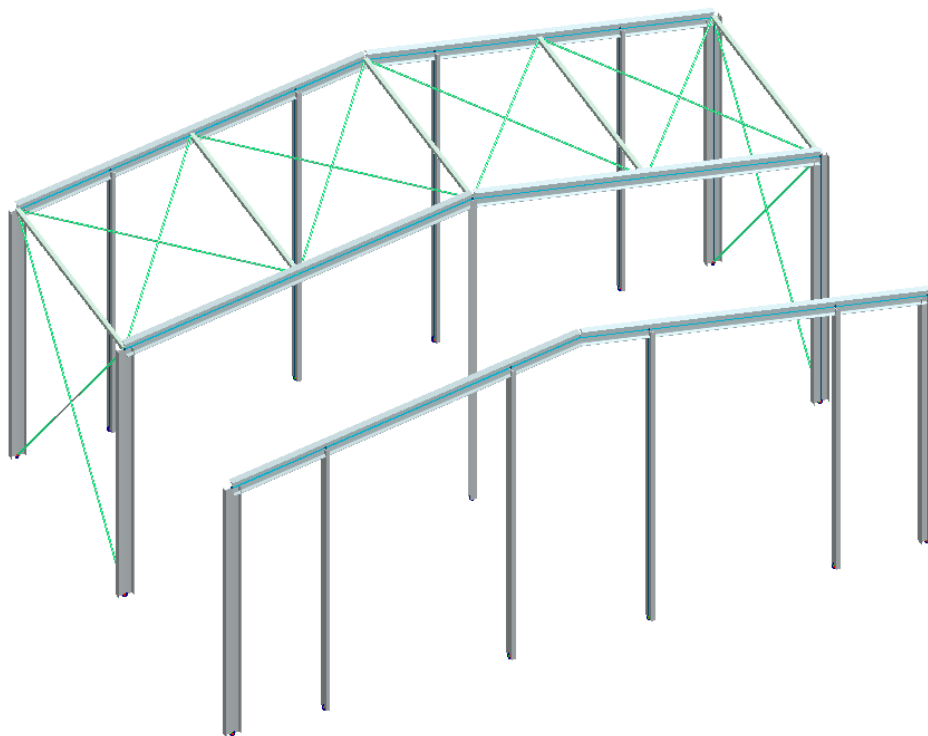


Afgangprojekt

Blue Water Shipping -Projektgrundlag



Mirna Bato
20-05-2018

Aalborg Universitet Esbjerg
Bygge- og anlægskonstruktion

Titel:

Blue Water Shipping

Projekt:

Diplomingeniøraftgangsprojekt

projektperiode:

20/02/18 til 20/05/18

Studerende:

Mirna Bato

Vejledere:

Poul Peter Gad, Brøns Ingeniørfirma ApS
Søren Heide Lambertsen, AAU Esbjerg

Sidetal-Projektgrundlag:

34

Sidetal-Statistiske beregninger:

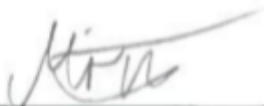
172

Antal tegninger:

15

[Synopsis]

Denne rapport kaldes projektgrundlag. Der startes ud med en beskrivelse af hvorledes den overordnede stålrammekonstruktion udformes mht. mål og udseende. Herefter vil de fastsatte normer, konsekvenser samt sikkerhed belyses. Ydermere opgøres lasterne på den bærende konstruktion, som ligger til grund for de statiske beregninger. Rapporten rundes af med en konklusion.



Mirna Bato

Forord

Dette projekt er et 7. semesters afgangsprøve på studieretningen Bygge- og anlægskonstruktion på Aalborg Universitet Esbjerg i perioden 20-02-2018 til 20-05-2018. Projektet omhandler projektering af en stålrammekonstruktion, kaldet Blue Water Shipping. Denne rapport henvender sig primært til andre medstuderende, undervisere samt andre med interesse. Projektet er udarbejdet af studerende Mirna Bato under vejledning af:

Poul Peter Gad, Brøns Ingeniørfirma ApS.

Læsevejledning

Denne rapport er den første af i alt tre dokumenter. Denne rapport kaldes projektgrundlag og indeholder de fastsatte normer, konsekvenser samt sikkerhed. Ydermere opgøres lasterne på den bærende konstruktion, som ligger til grund for den statiske dokumentation. Rapportens struktur fremgår af indholdsfortegnelsen.

Der henvises løbende til bilag- og tegningsmappen. Anvendte formler er angivet med et tal i parentes, således læseren ved hvilken formel der henvises til. Figurer og tegninger uden kildehenvisninger er udarbejdet af den studerende.

Kilder eller referering til normer er angivet med kantede parenteser i rapporten. De tre dokumenter er:

- Projektgrundlaget
- Statisk beregninger
- Tegningsmappe

Indholdsfortegnelse

1. Indledning.....	5
1.1 Problemformulering:.....	5
2. Stålrammekonstruktionen.....	6
3. Beregningsgrundlag	8
3.1 Normer og Standarder	8
3.2 Sikkerhed.....	9
3.2.1 Konsekvensklasse	9
3.2.2 Kontrolklasse:.....	9
3.2.3 Brudgrænsetilstand:	9
3.2.4 Anvendelsesgrænsetilstand:.....	10
3.2.5 Materialedata for stål:	10
3.2.6 Partielkoefficienter for stål:	10
3.2.8 IKT-værktøjer:.....	10
4. Bestemmelse af laster	11
4.1 Karakteristisk egenlast:	11
4.2 Karakteristisk nyttelast:	11
4.3 Karakteristisk snelast:.....	12
4.4 Karakteristisk vindlast:.....	13
5. Konklusion.....	29
6. Summary	30
Bilag A	31

1. Indledning

Der ønskes opført en stålramme konstruktion på Esbjerg havn, kaldet Blue Water Shipping. Blue Water er et international transport- og speditjonsfirma. Blue Water Shipping benyttes til kontrol af import og eksport af fragt lastbiler. Kunden som er Kim Jensen har angivet relevante mål for stålrammens udformning. Blue Water Shipping er placeret på Zodiakvej i Esbjerg.



Figur 1: Placering af Blue Water Shipping på Zodiakvej i Esbjerg.[kilde google maps]

1.1 Problemformulering

"Hvorledes udformes og eftervises en stålrammehal til transport og spedition, således at denne efterkommer kundens ønsker samtidig efterlever gældende regler samt Eurocodes?"

Herudover vil der under dimensionering af hvert element af stålkonstruktionen eftervises for:

- Brudgrænsetilstanden
- Anvendelsesgrænsetilstanden

2. Stålrammekonstruktionen

Blue Water Shipping's bærende konstruktion udformes som en stålrammekonstruktion. Der udføres tre stålrammehaller, hvoraf to af disse benyttes til check af transport samt spedition af fragt lastbiler. Den sidste benyttes til værksted. I dette projekt beregnes der udelukkende på en af de stålrammehaller hvori lastbiler bliver tjekket igennem. Stålrammerne placeres med en indbyrdes afstand på 5,00 m, og er en et-skibshal. Arealet af byggeriet er på 150 m². Der er udelukkende beklædning på langs af byggeriet. På tværs er der store åbninger, således at lastbiler kan passere.

I det følgende vil en beskrivelse af rammens udformning samt geometri fremgå.

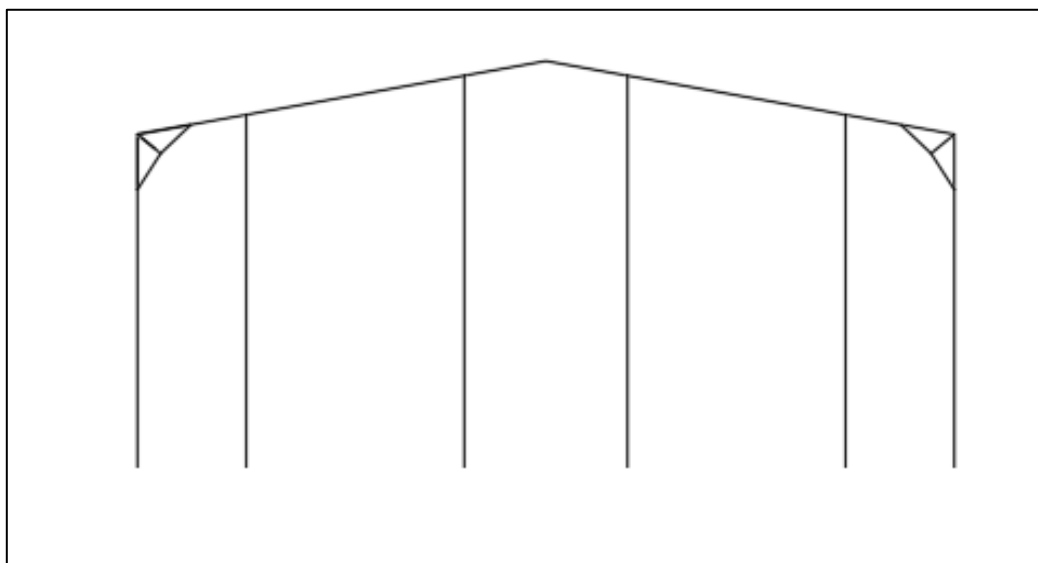
Tabel 1: Bygningsdata for stålrammekonstruktionen.

Bygningsdata	
Haltype	Symmetrisk saddeltag
Antal spær	Tre spær
Gavl søjler	Fire gavlsøjler i hver ende
Indre søjler	En indre søjle, placeret under kip
Vindgitter	Placering af vindgitter på facade samt tag

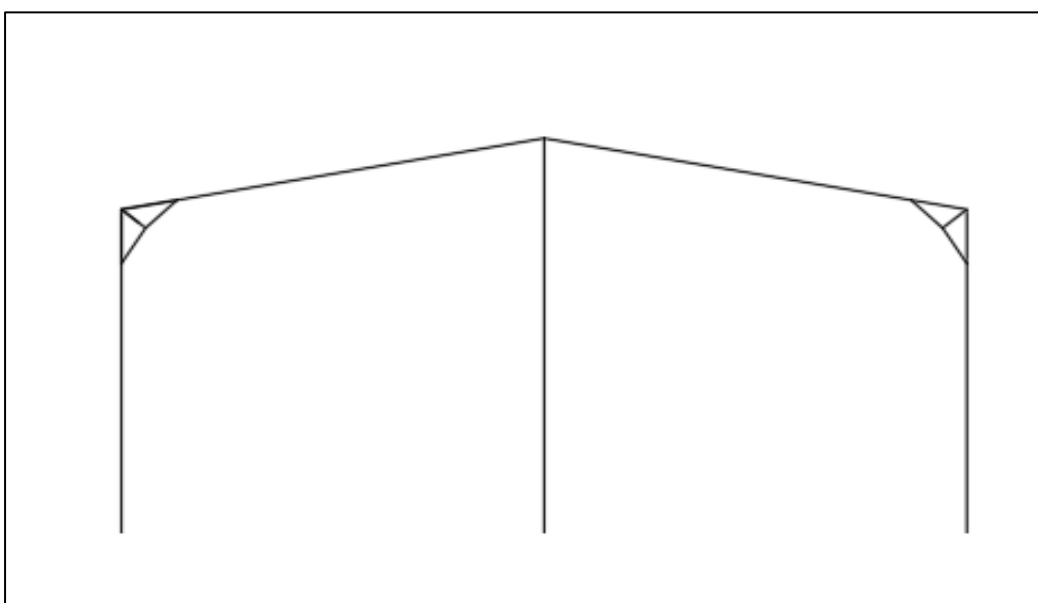
Tabel 2: Stålrammens hovedgeometri.

Stålrammens hovedgeometri	Mål [mm] eller grader
Spændvidde	15 000 mm
Ben højde	6000 mm
Taghældning	10°
Rammeafstand	5000 mm
Længde	10 000 mm

På figur 2 og 3 fremgår en illustration af udformningen af gavlrammerne med gavlsøjler samt kiler og den midterste ramme med den indvendige søjle, placeret under kippen. Der henvises yderligere til Tegn. B200, Tegn. B202 og Tegn. B203, i tegningsmappen, hvor dimensionerne på rammerne indgår, samt en 3D tegning af stålrammekonstruktionen.



Figur 2: Illustration af gavlramme med gavlsøjler



Figur 3: Illustration af midteramme med indvendig søjle.

3. Beregningsgrundlag

Beregningerne i projektgrundlaget samt for stålkonstruktioner er baseret på aktuelle Eurocodes, med tilhørende nationale annekser. Lastopgørelsen samt stålkonstruktionen udføres ud fra følgende normer. Der er ligeledes angivet hvorledes der refereres til normerne løbende i rapporterne.

3.1 Normer og Standarder

- Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner. 2. udgave 2013. *[DS/EN 0 S]*
DS/EN 1990 DK NA: 2013. *[DS/EN NA 0 S]*
- Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner. Del 1-1: Generelle laster - Densitet, egenlast og nyttelast for bygninger. 2. udgave 2017. *[DS/EN 1-1-1 S]*
DS/EN 1991-1-1 DK NA: 2013. *[DS/EN NA 1-1-1 S]*
- Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner. Del 1-3: Generelle laster – snelast. 1. udgave 2015. *[DS/EN 1-1-3 S]*
DS/EN 1991-1-3 DK NA: 2015. Version 2. *[DS/EN NA 1-1-3 S]*
- Eurocode 1: Last på bygværker. Del 1-4: Generelle laster – vindlast. 1. udgave 2010. *[DS/EN 1-1-4 S]*
DS/EN 1991-1-4 DK NA: 2015. *[DS/EN NA 1-1-4 S]*
- Eurocode 3: Stålkonstruktioner – DS/EN 1993-1-1 2. udgave 2007 *[DS/EN 3-1-1 S]*
- Eurocode 3: Stålkonstruktioner – DS/EN 1993-1-8 2. udgave 2007. *[DS/EN 3-1-8 S]*
- Chr. Jensen, Bjarne: Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993. 1 udgave: Nyt Teknisk Forlag, 2009 *[Stålkonstruktioner S]*
- Chr. Jensen, Bjarne: Teknisk Ståbi. 23 udgave: Nyt Teknisk Forlag, 2015. *[TS 23 S]*
- Ehlers Peter, Stålkonstruktioner *[Stålkompandie S]*

3.2 Sikkerhed

I følgende underafsnit fastsættes sikkerheden på konstruktionen. Dette indbefatter konsekvensklassen, kontrolklassen, anvendt materialedata for stål, partielkoefficienter osv.

3.2.1 Konsekvensklasse

Konstruktioner kan henføres til en af konsekvensklasserne lav, normal eller høj. Formålet med konsekvensklasser er at fastsætte risikoen for tab af menneskeliv samt de samfundsmæssige konsekvenser i tilfælde af given konstruktion svigter.

De tre konsekvensklasser beskrives i det følgende

Tabel 3: Beskrivelse af konsekvensklasser, med dertilhørende faktor.

Konsekvenskasse	Beskrivelse	K _{FI}
CC1	Lav konsekvensklasse, hvor der er lav risiko for tab af menneske liv og økonomiske, sociale eller miljømæssige konsekvenser	0,9
CC2	Middel konsekvensklasse, af ovenstående beskrivelse	1,0
CC3	Høj konsekvensklasse, af ovenstående beskrivelse	1,1

[TS 23 S. 124]

Stålrammekonstruktionen henføres til middel konsekvensklasse med en K_{FI}- faktor på 1,0.

3.2.2 Kontrolklasse

Der skelnes mellem tre kontrolklasser, lempet-, normal- og skærpet kontrolklasse. Kontrolklassen fastsættes alt efter kontrol på byggepladsen. Da der ikke er tilskrevet en specifik kontrolklasse fra kunden, vælges normal kontrolklasse. For normal kontrolkasse gælder følgende: $\gamma_3 = 1,0$.

3.2.3 Brudgrænsetilstand

I brudgrænsetilstanden undersøges det om konstruktionen har den nødvendige styrke imod brud. Eftervisningen af brudgrænsetilstanden vil foregå ved en tværsnits- samt elementanalyse for stålrammekonstruktionen.

3.2.4 Anvendelsesgrænsetilstand

I anvendelsesgrænsetilstanden undersøges en konstruktions opførsel under dagligt brug. Dette kunne være nedbøjninger eller udbøjninger.

For rammeben anvendes følgende anbefalede anvendelsesgrænse:

$$\frac{h}{150}$$

For gavlsøjler anvendes følgende anbefalede anvendelsesgrænse:

$$\frac{h}{300}$$

3.2.5 Materialedata for stål

I dette projekt anvendes stålstyrken S235.

Tabel 4: Flydespænding, trækstyrke samt elasticitetsmodul for stålstyrken S235.

Stål Styrkeklasse	Materialetykkelse t mm	Karakteristiske værdier		
		f_y MPa	f_u MPa	E MPa
S235	$t \leq 16$	235	360	$0,21 \cdot 10^6$
	$16 < t \leq 40$	225		
	$40 < t \leq 63$	215		

3.2.6 Partielkoefficienter for stål

For bjælketværsnit uden huller:

$$\gamma_{M0} = 1,10 \cdot \gamma_3$$

For søjler:

$$\gamma_{M1} = 1,20 \cdot \gamma_3$$

For samlinger:

$$\gamma_{M2} = 1,35 \cdot \gamma_3$$

3.2.8 IKT-værktøjer

I projektet anvendes følgende programmer:

- AutoCAD 2018
- Halber
- FEM-Design
- Microsoft Office pakke 2010

4. Bestemmelse af laster

I dette afsnit bestemmes lasterne for Blue Water Shipping. Dette indbefatter bestemmelse af relevante laster, som egenlasten, nyttelasten, snelasten og vindlasten.

4.1 Karakteristisk egenlast

Egenlaster benævnes også for permanente laster. Denne last optræder på konstruktionen som følge af egenvægten fra selve konstruktionen og konstruktions-elementer. Blue Water Shipping, består hovedsageligt af stål. Egenvægten sættes til 30 kg/m^2 , hvilket svarer til $0,3 \text{ kN/m}^2$.

Tabel 5: Egenlasten fra tag og facader.

Lasttype	Bygningsdel	Fladelast
Egenlast	Tag	$0,3 \text{ kN/m}^2$
Egenlast	Facade	$0,3 \text{ kN/m}^2$

4.2 Karakteristisk nyttelast

Nyttelaster på bygningskonstruktioner er laster, som hidrører fra brugen, eksempler på nyttelaster kan være:

- Fra personer
- Møbler
- Køretøjer osv.

Nyttelaster kan både optræde som flade- linje eller punktlaster. Nyttelast er en fri last, hvilket betyder at den have forskellige fordeling over konstruktionen, dvs. frit kan flyttes på konstruktionens flader. Nyttelaster inddeles i kategorier alt efter deres brug. Relevante nyttelaster i dette projekt er nyttelast på taget. Nyttelast på taget som en fladelast har en værdi på 0 kN/m^2 . Derfor vil denne ikke blive medtaget i kommende beregninger.

[DS/EN NA 1-1-1 S. 7]

Tabel 6: Nyttelastkategorier med dertilhørende last.

Nyttelast	Kategori	Fladelast $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Punktlast [kN]
Tag	Kat. H	0,0	1,5

4.3 Karakteristisk snelast

Snelast defineres som en variabel naturlast. Snelasten beregnes vha. følgende formel:

[DS/EN 1-1-3 S. 18]

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (1)$$

Hvor:

μ_i	Formfaktor for snelast, som afhænger af taghældningen.
C_e	Er eksponeringsfaktoren.
C_t	Er den termiske faktor.
s_k	Er den karakteristiske terrænværdi.

Ved en taghældning på 10°, sættes formfaktoren til følgende:

[DS/EN 1-1-3 S. 21]

Tabel 7: Valg af værdi ud fra taghældning.

Taghældning α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$
μ_1	0,8

$$\mu_i = 0,8$$

Eksponeringsfaktoren er afhængig af omgivelsernes topografi, og konstruktionens størrelse. På den sikre side sættes den til følgende:

[DS/EN 1-1-3 S. 19]

$$C_e = 1,0$$

Den termiske faktor er en reduktion af snelasten, som følge af varmetransmission igennem tagkonstruktionen. Den termiske faktor sættes til:

[DS/EN 1-1-3 S. 20]

$$C_t = 1,0$$

Den karakteristiske terrænværdi af snelasten sættes i Danmark til følgende:

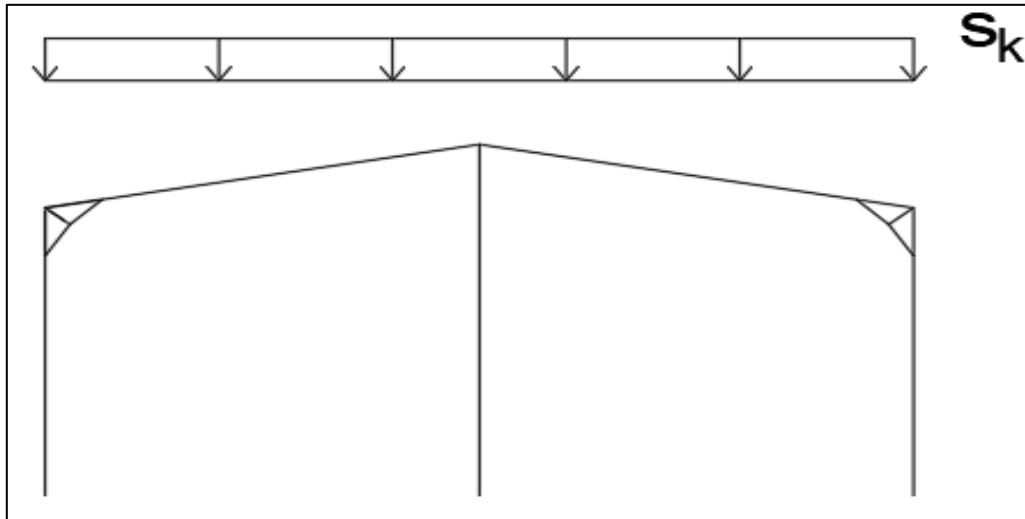
[DS/EN NA 1-1-3 S. 5]

$$s_k = 1 \text{ kN/m}^2$$

Snelasten beregnes ved hjælp af formel 1 til følgende:

$$s = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad s = 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snelasten virker som en lodret jævnt fordelt fladelast. I nedenstående figur 4 er der illustreret, hvorledes snelasten virker på saddeltaget.



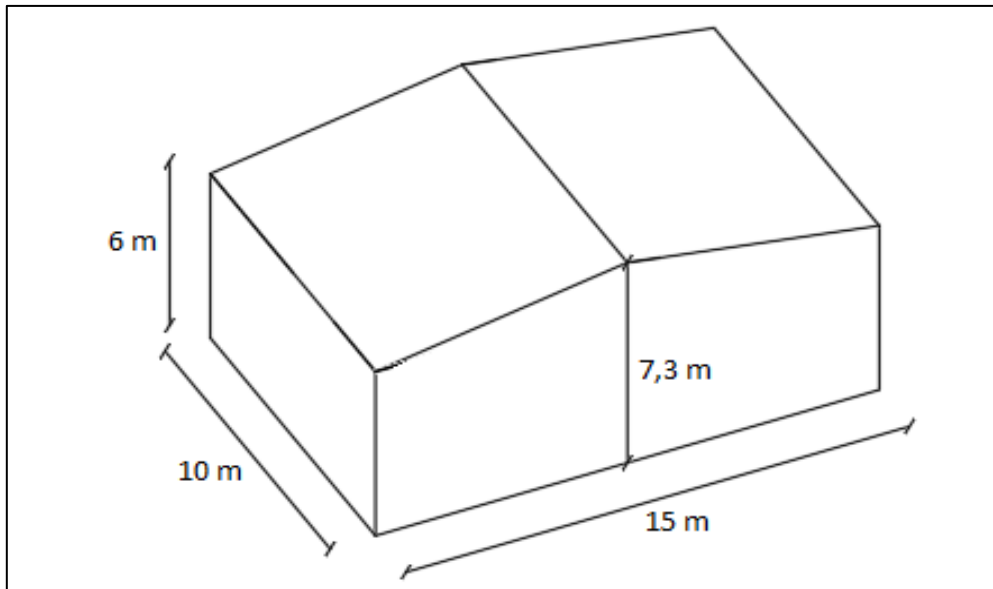
Figur 4: Principtegning af snelast på saddeltag.

4.4 Karakteristisk vindlast:

Vindlast er en variabel, bunden fladelast. Vindlasten på en konstruktions udvendige- og indvendige sider afhænger af:

- Vindens hastighed og retning.
- Det omgivende terræn.
- Konstruktionens højde og form.

I nedenstående figur er illustreret stålramme konstruktionens form med angivne relevante mål.



Figur 5: Stålrammekonstruktionen med relevante mål.

Der bestemmes vindtryk for både vind på tværs og vind på langs. Det udvendige vindtryk findes ved følgende formel:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (2)$$

Hvor:

- $q_p(z_e)$ Er peakhastighedstrykket.
 z_e Er den udvendige referencehøjde.
 c_{pe} Er formfaktor for udvendige vindtryk.

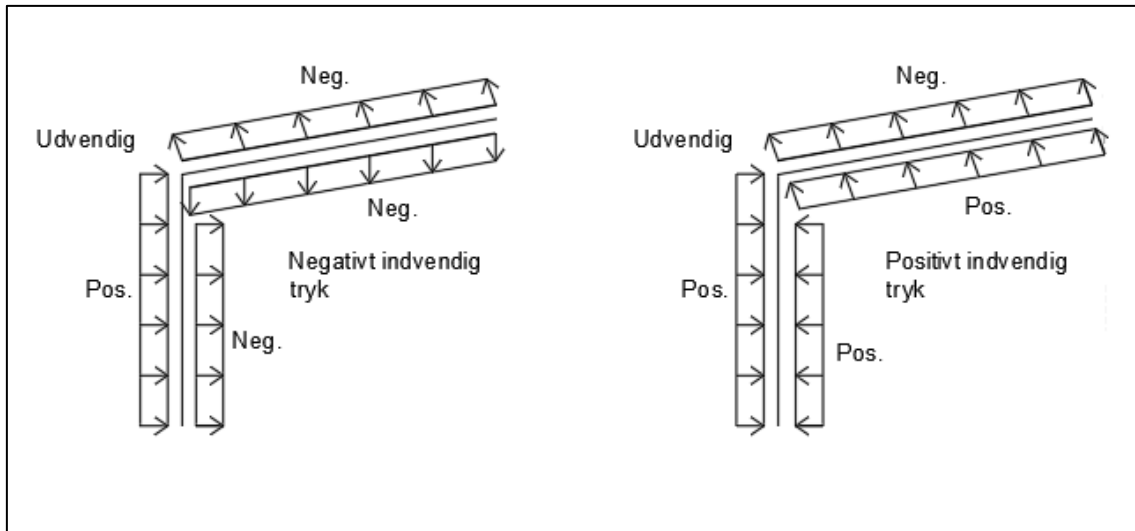
Det indvendige vindtryk findes ud fra følgende formel:
 [DS/EN 1-1-4 S. 25]

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (2.1)$$

Hvor:

- $q_p(z_i)$ Er peakhastighedstrykket.
 z_i Er referencehøjden for det indvendige tryk.
 c_{pi} Er formfaktor for det indvendige vindtryk.

Tryk på stålrammekonstruktionen findes ved forskellen mellem det udvendige og det indvendige vindtryk med hensynstagen til deres fortegn. Tryk er retning mod overfladen og denne regnes positivt mens sug som er retning fra overfladen regnes negativ. I nedenstående figur er en principskitse af vindlastens virken på konstruktionens overflader.



Figur 6: Principskitse af vindlastens virkning i forhold til fortegnsberegning.

Som forudsætning for bestemmelse af vindtryk og træk på konstruktionen, bestemmes peakhastighedsstrykket som konstruktionen dimensioneres efter. Peakhastighedsstrykket er den kraft som vinden forventes at virke med angivet i kN/m². For at bestemme værdien af peakhastighedsstrykket, beregnes basisvindhastigheden, middelvindhastigheden og turbulensintensiteten.

4.4.1 Basisvindhastighed

Basisvindhastigheden bestemmes ved følgende formel:

[DS/EN 1-1-4 S. 18]

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (2.2)$$

Hvor:

v_b	Defineres som en funktion af vindretning og årstid i 10 m højde over terræn af kategori II.
c_{dir}	Er en retningsfaktor.
c_{season}	Er en årstidsfaktor.
$v_{b,0}$	Er grundværdien for basisvindhastigheden.

Den anbefalede værdi for årstidsfaktoren er følgende:

[DS/EN 1-1-4 S. 18]

$$c_{season} = 1,0$$

I forhold til retningsfaktoren opereres der udelukkende med vind fra vest, da denne vindretning virker til størst ugunst på konstruktionen. Retningsfaktoren sættes til følgende:

[DS/EN NA 1-1-4 S. 5]

$$c_{dir} = 1,0$$

Grundværdien for basisvindhastigheden sættes til 27 m/s da Blue Water Shipping er placeret indenfor 25 km randzonen fra Vesterhavet. Mere præcist befinder Blue Water Shipping sig på Zodiakvej, som er ved Vesterhavet.

Basisvindhastigheden bestemmes ud fra formel 2.2 til følgende:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 27 \frac{m}{s} = 27 \frac{m}{s} \quad v_b = 27 \frac{m}{s}$$

4.4.2 Middelvindhastighed

Middelvindhastigheden bruges til at bestemme vindpåvirkningen på en bygning i en bestemt højde z . Denne afhænger af terrænets ruhed. Middelvindhastighed findes ud fra følgende formel:

[DS/EN 1-1-4 S. 19]

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (2.3)$$

Hvor:

$c_r(z)$ er ruhedsfaktor
 c_0 er orografofaktoren

Orografofaktoren $c_0(z)$ sættes til følgende:

[DS/EN 1-1-4 S. 19]

$$c_0(z) = 1$$

Ruhedsfaktoren tager højde for middelvindhastighedens variation på bygningen som følge af:

- Højden over terræn
- Ruhed af terrænet til luv for konstruktionen i den betragtede vindretning

Orografofaktoren $c_0(z)$ sættes til 1,0 da der er tale om et flat område.

Ruhedsfaktoren $c_r(z)$ bestemmes ved følgende formel:

[DS/EN 1-1-4 S. 19]

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for } z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (2.4)$$

Hvor:

z_0 er ruhedslængden for terrænkategorien
 k_r er terrænfaktoren afhængigt af ruhedslængden z_0

Terrænfaktoren k_r bestemmes af følgende udtryk:
 [DS/EN 1-1-4 S. 20]

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} \quad (2.5)$$

Hvor:

$z_{0,II}$ sættes til 0,05 m for terrænkategori II
 z_{min} er minimumshøjden defineret ud fra terrænkategorien
 z_{max} skal regnes til 200 m

Terrænfaktoren bestemmes ud fra formel 2.5 til følgende:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01 \text{ m}}{0,05 \text{ m}}\right)^{0,07} \quad k_r = \mathbf{0,17}$$

Med kendskab til terrænfaktoren er det muligt at bestemme ruhedsfaktoren ud fra ligning 2.4. Eftersom bygningens højde er på 7,3 m findes ruhedsfaktoren til følgende:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,17 \cdot \ln\left(\frac{7,3 \text{ m}}{0,01 \text{ m}}\right) \quad c_r(z) = \mathbf{1,12}$$

Da ruhedsfaktoren er beregnet, er det muligt at bestemme middelvindhastigheden ud fra formel 2.3:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 1,12 \cdot 1,0 \cdot 27 \frac{\text{m}}{\text{s}} = \mathbf{30,24 \frac{\text{m}}{\text{s}}} \quad v_m(z) = \mathbf{30,24 \frac{\text{m}}{\text{s}}}$$

4.4.3 Vindens turbulens

Turbulensintensiteten $I_v(z)$ i højden z bestemmes ved følgende formel:
 [DS/EN 1-1-4 S. 22]

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.6)$$

Hvor:

k_I er turbulensfaktoren der har en anbefalet værdi på 1,0 ifølge det nationale annekse.

Turbulensintensiteten findes ved formel 2.6 til følgende:

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{7,3 \text{ m}}{0,01 \text{ m}}\right)} \quad I_v(z) = \mathbf{0,15}$$

4.4.4 Peakhastighedstrykket

Med kendskab til værdien for basisvindhastigheden, middelvindshastigheden og turbulensintensiteten, kan peakhastighedstrykket findes ved følgende formel:

[DS/EN 1-1-4 S. 22]

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (2.7)$$

Hvor:

ρ er luftens densitet, der sættes til $1,25 \text{ kg/m}^3$

Peakhastighedstrykket beregnes til følgende:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = [1 + 7 \cdot 0,15] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot \left(30,24 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2$$

$$q_p(z) = 1,18 \text{ kN/m}^2$$

4.4.5 Formfaktor for vind på tværs

I dette underafsnit vil formfaktorerne for vinden virkende på tværs på facader samt saddeltag, blive beregnet.

Vind på facader:

Vindtrykket fordeler sig forskelligt på ydervæggene. Vindtrykket fordeles i såkaldte zoner. Til beregning af vindzonernes geometriske udstrækning på facaderne samt på gavlen, anvendes højde-bredde forholdet og e .

e sættes til at være den mindste værdi af b eller $2h$.

$$e = \min\left\{\frac{2 \cdot h}{b}\right\} = \min\left\{\frac{2 \cdot 7,3}{10}\right\} = \min\left\{\frac{14,6}{10}\right\} \quad e = 10 \text{ m}$$

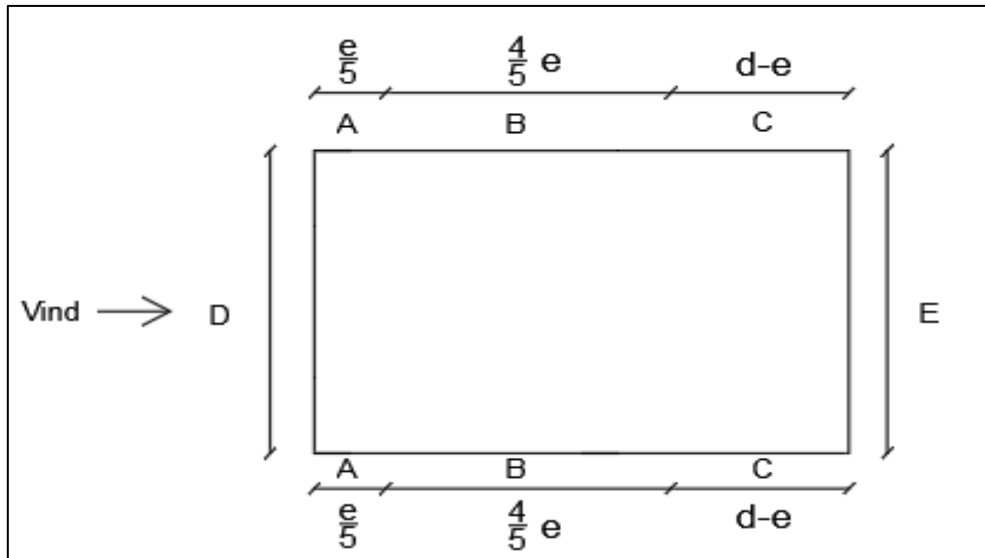
Længderne på zonerne kan findes ud fra følgende:

$$A = \frac{e}{5} = \frac{10 \text{ m}}{5} \quad A = 2 \text{ m}$$

$$B = \frac{4}{5} \cdot e = \frac{4}{5} \cdot 10 \text{ m} \quad B = 8 \text{ m}$$

$$C = d - e = 15 \text{ m} - 10 \text{ m} \quad C = 5 \text{ m}$$

På nedenstående figur 7 er opdelingen af zoner for ydervægge med vinden virkende mod tværs illustreret.



Figur 7: Skitse af zonerne for vind på tværs på facaderne.

Herefter findes formfaktorerne. Der startes ud med at finde forholdet mellem højden og længden på stålrammekonstruktionen. Dette gøres således:

$$\frac{h}{d} = \frac{7,3 \text{ m}}{15 \text{ m}}$$

$$\frac{h}{d} = 0,49$$

For $1 > \frac{h}{d} > 0,25$ interpoleres der lineært for at finde formfaktorerne for zone D og E.

Tabel 8: Bestemmelse af formfaktorer for vind på tværs på facader.

Zone	A	B	C	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
1	-1,20	-0,80	-0,50	+0,80	-0,5
0,49	-1,20	-0,80	-0,50	+0,73	-0,36
$\leq 0,25$	-1,20	-0,80	-0,50	+0,70	-0,30

Vind på saddeltag:

Inddeling af zoner for udvendigt vindtryk på tværs af saddeltaget, er illustreret på figur 8. Der startes ud med at finde zonernes geometriske udstrækning. Der startes med at finde dimensionen på e. Denne findes således:

e sættes til at være den mindste værdi af b eller 2h.

$$e = \min\left\{\frac{2 \cdot h}{b}\right\} = \min\left\{\frac{2 \cdot 7,3}{10}\right\} = \min\left\{\frac{14,6}{10}\right\}$$

$$e = 10$$

Længderne på zonerne kan findes ud fra følgende:

$$F_{længde} = \frac{e}{4} = \frac{10\text{ m}}{4}$$

$$F_{længde} = 2,5\text{ m}$$

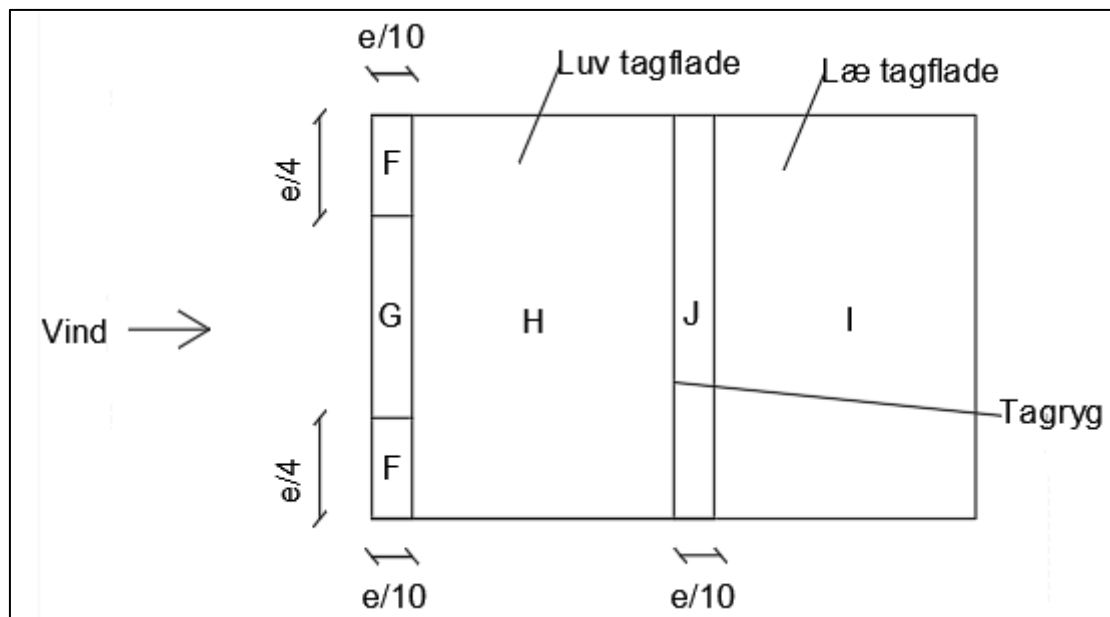
$$F_{bredde} = \frac{e}{10} = \frac{10\text{ m}}{10}$$

$$F_{bredde} = 1\text{ m}$$

$$J_{bredde} = \frac{e}{10} = \frac{10\text{ m}}{10}$$

$$J_{bredde} = 1\text{ m}$$

I figur 8, er illustreret zonernes placering på saddeltaget for vinden virkende på tværs.



Figur 8: Skitse for inddeling af zonerne for vind på tværs på saddeltag.

Det antages at vind virkende mod tagfladen betragtes som tryk og på læsiden som sug. Formfaktorerne for vind på tværs på saddeltag, er følgende:

Tabel 9: Bestemmelse af formfaktorer for vind på tværs på saddeltag.

Zone	F	G	H	I	J
Taghældning	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
5°	+0,0	+0,0	+0,0	-0,6	-0,6
10°	+0,1	+0,1	+0,1	-0,5	-0,8
15°	+0,2	+0,2	+0,2	-0,4	-1,0

4.4.6 Indvendige vindtryk

Indvendigt vindtryk betegner vindlasten på bygningens indvendige flader. Denne vindlast, kan både forekomme som indvendig overtryk eller indvendig undertryk.

Udvendig og indvendig vindtryk virker samtidigt. Vindtrykket, findes ved forskellen mellem trykkene på overfladerne med hensynstagen til deres fortegn.

Der tages højde for et større indvendigt tryk, ved åbninger af en hvis størrelse. Såfremt at åbningerne i én flade er mindst dobbelt så stor som åbningerne i resterende flader, skal der regnes med et større indvendigt tryk.

Formfaktor for det indvendige tryk C_{pi} afhænger af størrelsen og fordelingen af åbninger i bygningens ydervægge. Når arealet af åbninger i den dominerende flade er mindst 3 gange arealet af åbninger i de øvrige flader, gælder følgende:

$$c_{pi} = 0,90 \cdot c_{pe}$$

[DS/EN 1-1-4 s. 52]

Hvor c_{pe} er værdien af formfaktorer for det udvendige vindtryk på åbningerne i den dominerende flade. Formfaktoren betragtes konservativt og sættes erfaringsmæssigt til følgende:

Indvendigt overtryk: $c_{pi} = 0,90 \cdot (-0,8) = -0,72$

Indvendigt undertryk: $c_{pi} = 0,90 \cdot (0,5) = +0,45$

4.4.7 Beregning af vindlasten for vind på tværs

De karakteristiske vindtryk i zonerne for vind på tværs, findes. Beregningen findes i Bilag A til følgende:

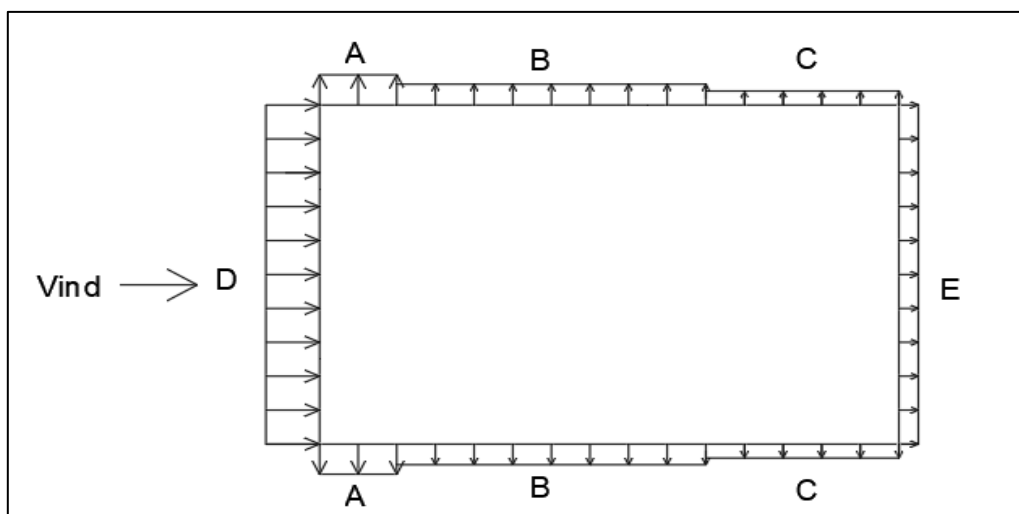
Tabel 10: Beregning af vindlasten for vind på tværs på facader med et indvendigt undertryk.

Facadeområde	C_{pe}	C_{pi}	w_k
A	-1,2	+0,45	-0,89
B	-0,8	+0,45	-0,41
C	-0,5	+0,45	-0,06
D_{facade}	0,73	+0,45	1,39
E_{facade}	-0,36	+0,45	-0,12

Tabel 11: Beregning af vindlasten på tværs på facader med et indvendigt overtryk.

Facadeområde	C_{pe}	C_{pi}	w_k
A	-1,2	-0,72	-2,27
B	-0,8	-0,72	-1,79
C	-0,5	-0,72	-1,44
D_{facade}	0,73	-0,72	0,01
E_{facade}	-0,36	-0,72	-1,27

I nedenstående figur 9 er illustreret de karakteristiske vindtryk, for vindkraftpåvirkning på tværs af bygningen.



Figur 9: Principskitse af vindlastens påvirkning på facader.

I nedenstående tabel bestemmes vindlasten virkende fra tværs på saddeltaget.

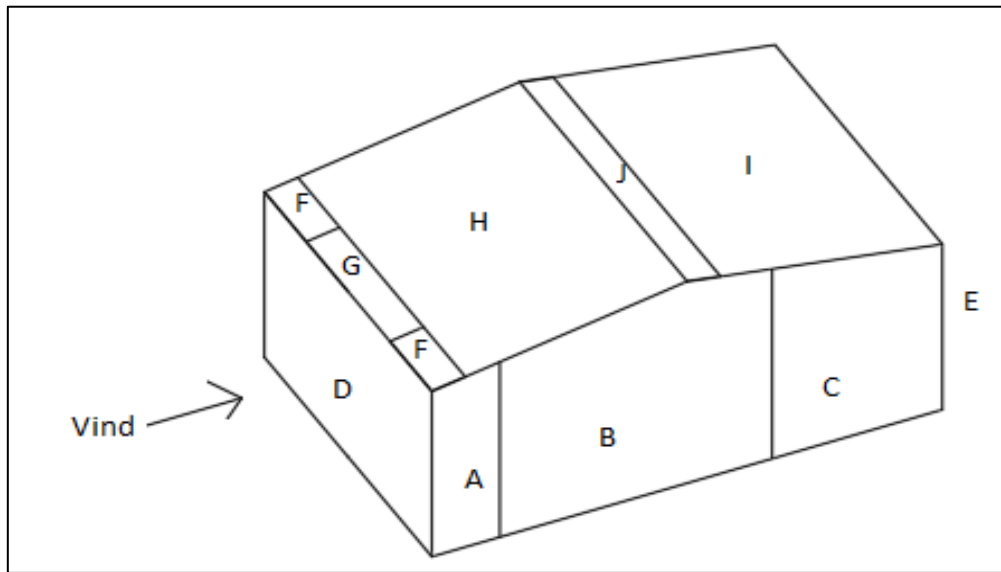
Tabel 12: Beregning af vindlast på tværs på saddeltag med indvendigt undertryk.

Tagområder	C_{pe}	C_{pi}	w_k
F_{tryk}	0,1	+0,45	0,65
G_{tryk}	0,1	+0,45	0,65
H_{tryk}	0,1	+0,45	0,65
I_{sug}	-0,5	+0,45	-0,06
J_{sug}	-0,8	+0,45	-0,41

Tabel 13: Beregning af vindlast på tværs på saddeltag med indvendigt overtryk.

Tagområder	C_{pe}	C_{pi}	w_k
F_{Sug}	0,1	-0,72	-0,73
G_{Sug}	0,1	-0,72	-0,73
H_{Sug}	0,1	-0,72	-0,73
I_{sug}	-0,5	-0,72	-1,44
J_{sug}	-0,8	-0,72	-1,79

I nedenstående figur er illustreret hvorledes vindlasten virker på konstruktionen.



Figur 10: Skitse over zonerne for både facade samt saddeltag for vind på tværs.

4.4.8 Formfaktor for vind på langs

I Dette underafsnit vil vinden virkende på langs på henholdsvis facader samt saddeltag bestemmes.

Vind på gavl:

Ligeledes for vind på langs, inddeles facaderne i såkaldte zoner. Til beregning af vindzonernes geometriske udstrækning på facaderne samt på gavlen, anvendes højde-bredde forholdet og e.

e sættes til at være den mindste værdi af b eller 2h.

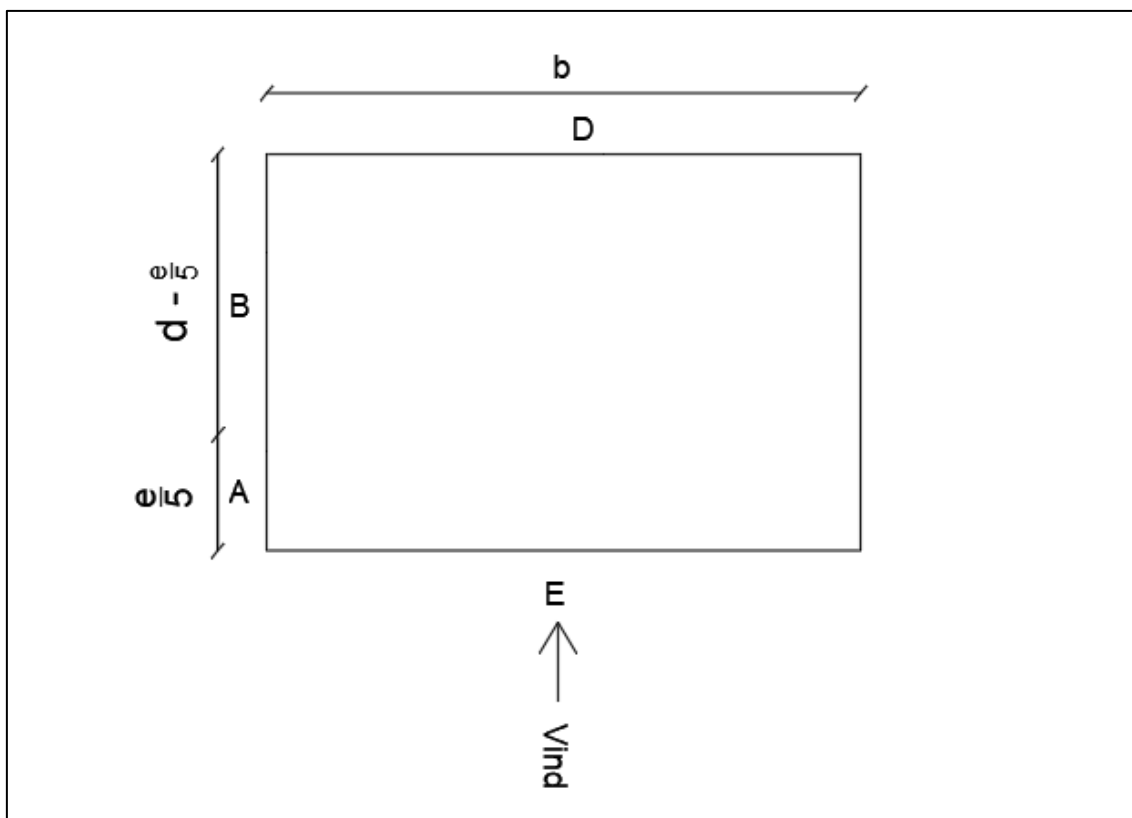
$$e = \min\left\{\frac{2 \cdot h}{15}\right\} = \min\left\{\frac{2 \cdot 7,3}{15}\right\} = \min\left\{\frac{14,6}{15}\right\} \quad e = 14,6 \text{ m}$$

Længderne på zonerne kan findes ud fra følgende:

$$A = \frac{e}{5} = \frac{14,6 \text{ m}}{5} \quad A = 2,92 \text{ m}$$

$$B = d - \frac{e}{5} = 10 \text{ m} - \frac{14,6 \text{ m}}{5} \quad B = 7,08 \text{ m}$$

På nedenstående figur 11 er opdelingen af zoner for ydervægge med vinden virkende mod tværs illustreret.



Figur 11: Skitse af zonerne for vind på langs på facaderne.

Herved vil formfaktorerne findes. Der startes ud med at finde højde/bredde forholdet:

$$\frac{h}{d} = \frac{7,3 \text{ m}}{10 \text{ m}}$$

$$\frac{h}{d} = 0,73$$

For $1 > \frac{h}{d} > 0,25$ interpoleres der lineært for at finde formfaktorerne for zone D og E.

Tabel 14: Bestemmelse af formfaktorer for vind på langs på facader.

Zone	A	B	D	E
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
1	-1,20	-0,80	+0,80	-0,5
0,73	-1,20	-0,80	+0,76	-0,43
$\leq 0,25$	-1,20	-0,80	+0,70	-0,30

Vind på saddeltag:

Inddeling af zoner for udvendigt vindtryk på tværs af saddeltaget, er illustreret på figur 12. Der startes ud med at finde zonernes geometriske udstrækning. Der startes med at finde dimensionen på e . Denne findes således:

$$e = \min\left\{\frac{2 \cdot h}{b}\right\} = \min\left\{\frac{2 \cdot 7,3}{15}\right\} = \min\left\{\frac{14,6}{15}\right\} \quad e = 14,6$$

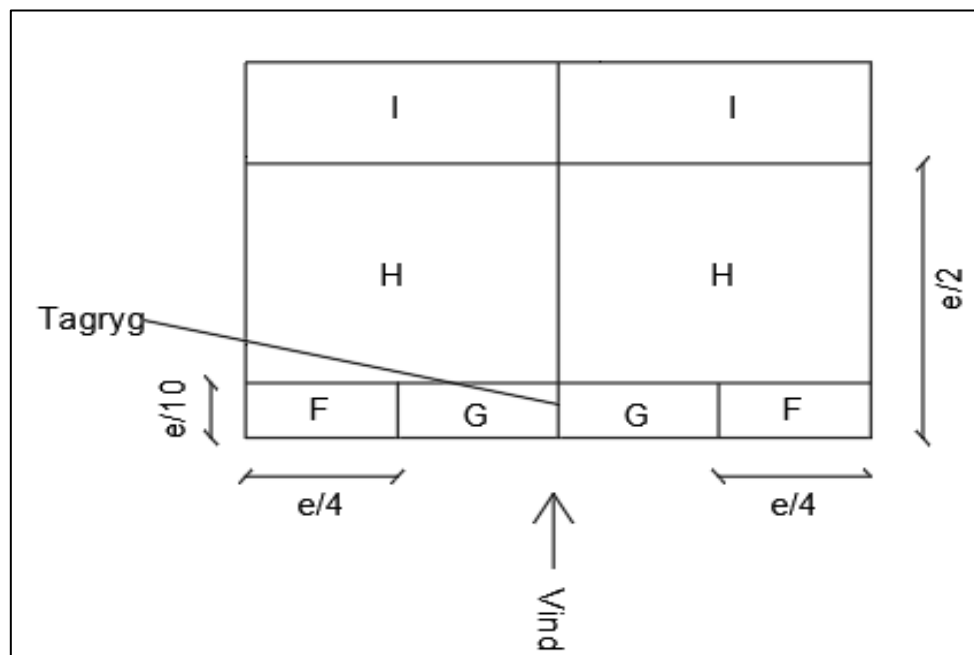
Længderne på zonerne kan findes ud fra følgende:

$$F_{længde} = \frac{e}{4} = \frac{14,6 \text{ m}}{4} \quad F_{længde} = 3,65 \text{ m}$$

$$F_{bredde} = \frac{e}{10} = \frac{14,6 \text{ m}}{10} \quad F_{bredde} = 1,46 \text{ m}$$

$$H_{bredde} = \frac{e}{2} = \frac{14,6 \text{ m}}{2} \quad H_{bredde} = 7,3 \text{ m}$$

I figur 12, er illustreret zonernes placering på saddeltaget for vinden virkende på tværs.



Figur 12: Skitse for inddeling af zonerne for vind på langs på saddeltag.

Formfaktorerne for vind på langs på saddeltag, fundet ved interpolation er følgende:

[DS/EN 1-1-4 S. 46]

Tabel 15: Bestemmelse af formfaktorer for vind på langs på saddeltag.

Zone	F	G	H	I
Taghældning	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,10}$
5°	-1,6	-1,3	-0,7	-0,6
10°	-1,45	-1,3	-0,65	-0,55
15°	-1,3	-1,3	-0,6	-0,5

4.4.9 Beregning af vindlasten for vind på langs

De karakteristiske vindtryk i zonerne for vind på langs, findes. Beregningen findes i Bilag A til følgende:

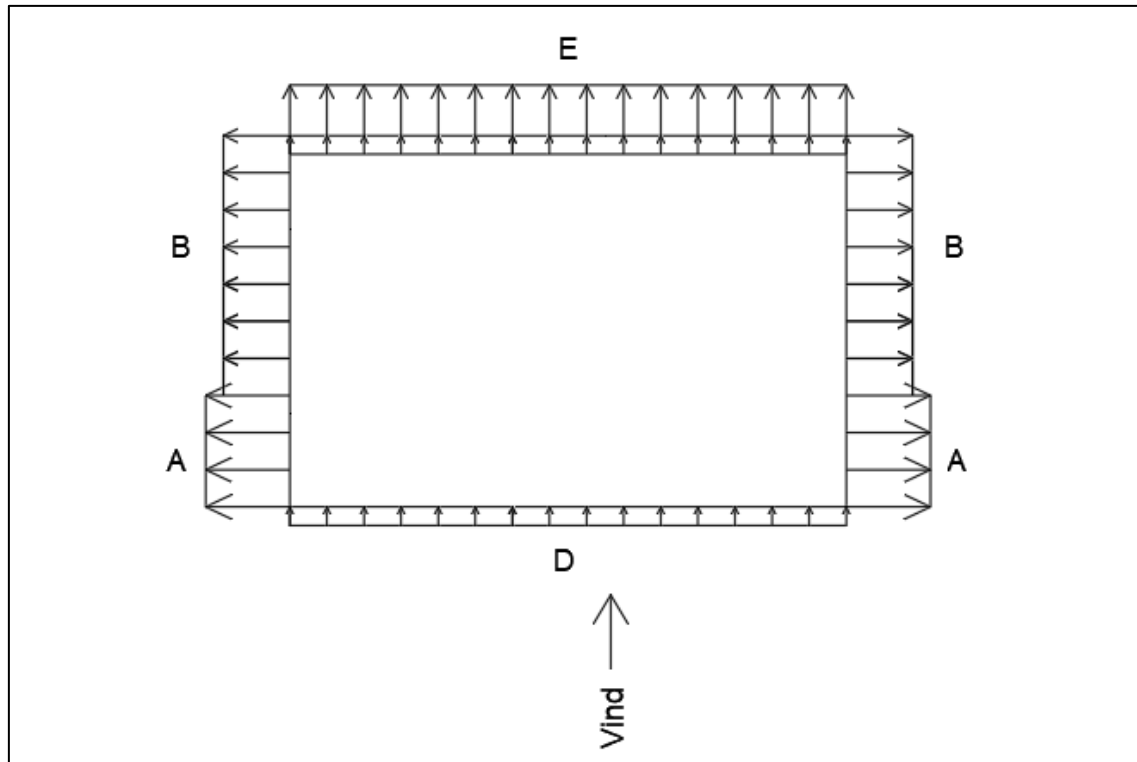
Tabel 16: Beregning af vindlast på langs på saddeltag med indvendigt undertryk.

Facadeområde	C_{pe}	C_{pi}	w_k
A	-1,2	+0,45	-0,89
B	-0,8	+0,45	-0,41
D_{gavl}	0,76	+0,45	1,39
E_{gavl}	-0,43	+0,45	0,11

Tabel 17: Beregning af vindlast på langs på saddeltag med indvendigt overtryk.

Facadeområde	C_{pe}	C_{pi}	w_k
A	-1,2	-0,72	-2,27
B	-0,8	-0,72	-1,79
D_{gavl}	0,76	-0,72	0,05
E_{gavl}	-0,43	-0,72	-1,36

I nedenstående figur 13 er illustreret de karakteristiske vindtryk, for vindkraftpåvirkning på tværs af bygningen på facader.



Figur 13: Principskitse af vindlastens påvirkning på facader.

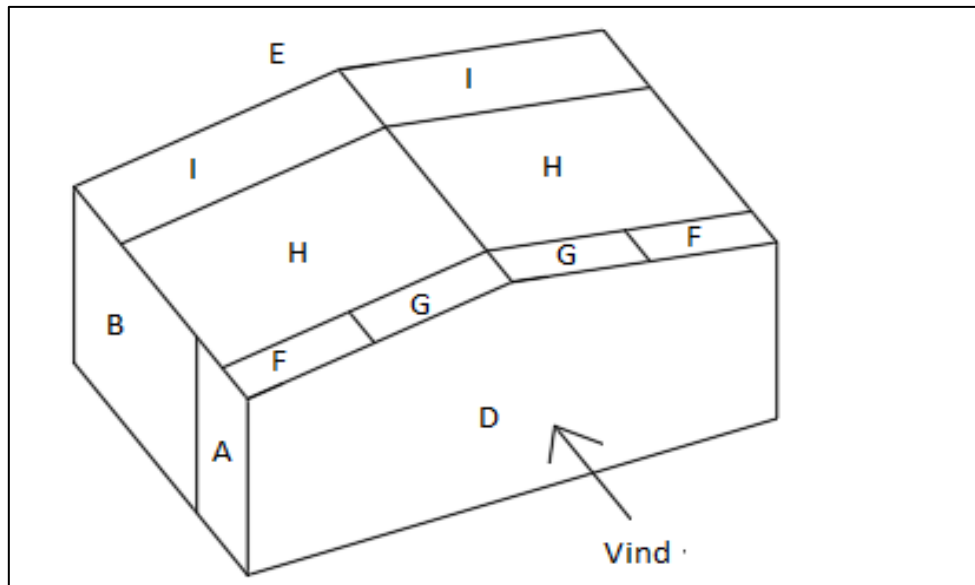
Tabel 18: Bestemmelse af vindlast for vind på langs på saddeltag med indvendigt undertryk.

Tagområder	C_{pe}	C_{pi}	w_k
F_{sug}	-1,45	+0,45	-1,18
G_{sug}	-1,3	+0,45	-1,00
H_{sug}	-0,65	+0,45	-0,24
I_{sug}	-0,55	+0,45	-0,12

Tabel 19: Bestemmelse af vindlast for vind på langs på saddeltag med indvendigt overtryk.

Tagområder	C_{pe}	C_{pi}	w_k
F_{sug}	-1,45	-0,72	-2,56
G_{sug}	-1,3	-0,72	-2,38
H_{sug}	-0,65	-0,72	-1,62
I_{sug}	-0,55	-0,72	-1,5

I nedenstående figur er illustreret hvorledes vindlasten på langs virker på konstruktionen.



Figur 14: Skitse over zonerne for både facade samt saddeltag for vind på langs.

5. Konklusion

I dette projekt er stålrammekonstruktionen Blue Water Shippings overordnede geometri fastsat. Byggegrunden er beliggende på Zodiakvej i Esbjerg Havn. Stålrammekonstruktionen ønskes udført med gavlsøjler på begge gavle samt en indvendig søjle i den midterste ramme. Herudover belyses de fastsatte krav samt normer fra bygherren og eurocodes.

Sikkerheden for stålrammekonstruktionen er fastsat. Med dette menes kontrolklasser samt konsekvensklasser.

Herefter er lasterne der påvirker bygværket fundet. Dette indbefatter egenlast, snelast samt vindlasten. Egenlasten af beklædningen på tag og facade er sat til $0,3 \text{ kN/m}^2$. Snelasten er fundet til $0,8 \text{ kN/m}^2$. Stålrammekonstruktionen har store åbninger, derfor skal der tages hensyn til disse under fastsættelsen af den indvendige vindtryk.

6. Summary

In this project the steel frame construction Blue Water Shipping overall geometry is determined. Blue Water Shipping is placed on Zodiakvej in Esbjerg Harbor. The steel frame construction is done with gable columns on both gables and a column in the middle frame. In addition, the stipulate requirements and norms from euro-codes are determined.

The reliability of the steel frame construction is stipulated. This is the control and consequences classes.

Hereafter are the actions affecting the steel frame construction found. This includes self-weight, snow load and wind load. The self-weight of the façade and roof is set to $0,3 \text{ kN/m}^2$. The snow load is determined to $0,8 \text{ kN/m}^2$. The steel frame construction has large openings; therefore these must be taken into account during the determination of the internal wind pressure.

Bilag A

Beregning af vindlasten for vind på tværs på facader med indvendigt undertryk +0,45:

$$A) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-1,2 + 0,45) = -0,89 \text{ kN/m}^2$$

$$B) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,8 + 0,45) = -0,41 \text{ kN/m}^2$$

$$C) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,5 + 0,45) = -0,06 \text{ kN/m}^2$$

$$D) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,73 + 0,45) = 1,39 \text{ kN/m}^2$$

$$E) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,36 + 0,45) = -0,12 \text{ kN/m}^2$$

Beregning af vindlasten for vind på tværs på facader med indvendigt overtryk -0,72.

$$A) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-1,2 + (-0,72)) = -2,27 \text{ kN/m}^2$$

$$B) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,8 + (-0,72)) = -1,79 \text{ kN/m}^2$$

$$C) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,5 + (-0,72)) = -1,44 \text{ kN/m}^2$$

$$D) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,73 + (-0,72)) = 0,01 \text{ kN/m}^2$$

$$E) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,36 + (-0,72)) = -1,27 \text{ kN/m}^2$$

Beregning af vindlasten for vind på tværs på tagflader for indvendigt undertryk +0,45:

$$F_{\text{Tryk}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,1 + 0,45) = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{Tryk}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,1 + 0,45) = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{\text{Tryk}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,1 + 0,45) = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,5 + 0,45) = -0,06 \text{ kN/m}^2$$

$$J_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,8 + 0,45) = -0,41 \text{ kN/m}^2$$

Beregning af vindlasten for vind på tværs på tagflader for indvendigt overtryk -0,72:

$$F_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,1 + (-0,72)) = -0,73 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,1 + (-0,72)) = -0,73 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,1 + (-0,72)) = -0,73 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,5 + (-0,72)) = -1,44 \text{ kN/m}^2$$

$$J_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,8 + (-0,72)) = -1,79 \text{ kN/m}^2$$

Beregning af vindlasten for vind på langs på facader for indvendigt overtryk -0,72:

$$A) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-1,2 + (-0,72)) = -2,27 \text{ kN/m}^2$$

$$B) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,8 + (-0,72)) = -1,79 \text{ kN/m}^2$$

$$D) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,73 + (-0,72)) = 0,05 \text{ kN/m}^2$$

$$E) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,36 + (-0,72)) = -1,36 \text{ kN/m}^2$$

Beregning af vindlasten for vind på langs på facader for indvendigt undertryk +0,45:

$$A) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-1,2 + 0,45) = -0,89 \text{ kN/m}^2$$

$$B) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,8 + 0,45) = -0,41 \text{ kN/m}^2$$

$$D) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (0,73 + 0,45) = 1,39 \text{ kN/m}^2$$

$$E) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,36 + 0,45) = 0,11 \text{ kN/m}^2$$

Beregning a vindlasten for vind på langs på tagflader for indvendig overtryk -0,72:

$$F_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-1,45 + (-0,72)) = -2,56 \text{ kN/m}^2$$

$$G_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-1,3 + (-0,72)) = -2,38 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,65 + (-0,72)) = -1,62 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,55 + (-0,72)) = -1,5 \text{ kN/m}^2$$

Beregning a vindlasten for vind på langs på tagflader for indvendig undertryk +0,45:

$$F_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-1,45 + 0,45) = -1,18 \text{ kN/m}^2$$

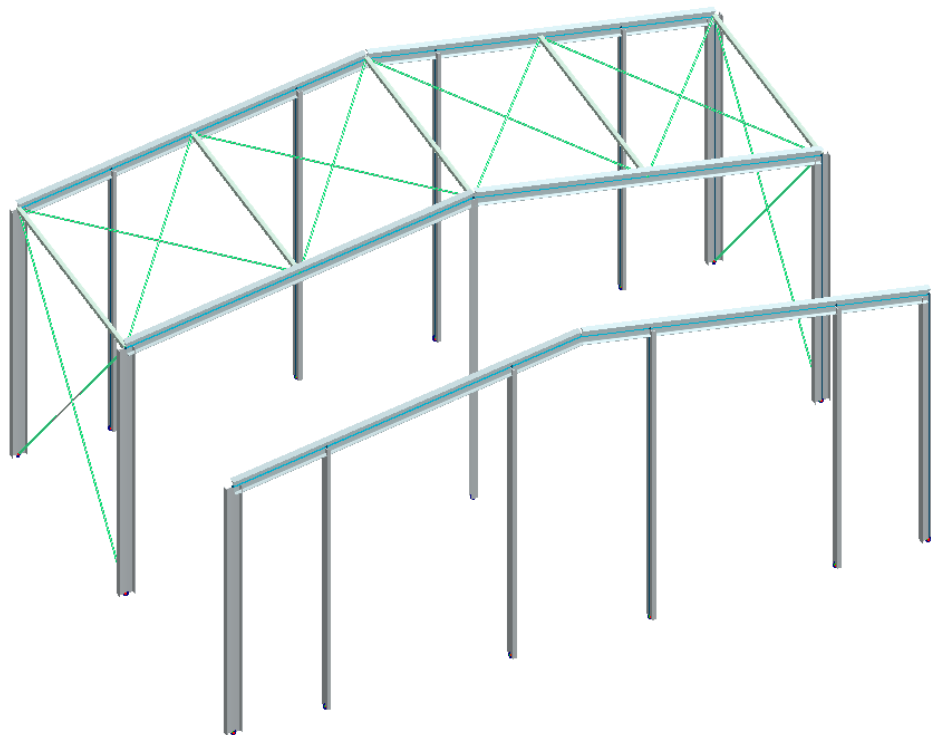
$$G_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-1,3 + 0,45) = -1,00 \text{ kN/m}^2$$

$$H_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,65 + 0,45) = -0,24 \text{ kN/m}^2$$

$$I_{\text{Sug}}) \quad w = 1,18 \frac{kN}{m^2} \cdot (-0,55 + 0,45) = -0,12 \text{ kN/m}^2$$

Afgangsprojekt

Blue Water Shipping – Statisk beregninger



Mirna Bato
20-05-2018

Aalborg Universitet Esbjerg
Bygge- og anlægskonstruktion



Titel:

Blue Water Shipping

Projekt:

Diplomingeniøraftgangsprojekt

projektperiode:

20/02/18 til 20/05/18

Studerende:

Mirna Bato

Vejledere:

Poul Peter Gad, Brøns Ingeniørfirma ApS
Søren Heide Lambertsen, AAU Esbjerg

[Synopsis]

I Dette projekt dimensioneres og projekteres stålrammekonstruktionen Blue Water Shipping på Zodiakvej. Dette projekt dimensionerer stålrammekonstruktionens bærende elementer, i forhold til brudgrænsetilstand samt anvendelsesgrænsetilstand, under forudsætning af overholdelse af krav og normer opstillet i Eurocodes. Der dimensioneres for rammen, gavlsøjler, vindgitter med dertilhørende samlinger. Rapporten rundes af med en konklusion.

Sidetal-Projektgrundlag:

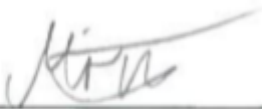
34

Sidetal-Statistiske beregninger:

172

Antal tegninger:

15



Mirna Bato

Forord

Dette projekt er et 7. semesters afgangsprøve på studieretningen Bygge- og anlægskonstruktion på Aalborg Universitet Esbjerg i perioden 20-02-2018 til 20-05-2018. Projektet omhandler projektering af en stålrammekonstruktion, kaldet Blue Water Shipping. Denne rapport henvender sig primært til andre medstuderende, undervisere samt andre med interesse. Projektet er udarbejdet af studerende Mirna Bato under vejledning af:

Poul Peter Gad, Brøns Ingeniørfirma ApS

Læsevejledning

Denne rapport er den anden af i alt tre dokumenter. Denne rapport kaldes statiske beregninger, og indeholder dimensionering af stålrammekonstruktionens bærende elementer, med dertilhørende samlinger. Rammens bærende elementer er dimensioneret således at disse opfylder fastsatte normer ud fra Eurocodes. Rapportens struktur fremgår af indholdsfortegnelsen.

Der henvises løbende til bilag- og tegningsmappen. Figurer og tegninger uden kildehenvisninger er udarbejdet af den studerende.

Kilder eller referering til normer er angivet med kantede parenteser i rapporten. De tre dokumenter er:

- Projektgrundlaget
- Statisk beregning af stålkonstruktion
- Tegningsmappe

Indholdsfortegnelse

1. Indledning.....	7
2. Lastkombinationer	9
3. Dimensionering af stålramme	11
3.1 Valg af rammetype.....	11
3.2 Symmetrisk last	13
3.3 Asymmetrisk last.....	21
3.4 Brudgrænsetilstand	27
3.4.1 Tværsnitsanalyse for rammeben:	28
3.4.2 Tværsnitsanalyse for rammebjælke:	35
3.4.3 Elementanalyse for rammeben.....	39
3.4.4 Elementanalyse af rammebjælken	49
3.5 Anvendelsesgrænsetilstand:.....	58
3.6 vurdering.....	58
4. Dimensionering af indvendige søjle	59
4.1 Brudgrænsetilstand for HEA140.....	60
5. Dimensionering af gavlsøjler	62
5.1 Brudgrænsetilstand	63
5.1.1 Tværsnitsanalyse af gavlsøjle 1E	63
5.1.2 Elementanalyse for gavlsøjle 1E.....	66
5.2 Anvendelsesgrænsetilstand:.....	69
6. Dimensionering af vindgitter	70
6.1 Dimensionering af nedføringsgitter	75
6.2 Vurdering	76
7. Dimensionering af samlinger.....	77
7.1 Kipsamling type 1	77
7.2 Kipsamling type 2	85

7.3 Rammehjørnesamling	91
7.3 Vindgittersamling diagonal stang	98
7.4 Vindgittersamling vandret stang	102
7.5 Fodpunktssamling	105
8. Konklusion.....	111
9. Summary	112
Bilag A	113
Bilag B	126
Bilag C.....	144
Bilag D	170

1. Indledning

I følgende rapport "Statisk beregning" dimensioneres de forskellige stålkonstruktioner der indgår i Blue Water Shipping. Dette indebærer en dimensionering af stålrammen med gavlsøjler, vindgitter og indvendig søjle. På baggrund af dimensionering af de enkelte konstruktionsdele, dimensioneres de dertilhørende stålsamlinger. Dette indebærer, kipsamlingen, rammehjørnesamlingen, fodpunktsamlingen og vindgittersamlingen.

Normer:

- Eurocode 3: Stålkonstruktioner – DS/EN 1993-1-1 2. udgave 2007
[DS/EN 3-1-1 S]
Nationalt anneks – DS/EN 1993-1-1 DK NA: 2015
[DS/EN NA 3-1-1 S]
- Eurocode 3: Stålkonstruktioner – DS/EN 1993-1-8 2. udgave 2007.
[DS/EN 3-1-8 S]

Litteratur:

De angivne normer, bestående af Eurocodes og Nationale Annekser, suppleres af følgende litteratur:

- Chr. Jensen, Bjarne: Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993. 1 udgave: Nyt Teknisk Forlag, 2009.
[Stålkonstruktioner S]
- Chr. Jensen, Bjarne: Teknisk Ståbi. 23 udgave: Nyt Teknisk Forlag, 2015.
[TS 23 S]
- Ehlers Peter, Stålkonstruktioner *[Stålkompndie S]*

Tegningsoversigt:

Ingeniørtegninger		
Nr.	Navn	<i>Konst.</i>
B200	3D	MSB
B201	Rammen	MSB
B202	Ramme med gavlsøjler	MSB
B203	Ramme med indvendig søjle	MSB
B204	Vindgitterplan	MSB
B205	Nedføringsgitter	MSB
B206	Plan over samlinger	MSB
B207	Kipsamling type 1	MSB
B208	Kipsamling type 2	MSB
B209	Rammehjørnesamling	MSB
B210	Vindgittersamling	MSB
B211	Vindgittersamling (med Ø30)	MSB
B212	Nedføringsgitter-samling (ved fodplade)	MSB
B213	Nedføringsgittersamling	MSB
B214	Fodpunktssamling	MSB

2. Lastkombinationer

I dette afsnit vises, de generelle lastkombinationer for dominerende sne- og vindlast. Desuden illustreres de faktorer som skal ganges på lasterne, ud fra den betragtede lastkombination.

Generelle lastkombination for dominerende sne:

$$E_d = 1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot S_k + 0,45 \cdot K_{FI} \cdot V_k$$

Generelle lastkombination for dominerende vind:

$$E_d = 1,0 \cdot K_{FI} \cdot G_{kj,sup} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot V_k$$

[TS. 23 S. 127]

Lastkombination 1 – dominerende sne	
<i>Faktor</i>	<i>Last</i>
1,0	<i>Egenlast</i>
1,5	<i>Snelast</i>

Lastkombination 2 – dominerende sne	
<i>Faktor</i>	<i>Last</i>
1,0	<i>Egenlast</i>
1,5	<i>Snelast</i>
0,45	<i>Vind på tværs</i>
0,45	<i>Indvendig undertryk + 0,45</i>

Lastkombination 3 – dominerende sne	
<i>Faktor</i>	<i>Last</i>
1,0	<i>Egenlast</i>
1,5	<i>Snelast</i>
0,45	<i>Vind på tværs</i>
0,45	<i>Indvendig overtryk – 0,72</i>

Lastkombination 4 – dominerende sne	
<i>Faktor</i>	<i>Last</i>
1,0	<i>Egenlast</i>
1,5	<i>Snelast</i>
0,45	<i>Vind på langs</i>
0,45	<i>Indvendig undertryk + 0,45</i>

<i>Lastkombination 5 – dominerende sne</i>	
<i>Faktor</i>	<i>Last</i>
1,0	<i>Egenlast</i>
1,5	<i>Snelast</i>
0,45	<i>Vind på langs</i>
0,45	<i>Indvendig overtryk – 0,72</i>

<i>Lastkombination 6 – dominerende vind</i>	
<i>Faktor</i>	<i>Last</i>
1,0	<i>Egenlast</i>
1,5	<i>Vind på tværs</i>
1,5	<i>Indvendig undertryk + 0,45</i>

<i>Lastkombination 7 – dominerende vind</i>	
<i>Faktor</i>	<i>Last</i>
1,0	<i>Egenlast</i>
1,5	<i>Vind på tværs</i>
1,5	<i>Indvendig overtryk – 0,72</i>

<i>Lastkombination 8 – dominerende vind</i>	
<i>Faktor</i>	<i>Last</i>
1,0	<i>Egenlast</i>
1,5	<i>Vind på langs</i>
1,5	<i>Indvendig undertryk + 0,45</i>

<i>Lastkombination 9 – dominerende vind</i>	
<i>Faktor</i>	<i>Last</i>
1,0	<i>Egenlast</i>
1,5	<i>Vind på langs</i>
1,5	<i>Indvendig overtryk – 0,72</i>

3. Dimensionering af stålramme

I dette afsnit vil stålrammerne blive dimensioneret. Stålrammerne fungerer som det bærende skelet, hvor disse skal bære, tagbeklædning, ydervægsklædning, snelast samt vindlast. Der dimensioneres ud fra den midterste ramme, da den vil have størst lastbredde. Gavlrammerne udføres med samme dimension som den midterste ramme.

Forudsætninger:

Der regnes med IPE330-profil i stålstyrken S235 for hele rammen. Der benyttes programmet FEM-Design til bestemmelse af reaktioner og snitkræfter. Programmet valideres gennem beregning for rammen i forhold til egen- og snelasten. Det forudsættes at kende en vandret reaktion, således at systemet kan beregnes med ligevægtsligninger. Den vandrette reaktion der gives, er fundet ved benyttelse af programmet FEM-Design.

3.1 Valg af rammetype

I dette underafsnit vælges rammetypen. Valg af rammetypen har en afgørende rolle i forhold til snitkræftfordelingen, samt udførelse af samlinger. Der eksisterer tre rammetyper:

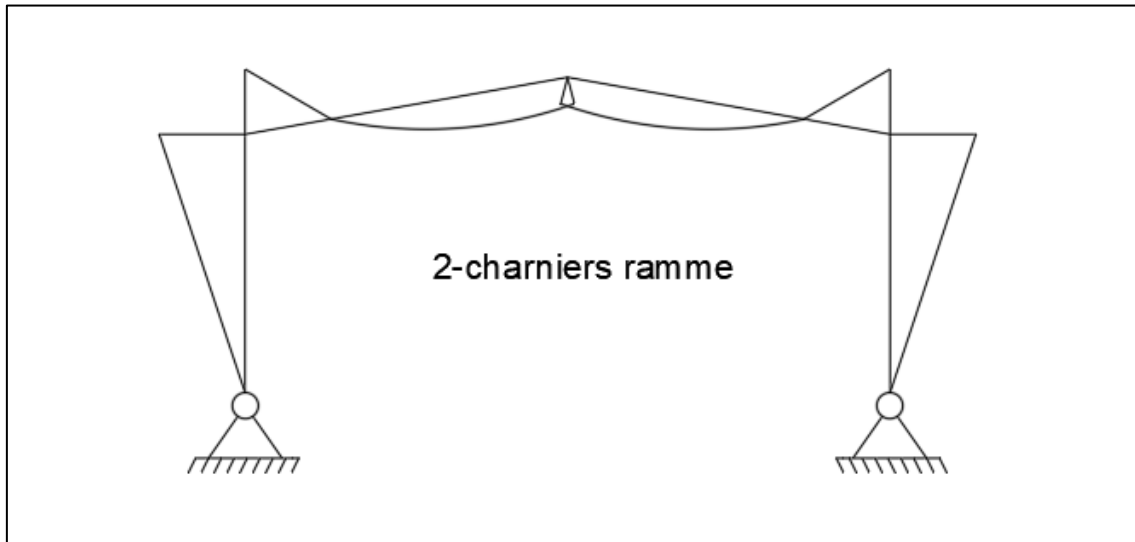
- 2-charnier ramme
- 3-charnier ramme
- Indspændt ramme

Der forekommer både fordele og ulemper ved alle tre rammetyper, derfor foretages beslutningen ud fra snitkraftfordelingen i rammen samt udførelse af samlinger. For en 2-charniere ramme vil momentet i rammehjørnet være mindre end ved en 3-charniere ramme. Dog vil der forekomme moment i kippen, hvilket skal tages hensyn til.

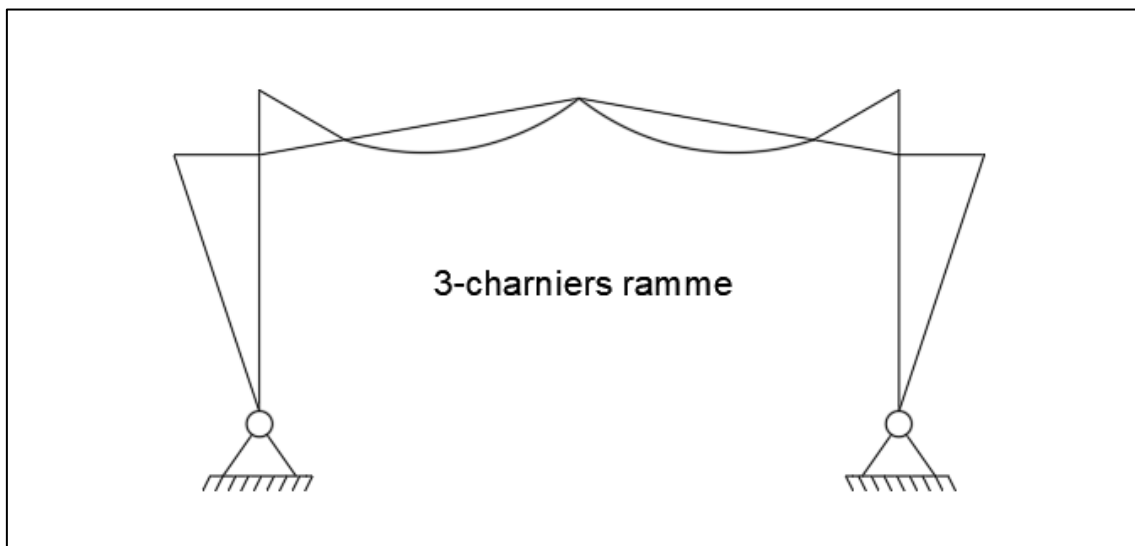
For en 3-charniere ramme vil der optræde store momenter i rammehjørnerne, men der vil ikke optræde moment i kippen.

For Indspændte rammer vil der hverken optræde store momenter i rammehjørnet eller kippen, sammenlignet med de to andre rammetyper. Ulempen ved denne rammetype, er de momenter som vil forekomme i indspændingerne, hvilket stiller større krav til dimensionering af fodpunktsamling samt fundamenterne under rammebenene.

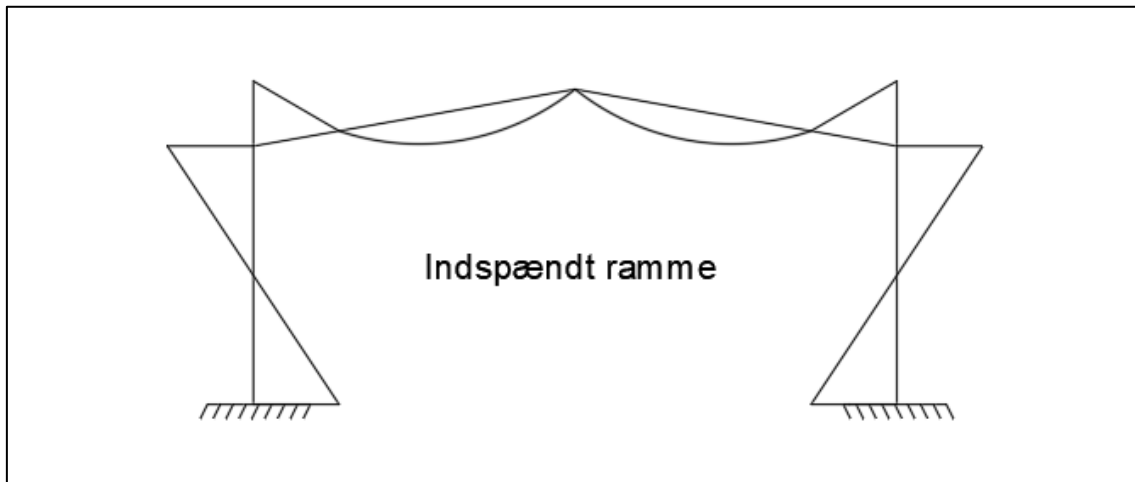
I nedenstående figurer er vist en principskitse af momentfordelingen i de tre rammetyper.



Figur 1: principskitse af momentfordeling for 2-charniers ramme.



Figur 2: principskitse af momentfordeling for 3-charniers ramme.



Figur 3: Principskitse af momentfordeling for indspændt ramme.

Valget er faldet på en 2-charniere ramme, da snitkræfterne vil være mere jævnt fordelt end en 3-charnier ramme. Desuden vil der ikke optræde momenter i understøtningerne, som det er tilfældet for en indspændt ramme.

3.2 Symmetrisk last

I dette underafsnit, findes de linjelaster som optræder på stålrammekonstruktionen. Lasterne inddeles i symmetriske og asymmetriske laster. Med symmetriske laster menes snelast og egenlasten. Der forekommer det største moment fra vind på tværs med indvendigt overtryk, derfor vil denne blive gennemgået. For andre vindtilfælde se Bilag A.

Egenlast:

Der startes ud med egenlasten fra beklædningen på tagkonstruktionen. Værdien for denne er angivet i "Projektgrundlag"

Lodret karakteristisk last fra tagkonstruktionen:

$$g_k = 0,3 \frac{kN}{m^2} \cdot \cos(10) \cdot 5,0 \text{ m} \qquad g_k = 1,48 \frac{kN}{m}$$

Lodret last fra rammebjælken for en IPE330. Der er benyttet egenvægten angivet i teknisk ståbi:

$$g_k = 49,1 \frac{kg}{m} \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} \cdot \cos(10) \cdot 10^{-3} \qquad g_k = 0,47 \frac{kN}{m}$$

Lodret last på rammeben for ydervægskonstruktionen:

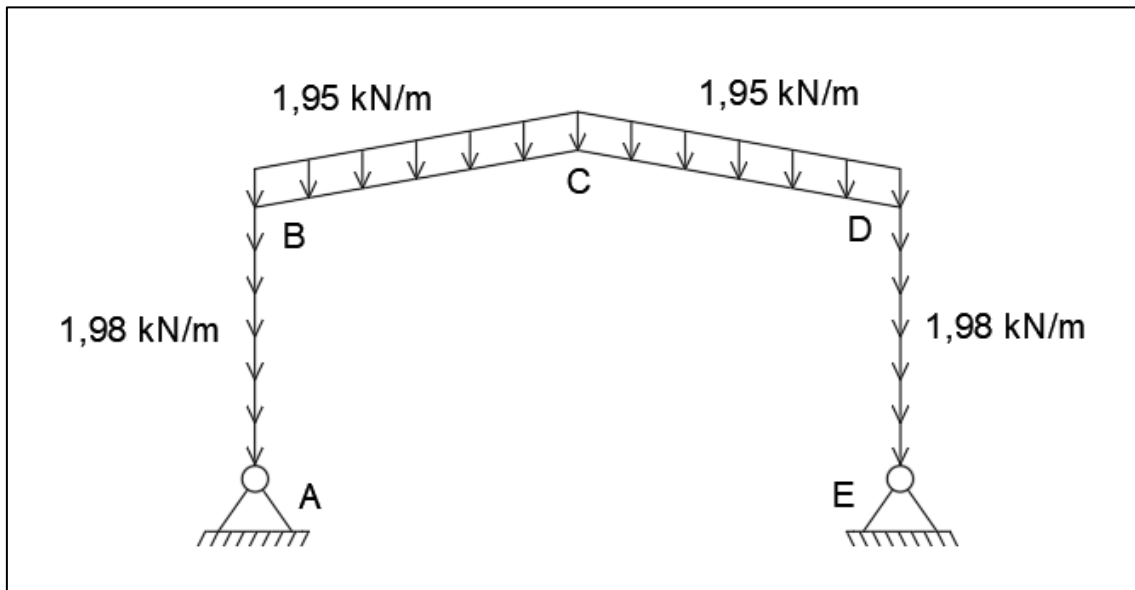
$$g_k = 0,30 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$g_k = 1,5 \frac{kN}{m}$$

Last fra rammebenets egenvægt for et IPE330:

$$g_k = 49,1 \frac{kg}{m} \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} \cdot 10^{-3}$$

$$g_k = 0,48 \frac{kN}{m}$$



Figur 4: Egenlasten på rammen.

Den lodrette reaktion i A findes ved momentligevægt, og den lodrette reaktion i E findes ved lodretligevægt. Linjelasten er lavet om til en punktlast, for last virkende på tag.

Moment om ↺ +

$$\sum M_A = 0 = R_C^L \cdot 15 m - 14,85 kN \cdot 11,25 m - 14,85 \cdot 3,75 m - 1,98 \frac{kN}{m} \cdot 6 m \cdot 15 m$$

$$R_C^L = 26,7 kN$$

Lodret ligevægt ↑ +

$$26,7 kN + R_E^L - 14,85 kN - 14,85 kN - 11,88 kN - 11,88 kN = 0$$

$$R_A^L = 26,7 kN$$

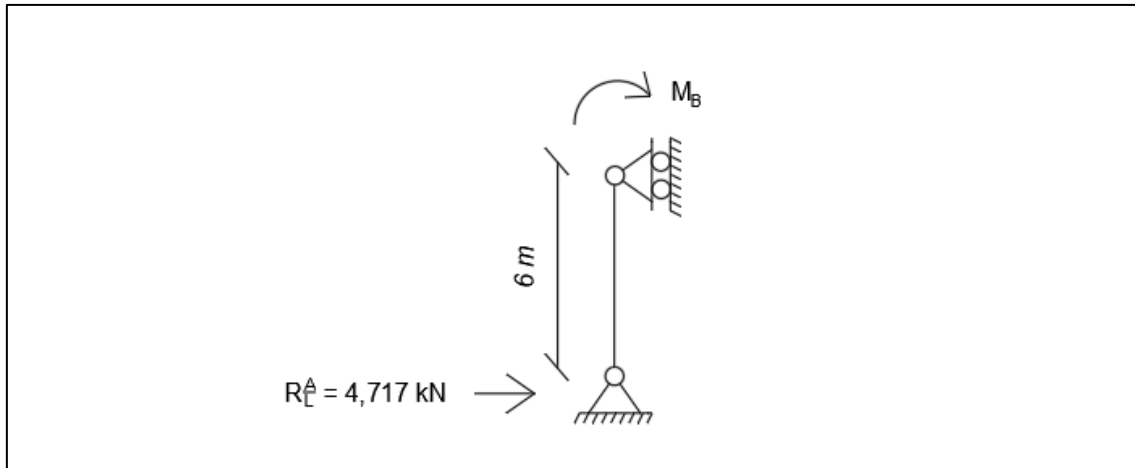
De vandrette reaktioner bestemmes ud fra programmet FEM-Design. Ud fra dette fås følgende:

$$R_A^V = 4,717 \text{ kN}$$

Grundet symmetri vil R_E^V være det samme, men med omvendt fortegn.

$$R_E^V = -4,717 \text{ kN}$$

Hjørnemoment:



Figur 5: Rammeben, moment om snit.

moment om snit $\curvearrowright +$

$$-M_B - 4,717 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} = 0$$

$$M_B = -28,3 \text{ kNm}$$

Normalkraften i rammeben:

$$N_A = -R_C^L \quad \text{eller} \quad -R_A^L$$

$$N_A = -26,7 \text{ kN}$$

$$N_B = -26,7 + 1,98 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m}$$

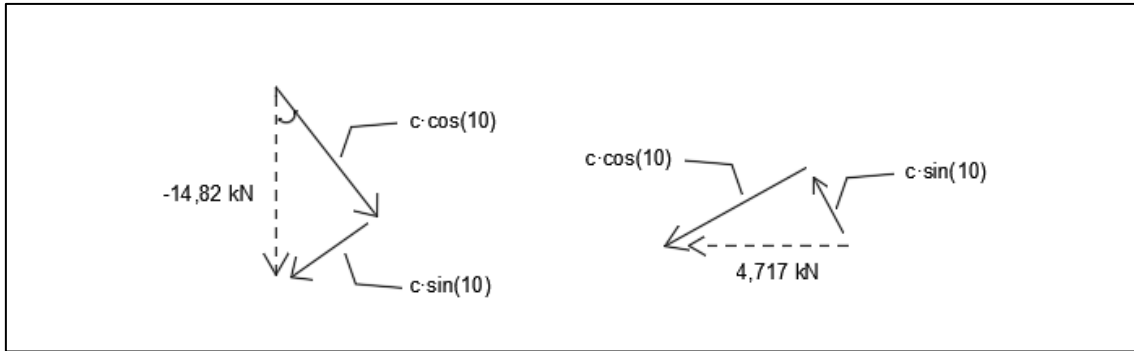
$$N_B = -14,82 \text{ kN}$$

Forskydningskraft i rammeben:

$$V_A = V_B = -R_A^V = R_E^V$$

$$V_A = V_B = -4,717 \text{ kN}$$

Rammebjælke (hjørne):



Figur 6: Normal- og forskydningskraft på rammebjælken.

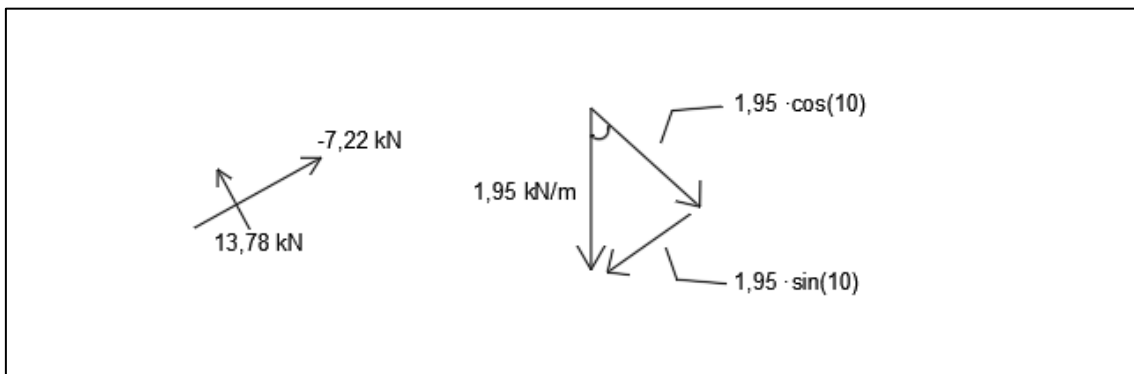
$$N_{B,bjælke} = -14,82 \text{ kN} \cdot \sin(10) - 4,717 \text{ kN} \cdot \cos(10)$$

$$N_{B,bjælke} = -7,22 \text{ kN}$$

$$V_{B,bjælke} = 14,82 \text{ kN} \cdot \cos(10) - 4,717 \text{ kN} \cdot \sin(10)$$

$$V_{B,bjælke} = 13,78 \text{ kN}$$

Kip:



Figur 7: Normal- og forskydningskraften på kippen.

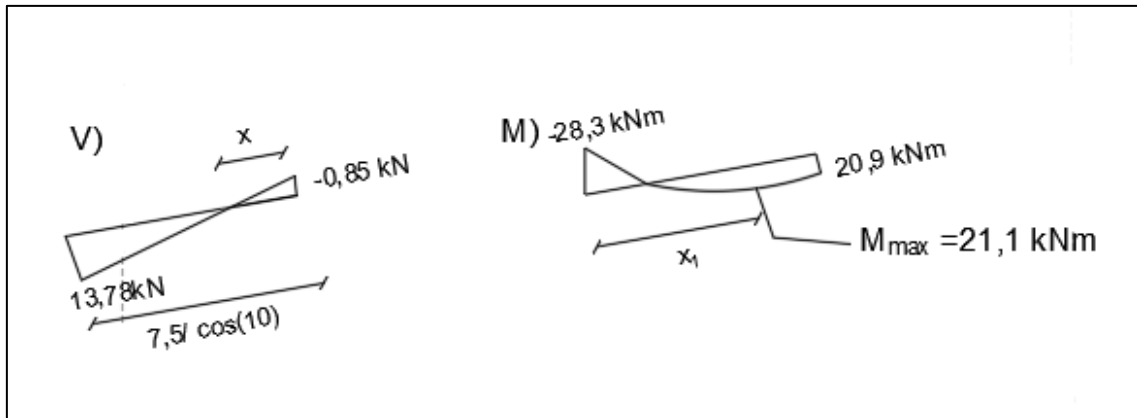
$$N_{kip} = -7,22 \text{ kN} + 1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \sin(10) \cdot \frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)}$$

$$N_{kip} = -4,64 \text{ kN}$$

$$V_{kip} = 13,78 \text{ kN} - 1,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \cos(10) \cdot \frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)}$$

$$V_{kip} = -0,85 \text{ kN}$$

M_{max} i bjælke:



Figur 8: forskydning og momentkurve på rammebjælke.

Det maksimale moment optræder der hvor forskydningen er 0. Der startes med at finde afstanden fra kip og til der hvor forskydningen er 0.

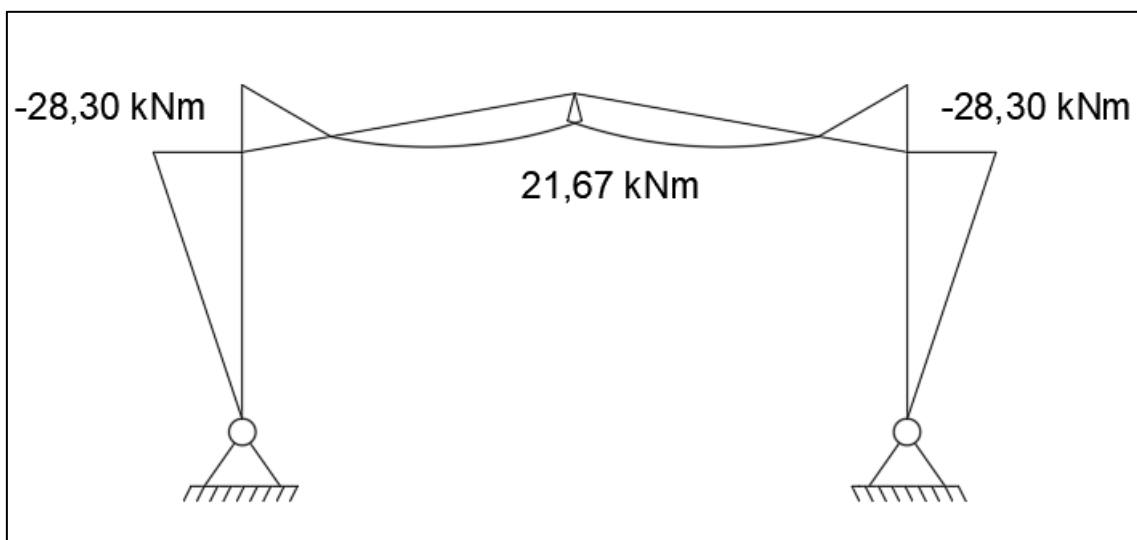
$$\frac{x}{0,85 \text{ kN}} = \frac{\frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)}}{13,78 \text{ kN} + 0,85 \text{ kN}} \rightarrow x = 0,85 \text{ kN} \cdot \frac{\frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)}}{13,78 \text{ kN} + 0,85 \text{ kN}} \quad x = 0,44 \text{ m}$$

$$x_1 = \frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)} - 0,44 \text{ m} \quad x_1 = 7,17 \text{ m}$$

$$M_{Max}(V = 0) = -28,3 \text{ kNm} + \frac{1}{2} \cdot 13,78 \text{ kN} \cdot 7,17 \text{ m} \quad M_{Max} = 21,1 \text{ kNm}$$

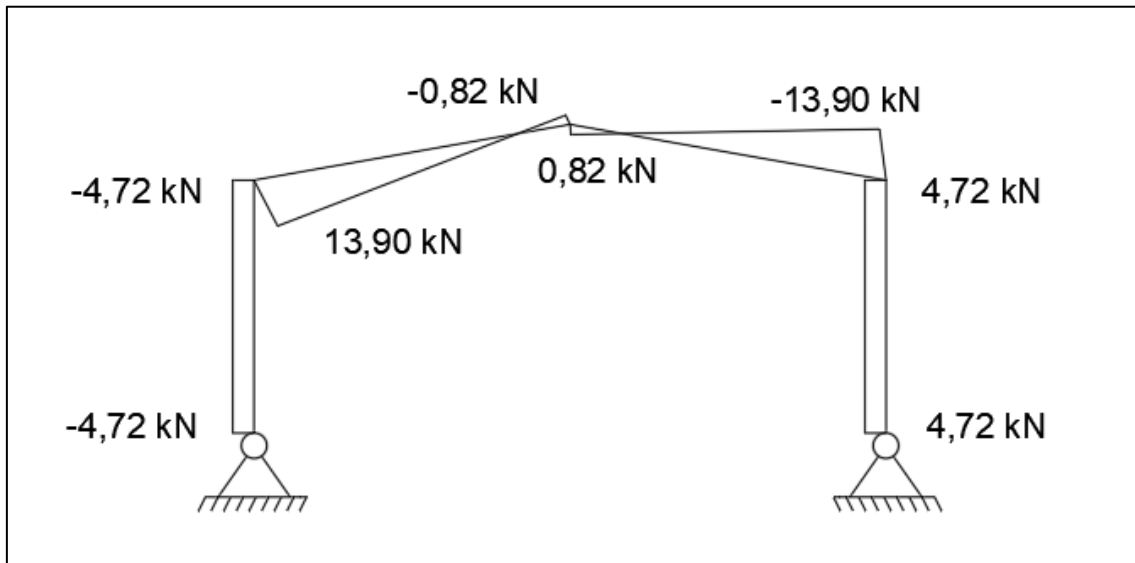
$$M_{kip} = 21,1 \text{ kNm} + \frac{1}{2} \cdot (-0,85 \text{ kN}) \cdot 0,44 \text{ m} \quad M_{kip} = 20,9 \text{ kNm}$$

Momentkurve:



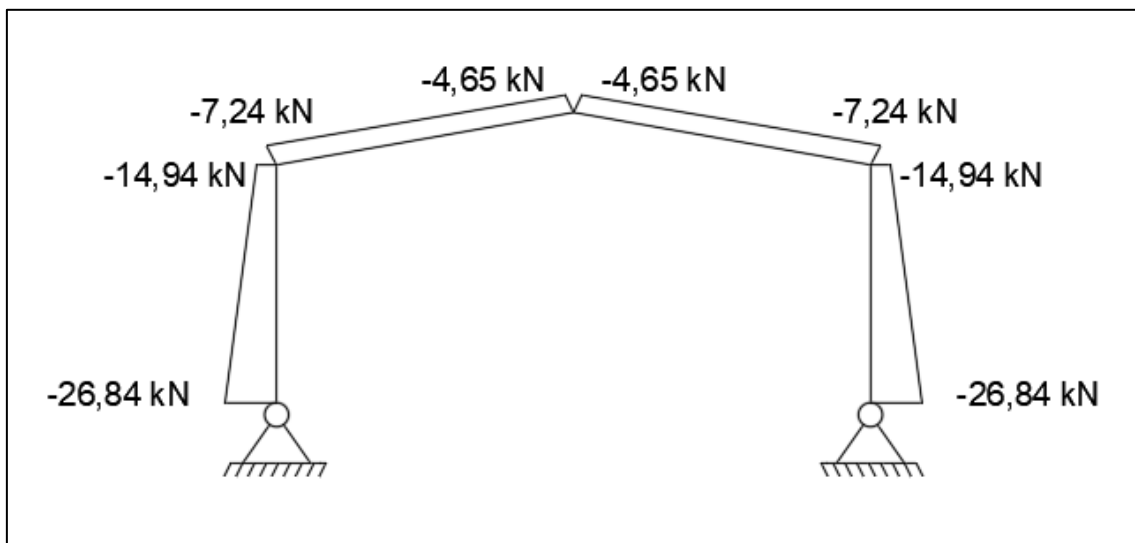
Figur 9: momentkurve for egenlasten

Forskydningskurve:



Figur 10: Forskydningskraftkurven for egenlasten.

normalkraftskurve:



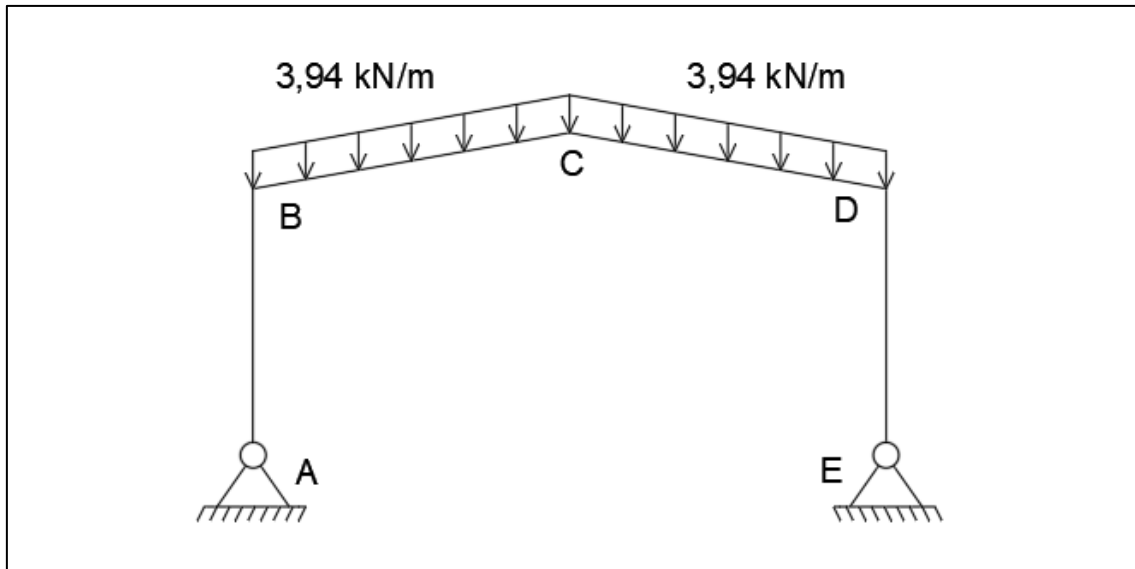
Figur 11: Normalkraftkurven for egenlasten.

Snelasten

Lodret last fra snelasten, laves til linjelast. Snelasten blev fundet i "projektgrundlaget" under afsnittet laster.

$$s_k = 0,8 \frac{kN}{m^2} \cdot \cos(10) \cdot 5 m$$

$$s_k = 3,94 \frac{kN}{m}$$



Figur 12: Snelasten på taget.

I det følgende vil de karakteristiske reaktioner for snelasten beregnes.

Snelasten:

Moment om A ↺ +

$$R_E^L \cdot 15 \text{ m} - 30 \text{ kN} \cdot 11,25 \text{ m} - 30 \text{ kN} \cdot 3,75 = 0$$

$$R_E^L = 30 \text{ kN}$$

Lodret ligevægt ↑ +

$$30 \text{ kN} + R_A^L - 30 - 30 = 0$$

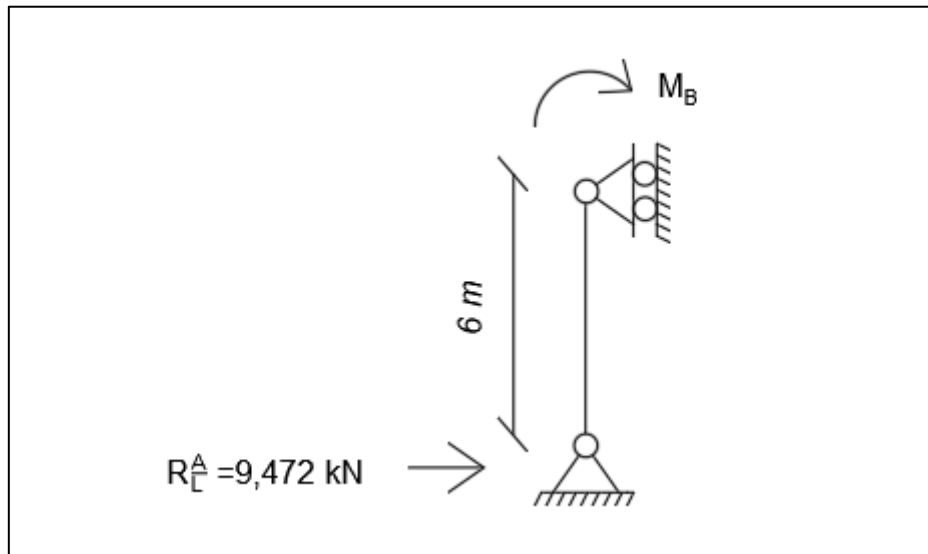
$$R_A^L = 30 \text{ kN}$$

De vandrette reaktioner bestemmes ud fra programmet FEM-Design. Ud fra dette fås følgende:

$$R_A^V = 9,472 \text{ kN}$$

Grundet symmetri vil R_E^V være det samme, men med omvendt fortegn.

$$R_E^V = -9,472 \text{ kN}$$

Hjørnemoment:

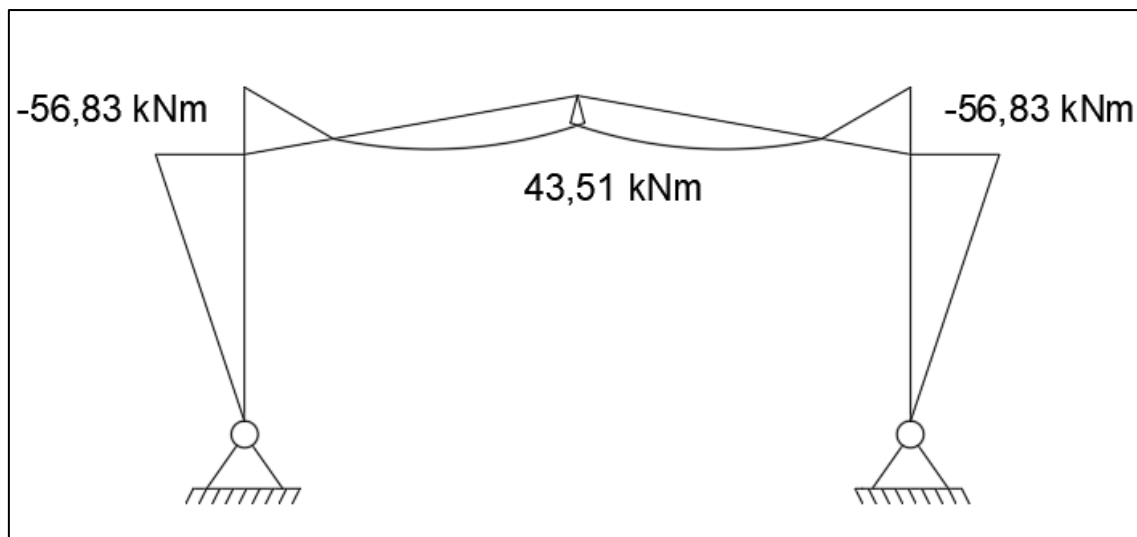
Figur 13: Rammeben, moment om snit.

moment om snit $\curvearrowright +$

$$-M_B - 9,472 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} = 0$$

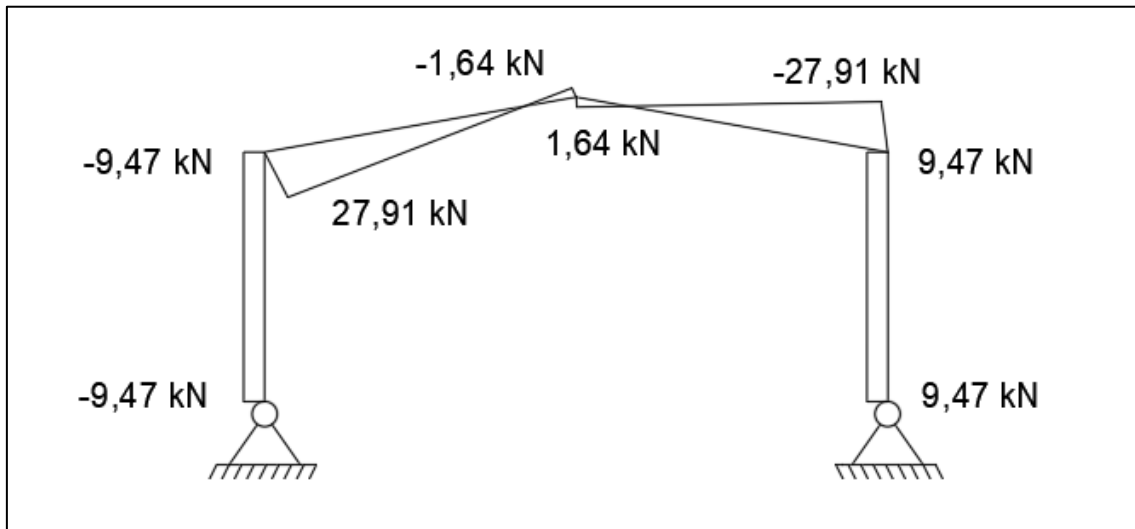
$$M_{\text{hjørne}} = -56,83 \text{ kNm}$$

For yderligere beregninger for snelasten, se bilag A.

Momentkurve:

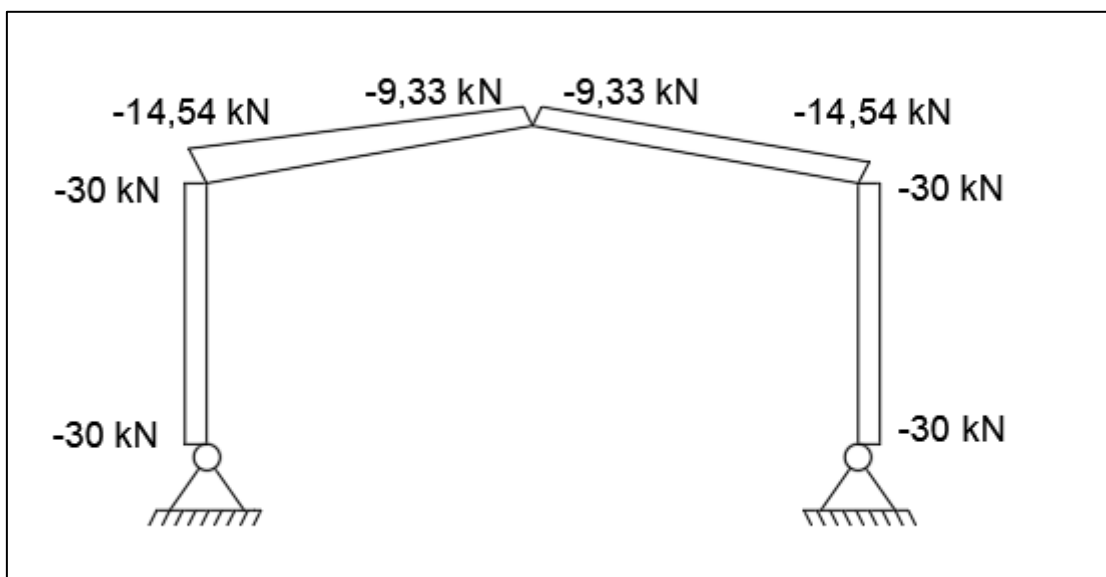
Figur 14: Momentkurve for snelasten.

Forskydningskurve:



Figur 15: Forskydningskraftkurven for snelasten.

Normalkraftkurve:



Figur 16: Normalkraftkurve for snelasten.

3.3 Asymmetrisk last

Asymmetrisk last kommer fra vindlasten. I projektgrundlaget, blev der undersøgt for to vindtilfælde, vind på tværs og vind på langs med både indvendig undertryk og overtryk. I nedenstående bestemmes vindlasten som en linjelast, for det dimensionsgivende vindlasttilfælde, de resterende vindtilfælde findes i Bilag A.

Vind på tværs med indvendigt overtryk -0,72

Lodret linjelast for vind på facader:

$$V_D = 0,01 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_D = 0,05 \frac{kN}{m}$$

$$V_E = -1,27 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_E = -6,35 \frac{kN}{m}$$

Lodret linjelast for vind på tag:

$$V_G = -0,73 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_G = -3,65 \frac{kN}{m}$$

$$V_H = -0,73 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

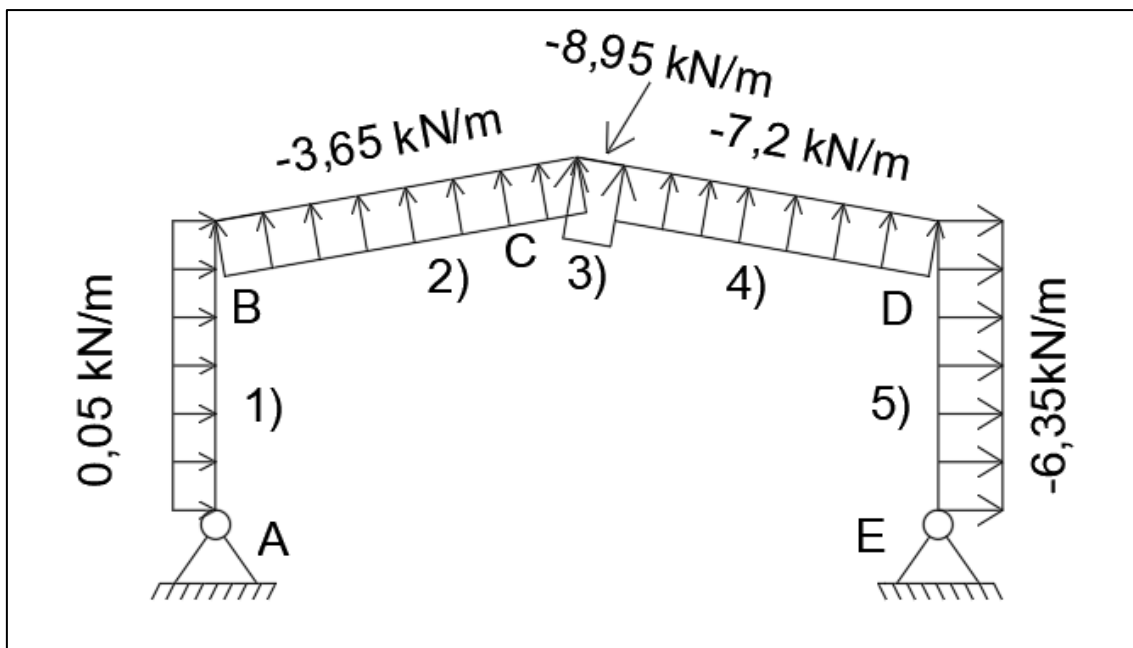
$$V_H = -3,65 \frac{kN}{m}$$

$$V_I = -1,44 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_I = -7,2 \frac{kN}{m}$$

$$V_J = -1,79 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_J = -8,95 \frac{kN}{m}$$



Figur 17: Rammen for vind på tværs med indvendigt overtryk -0,72.

Moment om A ↺ +

1) Vandret

$$0,05 \frac{kN}{m} \cdot 6 m \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 m$$

$$= 0,9 kNm$$

2) vandret

$$3,65 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + \frac{7,5 m}{2} \cdot \tan(10)) = 32,15 kNm$$

2) lodret

$$3,65 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 7,5 m) = 102,66 kNm$$

3) vandret

$$8,95 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{0,985 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + 6,515 \cdot \tan(10) + \frac{0,985 m}{2} \cdot \tan(10)) = 11,25 kNm$$

3) lodret

$$8,95 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{0,985 m}{\cos(10)} \cdot (7,5 m + \frac{1}{2} \cdot 0,985) = 70,46 kNm$$

4) vandret

$$7,2 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{6,515 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + \frac{6,515 m}{2} \cdot \tan(10)) = 54,34 kNm$$

4) lodret

$$7,2 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{6,515 m}{\cos(10)} \cdot (7,5 m + 0,985 m + \frac{1}{2} \cdot 6,515 m) = 550,8 kNm$$

5) vandret

$$6,35 \frac{kN}{m} \cdot 6 m \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 m = 114,3 kNm$$

Alle kræfterne lægges sammen:

$$-0,9 kNm + 32,15 kNm + 102,66 kNm - 11,25 kNm + 70,46 kNm - 54,38 kNm + 550,82 kNm - 114,3 kNm$$

$$\Sigma = -575,26 kNm$$

$$\Sigma M_A = 0 = 575,26 kNm - R_E^L \cdot 15 m \quad R_E^L = 38,35 kN$$

Nu findes $R_A^L \uparrow +$

$$\sum R_{lodret} = \sum Last_{lodret}$$

$$38,35 kN + R_A^L = 3,65 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m + 8,95 \frac{kN}{m} \cdot 0,985 m + 7,2 \frac{kN}{m} \cdot 6,515 m$$

$$R_A^L = 44,75 \text{ kN}$$

Nu findes de vandrette reaktioner. Der kendes allerede R_E^V , som er blevet fundet ved hjælp af FEM-Design til 18,487 kN.

Nu findes $R_A^V \rightarrow +$

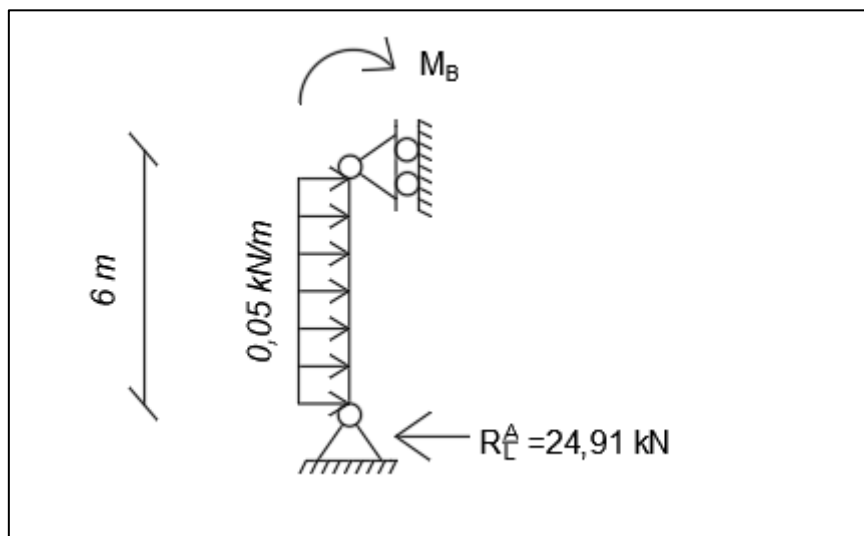
$$\sum R_{vandret} = \sum Last_{vandret}$$

$$18,487 \text{ kN} + R_A^V = -3,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m} \cdot \tan(10) + 8,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,985 \text{ m} \cdot \tan(10) + 7,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6,515 \text{ m} \cdot \tan(10) + 0,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m} + 6,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m}$$

$$R_A^V = 24,91 \text{ kN}$$

moment i rammehjørne:

Der bestemmes moment for venstre rammehjørne:



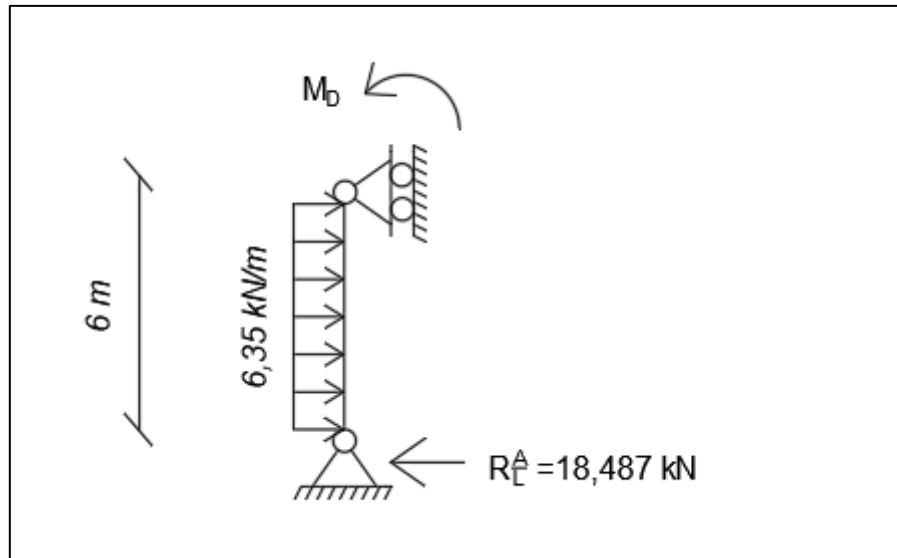
Figur 18: Rammeben AB, moment om snit.

moment om snit $\curvearrowright +$

$$-M_B - 0,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m} \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m} + 24,91 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} = 0$$

$$M_B = 148,56 \text{ kNm}$$

Ved søjle 2)



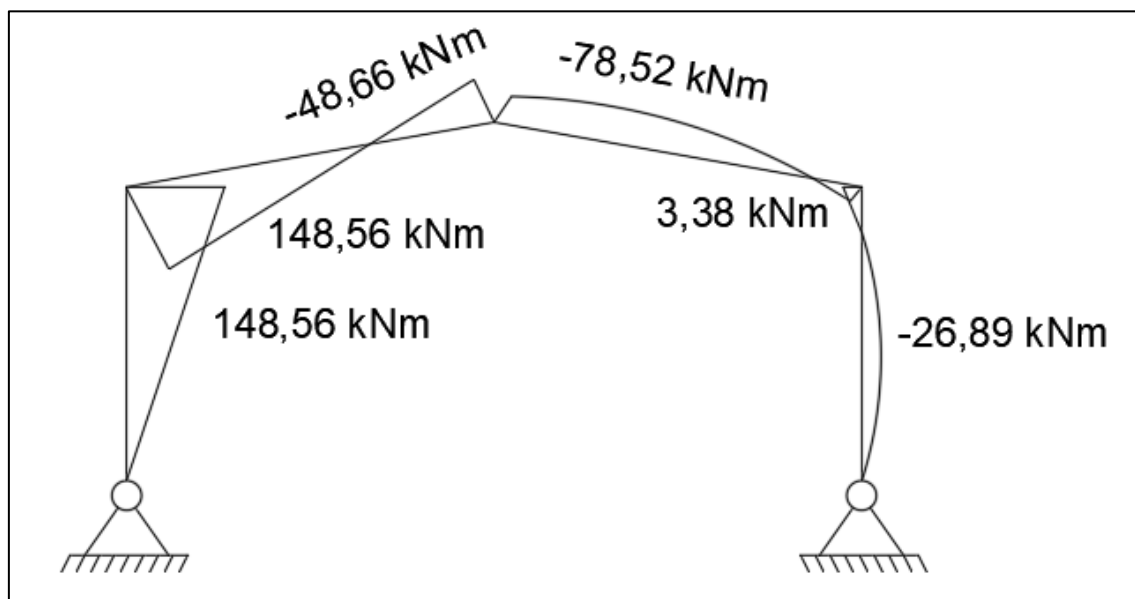
Figur 19: Rammeben DE, moment om snit.

moment om snit $\curvearrowright +$

$$M_D - 6,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m} \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \text{ m} + 18,487 \text{ kN} \cdot 6 \text{ m} = 0$$

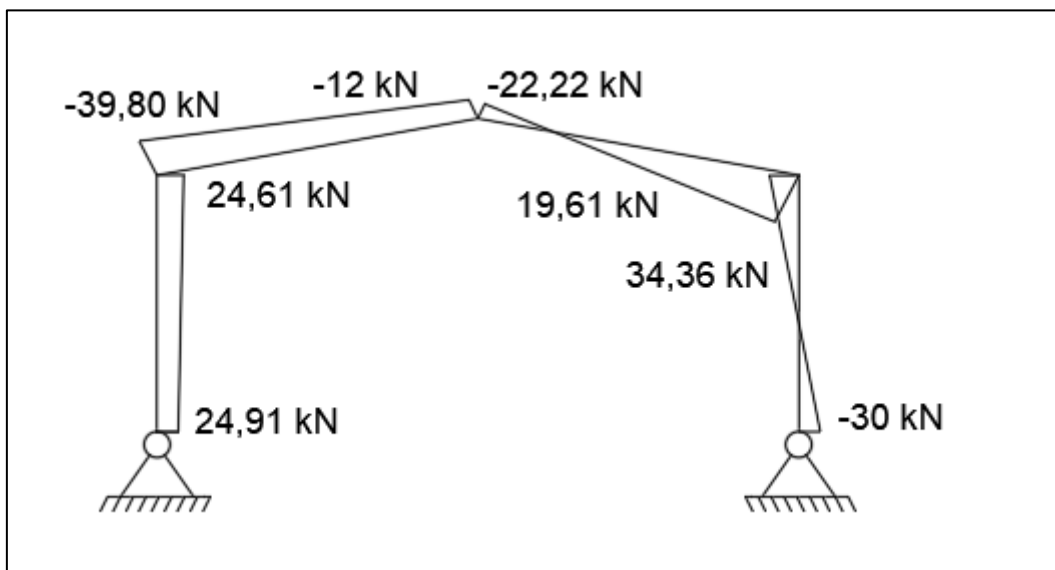
$$M_D = 3,38 \text{ kNm}$$

Momentkraftkurve:



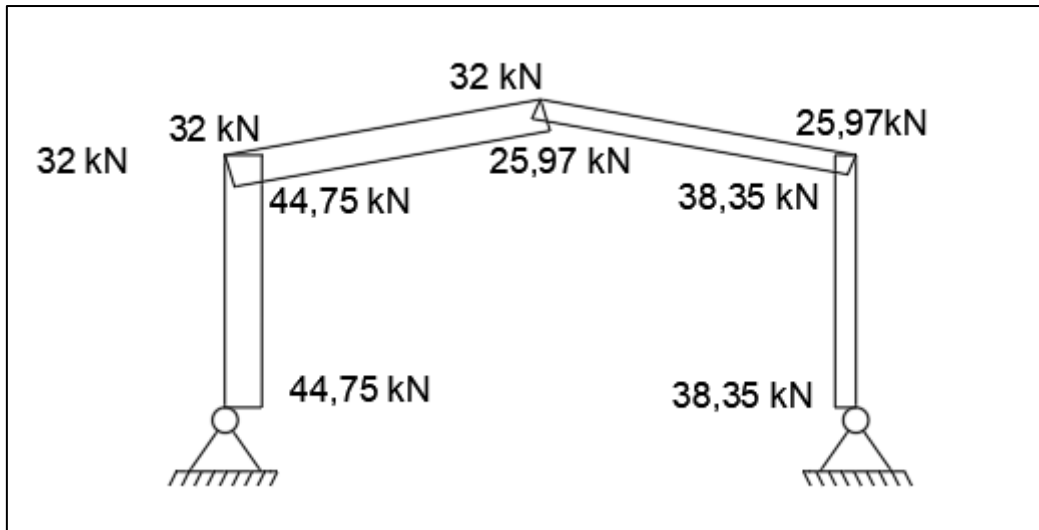
Figur 20: Momentkurve for vind på tværs med indvendigt overtryk -0,72.

Forskydningskurve:



Figur 21: Forskydningskurven for vind på tværs med indvendigt overtryk -0,72.

Normalkraftkurve:



Figur 22: Normalkraftkurven for vind på tværs med indvendigt overtryk -0,72.

De fundne reaktioner og snitkræfter er i overensstemmelse med resultaterne fra FEM-Design. Dermed benyttes værdierne fra FEM-Design til fremadrettet beregninger.

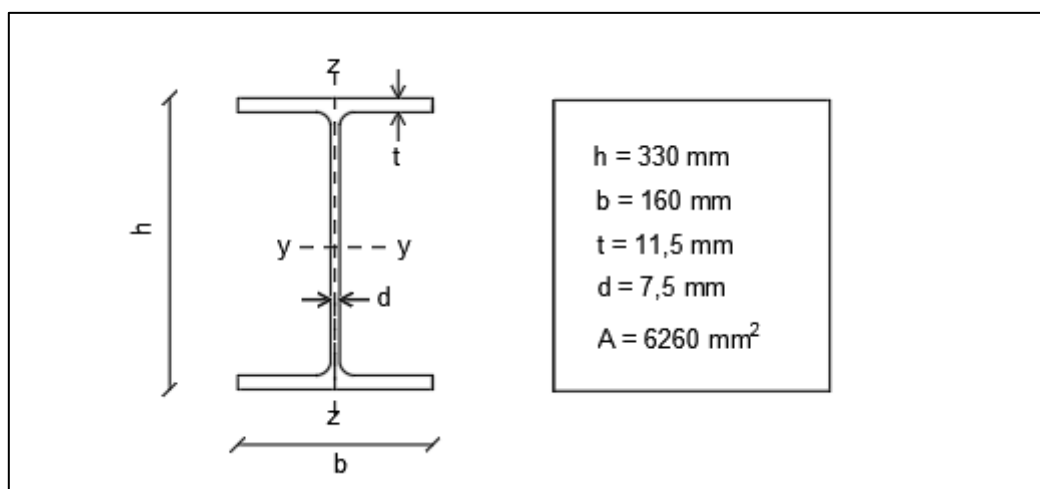
3.4 Brudgrænsetilstand

I dette underafsnit beregnes stålrammekonstruktionens stabilitet. Der foretages en tværsnitsanalyse, for at vise om det valgte tværsnits bæreevne er tilstrækkeligt. Herefter udføres en elementanalyse, hvor der tages hensyn til kipning samt søjlevirkning. Der dimensioneres for den midterste ramme. Denne udføres fra bygherrens side med en indvendig søjle.

Afsnittet brudgrænsetilstanden er delt op således, at der startes med at eftervise i forhold til IPE-330 rammen. Da denne ikke kan holde i tværsnitsanalysen, vil rammen udføres i IPE330 med udfugning på rammehjørner. Herefter foretages en elementanalyse, med kippingsafstivning placeret på rammeben og rammebjælke. Da denne ikke kan holde i elementanalysen indsættes den indvendige søjle.

Materialedata

Der benyttes samme profil, for hele rammen, IPE330 i S235. Profilet har følgende dimensioner.



Figur 23: konstanter for IPE330-profil.

Tabel 1: Tværsnitskonstanter for IPE330-profil.

Tværsnitskonstanter				
$I_y [\text{mm}^4]$	$I_z [\text{mm}^4]$	$I_v [\text{mm}^4]$	$I_w [\text{mm}^6]$	$W_{pl} [\text{mm}^3]$
$117,7 \cdot 10^6$	$7,88 \cdot 10^6$	$283 \cdot 10^3$	$199 \cdot 10^9$	$804 \cdot 10^3$

Tabel 2: Anvendte styrkeparametre.

Styrkeparametre	
f_{yk} 235 MPa	E $0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa}$

3.4.1 Tværsnitsanalyse for rammeben:

I dette underafsnit foretages en tværsnitsanalyse, for at vise om det valgte profil er tilstrækkeligt. Der regnes plastisk da IPE330-profilet er i tværsnitsklasse 1.

Regningsmæssig last:

Moment:

$$M_{Ed} = 194 \text{ kNm}$$

Se bilag B under afsnittet " Snitkræfter for rammen udført med IPE330 i FEM-Design.

Momentbæreevne findes ved følgende udtryk:

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} > M_{Ed}$$

[DS/EN 3-1-1 S. 50]

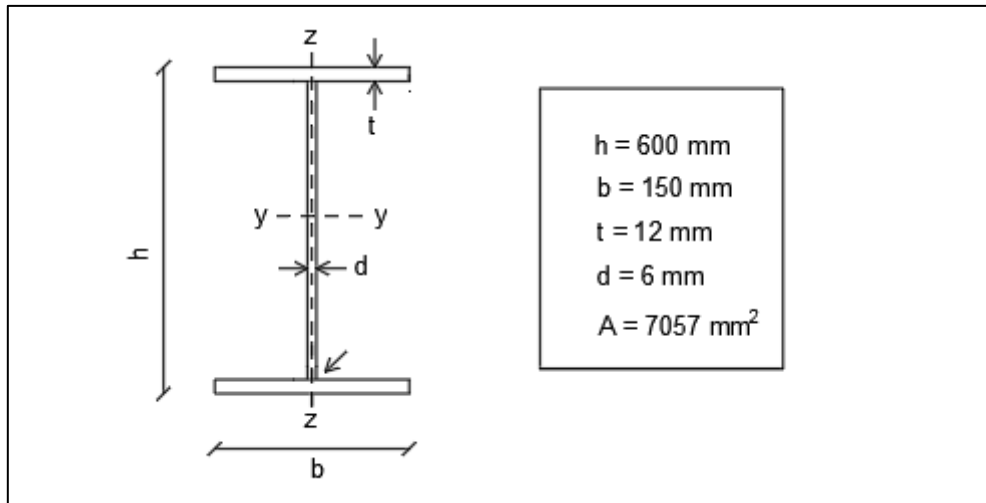
$$M_{PL,Rd} = \frac{804 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-6}$$

$$M_{PL,Rd} = 171,76 \text{ kNm}$$

Det største positive moment der forekommer, er fra lastkombination 7. Momentet er 194 kNm.

$$UR = \frac{M_{Ed}}{M_{PL,Rd}} = \frac{194 \text{ kN}}{171,76 \text{ kN}} = 1,13 > 1,0$$

Momentbæreevnen er ikke tilstrækkelig stor til at modstå det største moment der forekommer. Derfor udføres rammehjørnerne med udfligning. Udfligningen udføres med følgende mål:



Figur 24: Konstanter for det opsvejste profil.

Tabel 3: Tværsnitskonstanter for det opsvejste profil.

Tværsnitskonstanter				
$I_y [mm^4]$	$I_z [mm^4]$	$I_v [mm^4]$	$I_w [mm^6]$	$W_{pl} [mm^3]$
$406,8 \cdot 10^6$	$6,76 \cdot 10^6$	$248,4 \cdot 10^3$	$583 \cdot 10^9$	$1,556 \cdot 10^6$

Det plastiske modstandsmoment for dobbeltsymmetriske opsvejste I-profiler findes ved følgende:

$$W_{PL} = d \cdot \left(\frac{H}{2} - t \right)^2 + b \cdot t \cdot (H - t)$$

$$W_{PL} = 6 \text{ mm} \cdot \left(\frac{600 \text{ mm}}{2} - 12 \text{ mm} \right)^2 + 150 \text{ mm} \cdot 12 \text{ mm} \cdot (600 \text{ mm} - 12 \text{ mm})$$

$$W_{PL} = 1,556 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Vridningsinertimomentet bestemmes ved følgende formel:

$$I_v = k \cdot \frac{1}{3} \sum b \cdot t^3$$

Hvor:

k Er forøgelsesfaktoren. For opsvejste profiler sættes den til 1,15.

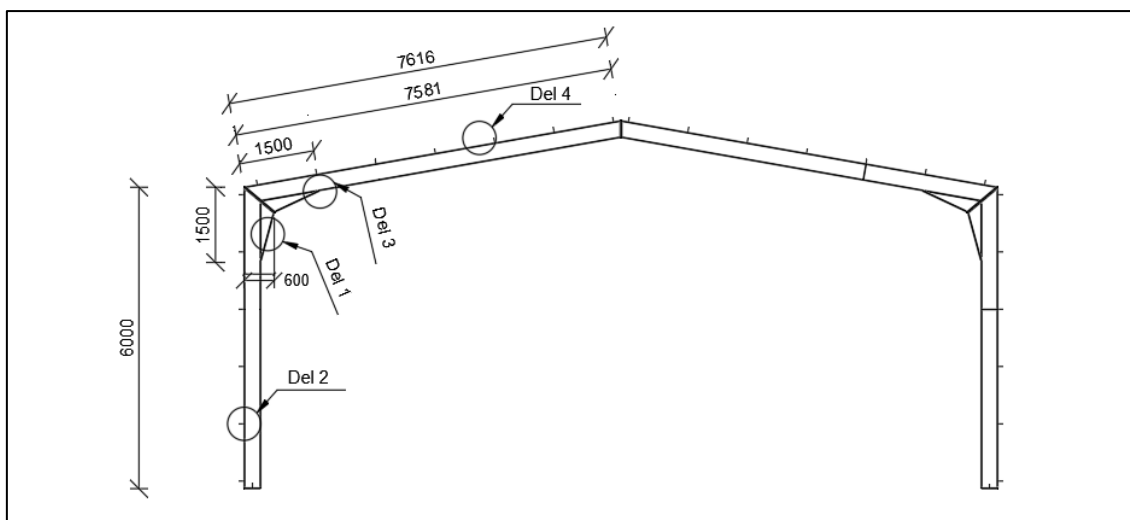
$$I_v = 1,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot (2 \cdot (12 \text{ mm})^3 \cdot 150 \text{ mm} + (6 \text{ mm})^3 \cdot 600 \text{ mm})$$

$$I_v = 248,4 \cdot 10^3 \text{ mm}^4$$

Tabel 4: Styrkeparametre der anvendes.

Styrkeparametre	
f_{yk} 235 MPa	E $0,21 \cdot 10^6$ MPa

Rammebenet vil se således ud med udfligning. For yderligere oplysninger se Tegn. B201.



Figur 25: Illustration af ramme med udfligning.

Tværsnitsanalyse for del 1:

Eftersom rammen udføres med udfligning, vil dette tiltrække mere moment. Der undersøges for forskydningsbæreevnen, normalkraftbæreevnen samt momentbæreevnen for profilet med udfligning.

Regningsmæssig last:

Forskydningskraft: $V_{Ed} = 33,65 \text{ kN}$

Normalkraft: $N_{Ed} = 52,13 \text{ kN}$

Moment: $M_{Ed} = 203,27 \text{ kNm}$

Se bilag B under afsnittet " Snitkræfter for rammen med udfligning fra FEM-Design"

Forskydningsbæreevne:

Der undersøges, om momentbæreevnen skal reduceres. Momentbæreevnen reduceres ikke hvis forskydningsbæreevnen er under 50 % udnyttet. Den plastiske forskydningsbæreevne findes ud fra følgende:

$$V_{Ed} \leq V_{PL,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 50]

Forskydningsarealet findes ved følgende:

$$A_v = A_w$$

Hvor:

A_w Er arealet af profilets krop

$$A_v = 576 \text{ mm} \cdot 6 \text{ mm}$$

$$A_v = 3456 \text{ mm}^2$$

Den plastiske forskydningsbæreevne er følgende:

$$V_{PL,Rd} = \frac{3456 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{235 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} \cdot 10^{-3}$$

$$V_{PL,Rd} = 426,3 \text{ kN}$$

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{PL,Rd}} = \frac{33,65 \text{ kN}}{426,3 \text{ kN}} = 0,12 < 0,5$$

Der skal dermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. forskydning.

Normalkraftsbæreevnen:

For dobbelt symmetrisk I- og H-profiler er det ikke nødvendigt at tage hensyn til normalkraftens virkning på den plastiske momentbæreevne om y-y – akse hvis følgende betingelser begge er opfyldt.

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{PL,Rd} \quad \text{og} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 54]

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7,057 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3}$$

$$N_{PL,Rd} = 1507,63 \text{ kN}$$

$$52,13 \text{ kN} < 0,25 \cdot 1507,63 \text{ kN} = 376,91 \text{ kN}$$

$$52,13 \text{ kN} < \frac{0,5 \cdot 3456 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3} = 369,2 \text{ kN}$$

Der skal hermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. normalkraften.

Momentbæreevnen:

Det plastiske modstandsmoment for dobbeltsymmetriske opsvøjste I profiler findes ved følgende:

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,556 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-6} \quad M_{PL,Rd} = 332,4 \text{ kNm}$$

Udfugning tiltrækker mere moment, derfor er det største moment med udfugning 203,27 kNm stammende fra lastkombination 7.

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{M_{Ed}}{M_{PL,Rd}} = \frac{203,27 \text{ kNm}}{332,4 \text{ kNm}} = 0,61 < 1,0$$

Profilen med udfugning er tilstrækkeligt til at klare momentet.

Tværsnitsanalyse for del 2:

Den nederste del udføres med IPE330.

Regningsmæssig last:

Forskydningskraft: $V_{Ed} = 33,77 \text{ kN}$

Normalkraft: $N_{Ed} = 49,11 \text{ kN}$

Moment: $M_{Ed} = 152,70 \text{ kNm}$

Se bilag B under afsnittet "Snitkræfter for rammen med udfugning fra FEM-Design"

Forskydningsbæreevne:

Der undersøges, om momentbæreevnen skal reduceres. Momentbæreevnen reduceres ikke hvis forskydningsbæreevnen er under 50 % udnyttet. Den plastiske forskydningsbæreevne:

$$V_{Ed} \leq V_{PL,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 50]

Forskydningsarealet findes ved følgende:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

[DS/EN 3-1-1 51]

$$A_v = 6260 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 160 \text{ mm} \cdot 11,5 \text{ mm} + (7,5 \text{ mm} + 2 \cdot 18) \cdot 11,5 \text{ mm}$$

$$A_v = 3080,25 \text{ mm}^2$$

Den plastiske forskydningsbæreevne er følgende:

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{3080,25 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{235 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} \cdot 10^{-3} \quad V_{PL,Rd} = 379,93 \text{ kN}$$

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{PL,Rd}} = \frac{33,77 \text{ kN}}{379,93 \text{ kN}} = 0,1 < 0,5$$

Der skal dermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. forskydning.

Normalkraftsbæreevnen:

For dobbelt symmetrisk I- og H-profiler er det ikke nødvendigt at tage hensyn til normalkraftens virkning på den plastiske momentbæreevne om y-y – aksen hvis følgende betingelser begge er opfyldt.

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{PL,Rd} \quad \text{og} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 54]

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6,26 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3} \quad N_{PL,Rd} = 1337,4 \text{ kN}$$

$$49,11 \text{ kN} < 0,25 \cdot 1337,4 \text{ kN} = 334,35 \text{ kN}$$

$$49,11 < \frac{0,5 \cdot 2302,5 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3} = 245,9 \text{ kN}$$

Der skal hermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. normalkraften.

Momentbæreevnen:

Det største moment der optræder på denne del er 152,70 kN. Der skal gælde følgende:

$$M_{Ed} \leq M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 50]

Momentbæreevnen findes:

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = M_{PL,Rd} = \frac{804 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-6} \quad M_{PL,Rd} = \mathbf{171,76 \text{ kNm}}$$

Det største moment der optræder på denne del er 152,70 kN.

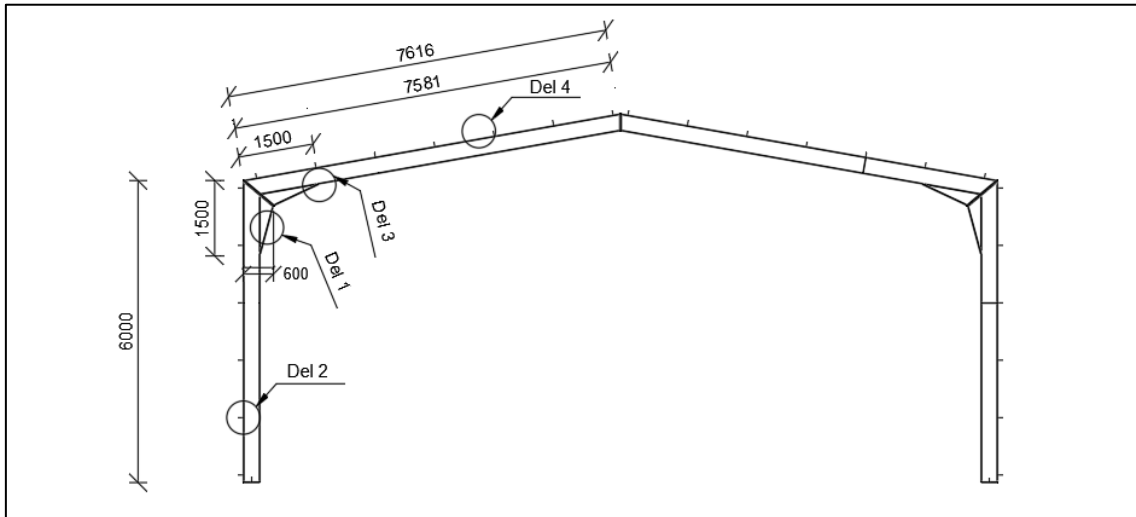
Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{M_{Ed}}{M_{PL,Rd}} = \frac{152,70 \text{ kNm}}{171,76 \text{ kNm}} = 0,88 < 1,0$$

Profilen med udfligning er tilstrækkeligt til at klare momentet.

3.4.2 Tværsnitsanalyse for rammebjælke:

I dette underafsnit foretages en tværsnitsanalyse for rammebjælken, hvor der eftervises for del 3 og del 4. Udflygningen udføres ligesom udflygningen på rammebetonet. Derfor benyttes de samme tværsnitskonstanter. Figur 29 illustrer rammen med udflygning, samt de dele der undersøges for.



Figur 26: Illustration af rammen med udflygning.

Tværsnitsanalyse for del 3:

Denne del er delen der udføres med udflygning.

Regningsmæssig last:

Forskydningskraft: $V_{Ed} = 45,50 \text{ kN}$

Normalkraft: $N_{Ed} = 42,19 \text{ kN}$

Moment: $M_{Ed} = 203,27 \text{ kNm}$

Se bilag B under afsnittet "Snitkræfter for rammen med udflygning fra FEM-Design"

Forskydningsbæreevne:

Der undersøges, om momentbæreevnen skal reduceres. Momentbæreevnen reduceres ikke hvis forskydningsbæreevnen er under 50 % udnyttet. Den plastiske forskydningsbæreevne:

$$V_{Ed} \leq V_{PL,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 50]

Forskydningsarealet findes ved følgende:

$$A_v = A_w$$

Hvor:

A_w Er arealet af profilets krop

$$A_v = 576 \text{ mm} \cdot 6 \text{ mm}$$

$$A_v = 3456 \text{ mm}^2$$

Den plastiske forskydningsbæreevne er følgende:

$$V_{PL,Rd} = \frac{3456 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{235 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} \cdot 10^{-3} = 426,3 \text{ kN}$$

$$V_{PL,Rd} = 426,3 \text{ kN}$$

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{PL,Rd}} = \frac{45,50 \text{ kN}}{426,3 \text{ kN}} = 0,11 < 0,5$$

Der skal dermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. forskydning.

Normalkraftsbæreevnen:

For dobbelt symmetrisk I- og H-profiler er det ikke nødvendigt at tage hensyn til normalkraftens virkning på den plastiske momentbæreevne om y-y – akse hvis følgende betingelser begge er opfyldt.

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{PL,Rd} \quad \text{og} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 54]

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7,057 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3}$$

$$N_{PL,Rd} = 1507,63 \text{ kN}$$

$$42,19 \text{ kN} < 0,25 \cdot 1507,63 \text{ kN} = 376,91 \text{ kN}$$

$$42,19 \text{ kN} < \frac{0,5 \cdot 3456 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3} = 369,2 \text{ kN}$$

Der skal hermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. normalkraften.

Momentbæreevnen:

Det plastiske modstandsmoment for dobbeltsymmetriske opsvejste I profiler findes ved følgende:

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1,556 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-6}$$

$$M_{PL,Rd} = 332,4 \text{ kNm}$$

Udfugning tiltrækker mere moment, derfor er det største moment med udfugning 203,27 kN stammende fra lastkombination 7.

$$UR = \frac{M_{Ed}}{M_{PL,Rd}} = \frac{203,27 \text{ kNm}}{332,4 \text{ kNm}} = 0,61 < 1,0$$

Profilen med udfugning er tilstrækkeligt til at klare momentet.

Tværsnitsanalyse for del 4:

Den nederste del udføres med IPE330.

Regningsmæssig last:

Forskydningskraft:

$$V_{Ed} = 40,23 \text{ kN}$$

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 42,71 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{Ed} = 138,96 \text{ kNm}$$

Se bilag B under afsnittet "Snitkræfter for rammen med udfugning fra FEM-Design"

Forskydningsbæreevne:

Der undersøges, om momentbæreevnen skal reduceres. Momentbæreevnen reduceres ikke hvis forskydningsbæreevnen er under 50 % udnyttet. Den plastiske forskydningsbæreevne:

$$V_{Ed} \leq V_{PL,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 50]

Forskydningsarealet findes ved følgende:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

[DS/EN 3-1-1 51]

$$A_v = 6260 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 160 \text{ mm} \cdot 11,5 \text{ mm} + (7,5 \text{ mm} + 2 \cdot 18) \cdot 11,5 \text{ mm}$$

$$A_v = 3080,25 \text{ mm}^2$$

Den plastiske forskydningsbæreevne er følgende:

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}} = \frac{3080,25 \text{ mm}^2 \cdot \left(\frac{235 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} \cdot 10^{-3} \quad V_{PL,Rd} = 379,93 \text{ kN}$$

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{PL,Rd}} = \frac{40,23 \text{ kN}}{379,93 \text{ kN}} = 0,11 < 0,5$$

Der skal dermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. forskydning.

Normalkraftsbæreevnen:

For dobbelt symmetrisk I- og H-profiler er det ikke nødvendigt at tage hensyn til normalkraftens virkning på den plastiske momentbæreevne om y-y - akse hvis følgende betingelser begge er opfyldt.

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{PL,Rd} \quad \text{og} \quad N_{Ed} \leq \frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 54]

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6,26 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3} \quad N_{PL,Rd} = 1337,4 \text{ kN}$$

$$42,71 \text{ kN} < 0,25 \cdot 1337,4 \text{ kN} = 334,35 \text{ kN}$$

$$42,71 \text{ kN} < \frac{0,5 \cdot 2302,5 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3} = 245,9 \text{ kN}$$

Der skal hermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. normalkraften.

Momentbæreevnen:

Det største moment der optræder på denne del er 138,96 kN. Der skal gælde følgende:

$$M_{Ed} \leq M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 50]

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = M_{PL,Rd} = \frac{804 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-6} \quad M_{PL,Rd} = 171,76 \text{ kNm}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{M_{Ed}}{M_{PL,Rd}} = \frac{138,96 \text{ kN}}{171,76 \text{ kN}} = 0,80 < 1,0$$

Tværsnitsanalysen er eftervist både for rammebenet og rammebjælken.

3.4.3 Elementanalyse for rammeben

I dette afsnit undersøges rammens stabilitet, i forhold til søjlevirkning samt kipning. Dette gøres ud fra følgende udtryk:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

[DS/EN 3-1-1 66]

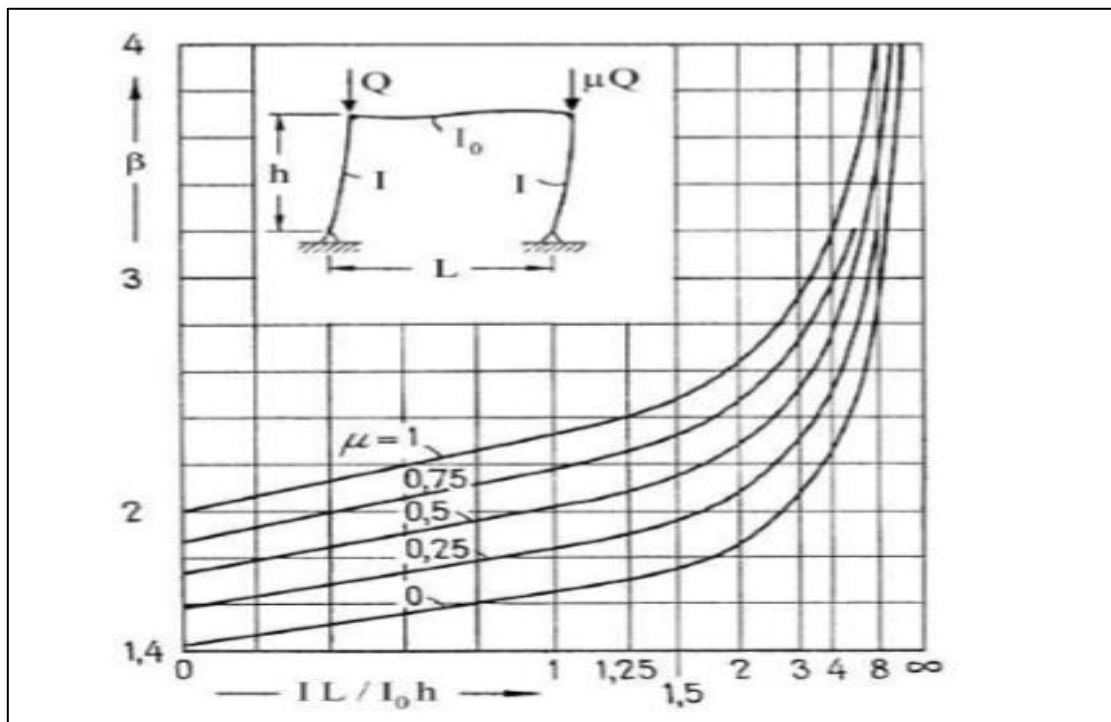
Hvor:

- N_{Ed} Er de regningsmæssige værdier af trykkraften og de maksimale momenter om y-y akse.
- χ_y Er en reduktionsfaktor svarende til bøjningsudknækning.
- χ_{LT} Er reduktionsfaktor svarende til kipning.
- k_{yy} Er interaktionsfaktor.

Søjlelængde for rammeben:

Der startes med at finde søjlelængden for rammebenet. Søjlelængden findes ud fra følgende formel:

$$l_{cr} = \beta \cdot l$$



Figur 27: Grafer benyttet til at aflæse β . [Stålkompndie S. 28]

Til aflæsning af β , anvendes følgende:

$$S = \frac{I_y}{I_{y,o}} \cdot \frac{l}{h}$$

[Stålkompandie S. 28]

Hvor I_y er ens for hele rammen, både for søjler og bjælker.

$$S = \frac{15000 \text{ mm}}{6000 \text{ mm}} \quad S = 2,5$$

μ Er forholdet mellem rammens reaktioner.

[Stålkompandie S 28]

$$\mu = \frac{R_A^l}{R_E^l} = \frac{39,59 \text{ kN}}{49,19 \text{ kN}} \quad \mu = 0,8$$

På den sikre side sættes $\mu = 1$

Heraf kan β aflæses ud fra ovenstående figur 30: $\beta = 2,65$

Der skal korrigeres for l da der er udfligning.

$$l_{korr} = l_0 + l_1 \cdot \frac{I_0}{I_1}$$

Hvor:

I_0 Er grundprofilets inertimoment.
 I_1 Er et gennemsnits inertimoment for l_1 .

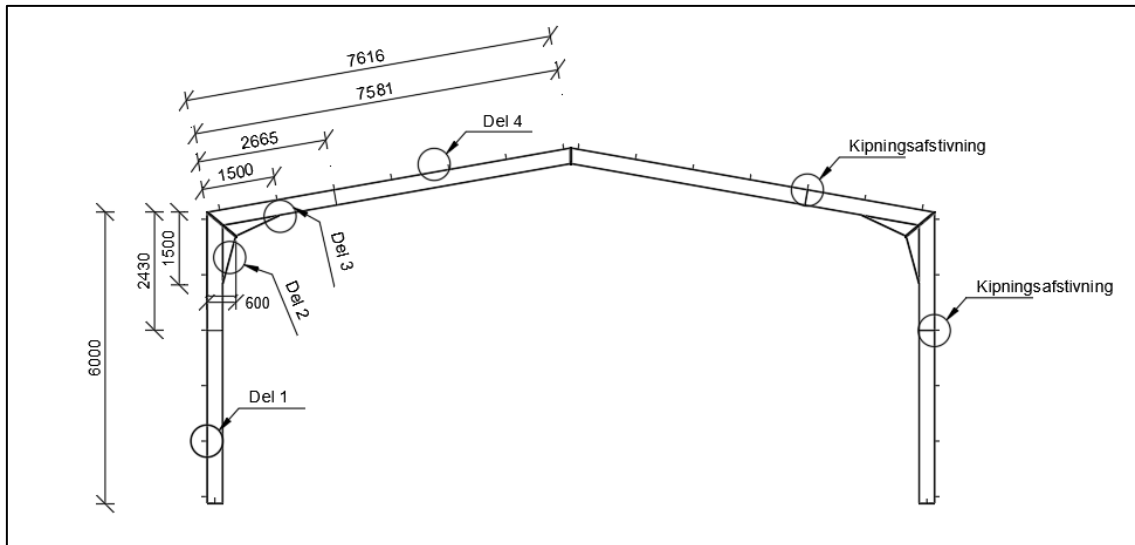
$$l_{korr} = 3570 \text{ mm} + 2430 \text{ mm} \cdot \frac{117,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{262,25 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \quad l_{korr} = 4661 \text{ mm}$$

Hermed kan den kritiske søjlelængde findes:

$$l_{cr} = \beta \cdot l_{korr} = 2,65 \cdot 4661 \text{ mm} \quad l_{cr} = 12352 \text{ mm}$$

Undersøgelse af stabilitet for del 1:

I dette afsnit, undersøges i forhold til kipning. Der indsættes kipningsafstivning både i rammebenet og rammebjælken. Der undersøges for del 1, som er fra understøtning og op til kipningsafstivningen.



Figur 28: Illustration af rammen med kipningsafstivning.

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 51,12 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{Ed} = 135,81 \text{ kNm}$$

Lasten er fundet ud fra FEM-Design modellen.

Stabilitet undersøges udelukkende for normalkraften:

For slankhedsforholdet gælder følgende:

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200 = \frac{12352 \text{ mm}}{137 \text{ mm}}$$

$$\lambda = 90,2 < 200 \rightarrow OK$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes ud fra følgende:

$$\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{12352 \text{ mm}}{137 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot 1}$$

$$\lambda_y = 0,96$$

[DS/EN 3-1-1 S. 59]

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes. Før denne kan bestemmes, skal hjælpeformlen findes ud fra følgende:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57]

Hvor α er imperfektionsfaktoren. Denne findes ud fra $\frac{h}{b} > 1,2$ samt at $t_f \leq 40 \text{ mm}$.

Ud fra ovenstående bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurve a til følgende: $\alpha = 0,21$

[DS/EN 3-1-1 S. 57-58]

Hjælpefaktoren findes:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,96 - 0,2) + 0,96^2)$$

$$\phi = 1,04$$

Hermed bestemmes søjlereduktionsfaktoren:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{1,04 + \sqrt{1,04^2 - 0,96^2}}$$

$$\chi_y = 0,69$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57]

Normalkraftsbæreevnen findes:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 6260 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot 10^{-3}$$

$$N_{Rk} = 1471 \text{ kN}$$

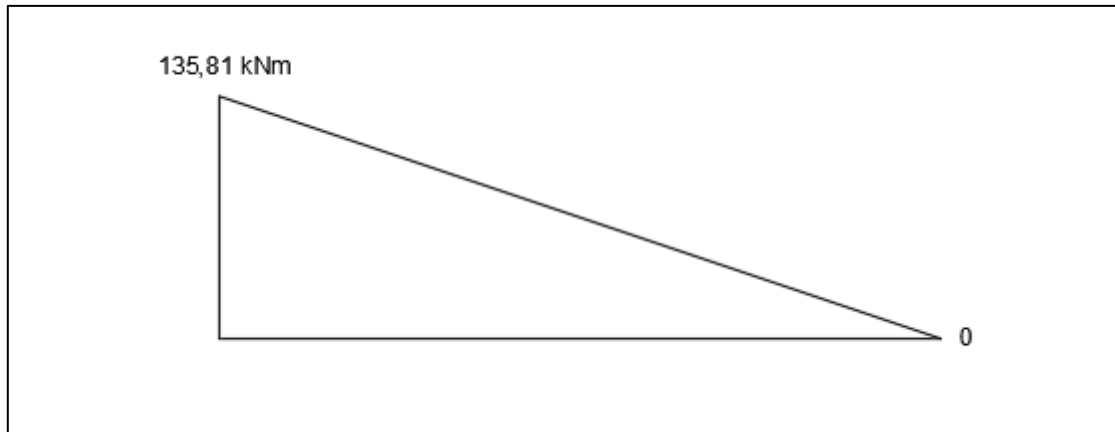
Stabilitet undersøges udelukkende for normalkraften del 1 giver følgende:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_1}} = \frac{51,12 \text{ kN}}{0,69 \cdot \frac{1471 \text{ kN}}{1,2}} = 0,06 < 1$$

Stabiliteten er OK i forhold til normalkraften.

Undersøgelse i forhold til kipning del 1:

Eftersom yderflangen fastholdes imod kipning af facaden, er der tale om bunden kipning. Derfor anvendes tilfælde 6, tabel 6.37 TS23. Momentkurven for del 1 ser således ud:



Figur 29: momentkurven fra kipningsafstivningen til understøtningen. Hvor 0 er understøtningen.

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t$$

[TS23 S. 259]

Hertil skal μ og kl bestemmes. μ sættes til 0, da momentet i understøtningen er 0.

kl bestemmes:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{81000 \frac{N}{mm^2} \cdot 283 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (3570 mm)^2}{210000 \frac{N}{mm^2} \cdot 199 \cdot 10^9 mm^6}} \quad kl = 2,64$$

m_6 findes i s. 259 TS23. For at finde m_6 interpoleres der: $m_6 = 12,4$

Det kritiske moment findes:

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t = 12,4 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 7,88 \cdot 10^6 mm^4}{(3570 mm)^2} \cdot (330 - 11,5) \cdot 10^{-6}$$

$$M_{cr} = 512,79$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes i forhold til kipning:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 235 MPa}{512,79 \cdot 10^6 Nmm}} \quad \lambda_{LT} = 0,61$$

Der startes med at bestemme hjælpefaktoren:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 61]

Da $\frac{h}{b} > 2$ for det valsede profil er $\alpha_{LT} = 0,34$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,61 - 0,2) + 0,61^2)$$

$$\phi_{LT} = \mathbf{0,76}$$

Kipreduktionsfaktoren:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,76 + \sqrt{0,76^2 - 0,61^2}}$$

$$\chi_{LT} = \mathbf{0,82}$$

[DS/EN 3-1-1 S. 61]

Interaktionsfaktoren kan findes ud fra følgende ligning:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 79]

Hvor:

C_{my} Er en momentfaktor. Denne sættes til 0,9 for elementer med bevægelig knudepunktsfigur.

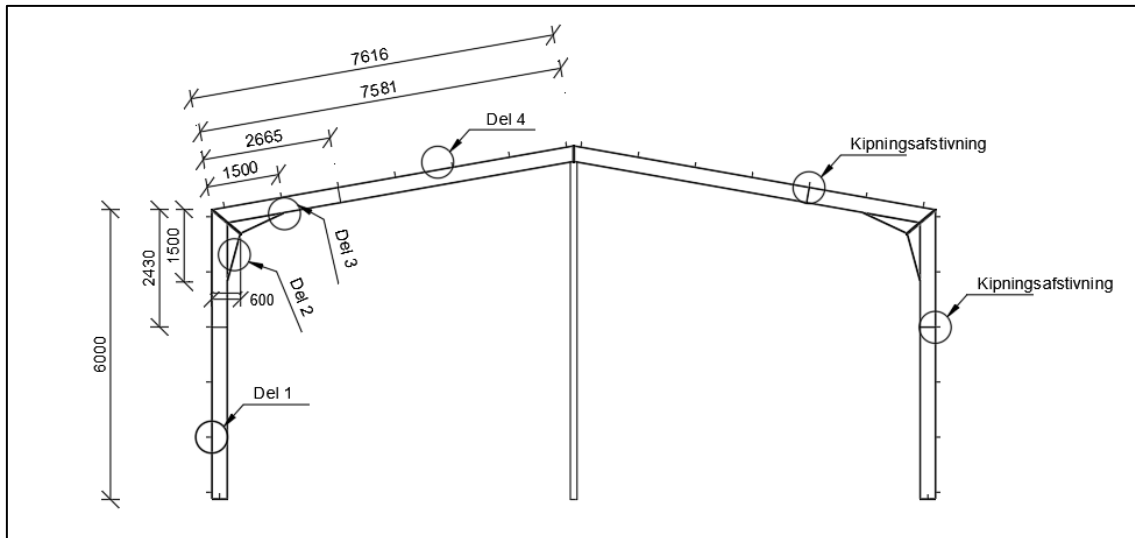
$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,9 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{51,12}{0,69 \cdot \frac{1471 \text{ kN}}{1,2}} \right) \quad k_{yy} = \mathbf{0,94}$$

Den samlede stabilitet undersøges:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1$$

$$\frac{48 \text{ kN}}{0,69 \cdot \frac{1471}{1,2}} + 0,94 \cdot \frac{136 \text{ kNm} \cdot 10^6}{0,82 \cdot \frac{235 \cdot 804 \cdot 10^3}{1,2}} = 1,05 > 1$$

Ud fra ovenstående ses at selv med kipningsafstivningen var det stadig ikke tilstrækkeligt. Rammebenet vil kippe. Der indsættes en indvendig søjle. Rammen vil se således ud:



Figur 30: Illustration af ramme med kipningsafstivning samt indvendig søjle.

Efter indsættelse af den indvendige søjle, vil kræfterne i rammen ændre sig. Stabiliteten eftervises for del 1, hvor den indvendige søjle er placeret. Der vil forekomme følgende normalkraft og moment:

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 31,73 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{Ed} = 92,65 \text{ kNm}$$

Lasten er fundet ud fra FEM-Design modellen.

Den samlede stabilitet undersøges for del 1 med indvendig søjle:

$$\frac{31,73 \text{ kN}}{\frac{0,69 \cdot 1471}{1,2}} + 0,94 \cdot \frac{92,65 \text{ kNm} \cdot 10^6}{0,82 \cdot \frac{235 \cdot 804 \cdot 10^3}{1,2}} = 0,71 < 1$$

Den samlede stabilitet er OK for del 1.

Som det ses, kan del 1 holde ved placering af den indvendige søjle. De resterende dele 2,3 og 4 vil tage udgangspunkt i at den indvendige søjle er placeret.

Undersøgelse af stabilitet for del 2:

Der undersøges for del 2, som er fra kipningsafstivningen til rammehjørnet. Alle tværsnitsdata er en gennemsnits værdi, mellem IPE300 profilet og det opsvejste profil. Tværsnitsdata for profilerne kan findes i Bilag B.

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 32,75 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{Ed} = 141,52 \text{ kNm}$$

Se bilag B under afsnittet " Snitkræfter for rammen med udfligning og indvendige søjle fra FEM-Design".

Stabilitet undersøges udelukkende for normalkraften:

For slankhedsforholdet gælder følgende:

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200 = \frac{12352 \text{ mm}}{188,6 \text{ mm}}$$

$$\lambda = 65,49 < 200 \rightarrow OK$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{12352 \text{ mm}}{188,6 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot 1}$$

$$\lambda_y = 0,7$$

[DS/EN 3-1-1 S. 59]

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes. Før denne kan bestemmes, skal hjælpeformlen findes ud fra følgende:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2)$$

Hvor α er imperfektionsfaktoren. Denne findes ud fra $\frac{h}{b} > 1,2$ samt at $t_f \leq 40 \text{ mm}$.

Ud fra ovenstående bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurve a til følgende:

$$\alpha = 0,21$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57-58]

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,7 - 0,2) + 0,7^2)$$

$$\phi = 0,8$$

Hermed bestemmes søjlereduktionsfaktoren:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,8 + \sqrt{0,8^2 - 0,7^2}}$$

$$\chi_y = 0,84$$

Normalkraftsbæreevnen findes:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 6659 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot 10^{-3}$$

$$N_{Rk} = 1564,87 \text{ kN}$$

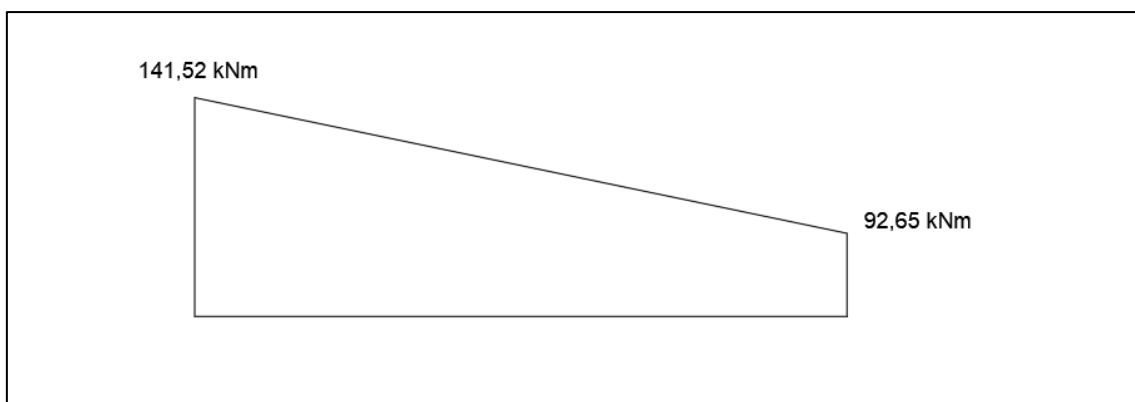
Stabilitet undersøges udelukkende for normalkraften:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_1}} = \frac{32,75 \text{ kN}}{0,84 \cdot \frac{1564,87}{1,2}} = 0,03 < 1$$

Stabiliteten er OK i forhold til normalkraften.

Undersøgelse i forhold til kipning del 2:

Eftersom yderflangen fastholdes imod kipning af facaden, er der tale om bunden kipning. Derfor anvendes tilfælde 6, tabel 6.37 TS23. Momentkurven ser således ud:



Figur 31: Momentkurve for del 2.

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t$$

Hertil skal μ og kl bestemmes.

μ er forskellen mellem momenterne der forekommer.

$$\mu = \frac{92,65 \text{ kNm}}{141,52 \text{ kNm}} \quad \mu = 0,67$$

kl bestemmes:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{81000 \frac{N}{mm^2} \cdot 265 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (2430 mm)^2}{210000 \frac{N}{mm^2} \cdot 389,77 \cdot 10^9 mm^6}} \quad kl = 1,24$$

m_6 findes i s. 259 TS23. For at finde m_6 interpoleres der:

Der laves dobbelt lineær interpolation for at finde m_6 : $m_6 = 5,94$

Det kritiske moment findes:

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t = 5,94 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 7,32 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(2430 \text{ mm})^2} \cdot (465 - 12) \cdot 10^{-6}$$

$$M_{cr} = 700,5 \text{ kNm}$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes i forhold til kipning:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{700,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}} \quad \lambda_{LT} = 0,63$$

Der startes med at bestemme hjælpefaktoren:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

Da $\frac{h}{b} > 2$ for det valsedede profil er $\alpha_{LT} = 0,34$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,63 - 0,2) + 0,63^2)$$

$$\phi_{LT} = 0,77$$

Kipreduktionsfaktoren:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,63^2}} = 0,82$$

Interaktionsfaktoren kan findes ud fra følgende ligning:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

Hvor:

C_{my} Er en momentfaktor. Denne sættes til 0,9 for elementer med bevægelig knudepunktsfigur.

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,9 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{52,18}{0,84 \cdot \frac{1564,87 \text{ kN}}{1,2}} \right) \quad k_{yy} = 0,93$$

Den samlede stabilitet undersøges for del 2:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}$$

$$\frac{32,75 \text{ kN}}{\frac{0,84 \cdot 1564,87}{1,2}} + 0,93 \cdot \frac{141,52 \text{ kNm} \cdot 10^6}{0,82 \cdot \frac{235 \cdot 1,18 \cdot 10^6}{1,2}} = 0,49 < 1$$

Den samlede stabilitet er OK for del 2.

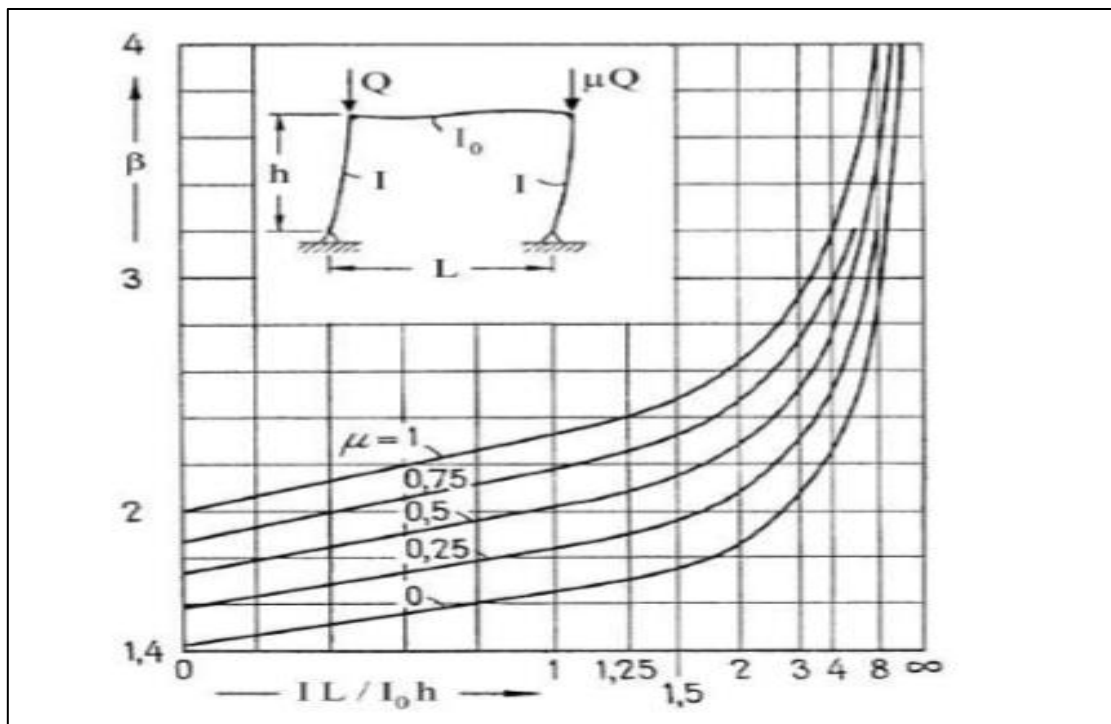
3.4.4 Elementanalyse af rammebjælken

I det følgende foretages en stabilitets undersøgelse for rammebjælken. Dette indbefatter en undersøgelse af søjlevirkning og kipning.

Søjlelængde for rammebjælken:

Der startes med at finde søjlelængden for rammebjælken. Søjlelængden findes ud fra følgende formel:

$$l_{cr} = \beta \cdot l$$



Figur 32: [Stålkompensie S 28]

Til aflæsning af β , anvendes følgende:

$$S = \frac{I_y}{I_{y,0}} \cdot \frac{l}{h}$$

[Stålkompensie S. 28]

Hvor I_y er ens for hele rammen, både for søjler og bjælker.

$$S = \frac{15000 \text{ mm}}{6000 \text{ mm}} = 2,5$$

μ Er forholdet mellem rammens normalkræfter.
 [Stålkompensie S 28]

$$\mu = \frac{20,21 \text{ kN}}{29,8 \text{ kN}} \qquad \mu = 0,7$$

Heraf kan β aflæses ud fra ovenstående figur 36: $\beta = 2,4$

Der skal korrigeres for l da der er udfligning.

$$l_{korr} = l_0 + l_1 \cdot \frac{I_0}{I_1}$$

Hvor:

I_0 Er grundprofilets inertimoment.

I_1 Er et gennemsnits inertimoment for l_1 .

$$l_{korr} = 4951 \text{ mm} + 2665 \text{ mm} \cdot \frac{117,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{262,25 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} \qquad l_{korr} = 7616 \text{ mm}$$

Hermed kan den kritiske søjlelængde findes:

$$l_{cr} = \beta \cdot l_{korr} = 2,4 \cdot 7616 \text{ mm} \qquad l_{cr} = 18278 \text{ mm}$$

Undersøgelse af stabilitet for del 3:

Der undersøges for del 3, som er fra kipningsafstivningen til rammehjørne. Alle tværsnitsdata er en gennemsnitslig værdi mellem IPE330-profilet og det opsvejste profil. Tværsnitsdata for profilerne kan findes i Bilag D.

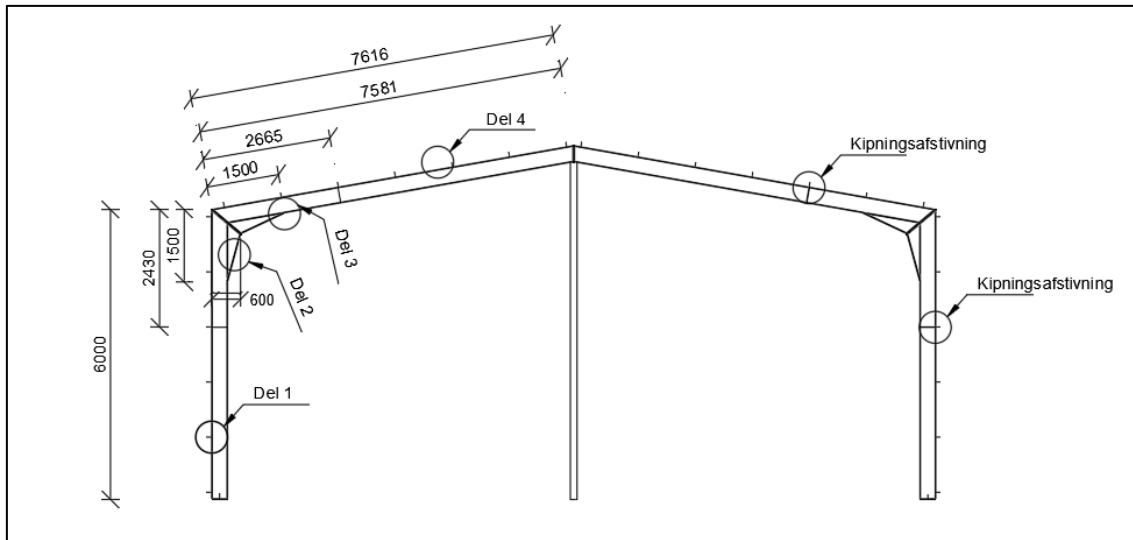
Regningsmæssig last:

Normalkraft: $N_{Ed} = 28,69 \text{ kN}$

Moment: $M_{Ed} = 141,52 \text{ kNm}$

Se bilag B under afsnittet "Snitkræfter for rammen med udfligning og indvendige søjle fra FEM-Design."

Stabilitet undersøges udelukkende for normalkraften:



Figur 33: Ramme med kipningsafstivning samt indvendig søjle.

For slankhedsforholdet gælder følgende:

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200 = \frac{18278 \text{ mm}}{188,6 \text{ mm}}$$

$$\lambda = 96,91 < 200 \rightarrow OK$$

Det relative slankhedsforhold for bøjningsudknækning bestemmes:

$$\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{18278 \text{ mm}}{188,6 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot 1}$$

$$\lambda_y = 1,03$$

[DS/EN 3-1-1 S. 59]

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes. Før denne kan bestemmes, skal hjælpeformlen findes ud fra følgende:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2)$$

Hvor α er imperfektionsfaktoren. Denne findes ud fra $\frac{h}{b} > 1,2$ samt at $t_f \leq 40 \text{ mm}$.

Ud fra ovenstående bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurve til følgende:

$$\alpha = 0,21$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57-58]

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (1,03 - 0,2) + 1,03^2)$$

$$\phi = 1,12$$

Hermed bestemmes søjlereduktionsfaktoren:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{1,12 + \sqrt{1,12^2 - 1,03^2}} \quad \chi_y = \mathbf{0,64}$$

Normalkraftsbæreevnen findes:

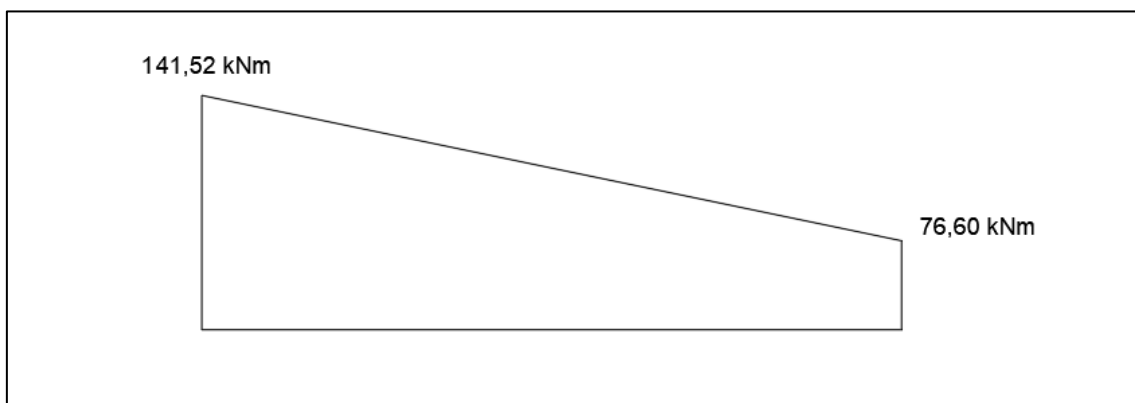
$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 6659 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot 10^{-3} \quad N_{Rk} = \mathbf{1564,87 \text{ kN}}$$

Stabilitet undersøges udelukkende for normalkraften:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_1}} = \frac{28,69 \text{ kN}}{\frac{0,64 \cdot 1564,87}{1,2}} = \mathbf{0,03 < 1}$$

Undersøgelse i forhold til kipning del 3:

Eftersom yderflangen fastholdes imod kipning af taget, er der tale om bunden kipning. Derfor anvendes tilfælde 6, tabel 6.37 TS23. Momentkurven ser således ud:



Figur 34: momentkurve for del 3.

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t$$

Hertil skal μ og kl bestemmes.

μ er forskellen mellem momenterne der forekommer i rammehjørnet og momentet der forekommer ved kippingsafstivningen.

$$\mu = \frac{76,60 \text{ kNm}}{141,52 \text{ kNm}} \quad \mu = \mathbf{0,54}$$

kl bestemmes:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} = \frac{81000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 265 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \cdot (2665 \text{ mm})^2}{210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 389,77 \cdot 10^9 \text{ mm}^6} \quad kl = \mathbf{1,36}$$

m_6 findes i s. 259 TS23. For at finde m_6 interpoleres der. Der laves dobbelt lineær interpolation for at finde m_6 : $m_6 = 5,30$

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t = 5,30 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 7,32 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(2665 \text{ mm})^2} \cdot (465 - 12) \cdot 10^{-6}$$

$$M_{cr} = 519,6 \text{ kNm}$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes i forhold til kipning:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,18 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{519,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}} \quad \lambda_{LT} = 0,73$$

Der startes med at bestemme hjælpefaktoren:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

Da $\frac{h}{b} > 2$ for det valsede profil er $\alpha_{LT} = 0,34$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,73 - 0,2) + 0,73^2)$$

$$\phi_{LT} = 0,86$$

Kipreduktionsfaktoren:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,86 + \sqrt{0,86^2 - 0,73^2}} \quad \chi_{LT} = 0,76$$

Interaktionsfaktoren kan findes ud fra følgende ligning:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

Hvor:

C_{my} Er en momentfaktor. Denne sættes til 0,9 for elementer med bevægelig knudepunktsfigur.

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,9 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{28,69 \text{ kN}}{0,64 \cdot \frac{1564,87 \text{ kN}}{1,2}} \right) \quad k_{yy} = 0,92$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{28,69 \text{ kN}}{\frac{0,64 \cdot 1564,87}{1,2}} + 0,92 \cdot \frac{141,52 \text{ kNm}}{0,76 \cdot \frac{235 \cdot 1,18 \cdot 10^6}{1,2}} = 0,78 < 1$$

Den samlede stabilitet er OK for del 3.

Undersøgelse af stabilitet for del 4:

Der undersøges for del 4, som er fra kip og til kipningsafstivningen

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 29,10 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{Ed} = 76,60 \text{ kNm}$$

Lasten fundet fra FEM-modellen.

Stabilitet undersøges udelukkende for normalkraften:

For slankhedsforholdet gælder følgende:

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200 = \frac{18278 \text{ mm}}{137 \text{ mm}}$$

$$\lambda = 133 < 200 \rightarrow OK$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{18278 \text{ mm}}{137 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot 1}$$

$$\lambda_y = 1,42$$

[DS/EN 3-1-1 S. 59]

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes. Før denne kan bestemmes, skal hjælpeformlen findes ud fra følgende:

Ud fra ovenstående bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurve til følgende:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57]

Hvor α er imperfektionsfaktoren. Denne findes ud fra $\frac{h}{b} > 1,2$ samt at $t_f \leq 40 \text{ mm}$.

Ud fra ovenstående bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurve a til følgende: $\alpha = 0,21$

[DS/EN 3-1-1 S. 57-58]

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (1,42 - 0,2) + 1,42^2)$$

$$\phi = 1,64$$

Hermed bestemmes søjlereduktionsfaktoren:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{1,64 + \sqrt{1,64^2 - 1,42^2}}$$

$$\chi_y = 0,41$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57]

Normalkraftsbæreevnen findes:

$$N_{Rk} = A \cdot f_y = 6260 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa} \cdot 10^{-3}$$

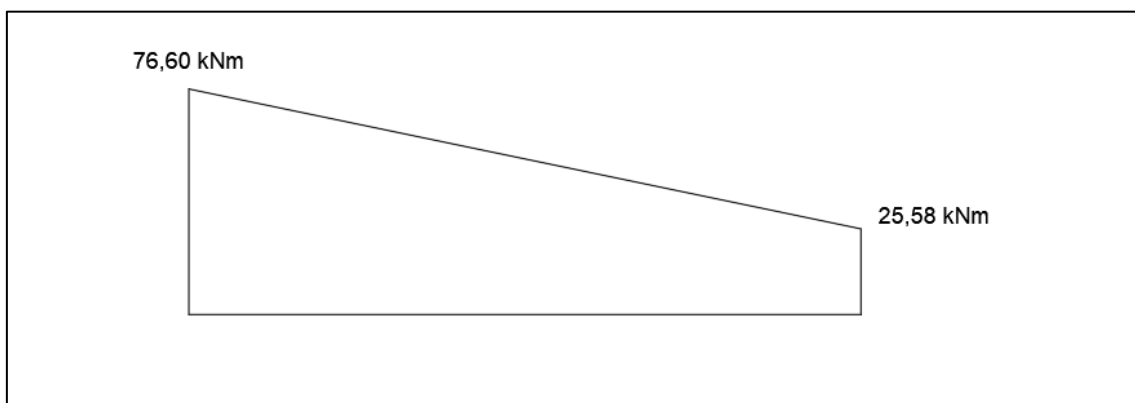
$$N_{Rk} = 1471 \text{ kN}$$

Stabilitet undersøges udelukkende for normalkraften:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_1}} = \frac{29,10 \text{ kN}}{0,41 \cdot \frac{1471 \text{ kN}}{1,2}} = 0,06 < 1$$

Undersøgelse i forhold til kipning del 4:

Eftersom yderflangen fastholdes imod kipning af taget, er der tale om bunden kipning. Derfor anvendes tilfælde 6, tabel 6.37 TS23. Momentkurven ser således ud:



Figur 35: Momentkurve for del 4.

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t$$

Hertil skal μ og kl bestemmes.

μ er forskellen mellem momenterne der forekommer.

$$\mu = \frac{25,58 \text{ kNm}}{76,60 \text{ kNm}} \quad \mu = 0,33$$

Der anvendes række 6 tabel 6.37 TS23:

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t$$

[TS23 S. 259]

kl bestemmes:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{81000 \frac{N}{mm^2} \cdot 283 \cdot 10^3 mm^4 \cdot (4951 mm)^2}{210000 \frac{N}{mm^2} \cdot 199 \cdot 10^9 mm^6}} \quad kl = 3,67$$

m_6 findes i s. 259 TS23. For at finde m_6 foretages der dobbelt lineær interpolation:

$$m_6 = 12,43$$

$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t = 12,43 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 MPa \cdot 7,88 \cdot 10^6 mm^4}{(4951 mm)^2} \cdot (330 - 11,5) \cdot 10^{-6}$$

$$M_{cr} = 267,3 \text{ kNm}$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes i forhold til kipning:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 235 MPa}{267,3 \cdot 10^6 Nmm}} \quad \lambda_{LT} = 0,84$$

Der startes med at bestemme hjælpefaktoren:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 61]

Da $\frac{h}{b} > 2$ for det valsede profil er $\alpha_{LT} = 0,34$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,84 - 0,2) + 0,84^2)$$

$$\phi_{LT} = 0,96$$

Kipreduktionsfaktoren:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,96 + \sqrt{0,96^2 - 0,84^2}} \quad \chi_{LT} = 0,7$$

[DS/EN 3-1-1 S. 61]

Interaktionsfaktoren kan findes ud fra følgende ligning:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 79]

Hvor:

C_{my} Er en momentfaktor. Denne sættes til 0,9 for elementer med bevægelig knudepunktsfigur.

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,9 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{29,10 \text{ kN}}{0,7 \cdot \frac{1471 \text{ kN}}{1,2}} \right) \quad k_{yy} = \mathbf{0,94}$$

Den samlede stabilitet undersøges:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \cdot \frac{\frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} < 1$$

$$\frac{29,10 \text{ kN}}{0,41 \cdot \frac{1471}{1,2}} + 0,94 \cdot \frac{76,60 \text{ kNm} \cdot 10^6}{0,7 \cdot \frac{235 \cdot 804 \cdot 10^3}{1,2}} = 0,71 < 1$$

Den samlede stabilitet er OK for del 4.

3.5 Anvendelsesgrænsetilstand:

Der er ikke krav om at overholde anvendelsesgrænsetilstanden, men der er i Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993 oplyst vejledende værdier. For rammeben anvendes anbefalede anvendelsesgrænse:

$$\frac{h}{150} = \frac{6000 \text{ mm}}{150} = 40 \text{ mm}$$

Den maksimale udbøjning for rammeben er på 40 mm.

Udbøjningen for rammen er fundet ud fra Halber til 73,8 mm.

Grundet beklædningens udformning, og grundet at det er vejledende normer, vurderes det OK ikke at overholde ovenstående anbefalede anvendelsesgrænse.

For at overholde de anbefalede værdier, skulle rammen udføres i IPE450-profil, hvilket både vejer og koster mere.

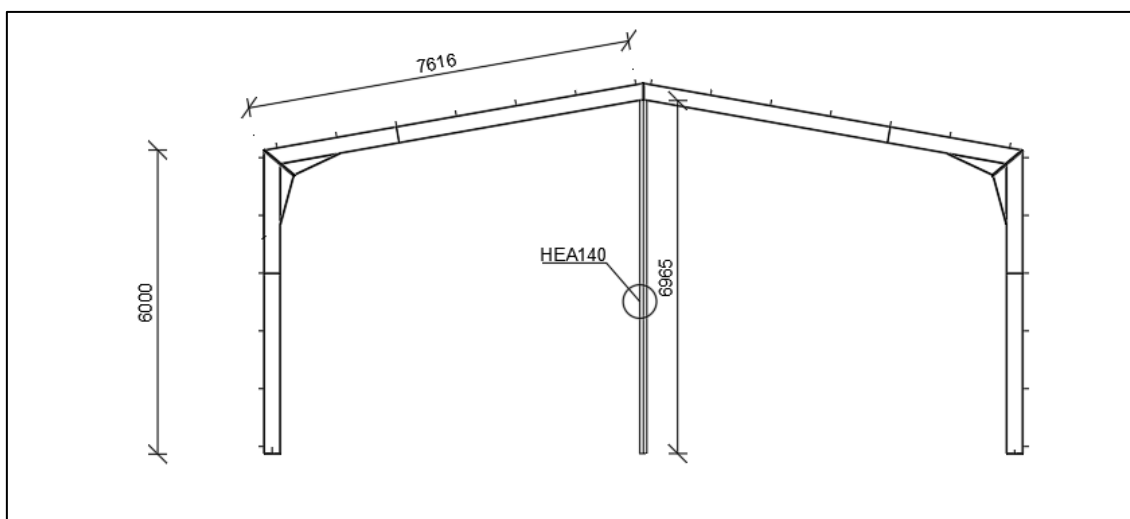
3.6 vurdering

Den lastkombination der tages udgangspunkt i er lastkombination 7, da der her forekommer det største moment. Under tværsnitsanalysen er der andre lastkombinationer hvor der forekommer større normal- og forskydningskraft end hvad der er regnet med. Disse større kræfter har ingen betydning, da tværsnitsanalysen for forskydnings- og normalkraftbæreevnen stadig overholdes.

Anvendte programmer som Halber, findes søjlelængden ved at gange rammebenets længde med 2 og for rammebjælken ganges denne med 1. Den anvendte metode er på den sikre side.

4. Dimensionering af indvendige søjle

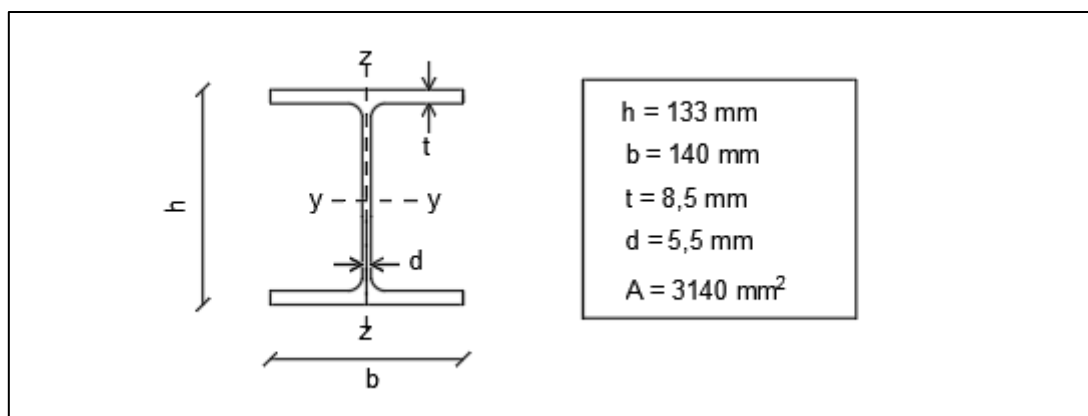
I dette afsnit vil den indvendige søjle blive dimensioneret. Den indvendige søjle dimensioneres som en trykstang. For yderligere detaljer se Tegn. B203.



Figur 36: Ramme med indvendig søjle udført i HEA140.

Materialedata:

Der vælges en HE140A. Profilet har følgende tværsnitsdata:



Figur 37: Konstanter for HEA140-profil.

Tabel 5: tværsnitskonstanter for HEA140.

Tværsnitskonstanter				
$I_y [\text{mm}^4]$	$I_z [\text{mm}^4]$	$I_v [\text{mm}^4]$	$I_w [\text{mm}^6]$	$W_{pl} [\text{mm}^3]$
$10,3 \cdot 10^6$	$3,89 \cdot 10^6$	$81,6 \cdot 10^3$	$15,1 \cdot 10^9$	$173,4 \cdot 10^3$

Tabel 6: Anvendte styrkeparametre.

Styrkeparametre	
f_{yk} 235 MPa	E $0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa}$

Regningsmæssig last:

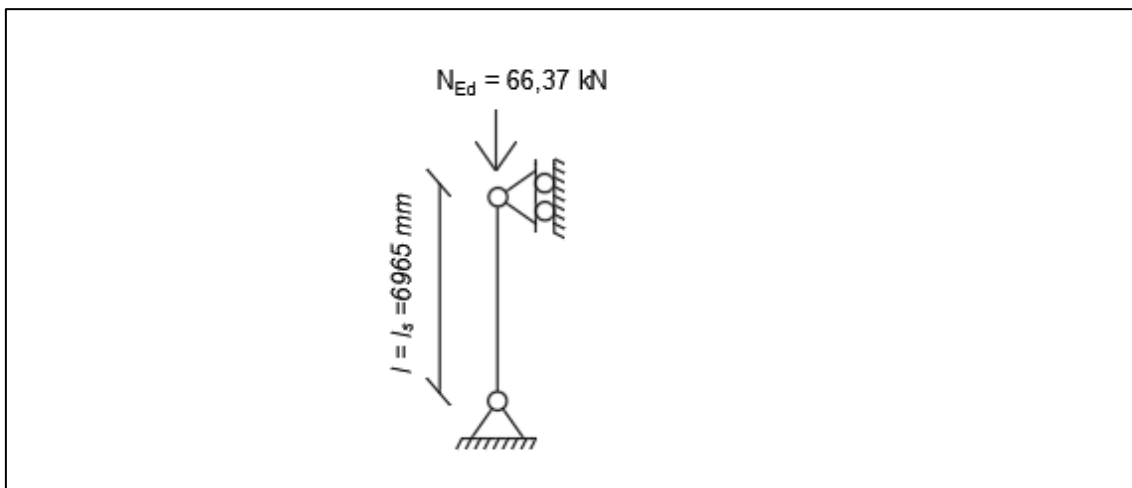
Normalkraft:

$$N_{Ed} = 66,37 \text{ kN}$$

Se bilag B under afsnittet " Snitkræfter for rammen med udfligning og indvendige søjle fra FEM-Design.

4.1 Brudgrænsetilstand for HEA140

Den indvendige søjle dimensioneres som en centralt påvirket trykstang. Søjlen er simpelt understøttet.



Figur 38: Statisk system for indvendig søjle.

Søjlen skal eftervises for følgende:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Der startes med at finde slankhedsforholdet. For slankhedsforholdet gælder følgende:

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200$$

$$\lambda = \frac{l_{cr}}{i_y} \leq 200 = \frac{6965 \text{ mm}}{57,3 \text{ mm}}$$

$$\lambda = 121,6 < 200 \rightarrow OK$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes:

$$\lambda_y = \frac{l_{cr}}{i_y} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{6965 \text{ mm}}{57,3 \text{ mm}} \cdot \frac{1}{93,9 \cdot 1}$$

$$\lambda_y = 1,29$$

[DS/EN 3-1-1 S. 59]

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes. Før denne kan bestemmes, skal hjælpeformlen findes ud fra følgende:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57]

Hvor α er imperfektionsfaktoren. Denne findes ud fra $\frac{h}{b} < 1,2$ samt at

$$t_f = 100 \text{ mm}.$$

Ud fra ovenstående bestemmes imperfektionsfaktoren ud fra søjlekurve b til følgende:

$$\alpha = 0,34$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57-58]

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (1,29 - 0,2) + 1,29^2)$$

$$\phi = 1,52$$

Søjlereduktionsfaktoren:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{1,52 + \sqrt{1,52^2 - 1,29^2}}$$

$$\chi = 0,43$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57]

Normalkraftsbæreevnen findes:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,43 \cdot 3,14 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,20} \cdot 10^{-3}$$

$$N_{b,Rd} = 264,41 \text{ kN}$$

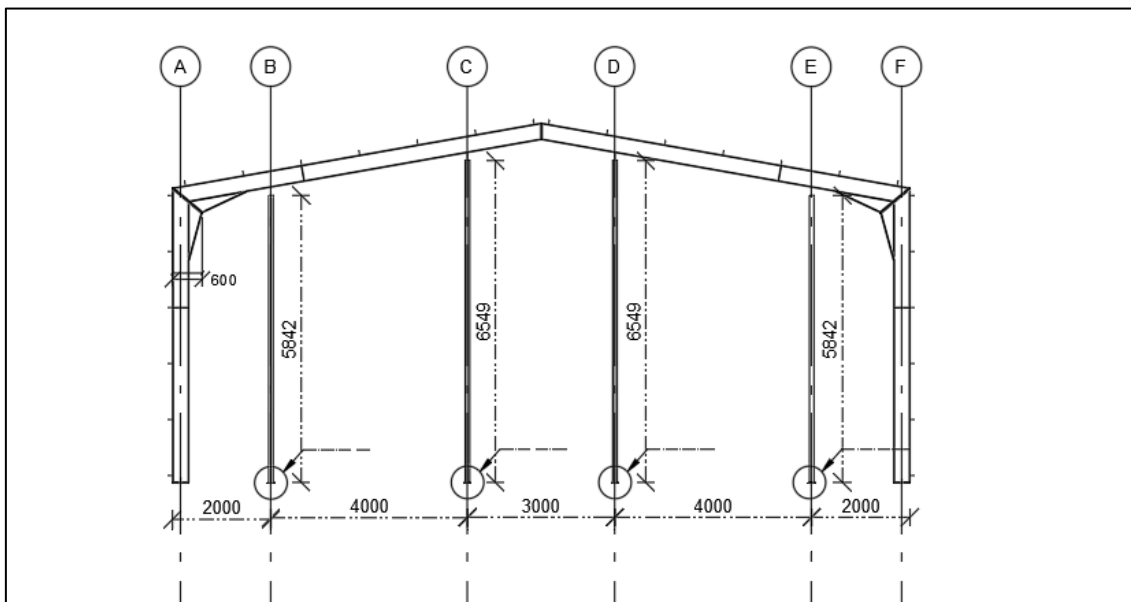
Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{66,37 \text{ kN}}{264,41 \text{ kN}} = 0,25 < 1$$

Det er eftervist at HEA140-profil er OK.

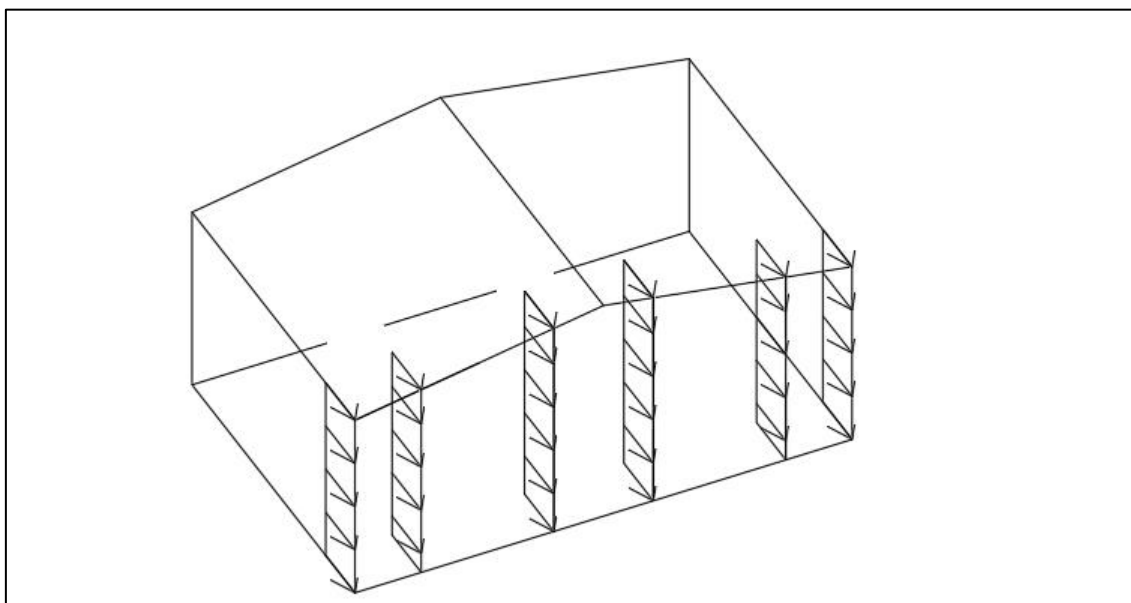
5. Dimensionering af gavlsøjler

I dette afsnit dimensioneres gavlsøjlerne. Der eksisterer fire gavlsøjler i hver gavl. Gavlsøjlerne eftervises både ud fra en tværsnitsanalyse samt en elementanalyse. Gavlsøjlerne udføres som simpelt understøttet.



Figur 39: Ramme med gavlsøjler.

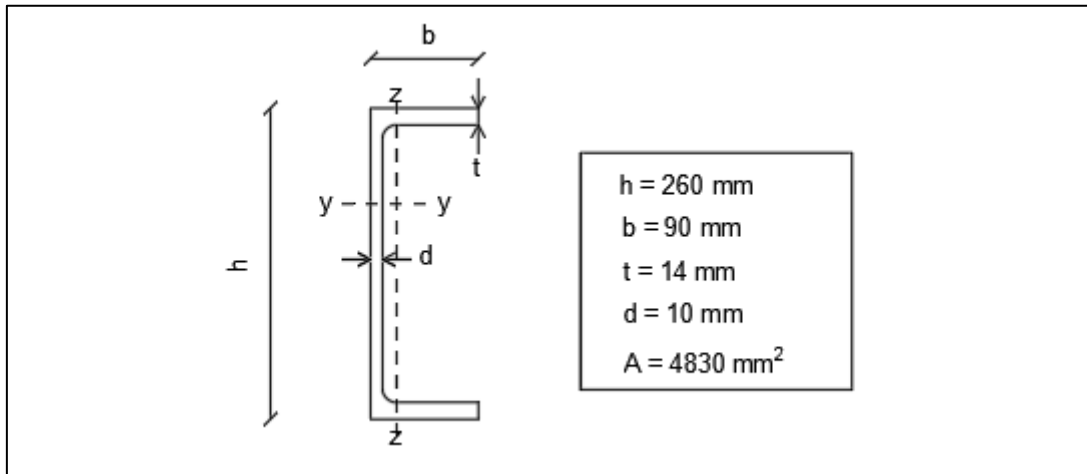
Vindens påvirkning på gavlsøjlerne er illustreret i følgende figur.



Figur 40: vindens påvirkning på gavlsøjler

Materialedata:

Der vælges en UNP260. Profilet har følgende tværsnitsdata:



Figur 41: Konstanter for UNP260-profil.

Tabel 7: tværsnitskonstanter for UNP260.

Tværsnitskonstanter				
$I_y [\text{mm}^4]$	$I_z [\text{mm}^4]$	$I_v [\text{mm}^4]$	$I_w [\text{mm}^6]$	$W_{pl} [\text{mm}^3]$
$48,2 \cdot 10^6$	$3,17 \cdot 10^6$	$255 \cdot 10^3$	$33,3 \cdot 10^9$	$442 \cdot 10^3$

Tabel 8: Anvendte styrkeparametre.

Styrkeparametre	
f_{yk} 235 MPa	E $0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa}$

5.1 Brudgrænsetilstand

I brudgrænsetilstanden foretages en tværsnitsanalyse samt en elementanalyse for gavlsøjle 1E da denne er den mest kritiske søjle.

5.1.1 Tværsnitsanalyse af gavlsøjle 1E

Der startes ud med at bestemme tværsnitsklassen for et UNP260-profil.

Tværsnitklasse

Der startes ud med at bestemme tværsnitsklassen, for at se om der skal regnes med plastisk eller elastisk spændingsfordeling. Tværsnitsklassen bestemmes både for profilets krop og flange. Profilerne er både tryk- og bøjningspåvirket.

Nullinjens afstand z fra oversiden af profilet bestemmes ud fra følgende:

$$N_{Ed} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \left(A_f + A_w \cdot \frac{z}{h} - A_w \cdot \frac{h-z}{h} - A_f \right) \quad 0 < z < h$$

$$42,51 \text{ N} \cdot 10^3 = \frac{235}{1,1} (14 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm} + 232 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} \cdot \frac{z}{260 \text{ mm}} - 232 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} \cdot \frac{260 \text{ mm} - z}{260} - 14 \text{ mm} \cdot 90 \text{ mm})$$

$$z = 141,15 \text{ mm}$$

Skaleringen α findes:

$$\alpha = \frac{z}{h} = \frac{141,15 \text{ mm}}{260 \text{ mm}} \quad \alpha = 0,54$$

Der undersøges om kroppen er i tværsnitsklasse 1. For at dette er tilfældet, skal følgende gælde:

$$\alpha > 0,5 : \frac{c}{d} \leq \frac{396 \cdot \varepsilon}{13\alpha - 1}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{260 \text{ mm} - 2 \cdot 14 \text{ mm}}{10 \text{ mm}} = 23,2 < \frac{396 \cdot 1}{13 \cdot 0,54 - 1} = 65,78$$

[DS/EN 3-1-1 S. 42]

$$23,2 \leq 65,78$$

Tværsnitsklasse 1

Flangerne er trykpåvirket, derfor gælder følgende:

$$\frac{c}{t} \leq 9 \cdot \varepsilon$$

$$\frac{\frac{90}{2}}{14} = 3,21 \leq 9 \cdot 1 = 9$$

[DS/EN 3-1-1 S. 42]

$$3,21 \leq 9$$

Tværsnitsklasse 1

Både krop og flange er i tværsnitsklasse 1, derfor regnes der plastisk.

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 76,54 \text{ kN}$$

Forskydningskraft:

$$V_{Ed} = 26,16 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{Ed} = 50,51 \text{ kNm}$$

Se bilag B under afsnittet ” Snitkræfter for rammen med udfugning og gavlsøjler fra FEM-Design.”

Forskydningsbæreevne

$$V_{Ed} < V_{PL,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

For valsede U-profiler findes forskydningsarealet til følgende:

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + r) \cdot t_f$$

$$A_v = 4,83 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 - 2 \cdot 90 \text{ mm} \cdot 14 \text{ mm} + (10 \text{ mm} + 14 \text{ mm}) \cdot 14 \text{ mm}$$

$$A_v = 2646 \text{ mm}^2$$

Forskydningsbæreevnen beregnes:

$$V_{PL,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = \frac{2646 \text{ mm}^2 \cdot (\frac{235}{\sqrt{3}})}{1,1} \cdot 10^{-3}$$

$$V_{PL,Rd} = 326,4 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{V_{Ed}}{V_{PL,Rd}} = \frac{26,16 \text{ kN}}{326,4 \text{ kN}} = 0,08 < 0,5$$

Der skal dermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. forskydning.

Normalkraftsbæreevnen:

$$N_{Ed} < N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 54]

$$N_{PL,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4,83 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3}$$

$$N_{PL,Rd} = 1031,86 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{N_{Ed}}{N_{PL,Rd}} = \frac{76,54 \text{ kN}}{1031,86 \text{ kN}} = 0,1 < 1$$

Der skal hermed ikke foretages reduktion af momentbæreevnen iht. normalkraften.

Momentbæreevnen:

Der skal gælde følgende:

$$M_{Ed} \leq M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

[DS/EN 3-1-1 S. 50]

$$M_{PL,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{442 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-6} \quad M_{PL,Rd} = \mathbf{94,43 \text{ kNm}}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{M_{Ed}}{M_{PL,Rd}} = \frac{50,51 \text{ kNm}}{94,43 \text{ kNm}} = 0,53 < 1,0$$

Der undersøges for bunden kipning, da søjlen er fastholdt imod udbøjning om svag akse af ydervægskonstruktionen:

5.1.2 Elementanalyse for gavlsøjle 1E

Der skal gælde følgende:

$$N_{Ed} < N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Den kritiske eulerlast findes:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{l_s^2} = \frac{\pi^2 \cdot 0,21 \cdot 10^6 \cdot 48,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(5842 \text{ mm})^2} \cdot 10^{-3} \quad N_{cr} = \mathbf{2927 \text{ kN}}$$

Det relative slankhedsforhold findes:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{4,83 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{2927 \cdot 10^3 \text{ N}}} \quad \lambda = \mathbf{0,62}$$

Søjlereduktionsfaktoren bestemmes. Før denne kan bestemmes, skal hjælpeformlen findes ud fra følgende:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57]

Hvor α er imperfektionsfaktoren.

Da der benyttes et UNP260 – profil sættes imperfektionsfaktoren α til følgende.

$$\alpha = \mathbf{0,49}$$

[DS/EN 3-1-1 S. 57-58]

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,49 \cdot (0,62 - 0,2) + 0,62^2)$$

$$\phi = 0,8$$

Søjlereduktionsfaktoren findes:

$$\chi_y = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,8 + \sqrt{0,8^2 - 0,62^2}} \quad \chi_y = 0,77$$

Søjlels bæreevne findes:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,77 \cdot 4,83 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,2} \cdot 10^{-3} \quad N_{b,Rd} = 728,3 \text{ kN}$$

$$UR = \frac{76,54 \text{ kN}}{728,3 \text{ kN}} = 0,11 < 1$$

Undersøgelse i forhold til kipning:

Eftersom yderflangen fastholdes imod kipning af facaden, er der tale om bunden kipning. Eftersom profilet er et UNP-profil benyttes en tilnærmet beregning, da teorien forudsætter dobbeltsymmetriske profiler, benyttes teorien for denne. Der anvendes tilfælde 7, tabel 6.37 TS23.

$$r_{cr} \cdot l^2 = m_7 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t$$

[TS23 S. 259]

Hertil skal μ og kl bestemmes. μ sættes til 0, da momentet i understøtningerne er 0.

kl bestemmes:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot l^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{81000 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 255 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \cdot (5842 \text{ mm})^2}{210000 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 33,3 \cdot 10^9 \text{ mm}^6}} \quad kl = 10$$

m_7 findes i s. 259 TS23.

$$m_7 = 426$$

$$r_{cr} \cdot l_{cr}^2 = m_7 \cdot \frac{E \cdot I_z}{l^2} \cdot h_t = 426 \cdot \frac{0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa} \cdot 3,17 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(6549 \text{ mm})^2} \cdot (260 - 14) \cdot 10^{-6}$$

$$r_{cr} \cdot l_{cr}^2 = 2044,1 \text{ kNm}$$

Det kritiske moment findes:

$$M_{cr} = \frac{1}{8} \cdot r_{cr} \cdot l_{cr}^2 = \frac{1}{8} \cdot 2044,1 \text{ kNm} \quad M_{cr} = 255,5 \text{ kN}$$

Det relative slankhedsforhold bestemmes i forhold til kipning:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{442 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{255,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}} \quad \lambda_{LT} = \mathbf{0,64}$$

Der startes med at bestemme hjælpefaktoren:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 61]

Da $\frac{h}{b} > 2$ for det valsede profil er $\alpha_{LT} = 0,34$

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,64 - 0,2) + 0,64^2)$$

$$\phi_{LT} = \mathbf{0,78}$$

Kipreduktionsfaktoren:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,78 + \sqrt{0,78^2 - 0,64^2}} \quad \chi_{LT} = \mathbf{0,81}$$

[DS/EN 3-1-1 S. 61]

Interaktionsfaktoren kan findes ud fra følgende ligning:

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right)$$

[DS/EN 3-1-1 S. 79]

Hvor:

C_{my} Er en momentfaktor. Denne sættes til 0,9 for elementer med bevægelig knudepunktsfigur.

$$k_{yy} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed}}{\chi \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} \right) = 0,9 \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{76,54 \text{ kN}}{0,77 \cdot \frac{1135 \text{ kN}}{1,2}} \right) \quad k_{yy} = \mathbf{0,97}$$

Den samlede stabilitet undersøges:

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y \cdot N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} < 1$$

$$\frac{76,54 \text{ kN}}{\frac{0,77 \cdot 1135}{1,2}} + 0,97 \cdot \frac{50,52 \text{ kNm} \cdot 10^6}{0,81 \cdot \frac{235 \cdot 442 \cdot 10^3}{1,2}} = 0,80 < 1$$

Den samlede stabilitet er OK for gavlsøjle 1E.

5.2 Anvendelsesgrænsetilstand:

For gavlsøjler anvendes følgende anvendelsesgrænse:

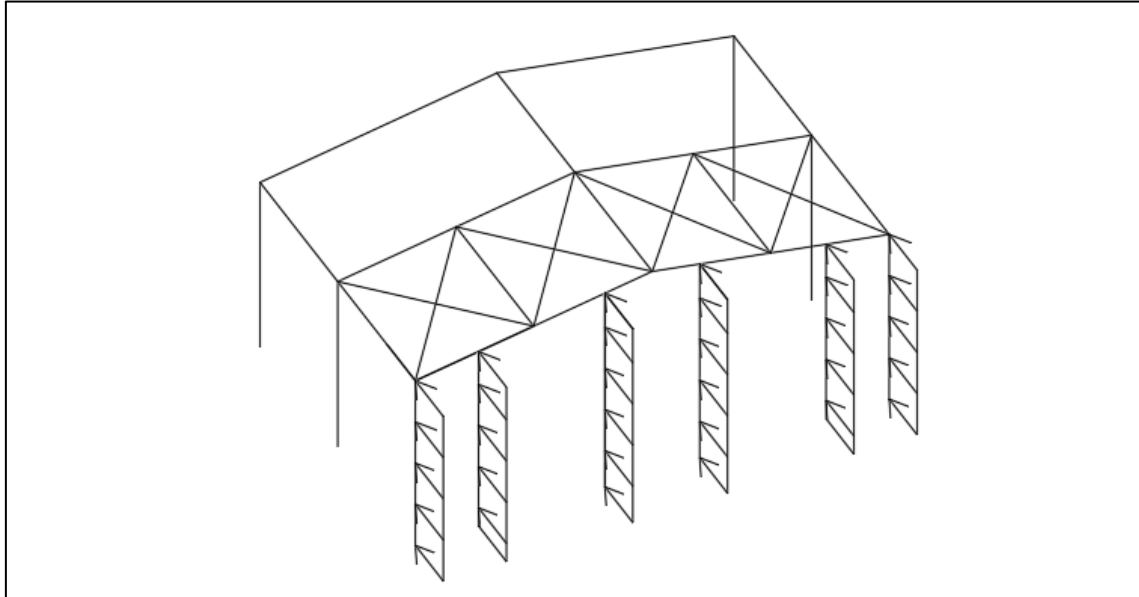
$$\frac{h}{300} = \frac{5842 \text{ mm}}{300} = 19,47 \text{ mm}$$

Den maksimale ud bøjning for gavlsøjle er på 19,47 mm.

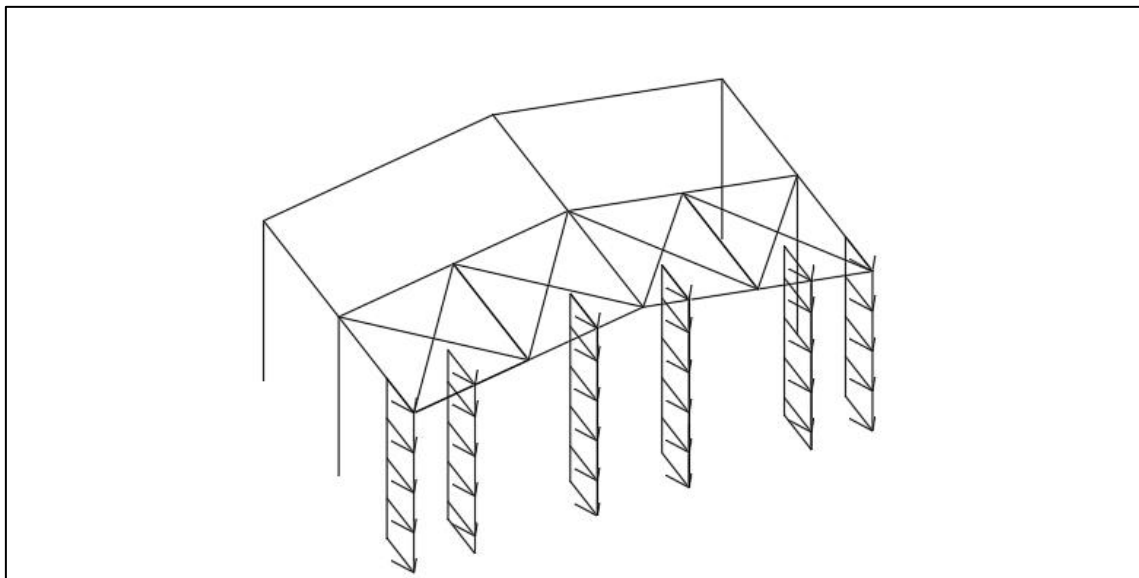
Udbøjningen for rammen er fundet ud fra Halber til 37,9 mm.

6. Dimensionering af vindgitter

I dette afsnit dimensioneres vindgitteret. Vindgitteret skal optage den vindlast, der virker ind på gavlen. Vindlasten som virker som tryk og sug på gavlsøjlerne er illustreret nedenstående. se Tegn. B204 for vindgitteret.



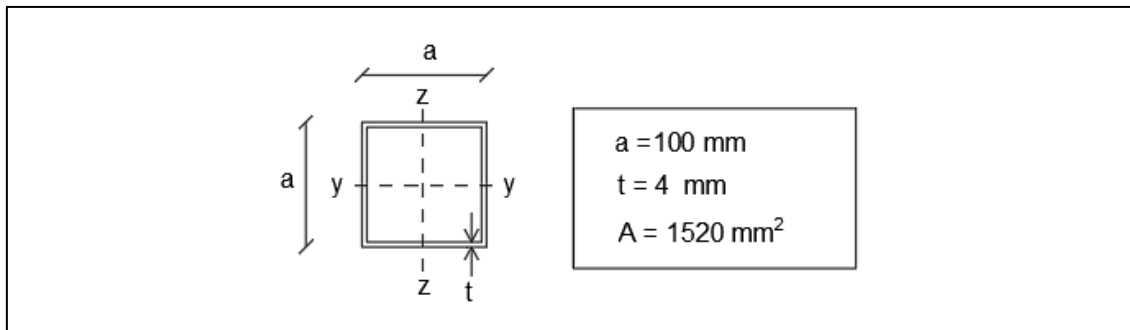
Figur 42: Illustration af vinden som virker på gavlsøjler, som tryk.



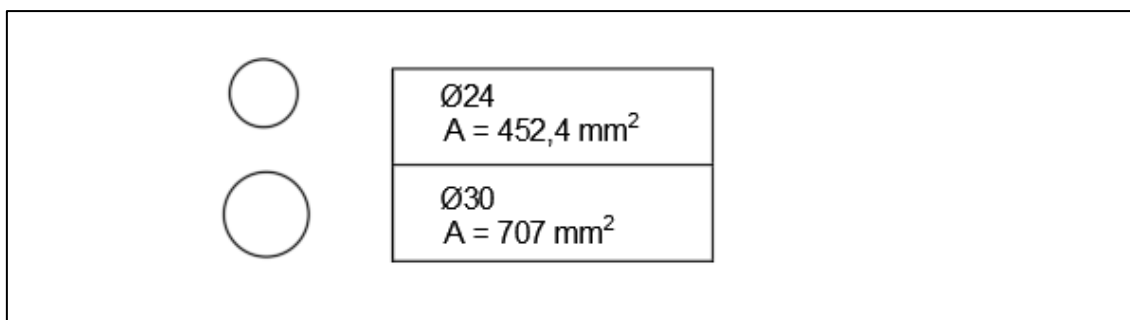
Figur 43: illustration af vinden som virker på gavlsøjler, som sug.

Materialedata

For vandrette stænger anvendes RHS100X100X4 og for diagonale stænger anvendes enten Ø24 eller Ø30. For flere oplysninger se bilag D.



Figur 44: Konstanter for kvadratisk rør.



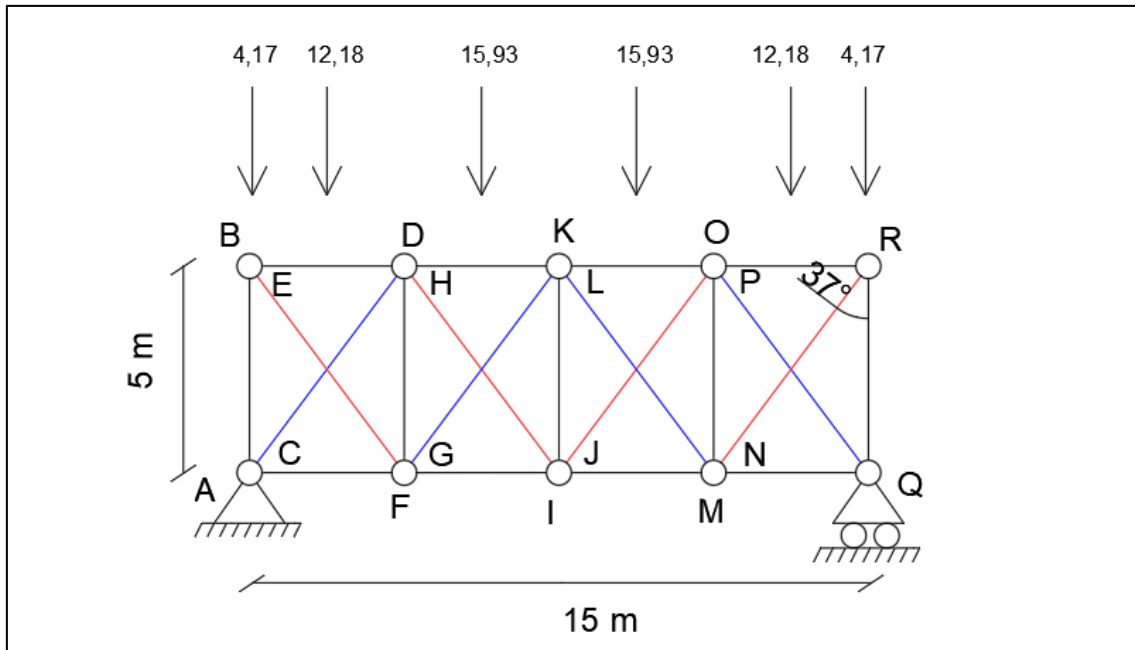
Figur 45: Konstanter for Ø24 og Ø30.

Tabel 9: Anvendte styrkeparametre.

Styrkeparametre	
f_{yk} 235 MPa	E $0,21 \cdot 10^6 \text{ MPa}$

Vind som tryk

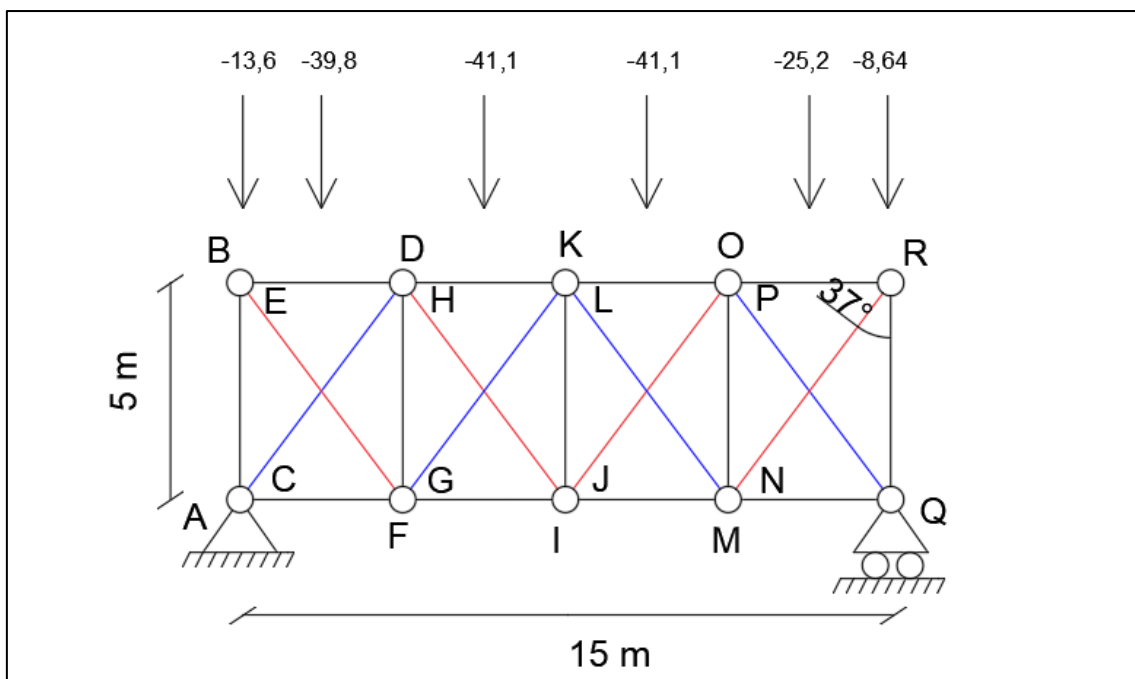
Det forudsættes at de vandrette stænger optager, både træk og tryk, mens de diagonale stænger udelukkende optager træk. De røde stænger i figur 46, er dem som optager vindlasten som virker som tryk. For yderligere oplysninger se Tegn. B204.



Figur 46: Statisk system for vindgitteret. Kræfterne er i kN

Vind som sug

De blå stænger optager vind som virker som sug.



Figur 47: Vind virkende som sug på vindgitteret.

Vandrette stænger på taget

Der startes ud med at bestemme for den største trykstang. Alle trykstængerne udføres i RHS100X100X4. Alle stængerne er simpelt understøttet. Den dimensionsgivende trykstang er stang AB ud fra vind som sug. Se Tegn. B204.

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 50,28 \text{ kN}$$

Se bilag C under afsnittet "Vindgitter, hvor vinden virker som træk".

Eftervisning af RHS100x100x4

Slankhedsforholdet bestemmes:

$$\frac{L_S}{i} = \frac{5000 \text{ mm}}{39,1 \text{ mm}} \qquad \frac{L_S}{i} = 127,88 < 200 \quad OK$$

Det relative slankhedsforhold:

$$\lambda = \frac{\frac{L_S}{i}}{93,9 \cdot \varepsilon} = \frac{127,88}{93,9 \cdot 1} \qquad \lambda = 1,36$$

Imperfektionsfaktoren, er aflæst ud fra søjlekurve a til:

$$\alpha = 0,21$$

Hjælpeformlen findes:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (1,36 - 0,2) + 1,36^2)$$

$$\phi = 1,55$$

Søjlereduktionsfaktoren findes:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,55 + \sqrt{1,55^2 - 1,36^2}} \qquad \chi = 0,44$$

Søjlels bæreevne findes:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,44 \cdot 1,52 \cdot 10^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,2} \cdot 10^{-3} \qquad N_{b,Rd} = 130,97 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{50,28 \text{ kN}}{130,97 \text{ kN}} = 0,38 < 1$$

Det er eftervist at en RHS100X100X4 er OK.

Diagonale stænger på taget

Der startes ud med at bestemme for den største trækstang. Stængerne EG, CH, NR og PQ udføres som Ø30. Mens de resterende trækstænger udføres som Ø24. Se Tegn. B204.

Regningsmæssig last

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 110,89 \text{ kN}$$

Se bilag C under afsnittet " Vindgitter, hvor vinden virker som træk".

Eftervisning af Ø30

Søjlels bæreevne findes:

$$N_{b,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{707 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3} \qquad N_{b,Rd} = 151 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{110,89 \text{ kN}}{151 \text{ kN}} = 0,73 < 1$$

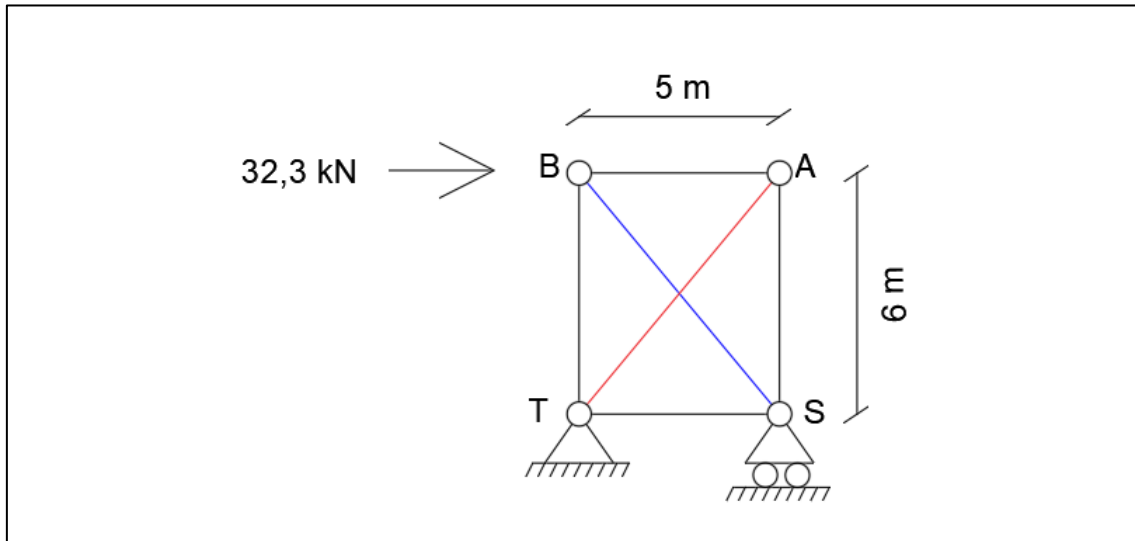
Det er eftervist at en Ø30 er OK.

6.1 Dimensionering af nedføringsgitter

Nedføringsgitteret skal føre kræfterne fra vindgitteret ned til fundamentet. Se Tegn. B205.

Vind som tryk

Dette tilfælde giver den største trækraft på nedføringsgitteret. Nedføringsgitteret for vind som sug, findes i bilag C. For yderligere oplysninger se Tegn. B205.



Figur 48: Statisk system for nedføringsgitteret.

Diagonale stænger på facaden

Den største diagonale stang på facaden er stang AT. Denne har en trækraft på 50,44 kN. Alle trækstængerne på facaden udføres i Ø30.

Regningsmæssig last :

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 75,63 \text{ kN}$$

Se bilag C under afsnittet "Nedføringsgitteret for vind som tryk".

Eftervisning af Ø30

Søjlels bæreevne findes:

$$N_{b,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{707 \text{ mm}^2 \cdot 235 \text{ MPa}}{1,1} \cdot 10^{-3}$$

$$N_{b,Rd} = 151 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{75,63 \text{ kN}}{151 \text{ kN}} = 0,5 < 1$$

Det er eftervist at en Ø30 er OK.

6.2 Vurdering

Eftersom gavlsøjlerne ikke er placeret ud fra vindgitteret, vil dette give anledning til moment om svag akse for rammebjælken.

Rammebjælken betragtes som en kontinuerlig bjælke med lige store fag. Det maksimale moment findes:

$$M_{max} = 0,188 \cdot Q \cdot L = 0,188 \cdot 41,1 \text{ kN} \cdot 3,75 \text{ m} \qquad M_{max} = \mathbf{28,98 \text{ kNm}}$$

Spændingerne for et IPE330 om svag akse findes:

$$\sigma_{IPE330,svag \text{ akse}} = \frac{28,98 \text{ kNm}}{98,5 \cdot 10^3 \text{ mm}^3} \qquad \sigma_{IPE330,svag \text{ akse}} = \mathbf{294 \text{ MPa}}$$

$$294 \text{ MPa} > 214 \text{ MPa}$$

Ovenstående viser at rammebjælkens spændinger ikke er tilstrækkelig til at optage moment om svag akse. Udover moment om svag akse skal rammebjælken ligeledes optage moment om stærk akse.

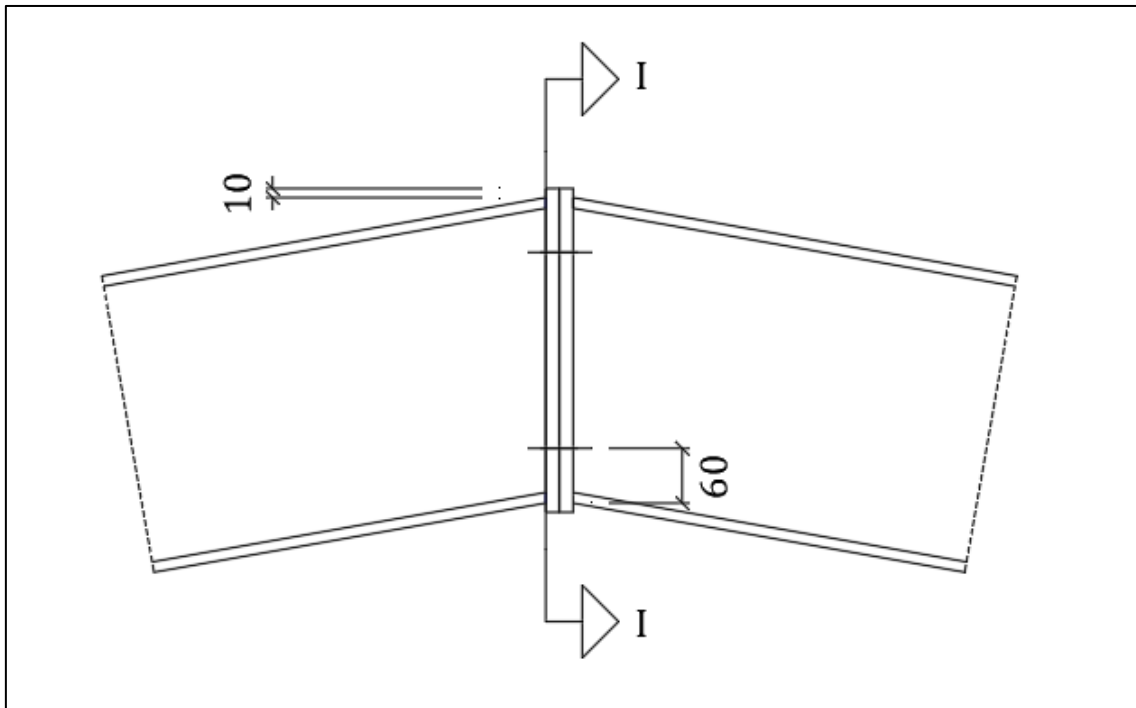
Det vurderes at for at undgå moment om svag akse, ville det have været fordelagtigt at placere gavlsøjlerne ud fra vindgitteret.

7. Dimensionering af samlinger

I dette afsnit, dimensioneres diverse samlinger. Dette indbefatter kipsamlingen, rammehjørnesamling, vindgitter samt rammefod. Se Tegn. B206 for en oversigt over samlinger.

7.1 Kipsamling type 1

Kipsamlingen udformes som illustreret i nedenstående figur. Se Tegn. B207.



Figur 49: Skitse af kipsamlingen.

Regningsmæssig last:

Forskydningskraft:

$$F_{v,Ed} = 35,09 \text{ kN}$$

Normalkraft:

Normalkraften fordeles ligeligt på flangerne:

$$N_{Ed} = \frac{62,73 \text{ kN}}{2} = 31,37 \text{ kN}$$

Momentet opdeles i kraftpar i flangerne, og sættes sammen med normalkraften:

$$F = \frac{M_{Ed}}{h-t_f} = \frac{40,10 \text{ kNm}}{(0,330-0,0115) \text{ m}} + 31,37 \text{ kN} \quad F = 157,11 \text{ kN}$$

Laster er fundet fra FEM-Modellen.

Materialedata:

Der eftervises for en M24 bolt, som har følgende materialedata:

Tabel 10: Data for 20 mm plade.

Pladedel	
tykkelse af plade t 20 mm	trækstyrke for plade f_u 360 MPa

Tabel 11: Data for M20 bolt.

M20 8.8 bolt		
Spændingsareal A_s 245 mm ²	Ydre gevind diameter d 20 mm	Trækstyrke for bolt f_{ub} 800 MPa

For normalhuller, er huldiameteren følgende:

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = \mathbf{22 \text{ mm}}$$

De absolutte minimumsafstande er: [Stålkonstruktioner S. 265]

$e_1 = 1,2 \cdot d_0$	$e_1 = 1,2 \cdot 22 \text{ mm}$	$e_1 = 26,4 \text{ mm}$
$e_2 = 1,2 \cdot d_0$	$e_2 = 1,2 \cdot 22 \text{ mm}$	$e_2 = 26,4 \text{ mm}$
$p_1 = 2,2 \cdot d_0$	$p_1 = 2,2 \cdot 22 \text{ mm}$	$p_1 = 48,4 \text{ mm}$
$p_2 = 2,4 \cdot d_0$	$p_2 = 2,4 \cdot 22 \text{ mm}$	$p_2 = 52,8 \text{ mm}$

Undersøgelse af 20 mm plade.

Der undersøges om en 20 mm plade er tilstrækkelig.

Regningsmæssig last

Forskydningskraft: $V_{Ed} = \frac{35,09 \text{ kN}}{2}$ $V_{Ed} = \mathbf{17,55 \text{ kN}}$

Normalkraft: $N_{Ed} = \frac{62,73 \text{ kN}}{2}$ $N_{Ed} = \mathbf{31,37 \text{ kN}}$

Moment: $M_{Ed} = \frac{40,10 \text{ kN}}{2}$ $M_{Ed} = \mathbf{20,05 \text{ kNm}}$

Pladens modstandsmoment

$$W_{plade} = \frac{1}{4} \cdot 20 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm})^2$$

$$W_{plade} = \mathbf{112500 \text{ mm}^3}$$

Normalspændinger for pladen:

$$\sigma_{plade} = \frac{31,37 \cdot 10^3 \text{ N}}{20 \text{ mm} \cdot 150 \text{ mm}} + \frac{20,05 \cdot 10^6 \text{ N}}{112500 \text{ mm}^3}$$

$$\sigma_{plade} = \mathbf{188,68 \text{ MPa}}$$

Der skal gælde følgende for normalspændinger:

$$\sigma_{plade} < f_{yd}$$

$$188,68 \text{ MPa} < \frac{235}{1,1} = 214 \text{ MPa}$$

Forskydningsspændingerne for pladen:

$$\tau_{plade} = \frac{17,55 \cdot 10^3 \text{ N}}{20 \text{ mm} \cdot (150 \text{ mm})^2}$$

$$\tau_{plade} = \mathbf{5,85 \text{ MPa}}$$

Der skal gælde følgende for forskydningsspændingerne:

$$\tau_{plade} < \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$5,85 \text{ MPa} < \frac{214 \text{ MPa}}{\sqrt{3}} = 123,6 \text{ MPa}$$

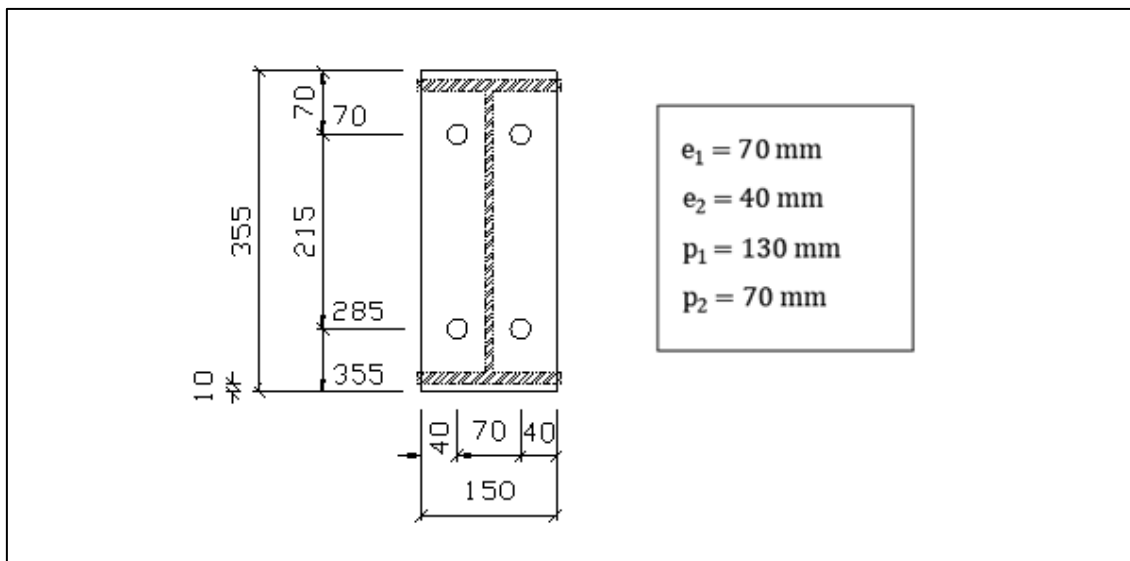
Den totale spænding findes:

$$\sigma_{total} = \sqrt{(188,68 \text{ MPa})^2 + 3 \cdot (5,85 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{total} = \mathbf{188,95 \text{ MPa}}$$

$$188,95 \text{ MPa} < 214 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

Det er hermed vist at en 20 mm plade er OK.



Figur 50: Snit I-I

Overklipningsbæreevne:

Der startes med at eftervise i forhold til overklipningsbæreevnen, hvor der benyttes følgende formel: [Stålkonstruktioner S. 266].

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M_2}}$$

Hvor:

- α_v Er reduktionsfaktoren.
- A Er spændingsarealet eftersom snit gennem rullet gevind.
- f_{ub} Er trækstyrken for bolten.
- γ_{M_2} Er partielkoefficient, for samlinger sættes den til 1,35.

Reduktionsfaktoren α_v afhænger af hvilken styrkeklasse bolten har, samt hvor snittet går:

Tabel 12: bestemmelse af reduktionsfaktoren.

Styrkeklasse	Snit gennem rullet gevind	Snit gennem normalt skåret gevind	Snit gennem skaft
4.6, 5.6, 8.8	0,6	0,51	0,6
4.8, 5.8, 6.8, 10.9	0,5	0,425	0,6

Da styrkeklassen er 8.8 og snittet er "Snit gennem rullet gevind" er reduktionsfaktoren:

$$\alpha_v = 0,6$$

[Stålkonstruktioner S. 267]

Overklipningsbæreevnen kan nu findes:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot 245 \text{ mm}^2 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 10^{-3}}{1,35} \quad F_{v,Rd} = \mathbf{174,2 \text{ kN}}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{35,09 \text{ kN}}{174,2 \text{ kN}} = 0,2 < 1,0$$

Overklipningsbæreevnen er OK

Hulrandsbæreevnen:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}}$$

Hvor:

k_1 og α_b	Er korrektionsfaktor
f_u	Er trækstyrke for pladen
d	Er den ydre gevinddiameter
t	Er tykkelsen af pladen
γ_{M2}	Er partielkoefficienten for samlinger, sættet denne til 1,35.

Korrektionsfaktorerne findes ud fra følgende:

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{70 \text{ mm}}{3 \cdot 22 \text{ mm}} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800 \text{ MPa}}{360 \text{ MPa}} \\ 1 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 1,06 \\ 2,22 \\ 1 \end{array} \right\} \quad \alpha_b = \mathbf{1}$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} - 1,7 \\ 2,5 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 3,39 \\ 2,5 \end{array} \right\} \quad k_1 = \mathbf{2,5}$$

Hulrandsbæreevnen findes nu:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 360 \text{ MPa} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 2 \quad F_{b,Rd} = \mathbf{533 \text{ kN}}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{35,09 \text{ kN}}{533 \text{ kN}} = 0,07$$

Hulrandsbæreevnen er OK.

Trækbæreevnen:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 245 \text{ mm}^2}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 2 \quad F_{t,Rd} = 261,33 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{157,11 \text{ kN}}{261,33 \text{ kN}} = 0,6$$

Trækbæreevnen er OK.

Gennemlokningsbæreevnen:

$$F_{B,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Hvor:

d_m Er middeldiameteren af boltehovedet. Som beregnes således: $1,077 \cdot s$. Hvor s er nøglevidden.

t_p Er tykkelsen af pladen

Gennemlokningsbæreevnen beregnes:

$$F_{B,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 1,077 \cdot 30 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 360 \text{ MPa}}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 2 \quad F_{B,Rd} = 649,6 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{157,11 \text{ kN}}{649,6 \text{ kN}} = 0,24$$

Gennemlokningsbæreevnen er OK.

Der skal gælde følgende for kombineret træk og forskydning.:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} < 1$$

Samlingens bæreevne eftervises for træk-og forskydningspåvirkede bolte.

$$\frac{35,09 \text{ kN}}{174,2 \text{ kN}} + \frac{157,11 \text{ kN}}{1,4 \cdot 261,33 \text{ kN}} = 0,63$$

$$0,63 < 1 \quad \text{OK}$$

Eftervisning af svejsning på kroppen:

Svejsningen langs kroppen optager forskydningskraften. Der vælges $a = 4 \text{ mm}$.

Den effektive længde findes ved følgende:

$$l_{eff} = L - 2 \cdot a = 330 \text{ mm} - (2 \cdot 11,5 \text{ mm}) - 2 \cdot 4 \text{ mm} \quad l_{eff} = \mathbf{299 \text{ mm}}$$

Forskydningsspændingen findes:

$$\tau_{ll} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l_{eff}} = \frac{35,09 \text{ kN} \cdot 10^3}{2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 299 \text{ mm}} \quad \tau_{ll} = \mathbf{14,67 \text{ MPa}}$$

Svejsningen eftervises ud fra følgende:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{ll}^2} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Hvor:

β_w Er korrelationsfaktoren og sættes til 0,8 for stålstyrke S235.

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35} \quad \mathbf{333,3 \text{ MPa}}$$

Spændingen findes:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{ll}^2} = \sqrt{3 \cdot (14,67 \text{ MPa})^2} \quad \sigma_{eff} = \mathbf{25,41 \text{ MPa}}$$

$$25,41 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$$

Kantsøm $a=4 \text{ mm}$ er OK.

Eftervisning af svejsning på flangen:

Der skal gælde følgende for at svejsningen er i orden:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_{90}^2} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Den effektive sømlængde er følgende:

$$l_{eff} = 160 \text{ mm} - 7,5 \text{ mm} - 2 \cdot 4 \text{ mm} \quad l_{eff} = \mathbf{144,5 \text{ mm}}$$

Spændingerne i svejsesømme bliver følgende:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{F}{2 \cdot a \cdot l_{eff} \cdot \sqrt{2}} = \frac{125,9 \text{ kN} \cdot 10^3}{2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 144,5 \text{ mm} \cdot \sqrt{2}} \quad \sigma_{90} = \tau_{90} = \mathbf{77,01 \text{ MPa}}$$

Den effektive spænding af Von Mises flydebetingelse:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_{90}^2} = \sqrt{(77,01 \text{ MPa})^2 + 3 \cdot (77,01 \text{ MPa})^2} \quad \sigma_{eff} = \mathbf{154,02 \text{ MPa}}$$

Sømmens regningsmæssige styrke:

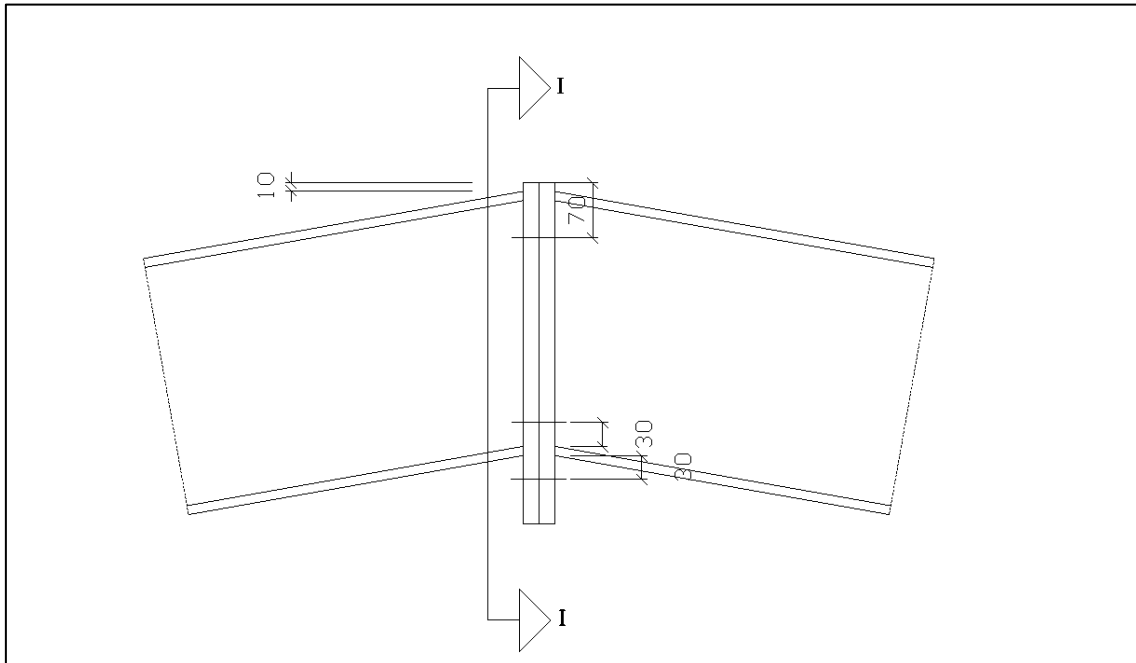
$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35} \quad \mathbf{333,3 \text{ MPa}}$$

$$154,02 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa} \quad \mathbf{OK}$$

Kantsøm a=4 mm er OK.

7.2 Kipsamling type 2

Type 2 udføres som et tværpladestød med udragende flange. Det antages at forskydningen optages via de to øverste bolte. Træk som kommer fra momentet opdeles i tryk- og trækkræfter på flangerne. Trækkraften optages i de fire nederste bolte. Se Tegn. B208.



Figur 51: Skitse af kipsamling type 2

Regningsmæssig last:

Forskydningskraft:

$$F_{v,Ed} = 35,09 \text{ kN}$$

Normalkraft:

Normalkraften fordeles ligeligt på flangerne:

$$N_{Ed} = \frac{62,73 \text{ kN}}{2} = 31,37 \text{ kN}$$

Momentet opdeles i kraftpar i flangerne, og sættes sammen med normalkraften:

$$F = \frac{M_{Ed}}{h - t_f} = \frac{40,10 \text{ kNm}}{(0,330 - 0,0115) \text{ m}} + 31,37 \text{ kN} \quad F = 157,11 \text{ kN}$$

Lasten er fra FEM-Modellen.

Materialedata:

Der eftervises for en M24 bolt, som har følgende materialedata:

Tabel 13: Data for 20 mm plade.

<i>Pladedel</i>	
<i>tykkelse af plade</i>	<i>trækstyrke for plade</i>
t	f_u
20 mm	360 MPa

Tabel 14: Data for M16 bolt.

<i>M16 8.8 bolt</i>		
Spændingsareal	Ydre gevind diameter	Trækstyrke for bolt
A_s	d	f_{ub}
157 mm ²	16 mm	800 MPa

For normalhuller, er huldiameteren følgende:

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 16 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = \mathbf{18 \text{ mm}}$$

De absolutte minimumsafstande er: [Stålkonstruktioner S. 265]

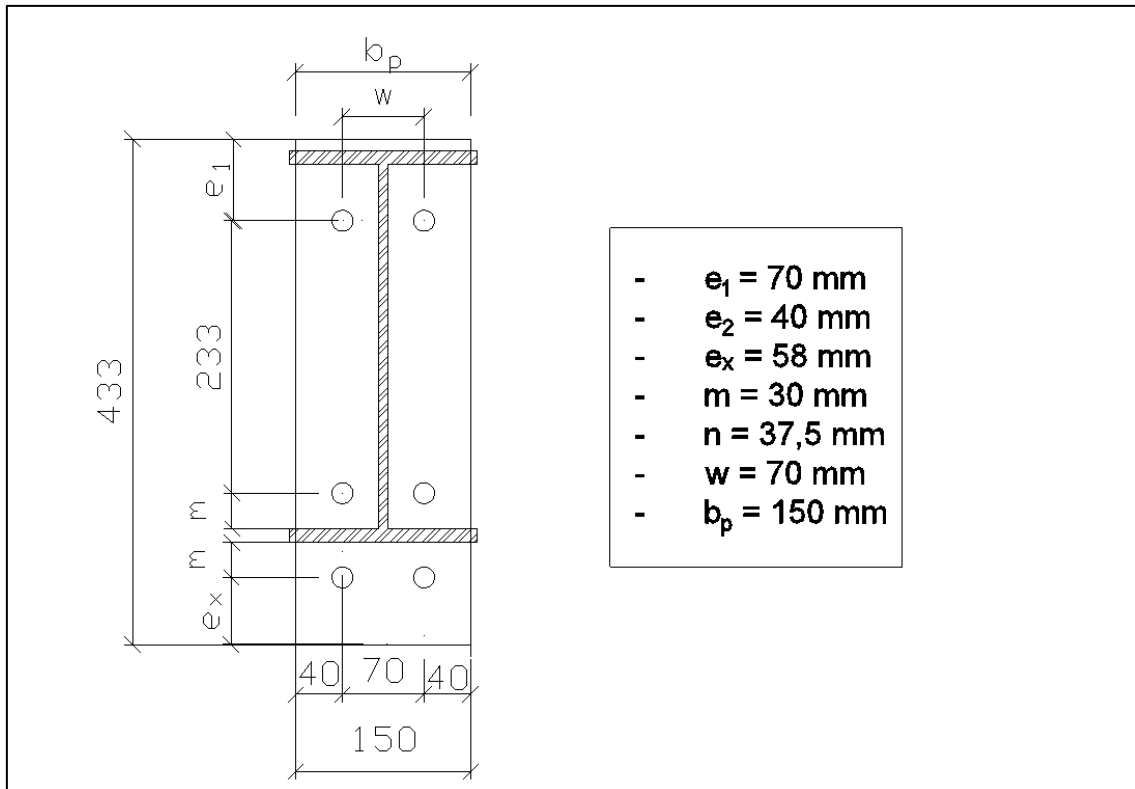
$$e_1 = 1,2 \cdot d_0 \qquad e_1 = 1,2 \cdot 18 \text{ mm} \qquad e_1 = 21,6 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,2 \cdot d_0 \qquad e_2 = 1,2 \cdot 18 \text{ mm} \qquad e_2 = 21,6 \text{ mm}$$

$$p_1 = 2,2 \cdot d_0 \qquad p_1 = 2,2 \cdot 18 \text{ mm} \qquad p_1 = 39,6 \text{ mm}$$

$$p_2 = 2,4 \cdot d_0 \qquad p_2 = 2,4 \cdot 18 \text{ mm} \qquad p_2 = 43,2 \text{ mm}$$

Undersøgelse af pladen blev foretaget i afsnittet "kipsamling type 1", derfor vil den ikke gentages i dette afsnit.



Figur 52: Snit I-I

Overklipningsbæreevne:

Der startes med at eftervise i forhold til overklipningsbæreevnen, hvor der benyttes følgende formel: [Stålkonstruktioner S. 266].

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M_2}}$$

Da styrkeklassen er 8.8 og snittet er "Snit gennem rullet gevind" er reduktionsfaktoren:

$$\alpha_v = 0,6$$

[Stålkonstruktioner S. 267]

Overklipningsbæreevnen kan nu findes:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot 157 \text{ mm}^2 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 10^{-3}}{1,35} \cdot 2 \quad F_{v,Rd} = 223,3 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{35,09 \text{ kN}}{223,3 \text{ kN}} = 0,2 < 1,0$$

Overklipningsbæreevnen er OK.

Hulrandsbæreevnen:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

Korrektionsfaktorerne findes ud fra følgende:

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{70 \text{ mm}}{3 \cdot 22 \text{ mm}} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800 \text{ MPa}}{360 \text{ MPa}} \\ 1 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 1,06 \\ 2,22 \\ 1 \end{array} \right\} \quad \alpha_b = 1$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} - 1,7 \\ 2,5 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 3,39 \\ 2,5 \end{array} \right\} \quad k_1 = 2,5$$

Hulrandsbæreevnen findes nu:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 360 \text{ MPa} \cdot 16 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm}}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 2 \quad F_{b,Rd} = 426,67 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{35,09 \text{ kN}}{426,67 \text{ kN}} = 0,1$$

Hulrandsbæreevnen er OK.

Trækbæreevnen:

Samlingens bæreevne beregnes som for et trækpåvirket tværpladestød. Der startes med at finde den effektive længde.

$$l_{eff,cp} \leq \left\{ \begin{array}{l} 2 \cdot \pi \cdot m_x = 2 \cdot \pi \cdot 30 \text{ mm} = 188,5 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + w = \pi \cdot 30 \text{ mm} + 70 \text{ mm} = 164,25 \text{ mm} \\ \pi \cdot m_x + 2e = \pi \cdot 30 \text{ mm} + 2 \cdot 58 \text{ mm} = 2,25 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

$$l_{eff,nc} \leq \left\{ \begin{array}{l} 4 \cdot m_x + 1,25 \cdot e_x = 4 \cdot 30 \text{ mm} + 1,25 \cdot 58 \text{ mm} = 192,5 \text{ mm} \\ e + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 58 \text{ mm} + 2 \cdot 30 \text{ mm} + 0,625 \cdot 58 \text{ mm} = 154,25 \text{ mm} \\ 0,5 \cdot b_p = 0,5 \cdot 150 \text{ mm} = 75 \\ 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x = 0,5 \cdot 70 \text{ mm} + 2 \cdot 30 \text{ mm} + 0,625 \cdot 58 \text{ mm} = 131,25 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Da $l_{eff,nc} \leq l_{eff,cp}$ bliver $l_{eff,nc} = 75 \text{ mm}$ afgørende for begge brudformer:

$$l_{eff,1} = l_{eff,2} = 75 \text{ mm}$$

[Euro 1-8 S. 80]

Flydemoment for tværpladen:

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\sum l_{eff} \cdot t_p^2 \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{75 \text{ mm} \cdot (20 \text{ mm})^2 \cdot 235}{1,1} \cdot 10^{-6}$$

$$M_{pl,1,Rd} = M_{pl,2,Rd} = \mathbf{1,60 \text{ kNm}}$$

Samlede regningsmæssige trækbæreevne findes ud fra følgende:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 157 \text{ mm}^2}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 4 \quad F_{t,Rd} = \mathbf{334,9 \text{ kN}}$$

Trækbæreevnen ifølge brudform 1:

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,1,Rd}}{m} = \frac{4 \cdot 1,60 \text{ kNm} \cdot 10^6}{30 \text{ mm}} \cdot 10^{-3} \quad F_{T,1,Rd} = \mathbf{213 \text{ kN}}$$

Trækbæreevnen ifølge brudform 2:

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,2,Rd} + n \cdot \sum F_{t,Rd}}{m+n} = \frac{2 \cdot 1,60 \cdot 10^6 \text{ Nmm} + 37,5 \text{ mm} \cdot 334,9 \text{ kN} \cdot 10^3 \text{ N}}{30 \text{ mm} + 37,5 \text{ mm}} \quad F_{T,2,Rd} = \mathbf{233,46 \text{ kN}}$$

Trækbæreevnen ifølge brudform 3:

$$F_{T,3,Rd} = \sum F_{t,Rd} \quad F_{T,3,Rd} = \mathbf{334,9 \text{ kN}}$$

Ud fra ovenstående vil pladen bryde først, da $F_{1,Rd} < F_{T,2,Rd} < F_{T,3,Rd}$

Bæreevnen eftervises:

$$UR = \frac{157,11 \text{ kN}}{213 \text{ kN}} = 0,74 < 1$$

Trækbæreevnen er OK.

Gennemlokningsbæreevnen:

$$F_{B,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Gennemlokningsbæreevnen beregnes:

$$F_{B,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 1,077 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 360 \text{ MPa}}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 4 \quad F_{B,Rd} = \mathbf{1039,41 \text{ kN}}$$

Udnyttelsesgraden findes:

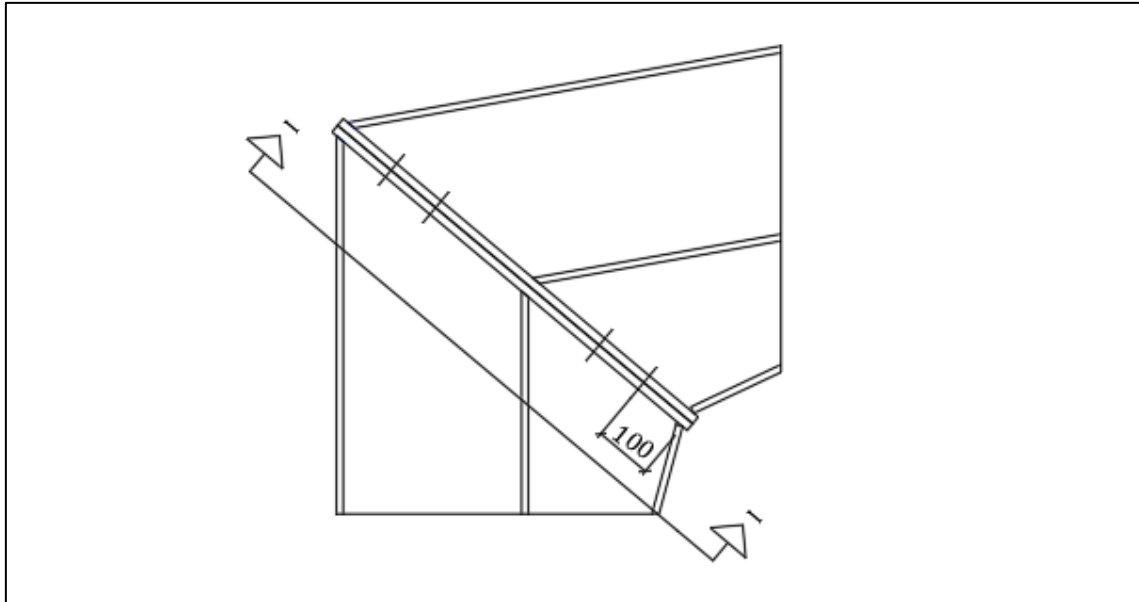
$$UR = \frac{157,11 \text{ kN}}{1039,41 \text{ kN}} = 0,15 < 1$$

Gennemlokningsbæreevnen er OK.

Svejsningerne udføres på samme måde som under afsnittet ”kipsamling type 1”

7.3 Rammehjørnesamling

Rammehjørnesamlingen forbinder rammens søjle med rammebjælken. Dette gøres ved at svejse plader på både søjlen samt bjælken, og derefter forbinde disse sammen ved at bolte. Samlingen udformes således:



Figur 53: Skitse af rammehjørnesamling.

Rammehjørnet udsættes for et moment på 141,48 kN, en forskydning på 28,19 kN og en normalkraft på 32,74 kN fra lastkombination 7, da der i denne lastkombination forekommer det største moment.

Regningsmæssig last:

$$\text{Forskydning: } V_{Ed} = 28,19 \text{ kN} \cdot \cos(40) + 32,74 \text{ kN} \cdot \sin(40) \quad V_{Ed} = 42,6 \text{ kN}$$

Trækkraft: Momentet opdeles i kraftpar i flangerne:

$$F = \frac{N}{2} \cdot \cos(\alpha) - \frac{V}{2} \cdot \sin(\alpha) + \frac{M}{h-t} = \frac{32,74 \text{ kN}}{2} \cdot \cos(40) - \frac{28,19 \text{ kN}}{2} \cdot \sin(40) + \frac{141,48 \text{ kNm}}{(0,778-0,012) \text{ m}} \quad F_{V,Ed} = 188,18 \text{ kN}$$

Der skal tages hensyn til prying force, som kan forekomme. I praksis antages det at gange 1,5 på trækkraften er tilstrækkelig for at vise at prying forces medtages.

$$F = 1,5 \cdot 188,18 \text{ kN} \quad F_{v,Ed} = 282,27 \text{ kN}$$

Materialedata:

Der eftervises for en M20 bolt, som har følgende materialedata:

Tabel 15: Data for 15 mm plade.

<i>Pladedel</i>	
<i>tykkelse af plade</i> t	<i>trækstyrke for plade</i> f_u
15 mm	360 MPa

Tabel 16: Data for M20 bolt.

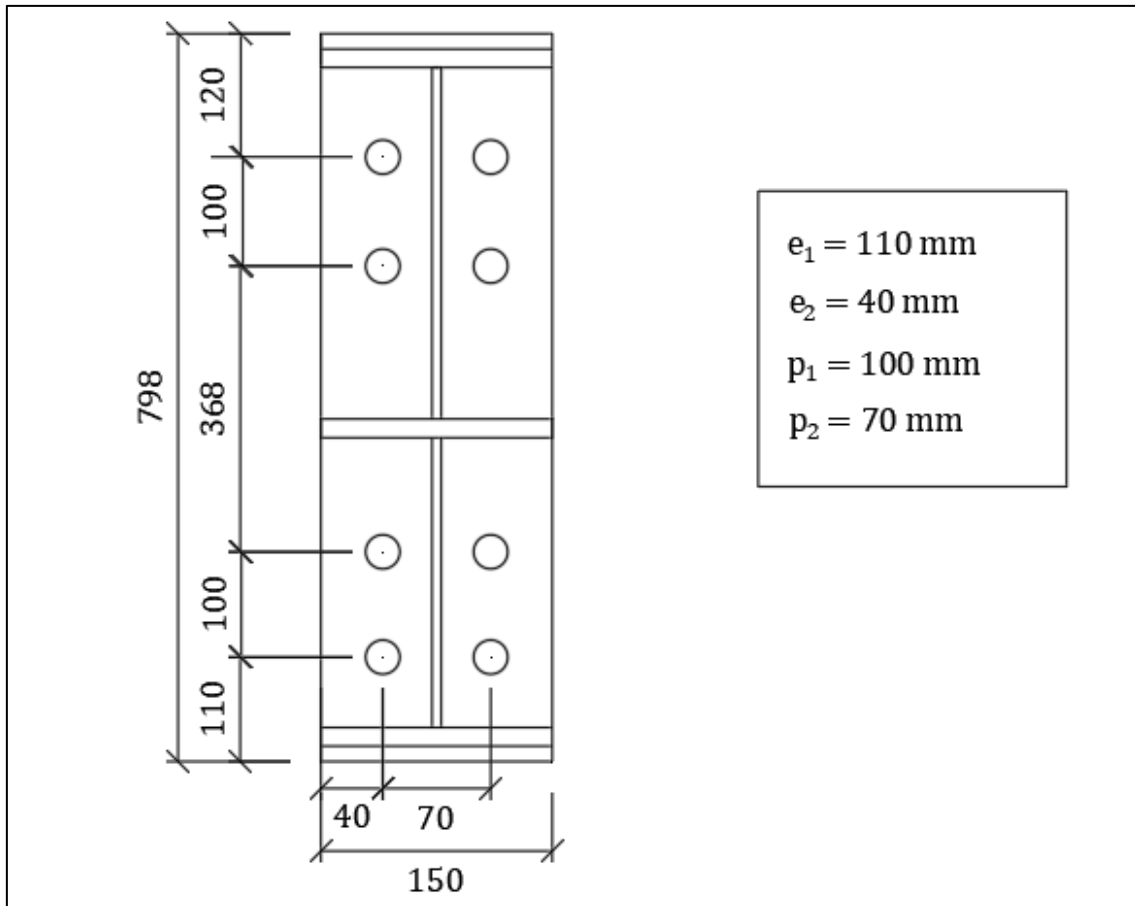
<i>M20 8.8 bolt</i>		
Spændingsareal A_s	Ydre gevind diameter d	Trækstyrke for bolt f_{ub}
245 mm ²	20 mm	800 MPa

For normalhuller, er huldiameteren følgende:

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = \mathbf{22 \text{ mm}}$$

De absolutte minimumsafstande er: [Stålkonstruktioner S. 265]

$e_1 = 1,2 \cdot d_0$	$e_1 = 1,2 \cdot 22 \text{ mm}$	$e_1 = 26,4 \text{ mm}$
$e_2 = 1,2 \cdot d_0$	$e_2 = 1,2 \cdot 22 \text{ mm}$	$e_2 = 26,4 \text{ mm}$
$p_1 = 2,2 \cdot d_0$	$p_1 = 2,2 \cdot 22 \text{ mm}$	$p_1 = 48,4 \text{ mm}$
$p_2 = 2,4 \cdot d_0$	$p_2 = 2,4 \cdot 22 \text{ mm}$	$p_2 = 52,8 \text{ mm}$



Figur 54: Snit I-I af rammehjørnesamlingen.

Overklipningsbæreevne:

Der startes med at eftervise i forhold til overklipningsbæreevnen, hvor der benyttes følgende formel: [Stålkonstruktioner S. 266].

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M_2}}$$

Reduktionsfaktoren α_v afhænger af hvilken styrkeklasse boltene har, samt hvor snittet går. Da styrkeklassen er 8.8 og snittet er "Snit gennem rullet gevind" er reduktionsfaktoren:

$$\alpha_v = 0,6$$

[Stålkonstruktioner S. 267]

Overklipningsbæreevnen kan nu findes:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M_2}} = \frac{4 \cdot 0,6 \cdot 245 \text{ mm}^2 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 10^{-3}}{1,35}$$

$$F_{v,Rd} = \mathbf{348,4 \text{ kN}}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{42,64 \text{ kN}}{348,4 \text{ kN}} = 0,1 < 1,0$$

Overklipningsbæreevnen er OK.

Hulrandsbæreevnen:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}}$$

Korrektionsfaktorerne findes ud fra følgende

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{110 \text{ mm}}{3 \cdot 22 \text{ mm}} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800 \text{ MPa}}{360 \text{ MPa}} \\ 1 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 1,66 \\ 2,22 \\ 1 \end{array} \right\} \quad \alpha_b = 1$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} - 1,7 \\ 2,5 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 3,39 \\ 2,5 \end{array} \right\} \quad k_1 = 2,5$$

Hulrandsbæreevnen findes nu:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 360 \text{ MPa} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm}}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 4 \quad F_{b,Rd} = 400 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{42,6 \text{ kN}}{400 \text{ kN}} = 0,1$$

Hulrandsbæreevnen er OK.

Trækbæreevnen:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 245 \text{ mm}^2}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 4 \quad F_{t,Rd} = 522,67 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{282,27 \text{ kN}}{522,67 \text{ kN}} = 0,5$$

Trækbæreevnen er OK.

Gennemlokningsbæreevnen:

$$F_{B,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

d_m Er middeldiameteren af boltehovedet. Som beregnes således: $1,077 \cdot s$. Hvor s er nøglevidden.

$$F_{B,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 1,077 \cdot 30 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot 360 \text{ MPa}}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 4$$

$$F_{B,Rd} = 974,45 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{282,27 \text{ kN}}{974,45 \text{ kN}} = 0,27$$

Gennemlokningsbæreevnen er OK.

Der skal gælde følgende for kombineret træk og forskydning.:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} < 1$$

Samlingens bæreevne eftervises for træk-og forskydningspåvirkede bolte.

$$\frac{42,6 \text{ kN}}{348,4 \text{ kN}} + \frac{282,27 \text{ kN}}{1,4 \cdot 522,67 \text{ kN}} = 0,5$$

$$0,5 < 1 \quad \text{OK}$$

Hvad vil bryde først:

Der eksisterer tre brudtyper. Den første er flydning i plade, den anden er flydning i plade og bolt, den tredje er flydning i blot. Der startes med at finde de dimensionsløse størrelser β og λ , for at vurdere hvad der vil flyde først.

β er et udtryk for forholdet imellem plade og bolt.

$$\beta = \frac{f_y \cdot t^2 \cdot b}{\gamma_{Mo} \cdot \alpha_1 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{235 \text{ MPa} \cdot 15^2 \cdot 150 \text{ mm}}{1,1 \cdot 87 \text{ mm} \cdot 522,67 \text{ kN} \cdot 10^3} \quad \beta = 0,16$$

$$\lambda = \min(1,25 ; \frac{a_2}{a_1} = \frac{110 \text{ mm}}{87 \text{ mm}} = 1,26) \quad \lambda = 1,25$$

$$\frac{2 \cdot \lambda}{1 + 2 \cdot \lambda} = \frac{2 \cdot 1,25}{1 + 2 \cdot 1,25} \quad 0,71$$

Eftersom $0,71 > 0,16$ vil det sige at der sker flydning i pladen. Dette var også den fortrukne type, da dette giver et varslet brud.

Eftervisning af svejsning på kroppen:

Svejsningen langs kroppen optager forskydningskraften. Der vælges $a = 4 \text{ mm}$.

Den effektive længde findes ved følgende:

$$l_{eff} = L - 2 \cdot a = 778 \text{ mm} - (2 \cdot 12 \text{ mm}) - 2 \cdot 4 \text{ mm} \quad l_{eff} = \mathbf{746 \text{ mm}}$$

Forskydningsspændingen findes:

$$\tau_{ll} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l_{eff}} = \frac{42,6 \text{ kN} \cdot 10^3}{2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 746 \text{ mm}} \quad \tau_{ll} = \mathbf{7,13 \text{ MPa}}$$

Svejsningen eftervises ud fra følgende:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{ll}^2} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35} \quad \mathbf{333,3 \text{ MPa}}$$

Spændingen findes:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{ll}^2} = \sqrt{3 \cdot (7,13 \text{ MPa})^2} \quad \sigma_{eff} = \mathbf{12,35 \text{ MPa}}$$

$$12,35 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa}$$

OK

Kantsøm $a=4\text{mm}$ er OK.

Eftervisning af svejsning på flangen:

Der skal gælde følgende for at svejsningen er i orden:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_{90}^2} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

Den effektive sømlængde er følgende:

$$l_{eff} = L - 2 \cdot a = 150 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - 2 \cdot 4 \text{ mm} \quad l_{eff} = \mathbf{136 \text{ mm}}$$

Spændingerne i svejsesømme bliver følgende:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{F}{2 \cdot a \cdot l_{eff} \cdot \sqrt{2}} = \frac{188,18 \text{ kN} \cdot 10^3}{2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 136 \text{ mm} \cdot \sqrt{2}} \quad \sigma_{90} = \tau_{90} = \mathbf{122,3 \text{ MPa}}$$

Den effektive spænding af Von Mises flydebetingelse:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_{90}^2} = \sqrt{(122,3 \text{ MPa})^2 + 3 \cdot (122,3 \text{ MPa})^2} \quad \sigma_{eff} = \mathbf{244 \text{ MPa}}$$

Sømmens regningsmæssige styrke:

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35}$$

333,3 MPa

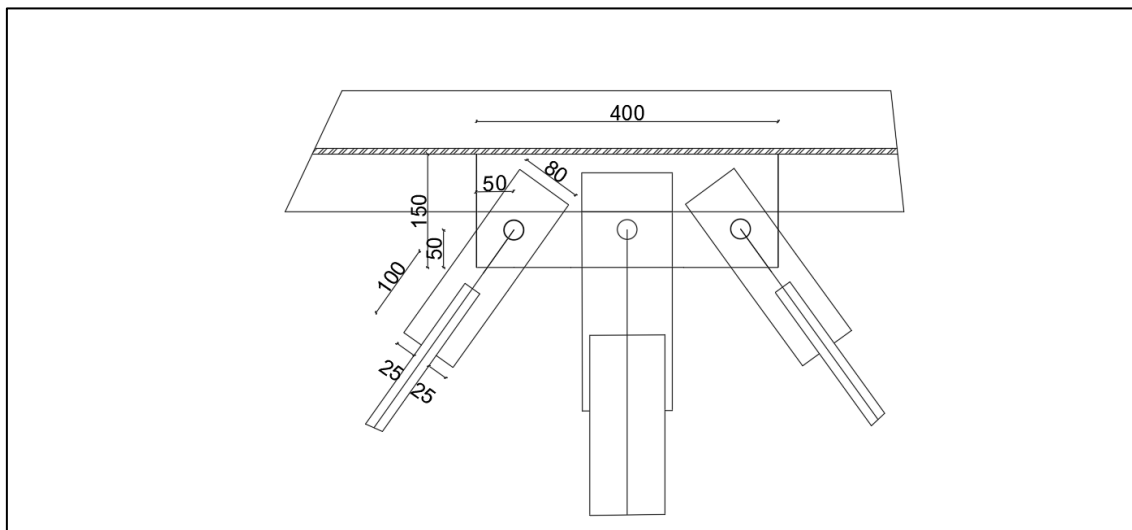
$$244 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa}$$

OK

En kantsøm a = 4 mm er OK

7.3 Vindgittersamling diagonal stang

Der betragtes den stang, med den største normalkræft. Der anvendes CIR30X15 for diagonale stænger, og RHS100X100X4 for horisontale stænger. Nedenstående er illustreret en principskitse af samlingen. Se Tegn. B211.



Figur 55: Vindgitter-samling

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 110,89 \text{ kN}$$

Se bilag C under afsnittet " Vindgitter, hvor vinden virker som træk"

Materialedata:

Der eftervises for en M24 bolt, som har følgende materialedata:

Tabel 17: Data for 15 mm plade

Pladedel	
tykkelse af plade t	trækstyrke for plade f_u
15 mm	360 MPa

Tabel 18: Data for M24 bolt.

M24 8.8 bolt		
Spændingsareal A_s	Ydre gevind diameter d	Trækstyrke for bolt f_{ub}
353 mm ²	24 mm	800 MPa

For normalhuller, er huldiameteren følgende:

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = \mathbf{26 \text{ mm}}$$

De absolutte minimumsafstande er: [Stålkonstruktioner S. 265]

$$e_1 = 1,2 \cdot d_0$$

$$e_1 = 1,2 \cdot 26 \text{ mm}$$

$$e_1 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,2 \cdot d_0$$

$$e_2 = 1,2 \cdot 26 \text{ mm}$$

$$e_2 = 31,2 \text{ mm}$$

Undersøgelse af 15 mm plade

$$\sigma = \frac{110,89 \cdot 10^3 \text{ N}}{(80 \text{ mm} - 26 \text{ mm}) \cdot 15 \text{ mm}}$$

$$\sigma = \mathbf{136,9 \text{ MPa}}$$

Der skal gælde følgende for normalspænding:

$$\sigma < f_{yd}$$

$$136,9 \text{ MPa} < \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} = 214 \text{ MPa}$$

15 mm plade er OK

Overklipningsbæreevne:

Der startes med at eftervise i forhold til overklipningsbæreevnen, hvor der benyttes følgende formel: [Stålkonstruktioner S. 266].

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M_2}}$$

Da styrkeklassen er 8.8 og snittet er "Snit gennem rullet gevind" er reduktionsfaktoren:

$$\alpha_v = 0,6$$

[Stålkonstruktioner S. 267]

Overklipningsbæreevnen findes.

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M_2}} = 0,6 \cdot 353 \text{ mm}^2 \cdot \frac{800 \text{ MPa} \cdot 10^{-3}}{1,35}$$

$$F_{v,Rd} = \mathbf{125,5 \text{ kN}}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{110,89 \text{ kN}}{125,5 \text{ kN}} = 0,88 < 1,0$$

OK

Overklipningsbæreevnen er OK.

Hulrandsbæreevne:

Eftersom der kun benyttes en bolt til samlingen, benyttes følgende formel for hulrandsbæreevnen: [Stålkonstruktioner S. 266]

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M_2}}$$

Hulrandsbæreevnen er:

$$F_{b,Rd} = 1,5 \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M_2}} = 1,5 \cdot 24 \text{ mm} \cdot 15 \text{ mm} \cdot \frac{360 \text{ MPa} \cdot 10^{-3}}{1,35} \quad F_{b,Rd} = 144 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{110,89 \text{ kN}}{144 \text{ kN}} = 0,77 < 1,0 \quad \text{OK}$$

Hulrandsbæreevnen er OK.

Svejsning mellem CIR30X15 og plade.

Der anvendes svejsesømme a4 mm. Sømlængden bliver:

$$l = 400 - 2a = 400 - 2 \cdot 4 = 392 \text{ mm}.$$

Lasten går parallelt med svejsesømmet, og derfor er der ingen vinkelrette spændinger.

Idet der er to sømsnit, findes forskydningsspændingen i snittet ud fra følgende formel:

$$\tau_{II} = \frac{N \text{ kN}}{2 \cdot l \cdot a} = \frac{110,89 \text{ kN}}{2 \cdot 92 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm}} \cdot 10^3 \quad \tau_{II} = 150,7 \text{ MPa}$$

Følgende skal overholdes:

$$\sigma_{eff} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}}$$

Den effektive spænding eftervises ud fra følgende formel:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot (\tau_{II})^2} = \sqrt{3 \cdot (150,7 \text{ MPa})^2} \quad \sigma_{eff} = 260,97 \text{ MPa}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35} \quad \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M_2}} = 333,3 \text{ MPa}$$

$$260,97 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa} \quad \text{kantsøm } a=4 \text{ mm er OK.}$$

Svejsning mellem plade og rammeprofilet:

Eftersom denne samling bliver påvirket af en normalkraft fra stangen i facaden. Deles denne komponent i to dele.

$$N_1 = \cos(54) \cdot 110,89 \text{ kN} \quad N_1 = \mathbf{65,18 \text{ kN}}$$

$$N_2 = \sin(54) \cdot 110,89 \text{ kN} \quad N_2 = \mathbf{89,7 \text{ kN}}$$

Eftersom pladen bliver både svejst på langs af rammekroppen og på rammeflan-
gen.

De parallelle spændinger udregnes for både svejsninger på langs og tværs:

Den langs kroppen af rammen er på: 400 mm. Derved er sømlængden:

$$l = 150 \text{ mm} - 2a = 400 - 8 = 392 \text{ mm.}$$

$$\tau_{II} = \frac{N}{2 \cdot l \cdot a} = \frac{89,7 \text{ kN}}{2 \cdot 392 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm}} \cdot 10^3 \quad \tau_{II} = \mathbf{28,6 \text{ MPa}}$$

Følgende skal overholdes:

$$\sigma_{eff} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \mathbf{333,3 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{II}^2} = \sqrt{3 \cdot (28,6 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{eff} = \mathbf{49,54 \text{ MPa}}$$

$$49,54 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa}$$

Kantsøm a=4 mm er OK.

Svejsningen langs rammeflan-
gen har en længde på 76,25 mm. Derved er sømlæng-
den følgende:

$$l = 76,25 \text{ mm} - 2a = 76,25 \text{ mm} - 8 = 68,25 \text{ mm.}$$

Den parallelle spænding er:

$$\tau_{II} = \frac{N}{2 \cdot l \cdot a} = \frac{65,18 \text{ kN}}{2 \cdot 68,25 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm}} \cdot 10^3$$

$$\tau_{II} = \mathbf{119,4 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{II}^2} = \sqrt{3 \cdot (119,4 \text{ MPa})^2}$$

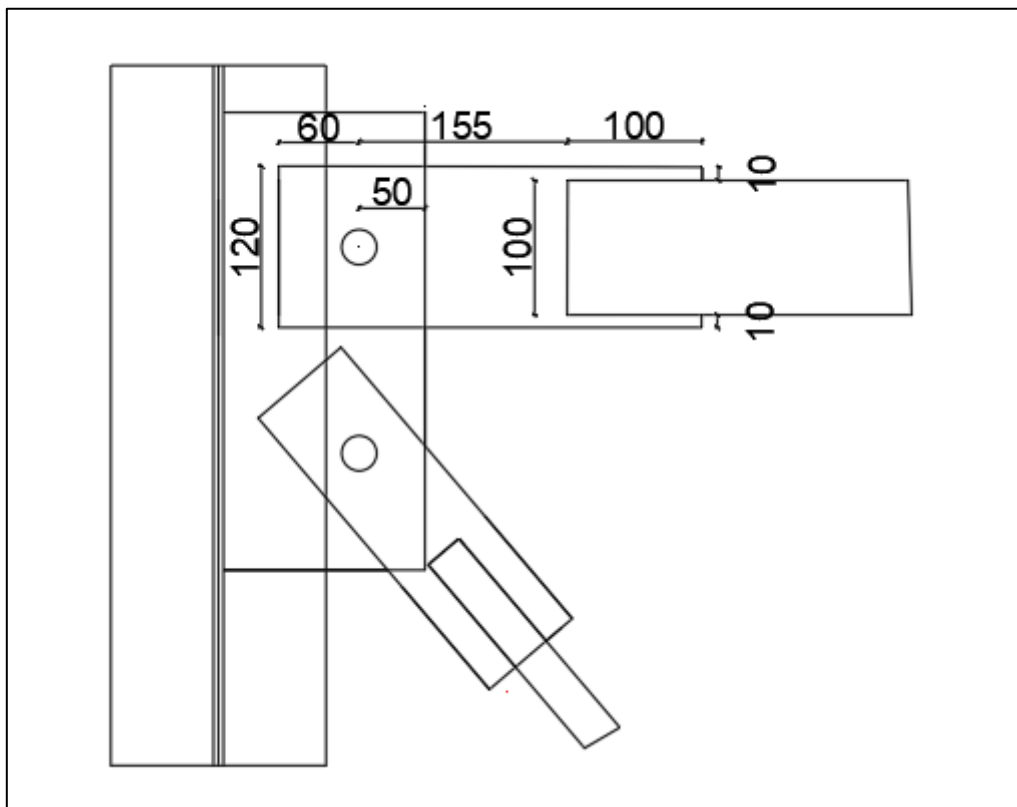
$$\sigma_{eff} = \mathbf{206,8 \text{ MPa}}$$

$$206,8 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa}$$

Kantsøm a=4 mm er OK

7.4 Vindgittersamling vandret stang

Den vandrette stang, med den største normalkraft vælges. Dette er stang AB. Der eftervises ikke for bolten, da denne allerede er eftervist under afsnittet ”vindgittersamling diagonal stang”. Der eftervises udelukkende for pladen og svejsninger. Se Tegn. B213.



Figur 56: Samling af RHS100X100X4-profil for vindgitter

Regningsmæssig last:

Normalkraft:

$$N_{Ed} = 50,28 \text{ kN}$$

Se bilag C under afsnittet ” Vindgitter, hvor vinden virker som træk”

Materialedata:

Der eftervises for en M24 bolt, som har følgende materialedata:

Tabel 19: Data for 15 mm plade.

Pladedel	
tykkelse af plade	trækstyrke for plade

t 15 mm	f_u 360 MPa
------------------------	----------------------------

Tabel 20: Data for M24 bolt.

M24 8.8 bolt		
Spændingsareal A_s 353 mm^2	Ydre gevind diameter d 24 mm	Trækstyrke for bolt f_{ub} 800 MPa

For normalhuller, er huldiameteren følgende:

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 24 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = \mathbf{26 \text{ mm}}$$

De absolutte minimumsafstande er: [Stålkonstruktioner S. 265]

$$e_1 = 1,2 \cdot d_0$$

$$e_1 = 1,2 \cdot 26 \text{ mm}$$

$$e_1 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,2 \cdot d_0$$

$$e_2 = 1,2 \cdot 26 \text{ mm}$$

$$e_2 = 31,2 \text{ mm}$$

Undersøgelse af 15 mm plade

$$\sigma = \frac{50,28 \cdot 10^3 \text{ N}}{(120 \text{ mm} - 26 \text{ mm}) \cdot 15 \text{ mm}}$$

$$\sigma = \mathbf{35,66 \text{ MPa}}$$

Der skal gælde følgende for normalspænding:

$$\sigma < f_{yd}$$

$$35,66 \text{ MPa} < \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} = 214 \text{ MPa}$$

15 mm plade er OK

Svejsning mellem RHS100X100X4 og plade.

Den parallelle forskydningsspænding udregnes:

Der anvendes svejsesømme a4 mm. Sømlængden bliver:

$$l = 100 - 2a = 100 - 2 \cdot 4 = 92 \text{ mm}.$$

Lasten går parallelt med svejsesømmet, og derfor er der ingen vinkelrette spændinger.

Idet der er to sømsnit, findes forskydningsspændingen i snittet ud fra følgende formel:

$$\tau_{II} = \frac{88,7 \text{ kN}}{2 \cdot l \cdot a} = \frac{50,28 \text{ kN}}{2 \cdot 92 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm}} \cdot 10^3 \quad \tau_{II} = \mathbf{68,3 \text{ MPa}}$$

Den effektive spænding eftervises ud fra følgende formel:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot (\tau_{II})^2} = \sqrt{3 \cdot (68,3 \text{ MPa})^2} \quad \sigma_{eff} = \mathbf{118,3 \text{ MPa}}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35} \quad \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \mathbf{333,3 \text{ MPa}}$$

$$118,3 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa}$$

kantsøm med a=4 mm er OK.

Svejsning mellem plade og rammeprofilet:

Den langs kroppen af rammen er på: 340 mm. Derved er sømlængden:

$$l = 340 \text{ mm} - 2a = 340 - 8 = 332 \text{ mm}.$$

$$\sigma_{90} = \frac{50,28 \text{ kN}}{2 \cdot l \cdot a \cdot \sqrt{2}} = \frac{50,28 \text{ kN}}{2 \cdot 332 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm} \cdot \sqrt{2}} \cdot 10^3 \quad \sigma_{90} = \mathbf{13,4 \text{ MPa}}$$

Følgende skal overholdes:

$$\sigma_{eff} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35} \quad \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \mathbf{333,3 \text{ MPa}}$$

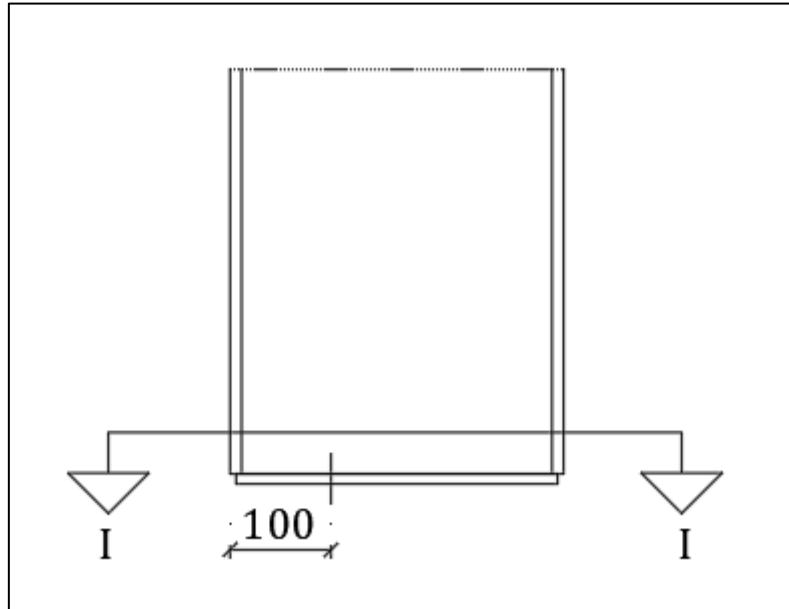
$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_{90}^2} = \sqrt{(13,4 \text{ MPa})^2 + 3 \cdot (13,4 \text{ MPa})^2} \quad \sigma_{eff} = \mathbf{26,8 \text{ MPa}}$$

$$26,8 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa}$$

Kantsøm a=4 mm er OK.

7.5 Fodpunktssamling

Eftersom rammen er en 2-charniers ramme, er der ikke moment i rammefoden. Dog vil vindgitteret give et bidrag til både normalkraften og forskydningen. I nedenstående figur er illustreret hvorledes samlingen udformes. Se Tegn. B214.



Figur 57: Fodpunktssamling

Regningsmæssige laser:

Bidraget fra vindgitteret beregnes:

$$\text{Bidrag til normalkraften} = \cos(50) \cdot 75,63 \text{ kN} \quad N = 48,6 \text{ kN}$$

$$\text{Bidrag til forskydning} = \sin(50) \cdot 75,63 \text{ kN} \quad V = 57,94 \text{ kN}$$

$$\text{Normalkraft:} \quad N_{Ed} = 40,54 \text{ kN} + 48,6 \text{ kN} \quad N_{Ed} = 89,14 \text{ kN}$$

$$\text{Forskydningskraft:} \quad V_{Ed} = 28,74 \text{ kN} + 57,94 \text{ kN} \quad V_{Ed} = 86,68 \text{ kN}$$

Se bilag B under afsnittet "Snitkræfter for rammen med udfligning og indvendige søjle fra FEM-Design". Og for bidraget fra vindgitter se Bilag C under afsnittet "Nedføringsgitteret for vind som tryk".

Materialedata:

Der eftervises for en M20 bolt, som har følgende materialedata:

Tabel 21: Data for 8 mm plade.

Pladedel	
tykkelse af plade t 8 mm	trækstyrke for plade f_u 360 MPa

Tabel 22: Data for M20 bolt.

M20 8.8 bolt		
Spændingsareal A_s 245 mm ²	Ydre gevind diameter d 20 mm	Trækstyrke for bolt f_{ub} 800 MPa

For normalhuller, er huldiameteren følgende:

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 \text{ mm} + 2 \text{ mm} = \mathbf{22 \text{ mm}}$$

De absolutte minimumsafstande er: [Stålkonstruktioner S. 265]

$$e_1 = 1,2 \cdot d_0 \qquad e_1 = 1,2 \cdot 22 \text{ mm} \qquad e_1 = 26,4 \text{ mm}$$

$$e_2 = 1,2 \cdot d_0 \qquad e_2 = 1,2 \cdot 22 \text{ mm} \qquad e_2 = 26,4 \text{ mm}$$

$$p_2 = 2,4 \cdot d_0 \qquad p_2 = 2,4 \cdot 22 \text{ mm} \qquad p_2 = 52,8 \text{ mm}$$

Undersøgelse af 8 mm plade:

Normalspændingerne findes:

$$\sigma_{plade} = \frac{89,14 \cdot 10^3 \text{ N}}{150 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm}} \qquad \sigma_{plade} = \mathbf{74 \text{ MPa}}$$

Der skal gælde følgende for normalspændinger:

$$\sigma_{plade} < f_{yd}$$

$$74 \text{ MPa} < \frac{235}{1,1} = 214 \text{ MPa}$$

Forskydningsspændingerne findes:

$$\tau_{plade} = \frac{86,68 \cdot 10^3 \text{ N}}{150 \cdot 8} \qquad \tau_{plade} = \mathbf{72 \text{ MPa}}$$

Der skal gælde følgende for forskydningsspændingerne:

$$\tau_{plade} < \frac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$$

$$72 \text{ MPa} < \frac{214 \text{ MPa}}{\sqrt{3}} = 123,6 \text{ MPa}$$

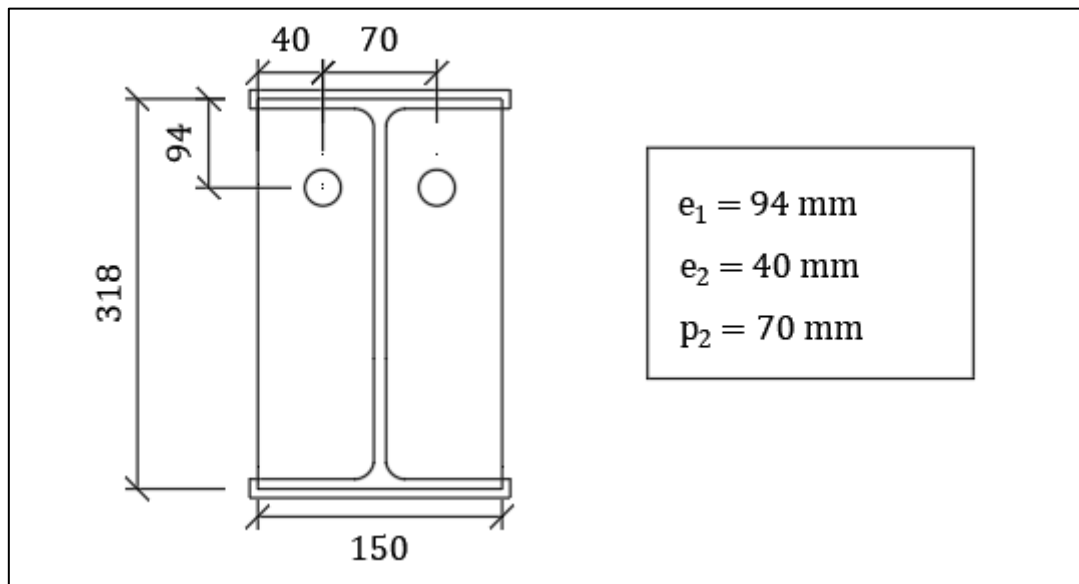
Den totale spænding findes:

$$\sigma_{total} = \sqrt{(74 \text{ MPa})^2 + 3 \cdot (72 \text{ MPa})^2} \quad \sigma_{total} = \mathbf{145,01 \text{ MPa}}$$

$$145,01 \text{ MPa} < 214 \text{ MPa} \quad OK$$

Det er hermed vist at en 8 mm plade er OK.

I nedenstående figur indgår relevante mål på samlingen. Se. Tegn. B214.



Figur 58: Snit I-I

Overklipningsbæreevne:

Der startes med at eftervise i forhold til overklipningsbæreevnen, hvor der benyttes følgende formel: [Stålkonstruktioner S. 266].

$$F_{v,Rd} = \alpha_v \cdot A \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{M_2}}$$

Reduktionsfaktoren α_v afhænger af hvilken styrkeklasse boltene har, samt hvor snittet går. Da styrkeklassen er 8.8 og snittet er "Snit gennem rullet gevind" er reduktionsfaktoren:

$$\alpha_v = 0,6$$

[Stålkonstruktioner S. 267]

Overklipningsbæreevnen kan nu findes:

$$F_{v,Rd} = \frac{n \cdot \alpha_v \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{M2}} = \frac{2 \cdot 0,6 \cdot 245 \text{ mm}^2 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 10^{-3}}{1,35} \quad F_{v,Rd} = 174,22 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{86,03 \text{ kN}}{174,22 \text{ kN}} = 0,49 < 1,0$$

Overklipningsbæreevnen er OK.

Hulrandsbæreevnen:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}}$$

Korrektionsfaktorerne findes ud fra følgende

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{94 \text{ mm}}{3 \cdot 22 \text{ mm}} \\ \frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800 \text{ MPa}}{360 \text{ MPa}} \\ 1 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 1,42 \\ 2,22 \\ 1 \end{array} \right\} \quad \alpha_b = 1$$

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} - 1,7 \\ 2,5 \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{l} 3,39 \\ 2,5 \end{array} \right\} \quad k_1 = 2,5$$

Hulrandsbæreevnen findes:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 1 \cdot 360 \text{ MPa} \cdot 20 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm}}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 2 \quad F_{b,Rd} = 213 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{86,68 \text{ kN}}{213 \text{ kN}} = 0,41$$

Hulrandsbæreevnen er OK.

Trækbæreevnen:

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 245 \text{ mm}^2}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 2 \quad F_{t,Rd} = 261,3 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{89,14 \text{ kN}}{261,3 \text{ kN}} = 0,34$$

Trækbæreevnen er OK

Gennemlokningsbæreevnen:

$$F_{B,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

d_m Er middeldiameteren af boltehovedet. Som beregnes således: $1,077 \cdot s$. Hvor s er nøglevidden.

$$F_{B,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 1,077 \cdot 30 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} \cdot 360 \text{ MPa}}{1,35} \cdot 10^{-3} \cdot 2$$

$$F_{B,Rd} = 259,85 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgraden findes:

$$UR = \frac{89,14 \text{ kN}}{259,85 \text{ kN}} = 0,34$$

Gennemlokningsbæreevnen er OK

Der skal gælde følgende for kombineret træk og forskydning.:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} < 1$$

Samlingens bæreevne eftervises for træk-og forskydningspåvirkede bolte.

$$\frac{86,68 \text{ kN}}{174,22 \text{ kN}} + \frac{89,14 \text{ kN}}{1,4 \cdot 261,3 \text{ kN}} = 0,74$$

Kombineret træk og forskydning er OK.

Eftervisning af svejsning på kroppen:

Svejsningen langs kroppen optager forskydningskraften. Der vælges $a = 4 \text{ mm}$.

Den effektive længde findes ved følgende:

$$l_{eff} = L - 2 \cdot a = 306 \text{ mm} - 2 \cdot 4 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = 298 \text{ mm}$$

Forskydningsspændingen findes:

$$\tau_{ll} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l_{eff}} = \frac{86,68 \text{ kN} \cdot 10^3}{2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 298 \text{ mm}}$$

$$\tau_{ll} = 36,36 \text{ MPa}$$

Svejsningen eftervises ud fra følgende:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{ll}^2} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}$$

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35}$$

$$333,3 \text{ MPa}$$

Spændingen findes:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_{ll}^2} = \sqrt{3 \cdot (36,36 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{eff} = 62,98 \text{ MPa}$$

$$62,98 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa}$$

OK

Kantsøm a=4 mm er OK.

Eftervisning af svejsning på flangen:

Svejsningen langs flangen optager normalkraften.

Den effektive sømlængde er følgende:

$$l_{eff} = 142 \text{ mm} - 2 \cdot 4 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = 134 \text{ mm}$$

Spændingerne i svejsesømme bliver følgende:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{F}{2 \cdot a \cdot l_{eff} \cdot \sqrt{2}} = \frac{89,14 \text{ kN} \cdot 10^3}{2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 134 \text{ mm} \cdot \sqrt{2}}$$

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = 58,8 \text{ MPa}$$

Den effektive spænding af Von Mises flydebetingelse:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_{90}^2} = \sqrt{(58,8 \text{ MPa})^2 + 3 \cdot (58,8 \text{ MPa})^2}$$

$$\sigma_{eff} = 117,6 \text{ MPa}$$

Sømmens regningsmæssige styrke:

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360}{0,8 \cdot 1,35}$$

$$333,3 \text{ MPa}$$

$$117,6 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa}$$

En kantsøm a = 4 mm er ok.

8. Konklusion

I dette projekt er stålrammekonstruktionen Blue Water Shipping dimensioneret og projekteret ud fra laster fundet i projektgrundlaget.

Rammerne blev dimensioneret som 2-charniers-ramme i IPE330-profil i styrkeklasse S235 med kipningsafstivning og indvendig søjle. Den indvendige søjle er udført som HEA140-profil.

Gavlsøjlerne udføres i UNP260-profil. Gavlsøjlerne er ikke placeret ud for vindgitteret, hvilket giver moment om svag akse for rammebjælkerne som der skal tages hensyn til. Det vil være fordelagtigt at placere gavlsøjlerne ud fra vindgitteret, således at moment om svag akse undgås. Vindgitterets vandrette stænger udføres i RHS100X100X4, mens de diagonale stænger på taget enten udføres som Ø30- eller Ø24-rundjern. De diagonale stænger på facaden udføres som Ø30-rundjern.

For kipsamlingen er vist to typer for hvorledes denne kan udføres. Type 1 er et tværpladestød, hvor der anvendes 4 M20 bolte. Type 2 er ligeledes et tværpladestød med udragende flanger hvor der anvendes 6 M16 bolte.

Rammehjørnesamlingen udføres med 8 M20 bolte. Alle vindgittersamlinger både for vandrette og diagonale stænger udføres med M24 og en pladetykkelse på 15 mm.

Fodpunktssamlingen udføres med 2 M20 bolte og en plade tykkelse på 8 mm.

Ud fra ovenstående kan det hermed konkluderes at stålrammekonstruktionen Blue Water Shipping er dimensioneret og projekteret i overensstemmelse med krav fra bygherren, normer og eurocodes.

9. Summary

In this project the steel frame construction Blue Water Shipping is dimensioned and designed out from loads found in design basis.

The framework is dimensioned as 2-hinges-frame in IPE330-strength class profile S235 with buckling bracing and inner column placed in the middle frame. The inner column is constructed of HEA140-profile.

Gable columns is constructed in UNP260-profile. Gable columns are not located next to wind grid, providing moment about the weak axis of frame beams, this has to be considered. It will be advantageous to place the gable columns out from wind grid, so that the moment about the weak axis can be avoided. Wind grid horizontal rods are executed in RHS100X100X4, while the diagonal rods on the roof are either executed as Ø30-or Ø24-round iron. The diagonal bars on the facade is performed as Ø30-round iron.

The joint in the top of the frame is executed in two ways. Type 1 is a T-stub in tension using 4 M20 bolts. Type 2 is also a T-stub in tension with protruding flanges using 6 M16 bolts.

Frame corner collection is performed with 8 M20 bolts. All wind grid collections both for horizontal and diagonal rods performed with M24 and a plate thickness of 15 mm.

The joint in the foot of the column is performed with 2 M20 bolts and a plate thickness of 8 mm.

Apart from the above, it is hereby concluded that the steel frame construction Blue Water Shipping is sized and designed in accordance with requirements from the developer, norms and eurocodes.

Bilag A

Beregninger for snelasten

Normalkraften i rammeben:

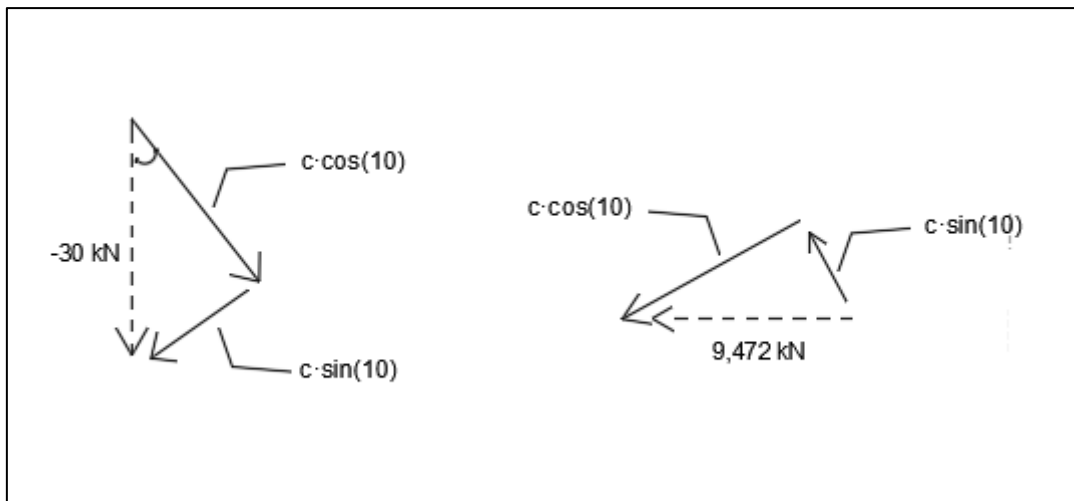
$$N_A = -R_C^L \quad \text{eller} \quad -R_A^L \quad N_A = -30 \text{ kN}$$

$$N_B = -30 \text{ kN}$$

Forskydningskraft i rammeben:

$$V_A = V_{\text{hjørne}} = R_A^V = -R_C^V \quad V_A = V_B = -9,472 \text{ kN}$$

Rammebjælke (hjørne):



Figur 59: Normal- og forskydningskraft på rammebjælken.

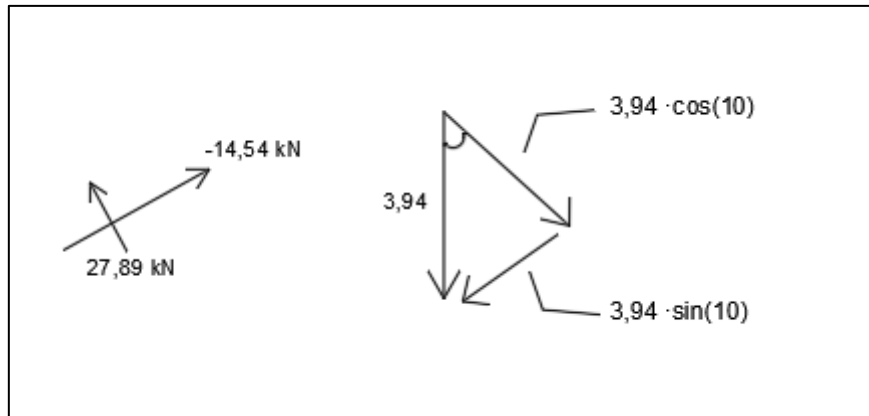
$$N_{\text{hjørne,bjælke}} = -30 \text{ kN} \cdot \sin(10) - 9,47 \text{ kN} \cdot \cos(10)$$

$$N_{B,bjælke} = -14,54 \text{ kN}$$

$$V_{\text{hjørne,bjælke}} = 30 \text{ kN} \cdot \cos(10) - 9,47 \text{ kN} \cdot \sin(10)$$

$$V_{B,bjælke} = 27,89 \text{ kN}$$

Kip:



Figur 60: Normal- og forskydningskraften på kippen.

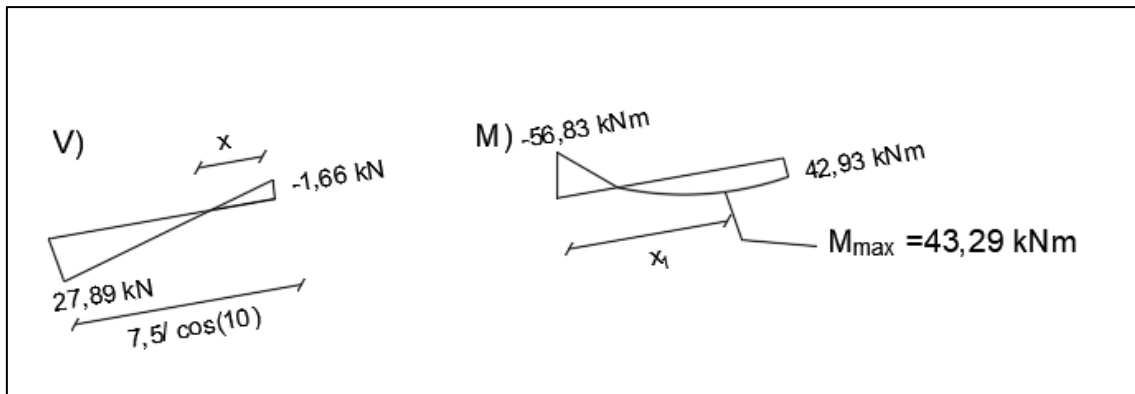
$$N_{kip} = -14,54 \text{ kN} + 3,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \sin(10) \cdot \frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)}$$

$$N_{kip} = -9,33 \text{ kN}$$

$$V_{kip} = 27,89 \text{ kN} - 3,94 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \cos(10) \cdot \frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)}$$

$$V_{kip} = -1,66 \text{ kN}$$

M_{max} i bjælke:



Figur 61: forskydning og moment på rammebjælke

Det maksimale moment optræder der hvor forskydningen er 0. Der startes med at finde afstanden fra kip og til der hvor forskydningen er 0.

$$\frac{x}{1,66 \text{ kN}} = \frac{\frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)}}{27,89 \text{ kN} + 1,66 \text{ kN}} \rightarrow x = 1,66 \text{ kN} \cdot \frac{\frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)}}{27,89 \text{ kN} + 1,66 \text{ kN}}$$

$$x = 0,43 \text{ m}$$

$$x_1 = \frac{7,5 \text{ m}}{\cos(10)} - 0,43 \text{ m}$$

$$x_1 = 7,18 \text{ m}$$

$$M_{Max}(V = 0) = -56,83 \text{ kNm} + \frac{1}{2} \cdot 27,89 \text{ kN} \cdot 7,18 \text{ m}$$

$$M_{Max} = 43,29 \text{ kNm}$$

$$M_{kip} = 43,29 \text{ kNm} + \frac{1}{2} \cdot (-1,66 \text{ kN}) \cdot 0,43 \text{ m}$$

$$M_{kip} = 42,93 \text{ kNm}$$

Vind på tværs med indvendigt undertryk +0,45

Lodret linjelast for vind på facader:

$$V_D = 1,39 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_D = 6,95 \frac{kN}{m}$$

$$V_E = -0,12 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_E = -0,6 \frac{kN}{m}$$

Lodret linjelast for vind på tag:

$$V_G = 0,65 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_G = 3,25 \frac{kN}{m}$$

$$V_H = 0,65 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

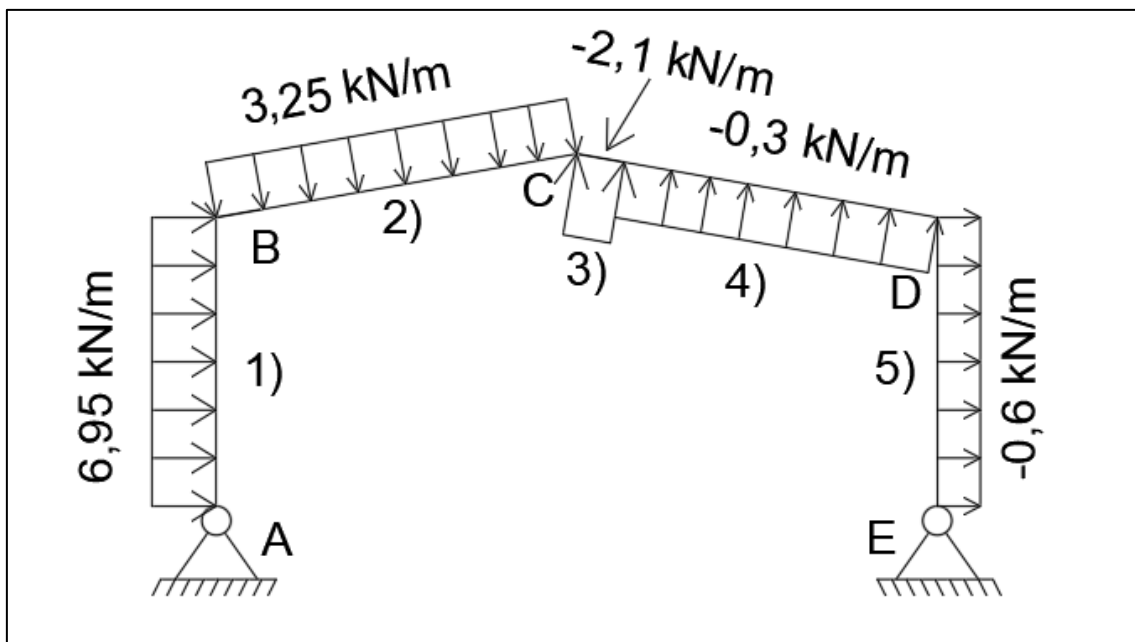
$$V_H = 3,25 \frac{kN}{m}$$

$$V_I = -0,06 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_I = -0,3 \frac{kN}{m}$$

$$V_J = -0,41 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_J = -2,1 \frac{kN}{m}$$



Figur 62: Vind på tværs med indvendigt undertryk +45

Eftersom vindlasten, virker vinkelret på rammebjælkerne, skal lasten deles op i lodrette og vandrette komponenter.

Moment om A $\curvearrowright +$

1) Vandret

$$6,95 \frac{kN}{m} \cdot 6 m \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 m = -125,1 kNm$$

2) vandret

$$3,25 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + \frac{7,5 m}{2} \cdot \tan(10)) = -28,63 kNm$$

2) lodret

$$3,25 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 7,5 m) = -91,41 kNm$$

3) vandret

$$2,1 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{0,985 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + 6,515 \cdot \tan(10) + \frac{0,985 m}{2} \cdot \tan(10)) = -2,64 kNm$$

3) lodret

$$2,1 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{0,985 m}{\cos(10)} \cdot (7,5 m + \frac{1}{2} \cdot 0,985) = 16,53 kNm$$

4) vandret

$$0,3 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{6,515 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + \frac{6,515 m}{2} \cdot \tan(10)) = -2,26 kNm$$

4) lodret

$$0,3 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{6,515 m}{\cos(10)} \cdot (7,5 m + 0,985 m + \frac{1}{2} \cdot 6,515 m) = 22,95 kNm$$

5) vandret

$$0,6 \frac{kN}{m} \cdot 6 m \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 m = 10,8 kNm$$

Alle kræfterne lægges sammen:

$$-125,1 kNm - 28,63 kNm - 91,41 kNm - 2,64 kNm + 16,53 kNm - 2,26 kNm + 22,95 - 10,8 kNm$$

$$\Sigma = -221,36 kNm$$

$$\Sigma M_A = 0 = -221,36 kNm - R_E^L \cdot 15 m \quad R_E^L = -14,757 kN$$

Nu findes $R_A^L \uparrow +$

$$\sum R_{lodret} = \sum Last_{lodret}$$

$$-14,76 \text{ kN} + R_A^L = -3,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m} + 2,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,985 \text{ m} + 0,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6,515 \text{ m}$$

$$R_A^L = -5,59 \text{ kN}$$

Nu findes de vandrette reaktioner. Der kendes allerede R_E^V , som er blevet fundet ved hjælp af FEM-Design til 18,255 kN.

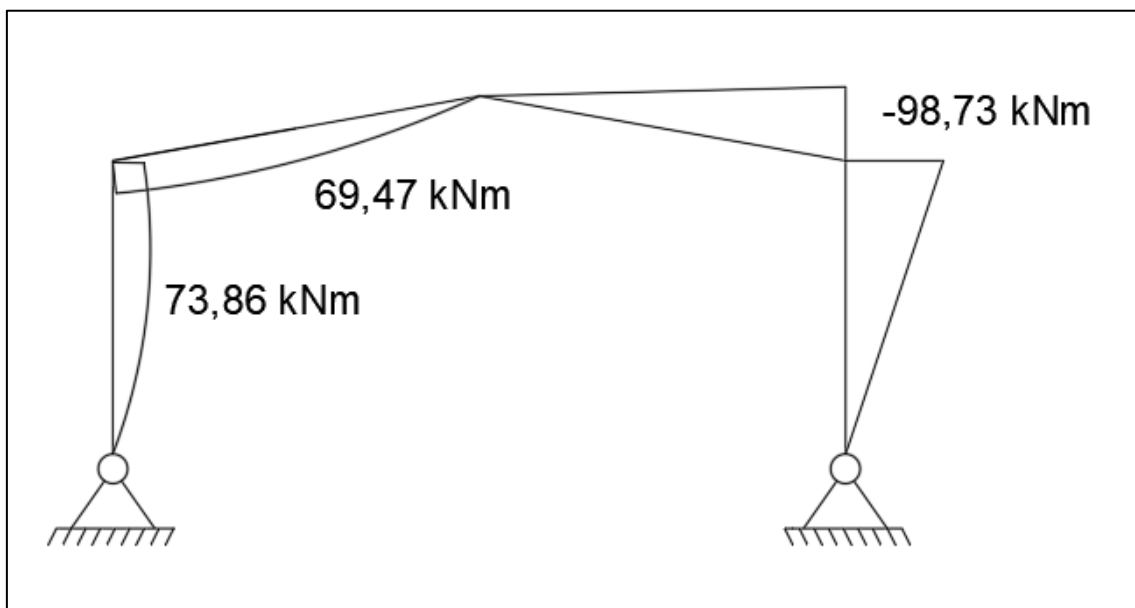
Nu findes $R_A^V \rightarrow +$

$$\sum R_{\text{vandret}} = \sum Last_{\text{vandret}}$$

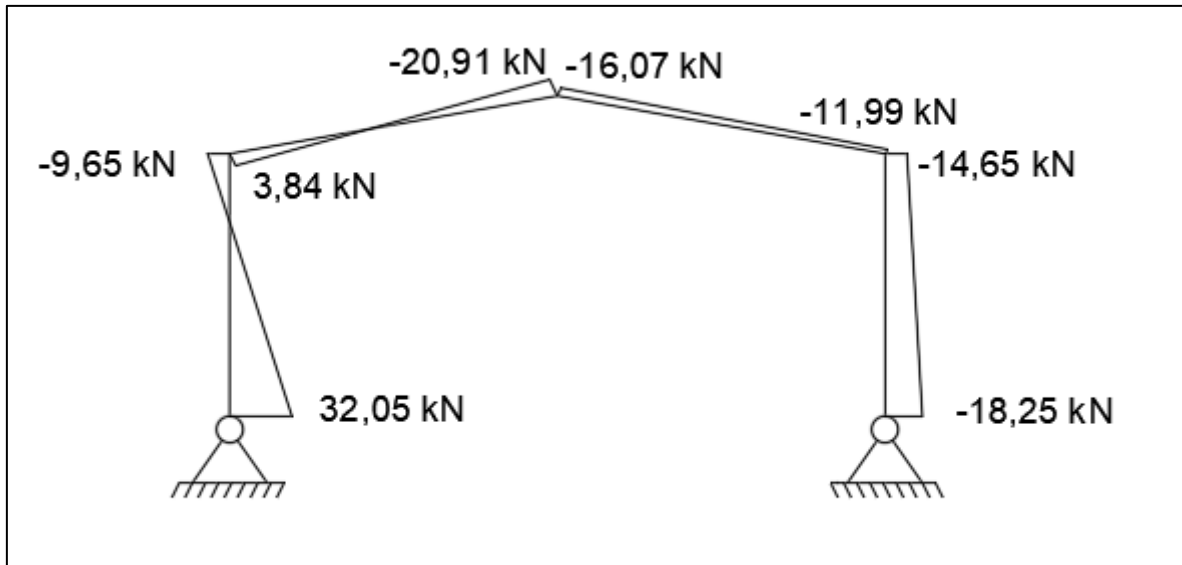
$$18,255 \text{ kN} + R_A^V = 3,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m} \cdot \tan(10) + 2,1 \cdot 0,985 \text{ m} \cdot \tan(10) + 0,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6,515 \text{ m} \cdot \tan(10) + 6,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m} + 0,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m}$$

$$R_A^V = 32,05 \text{ kN}$$

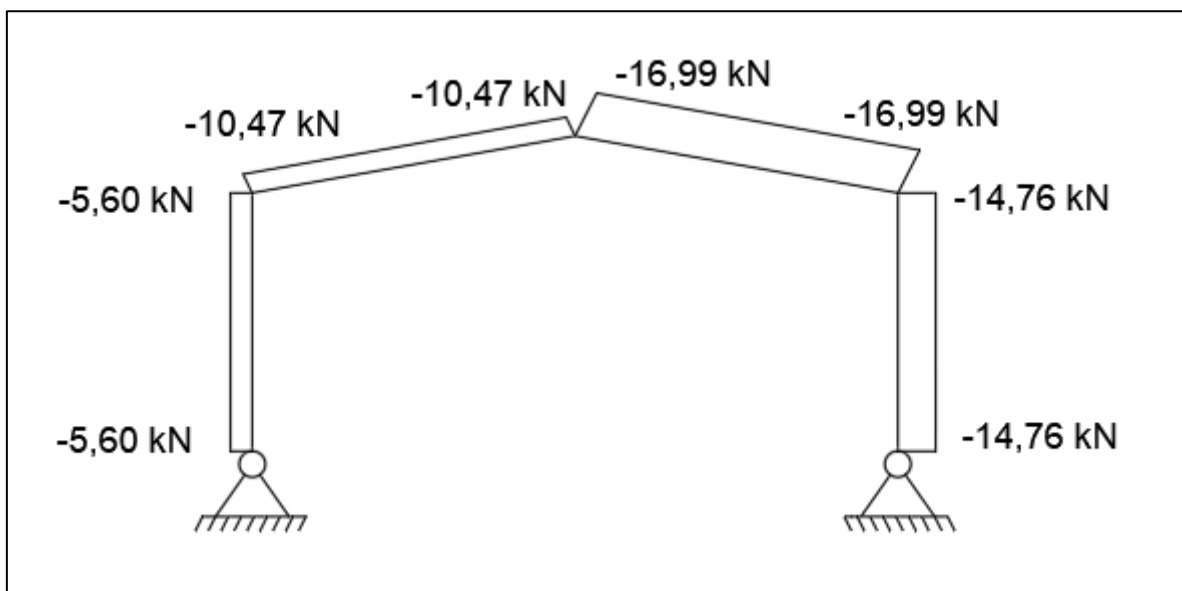
Momentkurve:



Forskydningskurve:



Normalkraftkurve:



Vind på langs med indvendigt undertryk +0,45

Lodret linjelast for vind på facader:

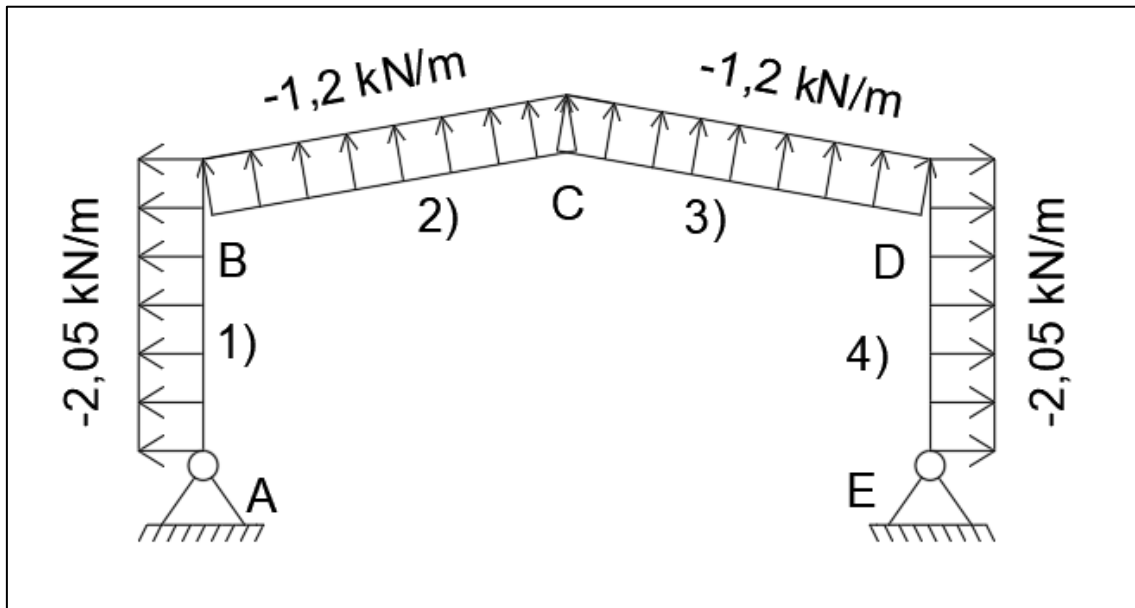
$$V_B = -0,41 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_B = -2,05 \frac{kN}{m}$$

Lodret linjelast for vind på tag:

$$V_H = -0,24 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_H = -1,2 \frac{kN}{m}$$



Figur 63: Vind på langs med indvendigt undertryk +45

Moment om A $\curvearrowright +$

1) Vandret

$$2,05 \frac{kN}{m} \cdot 6 m \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 m = 36,9 kNm$$

2) vandret

$$1,2 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + \frac{7,5 m}{2} \cdot \tan(10)) = 10,57 kNm$$

2) lodret

$$1,2 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 7,5 m) = 33,75 kNm$$

3) vandret

$$1,2 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + \frac{7,5 m}{2} \cdot \tan(10)) = 10,57 kNm$$

3) lodret

$$1,2 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (7,5 m + \frac{1}{2} 7,5) = 101,25 kNm$$

4) vandret

$$2,05 \frac{kN}{m} \cdot 6 m \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 m = 36,9 kNm$$

Alle kræfterne lægges sammen:

$$36,9 \text{ kNm} + 10,57 \text{ kNm} + 33,75 \text{ kNm} - 10,57 \text{ kNm} + 101,25 \text{ kNm} - 36,9 \text{ kNm}$$

$$\Sigma = 135 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_A = 0 = 135 \text{ kNm} - R_E^L \cdot 15 \text{ m}$$

$$R_E^L = 9 \text{ kN}$$

Nu findes $R_A^L \uparrow +$

$$\sum R_{lodret} = \sum Last_{lodret}$$

$$9 \text{ kN} + R_A^L = 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m} + 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m}$$

$$R_A^L = 9 \text{ kN}$$

Nu findes de vandrette reaktioner. Der kendes allerede R_E^V , som er blevet fundet ved hjælp af FEM-Design til 3,605 kN.

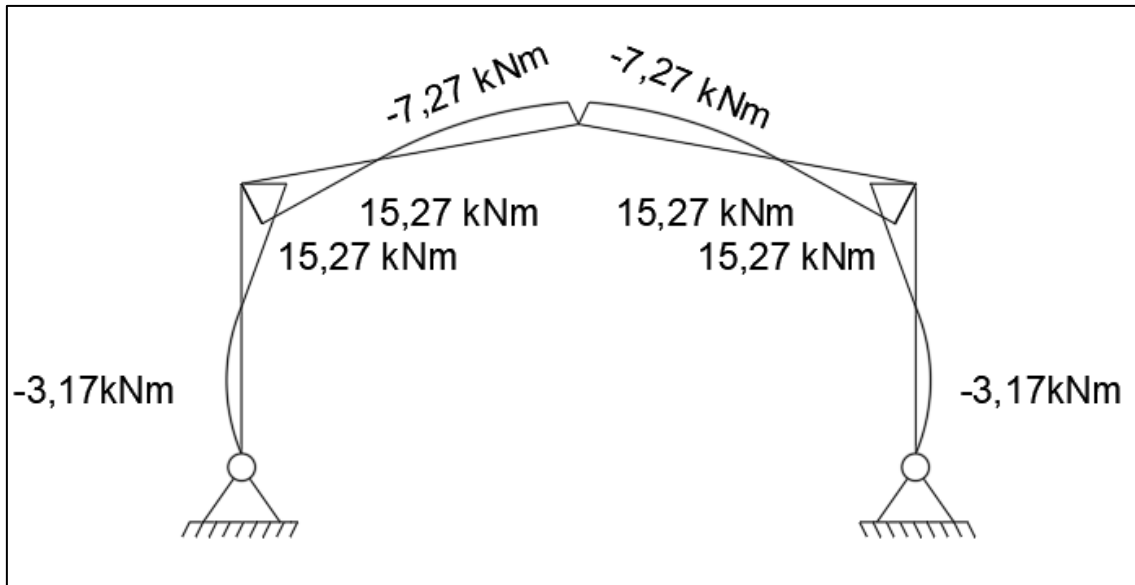
Nu findes $R_A^V \rightarrow +$

$$\sum R_{vandret} = \sum Last_{vandret}$$

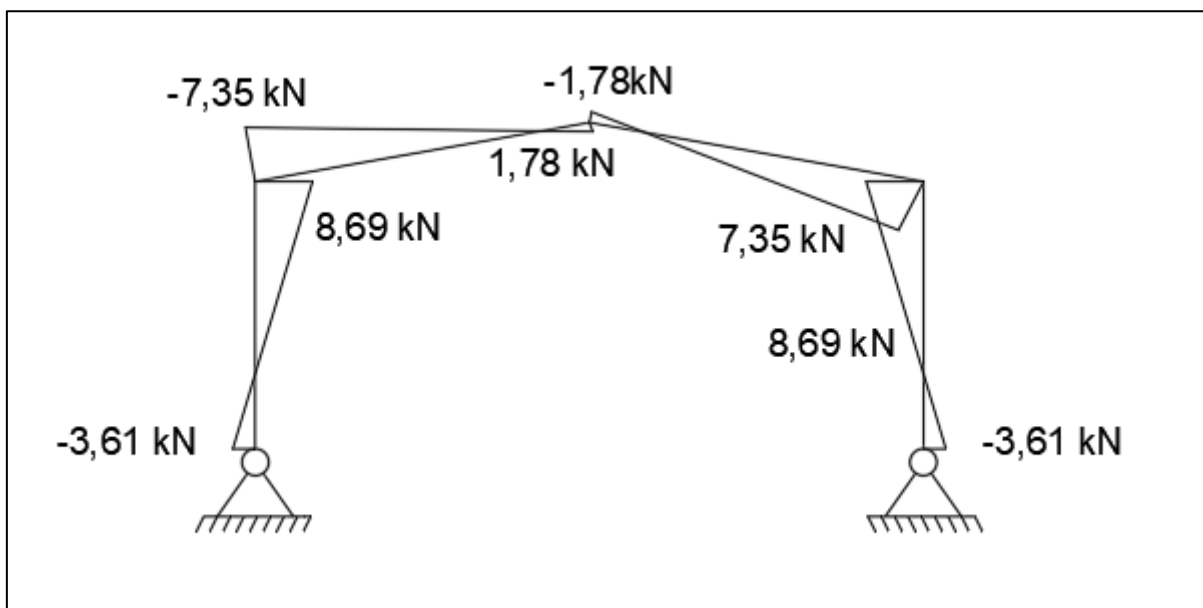
$$3,605 \text{ kN} + R_A^V = -1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m} \cdot \tan(10) + 1,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m} \cdot \tan(10) - 2,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m} + 2,05 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m}$$

$$R_A^V = -3,605 \text{ kN}$$

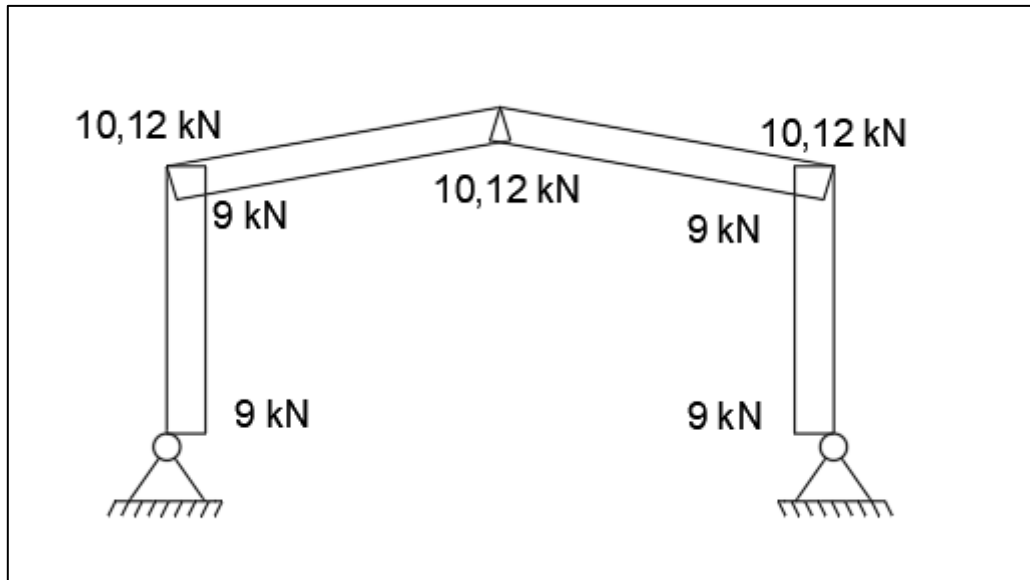
Momentkurve:



Forskydningskurve:



Normalkraftkurve:



Vind på langs med indvendigt overtryk -0,72

Lodret linjelast for vind på facader:

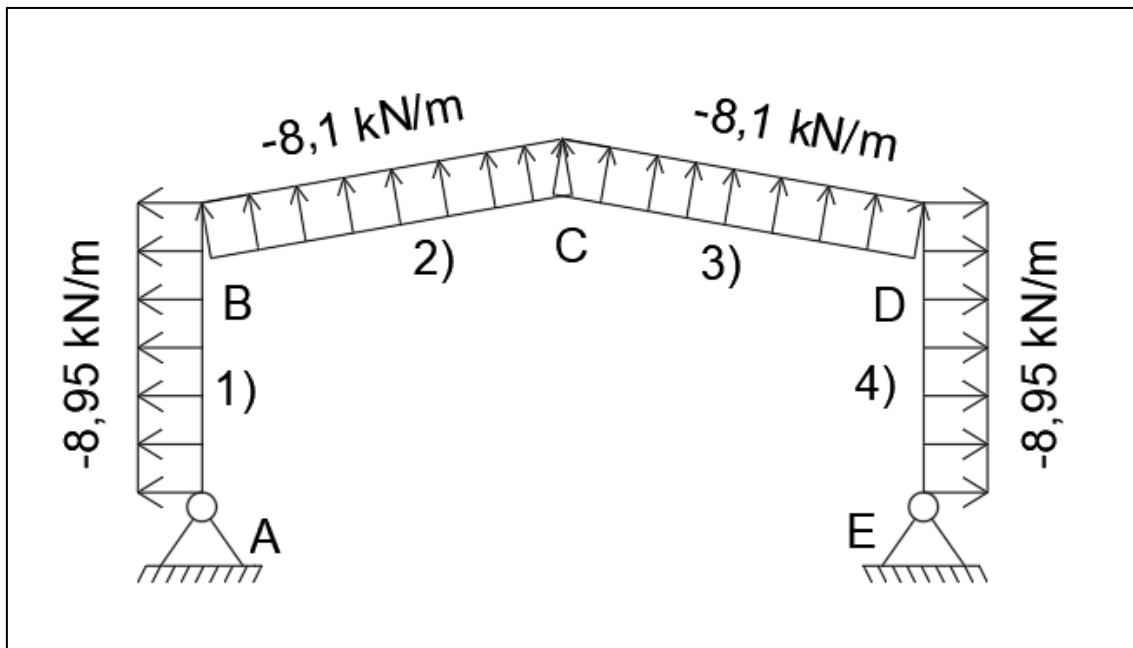
$$V_B = -1,79 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_B = -8,95 \frac{kN}{m}$$

Lodret linjelast for vind på tag:

$$V_H = -1,62 \frac{kN}{m^2} \cdot 5 m$$

$$V_H = -8,1 \frac{kN}{m}$$



Figur 64: Vind på langs med indvendigt overtryk -0,72

Moment om A $\rightarrow +$

1) Vandret

$$8,95 \frac{kN}{m} \cdot 6 m \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 m = 161,1 kNm$$

2) vandret

$$8,1 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + \frac{7,5 m}{2} \cdot \tan(10)) = 71,35 kNm$$

2) lodret

$$8,1 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (\frac{1}{2} \cdot 7,5 m) = 227,81 kNm$$

3) vandret

$$8,1 \frac{kN}{m} \cdot \sin(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (6 m + \frac{7,5 m}{2} \cdot \tan(10)) = 71,35 kNm$$

3) lodret

$$8,1 \frac{kN}{m} \cdot \cos(10) \cdot \frac{7,5 m}{\cos(10)} \cdot (7,5 m + \frac{1}{2} \cdot 7,5 m) = 683,4 kNm$$

4) vandret

$$8,95 \frac{kN}{m} \cdot 6 m \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 m = 161,1 kNm$$

Alle kræfterne lægges sammen:

$$161,1 kNm + 71,35 kNm + 227,81 kNm - 71,35 kNm + 683,4 kNm - 161,1 kNm$$

$$\Sigma = 911,21 kNm$$

$$\Sigma M_A = 0 = 911,21 kNm - R_E^L \cdot 15 m \quad R_E^L = 60,75 kN$$

Nu findes $R_A^L \uparrow +$

$$\Sigma R_{lodret} = \Sigma Last_{lodret}$$

$$60,75 kN + R_A^L = 8,1 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m + 8,1 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m$$

$$R_A^L = 60,75 kN$$

Nu findes de vandrette reaktioner. Der kendes allerede R_E^V , som er blevet fundet ved hjælp af FEM-Design til 9,076 kN.

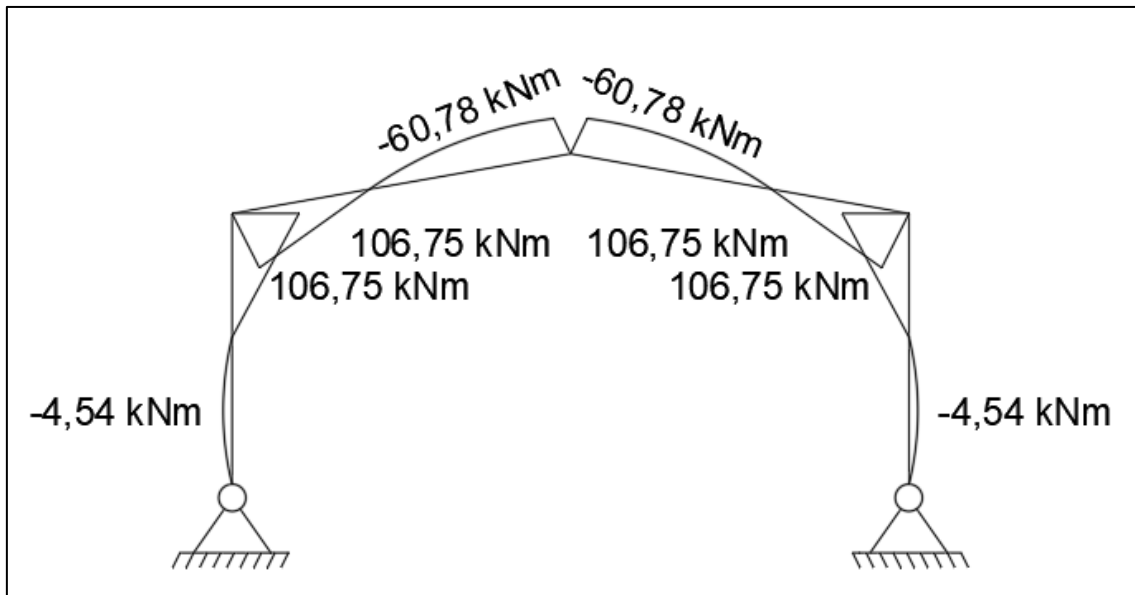
Nu findes $R_A^V \rightarrow +$

$$\sum R_{vandret} = \sum Last_{vandret}$$

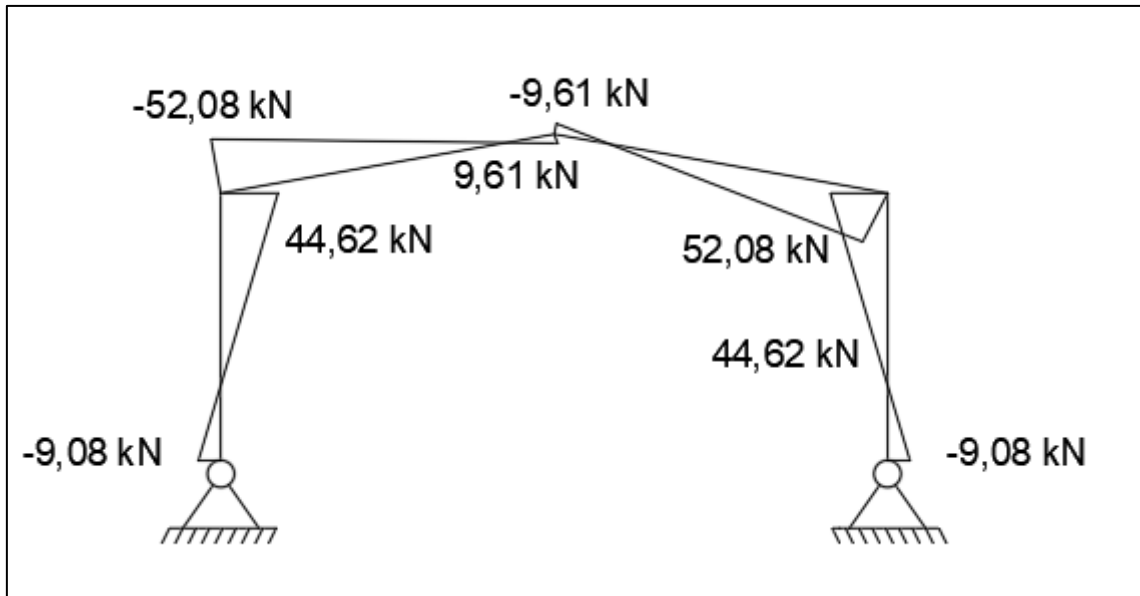
$$9,076 \text{ kN} + R_A^V = -8,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m} \cdot \tan(10) + 8,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m} \cdot \tan(10) - 8,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m} + 8,95 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 6 \text{ m}$$

$$R_A^V = -9,076 \text{ kN}$$

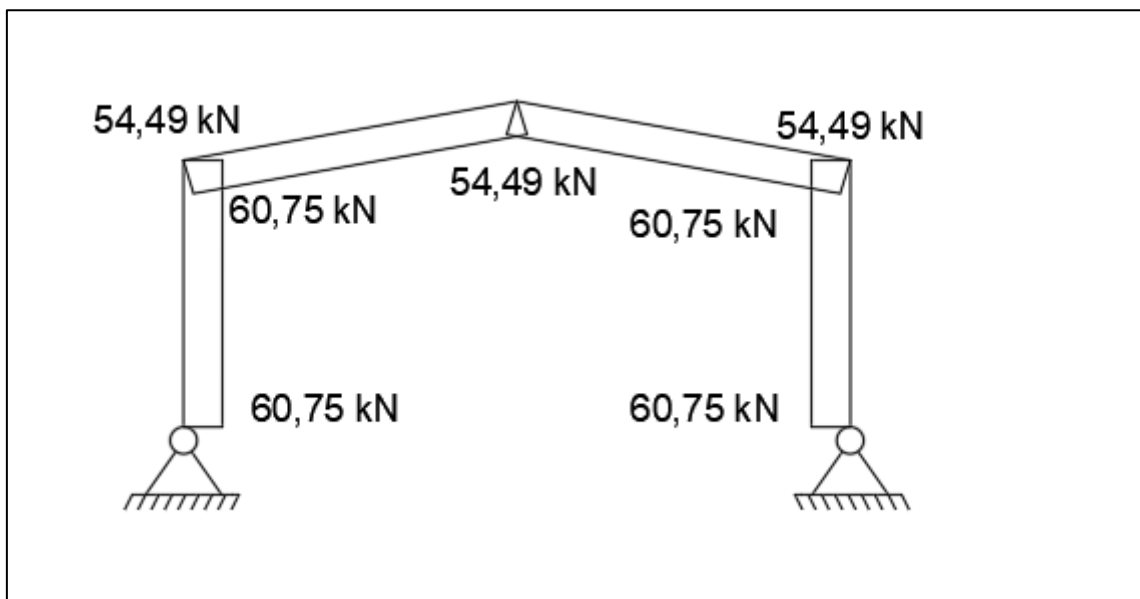
Momentkurve:



Forskydningskurve:

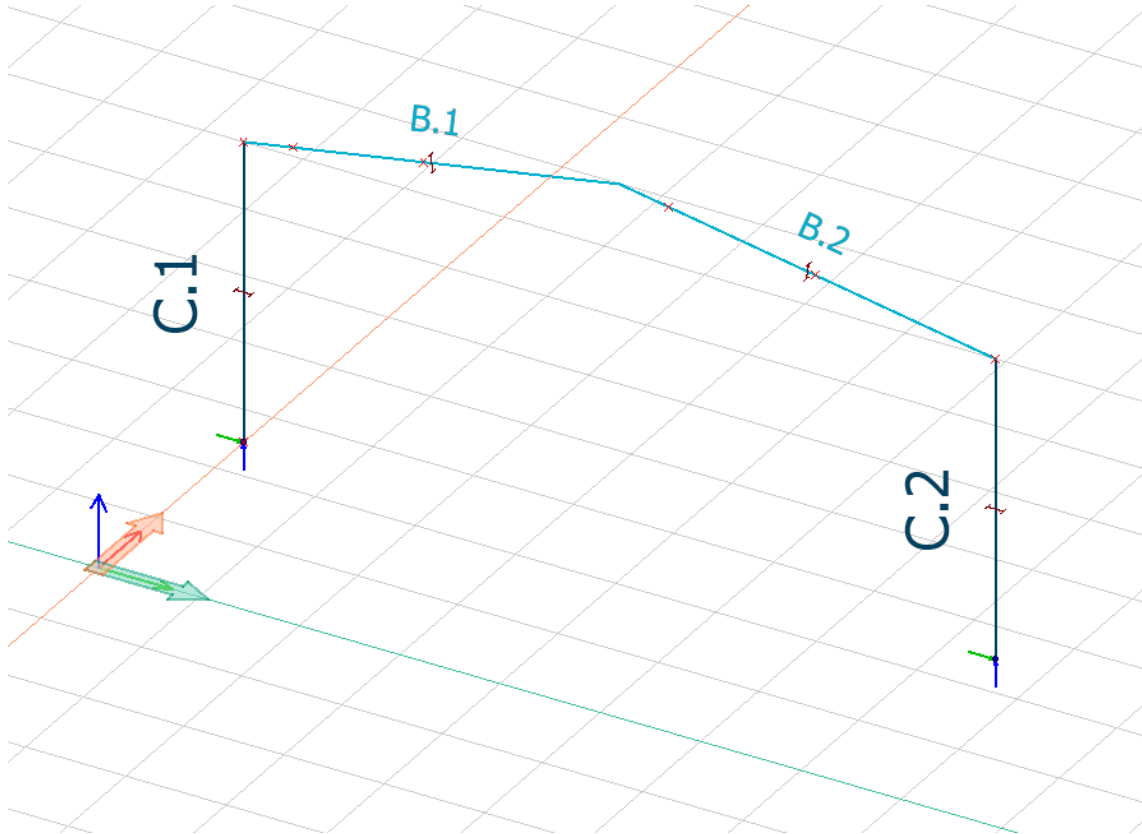


Normalkraftkurve:



Bilag B

Snitkræfter for ramme udført med IPE330 i FEM-Design:



Snitkræfterne for hvert element vises på nedenstående tabeller:

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (+), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	77.09	0.00	13.59	0.00	-61.14	0.00	7.62	Lastkombination 9
	Ty'	75.67	0.00	-29.21	0.00	-28.43	-0.00	3.43	Lastkombination 9
	Tz'	-33.76	0.00	57.48	0.00	-83.31	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Mt	-29.04	0.00	55.76	0.00	-113.55	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	40.77	0.00	-45.80	0.00	194.54	0.00	0.00	Lastkombination 7
	Mz'	-22.82	0.00	17.06	0.00	79.49	0.00	0.38	Lastkombination 6
B.2.1	N	77.09	0.00	13.59	0.00	-61.14	0.00	7.62	Lastkombination 9
	Ty'	-29.04	0.00	55.76	0.00	-113.55	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-36.69	0.00	61.15	0.00	-157.98	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Mt	-29.04	0.00	55.76	0.00	-113.55	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	74.50	0.00	-64.22	0.00	131.67	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mz'	76.70	0.00	1.92	0.00	-70.00	0.00	6.47	Lastkombination 9
C.1.1	N	76.18	0.00	62.22	0.00	131.67	0.00	6.00	Lastkombination 9
	Ty'	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	76.18	0.00	62.22	0.00	131.67	0.00	6.00	Lastkombination 9
	Mt	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	52.18	0.00	32.20	0.00	194.54	0.00	6.00	Lastkombination 7
	Mz'	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.2.1	N	76.18	0.00	62.22	0.00	131.67	0.00	6.00	Lastkombination 9
	Ty'	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	76.18	0.00	62.22	0.00	131.67	0.00	6.00	Lastkombination 9
	Mt	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	76.18	0.00	62.22	0.00	131.67	0.00	6.00	Lastkombination 9
	Mz'	72.02	0.00	34.03	0.00	30.61	0.00	3.90	Lastkombination 9

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (-), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	-33.76	0.00	57.48	0.00	-83.31	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-21.71	-0.00	-5.20	0.00	98.88	0.00	3.65	Lastkombination 6
	Tz'	74.50	0.00	-64.22	0.00	131.67	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mt	-29.04	0.00	55.76	0.00	-113.55	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-29.04	0.00	55.76	0.00	-113.55	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	75.67	0.00	-29.21	0.00	-28.43	-0.00	3.43	Lastkombination 9
B.2.1	N	-36.69	0.00	61.15	0.00	-157.98	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-30.48	-0.00	22.07	0.00	2.07	0.00	6.62	Lastkombination 6

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
C.1.1	Tz'	74.50	0.00	-64.22	0.00	131.67	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mt	-29.04	0.00	55.76	0.00	-113.55	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-32.73	0.00	31.88	0.00	-176.40	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mz'	-29.04	0.00	55.76	0.00	-113.55	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-74.36	0.00	-4.50	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-62.47	0.00	-23.27	0.00	-83.31	0.00	6.00	Lastkombination 2
	Mt	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.2.1	My'	-59.95	0.00	-18.92	0.00	-113.55	0.00	6.00	Lastkombination 1
	Mz'	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-78.48	0.00	-27.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-43.32	-0.00	-20.59	0.00	-13.08	0.00	0.60	Lastkombination 5
	Tz'	30.69	0.00	-32.45	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 7
	Mt	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-37.08	0.00	-26.70	0.00	-176.40	0.00	6.00	Lastkombination 6
	Mz'	-71.84	0.00	-18.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

Reaktioner for rammen fra FEM-Design

Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Egenvægt

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	0.000	5.000	0.000	1	-4.717	0.000	-26.835	0.000	0.000	0.000
S.2	15.000	5.000	0.000	31	4.717	0.000	-26.835	0.000	0.000	0.000

Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Snelast

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	0.000	5.000	0.000	1	-9.472	0.000	-30.006	0.000	0.000	0.000
S.2	15.000	5.000	0.000	31	9.472	0.000	-30.006	0.000	0.000	0.000

Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Vind på tværs Ci = +0,45

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	0.000	5.000	0.000	1	32.051	0.000	-5.596	0.000	0.000	0.000
S.2	15.000	5.000	0.000	31	18.255	0.000	-14.756	0.000	0.000	0.000

Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Vind på tværs $C_i = -0,72$

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	0.000	5.000	0.000	1	24.910	0.000	44.747	0.000	0.000	0.000
S.2	15.000	5.000	0.000	31	18.487	0.000	38.351	0.000	0.000	0.000

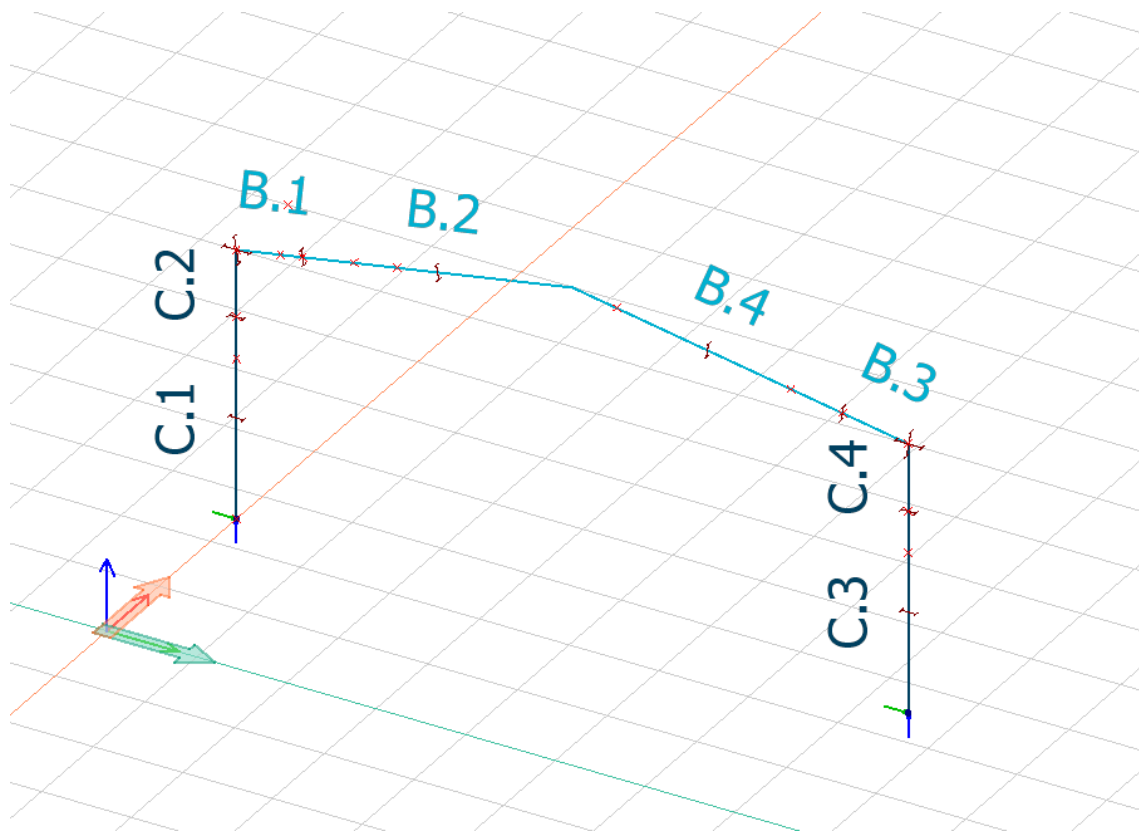
Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Vind på langs $C_i = + 0,45$

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	0.000	5.000	0.000	1	-3.605	0.000	9.000	0.000	0.000	0.000
S.2	15.000	5.000	0.000	31	3.605	0.000	9.000	0.000	0.000	0.000

Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Vind på langs $C_i = -0,72$

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	0.000	5.000	0.000	1	-9.076	0.000	60.750	0.000	0.000	0.000
S.2	15.000	5.000	0.000	31	9.076	0.000	60.750	0.000	0.000	0.000

Snitkræfter for rammen med udflygning fra FEM-Design



Snitkræfterne for hvert element vises på nedenstående tabeller:

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (+), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	77.13	0.00	-48.52	0.00	60.32	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Ty'	76.70	0.00	-61.26	0.00	128.95	-0.00	0.25	Lastkombination 9
	Tz'	-35.86	0.00	57.16	0.00	-96.07	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Mt	-31.04	0.00	55.45	0.00	-125.68	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	42.19	0.00	-45.50	0.00	203.27	0.00	0.00	Lastkombination 7
	Mz'	-23.60	0.00	15.48	0.00	77.75	0.00	0.59	Lastkombination 6
B.2.1	N	79.21	0.00	13.96	0.00	-45.36	0.00	6.12	Lastkombination 9
	Ty'	-22.87	0.00	0.96	0.00	95.24	0.00	1.22	Lastkombination 6
	Tz'	-28.99	0.00	43.78	0.00	-51.27	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-28.99	0.00	43.78	0.00	-51.27	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	42.71	0.00	-40.23	0.00	138.96	0.00	0.00	Lastkombination 7
	Mz'	-21.93	0.00	-17.77	0.00	72.12	0.00	3.98	Lastkombination 6
B.3.1	N	77.13	0.00	-48.52	0.00	60.32	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Ty'	76.86	0.00	-56.49	0.00	101.35	0.00	0.72	Lastkombination 9
	Tz'	-38.80	0.00	60.83	0.00	-170.74	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Mt	-31.04	0.00	55.45	0.00	-125.68	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	76.61	0.00	-63.80	0.00	144.58	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mz'	76.75	0.00	-59.67	0.00	119.50	0.00	0.41	Lastkombination 9
B.4.1	N	79.21	-0.00	13.96	0.00	-45.36	0.00	6.12	Lastkombination 9
	Ty'	34.08	0.00	-13.25	0.00	-83.44	0.00	1.22	Lastkombination 7
	Tz'	-36.74	0.00	49.35	0.00	-88.12	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Mt	-28.99	0.00	43.78	0.00	-51.27	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-21.46	0.00	1.11	0.00	72.24	0.00	5.50	Lastkombination 1
	Mz'	78.07	0.00	-20.41	0.00	-34.53	0.00	2.75	Lastkombination 9
C.1.1	N	73.11	0.00	44.23	0.00	63.12	0.00	4.50	Lastkombination 9
	Ty'	-71.94	0.00	-20.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	73.11	0.00	44.23	0.00	63.12	0.00	4.50	Lastkombination 9
	Mt	-71.94	0.00	-20.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	49.11	0.00	33.77	0.00	152.70	0.00	4.50	Lastkombination 7
	Mz'	-71.94	0.00	-20.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.2.1	N	76.13	0.00	64.37	0.00	144.58	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Ty'	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	76.13	0.00	64.37	0.00	144.58	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Mt	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	52.13	0.00	33.65	0.00	203.27	0.00	1.50	Lastkombination 7
	Mz'	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.3.1	N	73.11	0.00	44.23	0.00	63.12	0.00	4.50	Lastkombination 9

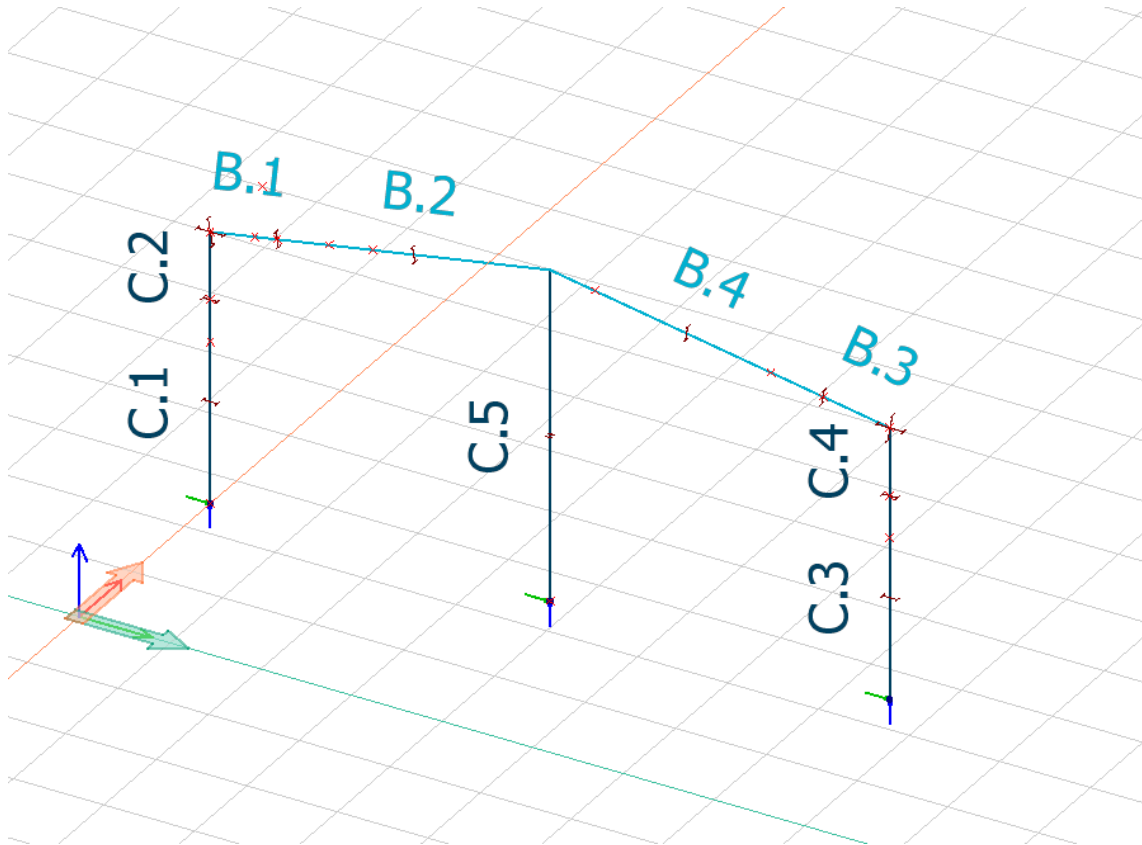
ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
C.4.1	Ty'	34.16	0.00	-13.85	0.00	-40.36	0.00	1.80	Lastkombination 7
	Tz'	73.11	0.00	44.23	0.00	63.12	0.00	4.50	Lastkombination 9
	Mt	-71.94	0.00	-20.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	73.11	0.00	44.23	0.00	63.12	0.00	4.50	Lastkombination 9
	Mz'	69.99	0.00	23.09	0.00	10.11	0.00	2.93	Lastkombination 9
	N	76.13	0.00	64.37	0.00	144.58	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Ty'	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	76.13	0.00	64.37	0.00	144.58	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Mt	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	76.13	0.00	64.37	0.00	144.58	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Mz'	73.17	0.00	44.65	0.00	64.51	0.00	0.03	Lastkombination 9

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (-), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	-35.86	0.00	57.16	0.00	-96.07	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-23.76	-0.00	18.69	0.00	69.74	0.00	0.12	Lastkombination 6
	Tz'	76.61	0.00	-63.80	0.00	144.58	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mt	-31.04	0.00	55.45	0.00	-125.68	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-31.04	0.00	55.45	0.00	-125.68	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	76.82	0.00	-57.77	0.00	108.49	-0.00	0.59	Lastkombination 9
B.2.1	N	-33.80	0.00	43.29	0.00	-20.75	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	77.55	-0.00	-36.03	0.00	8.61	0.00	1.22	Lastkombination 9
	Tz'	77.13	0.00	-48.52	0.00	60.32	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mt	-28.99	0.00	43.78	0.00	-51.27	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	78.80	0.00	1.47	0.00	-54.80	0.00	4.89	Lastkombination 9
	Mz'	78.48	0.00	-7.91	0.00	-51.84	-0.00	3.98	Lastkombination 9
B.3.1	N	-38.80	0.00	60.83	0.00	-170.74	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-18.73	-0.00	39.95	0.00	-119.38	0.00	0.03	Lastkombination 3
	Tz'	76.61	0.00	-63.80	0.00	144.58	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mt	-31.04	0.00	55.45	0.00	-125.68	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.58	0.00	31.78	0.00	-181.55	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mz'	76.89	0.00	-55.54	0.00	96.09	-0.00	0.81	Lastkombination 9
B.4.1	N	-36.74	0.00	49.35	0.00	-88.12	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-31.32	-0.00	21.92	0.00	-4.04	0.00	5.12	Lastkombination 6
	Tz'	77.13	0.00	-48.52	0.00	60.32	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mt	-28.99	0.00	43.78	0.00	-51.27	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.06	0.00	29.51	0.00	-135.59	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mz'	-15.05	0.00	27.75	0.00	-28.29	-0.00	1.22	Lastkombination 3
C.1.1	N	-74.46	0.00	-6.63	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-71.94	0.00	-20.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
C.2.1	Tz'	-44.60	0.00	-24.23	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 5
	Mt	-71.94	0.00	-20.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	4.50	Lastkombination 1
	Mz'	-71.94	0.00	-20.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-65.54	0.00	-20.70	0.00	-61.50	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-62.52	0.00	-25.39	0.00	-96.07	0.00	1.50	Lastkombination 2
	Mt	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.3.1	My'	-60.00	0.00	-20.95	0.00	-125.68	0.00	1.50	Lastkombination 1
	Mz'	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-78.58	0.00	-29.27	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	35.95	-0.00	-5.27	0.00	-48.96	0.00	2.70	Lastkombination 7
	Tz'	-49.07	0.00	-32.96	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mt	-71.94	0.00	-20.95	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-40.15	0.00	-28.91	0.00	-139.20	0.00	4.50	Lastkombination 6
	Mz'	-41.93	0.00	-18.80	0.00	-29.05	-0.00	1.35	Lastkombination 5
C.4.1	N	-69.66	0.00	-28.05	0.00	-128.97	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-40.15	0.00	-28.91	0.00	-139.20	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mt	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-37.13	0.00	-27.56	0.00	-181.55	0.00	1.50	Lastkombination 6
	Mz'	-63.02	0.00	-20.95	0.00	-94.26	0.00	0.00	Lastkombination 1

Snitkræfter for rammen med udfligning og indvendige søjle fra FEM-Design



Snitkræfterne for hvert element vises på nedenstående tabeller:

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (+), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	60.65	0.00	-27.41	0.00	16.60	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Ty'	60.22	0.00	-40.15	0.00	58.83	-0.00	0.25	Lastkombination 9
	Tz'	-13.36	0.00	28.33	0.00	6.86	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Mt	-8.92	0.00	27.11	0.00	-24.47	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	28.69	0.00	-28.20	0.00	141.52	0.00	0.00	Lastkombination 7
	Mz'	-16.82	0.00	6.80	0.00	103.60	0.00	0.59	Lastkombination 6
B.2.1	N	62.73	0.00	35.08	0.00	40.05	0.00	6.12	Lastkombination 9
	Ty'	-16.09	0.00	-7.72	0.00	102.60	0.00	1.22	Lastkombination 6
	Tz'	62.73	0.00	35.08	0.00	40.05	0.00	6.12	Lastkombination 9
	Mt	-6.86	0.00	15.43	0.00	7.42	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-16.51	0.00	0.61	0.00	106.95	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mz'	-15.15	0.00	-26.45	0.00	55.58	0.00	3.98	Lastkombination 6
B.3.1	N	60.65	0.00	-27.41	0.00	16.60	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Ty'	60.38	0.00	-35.38	0.00	41.13	0.00	0.72	Lastkombination 9
	Tz'	-16.29	0.00	32.00	0.00	-67.81	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Mt	-8.92	0.00	27.11	0.00	-24.47	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	60.13	0.00	-42.69	0.00	69.19	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mz'	60.27	0.00	-38.56	0.00	52.69	0.00	0.41	Lastkombination 9
B.4.1	N	62.73	-0.00	35.08	0.00	40.05	0.00	6.12	Lastkombination 9
	Ty'	20.58	0.00	4.04	0.00	-98.09	0.00	1.22	Lastkombination 7
	Tz'	22.25	0.00	50.05	0.00	29.14	0.00	6.12	Lastkombination 7
	Mt	-6.86	0.00	15.43	0.00	7.42	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	62.73	-0.00	35.08	0.00	40.05	0.00	6.12	Lastkombination 9
	Mz'	61.59	0.00	0.71	0.00	-20.13	0.00	2.75	Lastkombination 9
C.1.1	N	49.45	0.00	31.67	0.00	6.58	0.00	4.50	Lastkombination 9
	Ty'	-40.18	0.00	-4.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-25.60	0.00	47.67	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mt	-40.18	0.00	-4.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-16.68	0.00	0.75	0.00	108.95	0.00	4.50	Lastkombination 6
	Mz'	-40.18	0.00	-4.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.2.1	N	52.48	0.00	51.81	0.00	69.19	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Ty'	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	52.48	0.00	51.81	0.00	69.19	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Mt	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	32.75	0.00	23.36	0.00	141.52	0.00	1.50	Lastkombination 7
	Mz'	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.3.1	N	49.45	0.00	31.67	0.00	6.58	0.00	4.50	Lastkombination 9

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
C.4.1	Ty'	14.79	0.00	-24.14	0.00	-58.88	0.00	1.80	Lastkombination 7
	Tz'	49.45	0.00	31.67	0.00	6.58	0.00	4.50	Lastkombination 9
	Mt	-40.18	0.00	-4.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	49.45	0.00	31.67	0.00	6.58	0.00	4.50	Lastkombination 9
	Mz'	46.33	0.00	10.52	0.00	-26.65	0.00	2.93	Lastkombination 9
	N	52.48	0.00	51.81	0.00	69.19	0.00	1.50	Lastkombination 9
C.5.1	Ty'	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	52.48	0.00	51.81	0.00	69.19	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Mt	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	52.48	0.00	51.81	0.00	69.19	0.00	1.50	Lastkombination 9
	Mz'	49.52	0.00	32.09	0.00	7.58	0.00	0.03	Lastkombination 9
	N	47.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.32	Lastkombination 9
	Ty'	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (-), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	-17.03	0.00	10.87	0.00	98.35	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	-16.98	-0.00	10.01	0.00	99.66	0.00	0.12	Lastkombination 6
	Tz'	60.13	0.00	-42.69	0.00	69.19	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mt	-8.92	0.00	27.11	0.00	-24.47	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-8.92	0.00	27.11	0.00	-24.47	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	60.34	0.00	-36.65	0.00	45.63	-0.00	0.59	Lastkombination 9
B.2.1	N	-16.51	0.00	0.61	0.00	106.95	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	61.07	-0.00	-14.91	0.00	-9.28	0.00	1.22	Lastkombination 9
	Tz'	-2.94	0.00	-41.90	0.00	-44.95	0.00	6.12	Lastkombination 2
	Mt	-6.86	0.00	15.43	0.00	7.42	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-2.94	0.00	-41.90	0.00	-44.95	0.00	6.12	Lastkombination 2
	Mz'	62.00	0.00	13.21	0.00	-11.62	-0.00	3.98	Lastkombination 9
B.3.1	N	-26.81	0.00	23.10	0.00	-150.55	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	-2.31	-0.00	18.91	0.00	-44.93	0.00	0.03	Lastkombination 3
	Tz'	60.13	0.00	-42.69	0.00	69.19	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mt	-8.92	0.00	27.11	0.00	-24.47	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-26.81	0.00	23.10	0.00	-150.55	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mz'	60.41	0.00	-34.42	0.00	37.86	-0.00	0.81	Lastkombination 9
B.4.1	N	-26.29	0.00	20.82	0.00	-117.62	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	-24.55	-0.00	13.24	0.00	-30.48	0.00	5.12	Lastkombination 6

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
C.1.1	Tz'	1.50	0.00	-31.98	0.00	-43.21	0.00	6.12	Lastkombination 1
	Mt	-6.86	0.00	15.43	0.00	7.42	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-26.29	0.00	20.82	0.00	-117.62	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mz'	1.37	0.00	6.72	0.00	-10.47	-0.00	1.22	Lastkombination 3
	N	-42.16	0.00	10.53	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-40.18	0.00	-4.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.2.1	Tz'	40.54	0.00	-28.74	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 9
	Mt	-40.18	0.00	-4.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	45.00	0.00	1.46	0.00	-30.69	0.00	2.25	Lastkombination 9
	Mz'	-40.18	0.00	-4.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-33.24	0.00	-3.55	0.00	15.70	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.3.1	Tz'	-13.66	0.00	-14.88	0.00	98.35	0.00	1.50	Lastkombination 6
	Mt	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-28.24	0.00	-4.08	0.00	-24.47	0.00	1.50	Lastkombination 1
	Mz'	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-46.28	0.00	-12.11	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	16.57	-0.00	-15.57	0.00	-76.75	0.00	2.70	Lastkombination 7
C.4.1	Tz'	11.22	0.00	-41.28	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 7
	Mt	-40.18	0.00	-4.08	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-30.42	0.00	-23.74	0.00	-115.95	0.00	4.50	Lastkombination 6
	Mz'	-19.64	0.00	-6.96	0.00	-13.07	-0.00	1.35	Lastkombination 5
	N	-37.36	0.00	-10.90	0.00	-51.77	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.5.1	Tz'	-30.42	0.00	-23.74	0.00	-115.95	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Mt	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-27.40	0.00	-22.39	0.00	-150.55	0.00	1.50	Lastkombination 6
	Mz'	-31.26	0.00	-4.08	0.00	-18.35	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-66.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.5.1	Tz'	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-65.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

4.2 Reaktionen, regningsmæssige

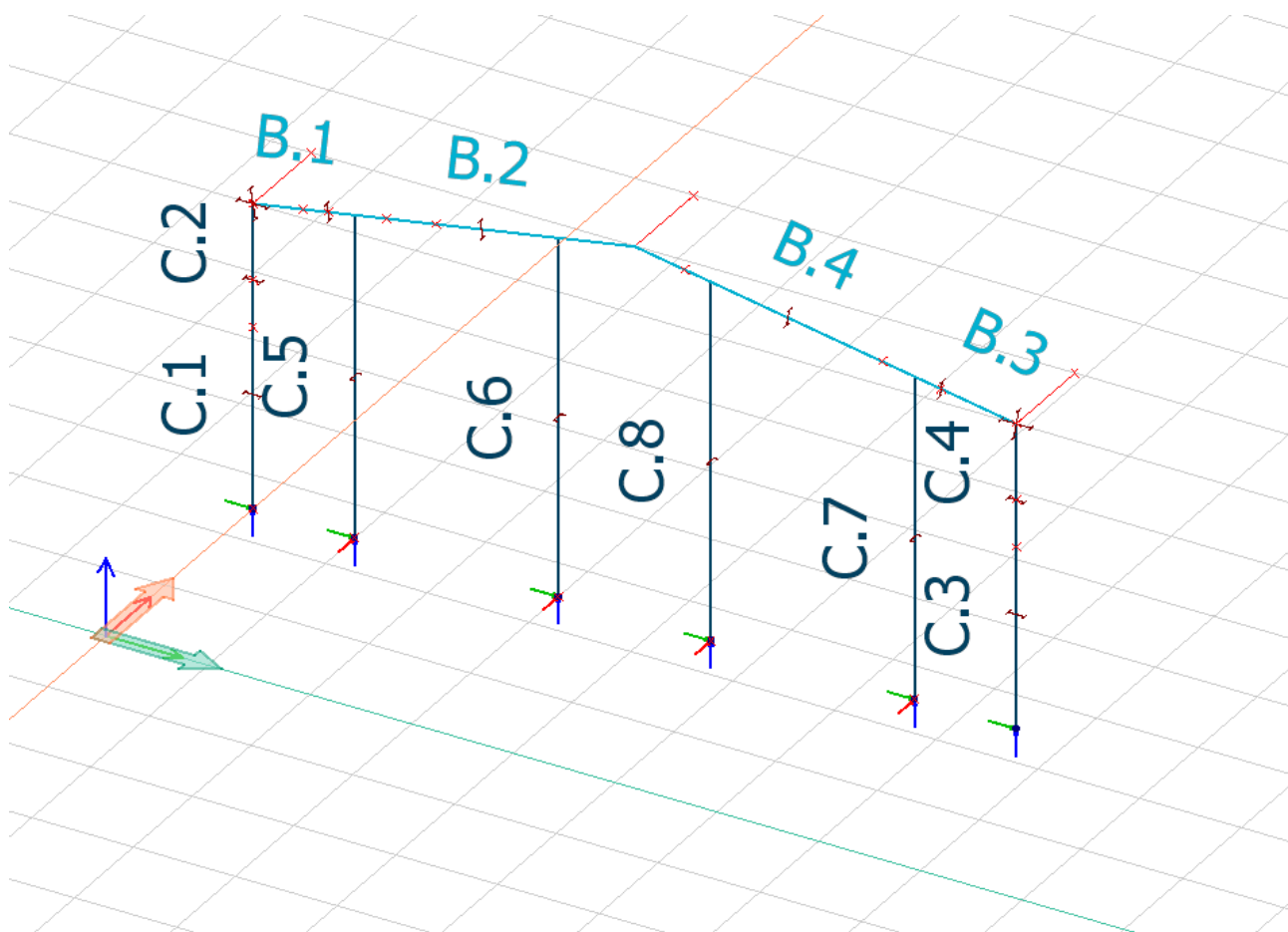
Max. of load combinations, Point support group, Reactions (+), Ultimate

ID	x	y	z	Node	Max.	Fx'	Fy'	Fz'	Fr	Comb
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
S.1	0.000	5.000	0.000	26	Fx'	47.667	0.000	-25.601	54.107	Lastkombination 6
					Fy'	-4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					Fz'	-28.744	0.000	40.535	49.692	Lastkombination 9
					Mx'	-4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					My'	-4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					Mz'	-4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
S.2	15.000	5.000	0.000	113	Fx'	41.283	0.000	11.219	42.780	Lastkombination 7
					Fy'	4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					Fz'	28.744	0.000	40.535	49.692	Lastkombination 9
					Mx'	4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					My'	4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					Mz'	4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
S.3	7.500	5.000	-0.000	69	Fx'	0.000	0.000	-65.288	65.288	Lastkombination 1
					Fy'	0.000	0.000	-65.288	65.288	Lastkombination 1
					Fz'	-0.000	0.000	45.540	45.540	Lastkombination 9
					Mx'	0.000	0.000	-65.288	65.288	Lastkombination 1
					My'	0.000	0.000	-65.288	65.288	Lastkombination 1
					Mz'	0.000	0.000	-65.288	65.288	Lastkombination 1

Max. of load combinations, Point support group, Reactions (-), Ultimate

ID	x	y	z	Node	Max.	Fx'	Fy'	Fz'	Fr	Comb
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
S.1	0.000	5.000	0.000	26	Fx'	-28.744	0.000	40.535	49.692	Lastkombination 9
					Fy'	-4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					Fz'	10.526	0.000	-42.161	43.456	Lastkombination 2
					Mx'	-4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					My'	-4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					Mz'	-4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
S.2	15.000	5.000	0.000	113	Fx'	4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					Fy'	4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					Fz'	12.111	0.000	-46.284	47.842	Lastkombination 2
					Mx'	4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					My'	4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
					Mz'	4.078	0.000	-40.184	40.390	Lastkombination 1
S.3	7.500	5.000	-0.000	69	Fx'	-0.000	0.000	-21.226	21.226	Lastkombination 6
					Fy'	0.000	0.000	-65.288	65.288	Lastkombination 1
					Fz'	-0.000	0.000	-66.369	66.369	Lastkombination 2
					Mx'	0.000	0.000	-65.288	65.288	Lastkombination 1
					My'	0.000	0.000	-65.288	65.288	Lastkombination 1

Snitkræfter for rammen med udflikning og gavlsøjler fra FEM-Design.



Snitkræfterne for hvert element vises på nedenstående tabeller:

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (+), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	57.50	-0.98	-19.49	-0.32	18.13	1.17	1.50	Lastkombination 9
	Ty'	33.23	34.99	-61.56	11.57	33.25	-39.62	1.44	Lastkombination 7
	Tz'	-0.98	0.00	4.51	0.00	-1.08	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	32.75	18.13	-66.39	14.28	121.23	-3.65	0.06	Lastkombination 7
	My'	32.73	18.13	-66.61	14.28	125.39	-2.52	0.00	Lastkombination 7
	Mz'	13.28	-26.75	-6.83	-8.84	3.13	31.95	1.50	Lastkombination 8
B.2.1	N	65.14	0.01	11.48	0.68	12.66	3.86	6.12	Lastkombination 9
	Ty'	33.41	42.53	-59.65	10.39	0.51	-60.11	0.48	Lastkombination 7
	Tz'	60.36	-0.71	20.21	0.08	7.17	4.15	4.59	Lastkombination 9
	Mt	-18.93	3.92	14.69	37.58	-10.01	-21.26	0.53	Lastkombination 6
	My'	33.25	35.74	-61.34	11.45	29.41	-41.79	0.00	Lastkombination 7
	Mz'	13.61	-19.11	-0.40	2.04	-1.05	112.17	4.59	Lastkombination 8
B.3.1	N	57.50	0.98	-19.49	0.32	18.13	-1.17	1.50	Lastkombination 9
	Ty'	13.28	26.75	-6.83	8.84	3.13	-31.95	1.50	Lastkombination 8
	Tz'	-33.79	-4.34	72.97	-3.41	-139.85	0.60	0.00	Lastkombination 6
	Mt	12.76	13.86	-6.59	10.91	13.21	-1.92	0.00	Lastkombination 8
	My'	56.98	0.51	-34.77	0.40	58.84	-0.07	0.00	Lastkombination 9
	Mz'	8.62	-34.92	52.17	-11.52	-14.73	41.69	1.50	Lastkombination 7
B.4.1	N	65.14	-0.01	11.48	-0.68	12.66	-3.86	6.12	Lastkombination 9
	Ty'	13.45	32.51	-6.90	7.94	-0.15	-45.94	0.48	Lastkombination 8
	Tz'	-33.27	-8.56	70.70	-2.73	-32.11	9.99	0.00	Lastkombination 6
	Mt	27.88	-0.09	7.09	56.59	4.56	128.26	6.12	Lastkombination 7
	My'	57.50	1.00	-19.49	0.32	18.13	-1.17	0.00	Lastkombination 9
	Mz'	23.04	-24.25	17.44	40.57	9.09	136.87	4.59	Lastkombination 7
C.1.1	N	68.26	2.42	20.79	-0.00	94.29	-2.69	4.50	Lastkombination 7
	Ty'	67.36	2.42	20.82	-0.00	84.93	-1.59	4.05	Lastkombination 7
	Tz'	34.17	0.00	47.66	-0.00	0.00	0.06	0.00	Lastkombination 6
	Mt	-16.55	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	43.09	0.59	0.75	-0.00	108.92	-0.65	4.50	Lastkombination 6
	Mz'	5.68	-1.85	6.81	-0.00	-0.47	2.05	4.50	Lastkombination 8
C.2.1	N	71.28	17.41	20.67	-0.00	125.39	-14.62	1.50	Lastkombination 7
	Ty'	71.28	17.41	20.67	-0.00	125.39	-14.62	1.50	Lastkombination 7
	Tz'	44.13	-0.49	50.08	0.00	58.84	0.41	1.50	Lastkombination 9
	Mt	-7.63	0.00	-0.18	0.00	-0.81	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	71.28	17.41	20.67	-0.00	125.39	-14.62	1.50	Lastkombination 7
	Mz'	8.70	-13.31	11.43	-0.00	13.21	11.17	1.50	Lastkombination 8
C.3.1	N	41.11	0.07	29.94	0.00	-1.18	-0.07	4.50	Lastkombination 9

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
C.4.1	Ty'	4.79	1.85	5.43	0.00	-3.23	-1.21	4.05	Lastkombination 8
	Tz'	41.11	0.07	29.94	0.00	-1.18	-0.07	4.50	Lastkombination 9
	Mt	4.79	1.85	5.43	0.00	-3.23	-1.21	4.05	Lastkombination 8
	My'	-16.55	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-39.94	-2.42	0.45	-0.00	-94.42	2.67	4.50	Lastkombination 7
	N	44.13	0.49	50.08	0.00	58.84	-0.41	1.50	Lastkombination 9
C.5.1	Ty'	8.58	13.31	11.23	0.00	12.50	-10.34	1.44	Lastkombination 8
	Tz'	44.13	0.49	50.08	0.00	58.84	-0.41	1.50	Lastkombination 9
	Mt	8.70	13.31	11.43	0.00	13.21	-11.17	1.50	Lastkombination 8
	My'	44.13	0.49	50.08	0.00	58.84	-0.41	1.50	Lastkombination 9
	Mz'	-36.92	-17.37	14.74	-0.00	-83.03	14.57	1.50	Lastkombination 7
	N	7.33	-0.02	0.70	0.00	0.34	0.13	6.35	Lastkombination 9
C.6.1	Ty'	-27.51	0.01	0.00	0.00	0.00	-0.06	5.72	Lastkombination 1
	Tz'	-55.79	-0.46	35.57	-0.00	-0.24	0.00	0.00	Lastkombination 7
	Mt	-29.63	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-54.49	-0.46	1.02	-0.00	62.41	1.62	3.49	Lastkombination 7
	Mz'	-77.65	-0.51	-6.54	-0.00	35.63	3.26	6.35	Lastkombination 6
	N	24.67	0.02	0.96	0.00	0.58	-0.14	7.06	Lastkombination 9
C.7.1	Ty'	24.40	0.02	0.77	0.00	-0.03	-0.13	6.35	Lastkombination 9
	Tz'	7.74	-0.32	28.43	-0.00	-0.24	0.00	0.00	Lastkombination 7
	Mt	-30.74	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	8.92	-0.32	-0.59	-0.00	43.04	1.00	3.18	Lastkombination 7
	Mz'	-17.72	-0.38	-8.35	-0.00	-9.56	2.69	7.06	Lastkombination 6
	N	76.54	-0.44	-26.16	-0.00	-50.51	2.81	6.35	Lastkombination 7
C.8.1	Ty'	6.86	0.02	0.43	0.00	-0.39	-0.10	5.08	Lastkombination 9
	Tz'	-7.15	0.00	19.50	0.00	9.21	-0.01	6.35	Lastkombination 8
	Mt	-7.15	0.00	19.50	0.00	9.21	-0.01	6.35	Lastkombination 8
	My'	74.89	-0.44	-0.54	-0.00	10.03	0.84	1.91	Lastkombination 7
	Mz'	68.09	-0.53	-6.80	-0.00	-41.37	3.36	6.35	Lastkombination 6
	N	26.83	-0.33	-32.73	-0.00	-15.07	2.36	7.06	Lastkombination 7
C.8.1	Ty'	-28.12	0.01	0.00	0.00	0.00	-0.05	7.06	Lastkombination 1
	Tz'	24.21	-0.33	29.85	-0.00	-0.24	0.00	0.00	Lastkombination 7
	Mt	-3.31	-0.00	20.85	0.00	-0.91	0.01	6.35	Lastkombination 8
	My'	25.39	-0.33	0.82	-0.00	47.54	1.06	3.18	Lastkombination 7
	Mz'	-1.62	-0.37	-6.94	-0.00	0.42	2.58	7.06	Lastkombination 6

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (-), Ultimate

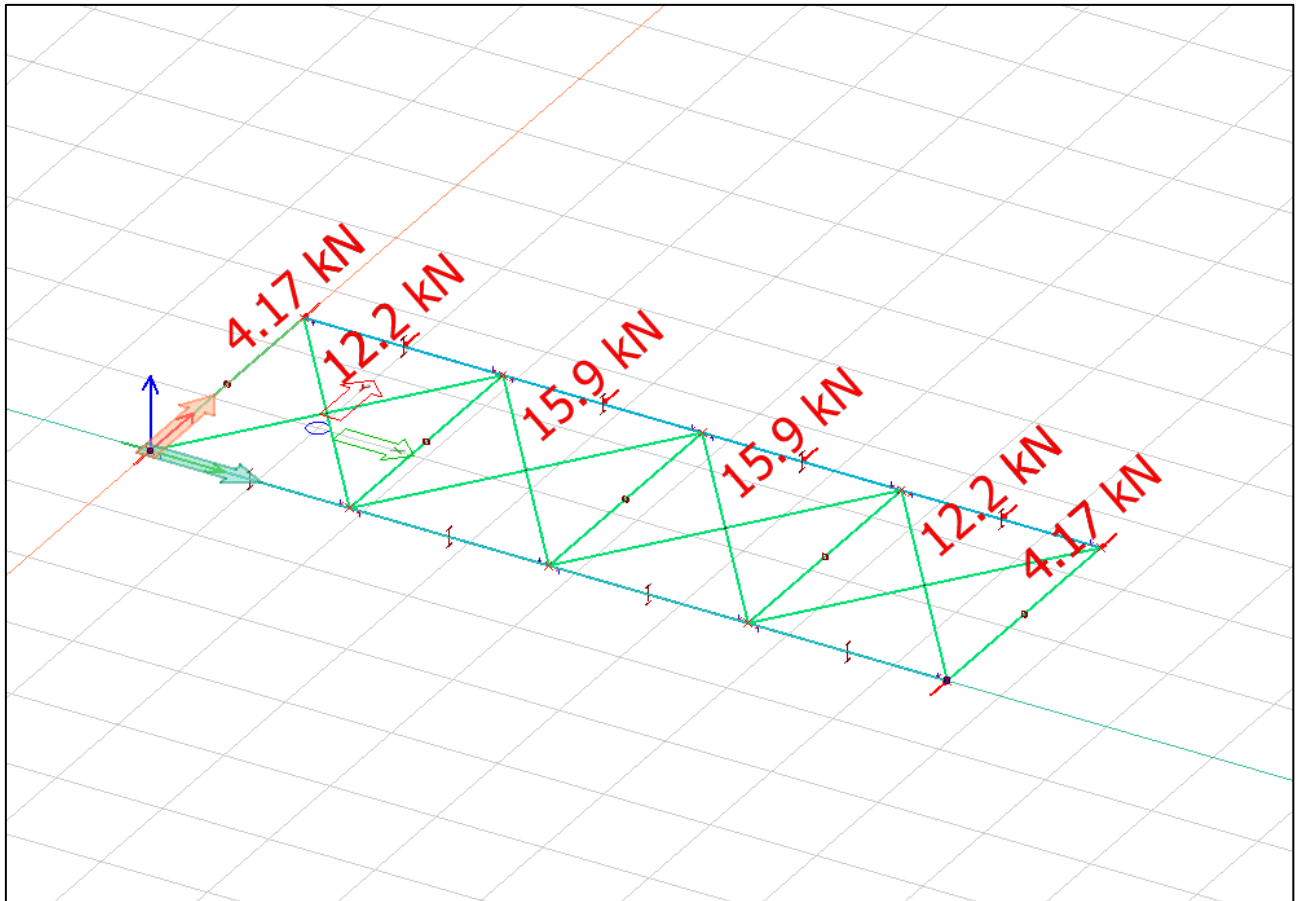
ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	-6.66	4.38	-48.00	3.46	98.31	-0.61	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	13.28	-26.75	-6.83	-8.84	3.13	31.95	1.50	Lastkombination 8

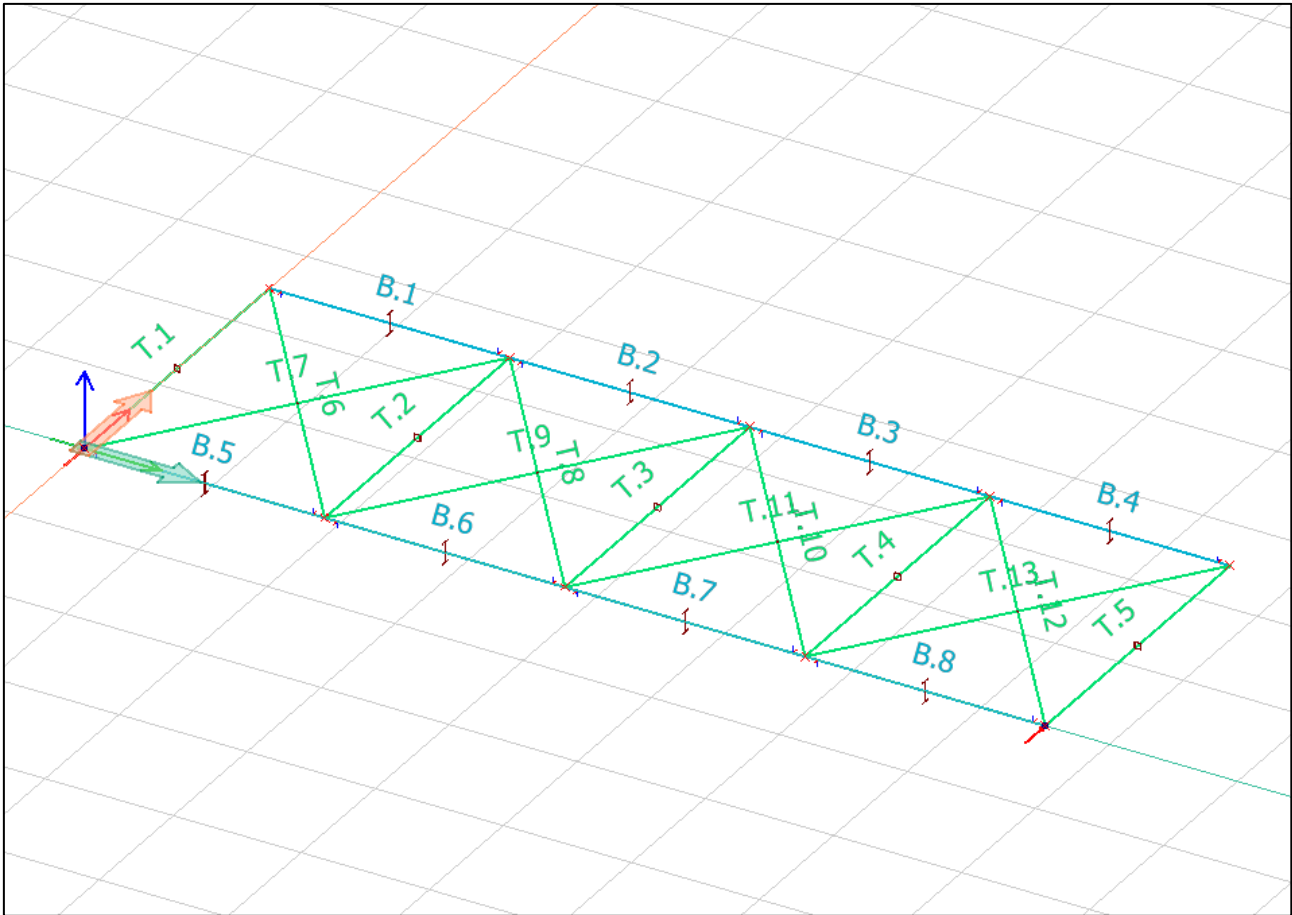
ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.2.1	Tz'	32.73	18.13	-66.61	14.28	125.39	-2.52	0.00	Lastkombination 7
	Mt	12.76	-13.85	-6.59	-10.91	13.21	1.92	0.00	Lastkombination 8
	My'	1.08	0.00	-7.17	0.00	-3.08	0.00	1.50	Lastkombination 1
	Mz'	33.25	34.99	-61.34	11.57	29.41	-41.81	1.50	Lastkombination 7
	N	-20.25	-2.49	4.56	27.88	-3.81	-38.94	4.59	Lastkombination 6
	Ty'	13.45	-32.51	-6.90	-7.94	-0.15	45.94	0.48	Lastkombination 8
	Tz'	-5.96	10.27	-61.87	2.52	-13.28	-15.07	0.53	Lastkombination 6
	Mt	13.28	-27.32	-6.83	-8.75	3.13	31.93	0.00	Lastkombination 8
B.3.1	My'	-5.96	10.27	-61.87	2.52	-13.28	-15.07	0.53	Lastkombination 6
	Mz'	26.00	24.60	7.63	35.30	2.06	-151.84	4.59	Lastkombination 7
	N	-33.79	-4.34	72.97	-3.41	-139.85	0.60	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	8.62	-34.92	52.17	-11.52	-14.73	41.69	1.50	Lastkombination 7
	Tz'	56.98	0.51	-34.77	0.40	58.84	-0.07	0.00	Lastkombination 9
	Mt	8.10	-18.08	38.92	-14.23	-83.03	2.50	0.00	Lastkombination 7
	My'	-33.79	-4.34	72.97	-3.41	-139.85	0.60	0.00	Lastkombination 6
	Mz'	13.28	26.75	-6.83	8.84	3.13	-31.95	1.50	Lastkombination 8
B.4.1	N	-33.27	-8.56	70.70	-2.73	-32.11	9.99	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	8.79	-42.44	56.41	-10.35	11.21	59.96	0.48	Lastkombination 7
	Tz'	58.98	0.51	-21.29	-0.05	9.35	-1.68	0.53	Lastkombination 9
	Mt	13.60	-0.33	2.40	-18.33	2.74	-104.26	6.12	Lastkombination 8
	My'	-33.27	-8.56	70.70	-2.73	-32.11	9.99	0.00	Lastkombination 6
	Mz'	13.61	19.11	-0.40	-2.04	-1.05	-112.17	4.59	Lastkombination 8
	N	-16.55	0.00	-0.18	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	5.68	-1.85	6.81	-0.00	-0.47	2.05	4.50	Lastkombination 8
C.1.1	Tz'	32.19	0.00	-30.47	0.00	0.00	-0.01	0.00	Lastkombination 9
	Mt	43.09	0.59	0.75	-0.00	108.92	-0.65	4.50	Lastkombination 6
	My'	36.65	-0.02	-0.26	0.00	-34.57	-0.01	2.25	Lastkombination 9
	Mz'	68.26	2.42	20.79	-0.00	94.29	-2.69	4.50	Lastkombination 7
	N	-7.63	0.00	-0.18	0.00	-0.81	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	8.70	-13.31	11.43	-0.00	13.21	11.17	1.50	Lastkombination 8
	Tz'	46.11	4.21	-14.89	-0.00	98.31	-3.54	1.50	Lastkombination 6
	Mt	45.98	4.21	-14.24	-0.00	99.22	-3.28	1.44	Lastkombination 6
C.2.1	My'	41.11	-0.08	29.94	0.00	-1.18	0.07	0.00	Lastkombination 9
	Mz'	71.28	17.41	20.67	-0.00	125.39	-14.62	1.50	Lastkombination 7
	N	-89.67	0.00	-26.01	-0.00	0.00	-0.06	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	-39.94	-2.42	0.45	-0.00	-94.42	2.67	4.50	Lastkombination 7
	Tz'	-48.86	0.00	-42.41	-0.00	0.00	-0.24	0.00	Lastkombination 7
	Mt	-39.94	-2.42	0.45	-0.00	-94.42	2.67	4.50	Lastkombination 7
	My'	-80.75	-0.58	-21.96	-0.00	-107.93	0.64	4.50	Lastkombination 6
	Mz'	5.68	1.85	6.81	0.00	-0.47	-2.05	4.50	Lastkombination 8
C.4.1	N	-80.75	-0.71	-21.96	-0.00	-107.93	0.61	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	-36.92	-17.37	14.74	-0.00	-83.03	14.57	1.50	Lastkombination 7

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
C.5.1	Tz'	-80.75	-0.71	-21.96	-0.00	-107.93	0.61	0.00	Lastkombination 6
	Mt	-36.92	-17.37	14.74	-0.00	-83.03	14.57	1.50	Lastkombination 7
	My'	-77.73	-4.16	-20.61	-0.00	-139.85	3.49	1.50	Lastkombination 6
	Mz'	8.70	13.31	11.43	0.00	13.21	-11.17	1.50	Lastkombination 8
	N	-80.01	-0.51	18.08	-0.00	-0.06	0.00	0.00	Lastkombination 6
	Ty'	-77.88	-0.51	-4.00	-0.00	38.98	2.94	5.72	Lastkombination 6
	Tz'	-53.43	-0.46	-25.90	-0.00	26.49	2.95	6.35	Lastkombination 7
	Mt	-77.88	-0.51	-4.00	-0.00	38.98	2.94	5.72	Lastkombination 6
C.6.1	My'	-8.45	-0.00	-0.32	-0.00	-24.81	0.00	2.86	Lastkombination 8
	Mz'	-27.27	0.01	0.00	0.00	0.00	-0.06	6.35	Lastkombination 1
	N	-33.97	-0.12	1.79	-0.00	-0.02	0.00	0.00	Lastkombination 2
	Ty'	-17.72	-0.38	-8.35	-0.00	-9.56	2.69	7.06	Lastkombination 6
	Tz'	10.37	-0.32	-34.15	-0.00	-25.05	2.23	7.06	Lastkombination 7
	Mt	-17.72	-0.38	-8.35	-0.00	-9.56	2.69	7.06	Lastkombination 6
	My'	-4.49	0.00	-0.09	-0.00	-35.20	-0.01	3.18	Lastkombination 8
	Mz'	24.67	0.02	0.96	0.00	0.58	-0.14	7.06	Lastkombination 9
C.7.1	N	-29.69	-0.01	-5.28	0.00	0.05	0.00	0.00	Lastkombination 4
	Ty'	68.09	-0.53	-6.80	-0.00	-41.37	3.36	6.35	Lastkombination 6
	Tz'	76.54	-0.44	-26.16	-0.00	-50.51	2.81	6.35	Lastkombination 7
	Mt	76.54	-0.44	-26.16	-0.00	-50.51	2.81	6.35	Lastkombination 7
	My'	76.54	-0.44	-26.16	-0.00	-50.51	2.81	6.35	Lastkombination 7
	Mz'	7.33	0.02	0.70	0.00	0.34	-0.13	6.35	Lastkombination 9
	N	-30.74	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-1.62	-0.37	-6.94	-0.00	0.42	2.58	7.06	Lastkombination 6
C.8.1	Tz'	26.83	-0.33	-32.73	-0.00	-15.07	2.36	7.06	Lastkombination 7
	Mt	26.57	-0.33	-26.10	-0.00	5.69	2.13	6.35	Lastkombination 7
	My'	-4.49	-0.00	-0.09	0.00	-35.20	0.01	3.18	Lastkombination 8
	Mz'	-28.12	0.01	0.00	0.00	0.00	-0.05	7.06	Lastkombination 1

Bilag C

Vindgitter, hvor vinden virker som tryk.





Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Punktlast vind tryk

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	-0.000	0.000	0.000	1	-0.000	-32.280	0.000	0.000	0.000	0.000
S.2	15.000	-0.000	-0.000	81	0.000	-32.280	0.000	0.000	0.000	0.000

Snitkræfterne for hvert element vises på nedenstående tabeller:

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (+), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	-24.77	-9.13	0.14	0.00	0.00	0.00	3.75	Lastkombination 1
	Ty'	-24.77	9.13	-0.12	0.00	-0.25	-17.13	1.88	Lastkombination 1
	Tz'	-24.77	-9.13	0.32	0.00	-0.09	-3.43	3.38	Lastkombination 1
	Mt	-24.77	9.13	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-24.77	9.13	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-24.77	9.13	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.2.1	N	-33.73	-11.95	0.32	0.00	-0.09	-4.48	3.38	Lastkombination 1
	Ty'	-33.73	11.95	0.07	0.00	-0.23	-17.92	1.50	Lastkombination 1
	Tz'	-33.73	-11.95	0.32	0.00	-0.09	-4.48	3.38	Lastkombination 1
	Mt	-33.73	11.95	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.73	11.95	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-33.73	11.95	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.3.1	N	-33.73	-11.95	0.22	0.00	-0.20	-13.44	2.63	Lastkombination 1
	Ty'	-33.73	11.95	0.07	0.00	-0.23	-17.92	1.50	Lastkombination 1
	Tz'	-33.73	-11.95	0.32	0.00	-0.08	-4.48	3.38	Lastkombination 1
	Mt	-33.73	11.95	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.73	11.95	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-33.73	11.95	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.4.1	N	-24.77	9.13	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-24.77	9.13	0.07	0.00	-0.24	-13.70	1.50	Lastkombination 1
	Tz'	-24.77	-9.13	0.34	0.00	-0.09	-3.43	3.38	Lastkombination 1
	Mt	-24.77	9.13	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-24.77	9.13	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-24.77	9.13	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.5.1	N	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.30	0.00	-0.08	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.6.1	N	24.77	0.00	0.32	0.00	-0.09	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Ty'	24.77	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	24.77	0.00	0.32	0.00	-0.09	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Mt	24.77	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	24.77	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	24.77	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.7.1	N	24.77	0.00	0.15	0.00	0.00	0.00	3.75	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.8.1	Ty'	24.77	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	24.77	0.00	0.33	0.00	-0.09	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Mt	24.77	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	24.77	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	24.77	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.1.1	Ty'	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.19	0.00	-0.04	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.2.1	Ty'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	Lastkombination 1
T.3.1	Ty'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.50	Lastkombination 1
T.4.1	Ty'	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.00	Lastkombination 1
T.5.1	Ty'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.6.1	Ty'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
T.7.1	Ty'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.8.1	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.9.1	Ty'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.10.1	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.11.1	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.36	Lastkombination 1
T.12.1	Ty'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.13.1	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
	Ty'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (-), Ultimate

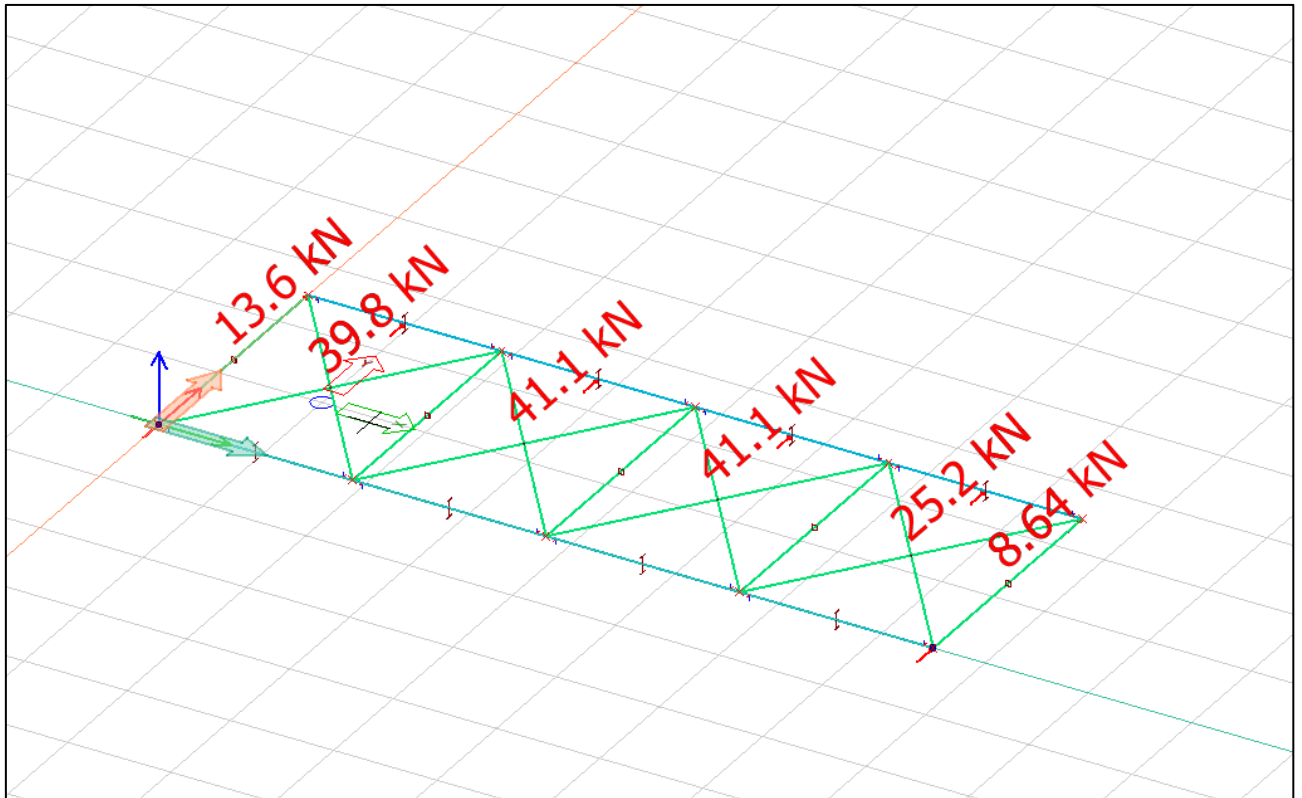
ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	-24.77	9.13	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-24.77	-9.13	0.12	0.00	-0.25	-17.13	1.88	Lastkombination 1
	Tz'	-24.77	9.13	-0.34	0.00	-0.09	-3.43	0.38	Lastkombination 1
	Mt	-24.77	9.13	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-24.77	9.13	-0.12	0.00	-0.25	-17.13	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	-24.77	9.13	-0.12	0.00	-0.25	-17.13	1.88	Lastkombination 1
B.2.1	N	-33.73	11.95	-0.32	0.00	-0.08	-4.48	0.38	Lastkombination 1
	Ty'	-33.73	-11.95	0.12	0.00	-0.24	-22.40	1.88	Lastkombination 1
	Tz'	-33.73	11.95	-0.32	0.00	-0.08	-4.48	0.38	Lastkombination 1
	Mt	-33.73	11.95	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.73	-11.95	0.12	0.00	-0.24	-22.40	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	-33.73	11.95	-0.12	0.00	-0.24	-22.40	1.88	Lastkombination 1
B.3.1	N	-33.73	11.95	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-33.73	-11.95	0.12	0.00	-0.24	-22.40	1.88	Lastkombination 1
	Tz'	-33.73	11.95	-0.32	0.00	-0.09	-4.48	0.38	Lastkombination 1
	Mt	-33.73	11.95	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.73	11.95	-0.12	0.00	-0.24	-22.40	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	-33.73	-11.95	0.12	0.00	-0.24	-22.40	1.88	Lastkombination 1
B.4.1	N	-24.77	-9.13	0.34	0.00	-0.09	-3.43	3.38	Lastkombination 1
	Ty'	-24.77	-9.13	0.12	0.00	-0.25	-17.13	1.88	Lastkombination 1
	Tz'	-24.77	9.13	-0.32	0.00	-0.09	-3.43	0.38	Lastkombination 1
	Mt	-24.77	9.13	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-24.77	-9.13	0.12	0.00	-0.25	-17.13	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	-24.77	-9.13	0.12	0.00	-0.25	-17.13	1.88	Lastkombination 1
B.5.1	N	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	-0.19	0.00	-0.04	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.16	0.00	-0.17	0.00	2.25	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.6.1	N	24.77	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	24.77	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

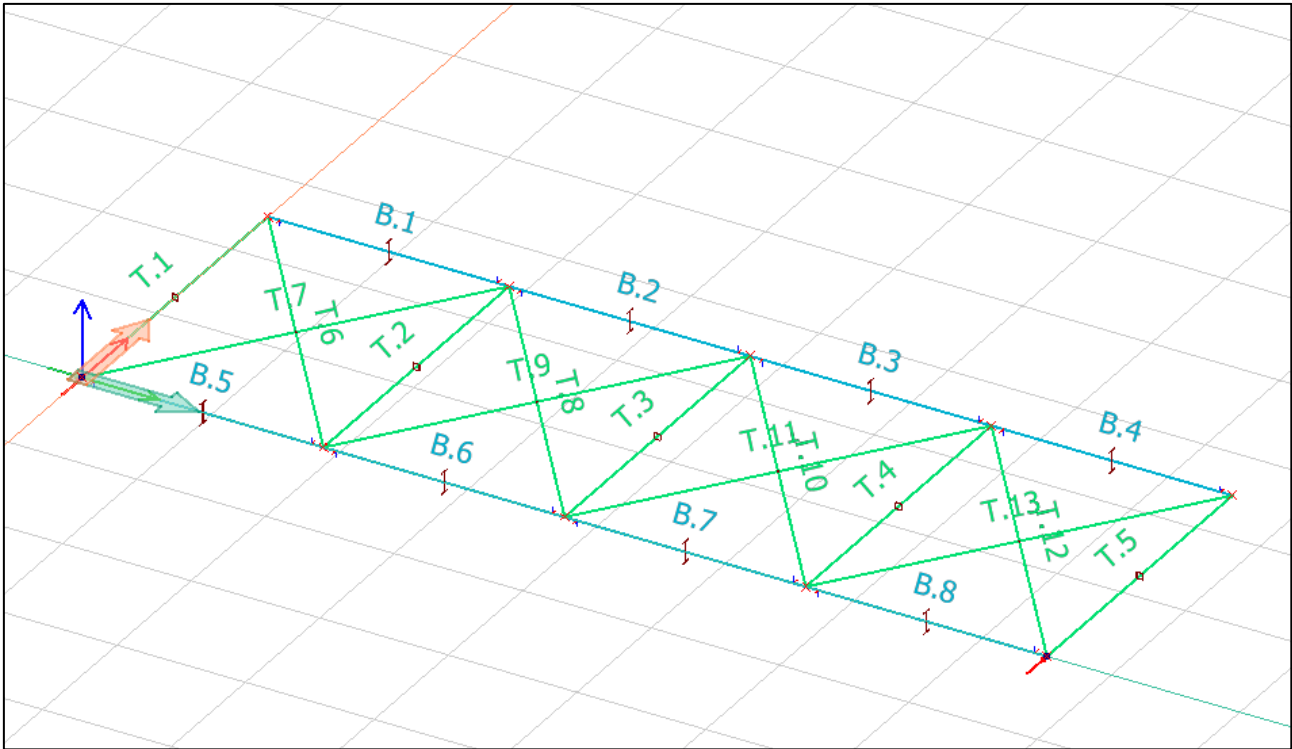
ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.7.1	Tz'	24.77	0.00	-0.33	0.00	-0.09	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Mt	24.77	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	24.77	0.00	-0.12	0.00	-0.25	0.00	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	24.77	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	24.77	0.00	-0.32	0.00	-0.09	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Ty'	24.77	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.8.1	Tz'	24.77	0.00	-0.32	0.00	-0.09	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Mt	24.77	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	24.77	0.00	0.12	0.00	-0.25	0.00	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	24.77	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.1.1	Tz'	0.00	0.00	-0.30	0.00	-0.08	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	-0.16	0.00	-0.17	0.00	1.50	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.2.1	Tz'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.3.1	Tz'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.4.1	Tz'	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-23.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.5.1	Tz'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-33.03	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.50	Lastkombination 1
	Ty'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
T.6.1	Tz'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.7.1	Tz'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.8.1	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.9.1	Tz'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.10.1	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.11.1	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.12.1	Tz'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	14.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
T.13.1	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.57	Lastkombination 1
	Ty'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	41.29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

Vindgitter, hvor vinden virker som træk





4.1 Reaktioner, karakteristiske

Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Punktlast vind sug

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	-0.000	0.000	0.000	1	0.000	92.660	0.000	0.000	0.000	0.000
S.2	15.000	-0.000	-0.000	81	0.000	76.760	0.000	0.000	0.000	0.000

Snitkræfterne for hvert element vises på nedenstående tabeller:

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (+), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	0.00	-29.85	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	29.85	-0.07	0.00	-0.24	44.77	2.25	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	29.85	0.32	0.00	-0.09	11.19	3.38	Lastkombination 1
	Mt	0.00	-29.85	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	-29.85	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	-29.85	-0.12	0.00	-0.25	55.97	1.88	Lastkombination 1
B.2.1	N	66.53	-30.79	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	66.53	30.79	-0.07	0.00	-0.23	46.19	2.25	Lastkombination 1
	Tz'	66.53	30.79	0.32	0.00	-0.09	11.55	3.38	Lastkombination 1
	Mt	66.53	-30.79	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	66.53	-30.79	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	66.53	-30.79	-0.12	0.00	-0.24	57.74	1.88	Lastkombination 1
B.3.1	N	62.44	-30.79	-0.32	0.00	-0.09	11.55	0.38	Lastkombination 1
	Ty'	62.44	30.79	0.12	0.00	-0.24	57.74	1.88	Lastkombination 1
	Tz'	62.44	30.79	0.32	0.00	-0.08	11.55	3.38	Lastkombination 1
	Mt	62.44	-30.79	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	62.44	-30.79	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	62.44	30.79	0.12	0.00	-0.24	57.74	1.88	Lastkombination 1
B.4.1	N	0.00	-18.93	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	18.93	0.12	0.00	-0.25	35.49	1.88	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	18.93	0.34	0.00	-0.09	7.10	3.38	Lastkombination 1
	Mt	0.00	-18.93	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	-18.93	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	18.93	0.12	0.00	-0.25	35.49	1.88	Lastkombination 1
B.5.1	N	-66.53	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-66.53	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-66.53	0.00	0.30	0.00	-0.08	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Mt	-66.53	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-66.53	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-66.53	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.6.1	N	-87.58	0.00	-0.33	0.00	-0.09	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Ty'	-87.58	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-87.58	0.00	0.32	0.00	-0.09	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Mt	-87.58	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-87.58	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-87.58	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.7.1	N	-87.58	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.8.1	Ty'	-87.58	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-87.58	0.00	0.33	0.00	-0.09	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Mt	-87.58	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-87.58	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-87.58	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-62.44	0.00	-0.30	0.00	-0.08	0.00	0.38	Lastkombination 1
T.1.1	Ty'	-62.44	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-62.44	0.00	0.19	0.00	-0.04	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Mt	-62.44	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-62.44	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-62.44	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.2.1	Ty'	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	Lastkombination 1
T.3.1	Ty'	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.4.1	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.00	Lastkombination 1
T.5.1	Ty'	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.6.1	Ty'	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
T.7.1	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.8.1	Ty'	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.9.1	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.57	Lastkombination 1
T.10.1	Ty'	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.11.1	Ty'	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.12.1	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.57	Lastkombination 1
T.13.1	Ty'	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (-), Ultimate

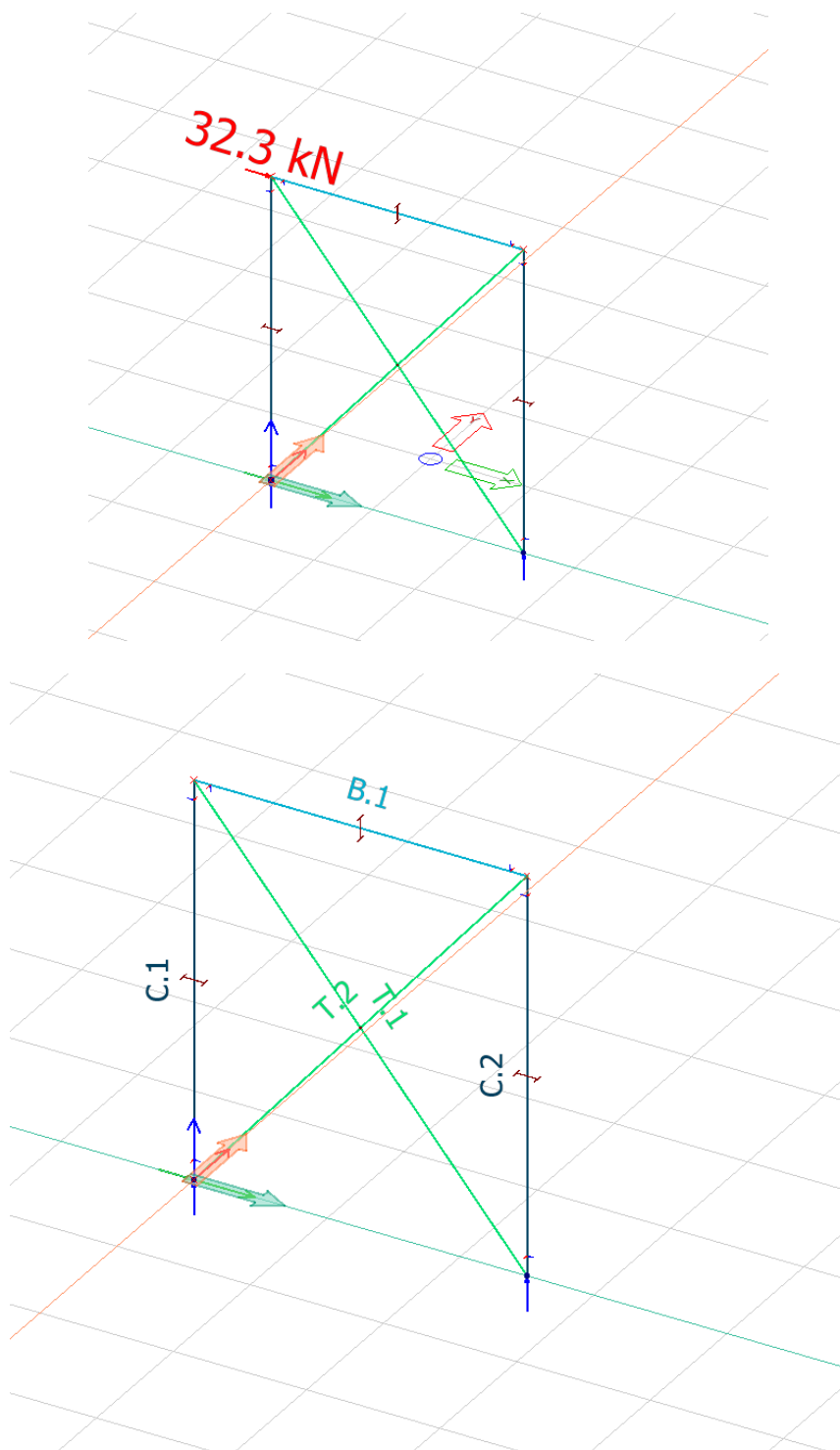
ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	0.00	-29.85	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	-29.85	0.06	0.00	-0.24	44.77	1.50	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	-29.85	-0.34	0.00	-0.09	11.19	0.38	Lastkombination 1
	Mt	0.00	-29.85	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	-29.85	-0.12	0.00	-0.25	55.97	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	-29.85	-0.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.2.1	N	66.53	30.79	0.32	0.00	-0.09	11.55	3.38	Lastkombination 1
	Ty'	66.53	-30.79	-0.12	0.00	-0.24	57.74	1.88	Lastkombination 1
	Tz'	66.53	-30.79	-0.32	0.00	-0.08	11.55	0.38	Lastkombination 1
	Mt	66.53	-30.79	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	66.53	30.79	0.12	0.00	-0.24	57.74	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	66.53	-30.79	-0.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.3.1	N	62.44	30.79	0.22	0.00	-0.03	5.77	3.56	Lastkombination 1
	Ty'	62.44	-30.79	-0.12	0.00	-0.24	57.74	1.88	Lastkombination 1
	Tz'	62.44	-30.79	-0.32	0.00	-0.09	11.55	0.38	Lastkombination 1
	Mt	62.44	-30.79	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	62.44	-30.79	-0.12	0.00	-0.24	57.74	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	62.44	-30.79	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.4.1	N	0.00	-18.93	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	-18.93	0.07	0.00	-0.24	28.39	1.50	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	-18.93	-0.32	0.00	-0.09	7.10	0.38	Lastkombination 1
	Mt	0.00	-18.93	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	18.93	0.12	0.00	-0.25	35.49	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	-18.93	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.5.1	N	-66.53	0.00	0.21	0.00	-0.03	0.00	3.56	Lastkombination 1
	Ty'	-66.53	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-66.53	0.00	-0.19	0.00	-0.04	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Mt	-66.53	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-66.53	0.00	0.16	0.00	-0.17	0.00	2.25	Lastkombination 1
	Mz'	-66.53	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.6.1	N	-87.58	0.00	0.32	0.00	-0.09	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Ty'	-87.58	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.7.1	Tz'	-87.58	0.00	-0.33	0.00	-0.09	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Mt	-87.58	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-87.58	0.00	-0.12	0.00	-0.25	0.00	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	-87.58	0.00	-0.15	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-87.58	0.00	0.33	0.00	-0.09	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Ty'	-87.58	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
B.8.1	Tz'	-87.58	0.00	-0.32	0.00	-0.09	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Mt	-87.58	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-87.58	0.00	0.12	0.00	-0.25	0.00	1.88	Lastkombination 1
	Mz'	-87.58	0.00	-0.14	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-62.44	0.00	0.19	0.00	-0.04	0.00	3.38	Lastkombination 1
	Ty'	-62.44	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.1.1	Tz'	-62.44	0.00	-0.30	0.00	-0.08	0.00	0.38	Lastkombination 1
	Mt	-62.44	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-62.44	0.00	-0.16	0.00	-0.17	0.00	1.50	Lastkombination 1
	Mz'	-62.44	0.00	-0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.2.1	Tz'	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	50.28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.3.1	Tz'	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-28.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.4.1	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.5.1	Tz'	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-33.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
T.6.1	Tz'	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	31.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.7.1	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.8.1	Tz'	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	110.89	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.9.1	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.10.1	Tz'	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	35.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.57	Lastkombination 1
	Ty'	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.11.1	Tz'	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	41.91	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.12.1	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1



ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
T.13.1	Tz'	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	104.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

Nedføringsgitteret for vind som tryk:

4.1 Reaktioner, karakteristiske

Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Punktlast vind tryk

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	-0.000	0.000	0.000	1	32.280	0.000	38.736	0.000	0.000	0.000
S.2	5.000	-0.000	-0.000	22	0.000	0.000	-38.736	0.000	0.000	0.000

Snitkræfterne for hvert element vises på nedenstående tabeller:

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (+), Ultimate

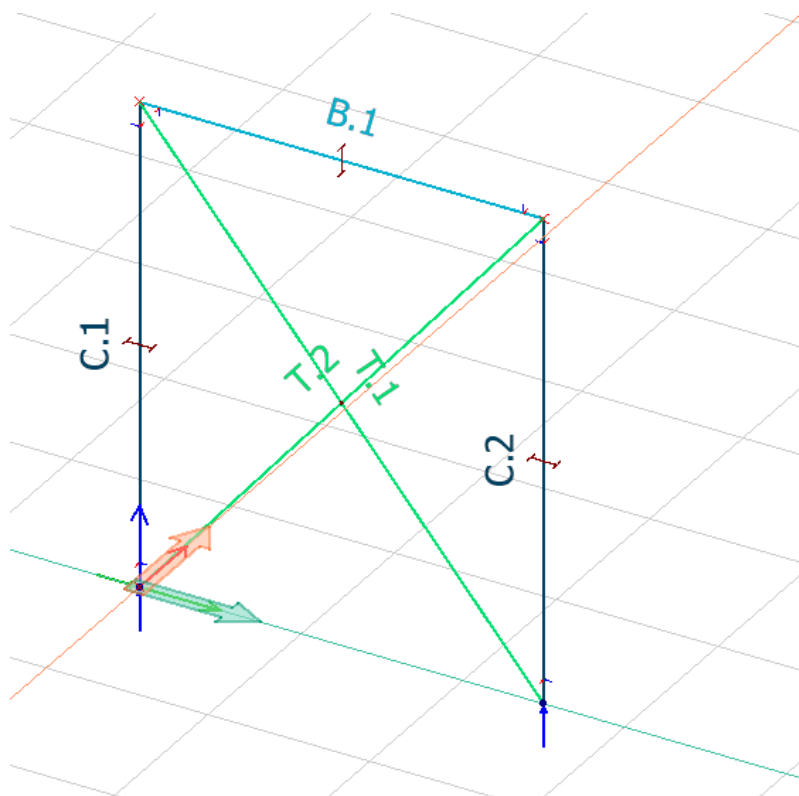
ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	-48.42	0.00	-1.21	0.00	0.00	0.00	5.00	Lastkombination 1
	Ty'	-48.42	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-48.42	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-48.42	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-48.42	0.00	0.00	0.00	1.51	0.00	2.50	Lastkombination 1
	Mz'	-48.42	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.1.1	N	-1.42	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00	Lastkombination 1
	Ty'	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.2.1	N	-59.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6.00	Lastkombination 1
	Ty'	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.1.1	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.2.1	N	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

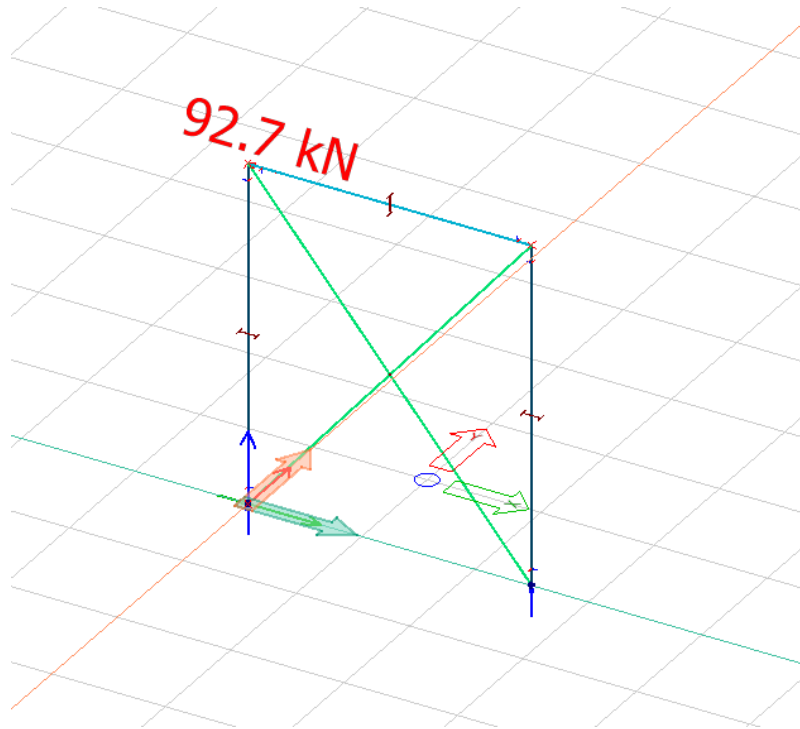
Max. of load combinations, Bars, Internal forces (-), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	-48.42	0.00	0.96	0.00	0.54	0.00	0.50	Lastkombination 1
	Ty'	-48.42	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
C.1.1	Tz'	-48.42	0.00	-1.21	0.00	0.00	0.00	5.00	Lastkombination 1
	Mt	-48.42	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-48.42	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-48.42	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.2.1	Tz'	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-4.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.1.1	Tz'	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-62.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.2.1	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	75.63	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

Nedføringsgitter vind som sug:





4.1 Reaktioner, karakteristiske

Point support group, Reactions, Ultimate - Load case: Punktlast vind tryk

ID	x	y	z	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
S.1	-0.000	0.000	0.000	1	-92.660	0.000	-111.192	0.000	0.000	0.000
S.2	5.000	-0.000	-0.000	22	0.000	0.000	111.192	0.000	0.000	0.000

Snitkræfterne for hvert element vises på nedenstående tabeller:

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (+), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	80.29	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	80.29	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	80.29	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	80.29	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	52.61	0.00	0.00	0.00	1.51	0.00	2.50	Lastkombination 1
	Mz'	80.29	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.1.1	N	-44.61	0.00	-17.17	0.00	0.00	0.00	6.00	Lastkombination 1
	Ty'	-47.50	0.00	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-47.50	0.00	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-47.50	0.00	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-45.77	0.00	-3.88	0.00	21.82	0.00	3.60	Lastkombination 1
	Mz'	-47.50	0.00	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.2.1	N	-1.42	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00	6.00	Lastkombination 1
	Ty'	-4.31	0.00	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	-4.31	0.00	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	-4.31	0.00	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-2.86	0.00	-2.77	0.00	41.53	0.00	3.00	Lastkombination 1
	Mz'	-4.31	0.00	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.1.1	N	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.2.1	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

Max. of load combinations, Bars, Internal forces (-), Ultimate

ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
B.1.1	N	30.46	0.00	-1.21	0.00	0.00	0.00	5.00	Lastkombination 1
	Ty'	80.29	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

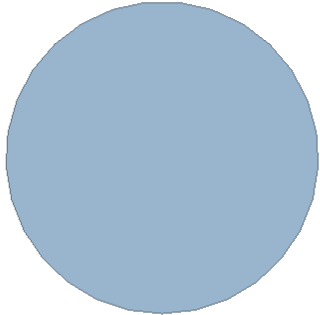
ID	Max.	N	Ty'	Tz'	Mt	My'	Mz'	x	Comb
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[-]
C.1.1	Tz'	30.46	0.00	-1.21	0.00	0.00	0.00	5.00	Lastkombination 1
	Mt	80.29	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	80.29	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	80.29	0.00	1.21	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-47.50	0.00	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-47.50	0.00	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
C.2.1	Tz'	-44.61	0.00	-17.17	0.00	0.00	0.00	6.00	Lastkombination 1
	Mt	-47.50	0.00	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-47.50	0.00	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-47.50	0.00	7.75	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	-4.31	0.00	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	-4.31	0.00	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.1.1	Tz'	-1.42	0.00	-24.92	0.00	0.00	0.00	6.00	Lastkombination 1
	Mt	-4.31	0.00	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	-4.31	0.00	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	-4.31	0.00	24.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	7.81	Lastkombination 1
	Ty'	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
T.2.1	Tz'	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	56.23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	N	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Ty'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Tz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	My'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1
	Mz'	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Lastkombination 1

Bilag D

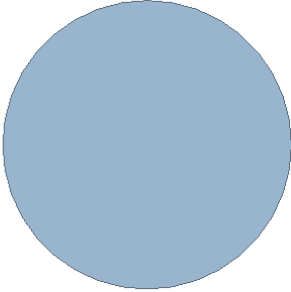
Tværsnitsdata for det opsvejste profil.

	
Steel sections IPE 330	Steel sections F*W F12x150W6x600
x = 0.00 m	x = 1.50 m
A = 6261 mm ² P = 1254 mm	A = 7057 mm ² P = 1786 mm
(Yg = 0.0000 mm) (Zg = 0.0000 mm)	(Yg = 0.0000 mm) (Zg = 0.0000 mm)
Iy = 117669093 mm ⁴ Wy = 713146 mm ³ iy = 137.1 mm Sy = 402166 mm ³	Iy = 406835582 mm ⁴ Wy = 1356119 mm ³ iy = 240.1 mm Sy = 778158 mm ³
Iz = 7881421 mm ⁴ Wz = 98518 mm ³ iz = 35.48 mm Sz = 76882 mm ³	Iz = 6760377 mm ⁴ Wz = 90138 mm ³ iz = 30.95 mm Sz = 70478 mm ³
It = 275905 mm ⁴ Wt = 13973 mm ³ Iw = 196088467329 mm ⁶ Iyz = -0.1571 mm ⁴	It = 208664 mm ⁴ Wt = 10348 mm ³ Iw = 583447554017 mm ⁶ Iyz = 0.06925 mm ⁴
alpha1 = 0.0000° I1 = 117669093 mm ⁴ W1 min = 713146 mm ³ W1 max = 713146 mm ³ i1 = 137.1 mm S1 = 402166 mm ³ So1 = 402165 mm ³ c1 = 1.128 Rho 1 = 0.5464	alpha1 = 0.0000° I1 = 406835582 mm ⁴ W1 min = 1356119 mm ³ W1 max = 1356119 mm ³ i1 = 240.1 mm S1 = 778158 mm ³ So1 = 778151 mm ³ c1 = 1.148 Rho 1 = 0.4296
alpha2 = 90.00° I2 = 7881421 mm ⁴ W2 min = 98518 mm ³ W2 max = 98518 mm ³ i2 = 35.48 mm S2 = 76882 mm ³ So2 = 76882 mm ³ c2 = 1.561 Rho 2 = 0.3878	alpha2 = 90.00° I2 = 6760377 mm ⁴ W2 min = 90138 mm ³ W2 max = 90138 mm ³ i2 = 30.95 mm S2 = 70478 mm ³ So2 = 70478 mm ³ c2 = 1.564 Rho 2 = 0.4921

Tværsnitsdata for Ø24-rundjern

	
Steel sections rundjern Ø24	
A	= 452.4 mm ²
P	= 75.40 mm
(Yg	= 0.0000 mm)
(Zg	= 0.0000 mm)
Iy	= 16286 mm ⁴
Wy	= 1357 mm ³
iy	= 6.000 mm
Sy	= 1152 mm ³
Iz	= 16286 mm ⁴
Wz	= 1357 mm ³
iz	= 6.000 mm
Sz	= 1152 mm ³
It	= 32572 mm ⁴
Wt	= 2714 mm ³
Iw	= 0.0000 mm ⁶
Iyz	= 0.0000 mm ⁴
alpha1	= 0.0000°
I1	= 16286 mm ⁴
W1 min	= 1357 mm ³
W1 max	= 1357 mm ³
i1	= 6.000 mm
S1	= 1152 mm ³
So1	= 1152 mm ³
c1	= 1.698
Rho 1	= 0.8571
alpha2	= 90.00°
I2	= 16286 mm ⁴
W2 min	= 1357 mm ³
W2 max	= 1357 mm ³
i2	= 6.000 mm
S2	= 1152 mm ³
So2	= 1152 mm ³
c2	= 1.698
Rho 2	= 0.8571

Tværsnitsdata for Ø30

	
Steel sections rundjern ø30	
A	= 706.9 mm ²
P	= 94.25 mm
(Yg	= 0.0000 mm)
(Zg	= 0.0000 mm)
Iy	= 39761 mm ⁴
Wy	= 2651 mm ³
iy	= 7.500 mm
Sy	= 2250 mm ³
Iz	= 39761 mm ⁴
Wz	= 2651 mm ³
iz	= 7.500 mm
Sz	= 2250 mm ³
It	= 79522 mm ⁴
Wt	= 5301 mm ³
Iw	= 0.0000 mm ⁶
Iyz	= 0.0000 mm ⁴
alpha1	= 0.0000°
I1	= 39761 mm ⁴
W1 min	= 2651 mm ³
W1 max	= 2651 mm ³
i1	= 7.500 mm
S1	= 2250 mm ³
So1	= 2250 mm ³
c1	= 1.698
Rho 1	= 0.8571
alpha2	= 90.00°
I2	= 39761 mm ⁴
W2 min	= 2651 mm ³
W2 max	= 2651 mm ³
i2	= 7.500 mm
S2	= 2250 mm ³
So2	= 2250 mm ³
c2	= 1.698
Rho 2	= 0.8571