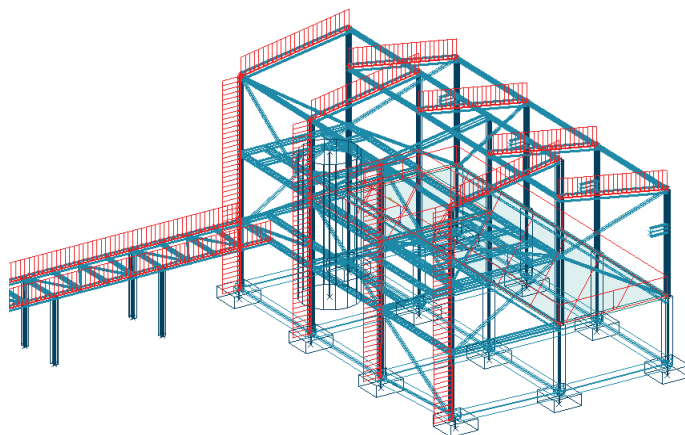


Jämförande ramberäkning enligt första och andra ordningens elasticitetsteori



Magnus Osbäck

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2007

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

Jämförande ramberäkning enligt första och andra ordningens elasticitetsteori

Comparison between frame calculations according to first and
second order elastic theory

Magnus Osbäck

2007

Rapport TVBK-5151
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-07/5151+78p

Examensarbete
Handledare: Miklós Molnár och Sven Thelandersson, Lunds Tekniska Högskola
Lars Holm, WSP Byggprojektering

Apr 2007

Förord

Denna rapport är ett examensarbete utfört på avdelningen för konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola i samarbete med WSP Byggprojektering. Examensarbetet utgör den avslutande delen av civilingenjörsutbildningen i väg- och vattenbyggnadsteknik.

Jag vill ta tillfället i akt och rikta ett stort tack till mina handledare assis. prof. Miklós Molnár och prof. Sven Thelandersson vid Lunds Tekniska Högskola för god vägledning och stöttning under arbetets gång. Tack även till WSP Byggprojektering i Malmö som tillhandahållit arbetsplats och programvaror och då särskilt Lars Holm som dessutom gett mig många goda råd.

Lund, 14 april 2007

Magnus Osbäck

Sammanfattning

Vid dimensionering av ramkonstruktioner finns två principiellt olika tillvägagångssätt. Den första metoden, ramberäkning enligt första ordningens elasticitetsteori, bygger på knäcklängder och interaktionssamband. Fördelen med metoden är att beräkningarna blir enkla eftersom linjära förhållanden råder. Svårigheten med metoden består i att bestämma knäcklängder.

Den andra metoden, ramberäkning enligt andra ordningens elasticitetsteori, medför betydligt mer komplicerade beräkningar på grund av icke-linjäritet men medför att dimensioneringen kan ske på tvärsnittsnivå och inga knäcklängder behöver definieras.

Flera av dagens datorprogram avsedda för analys och dimensionering av bärverkskonstruktioner klarar beräkna snittkrafter enligt första och andra ordningens teori för samtliga ingående element som därefter kan knytas till en automatiserad dimensionering.

I detta examensarbete har två beräkningsprogram studerats nämligen *Strusoft 3D-Frame* och *Staad.Pro*. Rapporten belyser viktiga beräkningstekniska skillnader mellan programmen och metoderna som tillämpas och en jämförande dimensionering av en tvåvånings stålram genomförs. Erhållet resultat verifieras av en beräkning genomförd för hand.

Det visar sig att *Strusoft 3D-Frame* klarar genomföra dimensionering både enligt första och andra ordningens teori och innehåller dessutom en funktion som automatiskt beaktar imperfektioner i konstruktionen. *Staad.Pro* beräknar snittkrafter enligt första och andra ordningens teori men den integrerade dimensioneringsmodulen kräver att knäcklängder definieras.

Vid en jämförande dimensionering erhöles samma utnyttjandegrader i *Strusoft 3D-Frame* som i handberäkningen medan *Staad.Pro* genomgående genererade något lägre utnyttjandegrader vilket kan förklaras av att mindre dimensionerande krafter och moment utnyttjats. Anmärkningsvärt var att *Staad.Pro* beräknade ett cirka 30% lägre inspänningsmoment för en pelare jämfört med övriga beräkningar och orsaken till avvikelserna har ej kunnat fastställas och kräver vidare undersökning.

Summary

Analysis and design of a frame can be done in two principally different ways. The first method, calculation according to first order elastic theory, is based on buckling lengths and interaction relations. The advantage with this method is its simplicity. The difficulty lies in the determination of buckling lengths.

The second method, calculation according to second order elastic theory, results in much more complicated calculations because of non-linearity, but the design can then be done by section check and no buckling lengths are needed.

Many of today's computer software suited for structural design can perform analysis according to both first and second order elastic theory and the result of the analysis can then be connected to an automated design.

In this thesis, two different structural design programs have been studied; *Strusoft 3D-Frame* and *Staad.Pro*. The thesis illustrates important calculation differences and a comparative design of a two storey steel frame is carried out. The result is verified by a shorthand calculation.

It turns out that *Strusoft 3D-Frame* can perform design calculations according to first and second order elastic theory and also contains a function that automatically considers imperfections of the structure. *Staad.Pro* can perform analysis according to first and second order theory but buckling lengths have to be defined in the design process.

The comparative design resulted in the same utility ratios in *Strusoft 3D-Frame* as the handmade calculation, while the utility ratios in *Staad.Pro* were consistently lower which can be explained by the lower computed section forces used in the design.

It was remarkable that *Staad.Pro* generated an approximately 30 per cent smaller moment for one column compared to the other methods. The reason for the divergence could not be established and further investigations are necessary.

Innehållsförteckning

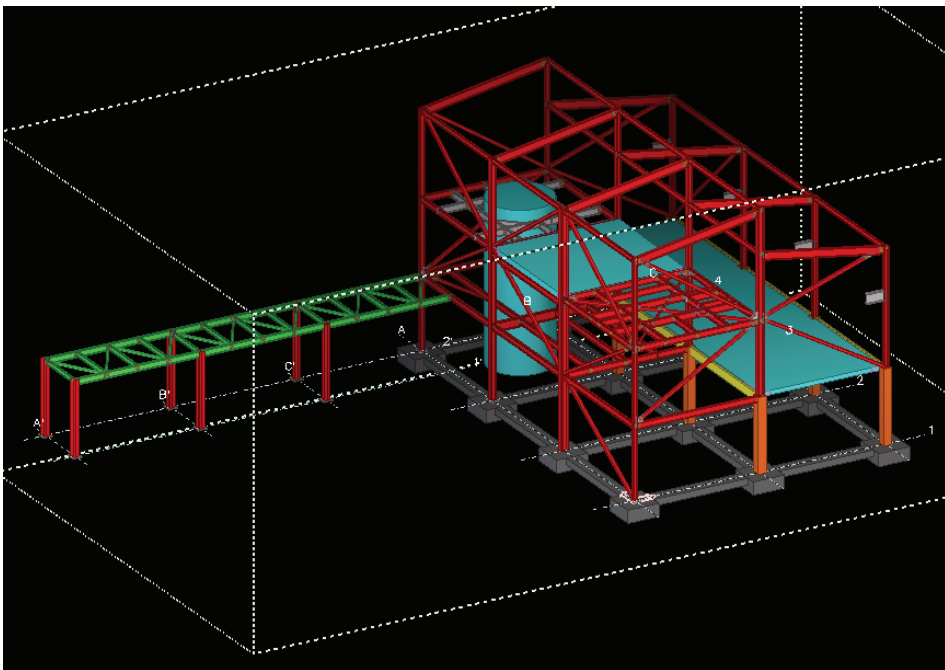
1	INLEDNING	1
1.1	BAKGRUND	1
1.2	SYFTE OCH MÅL	3
1.3	METOD OCH GENOMFÖRANDE	3
1.4	AVGRÄNSNINGAR	3
2	TEORI	5
2.1	BESKRIVNING AV PROGRAMVAROR	5
2.1.1	<i>CALFEM</i>	5
2.1.2	<i>Staad.Pro</i>	6
2.1.3	<i>Strusoft 3D-Frame</i>	8
2.2	RAMBERÄKNING	10
2.2.1	<i>Ramberäkning enligt första ordningens elasticitetsteori</i>	10
2.2.2	<i>Ramberäkning enligt andra ordningens elasticitetsteori</i>	10
2.3	BEAKTANDE AV IMPERFEKTIONER ENLIGT EUROCODE 3	11
2.4	DIMENSIONERING AV ISOLERAD BALKPELARE ENLIGT BSK99	15
2.4.1	<i>Snittkontroll</i>	15
2.4.2	<i>Böjknäckning</i>	16
2.4.3	<i>Böjvridknäckning</i>	17
3	ETT EXEMPEL	19
3.1	GEOMETRI	19
3.2	LASTER	20
4	HANDBERÄKNING AV EXEMPEL ENLIGT FÖRSTA ORDNINGENS ELASTICITETSTEORI	21
4.1	BERÄKNINGSMODELL	21
4.2	SNITTKRAFTER	23
4.3	DIMENSIONERING	23
5	JÄMFÖRANDE RAMBERÄKNING ENLIGT FÖRSTA ORDNINGENS ELASTICITETSTEORI	29
5.1	BERÄKNINGSMODELL	29
5.2	DIMENSIONERING	30
5.2.1	<i>Indata Strusoft 3D-Frame</i>	30
5.2.2	<i>Indata Staad.Pro</i>	31
5.2.3	<i>Resultat</i>	33
5.3	SNITTKRAFTER	34
5.3.1	<i>Normalkraftfördelning</i>	34
5.3.2	<i>Tvärkraftfördelning</i>	36
5.3.3	<i>Momentfördelning</i>	37
5.4	KOMMENTARER	38

6	JÄMFÖRANDE RAMBERÄKNING ENLIGT ANDRA ORDNINGENS ELASTICITETSTEORI	39
6.1	BERÄKNINGSMODELL	39
6.2	DIMENSIONERING	41
6.2.1	<i>Indata Strusoft 3D-Frame</i>	41
6.3	KOMMENTARER	41
7	SLUTSATSER OCH DISKUSSION	43
8	KÄLLOR	45
8.1	LITTERATUR	45
8.2	INTERNET	45
8.3	ÖVRIGA KÄLLOR	45
9	BILAGOR	47
9.1	BILAGA 1 – BERÄKNING AV SNITTKRAFTER I CALFEM	47
9.2	BILAGA 2 – DIMENSIONERING AV PELARE	55
9.2.1	<i>Dimensionering pelare C.1</i>	55
9.2.1.1	Snittkontroll	55
9.2.1.2	Böjknäckning	56
9.2.1.3	Böjvidknäckning	58
9.2.2	<i>Dimensionering pelare C.2</i>	61
9.2.2.1	Snittkontroll	61
9.2.2.2	Böjknäckning	62
9.2.2.3	Böjvidknäckning	62
9.2.3	<i>Dimensionering pelare C.3</i>	63
9.2.3.1	Snittkontroll	63
9.2.3.2	Böjknäckning	64
9.2.3.3	Böjvidknäckning	65
9.2.4	<i>Dimensionering pelare C.4</i>	67
9.2.4.1	Snittkontroll	67
9.2.4.2	Böjknäckning	68
9.2.4.3	Böjvidknäckning	68
9.3	BILAGA 3 - INDATA STAAD.PRO	70
9.4	BILAGA 4 - KNÄCKMODER PÅ GRUND AV IMPERFEKTIONER	72
9.5	BILAGA 5 - 2:A ORDNINGENS SNITTKRAFTER BERÄKNADE I CALFEM	74

1 Inledning

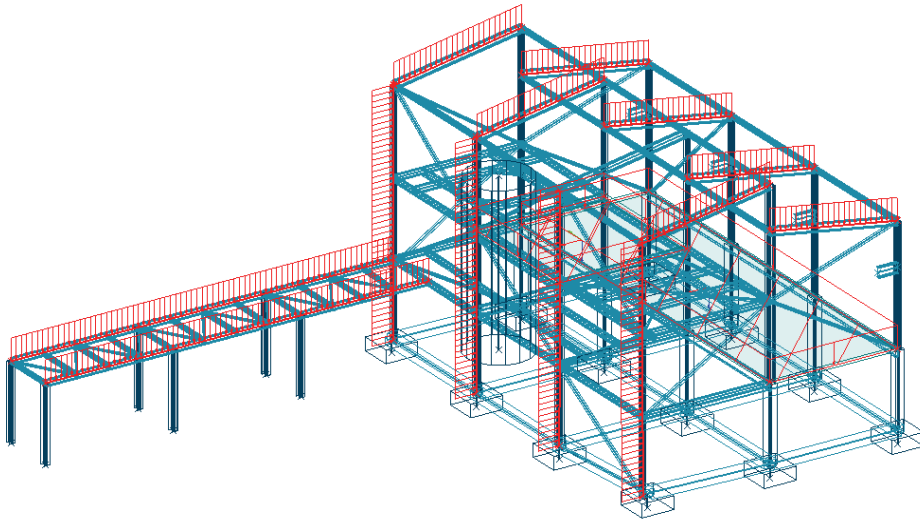
1.1 Bakgrund

Vid dagens byggprojektering utnyttjas 3D-projektering i stor utsträckning med hjälp av avancerad programvara för dator. WSP Byggprojektering ligger i framkant på marknaden vad gäller nyttjandet av objektorienterad 3D-projektering vilket innebär att man arbetar direkt med riktiga profiler och material lagrade i databaser. Programvaran *Tekla Structures* används för att modellera stål- och betongkonstruktioner för att därefter ta fram bland annat mängdförteckningar, bygg- och tillverkningsritningar. Exempel på modell skapad i *Tekla Structures* framgår av figur 1 nedan.



Figur 1. Exempel på modell skapad i Tekla Structures för framtagning av exempelvis bygg- och tillverkningsritningar.

Samma modell kan därefter ritas upp i programvaror avsedda för att analysera och dimensionera bärverkskonstruktioner. Efter att laster definierats beräknar programmen snittkrafter för respektive element som därefter kan kopplas till dimensionering enligt vald norm. Figur 2 nedan illustrerar samma modell som ovan fast här skapad i *Strusoft FEM-Design* och är i detta fall avsedd för analys och dimensionering.



Figur 2. Exempel på modell skapad i *Strusoft FEM-Design* som kan användas för att analysera och dimensionera bärande konstruktioner.

Det finns två distinkt olika metoder att dimensionera en ramkonstruktion. Den första metoden bygger på att användaren definierar knäcklängder för samtliga tryckta element och därefter dimensionerar elementen som isolerade balkpelare. Den andra metoden innebär betydligt mer komplicerade beräkningar men medför att inga knäcklängder krävs och dimensioneringen kan ske på tvärsnittsnivå.¹

WSP önskar göra en jämförelse mellan två beräkningsprogram man har att tillgå nämligen *Strusoft 3D-Frame* och *Staad.Pro*. Uppgiften består i att dels klargöra vilka av ovan nämnda dimensioneringsmetoder som är möjliga i de två programmen och därefter göra en jämförande dimensionering. På så sätt önskar man klargöra om någon väsentlig skillnad förekommer mellan programmen vad gäller metoderna som tillämpas samt erhållna beräkningsresultat.

¹ Thelandersson, *Stålkonstruktioner* (2001)

1.2 Syfte och mål

Examensarbetet syftar till att klargöra om någon större skillnad föreligger vid dimensionering av en stålram i två olika beräkningsprogram. Vidare lyfter rapporten fram viktiga beräkningstekniska skillnader mellan de aktuella programmen och metoderna som tillämpas med syfte att ge stöd för konstruktören vid valet av programvara.

1.3 Metod och genomförande

En tvåvånings stålram har tidigare dimensionerats och lett fram till lämpliga profildimensioner för ingående element. Samma ram utnyttjas med identiskt definierad geometri, laster, profil- och tvärsnittsdata i programmen där den jämförande dimensioneringen skall genomföras. En handberäkning utförs och används som verifieringsresultat.

1.4 Avgränsningar

- Beräkningarna begränsas till brottgränstillståndet
- Beräkningarna genomförs endast för en lastkombination och tar ej hänsyn till att olika lastkombinationer kan vara dimensionerande för olika element
- Endast pelarelement dimensioneras och handboken som tillämpas är BSK99
- Imperfektioner beaktas enligt Eurocode 3 EN1993-1-1:2005
- Konstruktionens egentygnd beaktas ej

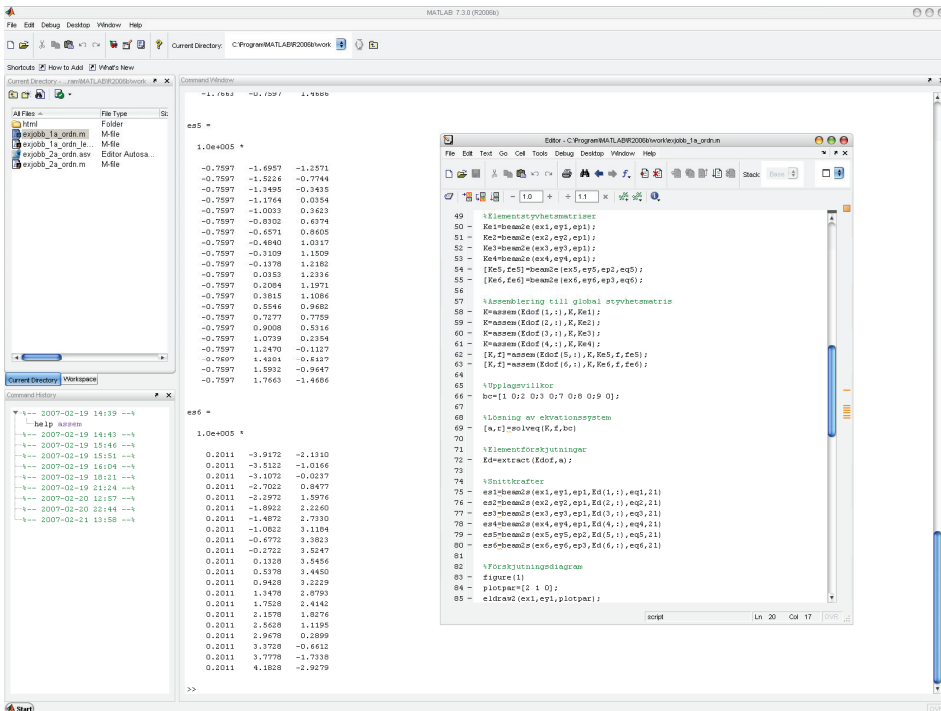
2 Teori

2.1 Beskrivning av programvaror

2.1.1 CALFEM

CALFEM står för ”Computer Aided Learning of the Finite Element Method” och är framtaget av avdelningen för byggnadsmekanik vid Lunds Tekniska Högskola. *CALFEM* är en tilläggsapplikation till *MATLAB* och innehåller hjälpmedel för att lösa olika byggnadsmekaniska problem.²

Exempel på ett kraftfullt hjälpmedel är kommandot *assem* som assemblerar elementstyvhetsmatriser till en global styvhetsmatris gällande för hela systemet. Att för hand genomföra detta arbete är mycket tidskrävande och risken att räkna fel är stor även för enklare konstruktioner. Användargränssnittet består av en texteditor där användaren själv definierar nödvändiga indata som beskriver den aktuella beräkningsmodellen. I figur 3 nedan illustreras gränssnittet i *MATLAB/CALFEM*. Resultatet av en beräkning genomförd i *CALFEM* är ofta förskjutningar och snittkrafter.

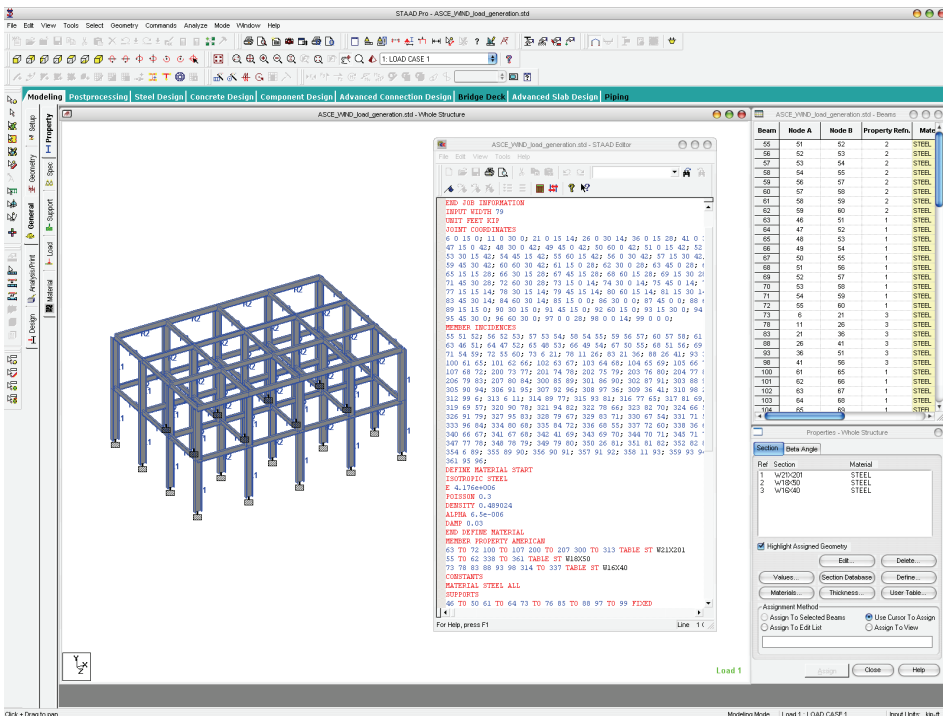


Figur 3. Användargränssnittet i MATLAB/CALFEM.

² Austrell, Dahlblom, Lindemann, Olsson, Persson, Persson, Ristinmaa, Sandberg, Wernberg, *CALFEM – A finite element toolbox* (2004)

2.1.2 Staad.Pro

Staad.Pro är ett beräkningsprogram framtaget av företaget REI och är avsett för byggindustrin. Programmet genomför analys och dimensionering av bärverkskonstruktioner i 3D³. Vidare är det objektorienterat vilket innebär att olika typer av bärverkskonstruktioner direkt kan ritas upp genom att infoga verkliga profiler och material från integrerade databaser. Användargränssnittet i *Staad.Pro* består av en grafisk miljö samt en texteditor och illustreras i figur 4 nedan. Ändringar som görs i texteditorn återspeglas direkt i den grafiska miljön och vice versa.⁴



Figur 4. Användargränssnitt i Staad.Pro

Genom applicering av verkliga laster på modellen i form av till exempel punktlaster och linjelaster har man skapat en beräkningsmodell som ligger till grund för analys och dimensionering av konstruktionen. Imperfektioner kan i beräkningsmodellen beaktas genom att införa fiktiva laster.

³ Research Engineers International, *Technical reference manual* (2006)

⁴ Research Engineers International, *Graphical environment* (2006)

Genom valet av analysmetod kan snittkrafter beräknas enligt första och andra ordningens teori. Erhållna snittkrafter kan därefter knytas till en dimensionering enligt vald norm.⁵

Dimensionering enligt BSK99 i *Staad.Pro* bygger på fiktiva knäcklängder och interaktionsformler. Följande dimensioneringskontroller genomförs i *Staad.Pro* med BSK99 som vald norm:⁶

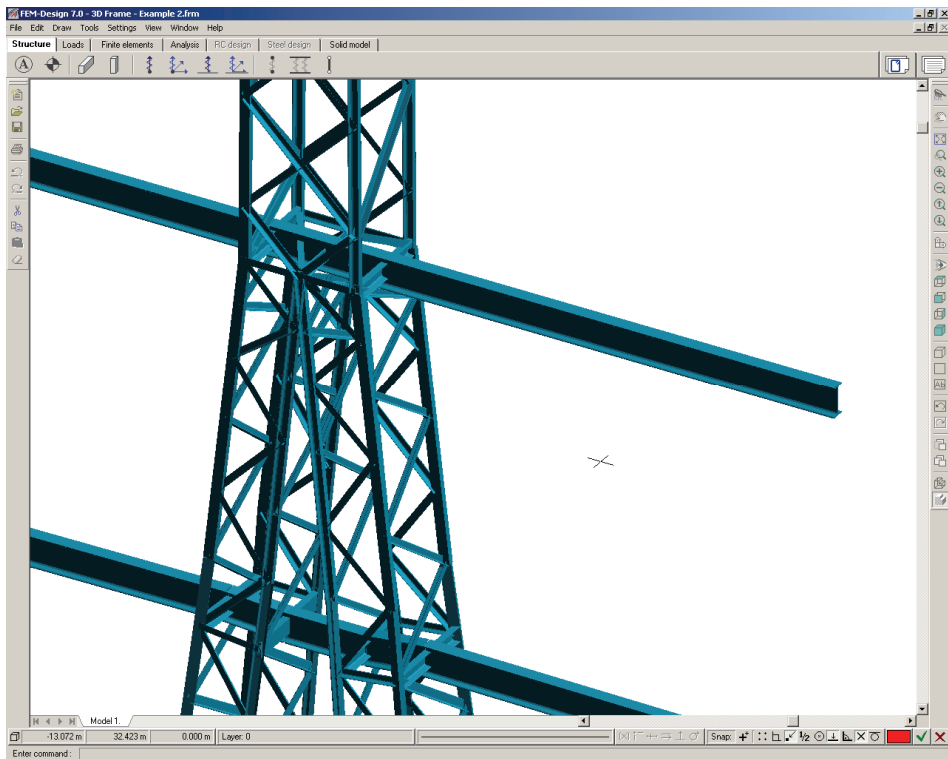
- Bestämning av tvärsnittsklass enligt BSK99 6:211
- Snittkontroll enligt BSK99 6:251
- Böjknäckningskontroll enligt BSK99 6:252
- Kontroll av böjvidknäckning enligt BSK99 6:253
- Kontroll av moment och tvärkraftskapacitet enligt BSK99 6:261

⁵ Research Engineers International, *Technical reference manual* (2006)

⁶ Engineering Data Resources, *BSK99 Steel design – Code check* (2001)

2.1.3 Strusoft 3D-Frame

FEM-Design är namnet på en serie programvaror skapade av Strusoft som genomför analys och dimensionering av bärande konstruktioner i 3D. Programmet *3D-Frame* är en del av detta paket speciellt avsett för stålkonstruktioner och klarar bland annat att beräkna snittkrafter enligt första och andra ordningens teori. Användaren kan rita upp aktuellt bärverk med hjälp av ritverktyg alternativt genom import från annat filformat. Programmet är objektorienterat vilket innebär att färdiga profiler och material kan hämtas från databaser eller genom att definiera egna tvärsnitt och material.⁷ Figur 5 nedan illustrerar användargränssnittet i *Strusoft 3D-Frame*.



Figur 5. Användargränssnitt i *Strusoft 3D-Frame*.

⁷ Strusoft, *FEM-Design* (2006)

Snittkrafterna som erhålls vid beräkning enligt första eller andra ordningens teori kan sedan utnyttjas till att låta programmet dimensionera konstruktionen efter vald norm. Vid dimensionering enligt första ordningens teori dimensioneras elementen som isolerade balkpelare och kräver att användaren definierar knäcklängder för samtliga tryckta element.⁸ Imperfektioner på grund av pelarnas snedställning kan vid behov beaktas genom att införa fiktiva laster i beräkningsmodellen.

Vid dimensionering enligt första ordningens teori med BSK99 som norm genomförs därefter följande kontroller:⁹

- Bestämning av tvärsnittklass enligt BSK99 6:211
- Spänningskontroller utförs genom snittkontroll enligt K18:51 samt enligt BSK99 6:273 för element utsatta även för vridande moment
- Böjknäckningskontroll enligt K18:52 samt i vissa fall BSK99 6:252
- Kontroll av böjvridknäckning enligt K18:53 samt i vissa fall BSK99 6:2442
- Kontroll av tvärkraft och livbuckling enligt K18:28

Vid dimensionering enligt andra ordningens teori beaktas andra ordningens effekter direkt i beräkningarna vilket innebär att dimensioneringen istället kan ske på tvärsnittsnivå¹⁰. För att beakta imperfektioner i form av initiallutning och initialkrokighet måste dimensioneringen knytas till en av programmet beräknad knäckmod. Genom att göra detta ska inga fiktiva laster på grund av imperfektioner behöva appliceras enligt Strusoft som hänvisar till en metod beskriven i Eurocode 3 EN1993-1-1:2005.¹¹

Vid dimensionering enligt BSK99 genomförs därefter följande kontroller:¹²

- Bestämning av tvärsnittklass enligt BSK99 6:211
- Spänningskontroller utförs genom snittkontroll enligt K18:51 med exponenterna satta till ett samt enligt BSK99 6:273 för element utsatta även för vridande moment
- Kontroll av böjvridknäckning enligt K18:53 samt i vissa fall BSK99 6:2442
- Kontroll av tvärkraft och livbuckling enligt K18:28

⁸ Strusoft, *Dimensionera 3D-ramar i stål enligt 1:a och 2:a ordningens teori* (2006)

⁹ Strusoft, *Applied theory and design 6.0* (2005)

¹⁰ Thelandersson, *Stålkonstruktioner* (2001)

¹¹ Strusoft, *Applied theory and design 6.0* (2005)

¹² Strusoft, *Applied theory and design 6.0* (2005)

2.2 Ramberäkning

Vid dimensionering av ramsystem finns två distinkt olika tillvägagångssätt¹³. Nedan ges en kort beskrivning av de principiella skillnaderna mellan metoderna.

2.2.1 Ramberäkning enligt första ordningens elasticitetsteori

Metoden bygger på att snittkrafter beräknas enligt första ordningens teori det vill säga momentfördelningen bestäms utan hänsyn till geometrisk icke-linjäritet¹⁴. Effekten av initialkrokighet och egenspanningar antas här beaktas indirekt genom dimensioneringsformlerna. Pelarnas snedställning beaktas antingen direkt genom att införa fiktiva laster eller indirekt genom tillämpning av interaktionsformler.¹⁵ Andra ordningens effekter, det vill säga moment av normalkraft gånger utböjning, beaktas indirekt genom tillämpning av interaktionssambanden om:¹⁶

- momentfördelningen för ramen bestäms enligt första ordningens elasticitetsteori eller
- ramen har fixa knutpunkter eller
- ramen avser en envåningsbyggnad

Metoden förutsätter att fiktiva knäcklängder anges för samtliga tryckta element som därefter dimensioneras som isolerade balkpelare genom tvärsnittskontroll, kontroll av böjknäckning samt böjvidknäckning.¹⁷

2.2.2 Ramberäkning enligt andra ordningens elasticitetsteori

Denna metod innebär att man direkt tar hänsyn till andra ordningens effekter vid bestämningen av snittkrafter vilket medför att dimensioneringen istället kan ske på tvärsnittsnivå genom snittkontroll med exponenterna satta till ett. Om en eller båda flänsarna kan böja ut i sidled genomförs dessutom böjvidknäckningskontroll.¹⁸

För att beräkningsmodellen ska vara relevant måste imperfektioner i form av snedställning, krokigheter och egenspanningar beaktas vilket kan göras genom att införa fiktiva laster.¹⁹

¹³ Thelandersson, *Stålkonstruktioner* (2001)

¹⁴ Höglund, *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner* (1994)

¹⁵ Thelandersson, *Stålkonstruktioner* (2001)

¹⁶ Höglund, *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner* (1994)

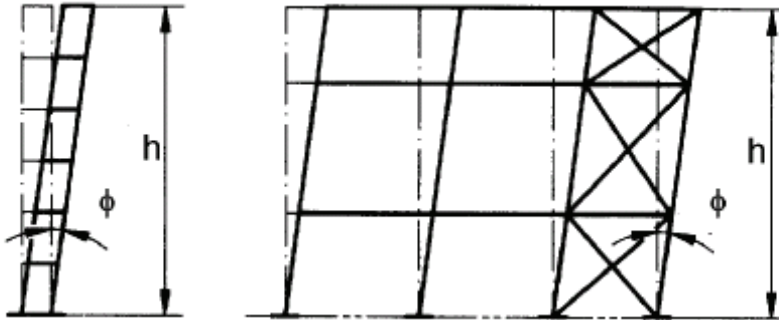
¹⁷ Thelandersson, *Stålkonstruktioner* (2001)

¹⁸ Höglund, *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner* (1994)

¹⁹ Johansson, *Bärverksanalys* (2005)

2.3 Beaktande av imperfektioner enligt Eurocode 3

Enligt Eurocode 3 ska två typer av imperfektioner beaktas nämligen initiallutning och initialkrokighet. Initiallutning kan beaktas genom att beräkna en global snedställningsvinkel för hela ramen enligt figur 6 nedan.²⁰



Figur 6. Global snedställningsvinkel för flervåningsram. Källa: Eurocode 3 EN1993-1-1:2005.

Vinkeln beräknas genom:

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m \quad (2.1)$$

där ϕ_0 är basvärdet 1/200

α_h är reduktionsfaktor för längd eller höjd

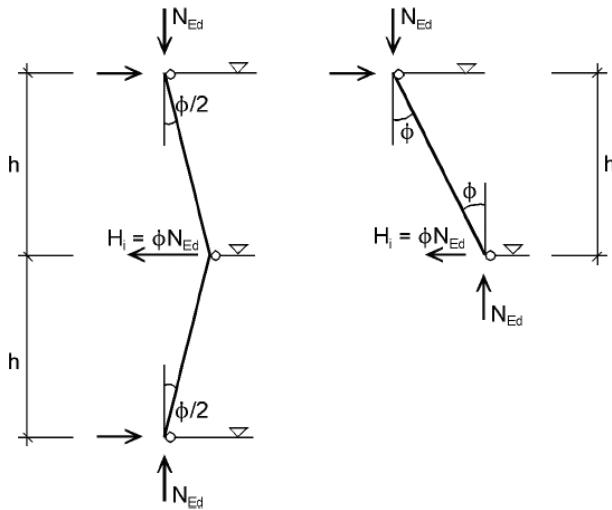
$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ med villkoret } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0 \quad (2.2)$$

α_m är en reduktionsfaktor och beror av antalet stabiliserande pelare i rad

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{m}\right)} \quad (2.3)$$

²⁰ CEN, Eurocode 3 EN1993-1-1:2005 (2005)

Efter beräkning av snedställningsvinkel kan motsvarande fiktiva horisontallaster beräknas för de olika våningsplanen och principen illustreras i figur 7 nedan.²¹



Figur 7. Princip för bestämning av fiktiva laster på grund av initiallutning. Källa: Eurocode 3 EN1993-1-1:2005.

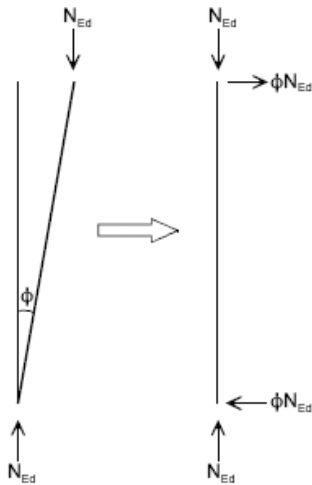
I Eurocode 3 ges tabellerade riktvärden för initialkrokighet men värden kan väljas enligt gällande nationell norm. Initialkrokigheten kan appliceras som en jämnt utbredd last med lika stora motriktade reaktionskrafter vilket resulterar i en utböjning av själva elementet.²²

²¹ CEN, *Eurocode 3 EN1993-1-1:2005* (2005)

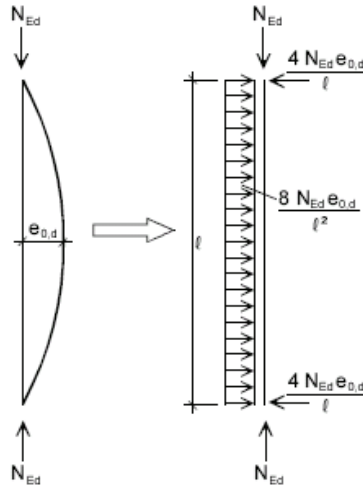
²² CEN, *Eurocode 3 EN1993-1-1:2005* (2005)

I figur 8 nedan illustreras en pelare där effekten av initiallutning och initialkrokighet har ersatts med fiktiva laster.

Initiallutning



Initialkrokighet



Figur 8. Fiktiva laster på grund av initiallutning och initialkrokighet. Källa: Eurocode 3 EN1993-1-1:2005.

Flera av dagens datorprogram som genomför bärverksberäkningar klarar beräkna en kritisk lastfaktor med tillhörande deformationsmod för konstruktionen. Denna kritiska lastfaktor är ett mått på hur mycket den totala lasten kan ökas innan konstruktionen blir instabil. I Eurocode 3 ges en metod som på liknande sätt beräknar en lägsta kritisk lastfaktor med tillhörande deformationsmod svarande mot imperfektionsantagandena beskrivna ovan.²³

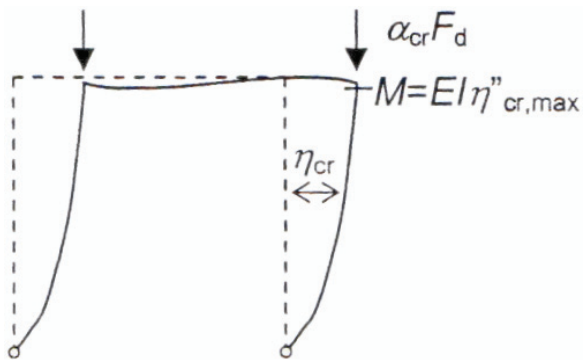
Förenklat görs detta genom att samtliga laster räknas om till ekvivalenta normalkrafter verkande i nodpunkterna. Med erhållna normalkrafter beräknas en lägsta kritisk lastfaktor α_{cr} med tillhörande utböjning η_{cr} . Utböjningen är en funktion som varierar längs ramen och snittet med maximal utböjning söks upp och benämns $\eta_{cr,max}''$. I detta snitt beräknas sedan en lastfaktor α_{pl} med villkoret att normalkraften är lika med flytlasten Af_y .

Slutligen kan η_{cr} skalas om till en initialdeformation gällande för hela ramen. Beräkningarna bör genomföras för olika kritiska snitt och därefter väljs det mest ogynnsamma fallet, det vill säga fallet med lägst kritisk parameter.²⁴

²³ Johansson, *Bärverksanalys* (2005)

²⁴ Johansson, *Bärverksanalys* (2005)

Figur 9 nedan illustrerar en knäckningsmod gällande för en svajram vilket innebär en ram med förskjutbara knutpunkter.



Figur 9. Knäckmod för svajram. Källa: Johansson (2005).

2.4 Dimensionering av isolerad balkpelare enligt BSK99

2.4.1 Snittkontroll

För en pelare där både axiell belastning och moment förekommer i samma snitt måste bärformågan i detta snitt kontrolleras för den kombinerade inverkan av kraft och moment.²⁵

För dubbelsymmetriska I-tvårsnitt och moment i en riktning gäller enligt BSK99:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^{\gamma_0} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \leq 1,00$$

där

N_{Sd} är normalkraft av dimensioneringslast

M_{Sxd} är böjmoment av dimensioneringslast kring x-axeln

$$N_{Rd} = A_{gr} \cdot f_{yd}$$

$$M_{Rxd} = \eta_x W_x \cdot f_{yd}$$

$$\gamma_0 = \eta_x^2 \text{ dock } \geq 1$$

η_x = formfaktor vid böjning kring x-axeln

²⁵ Thelandersson, *Stålkonstruktioner* (2001)

2.4.2 Böjknäckning

En pelare med dubbelsymmetriskt tvärsnitt utsätts för tryckande normalkraft och samtidigt böjande moment enligt figur till höger hämtad från *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner*. Stabilitetsbrottet som kan uppstå på grund av denna kombinerade verkan kallas böjknäckning eller plan knäckning²⁶. Böjknäckning kontrolleras enligt BSK99 genom interaktionsformeln:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rxd}} \right)^{\gamma_{xc}} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \leq 1,00$$

där

N_{Sd} = normalkraft av dimensioneringslast

$N_{Rxd} = \omega_{xc} \times A \times f_{yd}$ där ω_{xc} är reduktionsfaktor för böjknäckning med tvärsnittsrotation i styv riktning

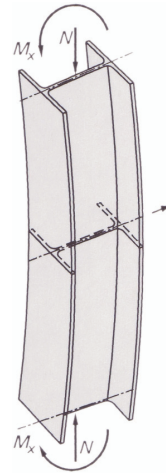
M_{Sxd} = böjande moment kring axel i styv riktning av dimensioneringslast enligt första ordningens teori. För kontinuerliga balkar och ramar är enligt K:18

$$M_{Sxd} = |M_{\max}|$$

$M_{Rxd} = \eta_x \times W_x \times f_{yd}$ momentkapacitet vid böjning kring axel i styv riktning

η_x = formfaktor vid böjning kring x-axeln

$$\gamma_{xc} = \eta_x^2 \times \omega_{xc} \text{ dock } \geq 0,8$$



²⁶ Höglund, *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner* (1994)

2.4.3 Böjvridknäckning

Figuren till höger är hämtad från *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner* och illustrerar instabilitetsfenomenet böjvridknäckning. Böjvridknäckning, som också benämns rymdknäckning, innebär att knäckning kan ske genom att den tryckta stängeln böjer ut och samtidigt vrids²⁷. Böjvridknäckning kontrolleras enligt BSK99 genom följande interaktionssamband:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rycd}} \right)^{\alpha_c} + \left(\frac{M_{Sxd}}{M_{Rxcd}} \right)^{\beta_c} + \left(\frac{M_{Syd}}{M_{Ryld}} \right)^{\gamma_{yc}} \leq 1,00$$

där

N_{Sd} = normalkraft av dimensioneringslast

M_{Sxd}, M_{Syd} = böjande moment kring x- och y-axeln av

dimensioneringslast. M_{Syd} är moment enligt första ordningens teori. Vid stänger i ramar med fria (förskjutbara) knutpunkter är M_{Sxd} moment enligt andra ordningens teori

$N_{Rycd} = \omega_{yc} A f_{yd}$, där ω_{yc} är reduktionsfaktor för knäckning bestående i att den ena eller båda flänsarna böjer ut i sidled (böjknäckning i x-z-planet eller böjvridknäckning)

M_{Rxcd} = momentkapacitet vid böjning kring x-axeln med hänsyn till vippning

M_{Ryld} = momentkapacitet vid böjning kring y-axeln

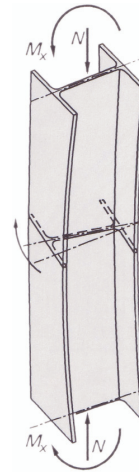
$\alpha_c = \alpha_0 \omega_{yc}$ dock $\geq 0,8$

$\beta_c = \beta_0$

$\gamma_{xc} = \gamma_0 \omega_{xc}$ dock $\geq 0,8$

$\gamma_{yc} = \gamma_0 \omega_{yc}$ dock $\geq 0,8$

där α_0, β_0 och γ_0 är enligt BSK99 avsnitt 6:251 och ω_{xc} och ω_{yc} är reduktionsfaktorer



²⁷ Höglund, *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner* (1994)

3 Ett exempel

3.1 Geometri

En stålram med mått och profiler enligt figur 10 nedan studeras. Pelarna är fast inspända i grunden och samtliga pelare- balk-anslutningar utförs som momentöverförande. Följande data gäller för ramen:

Stålkvalitet *S275JR*

$SK3$, $\gamma_m = 1,0$

$E_k = 210GPa$

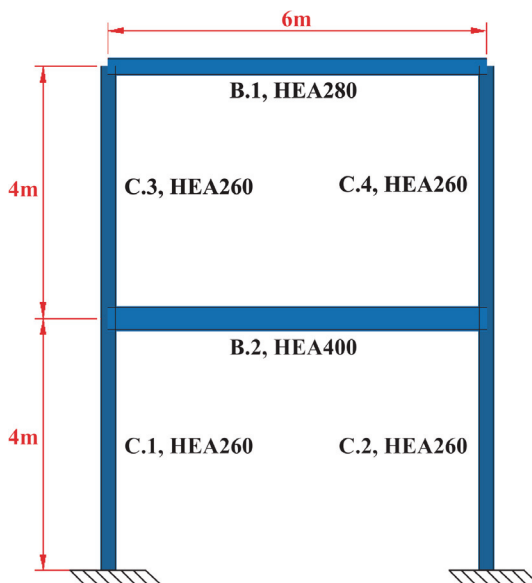
$f_{yk} = 275MPa$

$HEA260$, $A = 8682mm^2$, $I_x = 10454,960 \times 10^4 mm^4$

$HEA280$, $A = 9726mm^2$, $I_x = 13673,306 \times 10^4 mm^4$

$HEA400$, $A = 15898mm^2$, $I_x = 45069,430 \times 10^4 mm^4$

Samtliga tröghetsmoment avser här tvärsnittets styva riktning det vill säga ramens plan.



Figur 10. Mått och profiler för vald ram.

3.2 Laster

Ramen beskriven ovan antas belastas av följande laster:

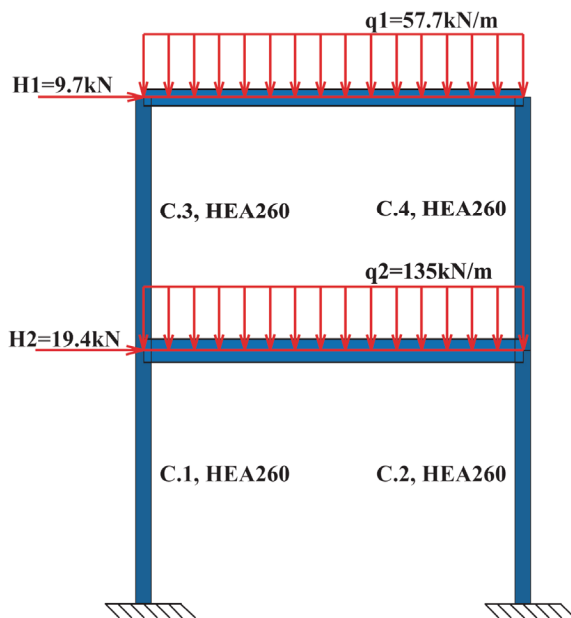
$q_1 = 57.7 \text{ kN/m}$ utgörs av egentyngd och snölast med vanligt värde.

$q_2 = 135 \text{ kN/m}$ motsvarar egentyngd och nyttig last med vanligt värde.

$H_1 = 9.7 \text{ kN}$ är punktlast på grund av vind betraktad som huvudlast.

$H_2 = 19.4 \text{ kN}$ är punktlast på grund av vind betraktad som huvudlast.

Som framgår av figur 11 nedan verkar lasterna centriskt i elementens systemlinjer.



Figur 11. Verkande laster på grund av vind, snö, egentyngheder och nyttig last.

4 Handberäkning av exempel enligt första ordningens elasticitetsteori

4.1 Beräkningsmodell

Vid dimensionering av ramen beskriven i kapitel 3 antas effekten av initialkrokighet och egenspanningar ingå i dimensioneringsformlerna. För den valda ramen bör dock krafter på grund av pelarnas snedställning beaktas²⁸. Konstruktionens globala snedställningsvinkel beräknas genom ekvation 2.1-2.3 till

$$\phi = \phi_0 \times \alpha_h \times \alpha_m = \frac{1}{200} \times \frac{2}{\sqrt{8}} \times \sqrt{0,5 \times \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 3.06 \times 10^{-3}$$

Fiktiva horisontallaster på grund av initiallutning kan nu bestämmas genom

$$\Delta H_1 = \phi / 2 \times q_1 \times L = 3.06 \times 10^{-3} / 2 \times 57.7 \times 6 = 0.53 \text{ kN}$$

$$\Delta H_2 = \phi \times q_2 \times L = 3.06 \times 10^{-3} \times 135 \times 6 = 2.48 \text{ kN}$$

Dimensionerande lastvärden blir

$$q_{1d} = 57.7 \text{ kN} / \text{m}$$

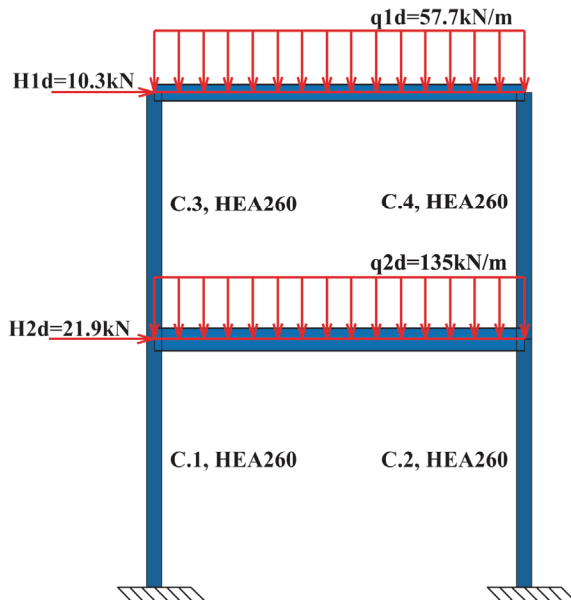
$$q_{2d} = 135 \text{ kN} / \text{m}$$

$$H_{1d} = H_1 + \Delta H_1 = 9.7 + 0.6 = 10.3 \text{ kN}$$

$$H_{2d} = H_2 + \Delta H_2 = 19.4 + 2.5 = 21.9 \text{ kN}$$

²⁸ Johansson, *Bärverksanalys* (2005)

Beräkningsmodellen som skall tillämpas vid första ordningens beräkning ges nu av figur 12 nedan med punktlaster svarande mot vindlaster och initiallutning för pelarna. Beräkningsmodellen förutsätter att effekten av initialkrokighet och egenspanningar beaktas indirekt vid dimensionering. Systemet kan nu beräknas med hjälp av dator för ett system utan snedställningar och med perfekt raka element.



Figur 12. Beräkningsmodell gällande för första ordningens teori.

4.2 Snittkrafter

Med hjälp av *CALFEM* definieras beräkningsmodellens geometri och laster. Därefter kan en första ordningens linjär beräkning genomföras. Beräkningen genererar snittkrafter i form av normalkraft, tvärkraft och moment för samtliga element. Beräkningen genomförs i 21 snitt för respektive element för att på så sätt kunna bestämma dimensionerande krafter och moment som krävs för dimensioneringen. I tabell 1 nedan redovisas erhållna dimensionerande snittkrafter för respektive pelare. I tabellen anges även dimensionerande snitt där ände 1 innebär pelarens nedre ände och ände 2 är pelarens övre ände. Den definierade beräkningsmodellen och beräkningsresultatet i *CALFEM* redovisas i sin helhet i bilaga 1.

Dimensionerande snittkrafter				
Element	Normalkraft [kN]	Tvärfkraft [kN]	Moment [kNm]	Snitt
C.1	561,29	23,66	76,15	Ände 2
C.2	594,91	55,86	135,79	Ände 2
C.3	169,57	65,67	136,95	Ände 1
C.4	176,63	75,97	157,00	Ände 1

Tabell 1. Dimensionerande snittkrafter erhållna från beräkning i *CALFEM*.

4.3 Dimensionering

Dimensionering enligt första ordningens elasticitetsteori bygger på fiktiva knäcklängder som måste bestämmas för samtliga tryckta element. För en ram med momentstyva knutpunkter måste hänsyn tas till att anslutande balkar och pelare påverkar inspänningsförhållandena.²⁹

I detta fall kan inspänningsgraden i vardera ändar beräknas för varje pelare enligt följande approximativa metod från *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner*

$$\eta = \frac{\sum \frac{2I_c}{l_c}}{\sum \frac{\kappa I_b}{l_b}} \quad (4.4)$$

där

I_c = pelares tröghetsmoment i styv eller vek riktning

l_c = längd av pelare

I_b = balks tröghetsmoment i styv eller vek riktning

l_b = längd av balk

²⁹ Thelandersson, *Stålkonstruktioner* (2001)

- $\kappa = 1$ vid fria knutpunkter och motsatt balkände ledad
- $\kappa = 2$ vid fria och fixa knutpunkter och motsatt balkände inspänd i pelare
- $\kappa = 3$ vid fixa knutpunkter och motsatt balkände ledad
- $\kappa = 4$ vid fixa knutpunkter och motsatt balkände inspänd i styv konstruktion

Efter beräkning av inspänningsgrader kan faktorn β antingen avläsas med hjälp av nomogram enligt figur eller beräknas genom följande formler:³⁰

$$\eta_B \eta_A \left(\frac{\pi}{\beta} \right)^2 + 2(\eta_A + \eta_B) \left(1 - \frac{\pi / \beta}{\tan(\pi / \beta)} \right) + \frac{8 \tan(\pi / 2\beta)}{\pi / \beta} - 4 = 0 \quad (4.5)$$

för en ram med fixa knutpunkter och

$$\left[\eta_B \eta_A \left(\frac{\pi}{\beta} \right)^2 - 36 \right] \tan \frac{\pi}{\beta} - 6(\eta_B + \eta_A) \frac{\pi}{\beta} = 0 \quad (4.6)$$

för en ram med fria knutpunkter

³⁰ Höglund, *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner* (1994)

För att underlätta beräkningarna av inspänningsgrader har ett program utvecklats i *Microsoft Excel* enligt figur 13 nedan. Programmet gäller enbart ramar med momentstyva knutpunkter. Användaren anger först om beräkningen avser vek eller styv riktning. Därefter anges anslutande pelare- och balkprofiler för den studerade knutpunkten samt elementens längder. Inspänningsgraden beräknas sedan automatiskt enligt ekvation 4.4 ovan. I exemplet i figur 13 är det bara en fyra meter lång HEA260-pelare som ansluter i den studerade knutpunkten. Anslutande balk är en sex meter lång HEA300-profil. Värdet på κ har här valts till 2 vilket resulterar i inspänningsgraden $\eta=0.86$ enligt figur 13 nedan. Genom att på samma sätt beräkna inspänningsgraden i motsatt ände av pelaren kan β därefter beräknas enligt ekvation 4.5-4.6 ovan eller läsas av från nomogram. Fördelen med programmet beskrivet ovan är att man slipper slå i balktabeller efter tröghetsmoment och utföra själva beräkningen av inspänningsgraden vilket kan vara tidsödande vid mer komplexa ramkonstruktioner.

Beräkning av inspänningsgrad η för ram med momentstyva knutpunkter - Styv riktning

INDATA STUDERAD KNUTPUNKT

Ange anslutande tryckta pelarprofiler och längder för den studerade knutpunkten!

Profil (ex. HEA220)	Längd (m)
HEA260	4

Ange anslutande balkdimensioner och längder som verkar stabiliserande i den studerade knutpunkten!

Profil (ex. HEA220)	Längd (m)
HEA300	6

Ange värde på κ !
 $\kappa=2$ om motsatt balkände är inspänd i pelare
 $\kappa=3$ om motsatt balkände är ledad
 $\kappa=4$ om motsatt balkände är inspänd i styv konstruktion

Profil	κ
HEA300	2
0	
0	
0	
0	

$\eta_A = \frac{2I_{c1}/l_{c1} + I_{c2}/l_{c2}}{3I_{b1}/l_{b1} + 2I_{b2}/l_{b2}}$

$\eta_B = \frac{2I_{c2}/l_{c2} + I_{c3}/l_{c3}}{4I_{b3}/l_{b3} + 2I_{b4}/l_{b4}}$

UTDATA

$\eta = 0,86$

Figur 13. Program för beräkning av inspänningsgrader för ram med momentstyva knutpunkter.

För kontroll av böjknäckning krävs fiktiva knäcklängder i ramens styva riktning (ramplanet). Vid kontroll av böjvridknäckning kommer dessutom knäcklängder i vek riktning (ut ur ramens plan) att krävas.³¹

Nedan redovisas resultatet av beräknade inspänningsgrader för samtliga tryckta element för vald ram beskriven i kapitel 3 samt avlästa β -värden från nomogram. Redovisade β -värden i tabell 2 är avlästa i nomogram gällande för fria knutpunkter medan värden i tabell 3 är hämtade från nomogram gällande för fixa knutpunkter, se kapitel 5.1.

Pelare	ηA	ηB	β
C.1	0,70	0,00	1,10
C.2	0,70	0,00	1,10
C.3	1,15	0,70	1,30
C.4	1,15	0,70	1,30

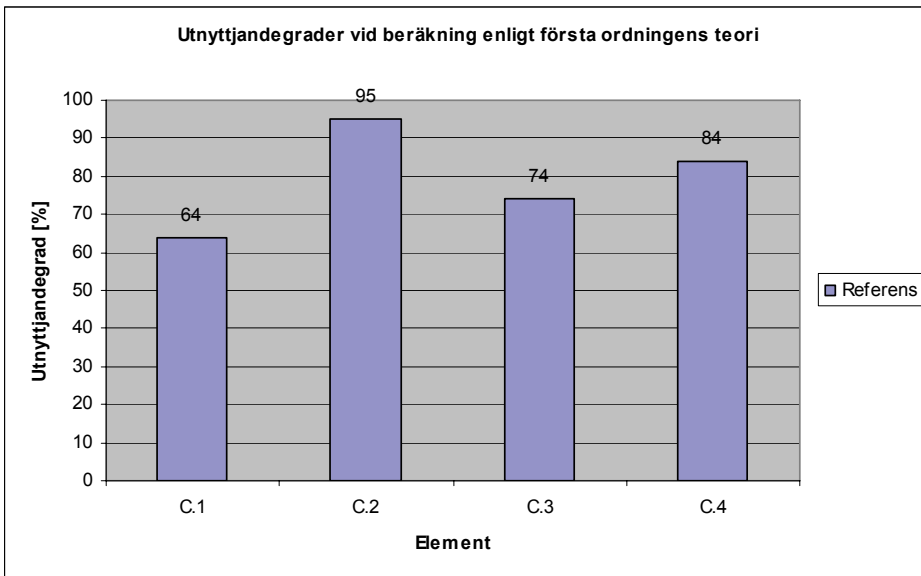
Tabell 2. Beräknade inspänningsgrader samt avlästa β -värden för styv riktning.

Pelare	ηA	ηB	β
C.1	0,24	0,00	0,55
C.2	0,24	0,00	0,55
C.3	0,40	0,24	0,63
C.4	0,40	0,24	0,63

Tabell 3. Beräknade inspänningsgrader samt avlästa β -värden för vek riktning.

³¹ Boverket, *Boverkets handbok om Stålkonstruktioner*, BSK99 (2001)

I figur 14 nedan illustreras elementens maximala utnyttjandegrader grafiskt med snittkrafter beräknade i *CALFEM* och därefter dimensioneringsberäkning genomförd för hand. För samtliga pelare genererade böjknäckningskontroll i ramens plan det högsta interaktionsvärdet. För fullständig dimensioneringsberäkning se bilaga 2. Erhållet dimensioneringsresultat kommer i fortsättningen kallas referens.



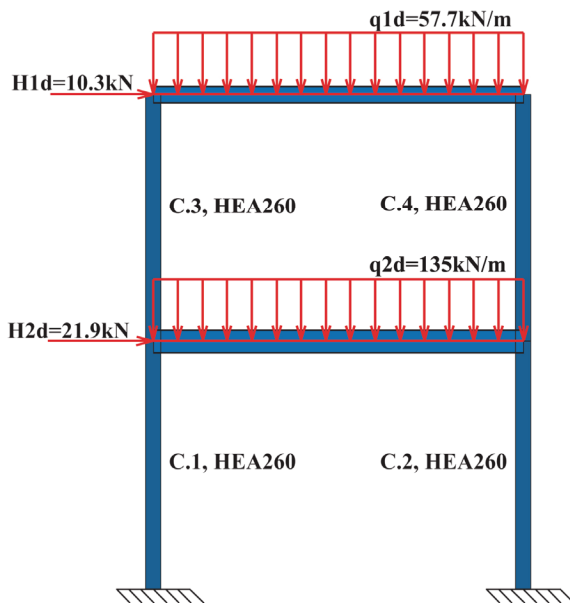
Figur 14. Utnyttjandegrader enligt första ordningens teori vid dimensionering genomförd för hand.

5 Jämförande ramberäkning enligt första ordningens elasticitetsteori

5.1 Beräkningsmodell

Beräkningsmodellen definierad i kapitel 4.1 tillämpas enligt figur 15 nedan. Samtliga nodpunkter stagas dessutom ut ur ramens plan för att på så sätt simulera att ramen står placerad med ett visst inbördes centrumavstånd. Av denna anledning avlästes β -värden vid utböjning ut ur ramens plan från nomogram gällande för fixa knutpunkter.

Ramen ritas upp i de båda programmen med identiskt definierade mått, profiler och material. En inledande statisk jämviktskontroll genomförs och säkerställer därefter att påförda laster och resulterande reaktionskrafter och moment är identiska i de båda programmen. Eftersom gränssnittet i *Staad.Pro* även innefattar en texteditor med definierbar kod som beskriver beräkningsmodellen redovisas denna i bilaga 3.



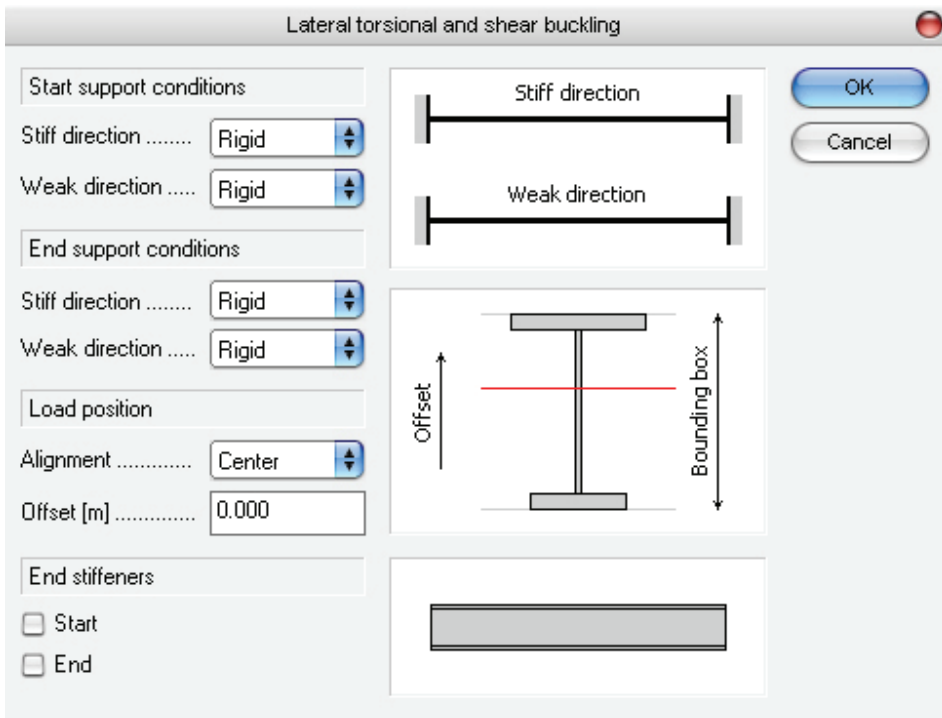
Figur 15. Beräkningsmodell gällande för jämförande dimensionering enligt första ordningens teori.

5.2 Dimensionering

Innan dimensioneringen kan genomföras krävs att nödvändiga indata för dimensioneringen definieras. Med nedan beskrivna indata stämmer resultaten väl överrens med handberäkningen.

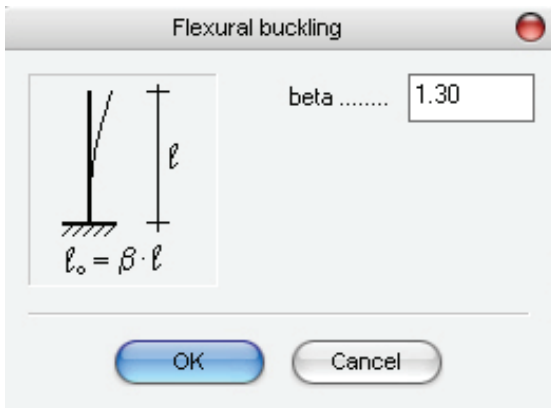
5.2.1 Indata Strusoft 3D-Frame

I *Strusoft 3D-Frame* anges först inspänningsförhållanden, lastangreppspunkt samt om livavstyvningar ska användas. Möjliga val av inspänningsförhållanden är "free", "hinged" samt "rigid" och lastangreppet kan väljas som "bottom", "center" eller "top". För det valda exemplet anges samtliga inspänningsförhållanden som "rigid", centriskt lastangrepp genom "center" samt inga livavstyvningar enligt figur 16 nedan.



Figur 16. Indata för inspänningsförhållanden, lastangrepp samt livavstyvningar.

Nästa steg är att definiera knäcklängder för vek och styv riktning för samtliga tryckta element. Dialogrutan för dessa indata framgår av figur 17 nedan.



Figur 17. Definition av knäcklängd.

För valt exempel anges β -värden i styv och vek riktning enligt tabell 2 och 3.

5.2.2 Indata Staad.Pro

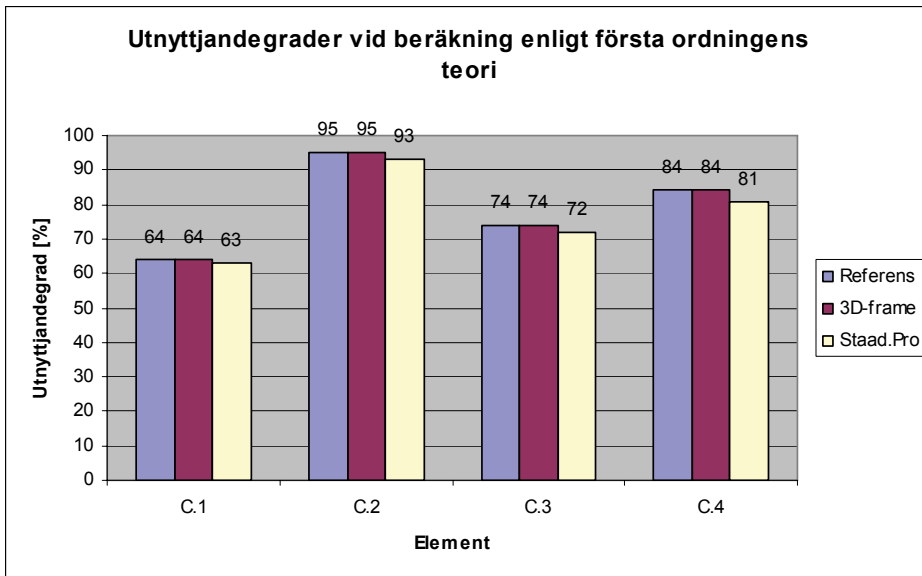
I *Staad.Pro* är antalet definierbara parametrar vid dimensionering enligt BSK99 desto fler. I tabell 4 nedan ges en beskrivning av samtliga dimensioneringsparametrar, dess standardvärde samt vilket värde som utnyttjats i det valda exemplet. Om någon parameter ej definieras kommer programmet utnyttja standardvärdet för parametern. När det ej varit självklart hur parametern ska väljas för att skapa samma förutsättningar som tidigare har programmets standardvärde tillämpats vilket enligt manualen ska ge acceptabla resultat i de flesta fall.

Parameter	Beskrivning	Standardvärde	Tillämpat värde
BEAM	Parameter som säger till programmet att undersöka 13 snitt vid snittkontroll	0 och måste sättas till 1,0	1,0
CY	Faktorn β_1 som beaktar inverkan av egenspanningar (vek axel)	Som standard används värden enligt BSK99	Standard
CZ	Faktorn β_1 som beaktar inverkan av egenspanningar (styv axel)	Som standard används värden enligt BSK99	Standard
BY	Knäcklängdskoefficienten β med avseende på vek riktning	1,0	Värden enligt tabell 3
BZ	Knäcklängdskoefficienten β med avseende på styv riktning	1,0	Värden enligt tabell 2
FYLD	Karakteristiskt värde på sträckgränsen	235N/mm ²	275N/mm ²
MF	Materialfaktor gamma m x gamma n	1,15	1,20
UNL	Effektiv längd för vippning	Elementlängd	Standard
CB	Parameter som påverkar beräkning av kritiskt vippningsmoment	1,0	Enligt manual 0,0 för valsad profil
SSY	Beräknar dim. moment Msyd (vek axel)	0,0 beräknar dimensionerande moment	Standard
SSZ	Beräknar dim. moment Mszd (styv axel)	0,0 beräknar dimensionerande moment	Standard
CMY	Faktor som beskriver upplagsförhållanden vid vippningsberäkning	1,0 vilket ska motsvara gaffellagring i båda ändar	Standard
CMZ	Beror på last- och upplagsförhållanden och påverkar M1cr	1,0	Standard
TRACK	Beskriver omfattning på redovisat resultat	0,0 vilket innebär kompakt redovisning av resultat	9
RATIO	Beskriver maxgränsen vid interaktionskontroller	1,0	Standard
DMAX	Maximalt tillåtna djup av stålsektion	100 cm	Standard
DMIN	Minimalt tillåtna djup av stålsektion	0,0 cm	Standard

Tabell 4. Parametrar vid dimensionering enligt BSK99 i Staad.Pro

5.2.3 Resultat

I figur 18 nedan redovisas maximala utnyttjandegrader som erhöles vid dimensioneringen med ovan beskrivna indata i *Strusoft 3D-Frame* och *Staad.Pro*. I diagrammet framgår även utnyttjandegraden som erhöles vid dimensionering genomförd för hand och benämns här referens. I båda programmen genererade böjknäckningskontroll i ramens plan det högsta interaktionsvärdet för samtliga pelare.



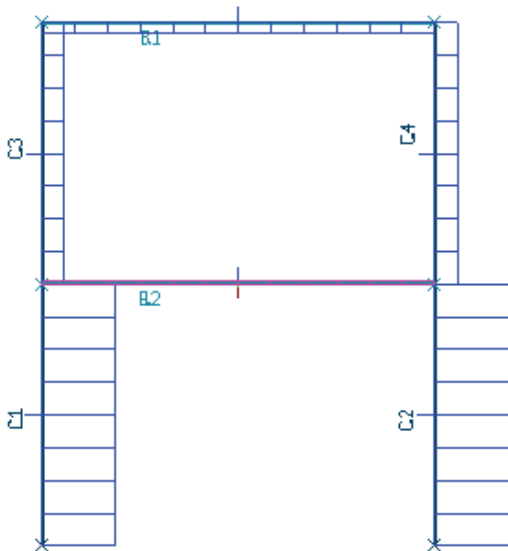
Figur 18. Jämförande utnyttjandegrader enligt första ordningens teori.

5.3 Snittkrafter

I ett försök att lokalisera varför skillnaden uppstår mellan *Staad.Pro* och övriga beräkningar studeras snittkrafterna i de tre fallen som ligger till grund för dimensioneringen. Som referens utnyttjas snittkraftberäkningen genomförd i *CALFEM*. Snittkrafterna erhållna från linjär beräkning i *Strusoft 3D-Frame* och *Staad.Pro* jämförs därefter med beräkningen i *CALFEM* och skillnaden redovisas i form av relativ procentuell avvikelse.

5.3.1 Normalkraftfördelning

Normalkraftfördelningen illustreras grafiskt i figur 19 hämtad från *Strusoft 3D-Frame*. I figuren framgår även numrering av element.



Figur 19. Normalkraftfördelning.

I tabell 5 och 6 nedan redovisas relativ procentuell avvikelse av normalkrafter för samtliga pelare i förhållande till beräkning genomförd i *CALFEM*.

Element	Normalkraft [kN]		
	Referens	3D-frame	Avvikelse [%]
C.1	561,29	561,30	0,0
C.2	594,91	594,90	0,0
C.3	169,57	169,57	0,0
C.4	176,63	176,63	0,0

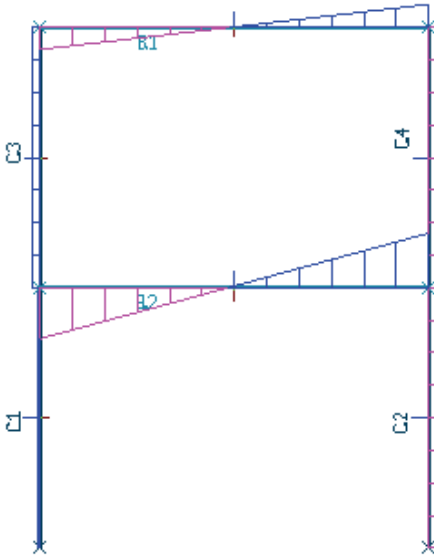
Tabell 5. Normalkraftfördelning i *Strusoft 3D-Frame* jämfört med referensberäkning.

Element	Normalkraft [kN]		
	Referens	Staad.Pro	Avvikelse [%]
C.1	561,29	561,36	0,0
C.2	594,91	594,84	0,0
C.3	169,57	169,55	0,0
C.4	176,63	176,65	0,0

Tabell 6. Normalkraftfördelning i *Staad.Pro* jämfört med referensberäkning.

5.3.2 Tvärkraftfördelning

Numrering av element framgår av figur 20 nedan hämtad från *Strusoft 3D-Frame* som även illustrerar den aktuella tvärkraftfördelningen. I tabell 7 och 8 redovisas relativ procentuell avvikelse i förhållande till beräkning genomförd i *CALFEM*.



Figur 20. Tvärkraftfördelning.

Element	Tvärkraft [kN]		
	Referens	3D-frame	Avvikelse [%]
C.1	23,66	23,56	0,4
C.2	55,86	55,76	0,2
C.3	65,67	65,56	0,2
C.4	75,97	75,86	0,1

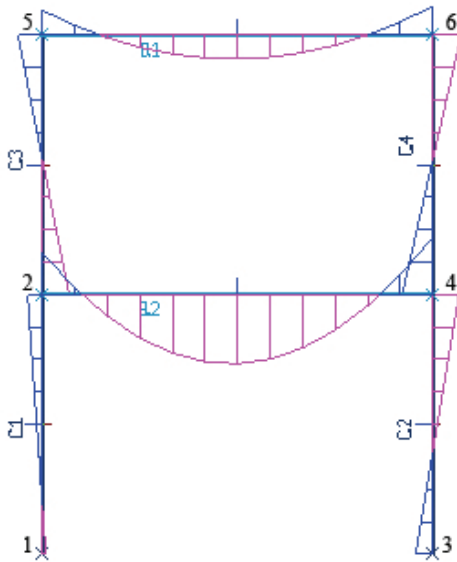
Tabell 7. Tvärkraftfördelning i *Strusoft 3D-Frame* jämfört med referensberäkning.

Element	Tvärkraft [kN]		
	Referens	Staad.Pro	Avvikelse [%]
C.1	23,66	21,61	8,7
C.2	55,86	53,81	3,7
C.3	65,67	63,45	3,4
C.4	75,97	73,75	2,9

Tabell 8. Tvärkraftfördelning i *Staad.Pro* jämfört med referensberäkning.

5.3.3 Momentfördelning

Numrering av element och nodpunkter framgår av figur 21 nedan hämtad från *Strusoft 3D-Frame*. I figuren illustreras även momentfördelningen grafiskt.



Figur 21. Momentfördelning.

I tabell 9 och 10 redovisas beräknade moment och den relativa procentuella avvikelsen jämfört med beräkning genomförd i *CALFEM*. Fetstilta värden avser moment som programmen utnyttjat som dimensionerande moment i interaktionsformlerna.

Element	Nodpunkt	Moment [kNm]		
		Referens	3D-frame	Avvikelse [%]
C.1	1	18,48	18,20	1,5
C.1	2	76,15	76,03	0,2
C.2	3	87,64	87,38	0,3
C.2	4	135,79	135,64	0,1
C.3	2	136,95	136,71	0,2
C.3	5	125,71	125,53	0,1
C.4	4	157,00	156,75	0,2
C.4	6	146,86	146,69	0,1

Tabell 9. Momentfördelning i *Strusoft 3D-Frame* jämfört med referensberäkning.

Element	Nodpunkt	Moment [kNm]		
		Referens	Staad.Pro	Avvikelse [%]
C.1	1	18,48	12,83	30,6
C.1	2	76,15	73,63	3,3
C.2	3	87,64	82,37	6,0
C.2	4	135,79	132,88	2,1
C.3	2	136,95	131,85	3,7
C.3	5	125,71	121,96	3,0
C.4	4	157,00	151,76	3,3
C.4	6	146,86	143,24	2,5

Tabell 10. Momentfördelning i *Staad.Pro* jämfört med referensberäkning.

5.4 Kommentarer

Vid jämförelsen av snittkrafter framgår att normalkrafterna beräknade i *Strusoft 3D-Frame* och *Staad.Pro* stämmer väl överrens med beräkningen genomförd i *CALFEM*. När vi istället studerar tvärkrafter och moment uppstår en viss avvikelse. I *Strusoft 3D-Frame* ligger den relativa avvikelsen mellan 0,1-1,5% där toppvärdet innebär ett 1,5% lägre inspänningsmoment för pelare C.1 jämfört med beräkningen i *CALFEM*. I *Staad.Pro* varierar avvikelsena mellan 2,9% till hela 30,6%. Toppvärdet innebär även här ett lägre inspänningsmoment för pelare C.1 men i detta fall hela 30,6% lägre. Som framgår av tabell 10 var dock inte detta moment dimensionerande för pelare C.1. Det är rimligt att anta att de något lägre utnyttjandegraderna erhållna vid böjknäckningskontrollerna i *Staad.Pro* beror på de cirka 2-4% mindre dimensionerande momenten som utnyttjats av programmet. Om det valda exemplet modifieras till att istället för momentöverförande anslutningar mellan pelare och balkar bestå av leder som ej överför moment så visar det sig att avvikelsena genomgående blir 0,0 % vid en ny jämförelse genomförd på samma sätt som i tabell 5-10 ovan. Detta resultat kan ses som en bekräftelse på att samma indata för tvärsnitt och material definierats i de tre beräkningsmodellerna. Den tidigare genomförda statiska jämviktskontrollen, se kapitel 5.1, utesluter att avvikande laster applicerats på balkarna.

6 Jämförande ramberäkning enligt andra ordningens elasticitetsteori

Som tidigare nämnts klarar båda programmen att beräkna snittkrafter enligt första och andra ordningens teori. Det är dock enbart *Strusofts* program som därefter kan genomföra dimensioneringen på tvärsnittsnivå. Att beräkna andra ordningens snittkrafter i *Staad.Pro* och därefter anropa en dimensionering är alltså inte en dimensionering enligt andra ordningens teori eftersom dimensioneringen fortfarande styrs av definierade knäcklängder. Dimensioneringsförutsättningarna i 3D-Frame ändras automatiskt till att ske på tvärsnittsnivå när andra ordningens teori väljs och kopplas till dimensioneringen. Av denna anledning genomförs dimensionering enligt andra ordningens teori endast i *Strusoft 3D-Frame* och dimensioneringsresultatet jämförs därefter med tidigare erhållna resultat.

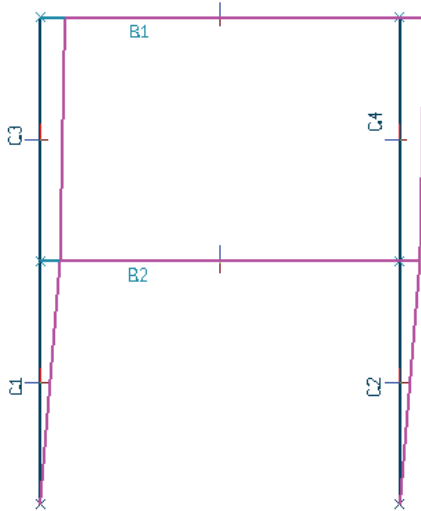
6.1 Beräkningsmodell

För att kunna genomföra dimensioneringen i *Strusoft 3D-Frame* enligt andra ordningens teori krävs att dimensioneringen kopplas till en av programmet beräknad knäckmod. Genom att göra detta skall inga fiktiva laster på grund av lutningar och krokigheter behöva påföras.³²

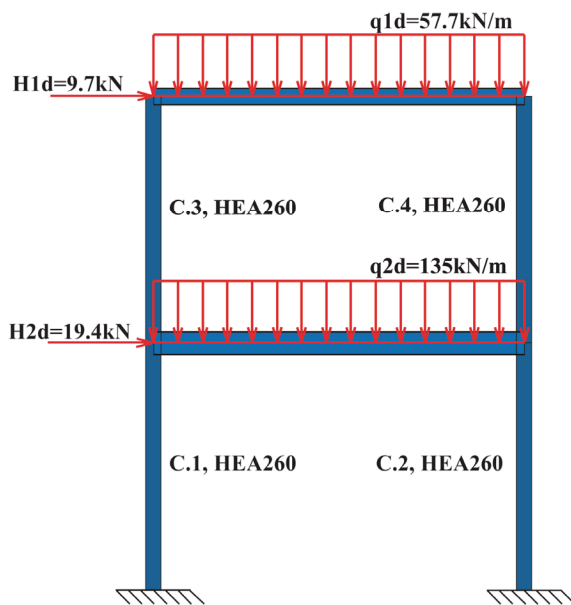
Användaren väljer själv hur många knäckmoder som skall beräknas och programmet redovisar därefter resultatet genom en kritisk parameter. Dimensioneringen knyts därefter till valfri knäckmod. Eftersom konstruktionens nodpunkter tidigare stagats ut ur ramens plan kommer den enda möjliga knäckmoden att motsvara plan utböjning i ramens plan enligt figur 22.

Utan nodpunkternas stagning hade knäckmoden med lägst kritisk parameter motsvarat en ren vridning av ramen. I bilaga 4 redovisas de fem första beräknade knäckmoderna när ingen stagning förekommer. Knäckmod 5 är här identisk med figur 22. I figur 23 illustreras den beräkningsmodell som ska tillämpas vid beräkning enligt andra ordningens teori. Observera här att inga fiktiva laster på grund av imperfektioner förekommer på grund av den automatiserade metoden. Utan denna automatisering hade fiktiva punktlaster på grund av snedställning samt eventuellt utbredda laster med motriktade reaktionskrafter på grund av initialkrokighet behövt påföras beräkningsmodellen. Punktlaster utgörs i detta fall endast av vindlaster.

³² Strusoft, *Applied theory and design 6.0* (2005)



Figur 22. Ramens ursprungliga geometri samt beräknad knäckmod på grund av imperfektioner i ramens plan.

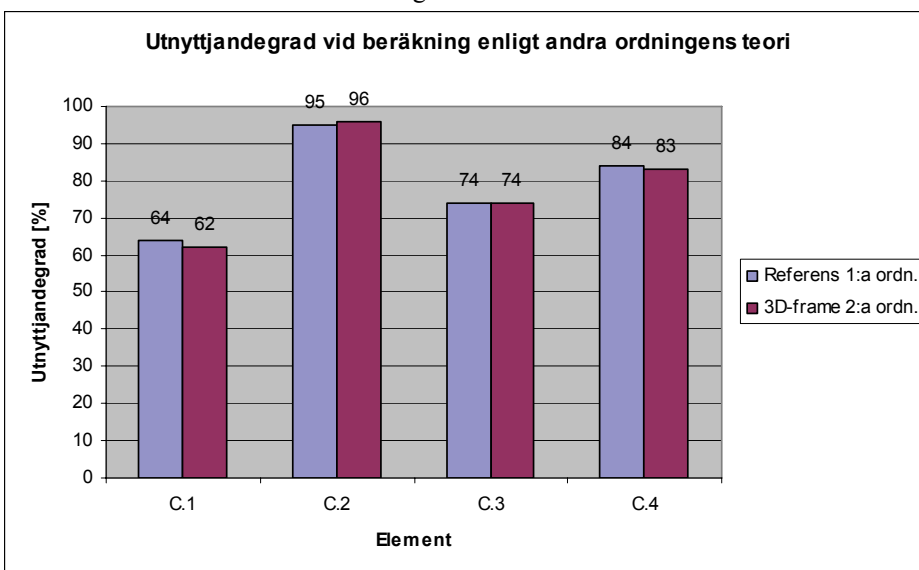


Figur 23. Tillämpad beräkningsmodell vid ramberäkning enligt andra ordningens teori som ska knytas till knäckmod illustrerad i figur 22.

6.2 Dimensionering

6.2.1 Indata Strusoft 3D-Frame

Innan dimensioneringen kan genomföras enligt andra ordningens teori måste nödvändiga indata anges. För det valda exemplet utnyttjas samma indata som i kapitel 5.2.1 vad gäller inspänningsförhållanden, lastangreppshöjd samt val av livavstyvningar. Vid beräkning enligt andra ordningens teori behöver dock inga fiktiva knäcklängder anges. I figur 24 nedan redovisas erhållet dimensioneringsresultat.



Figur 24. Utnyttjandegrader vid beräkning enligt andra ordningens teori.

6.3 Kommentarer

Som framgår av diagrammet ovan blev dimensioneringsresultatet enligt andra ordningens teori i *Strusoft 3D-Frame* med automatiskt beaktande av imperfektioner i princip identiskt med beräkningen genomförd enligt första ordningens teori. Vid dimensioneringen enligt andra ordningens teori gav böjvidknäckningskontrollen för pelare C.1 i detta fall 1% högre utnyttjandegrad jämfört med snittkontrollen. För övriga pelare genererade böjvidknäckningskontroll och snittkontroll samma utnyttjandegrad.

7 Slutsatser och diskussion

När en ramkonstruktion ska dimensioneras under elastiska förhållanden kan detta göras på två principiellt olika sätt nämligen enligt första och andra ordningens teori.

Dimensionering enligt första ordningens teori föregås av en linjär analys det vill säga de inre snittkrafterna bestäms utan hänsyn till konstruktionens deformationer. Effekten av initialkrokighet och egenspanningar beaktas här indirekt genom tillämpning av dimensioneringsformlerna och pelarnas snedställning kan beaktas genom att införa fiktiva laster. Elementen dimensioneras därefter som isolerade balkpelare genom snittkontroll, kontroll av böjknäckning samt böjvridknäckning. Fördelen med metoden är att beräkningarna blir enkla att genomföra för hand medan svårigheten består i att på ett korrekt sätt bestämma knäcklängderna. Detta kan bli mycket mödosamt vid komplexa konstruktioner.

Dimensionering enligt andra ordningens teori innebär att andra ordningens effekter direkt beaktas vid beräkningen av snittkrafter vilket medför att dimensioneringen istället kan ske på tvärsnittsnivå genom snittkontroll och kontroll av böjvridknäckning. Fördelarna med ramberäkning enligt andra ordningens teori är dels att metoden direkt ger en bättre beskrivning av snittkrafterna i konstruktionen och att inga fiktiva knäcklängder behöver definieras. För att beräkningsmodellen ska vara relevant krävs dock att imperfektioner beaktas. Detta kan göras genom att införa fiktiva laster svarande mot pelarnas initiallutning och för varje pelarelement applicera linjelaster med motriktade reaktionskrafter vilket resulterar i en krokighet för det aktuella elementet. Att för hand genomföra beräkningarna enligt denna metod blir lätt komplicerat och metoden lämpar sig därför bäst för datorprogram.

I denna rapport har två beräkningsprogram avsedda för analys och dimensionering av bärverkskonstruktioner studerats nämligen *Staad.Pro* och *Strusoft 3D-Frame*. Jämförda datorprogram klarar båda beräkna snittkrafter enligt första och andra ordningens teori men när beräkade snittkrafter sedan knyts till en dimensionering enligt BSK99 föreligger en viktig beräkningsteknisk skillnad. Dimensioneringen i *Staad.Pro* bygger på fiktiva knäcklängder och interaktionsformler vilket innebär att endast dimensionering enligt första ordningens teori är möjlig.

Att beräkna snittkrafter enligt andra ordningens teori i *Staad.Pro* och därefter anropa en dimensionering är alltså ej att betrakta som en dimensionering enligt andra ordningens teori. I *Strusoft 3D-Frame* ändras dimensioneringsmetoden automatiskt till att istället ske på tvärsnittsnivå med exponenterna satta till ett när andra ordningens teori väljs.

För en studerad tvåvånings svajram erhöles i princip samma utnyttjandegrader vid en jämförande dimensionering enligt första ordningens teori. *Staad.Pro* gav något lägre utnyttjandegrader än *Strusoft 3D-Frame* samt en genomförd handberäkning vilket kan bero på mindre beräknade dimensionerande snittkrafter. Varför denna avvikelse i snittkrafter uppstår har ej kunnat konstateras men anmärkningsvärt är att inspänningsmomentet för en pelare blev cirka 30% lägre jämfört med handberäkningen och beräkningen genomförd i *Strusoft 3D-Frame*. Att denna stora avvikelse inte återspeglas i dimensioneringsresultatet beror på att inspänningsmomentet inte är dimensionerande för den aktuella pelaren.

Vill man däremot dimensionera en grundkonstruktion för pelaren kan detta få konsekvensen att konstruktionen utsätts för en väsentligt större belastning än den dimensionerats för.

I ett försök att lokalisera felkällan modifierades beräkningsmodellen från att vara helt momentstyvt till att istället utgöras av ledade pelare-balk-anslutningar och beräknade snittkrafter överensstämde då mycket väl vid samtliga beräkningar.

Eftersom *Strusoft 3D-Frame* även kan genomföra dimensionering enligt andra ordningens teori på tvärsnittnivå genomfördes en dimensionering även i detta fall och resultatet jämfördes med tidigare resultat. Dimensioneringen knöts till en av programmet beräknad knäckmod enligt en metod beskriven i Eurocode 3 och dimensioneringsresultatet blev i princip identiskt med tidigare resultat.

För den studerade ramen visades det sig alltså vara klart fördelaktigt att genomföra dimensioneringen enligt andra ordningens teori och att knyta beräkningen till en knäckmod på grund av imperfektioner i *Strusoft 3D-Frame*. Det får ses som en stor tidsbesparing att inte behöva beräkna och ange knäcklängder och inte heller behöva beräkna och påföra fiktiva laster på grund av imperfektioner. Det finns dock en fara med att helt förlita sig på programmets beräknade resultat och det är därför upp till konstruktören att bedöma rimligheten i resultatet och följa upp med verifieringsberäkningar.

8 Källor

8.1 Litteratur

Austrell, Dahlblom, Lindemann, Olsson, Olsson, Persson, Petersson, Ristinmaa, Sandberg, Wernberg (2004). *CALFEM – A finite element toolbox*. Lund.

Boverket (2001). *Boverkets handbok om Stålkonstruktioner, BSK99*. PDF. Hämtad 2006-09-22. <http://www.boverket.se>

Höglund, T. (1994). *K18 - Dimensionering av stålkonstruktioner*. Stockholm

Johansson, B. (2005). *Bärverksanalys*. Luleå

Thelandersson, S. (2001). *Stålkonstruktioner*. Lund

8.2 Internet

Strusoft (2006). *FEM-Design*. Hämtad 2006-11-20. <http://www.strusoft.com>

8.3 Övriga källor

CEN (2005). *Eurocode 3 EN1993-1-1:2005*. PDF

Engineering Data Resources (2001). *BSK99 Steel design – Code check*. PDF

Research Engineers International (2006). *Graphical environment*. PDF

Research Engineers International (2006). *Technical reference manual*. PDF

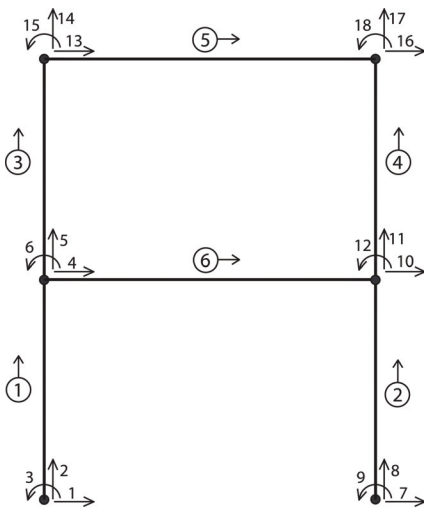
Strusoft (2005). *Applied theory and design 6.0*. PDF

Strusoft (2006). *Dimensionera 3D-ramar i stål enligt 1:a och 2:a ordningens teori*. PDF. Hämtad 2006-10-06. <http://www.strusoft.com>

9 Bilagor

9.1 Bilaga 1 – Beräkning av snittkrafter i CALFEM

Beräkningsmodellen i *CALFEM* byggs upp med geometri och laster i enlighet med figur 10 och 12. Elementindelning och numrering av frihetsgrader framgår av figur 25 nedan. Därefter följer fullständig indata för genomförd linjär beräkning och resultat i form av snittkrafter för samtliga pelare. Resultatet redovisas i tre kolumner där kolumn 1 är normalkrafter, kolumn 2 är tvärkrafter och kolumn 3 är moment. Fetstilta värden är maxvärden som använts vid dimensioneringen genomförd för hand. Definierad kod genererar även diagram enligt figur 26-29.



Figur 25. Elementindelning och numrering av frihetsgrader.

%Topologimatrix

```
Edof=[1 1 2 3 4 5 6;
      2 7 8 9 10 11 12;
      3 4 5 6 13 14 15;
      4 10 11 12 16 17 18;
      5 13 14 15 16 17 18;
      6 4 5 6 10 11 12];
```

%Lastvektorer

```
K=zeros(18);
f=zeros(18,1);
f(4)=21.9e+3;
f(13)=10.3e+3;
eq1=[0 0];
eq2=[0 0];
eq3=[0 0];
eq4=[0 0];
```

```
eq5=[0 -57.7e+3];
eq6=[0 -135e+3];
```

```
%Materialparametrar
```

```
E=210e+9;
A1=8682e-6;
A2=9726e-6;
A3=15898e-6;
I1=104549600e-12;
I2=136733060e-12;
I3=450694300e-12;
```

```
ep1=[E A1 I1];
ep2=[E A2 I2];
ep3=[E A3 I3];
```

```
%Elementens globala koordinater
```

```
ex1=[0 0];
ey1=[0 4];
ex2=[6 6];
ey2=[0 4];
ex3=[0 0];
ey3=[4 8];
ex4=[6 6];
ey4=[4 8];
ex5=[0 6];
ey5=[8 8];
ex6=[0 6];
ey6=[4 4];
```

```
%Elementstyvhetsmatriser
```

```
Ke1=beam2e(ex1,ey1,ep1);
Ke2=beam2e(ex2,ey2,ep1);
Ke3=beam2e(ex3,ey3,ep1);
Ke4=beam2e(ex4,ey4,ep1);
[Ke5,fe5]=beam2e(ex5,ey5,ep2,eq5);
[Ke6,fe6]=beam2e(ex6,ey6,ep3,eq6);
```

```
%Assemblering till global styvhetsmatris
```

```
K=assem(Edof(1,:),K,Ke1);
K=assem(Edof(2,:),K,Ke2);
K=assem(Edof(3,:),K,Ke3);
K=assem(Edof(4,:),K,Ke4);
[K,f]=assem(Edof(5,:),K,Ke5,f,fe5);
[K,f]=assem(Edof(6,:),K,Ke6,f,fe6);
```

```
%Upplagsvillkor
```

```
bc=[1 0;2 0;3 0;7 0;8 0;9 0];
```

```
%Lösning av ekvationssystem
```

```
a=solveq(K,f,bc);
```

```
%Elementförskjutningar
```

```
Ed=extract(Edof,a);
```

```
%Snittkrafter
```

```
es1=beam2s(ex1,ey1,ep1,Ed(1,:),eq1,21)
es2=beam2s(ex2,ey2,ep1,Ed(2,:),eq2,21)
es3=beam2s(ex3,ey3,ep1,Ed(3,:),eq3,21)
es4=beam2s(ex4,ey4,ep1,Ed(4,:),eq4,21)
es5=beam2s(ex5,ey5,ep2,Ed(5,:),eq5,21);
es6=beam2s(ex6,ey6,ep3,Ed(6,:),eq6,21);
```

```
%Förskjutningsdiagram
```

```
figure(1)
plotpar=[2 1 0];
eldraw2(ex1,ey1,plotpar);
eldraw2(ex2,ey2,plotpar);
eldraw2(ex3,ey3,plotpar);
eldraw2(ex4,ey4,plotpar);
eldraw2(ex5,ey5,plotpar);
eldraw2(ex6,ey6,plotpar);
sfac=scalfact2(ex4,ey4,Ed(4,:),0.1);
plotpar=[1 2 1];
eldisp2(ex1,ey1,Ed(1,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex2,ey2,Ed(2,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex3,ey3,Ed(3,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex4,ey4,Ed(4,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex5,ey5,Ed(5,:),plotpar,sfac);
eldisp2(ex6,ey6,Ed(6,:),plotpar,sfac);
axis([-1.5 7.5 -0.5 9.5]);
xlabel('m')
ylabel('m')
title('Förskjutningar')
```

```
%Normalkraftdiagram
```

```
figure(2)
plotpar=[2 1];
sfac=scalfact2(ex1,ey1,es1(:,1),0.3);
eldia2(ex1,ey1,es1(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex2,ey2,es2(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex3,ey3,es3(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex4,ey4,es4(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex5,ey5,es5(:,1),plotpar,sfac);
eldia2(ex6,ey6,es6(:,1),plotpar,sfac);
axis([-2.5 7.5 -0.5 9.5]);
xlabel('m')
ylabel('m')
title('Normalkraft')
```

```
%Tvärkraftdiagram
figure(3)
sfac=scalfact2(ex6,ey6,es6(:,2),0.2);
eldia2(ex1,ey1,es1(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex2,ey2,es2(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex3,ey3,es3(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex4,ey4,es4(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex5,ey5,es5(:,2),plotpar,sfac);
eldia2(ex6,ey6,es6(:,2),plotpar,sfac);
axis([-1.5 7.5 -0.5 9.5]);
xlabel('m')
ylabel('m')
title('Tvärkraft')
```

```
%Momentdiagram
figure(4)
sfac=scalfact2(ex6,ey6,es6(:,3),0.2);
eldia2(ex1,ey1,es1(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex2,ey2,es2(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex3,ey3,es3(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex4,ey4,es4(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex5,ey5,es5(:,3),plotpar,sfac);
eldia2(ex6,ey6,es6(:,3),plotpar,sfac);
axis([-1.5 7.5 -0.5 9.5]);
xlabel('m')
ylabel('m')
title('Moment')
```

Resultat:

es1 (pelare C.1)=

```
1.0e+005 *
-5.6129  0.2366  0.1848
-5.6129  0.2366  0.1375
-5.6129  0.2366  0.0902
-5.6129  0.2366  0.0429
-5.6129  0.2366 -0.0045
-5.6129  0.2366 -0.0518
-5.6129  0.2366 -0.0991
-5.6129  0.2366 -0.1464
-5.6129  0.2366 -0.1937
-5.6129  0.2366 -0.2410
-5.6129  0.2366 -0.2883
-5.6129  0.2366 -0.3356
-5.6129  0.2366 -0.3830
-5.6129  0.2366 -0.4303
-5.6129  0.2366 -0.4776
-5.6129  0.2366 -0.5249
-5.6129  0.2366 -0.5722
-5.6129  0.2366 -0.6195
```

-5.6129	0.2366	-0.6668
-5.6129	0.2366	-0.7142
-5.6129	0.2366	-0.7615

es2 (pelare C.2) =

1.0e+005 *

-5.9491	-0.5586	-0.8764
-5.9491	-0.5586	-0.7647
-5.9491	-0.5586	-0.6529
-5.9491	-0.5586	-0.5412
-5.9491	-0.5586	-0.4295
-5.9491	-0.5586	-0.3178
-5.9491	-0.5586	-0.2061
-5.9491	-0.5586	-0.0944
-5.9491	-0.5586	0.0173
-5.9491	-0.5586	0.1291
-5.9491	-0.5586	0.2408
-5.9491	-0.5586	0.3525
-5.9491	-0.5586	0.4642
-5.9491	-0.5586	0.5759
-5.9491	-0.5586	0.6876
-5.9491	-0.5586	0.7993
-5.9491	-0.5586	0.9110
-5.9491	-0.5586	1.0228
-5.9491	-0.5586	1.1345
-5.9491	-0.5586	1.2462
-5.9491	-0.5586	1.3579

es3 (pelare C.3)=

1.0e+005 *

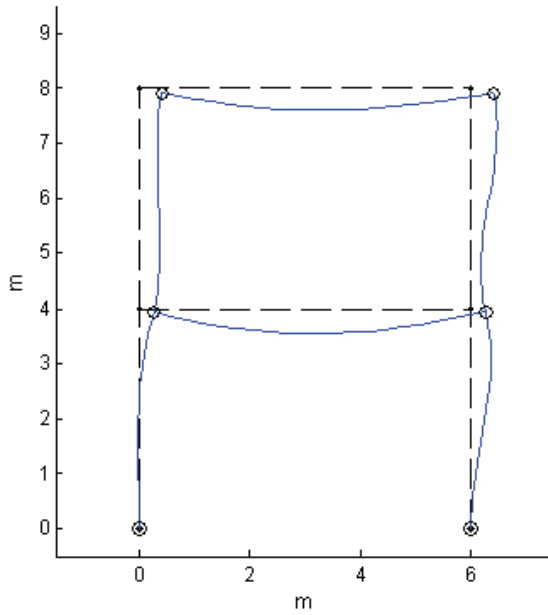
-1.6957	0.6567	1.3695
-1.6957	0.6567	1.2382
-1.6957	0.6567	1.1068
-1.6957	0.6567	0.9755
-1.6957	0.6567	0.8442
-1.6957	0.6567	0.7128
-1.6957	0.6567	0.5815
-1.6957	0.6567	0.4502
-1.6957	0.6567	0.3189
-1.6957	0.6567	0.1875
-1.6957	0.6567	0.0562
-1.6957	0.6567	-0.0751
-1.6957	0.6567	-0.2065
-1.6957	0.6567	-0.3378
-1.6957	0.6567	-0.4691
-1.6957	0.6567	-0.6005
-1.6957	0.6567	-0.7318
-1.6957	0.6567	-0.8631
-1.6957	0.6567	-0.9945

-1.6957 0.6567 -1.1258
-1.6957 0.6567 -1.2571

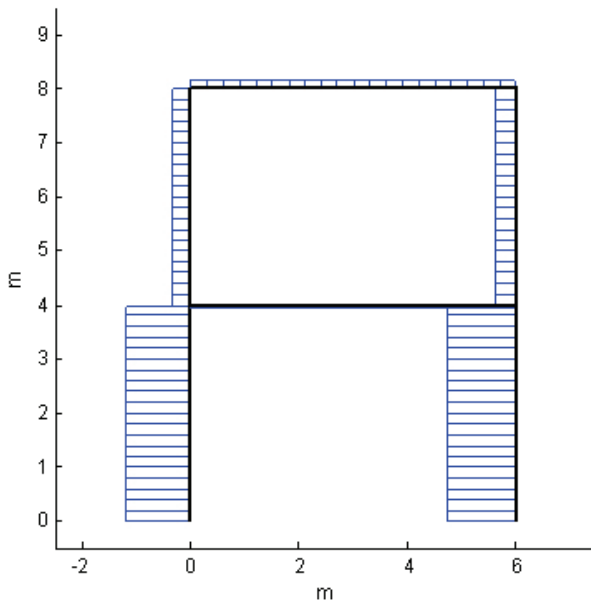
es4 (pelare C.4) =

1.0e+005 *

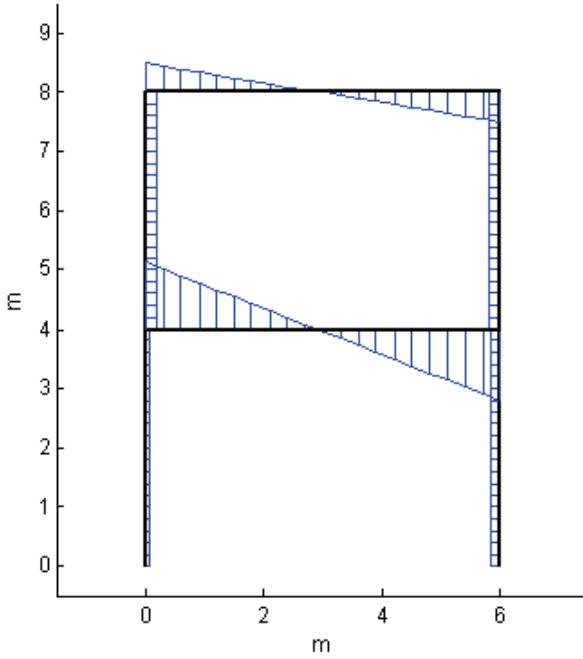
-1.7663 -0.7597 -1.5700
-1.7663 -0.7597 -1.4181
-1.7663 -0.7597 -1.2661
-1.7663 -0.7597 -1.1142
-1.7663 -0.7597 -0.9623
-1.7663 -0.7597 -0.8103
-1.7663 -0.7597 -0.6584
-1.7663 -0.7597 -0.5065
-1.7663 -0.7597 -0.3545
-1.7663 -0.7597 -0.2026
-1.7663 -0.7597 -0.0507
-1.7663 -0.7597 0.1012
-1.7663 -0.7597 0.2532
-1.7663 -0.7597 0.4051
-1.7663 -0.7597 0.5570
-1.7663 -0.7597 0.7090
-1.7663 -0.7597 0.8609
-1.7663 -0.7597 1.0128
-1.7663 -0.7597 1.1648
-1.7663 -0.7597 1.3167
-1.7663 -0.7597 1.4686



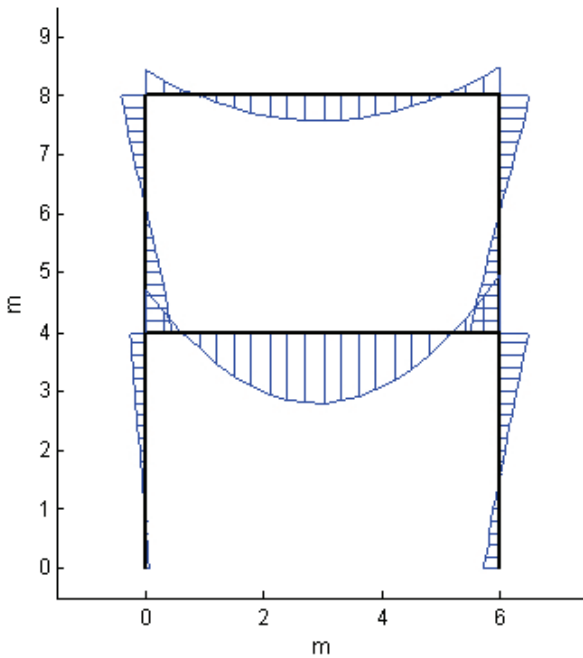
Figur 26. Förskjutningsdiagram erhållet från CALFEM.



Figur 27. Normalkraftdiagram erhållet från beräkning i CALFEM.



Figur 28. Tvärkraftdiagram erhållet från beräkning i CALFEM.



Figur 29. Momentdiagram erhållet från beräkning i CALFEM.

9.2 Bilaga 2 – Dimensionering av pelare

9.2.1 Dimensionering pelare C.1

9.2.1.1 Snittkontroll

För dubbelsymmetriska I-tvårsnitt och moment i en riktning gäller:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \right)^{\gamma_0} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \leq 1,00$$

För pelare C.1 gäller följande dimensioneringslaster

$$N_{Sd} = 561,29 \text{ kN}$$

$$M_{Sxd} = 76,15 \text{ kNm}$$

Normalkraftkapaciteten bestäms genom:

$$N_{Rd} = A_{gr} f_{yd} = 8682 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 1989,63 \text{ kN}$$

För bestämning av momentkapaciteten behöver vi känna till tvärsnittets tvärsnittklass.

För ett tvärsnitt i klass 1 krävs att $\beta_f \leq \beta_{fpl}$ och $\beta_w \leq \beta_{wpl}$

$$\text{För flänsen gäller att } \beta_f = b_f / t_f = \frac{260 / 2 - 7,5 / 2 - 24}{12,5} = 8,18$$

$$\beta_{fpl} = 0,3 \sqrt{\frac{E_k}{f_{yk}}} = 0,3 \sqrt{\frac{210 \times 10^3}{275}} = 8,29$$

$$\beta_f \leq \beta_{fpl} \Rightarrow \text{flänsen tillhör tvärsnittsklass 1}$$

$$\text{För livet gäller istället att } \beta_w = b_w / t_w = \frac{250 - 2 \times 12,5 - 2 \times 24}{7,5} = 23,6$$

$$\beta_{wpl} = \beta_1 \sqrt{\frac{E_k}{f_{yk}}} = 1,46 \sqrt{\frac{210 \times 10^3}{275}} = 40,35$$

$$\beta_w \leq \beta_{wpl} \Rightarrow \text{livet tillhör tvärsnittsklass 1} \Rightarrow \text{hela tvärsnittet tillförs tvärsnittsklass 1.}$$

Eftersom samtliga pelare utgörs av profil HEA260 gäller klass 1 för samtliga pelare.

För tvärsnitt i klass 1 gäller att $\eta = Z/W$ dock $\leq 1,25$

Momentkapaciteten kan nu bestämmas genom:

$$M_{Rxd} = \eta_x W_x f_{yd} = Z_x f_{yd} = 920 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 210,83 \text{ kNm}$$

Slutligen krävs exponenten

$$\gamma_0 = \eta_x^2 = \left(\frac{Z_x}{W_x} \right)^2 = \left(\frac{920}{836} \right)^2 = 1,21$$

Interaktionssambandet för snittkontroll ger nu

$$\left(\frac{561,29}{1989,63} \right)^{1,21} + \frac{76,15}{210,83} = 0,58 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.1 med avseende på snittkontroll blev alltså 58%.

9.2.1.2 Böjknäckning

Kontroll av böjknäckning genomförs enligt interaktionsformeln:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rxcd}} \right)^{\gamma_{xc}} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \leq 1,00$$

Beräkningen av snittkrafter i CALFEM ger oss dimensionerande normalkraft och moment för pelare C.1 enligt:

$$N_{Sd} = 561,29 \text{ kN}$$

$$M_{Sxd} = 76,15 \text{ kNm}$$

För bestämning av normalkraftskapaciteten krävs det att vi först beräknar reduktionsfaktorn för böjknäckning ω_{xc} genom:

$$\omega_{xc} = \frac{\alpha - \sqrt{\alpha^2 - 4,4\lambda_c^2}}{2,2\lambda_c^2} \text{ dock högst } 1,0$$

där

$$\alpha = 1 + \beta_1(\lambda_c - 0,2) + 1,1\lambda_c^2$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}}$$

f_{yk} = karakteristiskt värde för sträckgränsen

E_k = karakteristiskt värde för elasticitetsmodulen

$l_c = \beta L$ = knäckningslängd

i = tröghetsradie

β_1 är en faktor som tar hänsyn till tvärsnittsform och tillverkningsmetod

Valsad profil med $h/b = 250/260 = 0,96 \leq 1,2 \Rightarrow$ grupp b $\Rightarrow \beta_1 = 0,34$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{1,1 \times 4}{\pi \times 110 \times 10^{-3}} \sqrt{\frac{275}{210 \times 10^3}} = 0,4608$$

$$\alpha = 1 + 0,34(0,4608 - 0,2) + 1,1 \times 0,4608^2 = 1,3222$$

$$\omega_{xc} = \frac{1,3222 - \sqrt{1,3222^2 - 4,4 \times 0,4608^2}}{2,2 \times 0,4608^2} = 0,8991 \leq 1,0$$

$$N_{Rxcd} = \omega_{xc} \times A \times f_{yd} = 0,8991 \times 8682 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 1788,87 \text{ kN}$$

För att bestämma momentkapaciteten M_{Rxd} behöver vi bestämma η_x som är beroende av tvärsnittsklass. För tvärsnitt i klass 1 gäller att $\eta = Z_x / W_x \leq 1,25$

Vi kan nu bestämma momentkapaciteten genom:

$$M_{Rxd} = \eta_x \times W_x \times f_{yd} = \frac{Z_x}{W_x} \times W_x \times f_{yd} = 920 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 210,83 \text{ kNm}$$

Slutligen blir:

$$\gamma_{xc} = \eta_x^2 \times \omega_{xc} = \left(\frac{Z_x}{W_x}\right)^2 \times \omega_{xc} = \left(\frac{920}{836}\right)^2 \times 0,90 = 1,09$$

Interaktionssambandet ger nu:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rxcd}}\right)^{\gamma_{xc}} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} = \left(\frac{561,29}{1788,87}\right)^{1,09} + \frac{76,15}{210,83} = 0,64 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.1 med avseende på böjknäckning blev alltså 64%.

9.2.1.3 Böjvidknäckning

Böjvidknäckning kontrolleras genom följande interaktionssamband:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rycd}} \right)^{\alpha_c} + \left(\frac{M_{Sxd}}{M_{Rxcd}} \right)^{\beta_c} + \left(\frac{M_{Syd}}{M_{Ryd}} \right)^{\gamma_{yc}} \leq 1,00$$

Aktuell normalkraft är $N_{Sd} = 561.29kN$. Eftersom aktuell ram består av förskjutbara knutpunkter ska M_{Sxd} bestämmas enligt andra ordningens teori. En modifierad beräkningsmodell i *CALFEM* som med en iterativ process beräknar snittkrafter enligt andra ordningens teori genomförs och redovisas fullständigt i bilaga 5. Enligt tabell K18:52 gäller att $M = |M_{\max}|$ för kontinuerliga balkar och ramar. Beräkningen i *CALFEM* leder till att $M_{Sxd} = 73.67kNm$. M_{Syd} är i detta fall noll eftersom belastning endast förekommer i ramens plan.

För bestämning av N_{Rycd} krävs att vi först bestämmer reduktionsfaktorn ω_{yc} genom:

$$\omega_{yc} = \frac{\alpha - \sqrt{\alpha^2 - 4,4\lambda_c^2}}{2,2\lambda_c^2} \text{ dock högst } 1,0$$

där

$$\alpha = 1 + \beta_1(\lambda_c - 0,2) + 1,1\lambda_c^2$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}}$$

f_{yk} = karakteristiskt värde för sträckgränsen

E_k = karakteristiskt värde för elasticitetsmodulen

$l_c = \beta L$ = knäckningslängd

i = tröghetsradie

β_1 är en faktor som tar hänsyn till tvärsnittsform och tillverkningsmetod

Valsad profil med $h/b = 250/260 = 0,96 \leq 1,2 \Rightarrow$ grupp c $\Rightarrow \beta_1 = 0,49$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{0,55 \times 4}{\pi \times 65 \times 10^{-3}} \sqrt{\frac{275}{210 \times 10^3}} = 0,3899$$

$$\alpha = 1 + 0,49(0,3899 - 0,2) + 1,1 \times 0,3899^2 = 1,2603$$

$$\omega_{yc} = \frac{1,2603 - \sqrt{1,2603^2 - 4,4 \times 0,3899^2}}{2,2 \times 0,3899^2} = 0,9013 \leq 1,0$$

$$N_{Rycd} = \omega_{yc} \times A \times f_{yd} = 0,9013 \times 8682 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 1793,25 \text{ kN}$$

Nästa steg blir att bestämma momentkapaciteten M_{Rxcd} med hänsyn till vippning och denna kan bestämmas genom:

$$M_{Rxcd} = \omega_b \times \eta_x \times W_x \times f_{yd}$$

För en varmvalsad balk gäller att:

$$\omega_b = \frac{1,02}{\sqrt{1 + \lambda_b^4}} \text{ dock högst } 1,0$$

med

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{\eta_c W_c f_{yk}}{\kappa_m M_{cr}}}$$

M_{cr} är kritiskt vippningsmoment enligt elasticitetsteorin ($E = E_k$)

W_c böjmotstånd med avseende på tryckt kant

η_c formfaktor för tryckt kant

Det kritiska vippningsmomentet bestäms genom:

$$M_{1cr} = \frac{\pi}{\kappa_{cr} l_1} \sqrt{B_y \left(C + \frac{\pi^2 C_w}{l_1^2} \right)}$$

B_y bakens sidoböjstyvhetsmoment ($= EI_y$)

C balkens vridstyvhetsmoment ($= GK_v$)

C_w balkens välvstyvhetsmoment ($= EK_w$)

l_1 avstånd mellan punkter där tryckt fläns är stagad

$$\kappa_{cr} = 0,6 + 0,3M_2 / M_1 + 0,1(M_2 / M_1)^2$$

M_1 det numeriskt största böjmomentet

M_2 momentet i motsatt ände av balkdelen. Kvoten M_2 / M_1 är positiv om

M_1 och M_2 böjer balkdelen åt samma håll, i annat fall negativ.

κ_m bestäms enligt följande:

$$\kappa_m = 0,8 + 0,2(M_2 / M_1) \text{ dock minst } 0,8$$

Dimensioneringsvillkoret är dels att $\kappa_m M_1$ är mindre än M_{Rcd} enligt formel 6:243b, dels att M_1 är mindre än M_{Rcd} med $\omega_b = 1$ enligt samma formel.

Momenten som krävs för beräkningarna erhålls från snittkraftberäkningen i bilaga 1.

$$\begin{aligned} \kappa_{cr} &= 0,6 + 0,3(M_2 / M_1) + 0,1(M_2 / M_1)^2 = \\ &= 0,6 + 0,3(-18,48 / 76,15) + 0,1(-18,48 / 76,15)^2 = 0,5331 \end{aligned}$$

$$\kappa_m = 0,8 + 0,2(M_2 / M_1) = 0,8 + (-18,48 / 76,15) = 0,5573 \Rightarrow 0,8$$

$$B_y = EI_y = 210 \times 10^9 \times 3667,563 \times 10^{-8} = 7701,8823 \text{ kNm}^2$$

$$C = \frac{210}{2(1+\nu)} \times K_\nu = \frac{210}{2(1+0,3)} \times 10^9 \times 520060 \times 10^{-12} = 42004,8462 \text{ Nm}^2$$

$$C_w = EK_w = 210 \times 10^9 \times 516 \times 10^{-9} = 108360 \text{ Nm}^4$$

$$l_1 = 4m$$

$$\Rightarrow M_{1cr} = 1348,92 \text{ kNm}$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{\eta_c W_c f_{yk}}{\kappa_m M_{cr}}} = \sqrt{\frac{920 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^6}{0,8 \times 1348,92 \times 10^3}} = 0,4842$$

$$\omega_b = \frac{1,02}{\sqrt{1 + \lambda_b^4}} = \frac{1,02}{\sqrt{1 + 0,4842^4}} = 0,9931$$

Momentkapaciteten kan nu bestämmas enligt:

$$M_{Rsd} = \omega_b \times \eta_x \times W_x \times f_{yd} = 0,9931 \times 920 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 209,38 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \alpha_c &= \alpha_0 \omega_{yc} = \eta_x^2 \eta_y^2 \omega_{yc} = \left(\frac{Z_x}{W_x} \right)^2 \times \left(\frac{Z_y}{W_y} \right)^2 \times \omega_{yc} \\ &= \left(\frac{920}{836} \right)^2 \times 1,25^2 \times 0,9013 = 1,71 \end{aligned}$$

$$\beta_c = \beta_0 = \eta_y^2 = 1,25^2 = 1,56$$

Interaktionssambandet för böjvridknäckning ger slutligen:

$$\left(\frac{561,29}{1793,25}\right)^{1,71} + \left(\frac{73,67}{209,38}\right)^{1,56} + 0 = 0,33 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.1 med avseende på böjvridknäckning blev alltså 33%.

9.2.2 Dimensionering pelare C.2

9.2.2.1 Snittkontroll

Snittkontroll genomförs enligt

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rxd}}\right)^{\gamma_{xc}} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \leq 1,00$$

Dimensionerande normalkraft och moment är

$$N_{Sd} = 594,91kN$$

$$M_{Sxd} = 135,79kNm$$

På grund av symmetri blir N_{Rxd} , M_{Rxd} samt γ_0 identisk med beräkning genomförd för pelare C.1 i kapitel 9.2.1.1 och ges av

$$N_{Rd} = 1989,63kN$$

$$M_{Rxd} = 210,83kNm$$

$$\gamma_0 = 1,21$$

Interaktionsformeln ger nu

$$\left(\frac{594,91}{1989,63}\right)^{1,21} + \frac{135,79}{210,83} = 0,88 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.2 med avseende på snittkontroll blev alltså 88%.

9.2.2.2 Böjknäckning

På grund av konstruktionens symmetri är N_{Rxcd} , M_{Rxd} samt exponenten λ_{xc} identiska med pelare C.1. Aktuell dimensionerande normalkraft och moment erhålls från beräkningarna i *CALFEM* och ges av:

$$N_{Sd} = 594,91kN$$

$$M_{Sxd} = 135,79kNm$$

Interaktionssambandet för böjknäckning ger nu:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rxcd}} \right)^{\lambda_{xc}} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} = \left(\frac{594,91}{1788,87} \right)^{1,09} + \frac{135,79}{210,83} = 0,95 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.2 med avseende på böjknäckning blev alltså 95%.

9.2.2.3 Böjridknäckning

Som dimensionerande snittkrafter utnyttjas:

$$N_{Sd} = 594,91kN$$

$$M_{Sxd} = 136,14kNm$$

där M_{Sxd} är maximalt moment enligt andra ordningens teori

I enlighet med 9.2.1.3 bestäms momentkapaciteten genom:

$$M_{Rxd} = \omega_b \times \eta_x \times W_x \times f_{yd}$$

$$\kappa_{cr} = 0,6 + 0,3(-87,64/135,79) + 0,1(-87,64/135,79)^2 = 0,4480$$

$$\kappa_m = 0,8 + (-87,64/135,79) = 0,1546 \Rightarrow 0,8$$

$$M_{1cr} = \frac{\pi}{\kappa_{cr} l_1} \sqrt{B_y \left(C + \frac{\pi^2 C_w}{l_1^2} \right)}$$

$$B_y = 7701,8823kNm^2$$

$$C = 42004,8462 Nm^2$$

$$C_w = 108360 Nm^4$$

$$l_1 = 4m$$

$$\Rightarrow M_{1cr} = 1605,16 kNm$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{920 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^6}{0,8 \times 1605,16 \times 10^3}} = 0,4439$$

$$\omega_b = \frac{1,02}{\sqrt{1 + 0,4439^4}} = 1,0008 \text{ dock högst } 1,0$$

$$M_{Rxd} = 1,0 \times 920 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 210,83 kNm$$

$$\alpha_c = 1,71 \text{ enligt kapitel 9.2.1.3}$$

$$\beta_c = 1,56 \text{ enligt kapitel 9.2.1.3}$$

$$N_{Rycd} = 1793,25 kN \text{ enligt kapitel 9.2.1.3}$$

Interaktionssambandet för böjvidknäckning ger slutligen:

$$\left(\frac{594,91}{1793,25}\right)^{1,71} + \left(\frac{136,14}{210,83}\right)^{1,56} + 0 = 0,66 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.2 med avseende på böjvidknäckning blev alltså 66%.

9.2.3 Dimensionering pelare C.3

9.2.3.1 Snittkontroll

Snittkontroll genomförs enligt

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rxcd}}\right)^{\gamma_{xc}} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \leq 1,00$$

Dimensionerande normalkraft och moment är

$$N_{Sd} = 169,57 kN$$

$$M_{Sxd} = 136,95 kNm$$

På grund av symmetri blir N_{Rxcd} , M_{Rxd} samt γ_0 identisk med beräkning genomförd för pelare C.1 i kapitel 9.2.1.1 och ges av

$$N_{Rd} = 1989,63kN$$

$$M_{Rxd} = 210,83kNm$$

$$\gamma_0 = 1,21$$

Interaktionsformeln ger nu

$$\left(\frac{169,57}{1989,63}\right)^{1,21} + \frac{136,95}{210,83} = 0,70 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.3 med avseende på snittkontroll blev alltså 70%.

9.2.3.2 Böjknäckning

Beräkningen av snittkrafter i *CALFEM* ger oss dimensionerande normalkraft och moment för pelare C.3 enligt:

$$N_{Sd} = 169,57kN$$

$$M_{Sxd} = 136,95kNm$$

Pelare C.3 och C.4 har en något större knäcklängd än C.1 och C.2 vilket kommer att påverka reduktionsfaktorn för böjknäckning och därför även normalkraftskapaciteten samt λ_{xc} . Momentkapaciteten är alltså oförändrad.

För att bestämma normalkraftskapaciteten krävs det enligt tidigare att vi först beräknar reduktionsfaktorn för böjknäckning ω_{xc} genom:

$$\omega_{xc} = \frac{\alpha - \sqrt{\alpha^2 - 4,4\lambda_c^2}}{2,2\lambda_c^2} \text{ dock högst } 1,0$$

där

$$\alpha = 1 + \beta_1(\lambda_c - 0,2) + 1,1\lambda_c^2$$

med

$$\beta_1 = 0,34$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{1,3 \times 4}{\pi \times 110 \times 10^{-3}} \sqrt{\frac{275}{210 \times 10^3}} = 0,5445$$

$$\alpha = 1 + 0,34(0,5445 - 0,2) + 1,1 \times 0,5445^2 = 1,4433$$

$$\omega_{xc} = \frac{1,4433 - \sqrt{1,4433^2 - 4,4 \times 0,5445^2}}{2,2 \times 0,5445^2} = 0,8600 \leq 1,0$$

$$N_{Rxcd} = \omega_{xc} \times A \times f_{yd} = 0,86 \times 8682 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 1711,08 \text{ kN}$$

För profilen gäller samma förutsättningar som tidigare varför tvärsnittet direkt kan tillföras klass 1 och faktorn η blir oförändrad.

Slutligen bestäms:

$$\gamma_{xc} = \eta_x^2 \times \omega_{xc} = \left(\frac{Z_x}{W_x}\right)^2 \times \omega_{xc} = \left(\frac{920}{836}\right)^2 \times 0,86 = 1,04$$

Interaktionssambandet ger nu:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rxcd}}\right)^{\gamma_{xc}} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} = \left(\frac{169,57}{1711,08}\right)^{1,04} + \frac{136,95}{210,83} = 0,74 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.3 med avseende på böjknäckning blev alltså 74%.

9.2.3.3 Böjvridknäckning

För kontroll av böjvridknäckning gäller följande dimensionerande snittkrafter:

$$N_{Sd} = 169,57 \text{ kN}$$

$$M_{Sxd} = 137,01 \text{ kNm}$$

där M_{Sxd} är maximalt moment enligt andra ordningens teori

För bestämning av N_{Rycd} krävs att vi först bestämmer reduktionsfaktorn ω_{yc} .

Denna bestäms genom:

$$\omega_{yc} = \frac{\alpha - \sqrt{\alpha^2 - 4,4\lambda_c^2}}{2,2\lambda_c^2} \text{ dock högst } 1,0$$

där

$$\alpha = 1 + \beta_1(\lambda_c - 0,2) + 1,1\lambda_c^2$$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}}$$

Valsad profil med $h/b = 250/260 = 0,96 \leq 1,2 \Rightarrow$ grupp c $\Rightarrow \beta_1 = 0,49$

$$\lambda_c = \frac{l_c}{\pi i} \sqrt{\frac{f_{yk}}{E_k}} = \frac{0,63 \times 4}{\pi \times 65 \times 10^{-3}} \sqrt{\frac{275}{210 \times 10^3}} = 0,4466$$

$$\alpha = 1 + 0,49(0,4466 - 0,2) + 1,1 \times 0,4466^2 = 1,3402$$

$$\omega_{yc} = \frac{1,3402 - \sqrt{1,3402^2 - 4,4 \times 0,4466^2}}{2,2 \times 0,4466^2} = 0,8701 \leq 1,0$$

$$N_{Ryvd} = \omega_{yc} \times A \times f_{yd} = 0,8701 \times 8682 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 1731,17 \text{ kN}$$

I enlighet med 9.2.1.3 bestäms momentkapaciteten genom:

$$M_{Rxd} = \omega_b \times \eta_x \times W_x \times f_{yd}$$

$$\kappa_{cr} = 0,6 + 0,3(-125,71/136,95) + 0,1(-125,71/136,95)^2 = 0,4089$$

$$\kappa_m = 0,8 + (-125,71/136,95) = -0,1179 \Rightarrow 0,8$$

$$M_{1cr} = \frac{\pi}{\kappa_{cr} l_1} \sqrt{B_y \left(C + \frac{\pi^2 C_w}{l_1^2} \right)}$$

$$B_y = 7701,8823 \text{ kNm}^2$$

$$C = 42004,8462 \text{ Nm}^2$$

$$C_w = 108360 \text{ Nm}^4$$

$$l_1 = 4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{1cr} = 1758,65 \text{ kNm}$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{920 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^6}{0,8 \times 1758,65 \times 10^3}} = 0,4241$$

$$\omega_b = \frac{1,02}{\sqrt{1 + 0,4241^4}} = 1,0039 \text{ dock högst } 1,0$$

$$M_{Rxd} = 1,0 \times 920 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 210,83 \text{ kNm}$$

$$\alpha_c = \left(\frac{920}{836} \right)^2 \times 1,25^2 \times 0,8701 = 1,65$$

$\beta_c = 1,56$ enligt kapitel 9.2.1.3

Interaktionssambandet för böjvidknäckning ger slutligen:

$$\left(\frac{169,57}{1731,17} \right)^{1,65} + \left(\frac{137,01}{210,83} \right)^{1,56} + 0 = 0,53 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.3 med avseende på böjvidknäckning blev alltså 53%.

9.2.4 Dimensionering pelare C.4

9.2.4.1 Snittkontroll

Snittkontroll genomförs enligt

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rxcd}} \right)^{\gamma_{xc}} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} \leq 1,00$$

Dimensionerande normalkraft och moment är

$$N_{Sd} = 176,63 \text{ kN}$$

$$M_{Sxd} = 157,00 \text{ kNm}$$

På grund av symmetri blir N_{Rxcd} , M_{Rxd} samt γ_0 identisk med beräkning genomförd för pelare C.1 i kapitel 9.2.1.1 och ges av

$$N_{Rd} = 1989,63 \text{ kN}$$

$$M_{Rxd} = 210,83 \text{ kNm}$$

$$\gamma_0 = 1,21$$

Interaktionsformeln ger nu

$$\left(\frac{176,63}{1989,63} \right)^{1,21} + \frac{157,00}{210,83} = 0,80 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.4 med avseende på snittkontroll blev alltså 80%.

9.2.4.2 Böjknäckning

På grund av konstruktionens symmetri är N_{Rxcd} , M_{Rxd} samt exponenten λ_{xc} identisk med pelare C.3. Aktuell dimensionerande normalkraft och moment erhålls från beräkningarna i CALFEM och ges av:

$$N_{Sd} = 176,63kN$$

$$M_{Sxd} = 157,00kNm$$

Interaktionssambandet för böjknäckning ger:

$$\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Rxcd}} \right)^{\lambda_{xc}} + \frac{M_{Sxd}}{M_{Rxd}} = \left(\frac{176,63}{1711,08} \right)^{1,04} + \frac{157,00}{210,83} = 0,84 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.4 med avseende på böjknäckning blev alltså 84%.

9.2.4.3 Böjvidknäckning

Dimensionerande snittkrafter blir i detta fall:

$$N_{Sd} = 176,63kN$$

$$M_{Sxd} = 157,51kNm$$

där M_{Sxd} är maximalt moment enligt andra ordningens teori

I enlighet med 9.2.1.3 bestäms momentkapaciteten genom:

$$M_{Rxd} = \omega_b \times \eta_x \times W_x \times f_{yd}$$

$$\kappa_{cr} = 0,6 + 0,3(-146,86/157,00) + 0,1(-146,86/157,00)^2 = 0,4069$$

$$\kappa_m = 0,8 + (-146,86/157,00) = -0,1354 \Rightarrow 0,8$$

$$M_{1cr} = \frac{\pi}{\kappa_{cr} l_1} \sqrt{B_y \left(C + \frac{\pi^2 C_w}{l_1^2} \right)}$$

$$B_y = 7701,8823kNm^2$$

$$C = 42004,8462 Nm^2$$

$$C_w = 108360 Nm^4$$

$$l_1 = 4m$$

$$\Rightarrow M_{1cr} = 1767,29 kNm$$

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{920 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^6}{0,8 \times 1767,29 \times 10^3}} = 0,4230$$

$$\omega_b = \frac{1,02}{\sqrt{1 + 0,4230^4}} = 1,0041 \text{ dock högst } 1,0$$

$$M_{Rxd} = 1,0 \times 920 \times 10^{-6} \times \frac{275 \times 10^6}{1,0 \times 1,2} = 210,83 kNm$$

$$\alpha_c = 1,65 \text{ enligt kapitel 9.2.1.3}$$

$$\beta_c = 1,56 \text{ enligt kapitel 9.2.3.2}$$

$$N_{Rycd} = 1731,17 kN \text{ enligt kapitel 9.2.3.2}$$

Interaktionssambandet för böjvridknäckning ger slutligen:

$$\left(\frac{176,63}{1731,17}\right)^{1,65} + \left(\frac{157,51}{210,83}\right)^{1,56} + 0 = 0,66 \leq 1,00$$

Utnyttjandegraden för pelare C.4 med avseende på böjvridknäckning blev alltså 66%.

9.3 Bilaga 3 - Indata Staad.Pro

STAAD SPACE

*

*Projektinformation

START JOB INFORMATION

ENGINEER DATE 17-Jan-07

JOB NAME Svajram

ENGINEER NAME MO

END JOB INFORMATION

INPUT WIDTH 79

*

*Nodpunkternas koordinater

UNIT METER KN

JOINT COORDINATES

1 0 0 0; 2 0 4 0; 3 6 0 0; 4 6 4 0; 5 0 8 0; 6 6 8 0;

*

*Topologi

MEMBER INCIDENCES

1 1 2; 2 3 4; 3 2 5; 4 4 6; 5 5 6; 6 2 4;

*

*Materialparametrar

DEFINE MATERIAL START

ISOTROPIC MYSTEEL

E 2.1e+008

POISSON 0.3

DENSITY 78

ALPHA 1.2e-005

DAMP 0.03

END DEFINE MATERIAL

*

*Val av profiler

MEMBER PROPERTY EUROPEAN

1 TO 4 TABLE ST HEA260_UD

5 TABLE ST HEA280_UD

6 TABLE ST HEA400_UD

CONSTANTS

MATERIAL MYSTEEL ALL

*

*Upplagsvillkor

SUPPORTS

1 3 FIXED

2 4 TO 6 ENFORCED BUT FX FY MX MY MZ

*

*Lastfall

LOAD 1 LOADTYPE None TITLE Q1

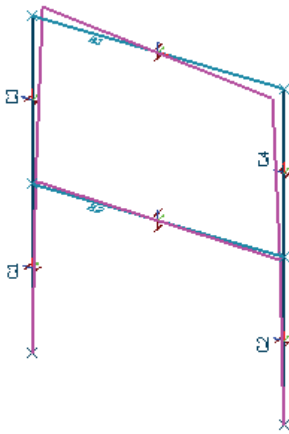
MEMBER LOAD

5 UNI GY -57.7

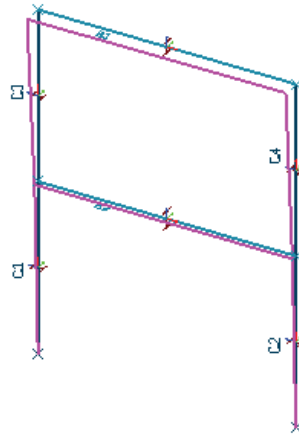
LOAD 2 LOADTYPE None TITLE Q2

MEMBER LOAD
6 UNI GY -135
LOAD 3 LOADTYPE None TITLE DEV1
JOINT LOAD
5 FX 0.6
LOAD 4 LOADTYPE None TITLE DEV2
JOINT LOAD
2 FX 2.5
LOAD 5 LOADTYPE None TITLE H1
JOINT LOAD
5 FX 9.7
LOAD 6 LOADTYPE None TITLE H2
JOINT LOAD
2 FX 19.4
*
*Lastkombination
LOAD COMB 500 UL
1 1.0 2 1.0 3 1.0 4 1.0 5 1.0 6 1.0
*
*Genomför linjär elastisk analys
PERFORM ANALYSIS
*
*Indata dimensionering
LOAD LIST 500
PARAMETER 1
CODE BSK99
BEAM 1 ALL
BY 1 MEMB 5 6
BZ 1 MEMB 5 6
BY 0.55 MEMB 1 2
BZ 1.1 MEMB 1 2
BY 0.63 MEMB 3 4
BZ 1.3 MEMB 3 4
FYLD 275000 ALL
MF 1.2 ALL
CB 0 ALL
TRACK 9 ALL
*
*Genomför dimensionering
CHECK CODE ALL
FINISH

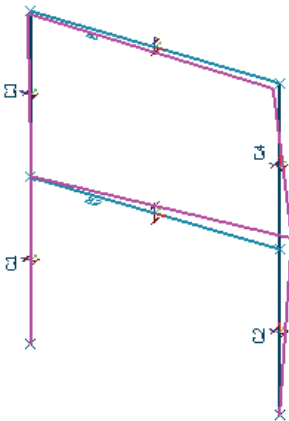
9.4 Bilaga 4 - Knäckmoder på grund av imperfektioner



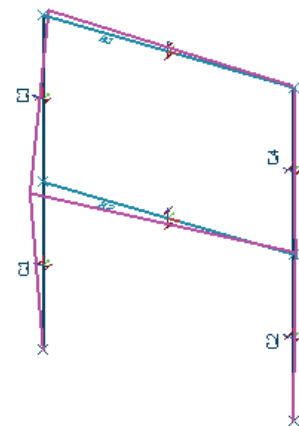
Figur 30. Knäckmod 1.



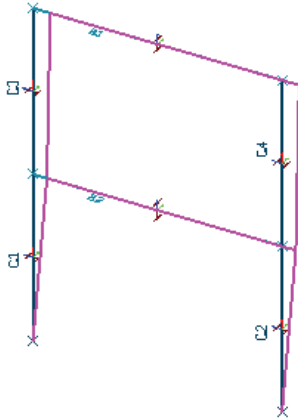
Figur 25. Knäckmod 2.



Figur 26. Knäckmod 3.



Figur 27. Knäckmod 4.



Figur 28. Knäckmod 5.

9.5 Bilaga 5 - 2:a ordningens snittkrafter beräknade i CALFEM

%Topologimatrix

```
Edof=[1 1 2 3 4 5 6;  
      2 7 8 9 10 11 12;  
      3 4 5 6 13 14 15;  
      4 10 11 12 16 17 18;  
      5 13 14 15 16 17 18;  
      6 4 5 6 10 11 12];
```

%Lastvektorer

```
eq5=[-57.7e+3];  
eq6=[-135e+3];
```

%Materialparametrar

```
E=210e+9;  
A1=8682e-6;  
A2=9726e-6;  
A3=15898e-6;  
I1=104549600e-12;  
I2=136733060e-12;  
I3=450694300e-12;
```

```
ep1=[E A1 I1];  
ep2=[E A2 I2];  
ep3=[E A3 I3];
```

%Elementens globala koordinater

```
ex1=[0 0];  
ey1=[0 4];  
ex2=[6 6];  
ey2=[0 4];  
ex3=[0 0];  
ey3=[4 8];  
ex4=[6 6];  
ey4=[4 8];  
ex5=[0 6];  
ey5=[8 8];  
ex6=[0 6];  
ey6=[4 4];
```

%Ingångsvärden för iteration

```
eps=0.0001;  
N=[0.01 0 0 0 0 0];  
N0=[1 1 1 1 1 1];  
n=0;
```

```

%Iterationsprocess
while(abs((N(1)-N0(1))/N0(1)) > eps)
    n=n+1;
    K=zeros(18);
    f=zeros(18,1);
    f(4)=21.9e+3;
    f(13)=10.3e+3;

    Ke1=beam2g(ex1,ey1,ep1,N(1));
    Ke2=beam2g(ex2,ey2,ep1,N(2));
    Ke3=beam2g(ex3,ey3,ep1,N(3));
    Ke4=beam2g(ex4,ey4,ep1,N(4));
    [Ke5,fe5]=beam2g(ex5,ey5,ep2,N(5),eq5);
    [Ke6,fe6]=beam2g(ex6,ey6,ep3,N(6),eq6);

    K=assem(Edof(1,:),K,Ke1);
    K=assem(Edof(2,:),K,Ke2);
    K=assem(Edof(3,:),K,Ke3);
    K=assem(Edof(4,:),K,Ke4);
    [K,f]=assem(Edof(5,:),K,Ke5,f,fe5);
    [K,f]=assem(Edof(6,:),K,Ke6,f,fe6);

    bc=[1 0;2 0;3 0;7 0;8 0;9 0];

    a=solveq(K,f,bc);

    Ed=extract(Edof,a);

    es1=beam2gs(ex1,ey1,ep1,Ed(1,:),N(1))
    es2=beam2gs(ex2,ey2,ep1,Ed(2,:),N(2))
    es3=beam2gs(ex3,ey3,ep1,Ed(3,:),N(3))
    es4=beam2gs(ex4,ey4,ep1,Ed(4,:),N(4))
    es5=beam2gs(ex5,ey5,ep2,Ed(5,:),N(5),eq5);
    es6=beam2gs(ex6,ey6,ep3,Ed(6,:),N(6),eq6);

    N0=N;
    N=[es1(1,1) es2(1,1) es3(1,1) es4(1,1) es5(1,1) es6(1,1)];

    if (n>20)
        disp('The solution doesnt converge')
        return
    end
end

Resultat:

es1 (pelare C.1) =

1.0e+005 *
-5.6065  0.2351  0.1758
-5.6065  0.2351  -0.7367

```

es2 (pelare C.2) =

1.0e+005 *
-5.9555 -0.5571 -0.8971
-5.9555 -0.5571 1.3614

es3 (pelare C.3) =

1.0e+005 *
-1.6948 0.6584 1.3701
-1.6948 0.6584 -1.2581

es4 (pelare C.4) =

1.0e+005 *
-1.7672 -0.7614 -1.5751
-1.7672 -0.7614 1.4754