timber, prefab slabs, prestressed prefab slabs, hollow core, massive slabs, timber slabs, CALFEM.

Rapport TVBK-5225
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-13/5225+124p

Examensarbete
Examinator: Oskar Larsson
Handledare: Annika Mårtensson
Maj 2013

Sammanfattning

Idag finns det olika stomsystem att välja mellan, betong, stål, trä eller en kombination av dessa. Det som styr valet är oftast ekonomin som är beroende av vilka lösningar som väljs för delar av de olika stomsystemen. Med val menas de lösningar som väljs för att färdigbygga en byggnad. Många sådana val som görs grundar sig på tidigare projekt och tidigare erfarenhet vilket inte alltid leder till den optimala lösningen. Det gäller att utföra en noggrann undersökning av de existerande möjligheterna för ett specifikt projekt. Några av de faktorer som brukar vara avgörande är byggtid, installationer, spännvidd, flexibilitet, ljud och tjocklek.

Syftet med examensarbetet är att ta fram olika lösningar för stomsystem, framförallt bjälklag, samt att jämföra dessa ur olika aspekter och visa på för- och nackdelar med olika val.

Rapporten inleds med en kartläggning och beskrivning av befintliga lösningar för stomsystem och därefter väljs några lösningar ut för dimensionering. För att resultatet ska vara jämförbart baseras dimensioneringen på en redan befintlig byggnad där det finns tillgång till ritningar.

Stomsystem utgörs bland annat av pelar- balksystem, pelardäck och bärande väggar. Bjälklag utgörs av betongbjälklag och träbjälklag. Betongbjälklag delas upp i platsgjutna, samverkanskonstruktioner och prefabricerade. Samverkanskonstruktioner omfattar framförallt plattbärlag medan prefabricerade bjälklag omfattar håldäckselement och massiva plattor.

Resultatet av dimensioneringen visar att plattbärlag, håldäckselement och träbjälklag är tre alternativ som klarar olika spännvidder med olika tvärsnitt. Beroende på hur systemutformningen ser ut kan alla tre bjälklagen vara tänkbara alternativ. Dimensionering av pelardäck har även utförts både genom plasticitetsteoretiska modeller och genom numerisk analys baserad på elasticitetsteori. Resultatet visar att pelardäck är en tänkbar stomtyp som tillgodoser krav på flexibla och öppna planlösningar.

En ekonomisk analys av plattbärlag, håldäck och träbjälklag har utförts. I kostnadskalkylen ingår materialkostnad, arbetskostnad, underentreprenader och omkostnadspålägg. Resultatet visar att håldäckselement är billigast. Dock speglar detta inte projektets totala kostnad eftersom olika lösningar har olika effekt på resterande delar av projektet.

Det slutliga valet av stomsystem beror på andra faktorer än bärförmåga och nedböjning. Idag finns det olika lösningar som kan tillgodose samma krav vilket gör det svårare att avgöra vilken lösning som är optimal. Detta innebär att alla faktorer som är avgörande måste

kartläggas inför valet för att existerande lösningar och dess konsekvenser ska kunna analyseras.

Nyckelord: Stomsystem, dimensionering, faktorer, pelar- balksystem, pelardäck, bjälklag, betong, trä, slakarmerade plattbärlag, förspända plattbärlag, håldäck, massiva plattor, träbjälklag, CALFEM.

Förord

Detta examensarbete inom civilingenjörsutbildningen väg- och vattenbyggnad genomfördes under våren 2013 vid Institutionen för Bygg- och Miljöteknologi, Avdelningen för Konstruktionsteknik, vid Lunds Tekniska Högskola i samverkan med konsultföretaget Structor AB.

Jag skulle vilja tacka min handledare, professor Annika Mårtensson vid Avdelningen för Konstruktionsteknik, för hennes stöd och värdefulla kommentarer under arbetets gång. Jag skulle även vilja tacka Peter Bojrup och Ida Klemedtsson från Structor AB för deras synpunkter, examinatorn Oskar Larsson vid Avdelningen för Konstruktionsteknik samt Eva Andersson vid Studieverkstaden.

För deras stöttande roll under hela min utbildning vill jag tacka min familj. Slutligen vill jag rikta ett särskilt tack till min underbara fru Sanndi Luebi för hennes ständiga uppmuntran.

Lund, maj 2013

Ghazwan Hammadi

Innehållsförteckning

Abstract	I
Sammanfattning	III
Förord	V
Beteckningar	VIII
1 Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte.....	1
1.3 Metod	2
1.4 Avgränsningar	2
2 Bjälklagskonstruktioner	3
2.1 Betongbjälklag	3
2.1.1 Platsgjutet betongbjälklag.....	3
2.1.2 Samverkanskonstruktioner	4
2.1.3 Prefabricerade betongbjälklag.....	6
2.2 Träbjälklag.....	7
2.2.1 Balkar	7
2.2.2 Planparallella plattor.....	8
3 Stomsystem	9
3.1 Pelar- balksystem.....	9
3.2 Pelardäck.....	9
3.3 Bärande väggar	10
4 Val av stomsystem	13
4.1 Faktorer som styr valet av stomsystem.....	13
4.2 För- och nackdelar med respektive bjälklag	17
5 Dimensioneringsmetoder	21
5.1 Spännarmerade betongkonstruktioner.....	21
5.2 Pelarunderstödda plattor	29
5.2.1 Den avancerade strimlemetoden	29
5.2.2 Finita elementmodeller.....	30
6 Fallstudie av några valda stomsystem	33
6.1 Pelar- balksystem.....	34

6.1.1	Dimensionering av håldäckselement HD/F.....	34
6.1.2	Dimensionering av plattbärlag PL.....	48
6.1.3	Dimensionering av träbjälklag.....	61
6.2	Huvudbalkar.....	65
6.3	Pelardäck av betong.....	70
6.3.1	Dimensionering enligt den avancerade strimlemetoden.....	70
6.3.2	Finita elementanalys med CALFEM.....	75
7	Svängningar.....	77
8	Resultat.....	83
9	Ekonomisk analys.....	89
10	Diskussion.....	91
11	Slutsats.....	95
12	Referenser.....	97
13	Bilagor.....	99

Beteckningar

Versala latinska bokstäver

A	tvärsnittarea
A_c	betongens tvärsnittsarea
A_p	spännarmeringens tvärsnittsarea
E_{cm}	sekantvärde för betongens elasticitetsmodul
$E_{c,eff}$	betongens effektiva elasticitetsmodul
E_p	dimensioneringsvärde för spännarmeringens elasticitetsmodul
$E_{0,05}$	elasticitetsmodulen som motsvarar 5-procentsfraktil för bärformågeberäkningar
E_{mean}	elasticitetsmodulens medelvärde för deformationsberäkningar
$(EI)_b$	böjstyvhets per breddenhet i veka riktningen
$(EI)_L$	böjstyvhets per breddenhet i styva riktningen
$F_{P0,1}$	spännkraft i spännarmeringen vid töjningen 0,1 %
F_m	spännarmerings draghållfasthet
F_{c90d}	dimensionerande kraft vinkelrätt mot fiberriktning
G_k	karaktäristiskt värde för en permanent last
I_c	betongtvärsnittets tröghetsmoment
$I_{c,ef}$	betongtvärsnittets effektiva tröghetsmoment
L	längd
M_{Rd}	böjmomentkapacitet för tvärsnittet
M_{Ed}	dimensionerande böjmoment

$M_{P\infty}$	moment på grund av effektiv spännkraft efter lång tid
P_i	initial spännkraft
P_∞	spännkraft efter lång tid
S	statiskt moment
V_{Rdc}	betongens tvärkraftskapacitet
V_{Rd}	tvärkraftskapacitet
V_{Ed}	dimensionerande tvärkraft
W	böjmotstånd
Z_{cp}	avståndet mellan spännarmeringens och betongtvärsnittets tyngdpunkt

Gemena latinska bokstäver

b	bredd
b_w	livtjocklek
d_p	effektiva höjden i ett tvärsnitt
e	excentricitet
f_1	lägsta resonansfrekvensen
f_{cd}	dimensioneringsvärde för betongens tryckhållfasthet
f_{ck}	karaktäristiskt värde för betongens cylindertryckhållfasthet
f_{ctk}	dimensioneringsvärde för betongens axiella draghållfasthet
f_{ctk}	karaktäristiskt värde för betongens axiella draghållfasthet
f_{ctm}	medelvärde för betongens axiella draghållfasthet
f_{bpt}	spänningen som antas bli överförd till betongen genom vidhäftning
$f_{p0,1d}$	dimensioneringsvärde för spänningen i spännarmering vid töjningen 0,1 %

$f_{p0,1k}$	karaktteristiskt värde för spänningen i spännarmering vid töjningen 0,1 %
f_{pud}	dimensioneringsvärde för spännarmeringens draghållfasthet
f_{puk}	karaktteristiskt värde för spännarmeringens draghållfasthet
f_{md}	dimensioneringsvärde för böjning parallellt fibrerna
f_{mk}	karaktteristiskt värde för böjning parallellt fibrerna
f_{vd}	dimensioneringsvärde för längsskjuvning
f_{vk}	karaktteristiskt värde för längsskjuvning
f_{c90d}	dimensioneringsvärde för tryck vinkelrätt fibrerna
f_{c90k}	karaktteristiskt värde för tryck vinkelrätt fibrerna
h	tvärsnittshöjd
h_0	betongtvärsnittets fiktiva tjocklek
k_h	koefficient som beror på tvärsnittets fiktiva tjocklek
k_{c90}	faktor som tar hänsyn till hur lasten angriper, risken för spräckning och graden av sammantryckning
k_{crit}	reduktionsfaktor som beaktar risken för vippning
k_{def}	faktor för krypdeformation som tar hänsyn till aktuell klimatklass
k_{mod}	omräkningsfaktor som tar hänsyn till inverkan av fukt och lasternas varaktighet
l	längd, spännvidd
l_{pt}	överföringslängdens grundvärde
m	massa per ytenhet
n_{40}	antal egenmoder med frekvensen mindre än 40 Hz
q_d	dimensionerande last
u	omkretsen för betongtvärsnittet med arean A_c

u_{\max}	impulshastighetsrespons
$u_{\text{tot,net}}$	total netto långtidsdeformation (inklusive eventuell överhöjning)
u_{inst}	initialdeformation baserad på karakteristisk lastkombination
$u_{\text{inst,kv}}$	initialdeformation baserad på kvasi-permanent lastkombination
v	deformation, nedböjning
x_{TP}	tvärsnittets tyngdpunkt

Gemena grekiska bokstäver

α, β	kvot, koefficient
γ_c	partialkoefficient för betong
γ_d	partialkoefficient för säkerhetsklass
γ_m	partialkoefficienten för materialegenskap
ϵ_{cs}	total krympning
ϵ_{cd}	uttorkningskrympning
ϵ_{ca}	autogen krympning
$\epsilon_{cd,0}$	nominellt värde på oförhindrad uttorkningskrympning för betong
$\epsilon_{ca,\infty}$	slutlig värde på uttorkningskrympning
$\epsilon_{p\text{gräns}}$	flyttöjning
$\epsilon_{p\infty}$	förspänningstöjning
ϵ_{ud}	dimensioneringsvärde för töjningen i förspänningsstål vid maximallast
ϵ_{uk}	karakteristiskt värde för töjningen i förspänningsstål vid maximallast
ϵ_p	töjning i spännarmeringen
ϵ_{cu}	betongens brottstukning

ζ	dämpfaktor
η	koefficient relaterad till vidhäftningshållfasthet
$\lambda_{rel,m}$	slankhetstal
μ	friktionskoefficient mellan spännarmering och foderrör
ν	tvärkontraktionstal (Poisson's tal)
ρ_{1000}	storlek på relaxationsförlusten (i %), vid 1000 timmar efter uppspänning och vid en deltemperatur på 20°C
σ_{ccimax}	tryckspänning i betongen
$\sigma_{cti,max}$	dragspänning i betongen
$\sigma_{cc\infty max}$	tryckspänning i betongen efter långtid
$\sigma_{ct\infty max}$	dragspänning i betongen efter lång tid
$\sigma_{pi,max}$	maximal spänning som påförs spänningen
σ_{pm0}	spänningen i spännarmeringen omedelbart efter uppspänning eller avspänning
$\Delta\sigma_{pr}$	absolutvärde på relaxationsförlusten
$\sigma_{c,QP}$	spänningen i betongen i nivå med spännarmeringen på grund av egentyngd och initiell förspänning samt eventuella andra kvasipermanenta laster
σ_{pi}	maximalt påförda spänning i armeringen minus de omedelbara förluster som inträffar under uppspänningsförfarandet
$\sigma_{cp\infty}$	betongpåkänning på spännstålets nivå
$\sigma_{p\infty}$	spänningen i spännarmeringen efter lång tid
σ_P	spänning i spännarmeringen
σ_{cp}	tryckspänning i betongen av normalkraft eller förspänning

σ_{c90d}	dimensionerande tryckspänning i den effektiva kontaktytan vinkelrätt mot fiberriktningen
$\sigma_{m,crit}$	kritisk böjpåkänning vid stabilitetsbrott, beräknad enligt elasticitetsteori med karakteristiska värden på elasticitetsmodul och skjuvmodul
$\varphi(t, t_0)$	kryptalet vid tiden t och med pålastning vid tiden t_0
Φ	spännarmeringens nominella diameter
ψ_i	faktorer som definierar representativa värden på variabla laster

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Förutom att klara den vertikala bäringen måste bjälklag uppfylla vissa krav. Dessa krav avser nedböjning, brand, akustik, svikt och svängningar. Valet av bjälklagslösning är inte enkelt när kraven måste tillgodoses samtidigt. I samband med val av stomsystem tas hänsyn till ytterligare faktorer såsom tidsaspekt, detaljplan, resurser och installationer med flera. Valet av ett visst stomsystem kommer därför ekonomiskt att kosta olika mycket. Vilken lösning som ger den önskade kvaliteten till ett lägre pris är en fråga som ständigt ställs av beställare.

För att få den bästa lösningen måste dessa faktorer studeras och övervägas. I en del fall styrs valet av stomsystem av annat än rationella överväganden om bästa lösning. Det finns en inbyggd föreställning hos olika parter i byggprocessen om vilken lösning som är bäst och denna är inte alltid underbyggd av fakta utan snarare av tidigare erfarenhet inom företaget. Med bättre kunskap om olika faktors inverkan kan bättre val göras i framtiden.

Idag finns det olika typer av bjälklag, av betong eller trä, platsbyggda eller prefabricerade. Utvecklingen går mer och mer mot prefabricerade element. När det gäller stål och betong finns idag välutvecklade stomsystem för både bostäder och offentliga byggnader. Jämfört med betongbjälklag har träbjälklag kortare spännvidder med samma konstruktionshöjd. Detta kan oftast vara en avgörande faktor när träbjälklag väljs bort som alternativ.

1.2 Syfte

Syftet med detta examensarbete är att för en typbyggnad ta fram olika lösningar för framförallt bjälklag, jämföra dessa ur olika aspekter och visa på för- och nackdelar med olika val. Även olika val för vertikalbäring kommer att jämföras för att se hur detta påverkar lösningen. Slutresultatet innebär en jämförelse av några valda lösningar utifrån framför allt faktorerna bärförmåga, spännvidd och nedböjning samt ekonomi. Utifrån syftet formuleras följande frågeställningar.

- ❖ Vilka bjälklagslösningar finns idag? Jämförelse av olika lösningar utifrån faktorerna bärförmåga, spännvidd, nedböjning etc.
- ❖ Vilken/vilka lösning/ar är optimal/a? Vad avses med optimal?
- ❖ Vilka parametrar styr valet av en viss lösning?

- ❖ Hur påverkas ekonomin av en viss vald lösning?

1.3 Metod

Med hjälp av en litteraturstudie tas olika bjälklagslösningar fram för en jämförelse. För att jämförelsen ska ge ett bra resultat krävs att varje lösning studeras för sig och under samma förutsättningar. Analysen kommer att baseras på en redan befintlig byggnad där det finns tillgång till ritningar. Utifrån ritningarna väljs några lämpliga lösningar som kommer att studeras och dimensioneras enligt Eurokod. Enstaka kvalitativa intervjuer förekommer.

1.4 Avgränsningar

- ❖ För att ge en djupare analys avgränsas antalet bjälklagstyper till de mest förekommande bjälklagskonstruktionerna i Sverige. Dessa utgörs av platsgjutna betongbjälklag, plattbärlag, håldäck, massiva plattor samt träbjälklag. Det kan förekomma andra bjälklagstyper som inte har fått en fördjupande del i denna studie.
- ❖ För att kunna jämföra de olika lösningarna och stomsystemen begränsas dimensioneringen och den ekonomiska analysen till en befintlig byggnad där det finns tillgång till ritningar.

2 Bjälklagskonstruktioner

Bjälklag är den del av en konstruktion som bär lasten vinkelrätt mot sitt plan genom böjning i balkar eller plattor. Utöver att bära vertikala laster genom böjning har bjälklag oftast till uppgift att överföra horisontella laster till konstruktionens stabiliserande enheter. Bjälklag kännetecknas av att dess tjocklek är mycket liten i förhållande till dess horisontella utsträckning. Bjälklag kan framförallt vara av betong eller trä. (Cope & Clark, 1984)

2.1 Betongbjälklag

Betongbjälklag, som kallas ibland för betongplattor, är en viktig konstruktionsdel i hus och anläggningar. En platta som är upplagd längs två motstående ränder kallas för enkelspänd platta och bär last i en riktning. Sådana plattor kan betraktas som en bred balk. Enkelspända plattor armeras i en riktning, spännviddsriktningen. En platta som är upplagd på mer än två ränder bär last i två riktningar och armeras i dess två vinkelräta riktningar, så kallad korsarmering. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010)

Betongplattor kan vara platsgjutna eller prefabricerade. Platsgjutna betongbjälklag kan vara korsarmerade eller enkelspända medan prefabricerade betongbjälklag är enkelspända och oftast spännarmerade. Till platsgjutna betongbjälklag räknas även samverkanskonstruktioner. Plattbärlag och olika former av pågjutna tunnplåtskassetter hör dit. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010)

2.1.1 Platsgjutet betongbjälklag

Som namnet antyder gjuts platsgjutet betongbjälklag på plats med hjälp av en form. Traditionellt innebär detta att det byggs en form som är avsedd för det aktuella bjälklaget. Vanligtvis används betongkvalité mellan C25/30 och C45/55. När formen är färdigbyggd armeras bjälklaget och kompletteras med el- och VVS-installationer. Eventuella öppningar i bjälklaget utförs med hjälp av avstängare. Efter att detta är gjort fylls betongen i. När betongen får tillräcklig hållfasthet tas formen bort och antingen kasseras eller används till en annan gjutning. Ska flera liknande bjälklag gjutas kan det vara effektivt med en återanvändbar form. En sådan form heter formbord, se figur 2.1. (Olofsson & Sollie, 2011)



Figur 2.1 Ett formbord som lyfts på plats (Olofsson & Sollie, 2011).

2.1.2 Samverkanskonstruktioner

Plattbärlag

Plattbärlag och så kallade filigranbjälklag består av en tunn betongplatta som innehåller all underkantsarmering. Bjälklagets underkantarmring gjuts in i plattbärlaget redan i fabriken innan det levereras till byggplatsen. Plattbärlaget fungerar som en kvarsittande form och kallas även för ”förlorad form”. På samma sätt som för platsgjuten platta kompletteras plattbärlaget med eventuell överkantsarmering och installationer innan den resterande delen av plattan gjuts. En form runt plattan behövs för att innesluta den färska betongen. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010)

Armeringsbalkarna har två huvuduppgifter, se figur 2.2. Den ena är att styva upp elementet vid hantering på fabrik, transport och montering. Den andra är att skapa samverkan mellan den pågjutna betongen och bärlaget. Plattbärlaget är gjutet i stålformar vilket innebär att det får en slät sida som minskar behovet av efterbehandling och undertak. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010)

Plattbärlaget utförs i två varianter, slakarmerade och förspända plattor. Slakarmerade plattor tillverkas med tjocklek större än 45 mm och standardbredd 2400 mm medan spännarmerade plattor tillverkas med tjocklek större än 70 mm och standardbredder 1200 och 2400 mm. (Svensk betong, 2013)



Figur 2.2 Plattbärlag (Sträng betong, 2013) med armeringsbalk till höger (färdig betong, 2013).

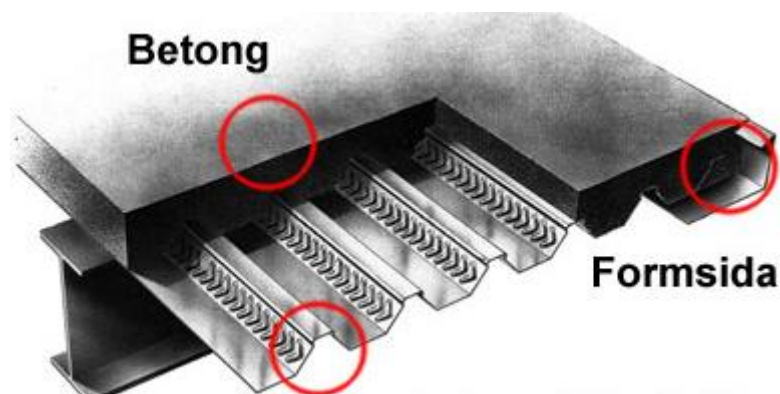
Tunnplåtkassetter

En annan variant av samverkanskonstruktioner är tunnplåtkassetter där ersätts plattbärlaget med en speciell tunnplåt. Plåten kommer även i det här fallet att fungera som en kvarsittande form. I vissa fall kan plåten utnyttjas som underkantsarmering om den är lämpligt utformad. Det krävs att skjuvkrafterna ska kunna överföras mellan plåten och betongen. Denna skjuvsamverkan kan erhållas med hjälp av mekaniska förbindningar eller genom intryckningar i plåten som skapar friktion. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010)

Vanliga profilhöjder på plåten är 45-120 mm med tjocklekar mellan 0,7-1,2 mm.

Betongpåtgjutningen varierar mellan cirka 140-250 mm. Av estetiska skäl men även för att stärka brand- och ljudegenskaper förses bjälklaget med undertak av gipsskivor. Detta är dock inte nödvändigt då det finns bjälklag med plan och målningsbehandlad undersida.

(Stålbyggnadsinstitutet, 2013)



Figur 2.3 Exempel på ett samverkansbjälklag (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010).

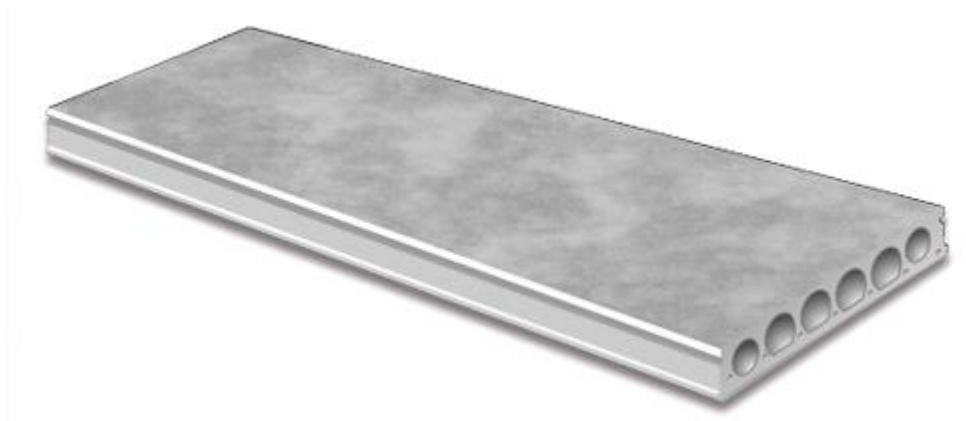
2.1.3 Prefabricerade betongbjälklag

Till prefabricerade betongbjälklag hör håldäck eller HD/F, där F står för förspänd, förspända TT-bjälklag och massiva homogena plattor.

Håldäck

Prefabricerade håldäck med spännarmering är det vanligaste varianten av prefabricerade betongbjälklag i Sverige. Håldäcksplattan är en förspänd betongplatta med cirkulära hålkanaler som går igenom hela plattan i längdled. Syftet med hålen är att minimera egyptyngden i förhållande till plattans bärförmåga (Stålbyggnadsinstitutet, 2013). ”I-tvårsnittet” mellan hålen tar upp tvärkraften medan förspända armeringslinor tar upp momentet. Den förspända armeringen gör att plattan kan klara långa spännvidder.

Plattorna tillverkas i olika höjder (200, 265, 320 och 380 mm). På grund av formbordets storlek har samtliga element bredden 1200 mm. Plattan görs i betongkvalitet C50/60. Spännvidder upp till 18 m förekommer (Svensk betong, 2013).



Figur 2.4 Håldäckselement, HD/F (Sträng betong, 2013).

Massiva plattor

Massiva bjälklagsplattor förekommer antingen som slaka, D, eller spännarmerade, D/F. Plattorna tillverkas i fabrik och undersidan är gjuten mot en slät stålform medan översidan har en grövre struktur anpassad för pågjutning eller spackling. Hål och ursparingar kan utföras i fabriken vilket är en fördel då dessa tidskrävande moment gärna undviks på byggarbetsplatsen. Därför är det viktigt att installationerna bestäms under projekteringsfasen (Andreasson, 2011). Plattorna tillverkas normalt med en bredd på 1200mm respektive 2400 mm. Spännviddsområdet varierar mellan 3-6 m för slakarmerade och 6-9,6 för spännarmerade plattor. (Svensk betong, 2013)



Figur 2.5 Massiv betongplatta (Sträng betong, 2013).

2.2 Träbjälklag

Trä som material har en bättre bärförmåga i förhållande till sin densitet jämfört med betong. Detta innebär att styvheten oftast är avgörande och inte bärförmågan. Längre spannvidder medför högre konstruktionshöjd. Konstruktionshöjden kan inte bli hur hög som helst och av bland annat denna anledning kan träbjälklaget ha svårt att konkurrera med exempelvis betongbjälklag. Förutom att byggnadshöjden kan begränsas enligt detaljplanen finns andra argument som talar emot höga bjälklagskonstruktioner. Höga bjälklagskonstruktioner innebär att den totala byggnadshöjden ökar vilket medför ökade kostnader för fasader. Ett annat argument som talar emot höga bjälklagskonstruktioner är att bjälklagstjockleken syns vid trappor och håltagningar vilket kan uppfattas som störande. Även det vertikala avståndet mellan fönster blir annorlunda och kan upplevas utseendemässigt störande. Träbjälklag är lätta konstruktioner och vid längre spannvidder dyker därför andra problem upp som måste beaktas, nämligen svikt och svängningar. (Salmela, 2003)

Träbjälklag har stor skillnad i styvhet parallellt och vinkelrätt bärningsriktningen. Styvheten är större hos de bärande balkarna parallellt bärningsriktningen än hos de tvärgående skivorna som kopplar samman balkarna. Träbjälklag har dessutom lägre vridstyvhet jämfört med betongplattor. (Salmela, 2003)

2.2.1 Balkar

Konstruktionsvirke, limträ, fackverksbalkar med flera är olika typer av träbalkar. Limträ som tillverkas av väl sorterat virke limmas ihop till ett tvärsnitt av en önskad dimension. Förutom att dimensionerna inte är begränsade jämfört med vanligt virke fås mer eller mindre

homogena balkar med färre defekter. Detta innebär att limträ blir starkare och styvare än det konstruktionsvirke det tillverkas av.

Rektangulära limträbalkar tillverkas i Sverige av 45 mm tjocka brädor. Standardbredder för limträbalkar är 42, 56, 66, 78, 90, 115, 140, 165, 190 och 215 mm och genom att limma ihop balkarna intill varandra kan bredder upp till 500 mm tillverkas. Standardhöjderna tillverkas från 180mm och upp till 1620 mm med 45 mm steg däremellan. För att förbättra bärförmågan och styvheten ytterligare kan dessa balkar förstärkas på olika sätt. Förstärkningen kan göras med hjälp av bland annat armering och syntetfiber i över- respektive underkant.

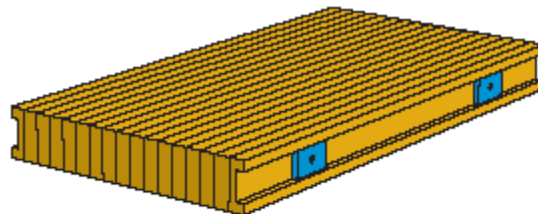
Fackverksbalkar är en annan variant som är lätta och materialeffektiva. Balktypen underlättar för installationer som kan placeras inuti bjälklaget. Olika sätt att sammanfoga fackverkets stänger har utvecklats. Spikplåtförband är det mest använda metoden vid sammanfogning. (Salmela, 2003)

Oftast isoleras bjälklaget mellan primärbalkarna som sedan beläggs med olika golvbeläggningar av skivor, som fungerar som sekundärbäring. Dessa skivor samverkar med primärbalkarna och leder till något högre bärförmåga men framförallt mindre deformationer.

2.2.2 Planparallella plattor

Sågat virke eller limträbalkar kan sammanfogas till massiva träbjälklag. Massiva träbjälklag förtillverkas eller byggs på plats. Sammanfogningen kan göras med hjälp av spikning, dymlingar, limning samt tvärspänning av plattor. (Salmela 2003)

Tvärspända plattor ger till skillnad från de andra varianterna ett antal fördelar. En av de viktigaste anledningarna till att spänna fast trälamellerna är att skapa en godtycklig styvhet i tvärled. Detta innebär även att en koncentrerad last kommer att fördelas över flera lameller och inte bara den som är i direkt kontakt med lasten. (Salmela 2003)



Figur 2.6 Exempel på ett tvärspänd massiv platta (Salmela, 2003).

3 Stomsystem

3.1 Pelar- balksystem

Det vertikala bärverket kan utgöras av pelare och balkar. Pelar- balksystemet kan vara ett starkt alternativ vid eftersträvan av stora och öppna golvytor. De bärande balkarna (primärkonstruktion) bär upp plattorna (sekundärkonstruktion) som i sin tur bär upp den nyttiga lasten. Huvudbalkarna kan precis som pelarna vara av betong, stål eller trä. När det gäller stålbalkar har utvecklingen gått från valsade profiler med relativt stor godstjocklek mot allt tunnare och slankare profiler. Stålbalkarna kan vara konventionella I eller H-balkar men oftast används så kallade hattprofiler. För att den totala höjden på bjälklaget inte ska bli för stor kan bjälklaget placeras på stålbalkens nedre fläns. Detta utförande ger även ett bra brandskydd av stålet. En annan fördel med detta system är att den bärande stommen separeras från väggelementen vilket leder till minskad överföring av ljud. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010)

Förbandstekniken är viktig för att systemet ska bära den tänkta lasten. Ett effektivt system med välutformade knutpunkter medför ett mer rationellt montage. Långa spännvidder kan ge akustiska problem, svikt och svängningar. (Langesten, 1991)



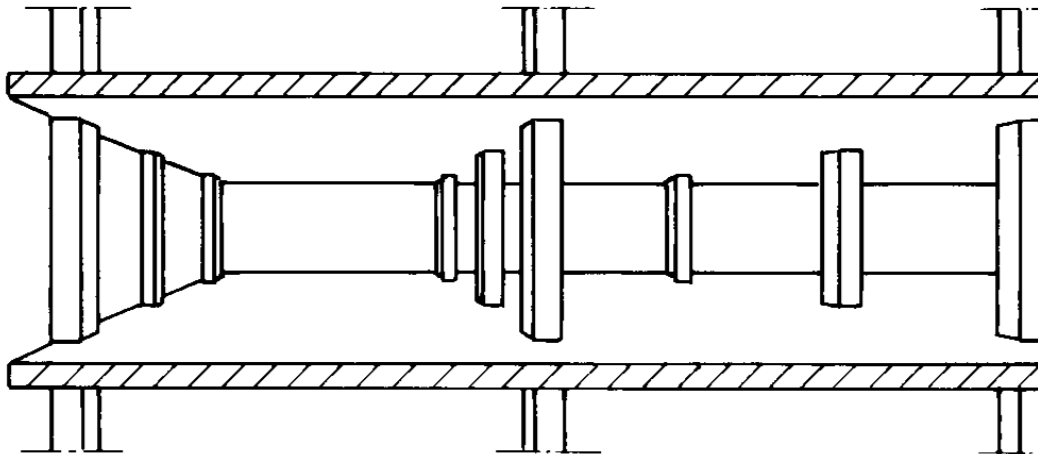
Figur 3.1 Stomme av bärande pelare och balkar av limträ (Svenskt trä, 2013).

3.2 Pelardäck

Pelardäck är en stomtyp som kännetecknas av att plattorna understöds av regelbundet placerade pelare. Pelarna utgör punktformiga stöd för bjälklaget utan några underliggande balkar. Med denna utformning fås en slät undersida som minskar behovet av ett undertak samt underlättar rördragningen. (Langesten, 1991)

De horisontella krafterna som överförs med det styva betongbjälklaget upptas bäst av fasadväggarna och trapphusets väggar. Pelarna kan då göras med ledad infästning. Detta utförande innebär mindre böjmoment i pelaren vilket leder till mindre armering. Nedböjning och genomstansning blir vanligtvis dimensionerande. Om det vid genomstansning blir svårt att klara bärförmågan kan bland annat plattan närmast pelaren förstärkas. Förstärkningen kan utföras av förstärkt armering eller olika typer av kapital mellan plattan och pelaren.

(Langesten, 1991)



Figur 3.2 Pelardäck (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010).

3.3 Bärande väggar

En bärande vägg kan fungera både som bärande av vertikala laster och som stabiliserande. Denna typ av stomlösningar begränsar planlösningen och minskar flexibiliteten. Bjälklag på bärande väggar används främst vid mindre ytor där avståndet mellan väggarna är tillräckligt för att tillgodose kravet på bland annat nedböjningen.

Bärande väggar av betong kan vara platsgjutna eller prefabricerade. Precis som för platsgjutna betongbjälklag krävs en form för platsgjutna väggar. Skalväggar påminner om plattbärlaget där skalväggarna utgör en kvarsittande form som levereras från fabriken. Skalväggen består av två färdigarmerade betongskivor, 50- 65 mm vardera, som monteras och sedan kompletteras med eventuella installationer innan betongen fylls i. Sandwichväggar är en annan variant av prefabricerade element. Väggen består av prefabricerade betongelement på både in- och utsidan med mellanliggande isolering. (Svensk betong, 2012)



Figur 3.3 Skalvägg (Svensk betong, 2013).

4 Val av stomsystem

4.1 Faktorer som styr valet av stomsystem

Krav som avser hållfasthet, nedböjning, brand, akustik, svikt och svängningar måste tillgodoses oavsett val av stomsystem. Finns det flera stomsystem att välja mellan kommer andra faktorer in i bilden som är av vikt. De viktigaste faktorerna presenteras nedan utan rangordning.

❖ Pris

Priset innefattar inte enbart produktionskostnader i form av materialkostnader och arbetskostnader utan där ingår hela kostnaden för en färdigställd konstruktion. Detta innebär att priset också påverkas av bland annat platsomkostnader och krankostnad och därför bör en komplett kostnadssammanställning utföras. Det slutliga priset påverkas direkt eller indirekt av de samtliga faktorer som presenteras nedan. Finns det två olika bjälklagskonstruktioner som uppfyller kraven blir det oftast det billigaste som väljs. (Rubin, 2012)

❖ Resurser

Med resurser menas bland annat arbetskraft, maskiner och utrustning samt alla hjälpmedel som behövs för att kunna driva fram projektet. Beroende på vilken lösning som väljs kommer resurserna att variera. *”Det kommer vissa perioder där man inte har många projekt och därför kan det vara en fördel att välja platsgjutna konstruktioner för att sysselsätta arbetarna”* (Rubin, 2012).

❖ Byggtid

Tiden det tar att bygga en konstruktion varierar med val av stomme och material. För vissa projekt ställs krav på byggtiden. Det är till exempel viktigt att snabbt färdigställa en byggnad som är centralt belägen för att minimera störningen. Tillgängligheten och leveranstider är också viktiga aspekter. (Rubin, 2012)

Platsgjutna betongkonstruktioner behöver en viss tid för att härda och nå önskad hållfasthet. På grund av den höga fukthalten måste ett platsgjutet betongbjälklag kunna härda flera veckor innan en matta kan läggas. Torktiden bromsar andra aktiviteter. Även arbetet under bjälklaget störs av formen. Med torktiden minskar *”graden av*

färdigställande” (Rubin, 2012). Ett platsgjutet bjälklag med tjocklek på 200 mm och ett vct-tal mellan 0,6-0,7 utan kiselstoft torkar ner till 90 % RF på 12-18 veckor (Andreasson, 2011).

❖ Flexibilitet

Att kunna ändra i planlösningen i framtiden kan vara en viktig faktor då i tidigt skede avgörs stomvalet. Flexibiliteten har större betydelse när det gäller kontorsbyggnader än när det gäller bostadshus.

❖ Plats

Ibland kan byggplatsen vara avgörande när det gäller valet av stomsystem. På vissa platser finns det krav att det ska gå snabbare att färdigbygga än på andra. Olika former av buller, transport, jordlandskap etc. kan begränsa möjligheten vid valet (Rubin, 2012).

❖ Detaljplan

I detaljplanen finns krav på minsta rumshöjd. Detta innebär att valet av bjälklag kan ha en stor effekt på den totala bygghöjden (Rubin, 2012). Tjockleken på bjälklaget påverkar även fasadytan vilket i sin tur innebär en ökning av kostnader (Andreasson, 2011).

❖ Spännvidd

Olika bjälklag klarar olika spännvidder. I kontorshus eftersträvas till skillnad från bostadshus större spännvidder och färre upplag. Större spännvidder innebär öppnare planlösningar. Större spännvidder kan minska projektets totala kostnad.

❖ Installationer

De olika lösningar som finns tillgängliga för installationer i bjälklaget är en faktor som i hög grad påverkar valet av bjälklag. Hur installationerna läggs påverkar den totala tjockleken på bjälklaget. Installationerna kan vara på, under eller integrerade i bjälklaget. Eftersom avloppsrör oftast är 110 mm kommer tjockleken på bjälklaget att variera mycket om röret integreras eller läggs utanför (Andreasson, 2011).

❖ Miljö

Miljöfrågorna tar mer och mer plats i många olika branscher. Hänsyn tas till vilken mängd energi och föroreningar som ingår i framställning, transport, pumpning av betong etc. Byggnadens livslängd och val av material är också av vikt när det gäller miljöpåverkan. Utvärdering av den totala påverkan som ett hus har på miljön sker med hjälp av en livscykelanalys, LCA. Livscykelanalysen omfattar den tiden från råvaruutvinning till rivning och återvinning eller deponering.

När det talas om byggnadsmateriell belastning på miljön rör det sig främst om koldioxidutsläpp. Utsläpp av koldioxid sker vid energianvändning i samband med framställning och transport av råvaror. Drift i form av uppvärmning och nedkylning utgör ett stort bidrag till miljöpåverkan under en byggnads livslängd. Till sist följer rivningen som inkluderar återvinning och deponering. En jämförelsestudie av olika rapporter, gjord av Brunklaus och Baumann år 2002, visar att användningsfasen och valt energisystem utgör den största miljöpåverkan. Två av sju rapporter pekar på att trä är ett bättre miljöalternativ på grund av mindre utsläpp av koldioxid och detta är tack vare avfallsförbränning samt att trä ses som en förnyelsebar resurs. Däremot har man vid jämförelsen inte tagit hänsyn till att betong respektive stål kan återvinnas, utan lyfter enbart fram att armeringen kan återvinnas till 67,5%. De resterande fem rapporterna, som av Brunklaus och Baumann bedöms som mer detaljerade och heltäckande, visar att trä med en relativ liten marginal är miljömässigt bättre under tillverkningsfasen.

❖ Kvalitet - ljud och brand

Ljud är en relativt viktig faktor vid val av bjälklag. Ljud i byggnader berör luftljud och stegljud. Oftast är det stegljudet från människor som utgör ett problem i bostäder och även i kontor. Tunga konstruktioner klarar till skillnad från lätta av ställda krav på ljudnivåer utan större problem. Ljudproblematiken i form av stegljud är betydligt större i lätta bjälklagskonstruktioner, speciellt vid låga frekvenser. Brister i utförandet kan ge stora konsekvenser för ljudmiljön i den färdiga byggnaden. Ett sätt att uppnå en bra stegljudsisolering är att separera olika skikt i bjälklaget. Detta kan åstadkommas exempelvis genom montering av undertaket fjädrande hängt i bjälkarna.

Förutom bra ljuddämpande egenskaper anses betongkonstruktioner ha tillräckligt med brandskydd. Till skillnad från träkonstruktioner behövs oftast inget extra skydd i form av brandskyddsbeklädnad. Stålkonstruktioner måste dock i likhet med träkonstruktioner skyddas mot brand. Detta kan åstadkommas med hjälp av brandskyddsmålning och/eller skivbeklädnad men även genom en konstruktiv utformning.

❖ Arbetsmiljö och säkerhet

Vid montage och produktion på byggarbetsplatsen har homogena betongplattor och HD/F fördelar. Arbetsplatsen hålls renare och arbetsmiljön blir bättre då gjutning undviks. Vid montage av plattor minskar arbetsmomenten med bockryggar och stämp. Bockryggar och stämp kan dock vara en fördel då det finns en stödjande konstruktion under bjälklaget. (Rubin, 2012)

❖ Tidigare erfarenheter inom företaget

Ibland handlar det inte om vilken lösning som är bäst för just den här byggnaden utan snarare om tidigare erfarenheter inom företaget (Bojrup, 2012). Vissa entreprenörer bygger typhus där handlingar och föreskrifter följer med i flera projekt. Fördelen med arbetssättet är att felkällorna minimeras för varje nytt projekt vilket i sin tur leder till bättre ekonomi. Nackdelen är att den kan finnas en risk att låsa sig vid vissa valda lösningar som kanske inte är det optimala för just den här byggnaden. (Andreasson, 2011)

❖ Energihushållning

Eftersom mellanbjälklag inte utgör en del av klimatskalet påverkas energihushållningen inte avsevärt. Däremot utgör anslutningen mellan bjälklaget och ytterväggen risk för köldbryggor. (Andreasson, 2011)

❖ Vikt

Vikten hos den färdiga konstruktionen kan påverka grundläggningen. Vid tunga byggnader kan behovet vara större av att förstärka marken än vid lätta byggnader.

Andra faktorer som kan påverka valet av stomsystem:

❖ Årstid

- ❖ Typ av projekt
- ❖ Transport
- ❖ Konjunktur

4.2 För- och nackdelar med respektive bjälklag

Nedan presenteras övergripande de viktigaste för- och nackdelarna med respektive bjälklag.

Platsgjutet betongbjälklag

Fördelar

- ❖ Flexibiliteten anses vara en av de viktigaste fördelarna med platsgjutna bjälklag. Bjälklaget utformas med hjälp av en form innan det är dags att gjuta.
- ❖ Ger de bästa förutsättningarna för utförandet av installationerna. Olika aktörer samverkar i den turordning som blir smidigast.
- ❖ All armering sker på plats vilket också kan vara till fördel för utförandet av installationerna.
- ❖ Projekteringsfasen är kortare jämfört med prefab vilket innebär att det går att sätta igång direkt efter byggnadsbeslut.
- ❖ Mellanbjälklaget gjuts samman med väggen och ursparingar som ska fyllas igen undviks.
- ❖ Bra ljud- och brandegenskaper.

Nackdelar

- ❖ Undersidan av plattan efterbehandlas oftast oavsett hur ren formen anses vara.
- ❖ Att armera hela plattan på plats är tidskrävande.
- ❖ Kräver en form vilket kan vara tidskrävande i större projekt med olika bjälklagsform.
- ❖ Torktiden är lång och ”graden av färdigställande” är låg. Med graden av färdigställande menas att andra aktiviteter bromsas upp. Uttorkningshastigheten styrs av temperaturen och luftfuktigheten men även av betongkvaliteten.
- ❖ Kräver större resurser i form av arbetskraft med specialkompetens och utrustning.

Plattbärlag

Fördelar

- ❖ Flexibiliteten i utformningen är stor men något mindre än för platsgjutna bjälklag. Längden kan göras upp till 10 m och höjden på armeringsstegar går att anpassas efter önskemål. Dock är bredden standard.
- ❖ Förutsättningar är bra för utförandet av installationerna innan pågjutningen.
- ❖ Tid sparas genom att undvika formbyggning och rivning. Tidsvinsten är cirka 25 % jämfört med den tid som behövs vid traditionell formsättning (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2010).
- ❖ Efterarbetet blir mindre krävande då ytan för undertaket är slät och klar att måla på
- ❖ Tempot blir högt då det finns en viss rutin i arbetet.
- ❖ Mellanbjälklaget gjuts samman med väggen och ursparingar som ska fyllas igen undviks.
- ❖ Bra ljud- och brandegenskaper.

Nackdelar

- ❖ Krav på projekteringen är större jämfört med platsgjutet.
- ❖ Allt för många kompletteringar på plats gör att tid förloras snabbt.
- ❖ I kontorshus utnyttjas inte bjälklagets funktion fullt ut på grund av lägre installationstäthet (Rubin 2012).

Håldäck

Fördelar

- ❖ Klarar längre spännvidder vilket innebär färre upplag och öppnare planlösningar.
- ❖ Kräver ingen större pågjutning utan bara flytspackling.
- ❖ Kort byggtid på grund av snabbare montage och hög ”grad av färdigställand”. Inga stämp som hindrar andra aktiviteter i våningen under.
- ❖ Ingen formbyggning och rivning.
- ❖ Väger mindre vilket är fördel vid tillverkning och transport samt vid val av dimension på byggkranen.
- ❖ Kräver mindre efterarbete då ytan för undertaket är slät och klar att måla på.
- ❖ Mindre mängd betong krävs vilket kan vara en fördel både miljö- och kostnadsmässigt.

Nackdelar

- ❖ Stegljud anses vara ett stort problem med HD/F.
- ❖ Installationerna går inte att integrera i bjälklaget. Den totala höjden på bjälklaget kan bli för stor vilket kan påverka den föreskrivna höjden på detaljplanen.
Installationstätheten är lägre i kontorshus än i bostadshus vilket gör att HD/F kan vara ett tänkbart alternativ i kontorshus.
- ❖ Arbetsinsatsen är svårare och dyrare vid installationsutförandet.
- ❖ Arean på fasaden ökar med ökande höjd på bjälklaget vilket ger extra kostnader.
- ❖ Vatten kan ta sig in i kanalerna under transport, lagring och montering om ingen tätning av öppningarna sker.

Massiva plattor

Fördelar

- ❖ Spännarmerade massiva plattor klarar längre spännvidder vilket innebär färre upplag och öppnare planlösning.
- ❖ Håltagning, ursparingar samt dragning av installationer utförs i fabriken.
- ❖ Kräver ingen större pågjutning.
- ❖ Kort byggtid på grund av snabbare montage och hög ”grad av färdigställande”. Inga stämp som hindrar andra aktiviteter i våningen under.
- ❖ Ingen formbyggnad och rivning.
- ❖ Kräver mindre efterarbete då ytan för undertaket är slät och klar att måla på.
- ❖ Bra ljud- och brandegenskaper.

Nackdelar

- ❖ Kräver välgjord projektering tidigt i byggprocessen om installationerna väljs att integreras.

Träbjälklag

Fördelar

- ❖ Element och komponenter kan monteras enklare och snabbare vid prefabricerade bjälklag och därmed ge en kortare produktionstid jämfört med platsgjuten betong.
- ❖ Lätta konstruktioner vilket kan leda till enklare och billigare grundläggning samt användning av mindre, billigare kranar.
- ❖ Hög ”grad av färdigställande” vid prefabricerade bjälklag.

- ❖ Med hänsyn till materialets tyngd behövs mindre kranar och blir därmed billigare att hyra.

Nackdelar

- ❖ Den största nackdelen med träbjälklag är konstruktionshöjden. Längre spännvidder innebär högre konstruktionshöjder. Möjligheten att öka spännvidden är direkt kopplad till konstruktionshöjden.
- ❖ Störningar i form av svikt och svängningar uppträder märkbart vid längre spännvidder.
- ❖ Brister i utförandet kan försämra ljud- och brandegenskaper.
- ❖ Materialet kan suga upp stora mängder fukt och måste därför skyddas före, under och efter inbyggnad.

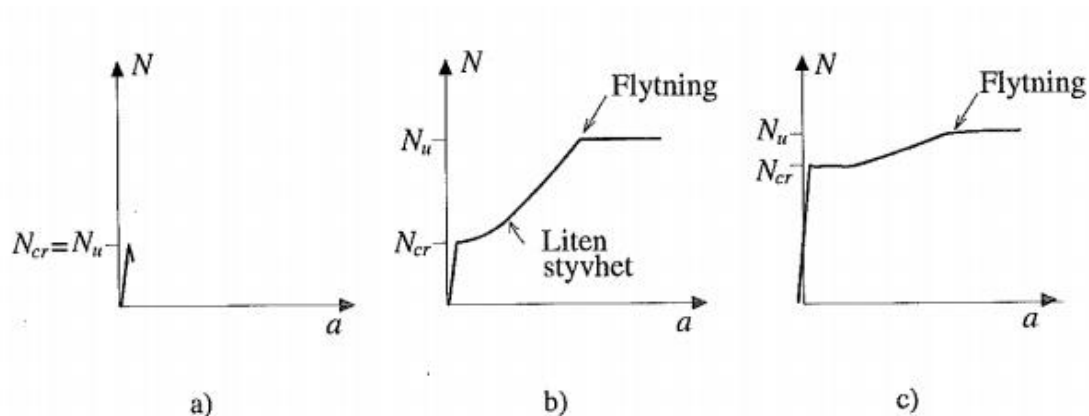
5 Dimensioneringsmetoder

5.1 Spännarmerade betongkonstruktioner

Introduktion

Utöver betongens beständighet, täthet och bearbetbarhet är hållfasthet och styvhet av störst intresse vid dimensionering av betongkonstruktioner. Betongens draghållfasthet är en av dess svagheter därför bortser man oftast från denna vid dimensioneringen. Genom att lägga armering i betongen kan betongens spröda brott ändras till segare brott med större deformationer. Armeringen tar dragpåkänningarna som uppstår och betongkonstruktionen får högre draghållfasthet.

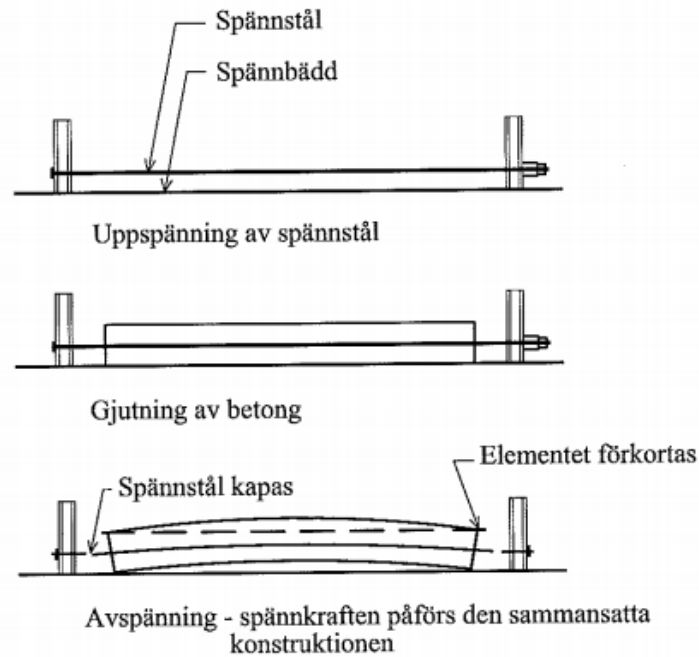
Genom att förspänna betongen påverkas böjstyvheten och sprickbildningen positivt. Betongen ges en initial tryckkraft i zoner utsatta för dragpåkänningar innan belastningen sker. Figur 5.1 visar effekten av att förspänna betongen.



Figur 5.1 Principiella last- förskjutningssamband för a) oarmerad, b) armerad och c) förspänd betongstav som belastas av normalkraft, N , till brott. N_{cr} är lasten där sprickor uppstår och N_u är brottlast. (Engström, 2008)

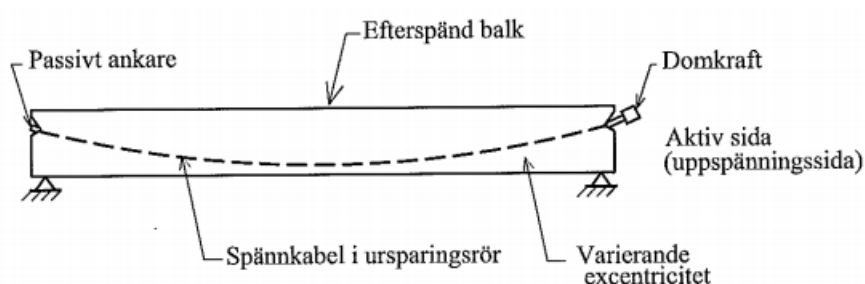
Spännarmerad betong delas in i två system beroende på förspänningsmetoden.

Förespänning: Armeringen spänns i form före gjutning av betongen. Avspänningen sker efter att betongen har härdat tillräckligt. Vidhäftningen förhindrar spännstålet att återgå till sin ursprungliga längd och tryckkrafter uppstår. Förespänning är den mest använda metoden inom husbyggande. (Hassenzaher, 1998)



Figur 5.2 Olika steg vid förspänning (Engström, 2008).

Efterspänning: Armeringen spänns efter gjutning och härdande av betongen. Spännkraften överförs till betongkonstruktionen genom ändförankringar. Man skiljer mellan injekterad spännarmering och icke vidhäftande spännarmering. Vid injekterad spännarmering injekteras rören med cementbruk efter uppspänningen. Injekteringen har till uppgift att ge samverkan mellan spännarmeringen och betongen samtidigt som den skyddar mot korrosion. Den andra metoden innebär att spännkraften från kabeln till betongkonstruktionen överförs endast via förankringar. I princip uppstår ingen friktionskrafter mellan kabeln och omgivande betong. (Hassenzaheh, 1998)



Figur 5.3 Efterspänd konstruktion (Engström, 2008).

För- och nackdelar med spännarmering

- + Sprickbildningen reduceras eller elimineras
- + Minskad nedböjning vilket leder till större spännvidder med slankare tvärsnitt
- + Ökad tvärkraftskapacitet
- + Effektivare skydd mot korrosion
- + Armeringsbehovet minskar då höghållfast stål används
- Komplexerad dimensionering
- Mer korrosionskänslig än vanlig armering
- Noggrannare tillverkningskontroll krävs
- Ökade material- och byggkostnader

Dimensionering

Förspänningskraften som ges till en viss konstruktion har en avsevärd effekt på det strukturella beteendet i bruksgränstillståndet. Genom att välja denna kraft och dess position kan effekterna styras. För ett givet tvärsnitt, x , kan det initiala värdet på spänningskraften preliminärt bestämmas utifrån vissa kriterier som fastställs med hänsyn till den önskade effekten. Spännkraften, P_i , uppskattas genom att välja det värde som ger minsta negativa effekt för några olika kritiska lägen. (Engström, 2011)

Initial spännkraft

Uppspänning/avspänning

$$\text{"Dragen kant"} \quad P_i \leq \frac{M_{go}(x) + \frac{I_c}{x} \sigma_{cti,max}}{e - \frac{I_c}{x \cdot A_c}}$$

där:

P_i	initial spännkraft [Pa]
M_{go}	böjmoment på grund av egenvikt [Nm]
A_c	betongens tvärsnittsarea [m ²]
I_c	betongtvärsnittets tröghetsmoment [m ⁴]
e	excentricitet [m]

$\sigma_{cti,max}$ dragspänning i betongen [Pa]

$$\text{"Tryckt kant"} \quad P_i \leq \frac{M_{go}(x) + \frac{I_c}{h-x} |\sigma_{cci,max}|}{e + \frac{I_c}{(h-x) \cdot A_c}}$$

där:

h tvärsnittshöjd [m]

σ_{ccimax} tryckspänning i betongen [Pa]

Kvasi-permanent last

$$\text{"Tryckt kant"} \quad P_i \geq \frac{1}{\eta} \cdot \frac{M_{go}(x) + M_{gt}(x) - \frac{I_c}{x} |\sigma_{cc\infty,max}|}{e - \frac{I_c}{x \cdot A_c}}$$

där:

M_{gt} ytterligare moment motsvarande långtidslast [Nm]

$\sigma_{cc\infty,max}$ tryckspänning i betongen efter långtid [Pa]

η koefficient relaterad till långsiktiga effekter 0,75–0,85

Karakteristisk last

$$\text{"Dragen kant"} \quad P_i \geq \frac{1}{\eta} \cdot \frac{M_{go}(x) + M_q(x) - \frac{I_c}{h-x} |\sigma_{ct\infty,max}|}{e - \frac{I_c}{(h-x) \cdot A_c}}$$

där:

M_{go} Ytterligare maximalt moment [Nm]

$\sigma_{ct\infty,max}$ dragspänning i betongen efter lång tid [Pa]

Eftersom villkoren ovan kan vara motstridiga bör spännkraften som ger minst negativa effekter väljas. Det första villkoret innebär att det uppstår sprickor i ovankant och det sista villkoret innebär att det uppstår sprickor i underkant. Man väljer helst att överskrida första villkoret eftersom dessa sprickor är mindre allvarliga.

Spännkraftsförlusten

Värdet på den initiella förspänningskraften, som förs till betongkonstruktionen omedelbart efter uppspänning och förankring eller efter avspänning, erhålls genom avdrag av de omedelbara förlusterna. Detta sker genom att reducera spänningen i spännarmeringen reduceras med rekommenderade värden. (Eurokod 2, 2008)

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x)$$

$$\sigma_{pm0} = \min(0,75f_{pk}, 0,85f_{p0,1k})$$

där:

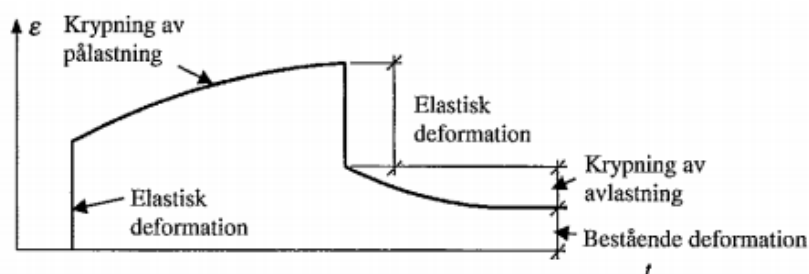
A_p spännarmeringens tvärsnittsarea [m^2]

σ_{pm0} spänningen i spännarmeringen omedelbart efter uppspänning/avspänning [Pa]

$f_{p0,1k}$ karakteristiskt värde för spänningen i spännarmering vid töjningen 0,1 % [Pa]

f_{puk} karakteristiskt värde för spännarmeringens draghållfasthet [Pa]

Utöver de omedelbara förlusterna finns det även tidsberoende förspänningsförluster som måste beaktas. Den tidsberoende spännkraftsförlusten beror på krypning av betongen, krympning av betongen samt relaxation av spännlinorna. Figur 5.4 visar krypningen, dvs. hur deformationen ökar med tiden. Hållfastheten hos materialet påverkas inte i någon större omfattning. En del av deformationen kvarstår även om materialet avlastas. Krypning utgör cirka 50 % av den totala förspänningsförlusten. (Engström, 2011)



Figur 5.4 Krypning av betong under konstant belastning följt av avlastning (Engström, 2008).

En del av vattnet i betongen försvinner så småningom när betongen härdar och åldras. Detta leder till att betongen krymper. Om betongen hindras från att röra sig kan sprickor uppstå. Krympning leder också till ökad deformation. Krympning utgör cirka 25 % av den totala

förspänningsförlusten. Relaxation, dvs. tidsberoende minskning av spänning som uppstår vid konstant töjning, utgör cirka 25 % av den totala förspänningsförlusten. (Engström, 2011)

En förenklad metod för beräkning av tidsberoende förluster under permanent last ges av uttrycket nedan, (Eurokod 2, 2008).

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} Z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

där:

ΔP_{c+s+r} absolut värde av spänningsändring i spännarmeringen vid läge x och tiden t, på grund av krypning, krympning och relaxation [Pa]

E_{cm} sekantvärde för betongens elasticitetsmodul [Pa]

E_p dimensioneringsvärde för spännarmeringens elasticitetsmodul [Pa]

Z_{cp} avståndet mellan spännarmeringens och betongtvärsnittets tyngdpunkt [m]

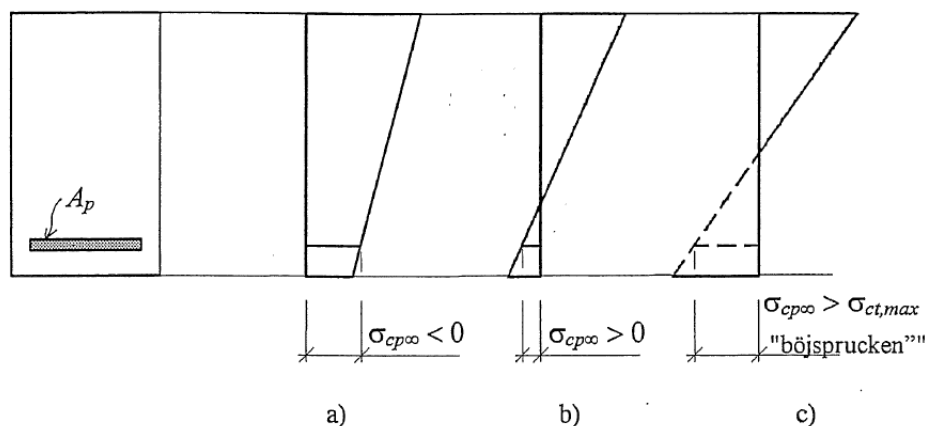
ε_{cs} total krympning

$\sigma_{c,QP}$ spänningen i betongen i nivå med spännarmeringen på grund av egentyngd och initial förspänning samt eventuella andra kvasipermanenta laster [Pa]

$\varphi(t, t_0)$ kryptalet vid tiden t och med pålastning vid tiden t_0

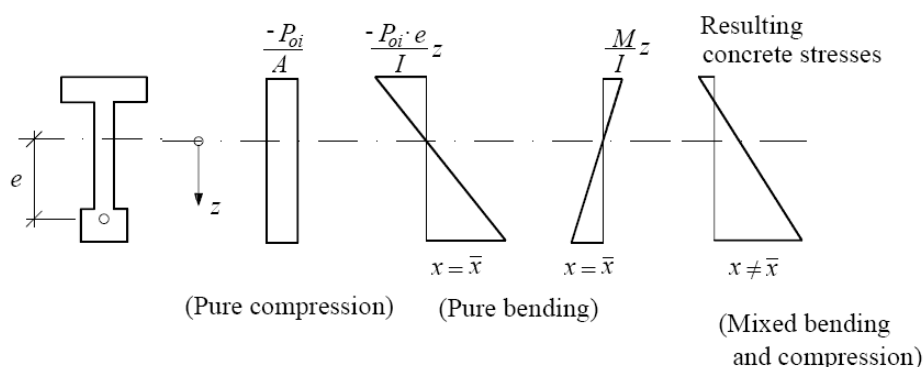
Effektiv spännkraft efter lång tid

Enligt tidigare styrs effekterna efter lång tid av spänningsnivån och placeringen i tvärsnittet. Betongen kan vara tryckt, dragen eller böjsprucken.



Figur 5.5 Betongpåkänningar för långtidslast vid tiden t för a) tryckt betong, b) dragen betong och c) böjsprucken betong på spännstålets nivå (Engström, 2011).

Betongpåkänningen på spännstålets nivå $\sigma_{cp\infty}$ efter lång tid, med full utvecklade effekter, beräknas med hjälp av Naviers formel. Spänningsfördelningen ges av tre komponenter, spänningar på grund av förspänningskraften, spänningar orsakade av böjmoment på grund av den excentriska förspänningskraften samt spänningar på grund av yttre böjmoment, se figur 5.6. (Engström, 2011)



Figur 5.6 Spänningsfördelning bestäms av en kombination av några grundläggande lastfall. Spänningar på grund av förspänningskraften, spänningar orsakade av böjmoment på grund av den excentriska förspänningskraften samt spänningar på grund av yttre böjmoment. (Engström, 2011)

Det går att konstatera att betongen är dragen eller böjsprucken om beräknad betongpåkänning på spännstålets nivå har ett positivt värde och tryckt om den har ett negativt värde.

Påkänningen i spännstålet beräknas enligt

$$\sigma_{p\infty} = \frac{P_{\infty}}{A_p} + \alpha_{p,ef} \cdot \sigma_{cp\infty}$$

$$\alpha_{p,ef} = \frac{E_s}{E_{c,ef}}$$

där:

P_∞ spännkraft efter lång tid [N]

$\sigma_{cp\infty}$ betongpåkänning på spännstålets nivå [Pa]

E_s elasticitetsmodul för stål [Pa]

$E_{c,eff}$ betongens effektiva elasticitetsmodul [Pa]

Den första termen avser spänningen i spännstålet och den andra den spänningsändring som uppstår på grund av det sammansatta tvärsnittets respons vid belastning. Effektiv spännkraft definieras som kraften i spännstålet då betongpåkänningarna i spännstålets nivå är noll. Vid dragen eller böjsprucken betong beräknas den effektiva spännkraften direkt ur den första termen. Detta beror på att den tänkta lasten är mindre än långtidslasten men utgör således en andel av den långtidslasten som också ger en långtidsrespons. (Engström, 2011)

Stålpåkänningen benämns ofta ”nolltöjningspåkänning”.

$$\sigma_{p\infty} = \frac{P_\infty}{A_p}$$

Vid tryckt betong är den tänkta lasten större än långtidslasten och utgör således en korttidslast. För att betongpåkänningen på spännstålets nivå ska öka till noll belastas balken med en tillkommande korttidslast. Nolltöjningspåkänningen blir

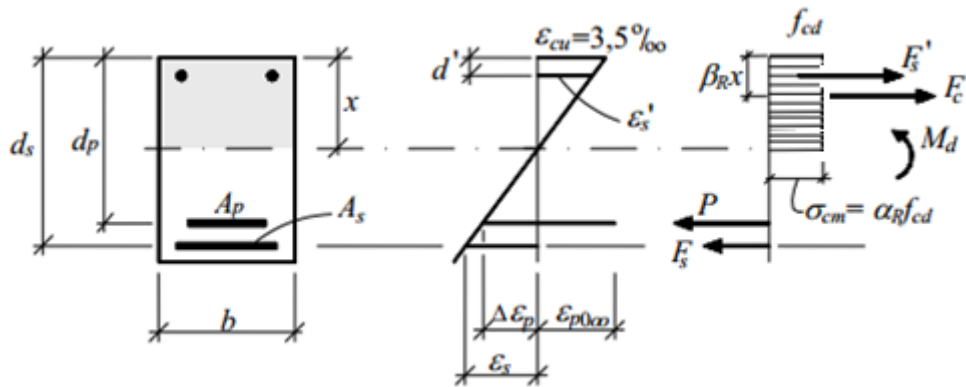
$$\sigma_{p\infty} = \frac{P_\infty}{A_p} + \alpha_{p,ef} \cdot \sigma_{cp\infty} + \alpha_p \cdot |\sigma_{cp\infty}|$$

Stålpåkänningen för långtidslasten ökar med $\alpha_p \cdot |\sigma_{cp\infty}|$, där $\alpha_p = E_p/E_c$ (korttidsrespons) och E_c är elasticitetsmodul för betong [Pa]

Dimensioneringsprinciper i brottgränstillståndet

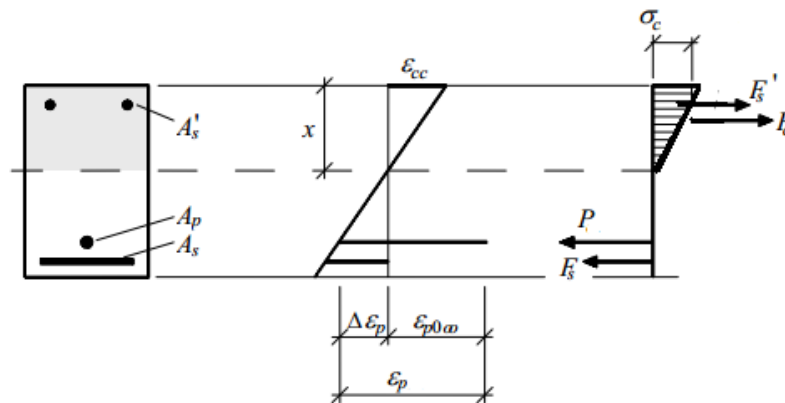
- I. Betongstukning i tryckt kant begränsas $\epsilon_{cc} \leq \epsilon_{cu} = 0,035$

Denna metod innebär att beräkningen utförs på samma sätt som för slakarmerat tvärsnitt.



Figur 5.7 Töjningssamband, kraftjämvikt och moment jämvikt (Engström, 2011).

- II. Spännstålets töjning begränsas $\epsilon_p \leq \epsilon_{ud} = 0,9 \cdot \epsilon_{uk}$. Metoden innebär att ett värde på betongspänningen antas. Spänningen i betongen är inte fullt utvecklad innan brott inträffar.



Figur 5.8 Töjningssamband och kraftjämvikt (Engström, 2011).

5.2 Pelarunderstödda plattor

Förutom dimensionering enligt Eurokod görs en finita elementmodell med hjälp av datorprogrammet MATLAB och applikationsverktyget CALFEM.

5.2.1 Den avancerade strimlemetoden

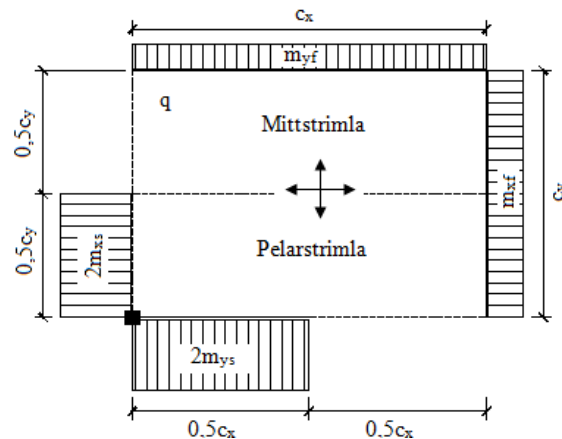
Strimlemetoden eller jämviktsteorin är en undre gränslastmetod. Metoden bygger på en momentfördelning som i varje punkt uppfyller jämvikts- och randvillkoren.

Momentfördelningen ligger sedan till grund för armeringen av plattan. Hillerborg tog år 1974 fram anvisningar för en beräkningsgång av pelarunderstödda plattor, den s.k. avancerade strimlemetoden. Anledningen till att den enkla strimlemetoden inte kan användas är att lasten i hörnstödda element till skillnad från rektangulära upplagda plattor bärs upp i minst två riktningar. Detta innebär att hörnstödda element måste armeras i minst två riktningar. Det

vridande momentet som för lasten till stödet är medräknade i dimensioneringsregler för böjmoment längs kanterna. Grundprincipen för den enkla liksom den avancerade strimlemetoden är att vridmomentet och tvärkraften antas vara lika med noll på elementets kanter. (Nilsson, Olofsson & Jonasson, 2006)

Vid dimensionering delas plattan upp i element som begränsas av linjer, s.k. begränsningslinjer, där tvärkraften är lika med noll. Valet av begränsningslinjer spelar teoretiskt ingen roll för brottsäkerheten men har kraftig inverkan på sprickbildning och armeringsekonomi. (Nilsson, Olofsson & Jonasson, 2006)

Medelmoment i varje led fördelas i två strimlor där strimlan närmast hörnstödet kallas för *pelarstrimla* medan den andra kallas *mittstrimla*. En momentfördelning som kan vara både ekonomisk och praktiskt användbar är att koncentrera stödmomentet till pelarstrimlan medan fältmomentet fördelas jämt över strimlorna. (Nilsson, Olofsson & Jonasson, 2006). För en mer detaljerad beskrivning av metoden hänvisas till boken *Dimensionering av armerade betongplattor enligt strimlemetoden*, Hillerborg (1974).



Figur 5.9 Momentfördelning där stödmomentet koncentreras till pelarstrimlan medan fältmomentet är jämnt fördelat över båda strimlorna (Nilsson, Olofsson & Jonasson, 2006).

5.2.2 Finita elementmodeller

Linjärelastiska modeller används för att förenkla och approximera verkligheten. Modellerna beskriver materialets beteende där spänningarna och töjningarna beräknas med en linjärelastisk beräkningsmodell. Detta innebär att vissa olinjära beteenden inte beskrivs korrekt. Materiella egenskaper kan förändras på grund av till exempel uppsprickning. Ett exempel på en materiell egenskap är styvheten.

Finita elementmetoden är en numerisk lösningsmetod som är baserad på linjärelastiska teorier. Konstruktionen delas in i olika element vars storlek och antal bestäms beroende på önskad noggrannhet. Modellen bygger på differentialekvationerna som beskriver varje enskilt element. Ett globalt ekvationssystem skapas baserat på elementindelning, elementens egenskaper och randvillkor. (Ottosen & Petersson, 1992)

Finita elementanalys med CALFEM

CALFEM, som står för ”Computer Aided Learning of the Finite Element Method”, är ett applikationsverktyg till Matlab. CALFEM används till att utföra beräkningar med finita elementmetoden. CALFEM har utvecklats vid Lunds universitet, på avdelningen för byggnadsmekanik, som ett pedagogiskt verktyg för att lära ut finita elementmetoden. Programmet behandlar olika problem som handlar om deformationer och kraftverkan på konstruktioner uppbyggda av skal-, fjäder-, stång-, balk- och plattelement. Andra problem som behandlas i CALFEM är värmeflöden i ytor och solida kroppar. (Austrell et.al, 2004)

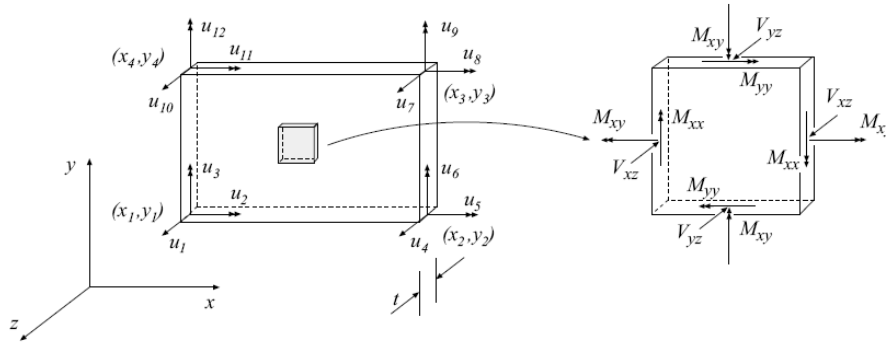
Moment, tvärkraft och deformationer för rektangulära plattor tas fram med hjälp av CALFEM funktionerna *platre* och *platrs*. Funktionerna förutsätter linjärelastiskt material som kan vara isotropt eller anisotropt.

$$[K_e, f_e] = \text{platre}(ex, ey, ep, D, eq)$$

$$[es, et] = \text{platrs}(ex, ey, ep, D, ed)$$

Funktionen *platre* bygger upp elementstyvhetsmatrisen \mathbf{K}^e och elementlastvektorn \mathbf{f}_1^e som sedan lagras i styvhetsmatrisen \mathbf{K}_e och lastvektorn \mathbf{f}_e . Matriserna \mathbf{ex} och \mathbf{ey} innehåller x- och y-koordinaterna för elementets noder. Materialets egenskaper beskrivs i den konstitutiva \mathbf{D} -matrisen i form av elasticitetsmodul och Poissons tal. Variablerna \mathbf{ep} och \mathbf{eq} står för elementets tjocklek respektive den utbredda lasten som påförs i z-riktningen. Vektorn \mathbf{ed} i funktionen *platrs* innehåller förskjutningarna av elementets noder. Krafterna och krökningarna för det rektangulära plattelementet ges av \mathbf{es} respektive \mathbf{et} . (Austrell et.al, 2004)

$$es = [M^T \ V^T] = [M_{xx} \ M_{yy} \ M_{xy} \ V_{xz} \ V_{yz}]$$



Figur 5.10 Krafter i ett rektangulärt plattelement (Austrell et.al, 2004).

I enlighet med Eurokod beräknas de dimensionerande momenten som ger störst negativ påverkan, i form av värst sprickriktning, enligt nedan:

$$\text{Maximalt fältmoment i x-led} = M_{xx} + |M_{xy}|$$

$$\text{Maximalt fältmoment i y-led} = M_{yy} + |M_{xy}|$$

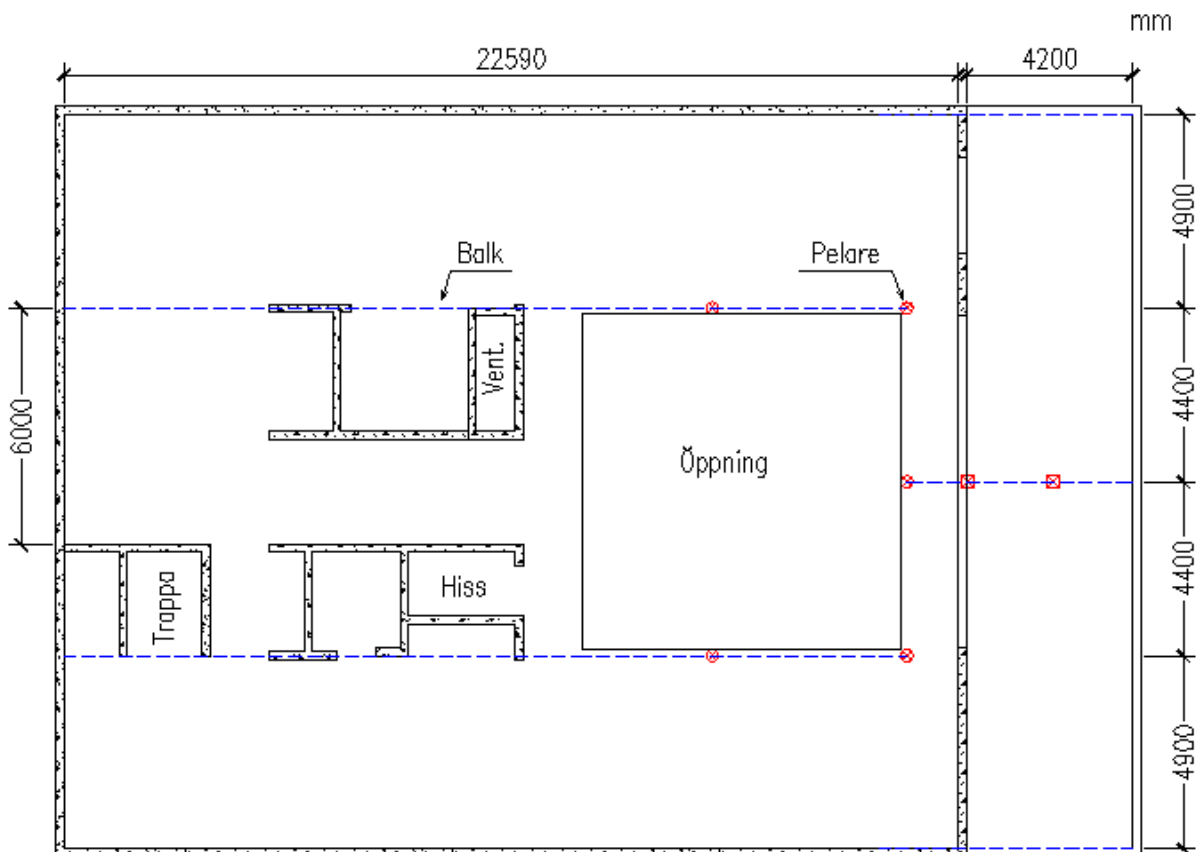
$$\text{Maximalt stödmoment i x-led} = M_{xx} - |M_{xy}|$$

$$\text{Maximalt stödmoment i y-led} = M_{yy} - |M_{xy}|$$

6 Fallstudie av några valda stomsystem

I byggprocessen startar beställaren projektet med att sätta upp krav. Dessa krav kan bland annat vara ljudklass, brandklass etc. "När det gäller val av stomme är det vanligt att konstruktören gör det i samråd med fastighetsägaren och i vissa fall med byggnadsentreprenören" (Bojrup, 2012).

I detta projekt skall olika stomlösningar studeras. För att möjliggöra jämförelsen mellan valda lösningar och begränsa spridningen väljs ett referensobjekt i samarbete med konsultföretaget Structor AB. Ett kontorshus med ritningar kommer att vara startpunkten för val och dimensionering av bjälklagslösningarna. En förenklad ritning av stomsystemet över plan ett visas i figur 6.1. De långa huvudbalkarna kan gå hela vägen ut och på så sätt minska spännvidden på bjälklaget i kontorets högra sida. Eftersom referensobjektet är ett kontorshus ställs det vissa krav på bland annat flexibilitet, stora och öppna planlösningar. Pelarbalksystemet respektive pelardäck är två alternativ som kan möjliggöra dessa krav.



Figur 6.1 Bärande stommen som bär upp bjälklaget över plan ett.

6.1 Pelar- balksystem

Utifrån den förenklade ritningen, se figur 6.1, väljs några typer av mellanbjälklag för dimensionering, nämligen håldäckselement, plattbärlag och träbjälklag av limträ. Bjälklaget tänks vila på ytterväggarna respektive bärande balkar som i sin tur vilar på pelare eller bärande innerväggar. Dimensioneringen för respektive bjälklag och spännvidd utförs enligt Eurokod. Resultatet kommer sedan att tabelleras och jämföras.

6.1.1 Dimensionering av håldäckselement HD/F

Dimensioneringen utförs för två spännvidder, 6 m och 9,3 m, se figur 6.1. Beräkningsgången för 6 m lång platta görs detaljerad medan för den andra spännvidden kortfattad.

Dimensioneringen är baserad på Eurokod 2.

HD/F - spännvidd 6 m

Betongkvalitet C50/60

$\gamma_d = 1,0$ (säkerhetsklass 3)

$f_{ck} = 50$ MPa

$f_{ctk,0,05} = 2,9$ MPa

$f_{ctm} = 4,1$ MPa

$E_{cm} = 37$ MPa

$E_p = 195$ MPa

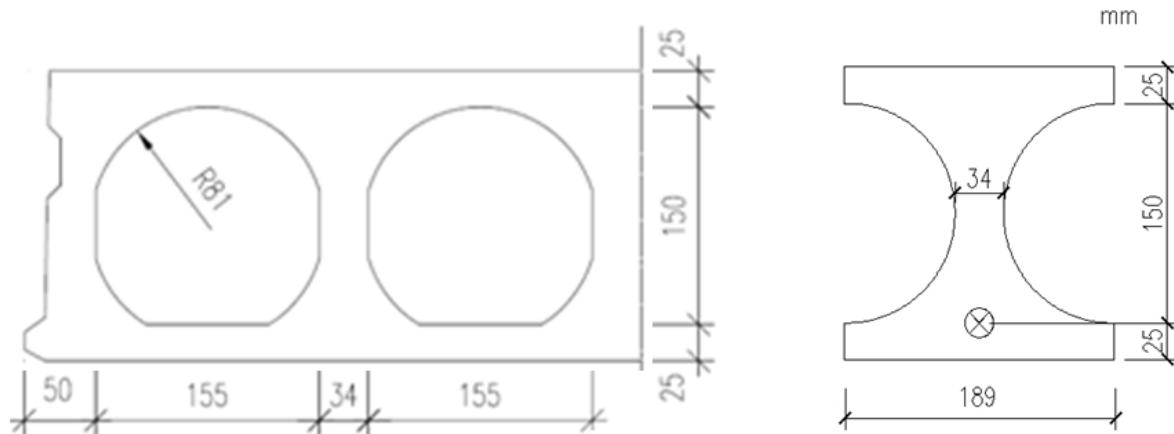
Betongens tunghet= 24 kN/m³

Avspänningshållfasthet: 35 – 40 MPa efter cirka 4 dagar

Relativ fuktighet 40 %

Byggnadens beräknade livslängd är 100 år

HD/F 120/20



Figur 6.2 HD/F 120/20 till vänster (Starka, 2013) och förenklad modell till höger.

Beräkning av tvärsnittskonstanter utan hänsyn till spännarmering

Tvärsnittskonstanterna beräknas utan hänsyn till spännarmering. Hålet antas vara ett cirkulärt tvärsnitt med en diameter på 150 mm, se figur 6.2.

$$A_c = 2 \cdot 25 \cdot 189 + \left[(150 \cdot 189) - \frac{\pi \cdot 150^2}{4} \right] = 20128,5 \text{ mm}^2$$

$$x_{TP} = \frac{200}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$I_c = 2 \cdot \left(\frac{189 \cdot 25^3}{12} + 87,5^2 \cdot 189 \cdot 25 \right) + \frac{189 \cdot 150^3}{12} - \frac{\pi \cdot 150^4}{64} = 10115 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Beräkning av dimensionerande laster i brott- och bruksgränstillståndet

Laster

Nyttig last i kontorslokaler 2,5 kN/m²

Innerväggar 0,4 kN/m²

35 mm pågjutning = 0,035 · 24 = 0,84 kN/m²

Tvärsnittets egentyngd = 20128,5 · 10⁻⁶ · 24 = 0,48 kN/m

$G_k = (0,4 + 0,84) \cdot 0,189 + 0,48 = 0,71 \text{ kN/m}$

Värden för ψ -faktorer

$$\psi_0 = 0,7, \psi_1 = 0,5, \psi_2 = 0,3$$

Dimensionerande last i brottgränstillstånd

$$q_d = \gamma_d \cdot 1,2 \cdot G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1} = 1,0 \cdot (1,2 \cdot 0,71 + 1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,189) = 1,56 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last i bruksgränstillstånd

Kvasi-permanent lastkombination

$$q_d = 1,0 \cdot G_{k,j} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = 1,0 \cdot 0,71 + 0,3 \cdot 2,5 \cdot 0,189 = 0,85 \text{ kN/m}$$

Karakteristisk lastkombination

$$q_d = 1,0 \cdot G_{k,j} + 1,0 \cdot G_{k,1} = 1,0 \cdot 0,71 + 1,0 \cdot 2,5 \cdot 0,189 = 1,18 \text{ kN/m}$$

Uppskattning av spännkraft P_i

Spännkraften, P_i , uppskattas genom att välja ett lämpligt värde av några kritiska lägen som ger den minsta negativa effekt.

Uppspänning/avspänning

$$\text{"Dragen kant"} \quad P_i \leq \frac{M_{go}(x) + \frac{I_c}{x} \sigma_{cti,\max}}{e - \frac{I_c}{x \cdot A_c}}$$

$M_{go}(x)$ = sätts till 0 då den ger värst.

$$e = 0,100 - 0,025 = 0,075 \text{ m}$$

$$\eta = 0,8$$

$$\sigma_{cti,\max} \leq f_{ctk,0,5}(t)$$

$$\sigma_{cti,\max} = \left(\frac{37,5}{50}\right) \cdot 2,9 = 2,175 \text{ MPa}$$

$$P_i \leq \frac{\frac{10115 \cdot 10^{-8}}{0,1} \cdot 2,175 \cdot 10^6}{0,075 - \frac{10115 \cdot 10^{-8}}{0,1 \cdot 20128,5 \cdot 10^{-6}}} = 89 \text{ kN}$$

$$\text{"Tryckt kant"} \quad P_i \leq \frac{M_{go}(x) + \frac{I_c}{h-x} |\sigma_{cci,\max}|}{e + \frac{I_c}{(h-x) \cdot A_c}}$$

$$M_{go}(x) = \frac{0,71 \cdot 6^2}{8} = 3,195 \text{ kNm}$$

$$|\sigma_{ccimax}| \leq 0,45f_{ck}$$

$$|\sigma_{cci,max}| = 0,45 \cdot 37,5 = 16,88 \text{ MPa}$$

$$P_i \leq \frac{3,195 \cdot 10^3 + \frac{10115 \cdot 10^{-8}}{0,1} \cdot 16,88 \cdot 10^6}{0,075 + \frac{10115 \cdot 10^{-8}}{0,1 \cdot 20128,5 \cdot 10^{-6}}} = 162 \text{ kN}$$

Kvasi-permanent last

$$\text{"Tryckt kant"} \quad P_i \geq \frac{1}{\eta} \frac{M_{go}(x) + M_{gt}(x) - \frac{I_c}{x} |\sigma_{ccc\infty,max}|}{e - \frac{I_c}{x \cdot A_c}}$$

$$|\sigma_{ccc\infty,max}| \leq 0,45f_{ck}$$

$$|\sigma_{ccc\infty,max}| = 0,45 \cdot 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

$$M_{go}(x) + M_{gt}(x) = \frac{0,85 \cdot 6^2}{8} = 3,825 \text{ kNm}$$

$$P_i \geq \frac{1}{0,8} \frac{3,825 \cdot 10^3 - \frac{10115 \cdot 10^{-8}}{0,1} \cdot 22,5 \cdot 10^6}{0,075 - \frac{10115 \cdot 10^{-8}}{0,1 \cdot 20128,5 \cdot 10^{-6}}} = -956 \text{ kN}$$

Karakteristisk last

$$\text{"Dragen kant"} \quad P_i \geq \frac{1}{\eta} \frac{M_{go}(x) + M_q(x) - \frac{I_c}{h-x} |\sigma_{ct\infty,max}|}{e + \frac{I_c}{(h-x) \cdot A_c}}$$

$$|\sigma_{ct\infty,max}| \leq f_{ctk,0,5}(t)$$

$$M_{go}(x) + M_{gt}(x) = \frac{1,18 \cdot 6^2}{8} = 5,31 \text{ kNm}$$

$$P_i \geq \frac{1}{0,8} \frac{5,31 \cdot 10^3 - \frac{10115 \cdot 10^{-8}}{0,1} \cdot 2,9 \cdot 10^6}{0,075 + \frac{10115 \cdot 10^{-8}}{0,1 \cdot 20128,5 \cdot 10^{-6}}} = 24 \text{ kN}$$

Det karakteristiska värdet avgör valet av spännkraften eftersom det uppstår sprickor i underkant om detta värde överskrids. Av denna anledning väljs ett värde på spännkraften som överstiger 24 kN. Att beräknat värde är negativt innebär att tryckspänningar i överkant inte är kritisk för långtidslast. Med hänsyn tagen till samtliga villkor sätts spännkraften till 70 kN.

Beräkning av spännstålsarea

$$A_p \geq \frac{P_i}{\sigma_{pm0}}$$

Spännstålet Y 1860 S 7 9,3 mm från Fundia, se bilaga 1.

$$F_{P0,1} = 91,0 \text{ kN}$$

$$F_m = 102,6 \text{ kN}$$

$$A_p = 52,3 \text{ mm}^2$$

$$f_{p0,1k} = \frac{F_{P0,1}}{A} = 1740,0 \text{ MPa}$$

$$f_{puk} = \frac{F_m}{A} = 1961,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pm0} = \min \begin{cases} 0,85f_{p0,1k} = 1479,0 \text{ MPa} \\ 0,75f_{puk} = 1471,3 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{pm0} = 1471,3 \text{ MPa}$$

$$A_p \geq \frac{70 \cdot 10^3}{1471,3 \cdot 10^6} = 47,6 \text{ mm}^2$$

$$\text{antal spännlinor} = \frac{47,6}{52,3} \rightarrow 1 \text{ st}$$

Beräkning av tvärsnittkonstanter med avseende på spännarmering

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{195}{37} = 5,27$$

$$A_{c,ef} = 20128,5 + 52,3 \cdot (5,27 - 1) = 20351,8 \text{ mm}^2$$

$$20351,8 \cdot x_{TP,ef} = 52,3 \cdot (5,27 - 1) \cdot 25 + 20128,5 \cdot 100$$

$$x_{TP,ef} = 99,2 \text{ mm}$$

$$I_{c,ef} = 10115 \cdot 10^4 + (100 - 99,2)^2 \cdot 20128,5 + (5,27 - 1) \cdot 52,3 \cdot (99,2 - 25)^2$$

$$= 10239 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Beräkning av den totala spännkraftsförlusten

Spännkraftsförlusten beräknas med hjälp av ekvationen nedan.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} Z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

Krypning

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 20351,8}{2 \cdot 189} = 107,7$$

där:

u omkretsen för den del av betongtvärsnittet som är exponerad för uttorkning [m]

Avläsning ($t_0=4$ dygn) ger att kryptalet $\varphi = 2,5$

Krympning

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Uttorkningskrympnings tillväxt med tiden erhålls ur:

$$\varepsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot \varepsilon_{cd,0} \cdot K_h$$

där:

$\varepsilon_{cd,0}$ nominellt värde på oförhindrad uttorkningskrympning för betong

k_h koefficient som beror på tvärsnittets fiktiva tjocklek

$$\beta_{ds}(t, t_s) = 1,0 \text{ efter lång tid}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,41 \text{ ‰}$$

$$K_h = 0,99$$

$$\varepsilon_{cd} = 1,0 \cdot 0,41 \cdot 0,99 = 0,406 \text{ ‰}$$

Den autogen uttorkning erhålls ur:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6}$$

där:

f_{ck} karakteristiskt värde för betongens cylindertryckhållfasthet [MPa]

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (37,5 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,069 \text{ ‰}$$

Total krympning:

$$\varepsilon_{cs} = 0,406 + 0,069 = 0,475 \text{ ‰}$$

Relaxation

$$\sigma_{c,QP} = \frac{-P_i}{A_c} + \frac{-P_i \cdot e + M}{I_c} \cdot e$$

$$\sigma_{c,QP} = \frac{-70 \cdot 10^3}{20351,8 \cdot 10^{-6}} + \frac{-70 \cdot 10^3 \cdot 0,075 + 3,825 \cdot 10^3}{10239 \cdot 10^{-8}} \cdot 0,075 = -4,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot (t/1000)^{0,75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

där:

$\Delta\sigma_{pr}$ absolutvärde på relaxationsförlusten

σ_{pi} maximalt påförda spänning i armeringen minus de omedelbara förluster som inträffar under uppspanningsförfarandet

ρ_{1000} storlek på relaxationsförlusten (i %), vid 1000 timmar efter uppspanning och vid en deltemperatur på 20°C. $\rho_{1000} = 2,5$ (klass 2)

$$\sigma_{pi} = \frac{P_i}{A_p} = \frac{70 \cdot 10^3}{52,3} = 1338,4 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{p0,1k}} = \frac{1338,4}{1740,0} = 0,77$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,77} \cdot (100 \cdot 365 \cdot 24/1000)^{0,75(1-0,77)} \cdot 10^{-5} = 0,059$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 78,5 \text{ MPa}$$

$$\Delta P_{c+s+r} = (52,3 \cdot 10^{-6})$$

$$\begin{aligned} & \cdot \frac{0,475 \cdot 10^{-3} \cdot 195 \cdot 10^9 + 0,8 \cdot 78,5 \cdot 10^6 + \frac{195}{37} \cdot 2,5 \cdot 4,5 \cdot 10^6}{1 + \frac{195}{37} \cdot \frac{52,3}{20351,8} \cdot \left(1 + \frac{20351,8 \cdot 10^{-6}}{10239 \cdot 10^{-8}} \cdot (0,075)^2\right) (1 + 0,8 \cdot 2,5)} \\ & = 10 \text{ kN} \end{aligned}$$

Spännkraft efter lång tid:

$$P_{\infty} = 70 - 10 = 60 \text{ kN}$$

Beräkning av den effektiva spännkraften efter lång tid

$$\sigma_{c,p\infty} = \frac{-P_{\infty}}{A_c} + \frac{-P_{\infty} \cdot e + M}{I_c} \cdot e$$

$$\sigma_{c,p\infty} = \frac{-60 \cdot 10^3}{20351,8 \cdot 10^{-6}} + \frac{-60 \cdot 10^3 \cdot 0,075 + 3,825 \cdot 10^3}{10239 \cdot 10^{-8}} \cdot 0,075 = -3,4 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{p,ef} = \frac{E_s}{E_{c,ef}}$$

$$E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{37}{1 + 2,5} = 10,6 \text{ GPa}$$

$$E_s = 195 \cdot (1 - 0,059) = 183,5 \text{ GPa}$$

$$\alpha_{p,ef} = 17,3$$

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{195}{37} = 5,3$$

$$\sigma_{p\infty} = \frac{P_{\infty}}{A_p} + \alpha_{p,ef} \cdot \sigma_{cp\infty} + \alpha_p \cdot |\sigma_{cp\infty}|$$

$$\sigma_{p\infty} = \frac{60 \cdot 10^3}{52,3 \cdot 10^{-6}} - 17,3 \cdot 3,4 \cdot 10^6 + 5,3 \cdot 3,4 \cdot 10^6 = 1106,4 \text{ MPa}$$

Effektiv spännkraft:

$$P_{\infty, \text{eff}} = \sigma_{p\infty} \cdot A_P = 1106,4 \cdot 10^6 \cdot 52,3 \cdot 10^{-6} = 58 \text{ kN}$$

Elementets momentkapacitet i brottgränstillståndet

Dimensioneringsvärde för betongens tryckhållfasthet:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,5} = 33,3 \text{ MPa}$$

där:

γ_c partialkoefficient för betong

Effektiva höjden i ett tvärsnitt:

$$d_p = 200 - 25 = 175 \text{ mm}$$

Dimensioneringsvärde för spänningen i spännarmering vid töjningen 0,1 %:

$$f_{p0,1d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_p} = \frac{1740}{1,15} = 1513,0 \text{ MPa}$$

där:

γ_p partialkoefficient för spännstål

Dimensioneringsvärde för spännarmeringens draghållfasthet:

$$f_{pud} = \frac{f_{puk}}{\gamma_p} = \frac{1961,8}{1,15} = 1705,9 \text{ MPa}$$

Flyttöjning:

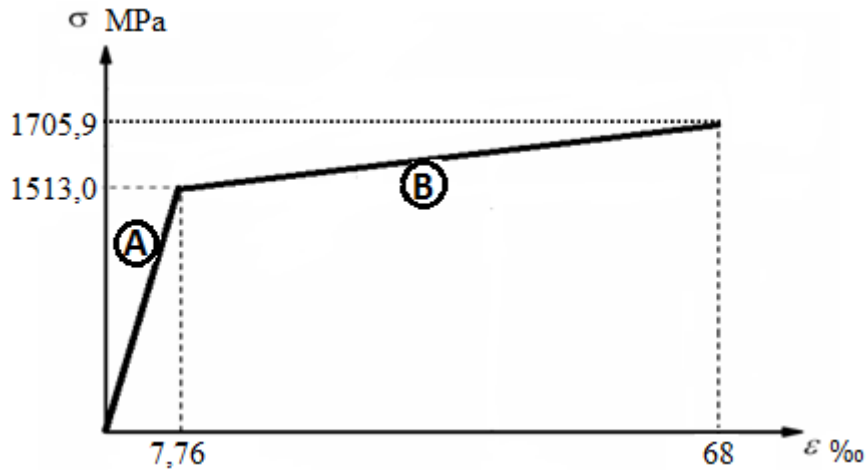
$$\varepsilon_{P, \text{gräns}} = \frac{f_{p0,1d}}{E_p} = \frac{1513}{195000} = 7,76 \cdot 10^{-3}$$

Förspänningstöjning:

$$\varepsilon_{P, \infty} = \frac{\sigma_{P\infty} \cdot \gamma_p}{E_p} = \frac{1106,4 \cdot 1,15}{195000} = 6,52 \cdot 10^{-3}$$

Karakteristiskt värde för töjningen i förspänningsstål vid maxmallast:

$$\varepsilon_{uk} = 68 \cdot 10^{-3}$$



Figur 6.3 Spännings- töjningsdiagram för spännarmeringen.

Töjningen antas hamna i fas B enligt figur 6.3. Därmed kan följande uttryck användas för spänningen:

$$\sigma_P = f_{p0,1d} + \frac{\varepsilon_P - \varepsilon_{P,gr\ddot{a}ns}}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{P,gr\ddot{a}ns}} \cdot (f_{Pud} - f_{p0,1d})$$

där:

$$\varepsilon_P = \Delta\varepsilon_P + \varepsilon_{P\infty} = \frac{d_p - x}{x} \cdot \varepsilon_{cu} + \varepsilon_{P\infty}$$

$$\sigma_P = 1495,9 + \frac{2,211}{x}$$

Kraftjämvikt:

$$F_c - F_p = 0$$

$$f_{cd} \cdot 0,8 \cdot x \cdot b - \sigma_p \cdot A_p = 0$$

$$33,3 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,034 + 33,3 \cdot 0,025 \cdot (0,189 - 0,034) - \left[0,078 + \frac{0,116 \cdot 10^{-3}}{x} \right] = 0$$

$$x = 2,2 \text{ mm}$$

Eftersom x hamnar i flänsen görs beräkningarna för ett rektangulärt tvärsnitt.

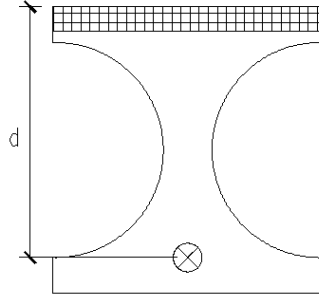
$$33,3 \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,189 - \left[0,078 + \frac{0,116 \cdot 10^{-3}}{x} \right]$$

$$x = 16,9 \text{ mm}$$

Kontroll av antagande:

$$\varepsilon_p = \frac{0,175 - 0,0169}{0,0169} \cdot 3,5 + 6,52 = 39,3 \text{ ‰} < 0,9\varepsilon_{uk} \rightarrow \text{Kurva B}$$

Slutligen beräknas momentkapaciteten med erhållet x .



$$M = 33,3 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 0,0169 \cdot 0,189 \cdot (0,175 - 0,4 \cdot 0,0169) = 14,3 \text{ kNm}$$

$q_d = 2,75 \text{ kN/m}$ enligt tidigare beräkningar i brottlasttillstånd

Dimensionerande böjmoment:

$$M_{Ed} = \frac{qL^2}{8} = \frac{1,56 \cdot 36^2}{8} = 7,02 \text{ kNm} < M_{Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

Elementets tvärkraftskapacitet

Tvärkraftkapaciteten erhålls ur formeln nedan.

$$V_{Rdc} = \frac{I_{c,eff} \cdot b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \cdot 10^3$$

Dimensioneringsvärde för betongens axiella draghållfasthet:

$$f_{ctd,0,5} = \frac{f_{ctk,0,5}}{\gamma_c} = \frac{2,9}{1,5} = 1,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_{0\infty}}{A_{c,ef}} = \frac{58 \cdot 10^3}{20351,8 \cdot 10^{-6}} = 2,8 \text{ MPa}$$

Statiskt moment ovanför tyngdpunkten:

$$S = 0,025 \cdot 0,189 \cdot 0,0875 + 0,075 \cdot 0,034 \cdot 0,0375 = 5,1 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Överförning av förspänning

Spänningen som antas bli överförd till betongen genom vidhäftning:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t)$$

$$\eta_{p1} = 3,2 \text{ för 3 och 7 – trådiga linor}$$

$$\eta_1 = 0,7$$

$$\alpha_{ct} = 1,0$$

$$f_{ctd}(t) = \frac{\alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot f_{ctm}(t)}{\gamma_c} = \frac{1 \cdot 0,7 \cdot 4,1 \cdot 10^6}{1,5} = 1,9 \text{ MPa}$$

$$f_{bpt} = 3,2 \cdot 0,7 \cdot 1,9 = 4,3 \text{ MPa}$$

Överföringslängdens grundvärde

$$l_{pt} = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \Phi \cdot \sigma_{pm0}}{f_{bpt}}$$

$$\alpha_1 = 1 \text{ för långsam avspänning}$$

$$\alpha_2 = 0,19 \text{ för 3- och 7-trådiga linor}$$

$$l_{pt} = \frac{1 \cdot 0,19 \cdot 9,3 \cdot 1106,4}{4,3} = 454,7 \text{ mm}$$

Dimensionerande tvärkraft läggs 0,9d från upplaget

$$\alpha_c = \frac{l_x}{l_{pt}} = \frac{0,9 \cdot 175}{454,7} = 0,35$$

$$V_{Rdc} = \frac{10239 \cdot 10^{-8} \cdot 0,034}{5,1 \cdot 10^{-4}} \sqrt{1,9^2 + 0,35 \cdot 2,8 \cdot 1,9 \cdot 10^3} = 16,0 \text{ kN}$$

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{Ed} = \frac{ql}{2} = \frac{1,56 \cdot 6}{2} = 4,7 \text{ kN}$$

$V_{Rdc} > V_{Ed} \rightarrow$ Ingen tvärkraftsarmering behövs!

Deformationer i bruksgränstillstånd

Första steget blir att kontrollera om tvärsnittet är sprucket eller inte. Detta kontrolleras enklast genom att undersöka värdet på $\sigma_{c,QP}$. Värdet på $\sigma_{c,QP}$ är $-4,5$ MPa i kvasi-permanent tillstånd och $-1,1$ MPa i brottgränstillstånd. Detta betyder att betongen är tryckt med dessa värden och sprickor inte uppstår.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{37}{1 + 2,5} = 10,6 \text{ GPa}$$

$$(EI)_I = E_{c,eff} \cdot I_{tot} = 10,6 \cdot 10^9 \cdot 10239 \cdot 10^{-8} = 1085334 \text{ Nm}^2$$

Nedböjningen på grund av egentvängd och nyttiglast

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

Frekvent lastkombination:

$$q_d = 1 \cdot G + \psi_1 \cdot Q_k = 1 \cdot 0,71 + 0,5 \cdot 2,5 \cdot 0,189 = 1,0 \text{ kN}$$

$$v = \frac{5 \cdot 1,0 \cdot 10^3 \cdot 4,9^4}{384 \cdot 1085334} = 0,007 \text{ m}$$

Uppåtriktad krökning på grund av momentet som spännarmeringen ger upphov till

$$M_{P\infty} = P_{\infty,eff} \cdot e = 58 \cdot 0,075 = 4,4 \text{ kNm}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI} = \frac{4,4 \cdot 10^3}{1085334} = -0,004$$

$$v = \frac{1}{r} \cdot \frac{L^2}{8} = -0,004 \cdot \frac{6^2}{8} = -0,018 \text{ m}$$

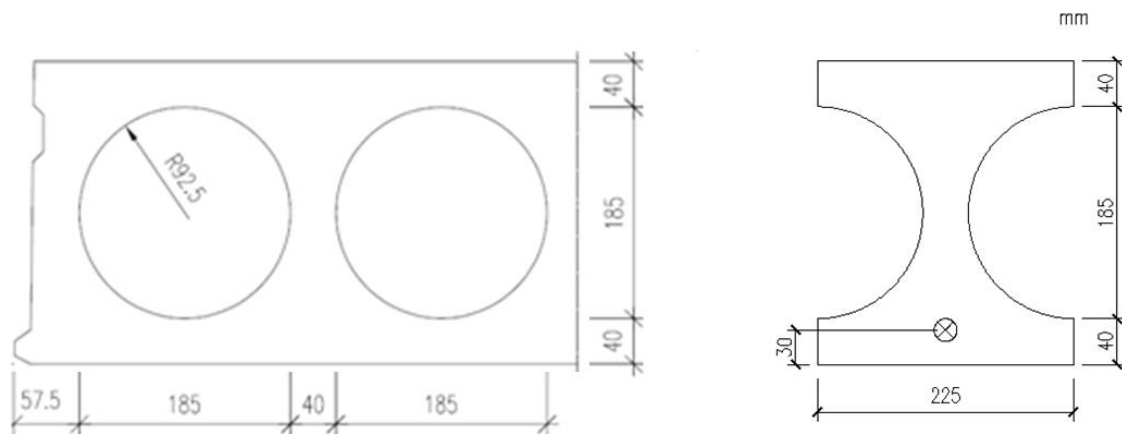
$$v_{tot} = 0,007 - 0,018 = -0,011 \text{ m}$$

Detta innebär en uppböjning på 11 mm.

HD/F- spännvidd 9,3 m

Vid dimensioneringen av 9,3 m lång platta med samma tvärsnitt som för 6 m krävdes fler spännlinor vilket inte är praktiskt möjligt (Starka, 2013). Därför valdes ett större tvärsnitt. Spännlinor med diameter på 12,9 mm använts vid dimensioneringen, se bilaga 1. I övrigt är det samma förutsättningar.

HD/F 120/27



Figur 6.4 HD/F 120/27 till vänster (Starka, 2013) och förenklad modell till höger.

6.1.2 Dimensionering av plattbärlag PL

De två delarna som bjälklaget består av antas ha fullständig samverkan när det står färdigt. Bjälklaget kan då dimensioneras som ett helt tvärsnitt. Risken med att hållfastheten är låg under härdningstiden undviks med hjälp av stål- eller aluminiumstag samt balkar som stöttar bjälklaget. Dimensioneringen utförs för tre spännvidder, 4,9 m, 6 m och 9,3 m, se figur 6.1. Dimensioneringen är baserad på Eurokod 2.

Slakarmerad PL- spännvidd 6m

C40/50

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_d = 1,0 \text{ (säkerhetsklass 3)}$$

$$\text{Betongens tunghet} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Underkantsarmering $\emptyset 12$ B500B

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

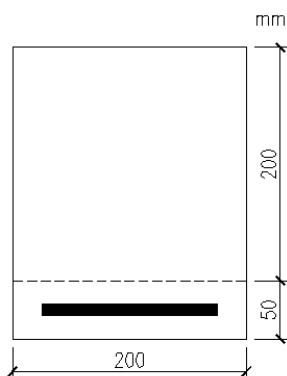
$$\gamma_s = 1,15$$

$$E_{cm} = 35 \text{ GPa}$$

$$\text{Täckskikt } c = 10 + \max(10, \emptyset) = 22$$

$$d = 250 - 22 - 6 = 222 \text{ mm}$$

Förenklad modell



Beräkning av dimensionerande laster i brott- och bruksgränstillståndet

Nyttig last i kontorslokaler $2,5 \text{ kN/m}^2$

Innerväggar $0,4 \text{ kN/m}^2$

Installationer $0,6 \text{ kN/m}^2$

Tvärsnittets egentyngd = $50000 \cdot 10^{-6} \cdot 24 = 1,2 \text{ kN/m}$

$$G_k = (0,4 + 0,6) \cdot 0,2 + 1,2 = 1,4 \text{ kN/m}$$

Värden för ψ -faktorer $\psi_0 = 0,7, \psi_1 = 0,5, \psi_2 = 0,3$

Dimensionerande last i brottgränstillstånd

$$q_d = \gamma_d \cdot 1,2 \cdot G_{k,\text{sup}} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1} = 1,0 \cdot (1,2 \cdot 1,4 + 1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,2) = 2,43 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last enligt bruksgränstillstånd

Kvasi-permanent lastkombination

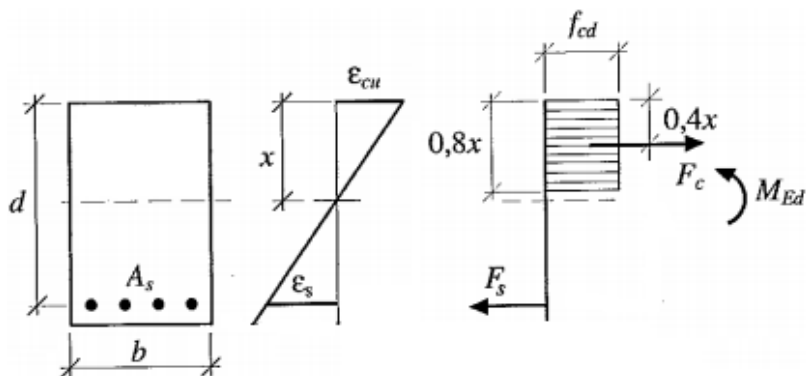
$$q_d = 1,0 \cdot G_{k,j} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = 1,0 \cdot 1,4 + 0,3 \cdot 2,5 \cdot 0,2 = 1,55 \text{ kN/m}$$

Karakteristisk lastkombination

$$q_d = 1,0 \cdot G_{k,j} + 1,0 \cdot Q_{k,i} = 1,0 \cdot 1,4 + 2,5 \cdot 0,2 = 1,90 \text{ kN/m}$$

Momentkapacitet

Enkelarmerat tvärsnitt:



$$f_{cd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{40}{1,5} = 26,67 \text{ MPa}$$

$$M_{Ed} = F_c \cdot (d - 0,4x) = f_{cd} 0,8 \cdot x \cdot b \cdot (d - 0,4x)$$

$$M_{Ed} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{2,43 \cdot 6^2}{8} = 10,94 \text{ kNm}$$

$$10,94 \cdot 10^3 = \frac{40 \cdot 10^6}{1,5} \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,2 \cdot (0,222 - 0,4x)$$

$$x = 12 \text{ mm}$$

Töjningsfördelning

$$\frac{\epsilon_{cu}}{x} = \frac{\epsilon_s}{d - x}$$

$$\epsilon_s = \frac{3,5 \cdot (222 - 12)}{12} = 6,125 \%$$

$$\epsilon_{st} = \frac{f_{st}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{500 \cdot 10^6}{1,15 \cdot 200 \cdot 10^9} = 0,218 \%$$

$\epsilon_s > \epsilon_{st}$ armeringen flyter

Kraftjämvikt

$$\sigma_s A_s = f_{cd} 0,8 x b$$

$$A_s = \frac{26,67 \cdot 10^6 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 200}{435 \cdot 10^6} = 117,7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Antal armeringsjärn} = \frac{118}{\frac{\pi \cdot 12^2}{4}} \rightarrow 2 \text{ st}$$

$$b = 2 \cdot 22 + 12 + 2 \cdot 12 = 80 \text{ mm} < 200 \text{ mm} \text{ OK!}$$

Antal armeringsjärn per breddmeter är 10 stycken.

Tvärkraftskapacitet

$$V_{Rdc} = C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_1 f_{ck}} \cdot b_w d$$

dock minst,

$$V_{Rdc} \geq v_{\min} b_w d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,95 < 2,0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{2 \cdot \pi \cdot 6^2}{200 \cdot 222} = 0,005 < 0,02$$

$$V_{Rdc} = 0,12 \cdot 1,95 \cdot \sqrt{100 \cdot 0,005 \cdot 40} \cdot 200 \cdot 222 = 46,5 \text{ kN}$$

$$v_{\min} b_w d = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035 \cdot \sqrt{1,95^3 \cdot 40} \cdot 200 \cdot 222 = 26,8 \text{ kN} < V_{Rdc}$$

$$V_{Ed} = \frac{q_d l}{2} = \frac{2,43 \cdot 6}{2} = 7,3 \text{ kN}$$

$V_{Rdc} > V_{Ed} \rightarrow$ Ingen tvärkraftsarmering behövs!

Kontroll av nedböjning i bruksgränstillstånd

Nedböjning för sprucket tvärsnitt och osprucket tvärsnitt:

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

Sprickmoment:

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W = 3,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,2 \cdot 0,250^2}{6} = 7,3 \text{ kNm}$$

där:

W böjmotstånd [m³]

Kvasi- permanent lastkombination

$$M_{Ed} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{1,55 \cdot 6^2}{8} = 7,0 \text{ MPa} < M_{cr}$$

Detta innebär att betongtvärsnittet är osprucket, enbart osprucket stadium beaktas.

$\zeta = 0$ för ospruckna tvärsnitt

Böjstyvheten i osprucket stadium $(EI)_I$:

$$(EI)_I = E_{c,eff} I_{tot}$$

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi}$$

$$\frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 200 \cdot 250}{2 \cdot 200} = 250$$

$\varphi = 1,8$ vid 28 dagar

$$E_{c,eff} = 12,5 \text{ GPa}$$

$$(EI)_I = 12,5 \cdot 10^9 \cdot \frac{0,2 \cdot 0,250^3}{12} = 3255208 \text{ Nm}^2$$

$$v = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 1,55 \cdot 10^3 \cdot 6^4}{384 \cdot 3255208} = 0,008 \text{ m}$$

Karakteristisk lastkombination

$$M_{Ed} = \frac{q_d \cdot l^2}{8} = \frac{1,9 \cdot 6^2}{8} = 8,6 \text{ MPa} > M_{cr}$$

Detta innebär att betongtvärsnittet är sprucket

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right) = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{7,3}{8,6} \right) = 0,573$$

Böjstyvheten i osprucket stadium $(EI)_I$:

$$(EI)_I = E_{c,eff} I_{tot}$$

$$E_{c,eff} = E_{cm}$$

$$(EI)_I = 35 \cdot 10^9 \cdot \frac{0,2 \cdot 0,250^3}{12} = 9114583,3 \text{ Nm}^2$$

$$v = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 1,9 \cdot 10^3 \cdot 6^4}{384 \cdot 9114583,3} = 0,004 \text{ m}$$

Böjstyvheten i sprucket stadium $(EI)_{II}$:

$$(EI)_{II} = 0,5bd^3\xi^2 E_{c,ef} \left(1 - \frac{\xi}{3}\right)$$

där:

$$\xi = \alpha\rho \left(\sqrt{1 + \frac{2}{\alpha\rho}} - 1 \right)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{c,ef}} = \frac{200}{35} = 5,7$$

$\rho = 0,005$ enligt tidigare beräkningar

$$\xi = 5,7 \cdot 0,005 \left(\sqrt{1 + \frac{2}{5,7 \cdot 0,005}} - 1 \right) = 0,21$$

$$(EI)_{II} = 0,5 \cdot 0,2 \cdot 0,222^3 \cdot 0,21^2 \cdot 35 \cdot 10^9 \cdot \left(1 - \frac{0,21}{3}\right) = 1570538,2 \text{ Nm}^2$$

$$v_{II} = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 1,9 \cdot 10^3 \cdot 6^4}{384 \cdot 1570538,2} = 0,021 \text{ m}$$

Total nedböjning:

$$v = \zeta v_{II} + (1 - \zeta)v_I = 0,573 \cdot 21 + (1 - 0,573) \cdot 4 = 14 \text{ mm}$$

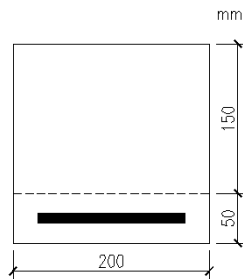
Maximal tillåten nedböjning:

$$\frac{l}{350} - \frac{l}{250} = 17 - 24 \text{ mm}$$

Slakarmerad PL- spännvidd 4,9 m

Dimensioneringen utförs med 200 mm tvärsnitt. I övrigt samma förutsättningar.

Förenklad modell



Spännarmerad PL- spännvidd 9,3 m

Betongkvalitet C40

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,0,05} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 35 \text{ MPa}$$

$$E_p = 195 \text{ MPa}$$

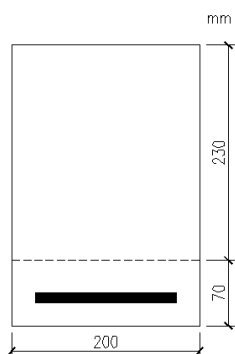
Betongens tunghet= 24 kN/m³

Avspänningshållfasthet: 25 – 30 MPa efter cirka 4 dagar

Relativ fuktighet 40 %

Byggnadens beräknade livslängd är 100 år

Förenklad modell



Beräkning av tvärsnitt konstanter utan hänsyn till spännarmering

Vid beräkningarna antas hålet vara ett cirkulärt tvärsnitt med en diameter på 150 mm.

$$A_c = 200 \cdot 300 = 60000 \text{ mm}^2$$

$$X_{TP} = 150 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{200 \cdot 300^3}{12} = 450 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Beräkning av dimensionerande laster i brott- och bruksgränstillståndet

Nyttig last i kontorslokaler $2,5 \text{ kN/m}^2$

Innerväggar $0,4 \text{ kN/m}^2$

Installationer $0,6 \text{ kN/m}^2$

Tvärsnittets egentyngd $= 60000 \cdot 10^{-6} \cdot 24 = 1,44 \text{ kN/m}$

$$G_k = (0,4 + 0,6) \cdot 0,2 + 1,44 = 1,64 \text{ kN/m}$$

Värden för ψ -faktorer $\psi_0 = 0,7, \psi_1 = 0,5, \psi_2 = 0,3$

Dimensionerande last i brottgränstillstånd

$$q_d = \gamma_d \cdot 1,2 \cdot G_{k,j,\text{sup}} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1} = 1,0 \cdot (1,2 \cdot 1,64 + 1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,2) = 2,72 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last enligt bruksgränstillstånd

Kvasi-permanent lastkombination

$$q_d = 1,0 \cdot G_{k,j} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = 1,0 \cdot 1,64 + 0,3 \cdot 2,5 \cdot 0,2 = 1,79 \text{ kN/m}$$

Karakteristisk lastkombination

$$q_d = 1,0 \cdot G_{k,j} + 1,0 \cdot G_{k,1} = 1,0 \cdot 1,64 + 1,0 \cdot 2,5 \cdot 0,2 = 2,14 \text{ kN/m}$$

Uppskattning av spännkraft P_i

Uppspänning/avspänning

$$\text{"Dragen kant"} \quad P_i \leq \frac{M_{go}(x) + \frac{I_c}{x} \sigma_{cti,max}}{e - \frac{I_c}{x \cdot A_c}}$$

$M_{go}(x)$ = sätts till 0 då den ger värst.

$$e = 0,150 - 0,030 = 0,120 \text{ m}$$

$$\eta = 0,8$$

$$\sigma_{cti,max} \leq f_{ctk,0,5}(t)$$

$$\sigma_{cti,max} = \left(\frac{27,5}{40}\right) \cdot 2,5 = 1,719 \text{ MPa}$$

$$P_i \leq \frac{\frac{450 \cdot 10^{-6}}{0,150} \cdot 1,719 \cdot 10^6}{0,12 - \frac{450 \cdot 10^{-6}}{0,150 \cdot 60000 \cdot 10^{-6}}} = 73,7 \text{ kN}$$

$$\text{"Tryckt kant"} \quad P_i \leq \frac{M_{go}(x) + \frac{I_c}{h-x} |\sigma_{cci,max}|}{e + \frac{I_c}{(h-x) \cdot A_c}}$$

$$M_{go}(x) = \frac{1,64 \cdot 9,3^2}{8} = 17,7 \text{ kNm}$$

$$|\sigma_{ccimax}| \leq 0,45f_{ck}$$

$$|\sigma_{cci,max}| = 0,45 \cdot 27,5 = 12,375 \text{ MPa}$$

$$P_i \leq \frac{17,7 \cdot 10^3 + \frac{450 \cdot 10^{-6}}{0,150} \cdot 12,375 \cdot 10^6}{0,12 + \frac{450 \cdot 10^{-6}}{0,150 \cdot 60000 \cdot 10^{-6}}} = 322,5 \text{ kN}$$

Kvasi-permanent last

$$\text{"Tryckt kant"} \quad P_i \geq \frac{1}{\eta} \cdot \frac{M_{go}(x) + M_{gt}(x) - \frac{I_c}{x} |\sigma_{cc\infty\max}|}{e - \frac{I_c}{x \cdot A_c}}$$

$$|\sigma_{cc\infty\max}| \leq 0,45f_{ck}$$

$$|\sigma_{cc\infty\max}| = 0,45 \cdot 40 = 18 \text{ MPa}$$

$$M_{go}(x) + M_{gt}(x) = \frac{1,79 \cdot 9,3^2}{8} = 19,4 \text{ kNm}$$

$$P_i \geq \frac{1}{0,8} \frac{19,4 \cdot 10^3 - \frac{450 \cdot 10^{-6}}{0,150} \cdot 18 \cdot 10^6}{0,12 - \frac{450 \cdot 10^{-6}}{0,150 \cdot 60000 \cdot 10^{-6}}} = -617,9 \text{ kN}$$

Karakteristisk last

$$\text{"Dragen kant"} \quad P_i \geq \frac{1}{\eta} \cdot \frac{M_{go}(x) + M_q(x) - \frac{I_c}{h-x} |\sigma_{ct\infty\max}|}{e - \frac{I_c}{(h-x) \cdot A_c}}$$

$$|\sigma_{ct\infty\max}| \leq f_{ctk,0,5}(t)$$

$$|\sigma_{ct\infty\max}| \leq 2,5 \text{ MPa}$$

$$M_{go}(x) + M_{gt}(x) = \frac{2,14 \cdot 9,3^2}{8} = 23,1 \text{ kNm}$$

$$P_i \geq \frac{1}{0,8} \frac{23,1 \cdot 10^3 - \frac{450 \cdot 10^{-6}}{0,150} \cdot 2,5 \cdot 10^6}{0,12 + \frac{450 \cdot 10^{-6}}{0,150 \cdot 50000 \cdot 10^{-6}}} = 108,3 \text{ kN}$$

Det karakteristiska värdet avgör valet av spännkraften eftersom det uppstår sprickor i underkant om detta värde överskrids. Av denna anledning väljs ett värde på spännkraft som överstiger 108,3 kN. Med hänsyn tagen till samtliga villkor sätts spännkraften till 145 kN.

Beräkning av spännstålsarea

$$A_p \geq \frac{P_i}{\sigma_{pi,max}}$$

Spännstålet Y 1860 S 7 12,9 mm från Fundia, se bilaga 1.

$$F_{P0,1} = 171,5 \text{ kN}$$

$$F_m = 194,5 \text{ kN}$$

$$A = 101,4 \text{ mm}^2$$

$$f_{P0,1k} = \frac{F_{P0,1}}{A} = 1691,3 \text{ MPa}$$

$$f_{Puk} = \frac{F_m}{A} = 1918,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{pi,max} = \begin{cases} 0,85f_{p0,1k} = 1437,6 \text{ MPa} \\ 0,75f_{puk} = 1438,6 \text{ MPa} \end{cases}$$

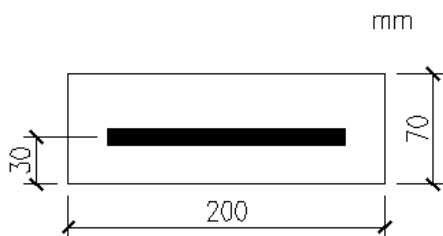
$$\sigma_{pi,max} = 1437,6 \text{ MPa}$$

$$A_p \geq \frac{145 \cdot 10^3}{1437,6 \cdot 10^6} = 100,9 \text{ mm}^2$$

Med armeringsdiameter $\emptyset 12,9$ fås $1\emptyset 12,9$.

Kontroll av den prefabricerade delen av tvärsnittet

Förenklad modell



Beräkning av tvärsnittskonstanter utan hänsyn till spännarmering

$$A_c = 200 \cdot 70 = 14000 \text{ mm}^2$$

$$x_{TP} = 35 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{200 \cdot 70^3}{12} = 571,7 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Beräkning av tvärsnittskonstanter med avseende på spännarmering

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{195}{35} = 5,57$$

$$A_{c,ef} = 14000 + 101,4 \cdot (5,57 - 1) = 14463,4 \text{ mm}^2$$

$$14463,4 \cdot x_{TP,ef} = 101,4 \cdot (5,57 - 1) \cdot 30 + 14000 \cdot 35$$

$$x_{TP,ef} = 34,8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} I_{c,ef} &= 571,7 \cdot 10^4 + (35 - 34,8)^2 \cdot 14000 + (5,57 - 1) \cdot 101,4 \cdot (34,8 - 30)^2 \\ &= 572,8 \cdot 10^4 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Beräkning av dimensionerande laster i brott- och bruksgränstillståndet

Laster

$$\text{Tvärsnittets egentyngd} = 14463,4 \cdot 10^{-6} \cdot 24 = 0,35 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last i brottgränstillstånd

$$q_d = \gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{k,j,\text{sup}} = 1,0 \cdot 1,35 \cdot 0,35 = 0,47 \text{ kN/m}$$

Dimensionerande last enligt bruksgränstillstånd

Kvasi-permanent lastkombination

$$q_d = 1,0 \cdot G_{k,j} + \psi_{2,i} = 1 \cdot 0,35 = 0,35 \text{ kN/m}$$

Karakteristisk lastkombination

$$q_d = 1,0 \cdot G_{k,j} + 1,0 \cdot G_{k,1} = 1,0 \cdot 0,35 = 0,35 \text{ kN/m}$$

Uppskattning av spännkraft P_i

Uppspänning/avspänning

$$e = 0,035 - 0,030 = 0,005 \text{ m}$$

$$\text{"Dragen kant"} \quad P_i \leq \frac{\frac{572,8 \cdot 10^{-8}}{0,035} \cdot 1,719 \cdot 10^6}{0,005 - \frac{572,8 \cdot 10^{-8}}{0,035 \cdot 14463,4 \cdot 10^{-6}}} = -44,5 \text{ kN}$$

$$M_{go}(x) = \frac{0,35 \cdot 9,3^2}{8} = 3,8 \text{ kNm}$$

$$\text{"Tryckt kant"} \quad P_i \leq \frac{3,8 \cdot 10^3 + \frac{572,8 \cdot 10^{-8}}{0,035} \cdot 12,375 \cdot 10^6}{0,005 + \frac{572,8 \cdot 10^{-8}}{0,035 \cdot 14463,4 \cdot 10^{-6}}} = 357,0 \text{ kN}$$

Kvasi-permanent last

$$\text{"Tryckt kant"} \quad P_i \geq \frac{1}{0,8} \frac{3,8 \cdot 10^3 - \frac{572,8 \cdot 10^{-8}}{0,035} \cdot 18 \cdot 10^6}{0,005 - \frac{572,8 \cdot 10^{-8}}{0,035 \cdot 14463,4 \cdot 10^{-6}}} = -169,1 \text{ kN}$$

Karakteristisk last

$$\text{"Dragen kant"} \quad P_i \geq \frac{1}{0,8} \frac{3,8 \cdot 10^3 - \frac{572,8 \cdot 10^{-8}}{0,035} \cdot 2,5 \cdot 10^6}{0,005 + \frac{572,8 \cdot 10^{-8}}{0,035 \cdot 14463,4 \cdot 10^{-6}}} = 259,8 \text{ kN}$$

Spännkraften måste vara större än 259,8 kN för att undvika sprickor i underkanten. Initialt värde på 145 kN är valt vilket innebär att sprickor uppstår redan innan plattan är på plats för pågjutning. Att öka det initiala värdet på spännkraften innebär att fler armeringslinor behövs vilket är praktiskt omöjligt. Tillåtet centrumavstånd mellan linorna är 150 mm, (Färdig betong, 2013). Detta innebär att plattbärlaget inte går att använda vid spännvidden 9,3 m.

6.1.3 Dimensionering av träbjälklag

Dimensioneringen utförs enligt Eurokod 5 för tre spännvidder, 4,5 m, 6 m och 9,3 m, se figur 6.1. Beräkningsgången för 4,9 m görs detaljerad medan för de andra spännvidderna redovisas resultatet direkt under fliken resultat, kapitel 8.

Limträ – spännvidd 4,9 m

Centrumavstånd c-c 600 mm

Klimatklass: 1

Lasttyp: nyttiglast

$$k_{\text{mod}} = 0,8$$

$$\gamma_d = 1 \text{ (Säkerhetsklass 3)}$$

$$\gamma_m = 1,25$$

$$f_{\text{mk}} = 33 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{vk}} = 4 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{c90k}} = 8 \text{ MPa}$$

$$E_{0,05} = 10400 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{mean}} = 13000 \text{ MPa}$$

$$\rho = 450 \text{ kg/m}^3$$

Beräkning av dimensionerande laster i brottgränstillståndet

Laster

Nyttig last i kontorslokaler $2,5 \text{ kN/m}^2$

Innerväggar $0,4 \text{ kN/m}^2$

Egentyngd golv $0,6 \text{ kN/m}^2$

Egentyngd exklusive balkarna = $(0,4 + 0,6) \cdot 0,6 = 0,6 \text{ kN/m}$

Värden för ψ -faktorer $\psi_0 = 0,7, \psi_1 = 0,5, \psi_2 = 0,3$

Dimensionerande last i brottgränstillstånd

$$q_d = \gamma_d \cdot 1,2 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,6 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \cdot 0,6 = 2,97 \text{ kN/m}$$

Beräkning av momentkapacitet

$$M_{Rd} > M_{Ed}$$

$$M_{Rd} = f_{md} W$$

$$f_{md} = \frac{k_{mod} \cdot f_{mk}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 33}{1,25} = 21,12 \text{ MPa}$$

$$M_{Ed} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,97 \cdot 4,9^2}{8} = 8,9 \text{ kNm}$$

$$21,12 \cdot 10^6 \cdot W > 8,9 \cdot 10^3$$

$$W > 4,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Välj 190x180

$$W = \frac{bh^2}{6} = 4,9 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$M_{Rd} = 21,12 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,190 \cdot 0,180^2}{6} = 21,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Egentyngd balkar} = 0,190 \cdot 0,180 \cdot 450 \cdot 9,81 = 0,15 \text{ kN/m}$$

$$q_d = 3,2 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = 9,6 \text{ kNm} < M_{Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

Beräkning av tvärkraftskapacitet

$$V_{Rd} > V_{Ed}$$

$$f_{vd} = \frac{k_{mod} \cdot f_{vk}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 4}{1,25} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd} = \frac{A \cdot f_{vd}}{1,5} = \frac{(0,190 \cdot 0,180) \cdot 2,56 \cdot 10^6}{1,5} = 58,4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = \frac{ql}{2} = \frac{3,2 \cdot 4,9}{2} = 7,8 \text{ kN} < V_{Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

Vippning

$$M_{Rd} = f_{md} W k_{crit}$$

Slankhetstal $\lambda_{rel,m}$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{mk}}{\sigma_{m,crit}}}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot b^2}{h \cdot l_{ef}} \cdot E_{0,05}$$

$$l_{ef} = 0,9l + 2h = 0,9 \cdot 4,9 + 2 \cdot 0,180 = 4,77 \text{ m}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78 \cdot 0,190^2}{0,180 \cdot 4,77} \cdot 10400 \cdot 10^6 = 341 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{33}{341}} = 0,31 < 0,75 \rightarrow \text{Ingen risk för vippning!}$$

$$k_{crit} = 1$$

Kontroll av nedböjning

Dimensionerande last enligt bruksgränstillstånd

Kvasi-permanent lastkombination:

$$q_d = 1,0 \cdot G_{kj} + \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} = 1,0 \cdot 0,75 + 0,3 \cdot 2,5 \cdot 0,6 = 1,2 \text{ kN/m}$$

Karakteristisk lastkombination:

$$q_d = 1,0 \cdot G_{k,1} = 1,0 \cdot 2,5 \cdot 0,6 = 1,50 \text{ kN/m}$$

Nedböjning

$$u_{tot,net} = u_{inst} + k_{def} u_{inst,kv}$$

$$E = \frac{E_{mean}}{1 + k_{def}} = \frac{13000}{1 + 0,6} = 8125 \text{ MPa}$$

$$v_{\text{inst}} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 1,5 \cdot 10^3 \cdot 4,9^4}{384 \cdot 13000 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,190 \cdot 0,180^3}{12}} = 9,4 \text{ mm}$$

$$u_{\text{inst,kv}} = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 4,9^4}{384 \cdot 8125 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,190 \cdot 0,180^3}{12}} = 12 \text{ mm}$$

$$u_{\text{tot,net}} = 9,4 + 0,6 \cdot 12 = 16,6 \text{ mm}$$

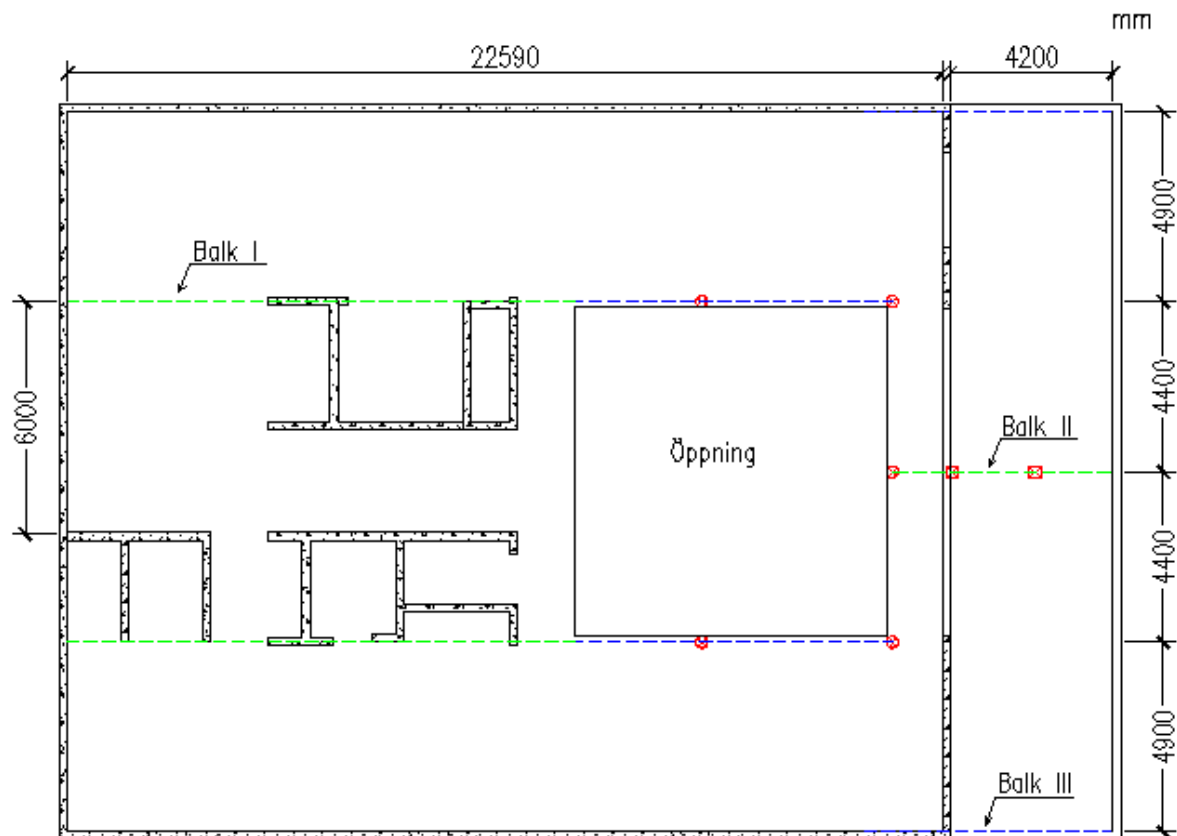
Maximal tillåten nedböjning:

$$\frac{l}{350} - \frac{l}{250} = 14 - 19,6 \text{ mm}$$

6.2 Huvudbalkar

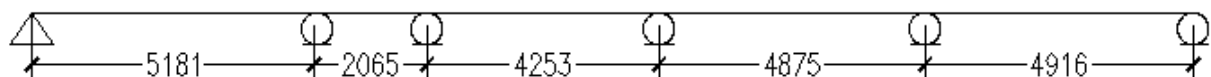
Huvudbalkarna utgörs av enkel- och dubbelsidiga hattprofiler. Figur 6.5 visar huvudbalkarna som bär upp HD/F- bjälklag alternativt träbjälklag medan figur 6.6 visar huvudbalkarna som bär upp plattbärlag. Balkens maximala längd begränsas till 12 m på grund av transport.

Balkarna kopplas ihop på plats och anses vara kontinuerliga över stöd. Balkarna som väljs är hämtade från Contiga, se bilaga 3.

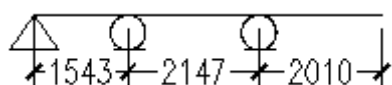


Figur 6.5 Placering av huvudbalkar som bär upp HD/F- bjälklag alternativt träbjälklag. Grön linje betyder dubbelsidiga balkar medan blå linje betyder enkelsidiga balkar.

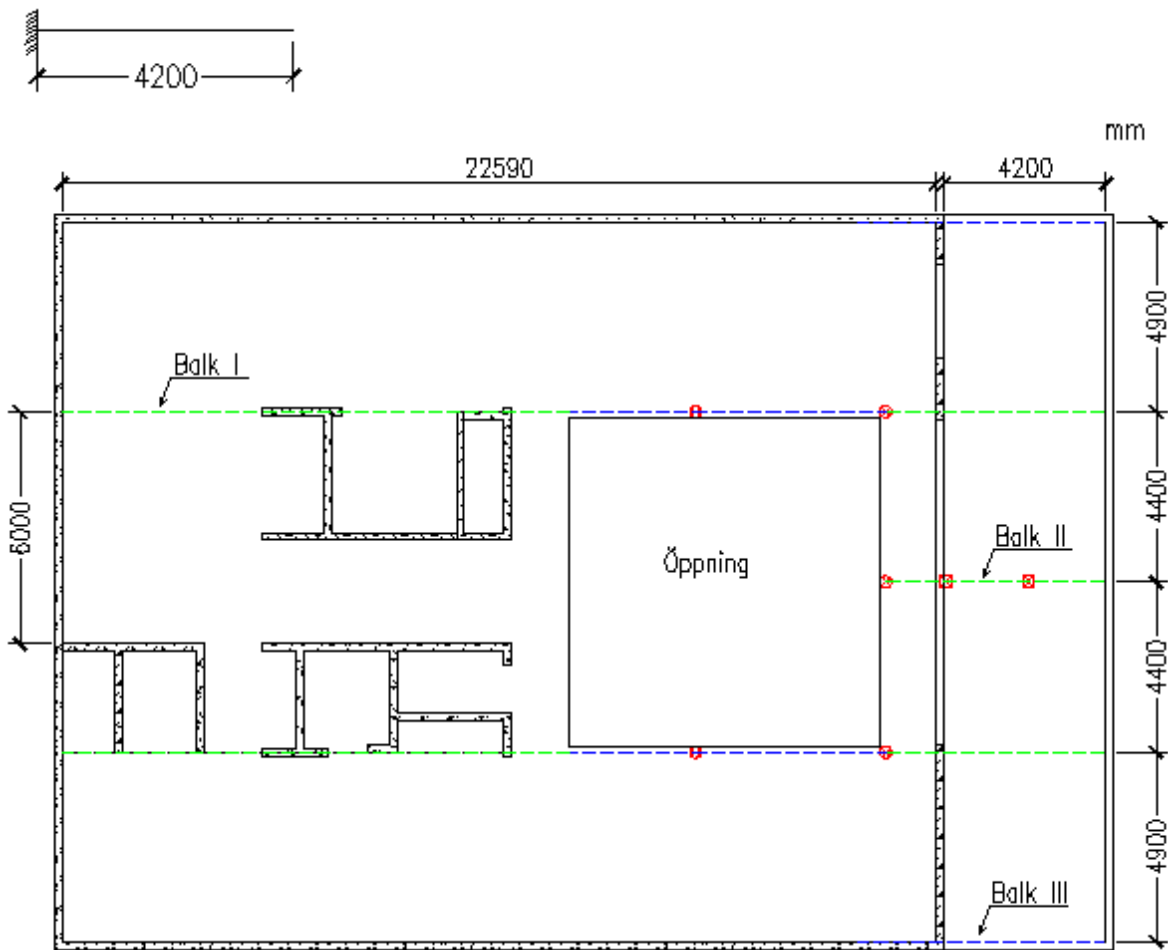
Balk I



Balk II

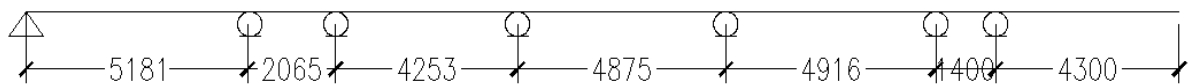


Balk III



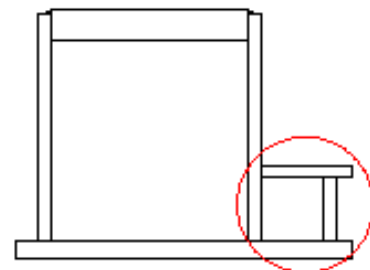
Figur 6.6 Placering av huvudbalkar som bär upp plattbärlag.

Balk I



Lastfördelning

En enkel lastfördelning görs som sedan ligger till grund för beräkning av moment, tvärkraft samt nedböjning. Moment- och tvärkraftsdiagram för balk I och II tas fram med hjälp av datorprogrammet SAP2000. Olika bjälklagstjocklekar i en och samma plan löses enligt figur 6.7.



Figur 6.7 Enkelsidig hattbalk.

Tabell 6.1 Lastfördelning över balkarna.

Längd balk I [mm]	0–13098	13098–21290	21290–26990
HD/F [kN/m]	45,2	20,3	–
L40 [kN/m]	31,6	13,0	–
PL [kN/m]	66,5	26,2	49,8
Längd balk II [mm]	0-5700		
HD/F [kN/m]	88,4		
L40 [kN/m]	57,7		
PL [kN/m]	47,1		
Längd balk III [mm]	0-4200		
HD/F [kN/m]	44,2		
L40 [kN/m]	28,8		
PL [kN/m]	26,2		

Balk 1- moment, tvärkraft och nedböjning

Moment och tvärkraft beräknas med hjälp av SAP2000, se bilaga 2. För balkdata se bilaga 3.

HD/F-bjälklag

Balk I [mm]	0–13098	13098–21290
HD/F	NSB-180-10-10-1	NSE-180-10-10-1

Limträ L40

Balk I [mm]	0–13098	13098–21290
L40	NSB-180-10-10-1	NSE-180-10-10-1

Plattbärlag

Maximal nedböjning inträffar i den fria änden. Anta en konsolbalk med längden 4300 mm.

$$v = \frac{ql^4}{8EI}$$

Krav på nedböjning för konsolbalk är

$$1/125 - 1/175 = 34,4 - 24,6 \text{ mm}$$

$$0,0246 = \frac{49,8 \cdot 10^3 \cdot 4,3^4}{8 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot I} \rightarrow I \geq 405 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Nedböjningen styr valet av balken i den fria änden.

Balk I [mm]	0–13098	13098–21290	21290–26990
L40	NSB-180-10-10-1	NSE-260-30-30-1	NSB-260-30-30-1

Balk II- moment, tvärkraft och nedböjning

Moment och tvärkraft beräknas med hjälp av SAP2000. Anta en konsolbalk med längden 2010 mm.

HD/F- bjälklag

$$0,0115 = \frac{88,4 \cdot 10^3 \cdot 2,010^4}{8 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot I} \rightarrow I \geq 72 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

NSB-180-10-15-1

Limträ L40

$$I \geq 47 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{NSB-180-10-10-1}$$

Plattbärlag

$$I \geq 38 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{NSB-180-10-10-1}$$

Balk II- moment, tvärkraft och nedböjning

Anta en konsolbalk med längden 2010 mm.

HD/F- bjälklag

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{44,2 \cdot 4,2^2}{2} = 389,8 \text{ kNm}$$

$$V = ql = 44,2 \cdot 4,2 = 185,6 \text{ kN}$$

$$0,024 = \frac{44,2 \cdot 10^3 \cdot 4,2^4}{8 \cdot 210 \cdot 10^9 \cdot I} \rightarrow I \geq 341 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

NSE-260-20-30-1

Limträ L40

$$M = 254,0 \text{ kNm}$$

$$V = 121,0 \text{ kN}$$

$$I \geq 222 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{NSE-240-15-30-1}$$

Plattbärlag

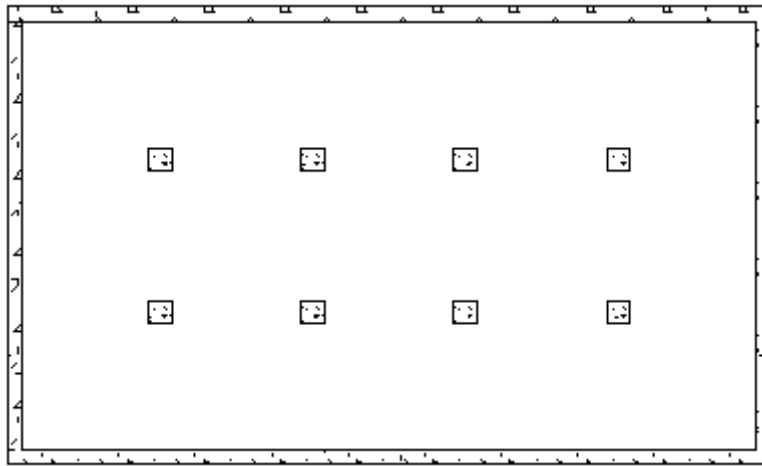
$$M = 231,1 \text{ kNm}$$

$$V = 110,0 \text{ kN}$$

$$I \geq 202 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{NSE-240-15-30-1}$$

6.3 Pelardäck av betong

Ett annat stomsystem som kan fungera i kontorsbyggnader är pelardäck där efterfrågan på stora och öppna ytor tillgodoses. En förenklad modell tas fram och plattan dimensioneras, se figur 6.8. Ytterväggarna utgörs av bärande väggar. Syftet med dimensioneringen är att grovt kunna uppskatta det maximala avståndet mellan pelare i ett pelardäck.



Figur 6.8 Pelarunderstött platta – pelardäck.

6.3.1 Dimensionering enligt den avancerade strimlemetoden

Dimensionering görs enligt Eurokod 2.

$$t = 0,3 \text{ m}$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$\text{Pelare cc} = 300 \times 300 \text{ mm}$$

Betong C25/30

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ MPa}$$

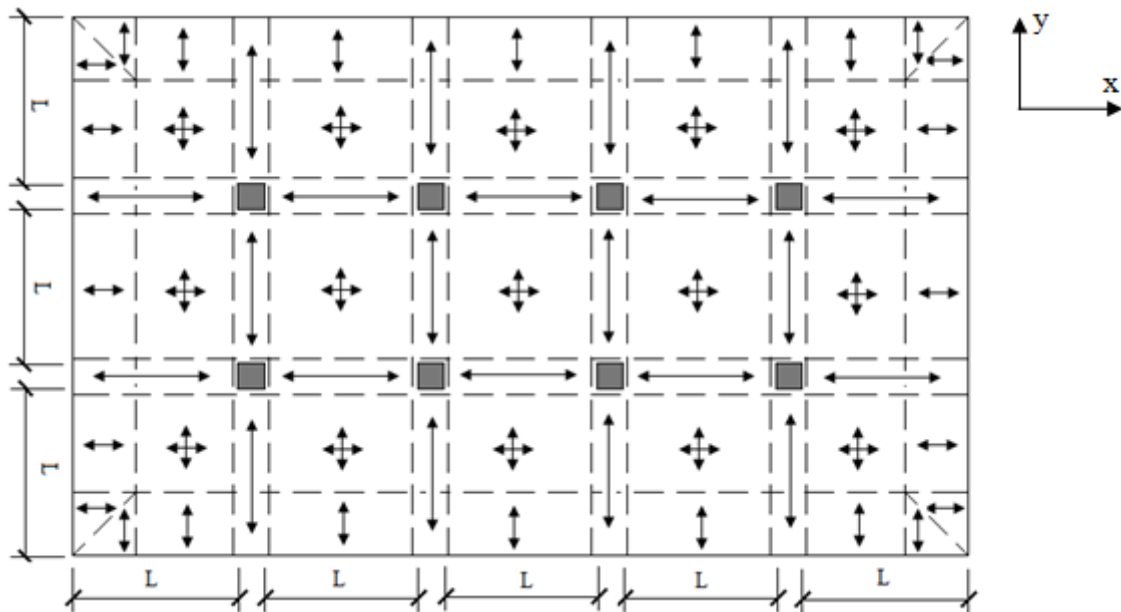
B500B ϕ 12 mm

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

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$q_d = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,3 \cdot 24 + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,5 = 12,4 \text{ kN/m}^2$$

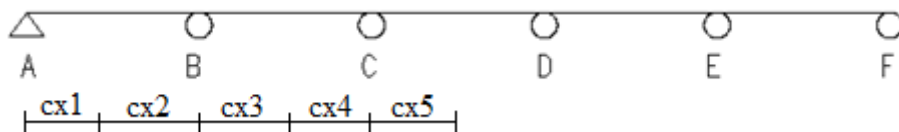
Figur 6.9 visar var begränsningslinjer hamnar. Linjerna hamnar där momentet når sitt maximum i fält och vid pelarstöden.



Figur 6.9 Begränsningslinjer för tvärkraft=0 markeras.

Medelmoment i huvudstrimlorna

Fält- och stödmoment i x-led



$$m_{xf}^{AB} = m_{xf}^{EF} = 0,0779qL^2 = 47,3 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xf}^{BC} = m_{xf}^{DE} = 0,0332qL^2 = 20,2 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xf}^{CD} = 0,046qL^2 = 27,9 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xs}^B = m_{xs}^E = -0,1053qL^2 = -64,0 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xs}^C = m_{xs}^D = -0,079qL^2 = -48,0 \text{ kNm/m}$$

Begränsningslinjernas lägen

$$c_{x1} = 0,3947L = 2,76 \text{ m}$$

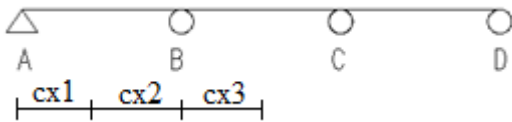
$$c_{x2} = 7 - c_{x1} = 4,24 \text{ m}$$

$$c_{x3} = \frac{L}{2} - \frac{m_{xs}^B - m_{xs}^C}{qL} = 3,68 \text{ m}$$

$$c_{x4} = 7 - c_{x3} = 3,32 \text{ m}$$

$$c_{x5} = \frac{L}{2} = 3,5 \text{ m}$$

Fält- och stödmoment i y-led



$$m_{yf}^{AB} = m_{yf}^{CD} = 0,08qL^2 = 48,6 \text{ kNm/m}$$

$$m_{yf}^{BC} = 0,025qL^2 = 15,2 \text{ kNm/m}$$

$$m_{ys}^B = m_{ys}^C = -0,1qL^2 = -60,8 \text{ kNm/m}$$

Begränsningslinjernas lägen

$$c_{y1} = 0,4L = 2,8 \text{ m}$$

$$c_{x2} = 7 - c_{y1} = 4,2 \text{ m}$$

$$c_{y3} = 3,5 \text{ m}$$

Fördelning av medelmoment över pelarstödet

Allt stödmoment koncentreras till pelarstrimlan

$$m_{xs}^{\text{mitt}} = 0$$

$$m_{ys}^{\text{mitt}} = 0$$

$$m_{xs}^{\text{pelar}} = 2m_{xs}$$

$$m_{ys}^{\text{pelar}} = 2m_{ys}$$

$$m_{xs}^B = m_{xs}^E = -128,0 \text{ kNm/m}$$

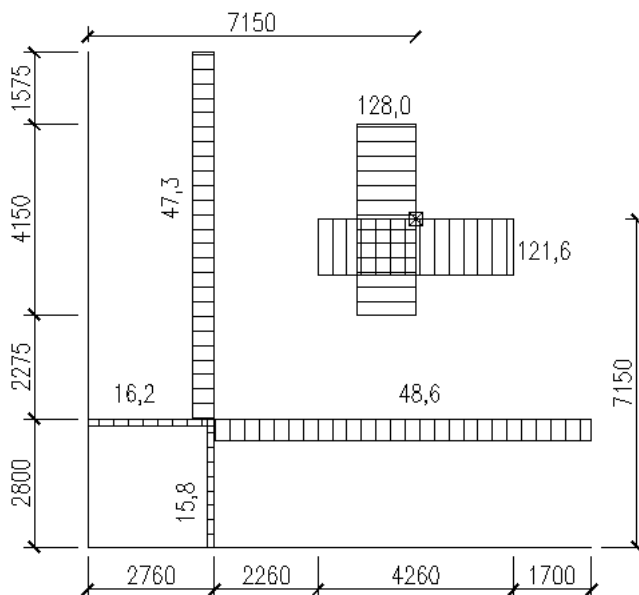
$$m_{xs}^C = m_{xs}^D = -96,0 \text{ kNm/m}$$

$$m_{ys}^B = m_{ys}^C = -121,6 \text{ kNm/m}$$

Medelmoment i kantstrimlorna

Medelmoment i kantstrimlorna är en tredje del av huvudstrimlans fält- och stödmoment.

Momentfördelning för en hörnpelare



Beräkning av stödarmering

$$d_x = 300 - 22 - 6 = 272 \text{ mm}$$

$$d_y = 300 - 22 - 12 - 6 = 260 \text{ mm}$$

$$m_{xs} = f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b(d - 0,4x)$$

$$128 = 16,7 \cdot 10^3 \cdot 0,8x \cdot 1(0,272 - 0,4x)$$

$$x = 0,037 \text{ m}$$

$$F_c = F_s$$

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b}{f_{yd}} = \frac{16,7 \cdot 0,8 \cdot 0,037 \cdot 1}{435} = 1136,4 \text{ mm}^2$$

$$s_x = \frac{1000 \cdot \pi \cdot 6^2}{1136,4} = 99,5 \rightarrow 90 \text{ mm}$$

$$m_{ys} = f_{cd} \cdot 0,8x \cdot b(d - 0,4x)$$

$$121,6 = 16,7 \cdot 10^3 \cdot 0,8x \cdot 1(0,260 - 0,4x)$$

$$x = 0,037$$

$$s_y = 90 \text{ mm}$$

Kontroll av genomstansning

$$V_{Rdc} = C_{Rd,c} k^3 \sqrt{100 \rho_l f_{ck} \cdot u \cdot d}$$

dock minst

$$V_{Rdc} \geq v_{\min} u \cdot d$$

Reaktionskraft i B (centriskt):

$$V_{Ed} = 0,6053qL + 0,6qL = 12,4 \cdot 7(0,6053 + 0,6) = 104,6 \text{ kN/m}$$

$$d = \frac{d_{xs} + d_{ys}}{2} = \frac{272 + 260}{2} = 266 \text{ mm}$$

$$u = 4 \cdot c + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \cdot 300 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 266 = 4543 \text{ mm}$$

$$\beta = 1,0$$

$$V_{Ed} = 1,0 \cdot 104,6 = 104,6 \text{ kN/m}$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$$

$$\rho_x = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot d_{xs} \cdot s_x} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4 \cdot 272 \cdot 90} = 0,0046$$

$$\rho_y = \frac{\pi \cdot \phi^2}{4 \cdot d_{ys} \cdot s_y} = \frac{\pi \cdot 12^2}{4 \cdot 260 \cdot 90} = 0,0048$$

$$\rho = 0,0047 < 0,02$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,87 < 2,0$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = 0,12$$

$$v_{\min} = 0,035\sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035 \cdot \sqrt{1,87^3 \cdot 25} = 0,45 \text{ MPa}$$

$$V_{Rdc} = 0,12 \cdot 1,87 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0047 \cdot 25} = 0,51 \text{ MPa} > v_{\min}$$

$$V_{Rdc} = 0,51 \cdot 266 \cdot 4543 = 616,5 \text{ kN} > V_{Ed} \rightarrow \text{OK!}$$

Kontroll av deformationer

Deformationsberäkningar behöver inte göras om kvoten spännvidd/höjd överstiger inte ett visst gränsvärde.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \text{ om } \rho < \rho_0$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \sqrt{f_{ck}} = 0,005$$

$$K = 1,2 \text{ (pelardäck)}$$

Tabell 7.4N i Eurokod ger ett gränsvärde på 24

$$\frac{l}{d} = 1,2 \left[11 + 1,5\sqrt{25} \frac{0,005}{0,0048} + 3,2\sqrt{25} \left(\frac{0,005}{0,0048} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 22,7 < 24 \text{ OK!}$$

6.3.2 Finita elementanalys med CALFEM

Programkoden finns i bilaga 5 och resultatet redovisas under fliken resultat, kapitel 8.

Indata

Betong C25/30, Plattjocklek 300 mm, Krytpal $\varphi = 2$, Poisson's tal $\nu = 0,2$.

7 Svängningar

Bjälklag kan dimensioneras i brottstadiet för att klara av långa spännvidder. Spännvidden måste dock ändå begränsas för att undvika problem som annars kan uppstå i bruksstadiet. Problem med svängningar har normalt en tydlig koppling till spännvidden. Ju längre och slankare ett bjälklag är desto lättare är det att sätta i svängning. Olika typer av bjälklag har olika grad av benägenhet att svänga. Betongbjälklag är tyngre och styvare vilket gör dem svårare att sätta i svängning än träbjälklag. Idag finns det olika dimensioneringsmetoder som begränsar uppkomna svängningar som annars kan upplevas som besvärande.

Betongbjälklag

Betongbjälklag räknas till tunga konstruktioner och därför är de svårare att sätta i svängning vid normala spännvidder. Med dagens ambitioner att åstadkomma slankare bjälklag med hög hållfasthet blir svängningarna ett problem. År 2008 gjordes en studie på fritt upplagda HD/F bjälklag för att kartlägga den maximala spännvidden med hänsyn till komfort i kontorsbyggnader (Meixner, 2008). Svängningsproblem har inträffat i verkligheten med de tunnare tvärsnitten HD/F 20 och 27 cm. Testet gjordes med impulslast på 1200 N under 60 ms. Resultatet av undersökningen visar att det endast är lämpligt att använda spännvidder upp till 7 m för HD/F 20 respektive 10 m för HD/F 27 cm. Dock är testet gjort för bjälklag utan vare sig pågjutning eller annan statisk belastning. Ökad massa skulle medföra att bjälklaget blir tyngre och styvare vilket innebär att det blir svårare att sätta i svängning.

Träbjälklag

Träbjälklag är som konstaterats tidigare lätta konstruktioner och kan därmed lättare sättas i svängning. Uppkomna deformationer och akustiska problem bidrar till att det sällan byggs träbjälklag med långa spännvidder.

Statiskt kriterium

En möjlig metod som har visat sig ge goda resultat är att bestämma den statiska nedböjningen som uppkommer under en punktlast. Vanligen brukar man använda sig av 1 kN punktlast som motsvarar lasten från en människofot. (Mårtensson, 2011)

Lasten appliceras i mitten av bjälklaget och nedböjningen i denna punkt beräknas.

Nedböjningen hos en enskild bjälke i ett bjälklag får inte överstiga en viss gräns.

Nedböjningen orsakad av punktlasten beräknas enligt ekvationen nedan.

$$v = \frac{PL^3}{48EI}$$

Ekvationen ger nedböjningen för en fritt upplagd balk utan samverkan med resten av systemet i bjälklaget. För att inte överskatta nedböjningen korrigeras formeln med en faktor som tar hänsyn till detta.

$$v = \kappa \frac{PL^3}{48EI}$$

$$\kappa = \begin{cases} -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 & \text{för } 0 \leq \beta \leq 0,3 \\ 0,8 + 0,2\beta & \text{för } 0,3 \leq \beta \leq 1,0 \end{cases}$$

där:

$$\beta = \frac{(EI)_L}{(EI)_b} \left(\frac{S}{L}\right)^4$$

Dynamiskt kriterium

Bjälklag bör också dimensioneras för kraftimpuls I, d.v.s. dynamiskt kriterium.

Impulshastighetsresponsen u_{max} bör inte ligga inom det störande eller osäkra området. År 1991 föreslog Ohlsson följande ekvation för impulshastighetsrespons som beaktar frekvenser som är mindre än 40 Hz. Han menade att frekvenser som är mindre än 8 Hz och större än 40 Hz ger ett obetydligt bidrag till den totala rörelsen. (Mårtensson, 2011)

$$u_{max} = \frac{4(0,4 + 0,6n_{40})}{mbl + 200} \cdot 10^3 \frac{\text{mm/s}}{\text{Ns}}$$

Antal moder med frekvensen mindre än 40 Hz, n_{40} , kan beräknas ur

$$n_{40} = \frac{b}{l} \left[\left(\left(\frac{40}{f_1} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{b}{L} \right)^4 \left(\frac{(EI)_b}{(EI)_L} \right) \right]^{0,25}$$

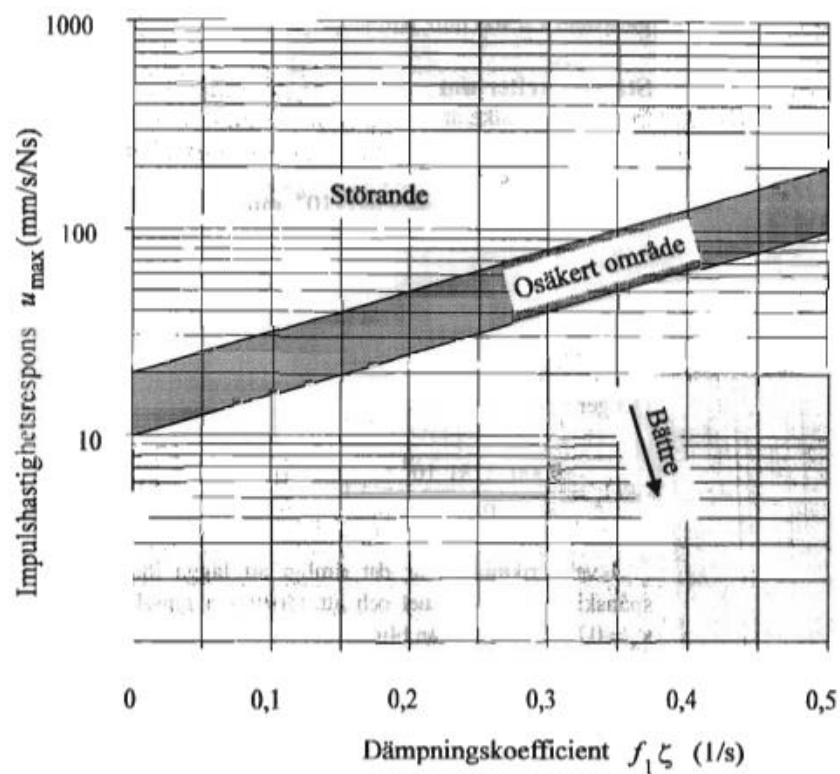
Ohlsson (1991) föreslår även en ekvation för beräkning av den lägsta resonansfrekvensen:

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2} \sqrt{\frac{(EI)_L}{m}}$$

Enligt Ohlsson bör två parametrar kontrolleras för lätta bjälklag med frekvens större än 8 Hz.

- ❖ Statisk nedböjning, nedböjningen hos enskild bjälke får inte överstiga 1,5 mm under inverkan av 1 kN punktlast.
- ❖ Impulshastighetsrespons, u_{max} , orsakad av impulslast på 1 kN ska vara mindre än $100[f_1\zeta-1]$

Det andra kriteriet innebär att dämpfaktorn måste beräknas vilket inte är lätt. Ohlsson (1991) föreslår att värdet kan sättas till 1 % men även högre värden kan vara relevanta (Mårtensson, 2011).



Figur 7.1 Graf för bjälklagsklassificering enligt Ohlsson.

Kontroll av svängningsegenskaperna hos träbjälklaget

Limträ L40

Bjälkar 215x315

Spännvidd $L=9,3$ m

Bjälklagets bredd $b=4,5$ m

Centrumavstånd, $s=300$ mm

Klimatklass 1

Bjälklaget antas bestå av 22 mm spånskiva och undertaket av 13 mm gipsskiva på 70x28 mm glespanel $s=400$ mm

$$E_{\text{mean}} = 13000 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{spånskiva}} = 2400 \text{ MPa}$$

$$E_{\text{glespanel}} = 8000 \text{ MPa}$$

$$\rho_{L40} = 450 \text{ kg/m}^3$$

$$\rho_{\text{spånskiva}} = 650 \text{ kg/m}^3$$

Statiskt kriterium

För enskild bjälke är

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{215 \cdot 315^3}{12} = 5600 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

och

$$(EI)_L = \frac{13000 \cdot 5600 \cdot 10^5}{0,3} = 2,43 \cdot 10^{13} \frac{\text{Nmm}^2}{\text{m}} = 2,43 \cdot 10^7 \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}}$$

I den veka riktningen är det rimligt att lägga ihop böjstyvheten för spånskiva och glespanel och att försumma gipsskivans böjstyvhet:

$$I_{b,\text{spån}} = \frac{1000 \cdot 22^3}{12} = 88,7 \cdot 10^4 \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

$$I_{b,gl\ddot{e}s} = \frac{70 \cdot 28^3}{12 \cdot 0,4} = 32,0 \cdot 10^4 \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Böjstyvheten i veka riktningen beräknas enligt följande:

$$(EI)_b = 2400 \cdot 88,7 \cdot 10^4 + 8000 \cdot 32,0 \cdot 10^4 = 4,69 \cdot 10^9 \frac{\text{Nmm}^2}{\text{m}} = 4,69 \cdot 10^3 \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}}$$

$$\beta = \frac{2,43 \cdot 10^7}{4,69 \cdot 10^3} \left(\frac{0,3}{9,3} \right)^4 = 0,0056$$

$$\kappa = -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 = -4,7 \cdot 0,0056^2 + 2,9 \cdot 0,0056 + 0,4 = 0,42$$

$$v = 0,42 \frac{1000 \cdot 9,3^3}{48 \cdot 13000 \cdot 5600 \cdot 10^5} = 2,3 \text{ mm}$$

Eftersom nedböjningen av punktlasten inte bör vara större än 1,5 mm är bjälklaget olämpligt med hänsyn till risken för besvärande svängningar. Böjstyvheten kan förbättras genom att skruvlimma golvspånplattorna mot bjälkarna.

Dynamiskt kriterium

Bjälklagets massa per ytenhet har beräknats till 133 kg/m²

Den lägsta resonansfrekvensen är

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 9,3^2} \sqrt{\frac{2,43 \cdot 10^7}{133}} = 7,8 \text{ Hz} < 8 \text{ Hz}$$

Beräkningarna görs om med den skillnaden att golvspånskivan skruvlimmas mot bjälkarna så att man kan räkna med samverkan mellan golvspånskiva och bjälkar.

Statiskt kriterium

Den medverkande flänsbredden kan inte vara större än det fria avståndet mellan bjälkarna 300 – 215 = 85 mm. Den totala medverkande bredden blir $b_{medv} = 300$ mm och den fiktiva flänsbredden blir

$$b_{ef} = \frac{E_{skiva}}{E_{trä}} b_{medv} = \frac{2400}{13000} \cdot 300 = 55,4 \text{ mm}$$

Tyngdpunkten och tröghetsmomentet beräknas för tvärsnittet, T-tvärsnitt. Tyngdpunkten från balkens underkant beräknas till 178 mm och det samverkande tvärsnittets tröghetsmoment beräknas till $7333 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$.

$$(EI)_L = \frac{13000 \cdot 7333 \cdot 10^5}{0,3} = 3,18 \cdot 10^{13} \frac{\text{Nmm}^2}{\text{m}} = 3,18 \cdot 10^7 \frac{\text{Nm}^2}{\text{m}}$$

$$\beta = \frac{3,18 \cdot 10^7}{4,69 \cdot 10^3} \left(\frac{0,3}{9,3}\right)^4 = 0,0073$$

$$\kappa = -4,7\beta^2 + 2,9\beta + 0,4 = -4,7 \cdot 0,0073^2 + 2,9 \cdot 0,0073 + 0,4 = 0,42$$

$$v = 0,42 \frac{1000 \cdot 9300^3}{48 \cdot 13000 \cdot 7333 \cdot 10^5} = 0,74 \text{ mm}$$

Nedböjningen är mindre än det rekommenderade värdet.

Dynamiskt kriterium

Bjälklagets massa per ytenhet har beräknats till 133 kg/m^2 .

Den lägsta resonansfrekvensen är

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 9,3^2} \sqrt{\frac{3,18 \cdot 10^7}{133}} = 8,9 \text{ Hz} > 8 \text{ Hz}$$

Antal moder med frekvens mindre än 40 Hz blir

$$n_{40} = \left[\left(\left(\frac{40}{8,9} \right)^2 - 1 \right) \left(\frac{4,5}{9,3} \right)^4 \left(\frac{3,18 \cdot 10^7}{4,69 \cdot 10^3} \right) \right]^{0,25} = 9,2$$

Impulshastighetsrespons:

$$u_{\max} = \frac{4(0,4 + 0,6 \cdot 9,2)}{133 \cdot 4,5 \cdot 9,3 + 200} \cdot 10^3 = 4,1 \frac{\text{mm/s}}{\text{Ns}}$$

Avläsning i figur 7.1 visar att bjälklagsklassificering ligger inom det bättre området.

8 Resultat

Dimensionering av bjälklag

Resultatet för dimensionering av bjälklag redovisas i tabell 8.1. Resultatet beskriver ett fritt upplagt bjälklag mellan två stöd. HD/F- bjälklag och träbjälklag klarar av alla tre spännvidderna medan plattbärlaget endast klarar av kortare spännvidder. HD/F- bjälklaget klarar av en spännvidd på 6 m med den minsta dimensionen, vilket innebär att alla kortare spännvidder är acceptabla. Orsaken till att förspända plattbärlag inte klarar av den längsta spännvidden, 9,3 m, är att den kräver ett stort antal armeringsjärn vilket inte är praktiskt möjligt. Tabellen visar också att nedböjningen för limträbjälklag överskrider tillåtet nedböjningskrav med en eller två millimeter. Detta anses vara acceptabelt på grund av att deformationsberäkningarna är gjorda för en enskild bjälke och att nedböjningen minskar vid samverkan med den sekundära konstruktionen. Negativt värde på deformationer innebär uppböjning.

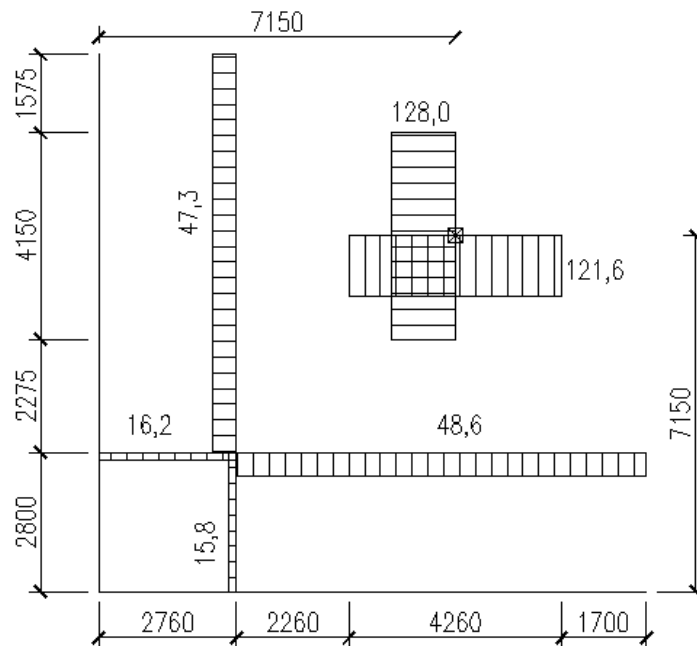
Tabell 8.1 Sammanställning över erhållna resultat för respektive spännvidd och bjälklagstyp.

Spännvidd [m]	Tvårsnitt [mm]	Spännkraft P_i [kN]	Armeringsmängd per breddmeter	Deformation [mm]
4,9	Slakarmerad PL 200	-	5 \emptyset 12	15,2
	L40 190x180 cc 600	-	-	16,6
6	HD/F 1200/200	70	6 \emptyset 9,3	-11
	Slakarmerad PL 250	-	10 \emptyset 12	14
	L40 190x180 cc 300	-	-	20,5
9,3	HD/F 1200/270	135	5 \emptyset 12,9	6
	L40 215x315 cc 300	-	-	20,6

Dimensionering av pelardäck enligt den avancerade strimlemetoden

Dimensionering av pelardäck enligt den avancerade strimlemetoden har utförts. Nedan visas resultatet av momentfördelningen för en hörnpelare. Allt stödmoment koncentreras till pelarstrimlan medan kantstrimlorna får en tredjedel av huvudstrimlans fält- och stödmoment. Skälet till detta val av fördelning är att uppfylla jämvikten. Att koncentrera allt stödmoment till pelarstrimlan är också en ekonomisk och praktiskt användbar fördelning. Med

armeringskvalitet B500B och armeringsdiameter 12 mm blir avståndet mellan armeringsjärn i båg riktningar 90 mm över stöd.

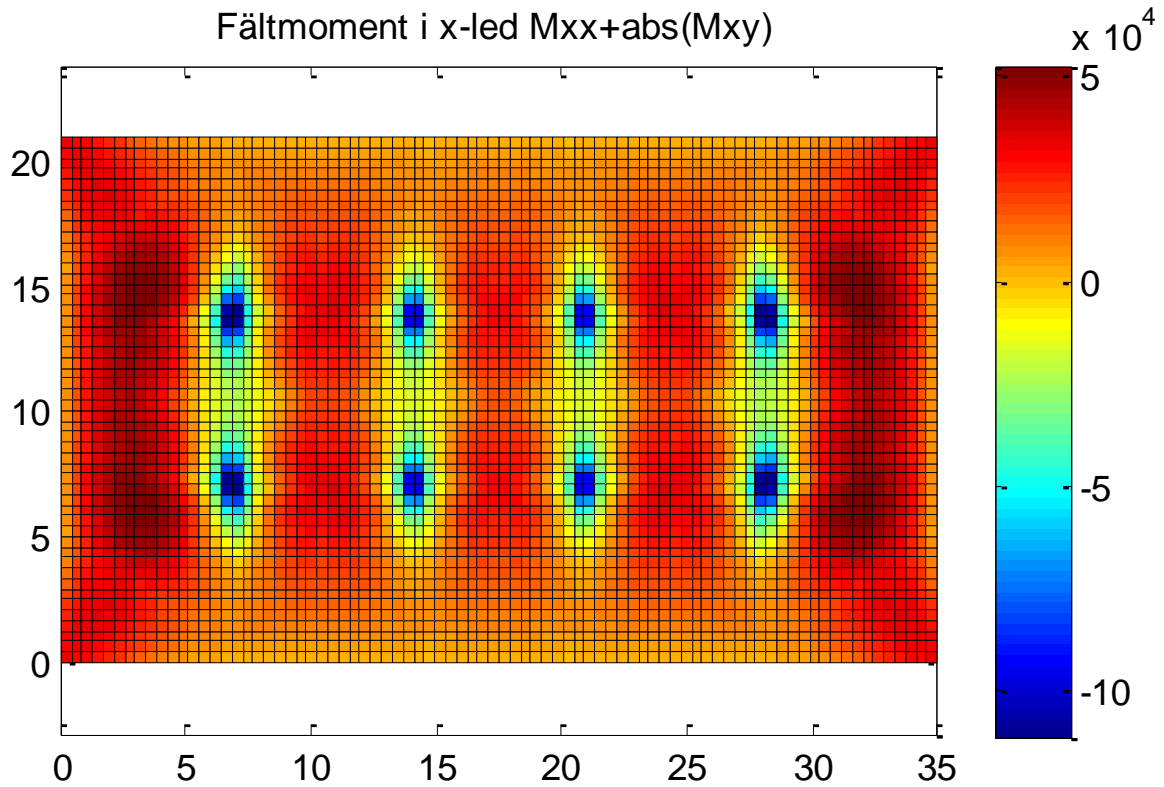


Figur 8.1 Momentfördelning för en hörnpelare.

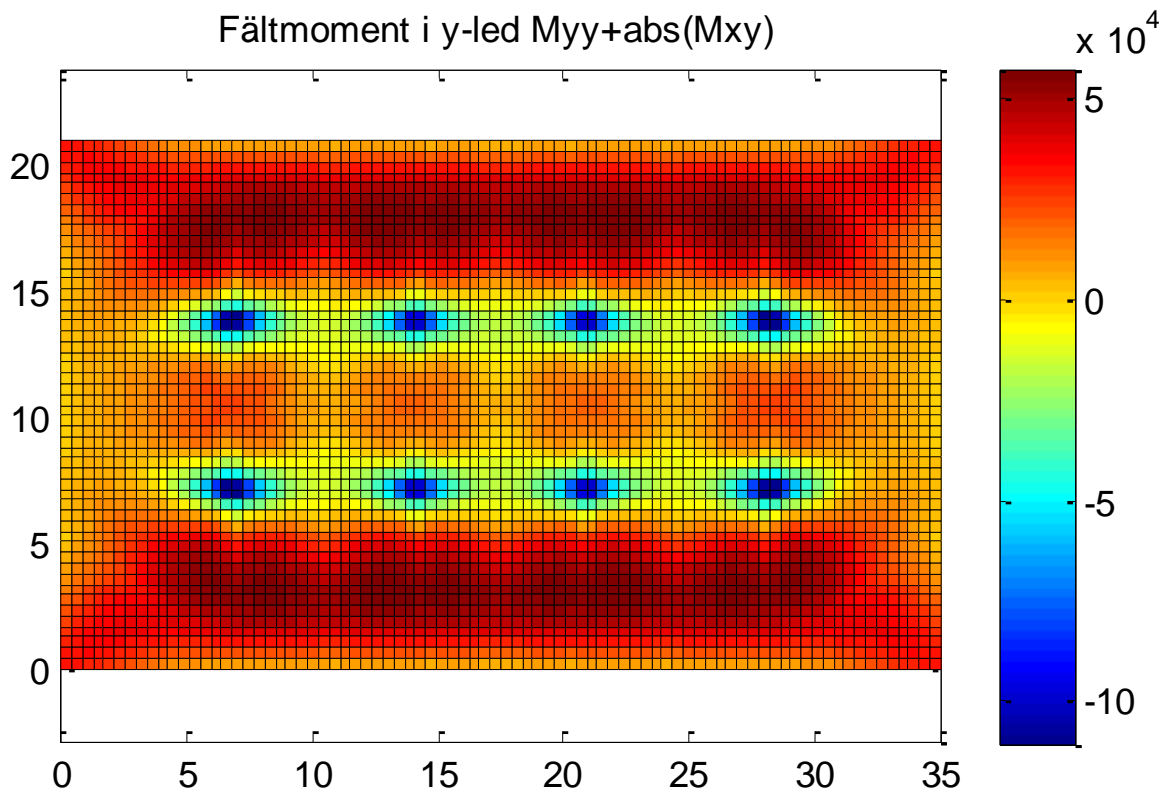
Finita elementanalys av pelardäck med CALFEM

I figurerna 8.2–8.5 visas resultatet av fältmoment respektive stödmoment för pelardäck med längden 7 m mellan pelare samt mellan pelare och ytterväggar, se bilaga 5. Däcket vilar på bärande ytterväggar vilket gör att störst fältmoment inträffar mellan väggar och pelare. Störst stödmoment inträffar över pelare. Orsaken till att en finita elementanalys genomförs är framförallt att det blir enklare och snabbare att titta på deformationerna vid olika avstånd mellan upplagen.

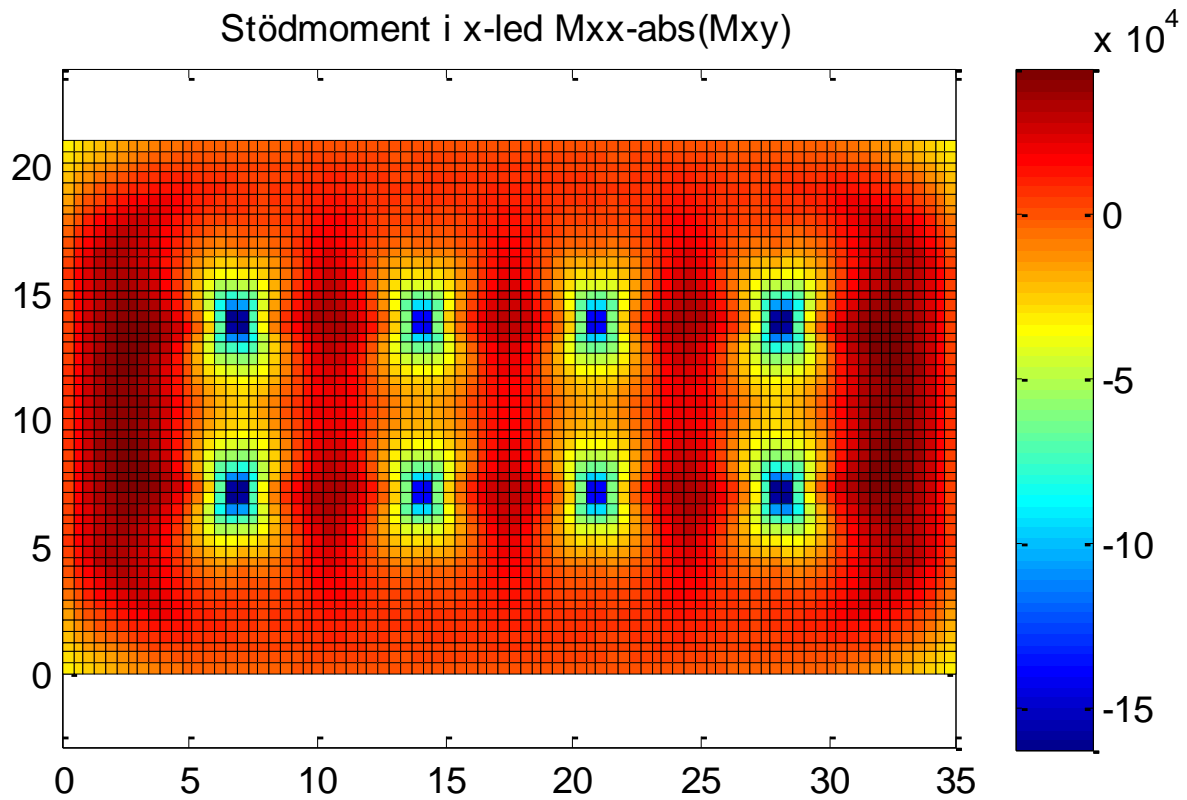
Analysen visar att fältmomenten stämmer i stort sätt överens med resultatet från dimensioneringen enligt den avancerade strimlemetoden. Däremot stämmer inte de numeriska stödmomenten överens med den beräkning som görs med den avancerade strimlemetoden. Anledningen är att pelarna utgör en punkt i den numeriska modellen och ju finare modellnätet, mesh, görs desto större blir stödmomentet. I de punkter där pelarna angriper uppstår singulariteter vilket innebär att stödmomenten teoretiskt kommer att gå mot oändligheten. Detta innebär att stödmomenten i dessa punkter blir oanvändbara i detta fall. Genom att försöka efterlikna en pelare med ett visst tvärsnitt kan singularitetsproblem undvikas och resultatet förbättras.



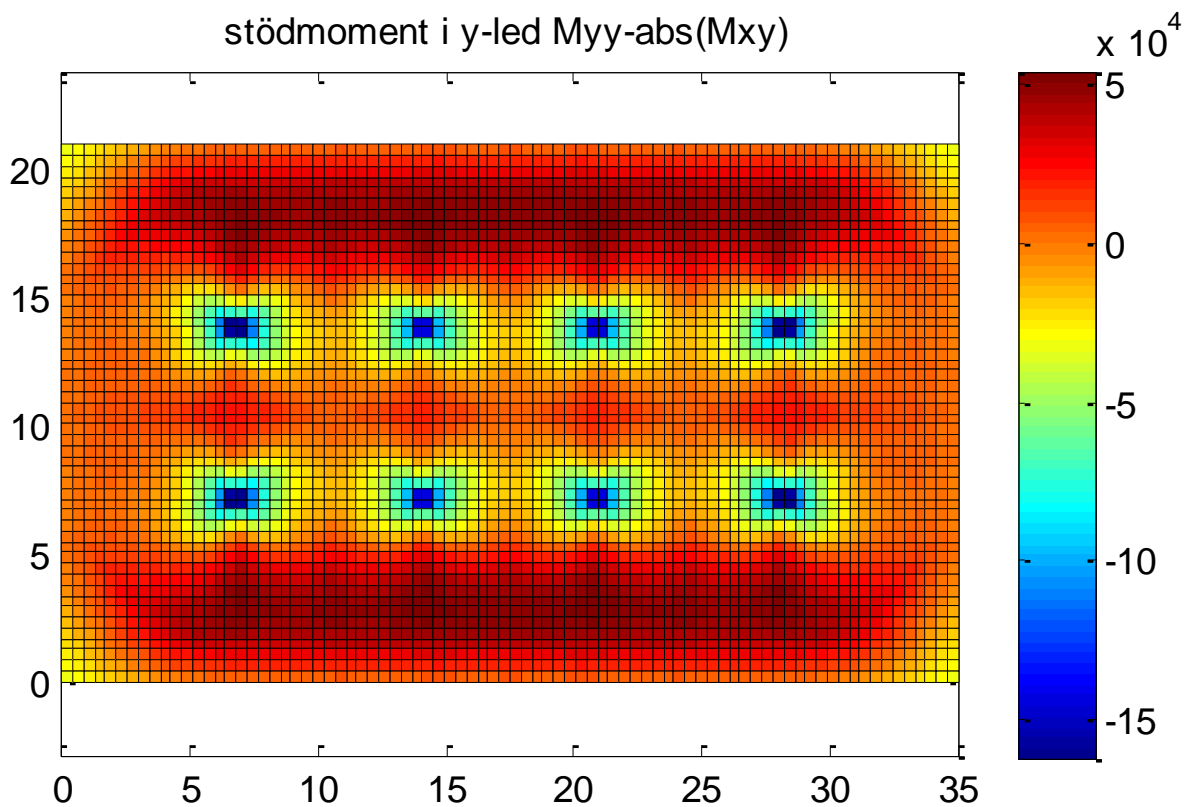
Figur 8.2 Fältmoment för armering i horisontell riktning. Störst fältmoment inträffar mellan väggens kortsida och pelare.



Figur 8.3 Fältmoment för armering i vertikal riktning. Störst fältmoment inträffar mellan väggens långsida och pelare.

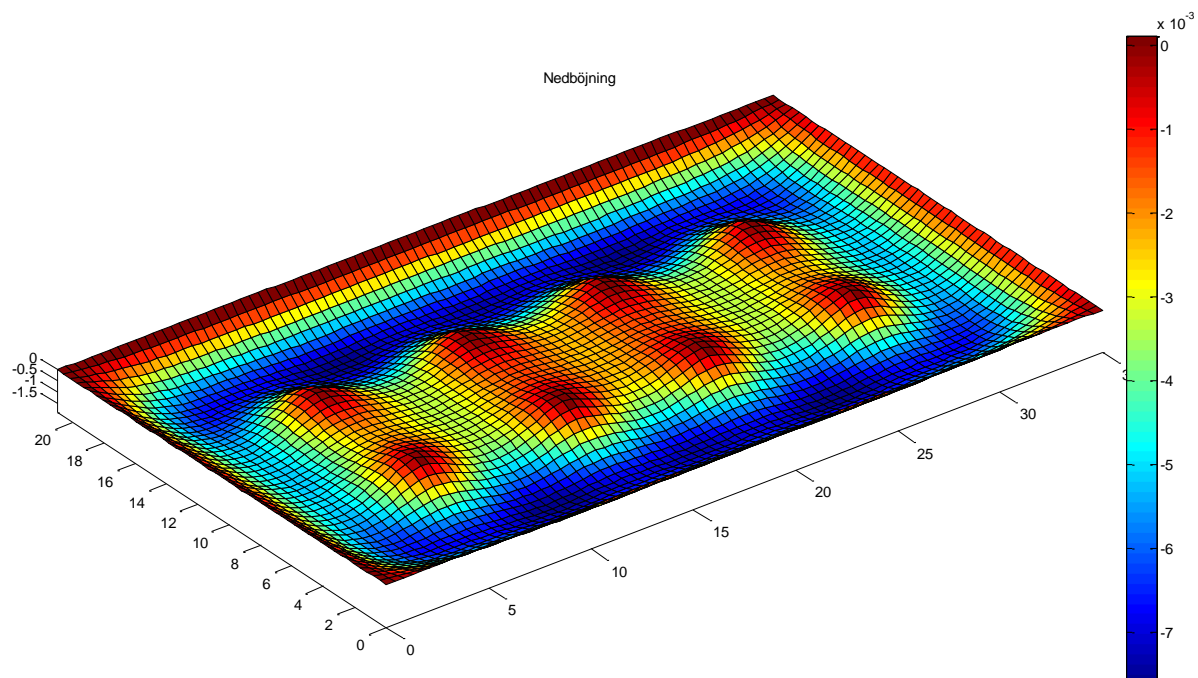


Figur 8.4 Stödmoment för armering i horisontell riktning. Störst stödmoment inträffar över stöd. Singularitet uppstår vilket gör att stödmomenten precis över pelare blir oanvändbara.



Figur 8.5 Stödmoment för armering i vertikal riktning. Störst stödmoment inträffar över stöd. Singularitet uppstår vilket gör att stödmomenten precis över pelare blir oanvändbara.

I figur 8.6 visas deformationerna hos pelardäcket. Eftersom beräkningen har varit linjärelastisk kommer resultatet att underskattas. I verkligheten kommer uppsprickning att påverka resultatet liksom plasticering av ingående material.



Figur 8.6 Störst nedböjning inträffar mellan bärande väggar och pelare.

Tabell 8.2 visar resultatet för olika avstånd mellan pelare samt mellan pelare och ytterväggar. Resultatet visar att nedböjningen ligger inom tillåtet område upp till 9 m.

Tabell 8.2 Nedböjning för olika avstånd mellan pelare samt pelare och ytterväggar.

Avstånd mellan upplag [m]	Nedböjning [mm]	Krav L/350
5	2,0	14,3
6	4,1	17,1
7	7,6	20,0
8	13,0	22,9
9	20,8	25,7
10	31,7	28,6

9 Ekonomisk analys

För att kunna uppskatta vilken lösning som är mest ekonomiskt lönsam görs en kort studie där HD/F- bjälklag, slakarmerad plattbärlag och träbjälklag jämförs. Jämförelsen håller sig till bjälklagskonstruktionen inklusive huvudbalkarna. I kostnadskalkylen ingår materialkostnad, arbetskostnad, underentreprenader och omkostnadspålägg. Med hjälp av sektionsfakta för nya byggnader tas sektionskostnaden fram (Wikells, 2012). Tabell 9.1 visar kostnaden per kvadratmeter, se bilaga 4 för detaljerad kostnadskalkyl som avser mellanbjälklaget enligt figur 6.5 och 6.6.

Tabell 9.1 Sektionskostnad

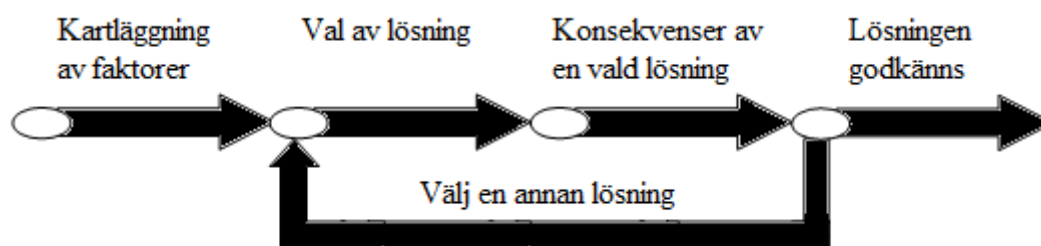
Bjälklag	SEK/m ²
HD/F	1 745
Slakarmerat plattbärlag	2 068
Limträ L40	2 839

Mindre mängd betong för håldäckselement innebär lättare element men trots detta kommer den vertikala bäringen inte att skilja sig mycket i tvärsnittsdimensioner. Däremot är träbjälklag mycket lättare vilket innebär mindre tvärsnittsdimensioner och enklare grundläggning. Detta kommer att spegla sig i den slutliga kostnaden för projektet. Trä är av de flesta ansett som det bästa materialvalet för den bärande stommen i småhus i Sverige, både på tekniska och ekonomiska grunder (Svenskt trä, 2013). Kombinationen av träkomponenter och industriell tillverkning av färdiga volymdelar innebär högre effektivitet och lägre produktionskonstanter kopplade till byggarbetsplatsen.

Det finns sällan jämförbara och verkliga kostnader från genomförda projekt, de flesta kostnadsanalyser utgår från kalkyljämförelser. Detta innebär att det normalt saknas en totalanalys som inkluderar stomvalets inverkan på den totala kostnaden. Resultatet av sådana jämförelser tenderar därför att visa på mycket små skillnader mellan olika material (Svenskt trä, 2013). År 2000 gjordes en utredning med hjälp av kalkyljämförelser som visar att 3 till 4-våningshus produceras mer kostnadseffektivt med stomme av trä än betong, både som platsbyggeri och prefabricerat byggande (Stone & Stone, 2000). Under 1990-talet gjordes en väldokumenterad totalentreprenad för Svedalprojektet. I detta projekt gjordes parallella kalkyler med trä-, betong- och stålstommar. Kalkyljämförelsen visade att trästommar har den lägsta kostnaden men betongbjälklag valdes på grund av osäkerheter i träbjälklagens funktion (Svenskt trä, 2013).

10 Diskussion

Vid val av stomsystem tas hänsyn till olika aspekter som tillsammans bör bidra till den bästa möjliga lösningen. Den optimala lösningen innebär att hitta prioriteringsordning mellan de olika faktorerna för ett specifikt projekt. Ett exempel är att vara medveten om att härdningstiden för betong bromsar andra aktiviteter och förlänger byggtiden. En kortare torktid innebär en annan lösning som har andra konsekvenser. Förutom dessa faktorer har de olika elementen sina för- och nackdelar vilket innebär att produktens bästa egenskaper måste hittas och utnyttjas i de olika situationerna. Det gäller alltså att först hitta de avgörande faktorerna som sedan kombineras med olika lösningar som kan tillgodose olika behov. Idag finns det ett flertal lösningar att välja mellan och därför blir det viktigt att undersöka konsekvenserna av en vald lösning. Olika lösningar kan då jämföras och valet baseras på en bättre grund. Denna typ av analys innebär en detaljerad undersökning som förhoppningsvis leder till den optimala lösningen som annars inte kan urskiljas vid en första anblick.



Figur 10.1 Modell vid val av systemlösning.

Kartläggning av faktorer: Enligt tidigare resonemang finns det många faktorer som påverkar valet av stomsystem och de verkar ofta i kombination med varandra. Vad som blir avgörande för valet skiljer sig mellan olika projekt och påverkas av projektets uppbyggnad. För kontorshus är exempelvis spännvidd, flexibilitet och öppna ytor avgörande faktorer vilket inte gäller för bostadshus. Även vid samma typ av byggnad kan olika faktorer påverka valet. Var projektet ligger rent geografiskt har betydelse då transportkostnaderna blir höga vid långa avstånd till fabriken. Som exempel kan nämnas att plattbärlag av denna anledning används i mindre utsträckning i norra Sverige.

Val av lösning: Nu gäller det att hitta de lösningar som uppfyller de krav som ställs. Detta innebär att vissa lösningar som inte kan tillgodose uppställda krav kommer att uteslutas och kvar finns de lösningar som anses vara möjliga.

Konsekvenser av vald lösning: Efter att de lösningar som anses vara tillfredställande har valts ut är det viktigt att undersöka vilka konsekvenser dessa lösningar har. Exempel på konsekvenser är transportkostnad, resurser och arbetsmiljö. Dessa konsekvenser kan fungera som avgörande faktorer för vissa projekt och därför kan istället användas i steg ett.

Ett bra analysverktyg som kan kopplas till modellen som visas i figur 10.1, är att göra en tabell där varje faktor beskrivs med fördel eller nackdel. Efter att ha gått igenom de tre stegen kan en sammanställning göras enligt tabell 10.1. De utvalda faktorerna i tabellen är ett exempel på faktorer som kan vara avgörande vid val av mellanbjälklag i kontorshus.

Tabell 10.1 Analysverktyg där olika bjälklag ges fördel eller nackdel beroende på hur de uppfyller utvalda faktorer.

Faktorer	Slakarmerat plattbärlag	Spännarmerat plattbärlag	HD/F
Byggtid	Nackdel	Nackdel	Fördel
Spännvidd	Nackdel	Fördel	Fördel
Installationer	Fördel	Fördel	Nackdel
Ljud	Fördel	Fördel	Nackdel
Konstruktionshöjd	Fördel	Fördel	Nackdel
Vikt	Nackdel	Nackdel	Fördel

Med tabell 10.1 som grund värderas de utvalda faktorerna med fördel=1 och nackdel=0. Faktorerna bör viktas beroende på hur väsentliga de är för funktionen hos aktuell byggnad. Den mest prioriterade faktorn, byggtid, får 6 poäng, spännvidd får 5 poäng och så vidare. Därefter multipliceras poängen med ett eller noll beroende på om det är en fördel eller nackdel. Summan för varje bjälklag visar vilken lösning som är att föredra. För bostadshus är faktorer som installationer, ljud och konstruktionshöjd viktigare än spännvidd och flexibilitet i utformningen. Även byggtiden är mindre viktig jämfört med för kontorshus. Kontorshus byggs oftare i centrala delar av staden där kraven på snabbare färdigställande är större. Värderingen av faktorerna som ska tillgodoses vid varje projekt är mycket viktig eftersom fel prioritering kommer att leda till en mindre bra lösning.

Dimensioneringskapitlet visar att det går att ha olika stomsystem för en och samma typ av byggnad. Betongbjälklag och träbjälklag är två tänkbara alternativ. Det som återstår är att utifrån modellen ovan bestämma sig för vilken lösning som är mest gynnsam. Stomsystemet för den studerade kontorsbyggnaden kan utgöras av pelar- balksystem eller pelardäck.

Mellanbjälklaget för pelar- balksystemet utgörs av bland annat plattbärlag, håldäck eller limträbjälklag. Dessa alternativ genererar olika spännvidder och bjälklagstjocklekar som i sin tur påverkar detaljplanen. Minst bra är håldäck där installationerna inte går att integrera i elementet. Dimensioneringen visar dock att det går att ha håldäckselement med 200 mm i tjocklek. Lägre installationstäthet tillsammans med minskade byggtider samt flexibla och öppna planlösningar är faktorer som talar för håldäckselement.

Oftast väljs träbjälklag bort när det gäller öppna planlösningar. Öppna planlösningar innebär långa spännvidder och färre upplagsmöjligheter. Långa spännvidder leder oftast till högre konstruktionshöjd för träbjälklag framförallt för att nedböjningskravet ska uppfyllas.

Träbjälklag är dessutom lätta konstruktioner som har större problem med vibrationer än tyngre bjälklagstyper speciellt vid längre spännvidder. Dessa två problem begränsar träets konkurrensförmåga. Dimensioneringen av limträ har dock visat att med en bra systemutformning kan problem relaterade till konstruktionshöjd och svängningar undvikas. Genom att undvika dessa problem kan träbjälklag med sin lätta vikt konkurrera med andra alternativ när det handlar om bland annat kranuthyrning, mindre dimensioner på vertikalbäring samt mindre komplicerad grundläggning.

Utifrån fallstudien har även ett förenklat pelardäck som stomsystem studerats. Resultatet visar att det är möjligt att ha pelardäck som tillgodoser planlösningen och flexibiliteten i utformningen. Oftast är nedböjningen avgörande. Större avstånd mellan upplag innebär större nedböjning och högre risk för genomstansning. För att på ett enkelt sätt studera nedböjningarna på ett pelardäck med varierande avstånd mellan upplagen görs en finita elementanalys. Analysen utförs med CALFEM och resultatet visar att nedböjningen ligger inom tillåtet område upp till 9 m avstånd mellan upplagen. Det ska dock observeras att beräkningar av deformationerna som bygger på elastiska beräkningar underskattar verkliga nedböjningar då linjärelastiska modeller inte tar hänsyn till uppsprickning av bjälklaget och plasticeringen hos materialen. Som rapporten visar kan dock linjärelastiska modeller användas för att få en uppfattning om möjliga spännvidder om hänsyn tas till föregående resonemang.

Det är ekonomin som ofta avgör valet av stomsystem och därför gjordes en enkel ekonomisk analys av några bjälklagslösningar. Resultatet visar att håldäckselement är billigast att ha som mellanbjälklag. Det är dock viktigt att vara medveten om att projektets totala kostnad ändå kan bli dyrare jämfört med de andra lösningarna. Det är exempelvis dyrare att utföra installationer på HD/F- bjälklag jämfört med plattbärlag. Förspända element kan vara dyra

men projektets totala kostnad kan bli lägre på grund av färre antal upplag. Olika val genererar olika konsekvenser och därför gäller det att ha en helhetssyn. Först när en komplett kalkyl genomförs fås en säker bild av vilken lösning som egentligen är billigast.

11 Slutsats

- ❖ Det är svårt att plocka ut en eller två huvudfaktorer som generellt ger svaret på vilka faktorer som är avgörande. Det är många faktorer som spelar in och inte går att bortse ifrån. Att hitta balansen mellan dessa faktorer och utnyttja produktens bästa egenskaper leder till den optimala lösningen. Vilka faktorer som är avgörande skiljer sig mellan olika projekt. Även samma typ av projekt har olika förutsättningar.
- ❖ Genom att utnyttja tidigare projekt och tidigare erfarenhet inom företaget sparas tid och arbete men samtidigt finns det en risk att låsa sig till en viss lösning. Med hjälp av tidigare erfarenheter går det att spara byggtid men det som sparas i byggtid går kanske att spara i kostnader med andra lösningar.
- ❖ En bra process som kan användas vid val av stomsystem sammanfattas i tre punkter:
 - 1- Kartlägga de avgörande faktorerna.
 - 2- Välja ut de lösningar som kan tillgodose dessa faktorer.
 - 3- Göra en konsekvensanalys av en vald lösning.
- ❖ Eftersom projektet som studerats är ett kontorshus bedöms de avgörande faktorerna vara byggtid, spännvidd, installationer, ljud och tjocklek. Dimensioneringen visar att en bra systemutformning medför att det går att experimentera med olika typer av stomsystem. Plattbärlag, HD/F och limträbjälklag är tre möjliga alternativ. Utifrån den ekonomiska analysen är HD/F-bjälklag billigast. Detta speglar dock inte projektets totala kostnad. Förutom kostnaden finns det även andra faktorer som talar för håldäckselement, nämligen tvärsnittstjocklek på 200 mm, lägre installationstäthet för kontorshus, minskade byggtider samt flexibla och öppna planlösningar. Plattbärlag är att föredra när det gäller utförandet av installationerna men lägre installationstäthet innebär sämre utnyttjande av bjälklagets fulla funktion. Plattbärlag har bra ljudegenskaper men detta utesluter inte de andra alternativen. Med en bra lösning kan risken för ljudproblematik undvikas. Konstruktionshöjden för limträbjälklag ligger i samma rang som för de andra bjälklagstyperna och därför är lösningen möjlig. Limträbjälklag är enligt kostnadskalkylen dyrast. Träbjälklag med sin lätta vikt innebär andra fördelar när det gäller bland annat kranuthyrning, mindre dimensioner på vertikalbäring samt mindre komplicerad grundläggning. Prefabricering av

träbjälklag innebär kortare byggtid. Utifrån tabell 10.1 och den ekonomiska analysen är håldäckselement att föredra i detta fall.

- ❖ Ovanstående resonemang är egentligen ett spår som går att undersöka vidare då denna rapport främst fokuserar på att framhäva vilka faktorer som avgör valet av stomsystem. Dimensioneringen visar att en bra systemutformning möjliggör olika lösningar som bör undersökas för att få den optimala lösningen. Några svaga parametrar i beräkningarna är exempelvis det förenklade tvärsnittet för HD/F och antagandet om fullständig samverkan mellan plattbärlagets olika delar. Även FEM-modellen har vissa svaga punkter som omfattar den tidigare nämnda singularitet som uppstår och att CALFEM programmet är avsedd för linjärelastiska material.

12 Referenser

Austrell, P-E., Dahlblom, O., Lindemann, J., Olsson, A. Olsson K-G., Persson, K., Petersson, H., Ristinmaa, M., Sandberg G., Wernberg, P-A (2004): **CALFEM A Finite Element Toolbox**, Lund, ISBN: 91-8855823-1.

Andreasson, C. (2011): **Valet av mellanbjälklag: en jämförelse av prefabricerade betongbjälklag till flerbostadshus**, Examensarbete 2011, Avdelning vid byggproduktion, LTH Ingenjörhögskola vid Campus Helsingborg, Helsingborg.

Brunklaus, B. & Bauman, H. (2002): Vad innebär ett ökat träbyggande i Sverige för miljön: granskning av jämförande LCA -studier av stombyggnadsmaterial i hus, rapport, Institution för Miljösystemanalys, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.

Bojrup, Peter (2012): Vd, fuktsakkunnig, Structor AB, Malmö.

Contiga (2013): www.contiga.se, datum januari 2013- maj 2013.

Engström, B. (2008): **Beräkning av betongkonstruktioner**, rapport, Institution för bygg- och miljöteknik, Avdelning för konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg.

Engström, B. (2011): **Design and analysis of prestressed concrete structures**, Report, Department of Civil and Environmental Engineering, Structural Engineering, Chalmers university of Technology, Göteborg.

Eurokod 2 (2008), Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader, Svensk standard SS-EN 1992-1-1:2005.

Eurokod 5 (2008), Dimensionering av träkonstruktioner – Del 1-1: Gemensamma regler och regler för byggnader, Svensk standard SS-EN 1995-1-1:2004/A1:2008.

Färdig betong (2013): www.fardigbetong.se, datum januari 2013- maj 2013.

Hassanzadeh, G. (1998): **Betongplattor på pelare: dimensioneringsmetoder för plattor med icke vidhäftande spänningsarmering**, Licentiatavhandling, Department of structural engineering, Royal institute of Technology, Stockholm.

Isaksson, T., Mårtensson, A. & Thelandersson, S. (2010): **Byggkonstruktion**, student litteratur, Lund, ISBN: 9789144070308.

Mårtensson, A. (2011): **Design of timber structures: Chapter 7, Design for serviceability**, Avdelning för Konstruktionsteknik, LTH Lunds universitet, Lund.

Meixner, K. (2008): Analys av svängningar i prefabricerade betongbjälklag: teori och praktik, Examensarbete 2008, Avdelning för Konstruktionsteknik, Lunds tekniska högskola, Lund.

Nilsson, M., Olofsson, T., Jonasson, J-E. (2006): **Betongplattor: teori och dimensioneringsmetoder**, Institution för samhällsbyggnad, Luleå tekniska högskola, Luleå.

Ottosen, N. & Petersson, H. (1992): **Introduction to the Finite Element Method**, Prentice Hall, ISBN: 0-13-473877-2.

Olofsson, A. & Sollie, A. (2011): **Plattbärlag eller platsgjutet – vilka faktorer avgör val av mellanbjälklag**, Examensarbete 2011, Institutionen för byggvetenskap, LTH Ingenjörhögskola vid Campus Helsingborg, Helsingborg.

R.J Cope & L.A. Clark (1984): **Concrete slabs – analysis and design**, London, ISBN: 0-85334-254-7.

Rubin, Lars- Olof (2012): Projektchef, Entreprenad avdelning, Byggmästarna i Skåne, Arlöv.

Salmela, K. (2003): **Träbjälklag för långa spännvidder - en förstudie av olika material och konstruktionslösningar**, Rapport, Institutet för träteknisk forskning, Stockholm.

Stone, G. & Stone, P. (2000): **Flervånings trähus: Kostnadsjämförelse mellan alternativa byggmetoder**, rapport, Avdelning för Konstruktionsteknik, Lunds tekniska högskola, Lund.

Stålbyggnadsinstitutet (2013): www.sbi.se, datum januari 2013- maj 2013.

Starka (2013): www.starka.se, datum januari 2013- maj 2013.

Svensk betong (2013): www.svenskbetong.se, datum januari 2013- maj 2013.

Svenskt trä (2013): www.svensktra.se, datum januari 2013- maj 2013.

Sträng betong (2013): www.strangbetong.se, datum januari 2013- maj 2013.

Wikells, (2012): Sektionsfakta- NYB, teknisk ekonomisk sammanställning av byggdelar, Wikells byggberäkningar AB, Växjö.

13 Bilagor

Bilaga 1- Spännarmering



Fundia Hjulsbro AB

20.09.2005

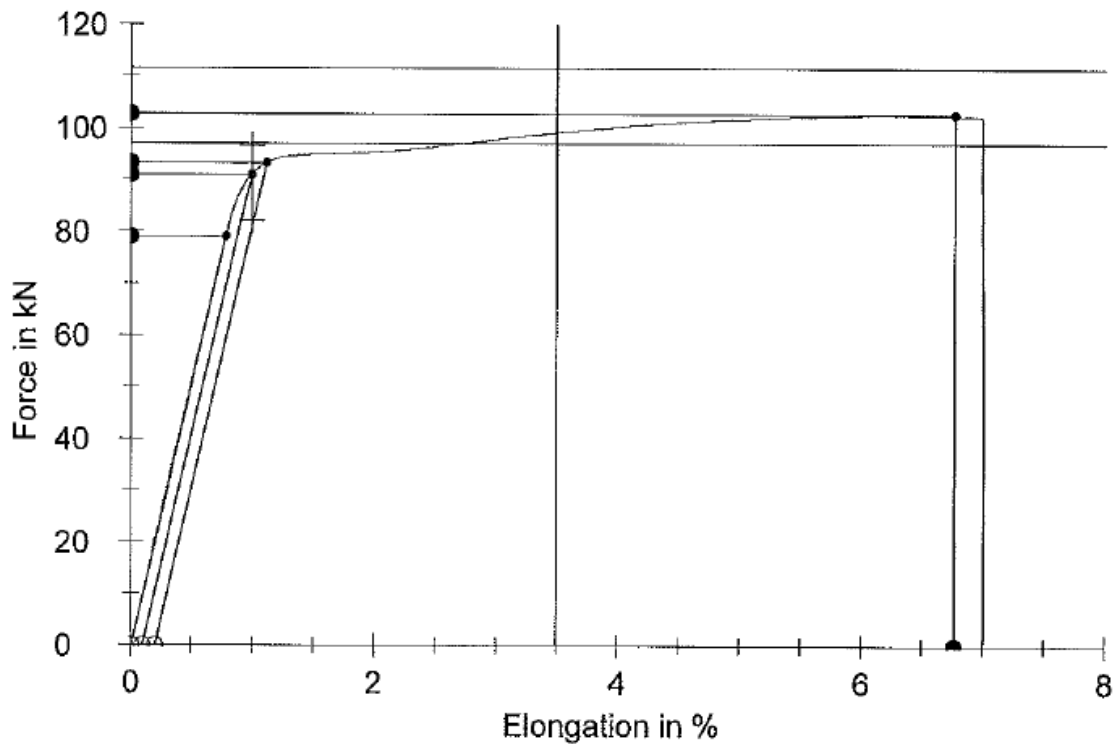
Parameter table:

Material	: Y 1860 S 7 9,3 mm	Certificate No.	:
Standard	: prEN 10138-3	Sign	:
Order-No.	:		

Results:

Coil	Fm kN	Fp 0.2 kN	Fp 0.1 kN	Agt %	Area mm ²	Rp0.01 N/mm ²	Rp 0.2 N/mm ²	E kN/mm ²
	111,5		96,5	9,0	53,0			205,0
	97,0		82,0	3,5	51,0			185,0
2571892	102,6	93,2	91,0	6,8	52,3	1510,0	1782,9	195,0

Specimen graphics:



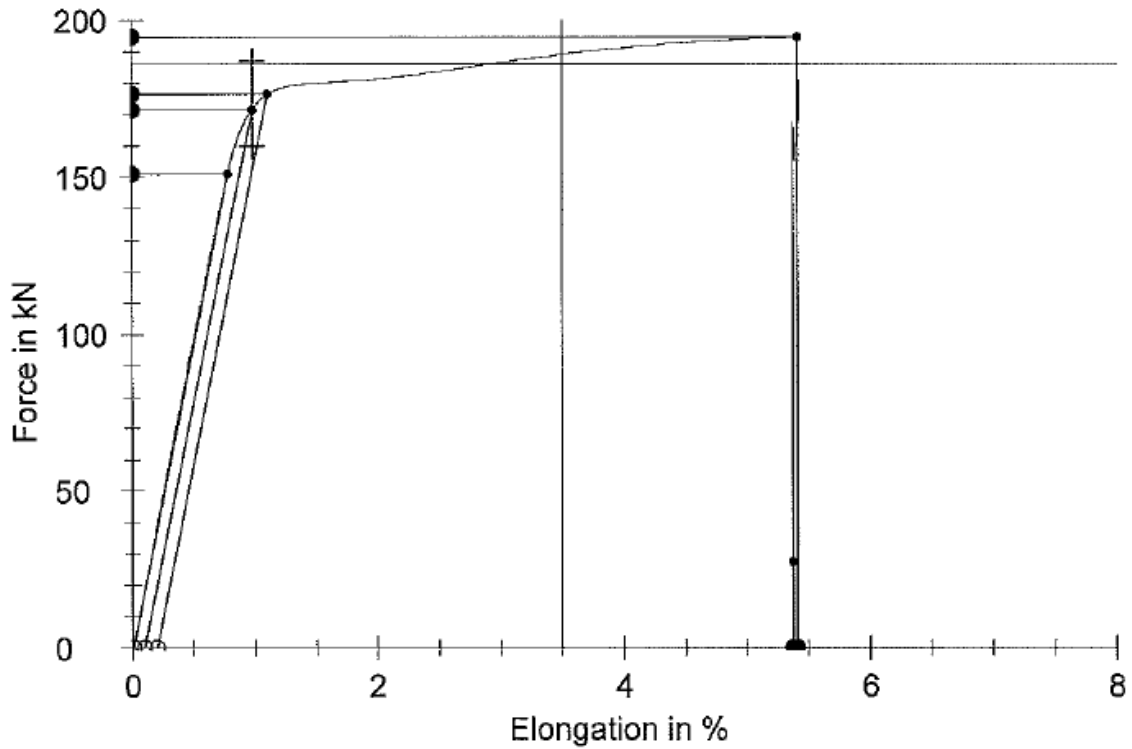
Parameter table:

Material : Y 1860 S 7 12,9 mm Indented
 Standard : prEN 10138-3
 Order-No. :
 Certificate No. :
 Sign :

Results:

Nr	Coil	Fm kN	Fp 0.2 kN	Fp 0.1 kN	Agt %	Area mm ²	Rp0.01 N/mm ²	Rp 0.2 N/mm ²	E kN/mm ²
max.		213,0		187,0	9,0	102,0			205,0
min.		186,0		160,0	3,5	98,0			185,0
1	2573407	194,5	176,3	171,5	5,4	101,4	1489,02	1739,2	192,5

Specimen graphics:

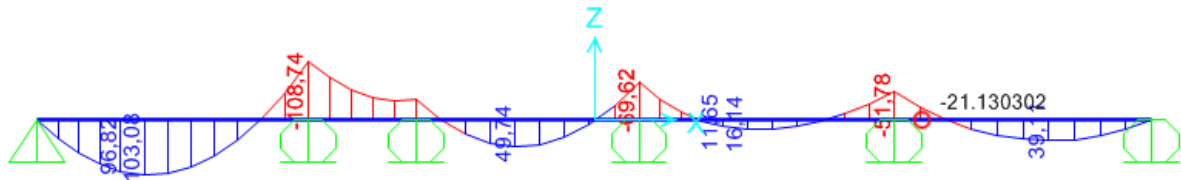


Bilaga 2- SAP2000

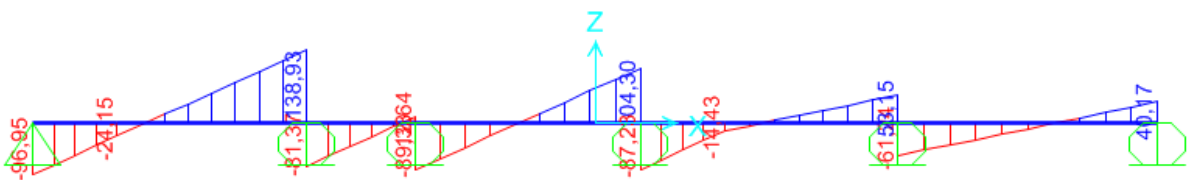
Balk I, se figur 6.5 och 6.6

HD/F- bjälklag

Momentfördelning

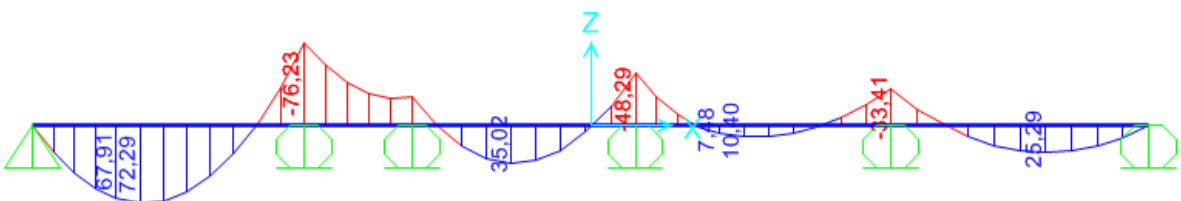


Tvärkraftsfördelning

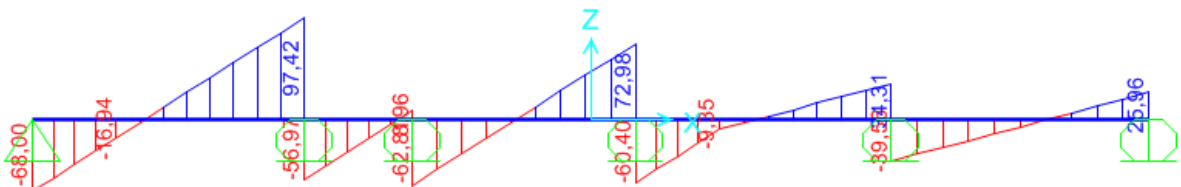


Limträ L40

momentfördelning

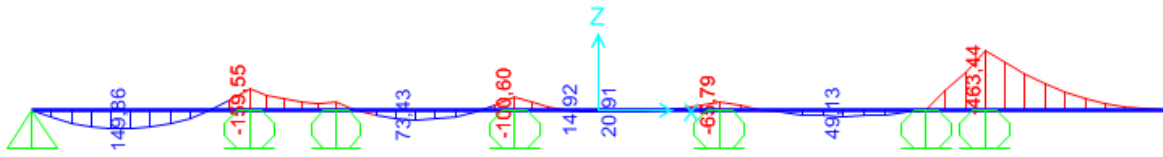


Tvärkraftsfördelning

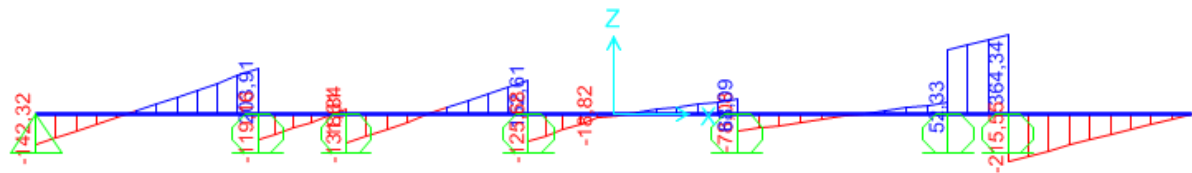


Plattbärlag

Momentfördelning



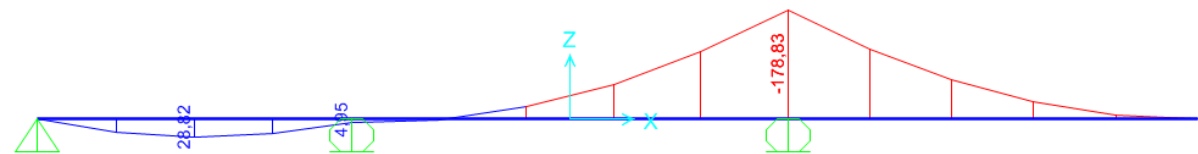
Tvärkraftsfördelning



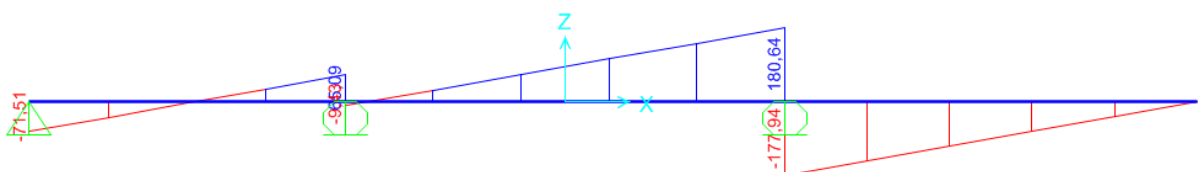
Balk II

HD/F- bjälklag

Momentfördelning

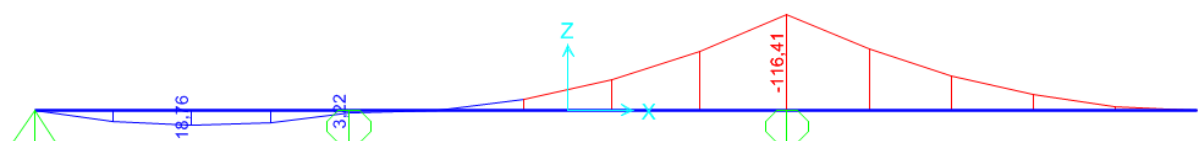


Tvärkraftsfördelning

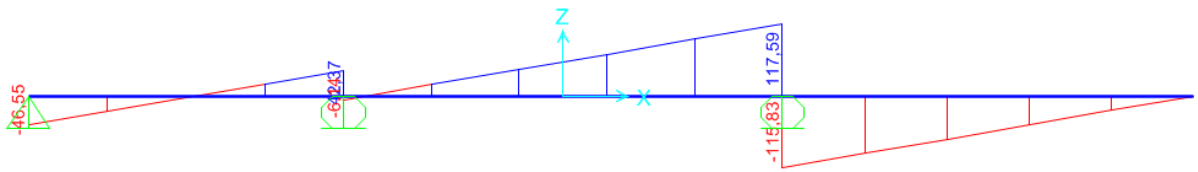


Limträ- L4

Momentfördelning

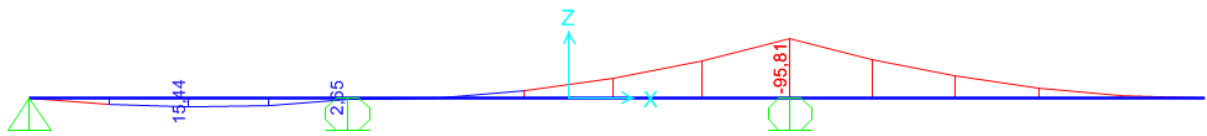


Tvärkraftsfördelning

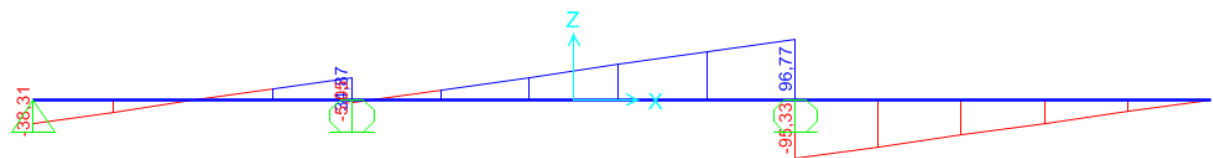


Plattbärlag

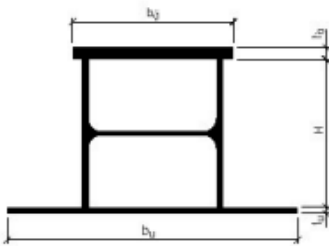
Momentfördelning



Tvärkraftsfördelning

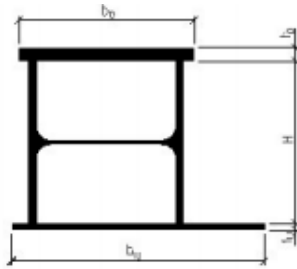


Bilaga 3- Contiga hattbalkar



Tabell 1a.

NSB-balk - Normal NSB-HEA-tu-tö-typ	Underfläns		Överfläns		I mm ⁴	V_{Rd} kN	M_{Rxd} Brott kNm	M_{Rxd} Bruk kNm	m kg/m
	b_u mm	t_u mm	$b_ö$ mm	$t_ö$ mm					
NSB-180-10-10-1	410	10	200	10	61·10⁶	438	215	178	83
NSB-180-10-15-1	410	10	200	15	74·10 ⁶	470	253	228	91
NSB-180-10-20-1	410	10	200	20	86·10 ⁶	491	284	269	99
NSB-180-10-25-1	410	10	200	25	98·10 ⁶	472	319	313	107
NSB-180-15-20-1	410	15	200	20	105·10 ⁶	459	345	289	115
NSB-180-15-30-1	410	15	200	30	134·10 ⁶	488	423	385	131
NSB-180-20-20-1	410	20	200	20	121·10 ⁶	444	390	304	131
NSB-180-20-30-1	410	20	200	30	155·10 ⁶	476	481	406	147
NSB-200-10-10-1	410	10	220	10	79·10⁶	497	254	219	92
NSB-200-10-15-1	410	10	220	15	96·10 ⁶	535	298	279	100
NSB-200-10-25-1	410	10	220	25	126·10 ⁶	517	375	359	118
NSB-200-10-30-1	410	10	220	30	139·10 ⁶	503	412	373	126
NSB-200-15-20-1	410	15	220	20	136·10 ⁶	517	405	352	125
NSB-200-15-30-1	410	15	220	30	171·10 ⁶	534	494	467	142
NSB-200-20-20-1	410	20	220	20	156·10 ⁶	495	459	371	141
NSB-200-20-30-1	410	20	220	30	199·10 ⁶	532	560	493	158
NSB-240-10-10-1	470	10	260	10	137·10⁶	613	370	325	118
NSB-240-10-15-1	470	10	260	15	164·10 ⁶	660	428	408	128
NSB-240-10-20-1	470	10	260	20	189·10⁶	655	479	475	138
NSB-240-10-25-1	470	10	260	25	211·10 ⁶	622	535	512	148
NSB-240-10-30-1	470	10	260	30	233·10 ⁶	601	586	532	158
NSB-240-15-20-1	470	15	260	20	228·10 ⁶	627	575	512	156
NSB-240-15-30-1	470	15	260	30	283·10 ⁶	640	695	673	177
NSB-240-20-20-1	470	20	260	20	261·10 ⁶	594	651	540	175
NSB-240-20-30-1	470	20	260	30	328·10 ⁶	639	785	710	195
NSB-260-10-10-1	470	10	280	10	169·10⁶	683	422	380	127
NSB-260-10-20-1	470	10	280	20	231·10 ⁶	705	547	547	149
NSB-260-10-30-1	470	10	280	30	283·10 ⁶	644	667	595	171
NSB-260-15-20-1	470	15	280	20	278·10 ⁶	692	651	596	167
NSB-260-15-30-1	470	15	280	30	344·10 ⁶	687	787	775	189
NSB-260-20-20-1	470	20	280	20	319·10 ⁶	651	737	628	186
NSB-260-20-30-1	470	20	280	30	397·10 ⁶	700	884	825	208
NSB-260-30-30-1	470	30	280	30	488·10 ⁶	659	1079	889	245



Tabell 1b.

NSE-balk - Ensidig NSE-HEA-tu-tö-typ	Underfläns		Överfläns		I mm ⁴	V_{Rd} kN	M_{Rxd} Brott kNm	M_{Rxd} Bruk kNm	m kg/m
	b_u mm	t_u mm	$b_ö$ mm	$t_ö$ mm					
NSE-180-10-10-1	310	10	200	10	54·10 ⁶	469	190	171	76
NSE-180-10-15-1	310	10	200	15	66·10 ⁶	505	223	219	83
NSE-180-10-20-1	310	10	200	20	76·10 ⁶	474	254	245	91
NSE-180-10-25-1	310	10	200	25	86·10 ⁶	456	285	257	99
NSE-180-15-20-1	310	15	200	20	93·10 ⁶	484	304	278	103
NSE-180-15-30-1	310	15	200	30	118·10 ⁶	474	375	353	119
NSE-180-20-20-1	310	20	200	20	108·10 ⁶	462	346	294	116
NSE-180-20-30-1	310	20	200	30	137·10 ⁶	495	423	391	131
NSE-200-10-10-1	310	10	220	10	71·10 ⁶	538	225	209	84
NSE-200-10-15-1	310	10	220	15	86·10 ⁶	558	264	266	92
NSE-200-10-25-1	310	10	220	25	111·10 ⁶	498	336	297	110
NSE-200-10-30-1	310	10	220	30	122·10 ⁶	485	368	309	118
NSE-200-15-20-1	310	15	220	20	120·10 ⁶	549	356	338	113
NSE-200-15-30-1	310	15	220	30	150·10 ⁶	517	438	403	131
NSE-200-20-20-1	310	20	220	20	139·10 ⁶	519	406	357	125
NSE-200-20-30-1	310	20	220	30	175·10 ⁶	542	494	474	143
NSE-240-10-10-1	375	10	260	10	125·10 ⁶	658	336	313	110
NSE-240-10-15-1	375	10	260	15	150·10 ⁶	690	390	393	120
NSE-240-10-20-1	375	10	260	20	172·10 ⁶	634	441	422	131
NSE-240-10-25-1	375	10	260	25	192·10 ⁶	602	492	442	141
NSE-240-10-30-1	375	10	260	30	211·10 ⁶	583	538	460	151
NSE-240-15-20-1	375	15	260	20	207·10 ⁶	663	519	495	145
NSE-240-15-30-1	375	15	260	30	256·10 ⁶	622	634	594	166
NSE-240-20-20-1	375	20	260	20	238·10 ⁶	621	589	523	160
NSE-240-20-30-1	375	20	260	30	296·10 ⁶	652	710	687	180
NSE-260-10-10-1	375	10	280	10	155·10 ⁶	737	383	365	120
NSE-260-10-20-1	375	10	280	20	211·10 ⁶	681	504	474	142
NSE-260-10-30-1	375	10	280	30	257·10 ⁶	624	614	517	164
NSE-260-15-20-1	375	15	280	20	253·10 ⁶	731	589	575	156
NSE-260-15-30-1	375	15	280	30	311·10 ⁶	666	719	661	178
NSE-260-20-20-1	375	20	280	20	290·10 ⁶	684	667	608	171
NSE-260-20-30-1	375	20	280	30	359·10 ⁶	699	803	779	193
NSE-260-30-30-1	375	30	280	30	444·10 ⁶	683	976	864	222

Bilaga 4- Kostnadskalkyl

HD/F- bjälklag

HD/F- bjälklag	Material				Arbete		UE	
	Mängd	Enhet	Enh.-pris	Summa SEK	Tim/Enh.	Timmar	Enh.-pris	Summa SEK
40 anhydritmassa	430	m2					182	78 260,0
20 stegljudskiva av cellplast	430	m2	25,4	10 922	0,09	38,7		
HD/F 120/20	314	m2	825	259 050				
HD/F 120/27	116	m2	850	98 600				
Balk I- NSB-180-10-10-1	26,2	m					2 988	78 285,6
Balk I- NSE-180-10-10-1	16,4	m					2 736	44 870,4
Balk II- NSB-180-10-15-1	5,7	m					3 276	18 673,2
Balk III- NSE-260-20-30-1	16,8	m					6 948	116 726,4
				Σ= 368 572		Σ= 38,7		Σ= 336 815,6
Materialkostnad				368 572,0				
Arbetslön (180 SEK/Tim)				6 966,0				
UE				336 815,6				
Omkostnadspålägg arbete 253 %				17 624,0				
Omkostnadspålägg UE 6 %				20 208,9				
TOTALSUMMA EXKL MOMS				750 186,5				
SEK/m2				1 744,6				

Slakarmerat plattbärlag

Slakarmerat plattbärlag	Material				Arbete		UE	
	Mängd	Enhet	Enh.-pris	Summa SEK	Tim/Enh.	Timmar	Enh.-pris	Summa SEK
Direkt slipad yta vid gjutning	430	m2			0,16	68,8		
150/200 snabbtorkande betong	66,05	m2	1485	98 084,3	0,50	33,0		
Slakarmerat plattbärlag	430	m2	305	131 150,0	0,13	55,9		
Armering B500BT Ø12	2 051,5	kg	13	26 668,9	0,03	61,5		
Balk I- NSB-180-10-10-1	26,2	m					2 988	78 285,6
Balk I- NSE-260-30-30-1	16,4	m					7 992	131 068,8
Balk I- NSB-260-30-30-1	11,4	m					8 820	100 548,0
Balk II- NSB-180-10-10-1	5,7	m					2 988	17 031,6
Balk III- NSE-240-15-30-1	16,8	m					5 976	100 396,8
Byggryggform stämphöjd 2500	430	m2	19	8 170,0	0,12	51,6		
				Σ= 264 073,1		Σ= 270,9		Σ= 427 330,8
Materialkostnad				264 073,1				
Arbetslön (180 SEK/Tim)				48 756,3				
UE				427 330,8				
Omkostnadspålägg arbete 253 %				123 353,5				
Omkostnadspålägg UE 6 %				25 639,8				
TOTALSUMMA EXKL MOMS				889 153,6				
SEK/m2				2 067,8				

Träbjälklag L40

Limträ L40	Material				Arbete		UE	
	Mängd	Enhet	Enh.-pris	Summa SEK	Tim/Enh.	Timmar	Enh.-pris	Summa SEK
13+13 gipsskiva golv	430	m2	95,5	41 065,0	0,26	111,8		
22 spånskiva	430	m2	84,85	36 485,5	0,22	94,6		
Riktning golvbjälkar	430	m2			0,07	30,1		
L40 190 x 180 cc 300/600	552	m	300	165 600,0	0,15	82,8		
L40 215 x 315 cc 300	380	m	600	228 000,0	0,15	57,0		
Krysskolving	107,5	m	3,28	352,6	0,06	6,5		
170 mineralullsskiva-36	263,66	m2	74,65	19 682,2	0,07	18,5		
0,2 säkerhetsfolie	430	m2	16,95	7 288,5	0,07	30,1		
AP 25 akustikprofil	1548	m	26,5	41 022,0				
Balk I- NSB-180-10-10-1	26,2	m					2 988	78 285,6
Balk I- NSE-180-10-10-1	16,4	m					2 736	44 870,4
Balk II- NSB-180-10-10-1	5,7	m					2 988	17 031,6
Balk III- NSE-240-15-30-1	16,8	m					5 976	100 396,8
13 gipsskiva (B=900)	430	m2	30,6	13 158,0	0,2	86,0		
15 gipsskiva brand (B=900)	430	m2	56,8	24 424,0	0,22	94,6		
				Σ= 577 077,8		Σ= 611,9		Σ= 240 584,4
Materialkostnad				577 077,8				
Arbetslön (180 SEK/Tim)				110 143,1				
UE				240 584,4				
Omkostnadspålägg arbete 253 %				278 662,1				
Omkostnadspålägg UE 6 %				14 435,1				
TOTALSUMMA EXKL MOMS				1 220 902,5				
SEK/m2				2 839,3				

Bilaga 5- CALFEM programkod

```
clear all
close all
L=7;           % Avstånd mellan upplag
vertices=[
    0 0
    5*L 0
    5*L 3*L
    0 3*L
    L L
    2*L L
    3*L L
    4*L L
    L 2*L
    2*L 2*L
    3*L 2*L
    4*L 2*L
];

segments=[
    1 2
    2 3
    3 4
    4 1
];

surfaces=[ 1 2 3 4
];

seed=[41,25,41,25]*2;
nen=4;
dofsPerNode=3;
segp=[seed];
mp=[dofsPerNode,nen];

figure (1)
geomdraw2(vertices,segments,surfaces,segp,mp)
title('Geometri')

% Elementmesh
[Coord Edof Dof meshdb]=strmeshgen(vertices,segments,surfaces,segp,mp);
[Ex,Ey]=coordxtr(Edof,Coord,Dof,nen);
```

```

figure(2)
eldraw2(Ex,Ey,[1 4 1],Edof(:,1));
title('Elementmesh')

E1=31e9;           % E-modul
E2=31e9/(1+2);    % E-modul i bruksgränstillstånd, kryptalet antas vara 2
ep=[0.30];       % Plattjocklek 300 mm
D=hooke(1,E1,0.2);
nel=size(Edof,1);
ndof=max(Edof(:));

K=sparse(ndof,ndof);
eq1=[-(1*1.2*24000*ep+1*1.5*2500)]; %brottgränstillstånd
eq2=[-(1*24000*ep+1*0.3*2500)];    %bruksgränstillstånd
f=sparse(ndof,1);

% Assemblering av styvhetsmatris
for i=1:nel
    [Ke,fe]=platre(Ex(i,:),Ey(i,:),ep,D,eq1);
    [K,f]=sparse_assem(Edof(i,:),K,Ke,f,fe);
end

% Upplagsvillkor
bc1=extrSeg([1,2,3,4]',meshdb,1);
bc2=extrSeg([2,4]',meshdb,2);
bc3=extrSeg([1,3]',meshdb,3);
bc4=extrpoint([5,6,7,8,9,10,11,12],meshdb,1);
bc=[bc1, ones(length(bc1),1)*0;bc2, ones(length(bc2),1)*0;bc3,
ones(length(bc3),1)*0;bc4,ones(length(bc4),1)*0];

% Förskjutningar
[a,r]=solveq(K,f,bc);
Ed=extract(Edof,a);

for i=1:nel;
[es(i,:),et(i,:)]=platr(Ex(i,:),Ey(i,:),ep,D,Ed(i,:));
end

Mxx=[es(:,1)];
Myy=[es(:,2)];
Mxy=[es(:,3)];
Vxz=[es(:,4)];

```

```

Vyz=[es(:,5)];

% Moment
faltMxx=(Mxx+abs(Mxy));
stodMxx=(Mxx-abs(Mxy));
faltMyy=(Myy+abs(Mxy));
stodMyy=(Myy-abs(Mxy));

% Nedböjning
u=[Ed(:,1);Ed(:,4);Ed(:,7);Ed(:,10)];

% Figur över nedböjning
figure (3)
fill3(Ex',Ey',250*Ed(:, [1,4,7,10])),Ed(:, [1 4 7 10]))
axis('equal')
title('Nedböjning')

% Figurer över momentfördelning
figure (4)
SUBPLOT(2,2,1)
fill(Ex',Ey',faltMxx')
axis('equal')
title('Fältmoment i x-led Mxx+abs(Mxy)')

SUBPLOT(2,2,2)
fill(Ex',Ey',stodMxx')
axis('equal')
title('Stödmoment i x-led Mxx-abs(Mxy)')

SUBPLOT(2,2,3)
fill(Ex',Ey',faltMyy')
axis('equal')
title('Fältmoment i y-led Myy+abs(Mxy)')

SUBPLOT(2,2,4)
fill(Ex',Ey',stodMyy')
axis('equal')
title('Stödmoment i y-led Myy-abs(Mxy)')

```