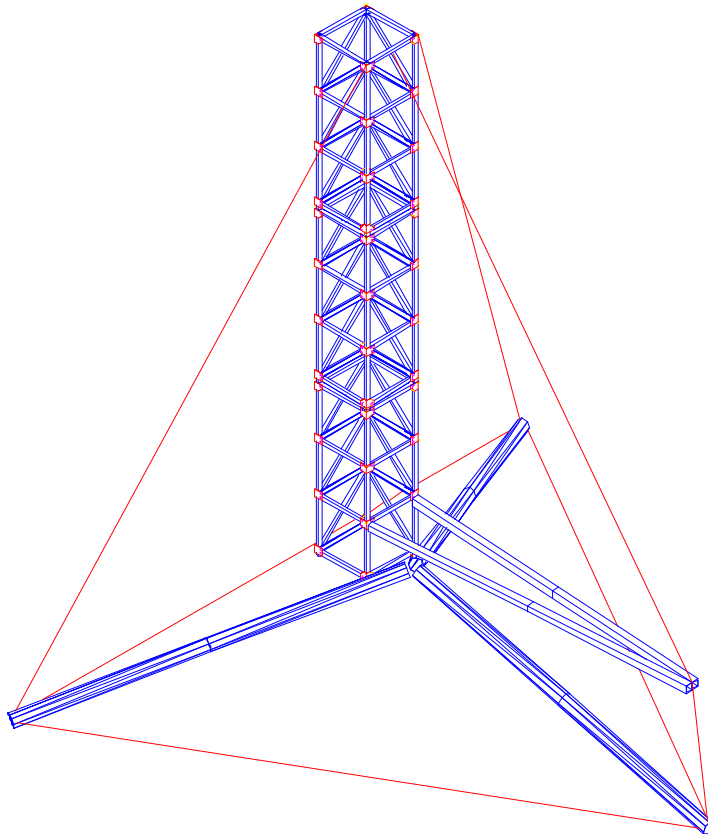


Konstruktion af DARK's mobile rampe

HDN

1.0 Overordnet design:

DARK's mobile rampe er tænkt som en modulær konstruktion som kan transporteres i små lette sektioner. En nærmere analyse af DARK's raket projekter har vist at en rampe på ca. 6m længde, til raketter med en startvægt på omkring 100kg, 10kN thrust og 60 cm finne spændevide er tilstrækkelig til at tilfredsstille vores behov nu og i en overskuelige fremtid. Det overordnede design er derfor baseret på et 6m langt kvadratisk gittertårn med en sidelængde på 60cm. Raketten er styret inde i tårnet med 4 justerbare styreskinner, således at finnerne sidder diagonalt i tårnet. Hele tårnet er monteret på en selvbærende trefod med 4 meter lange ben, som vist i Figur 1:



FIGUR 1. Rampe i affyringsposition.

Alle kræfterne i rampen optages i selve konstruktionen. Rampen er selvbærende således at det ikke er nødvendigt at fastgøre den i underlaget. Hvis det er nødvendigt, under specielle forhold, kan rampens modstand mod væltning dog øges ved at placere ekstra ballast ved trefodens ender. Den "vandrette" bom bruges til at rejse selve tårnet til affyringsstillingen. Alle dele af rampen skal kunne skilles ad i sektioner på ca. 2 meters længde, for at lette transport og opmagasinering.

2.0 Konstruktionsmateriale:

Det forudsættes at samtlige bærende elementer (undtagen forbindelsesmidler og wirer) er lavet af ekstruderet aluminium med følgende karakteristiske egenskaber:

	Symbol	Størrelse
Legering	-	6060
Hærdning	-	T5
Elasticitetsmodul	E	70GPa
Flydespændning*	f_{02}	120MPa
Brudspændning*	f_u	160MPa
Densitet	ρ	2700kg/m ³

Tabel 2.1 Materiale data.

*: Mindste garanterede værdier efter (Ref. 3).

Partial koefficienten γ_M på flydespændningen og brudspændningen er ifølge (Ref. 4, s.39), givet ved:

$$\gamma_M = \begin{cases} \gamma_{M1} = 1.10 & \text{for } f_{02} \\ \gamma_{M2} = 1.25 & \text{for } f_u \end{cases} \quad (2.1)$$

De karakteristisk material styrker skal divideres med partial koefficienten γ_M for at få de regningsmæssige styrker.

3.0 Karakteristiske laster:

De karakteriske laster på rampen og dens delelementer opstår dels under affyring og dels under transport og håndtering.

Under affyring skal rampen kunne klare laster som skyldes følgende fænomener:

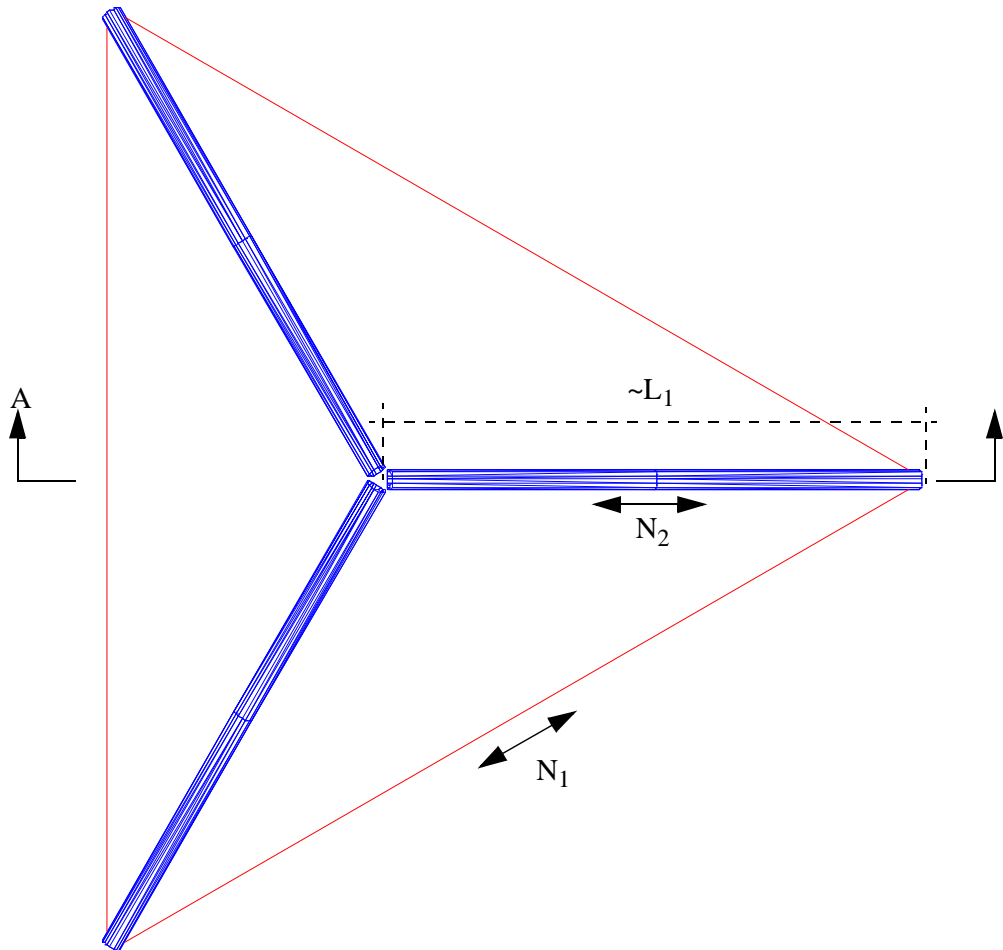
- Reaktion af udstødningsgaserne fra raketmotoren mod rampen.
- Skæv thrust fra raketmotoren.

Under samling og rejsning af tårnet skal rampen kunne modstå laster fra:

- Egenvægt af rampe og raket.
- Last fra personer som bevæger sig rundt på rampen.
- Vindlast og andre laster som forsøger at vælte rampen.

4.0 Trefod:

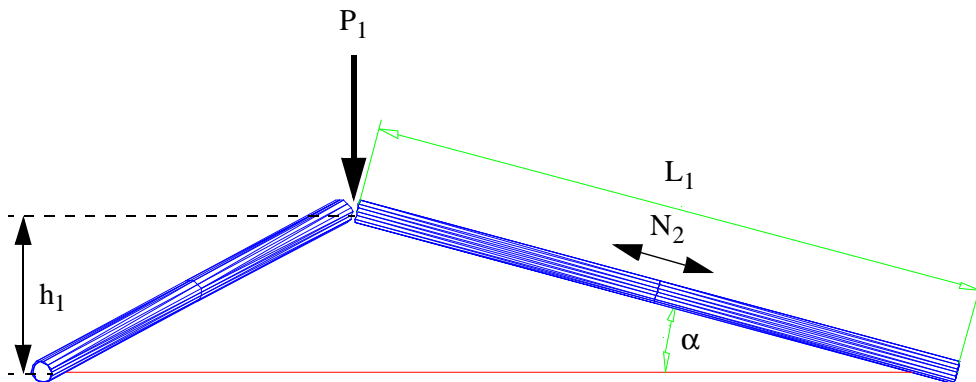
Trefoden består af tre ens symmetriske anbragt bjælker afstivet ved hjælp af wirer mellem fodens ende punkter. I midten er et samlebeslag, som for simpelhedens skyld antages ikke at være moment overførende.



FIGUR 2. Fod set fra oven.

Samlebeslaget i midten er udeladt af Figur 2 for overskuelighedens skyld. P.g.a symmetrien, er normal kraften N_2 (positiv for træk snitkraft) ens i alle ben, hvis de ydre laster er symmetriske. Det samme gælder for træk snitkraften N_1 i afstivnings wirene.

Set fra siden i snit A-A, fås:



FIGUR 3. Vandret snit i fod (A-A).

Vinklen α mellem det vandrette plan og hvert bens længdeakse, er hovedsageligt bestemt af længden af wire mellem hvert ben og sekundært af elasticiteten af wiren.

Af hensyn til bestemmelsen af aksial kraften i hvert ben og wirene, er kraften P_1 anbragt i centrum af konstruktionen, virkende lodret nedad. Denne placering er konservativ m.h.t. aksial krafterne, idet aksialkrafterne vil aftage når angrebepunktet flyttes mod enden af et ben.

4.1 Laster på fod:

De belastninger som virker på foden kan opsummeres i følgende karakteristiske belastninger:

- En kraft P_1 som virker “nedad” på tårnet, hidrørende fra egenvægt, vægt af raketten, personer som klatrer på tårnet og reaktionskraft fra raketmotoren.
- En kraft P_2 som virker et vilkåreligt sted på foden når tårnet er lagt ned eller rejst, hidrørende fra personer som går på foden (d.v.s. en “fri” last).

I det følgende antages de forskellige laster at have følgende karakteristiske værdier:

	P_1	P_2
Karakteristisk værdi	15kN	1kN

Tabel 4.1 Karakteriske laster på fod.

Den karakteristiske værdi af lasten P_2 er sat lig 1kN, idet det antages at en person som går på foden bevæger sig forsigtigt rundt, således at den dynamiske personlast er lille.

Det antages for simpelthedens skyld at alle de karakteristiske laster er variable laster, herved fåes et konservativt estimat for lastvirkningen. Ifølge (Ref. 4, s. 37) haves følgende partialkoefficienter på lasterne:

$$\gamma_f = \begin{cases} \gamma_{f1} = 1.5 & \text{enkelt virkende last} \\ \gamma_{f2} = 1.35 & \text{samvirkende laster} \end{cases} \quad (4.1)$$

Den regningsmæssige last P_d for en eller flere laster fåes ved at gange de karakteristiske laster med partialkoefficienten γ_f .

4.2 Tværsnit:

Hvert ben er lavet af et rundt aluminiumsrør med yder diameteren 150 og en godstykkelse på 5mm. (Flade)inertimomentet for et rundt aluminiums rør med diameteren D og godstykkelsen t er givet ved (Ref. 2, s. 35):

$$I_{\text{rør}} = \frac{\pi}{64}(D^4 - (D - 2t)^4) \quad (4.2)$$

Tværsnitsarealet $A_{\text{rør}}$ kan findes som:

$$A_{\text{rør}} = \frac{\pi}{4}(D^2 - (D - 2t)^2) \quad (4.3)$$

Bøjningsmodstanden W er defineret som enertimomentet divideret med den maksimale afstand fra tværsnittets tyngdepunkt (Ref. 1, s.33):

$$W_{\text{rør}} = \frac{I_{\text{rør}}}{\left(\frac{1}{2}D\right)} = \frac{\pi D^4 - (D - 2t)^4}{32 D} \quad (4.4)$$

Af betydning for beregning af benets bøjnings og trykstyrke, er også den såkaldte "tværsnitsklasse" af profilet. For at bestemme profilets tværsnitsklasse er det nødvendigt først at bestemme slankhedsparameteren β (Ref. 4, Tabel 8.1:1):

$$\beta = 3\sqrt{(D - t)/t} = 16.2 \quad (4.5)$$

Desuden skal materiale parameteren ϵ kendes:

$$\epsilon = \sqrt{\frac{250N/mm^2}{f_{02}}} = 1.44 \quad (4.6)$$

Da $\beta \leq 16\epsilon$ og alle pladedelene i tværsnittet er interne dele af varmhærdet materiale giver Tabel 8.1:2 i (Ref. 4) at profilet tilhører tværsnitsklasse 2. Det betyder at (bøjnings) kapaciteten af tværsnittet kan beregnes elastisk eller plastisk, mens lastvirkningen må beregnes med elastiske metoder. Læg mærke til at i ovenstående ligning bruges den karakteristiske værdi af f_{02} .

Vægten pr.længdeenhed af benene kan findes som tværsnitsarealet gange densiteten:

$$dm = \rho A \quad (4.7)$$

Vi kan hermed opsummerer tværsnitskonstanterne for benene:

	Symbol	Størrelse
Udvendig diameter	D_1	150mm
Godstykkelse	t_1	5mm
Tværsnitsareal	A_1	2278mm ²
Inertimoment	I_1	599cm ⁴
Bøjningsmodstand	W_1	79.9cm ³
Vægt pr. længde	dm	6.15kg/m
Tværsnitsklasse	-	2

Tabel 4.2 Tværsnitskonstanter for ben.

4.3 Statisk ligevægt af fod:

Ud fra Figur 2 og Figur 3, kan de statiske ligninger for aksialkræfterne opstilles da konstruktionen er statisk bestemt:

Lodret ligevægt af centrum (pos. nedad):

$$P_1 + 3 \sin(\alpha)N_2 = 0 \quad (4.8)$$

Vandret ligevægt af ben ende (pos. mod centrum):

$$\cos(\alpha)N_2 + 2 \cos(30^\circ)N_1 = 0 \quad (4.9)$$

De aksiale kræfter kan derfor udtrykkes som funktion af P_1 :

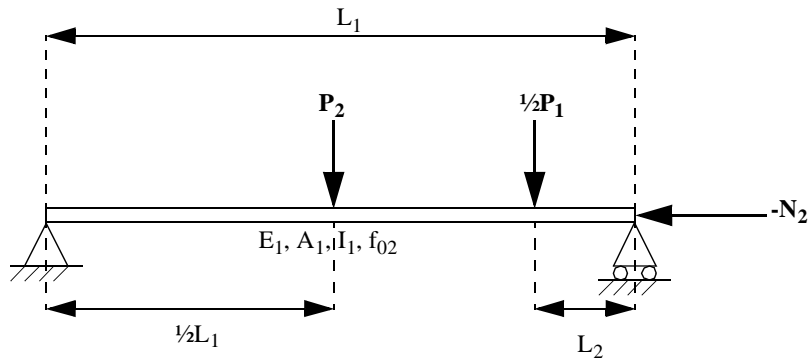
$$N_2 = -\frac{P_1}{3 \sin(\alpha)} \quad N_1 = \frac{P_1}{3\sqrt{3} \tan(\alpha)} \quad (4.10)$$

Fra ovenstående ligning ses det at normalkraften $-N_2$ i hvert ben er større end den lodrette kraft P_1 når α er mindre end $19,5^\circ$. Vi kan derfor antage at når α er mindre end $19,5^\circ$, vil det være på den sikre side at antage at P_1 virker lodret nedad.

4.4 Statisk ligevægt af ben:

Hvis det antages at alle benene er konstrueret ens, vil de to fremadrettede ben være udsat for den største belastning. Det skyldes at de både er udsat for den ovenfor nævnte aksial kraft og en tværkraft hidrørende fra tårnets reaktion mod benene. I det følgende vil styrken af et enkelt af de fremadrettede ben derfor blive analyseret:

Statisk diagram for et enkelt fremadrettet ben:



FIGUR 4. Kræfter på et enkelt ben

De numeriske værdier på dimensionerne og belastningerne i Figur 4 er givet som:

L_1	4m
L_2	0.5m
h_1	1.0m
α	14°
$N_{Ed} = -\gamma_{f1} N_2$	46.5kN

Tabel 4.3 Dimensioner af ben og belastninger.

L_2 sat rigeligt stor og P_2 anbragt på midten af benet, for at få et konservativt estimat af styrken. På tilsvarende måde er α sat lidt mindre end den nominelle værdi på 15° , for at få et konservativt estimat på den dimensionerende trykkraft N_{Ed} .

Af hensyn til transport, skal hvert ben kunne deles i stykker af cirka 2m længde. Samlingen mellem hvert stykke sker ved hjælp af et invendigt rør som styrer de to tilstødende dele i forhold til hindanden. Det antages i det følgende at det indvendige rør stikker mindst 20 cm ind i det næste frie rørstykke. Desuden antages det at det indvendige rør er fastgjort uden slup i det ene rør og med et kombineret slup og elasticitet på under 0.5mm, både i samle snittet og ved den frie ende af det indvendige rør, i det andet rør. Herved fås en maksimal vinkeldrejning α_s i hver samling på:

$$\alpha_s \leq \frac{0.5\text{mm} + 0.5\text{mm}}{200\text{mm}} = 0.050\text{rad} = 0.3^\circ \quad (4.11)$$

Da benlængden er 4m, bliver der en samling i midten af hvert ben. Da den totale vinkelændring i midten er lig α_s , bliver den resulterende udbøjning (på midten) uden bøjning af ben segmenterne lig med:

$$\delta_s = 2m \cdot \sin\left(\frac{1}{2}\alpha_s\right) = 5.3\text{mm} \quad (4.12)$$

For at kontrollere styrken af hvert ben, beregnes først det maksimale bøjningsmoment for bælken uden deformation (såkaldt 1. ordens teori). Da belastningerne i dette tilfælde kan superpositioneres, beregnes bøjningsmomentet fra hver "last" for sig:

Last P_2 på midten:

$$(M_2)_{max} = \frac{1}{2}L_1P_2 = 2kNm \quad (4.13)$$

Hvor $(M_2)_{max}$ er den største karakteristiske værdi af momentet fra P_2 , som af symmetri grunde optræder på midten af benet.

Last $1/2P_1$ i afstanden L_2 fra den ene ende (Ref. 1, s.102):

$$(M_1)_{max} = \frac{L_2(L_1 - L_2)}{L_1} \left(\frac{1}{2}P_1 \right) = 3.3kNm \quad (4.14)$$

Hvor $(M_1)_{max}$ er det største karakteristiske bøjningsmoment fra P_1 , som optræder ved P_1 's angrebspunkt.

Momentet fra initial udbøjningen fra samlingerne, skyldes den resulterende ekscentricitet af trykkraften $-N_2$ på de udeformede ben. Af symmetri grunde bliver dette moment M_s størst på midten af benet. Det kan bestemmes som produktet af den karakteristiske aksial trykkraft og begyndelses udbøjningen af benet på midten:

$$(M_s)_{max} = \delta_s N_{Ek} = 0.11kNm \quad (4.15)$$

Momenterne M_2 og M_s er størst på midten af benet, mens M_1 er størst i afstanden L_2 fra den indvendige ende af benet. Det maksimale regningsmæssige bøjningsmoment vil derfor enten forekomme på midten af benet eller ved P_1 's angrebspunkt.

Det maksimale regningsmæssige bøjningsmoment på midten af benet kan bestemmes som:

$$(M_{Ed})_{midt} = \gamma_{f2} \left((M_2)_{max} + \frac{L_1}{2(L_1 - L_2)} (M_1)_{max} + (M_s)_{max} \right) = 5.4kNm \quad (4.16)$$

Det maksimale regningsmæssige bøjningsmoment ved P_1 's angrebspunkt (afstand L_2 fra den "indvendige" ende), er givet ved:

$$(M_{Ed})_{L_2} = \max \left(\gamma_{f2} \left(\frac{2L_2}{L_1} ((M_2)_{max} + (M_s)_{max}) + (M_1)_{max} \right), \gamma_{f1} (M_1)_{max} \right) = 5.2kNm \quad (4.17)$$

Det ses derfor at det maksimale regningsmæssige bøjningsmoment i et ben er givet ved:

$$M_{Ed} = (M_{Ed})_{midt} = 5.4kNm \quad (4.18)$$

Last kapaciteten af et ben bestemmes ved at kombinere en eftervisning af trykstyrken beregnet som for en søjle, med bøjningsstyrken for en bjælke uden aksialkraft, som

beskrevet i (Ref. 4, s.78-79). Det kan derved vises at følgende ulighed skal være opfyldt for at styrken for kombinationen af aksial kraft og bøjningsmoment, er i orden (Ref. 4, lign (8.9-6)):

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rd}}\right)^{0.8} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0 \quad (4.19)$$

I ovenstående ligning er χ den såkaldte knækningsfaktor, N_{Rd} er aksial(træk)kraftkapaciteten og M_{Rd} er bøjningsmoment kapaciteten. Det første led repræsenterer søjlevirkningen og det andet led repræsenterer bjælkevirkningen. Vi har udnyttet at benet har et rotationssymmetrisk tværsnit og at der kun er bøjningsmoment om en akse. Desuden er det antaget at der ikke er nogen lokal svækkelse af tværsnittet på grund af svejsning, samlinger eller lignende. Det betyder at samlingerne mellem de individuelle sektioner af hvert ben, skal laves således at de er mindst ligeså stærke og stive som resten af benet. Det er desuden antaget at profilet tilhører tværsnitsklasse 1, 2 eller 3.

For at beregne knækningsfaktoren er det nødvendigt først at bestemme nogle hjælpeparametre. Søjle slankheds tallet λ bestemmes som:

$$\lambda = l \sqrt{\frac{A}{I}} = L_1 \sqrt{\frac{A_1}{I_1}} = 78.0 \quad (4.20)$$

Hvor det er benyttet at knæklængden "l" for en simpelt understøttet bjælke er lig længden, i dette tilfælde L_1 .

Flydeslankheden λ_1 bestemmes ud fra materialedata som:

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_{02}}} = 75.9 \quad (4.21)$$

Den *relative* slankhed $\bar{\lambda}$ bestemmes dernæst som:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 1.03 \quad (4.22)$$

Ved aflæsning af Figur 8.8:3 i (Ref. 4), fås knækningsfaktoren χ :

$$\chi = 0.65 \quad (4.23)$$

Aksialkraftkapaciteten N_{Rd} findes som (Ref. 4, s.77):

$$N_{Rd} = \frac{f_{02} A_1}{\gamma_{M1}} = 249 kN \quad (4.24)$$

Hvor partial koefficienten γ_{M1} er sat til 1,10 .

Den elastiske bøjningsmoment kapacitet M_{Rd} bestemmes som (Ref. 4, s.77):

$$M_{Rd} = \frac{f_{02} W_1}{\gamma_{M1}} = 8.7 kNm \quad (4.25)$$

Søjlekapaciteten χN_{Rd} bestemmes til:

$$\chi N_{Rd} = 161.9kN \quad (4.26)$$

Det ses ved sammenligning med N_{Ed} , at benene sagtens kan klare kompressions lasten alene.

Check for kombineret bøjning og kompression:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{\chi N_{Rd}} \right)^{0.8} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0.99 \quad (4.27)$$

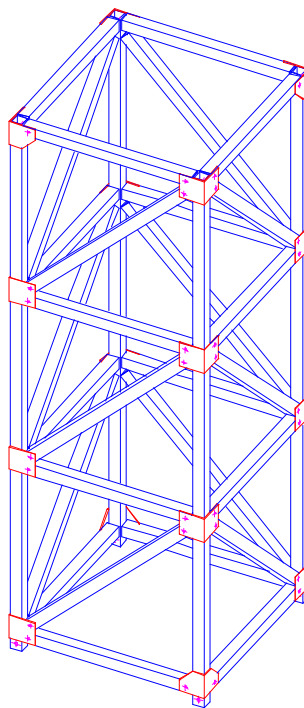
Det ses at benene kan bære den kombinerede bøjnings og kompressionslast udelukkende ved elastisk deformation.

5.0 Tårn:

Tårnet er opbygget som en gitter søjle med kvadratisk tværsnit. Da raketten er styret inde i tårnet, er alle bærende dele anbragt i siderne og hjørnerne af tårnets tværsnit. Af hensyn til spændevidden af raketens finner, er det indvendige sidemål af tårnet fastlagt til 60cm. Den primære bærende struktur i tårnet er 4 langsgående hjørnebjælker. De sekundære kræfter, specielt tværkræfter, personlast og last fra styreskinner, optages og fordeles ved hjælp af en gitterstruktur mellem hjørnebjælkerne.

Af hensyn til transport af rampen, er tårnet fremstillet i selvstændige sektioner af hver 2 meters længde. Hver sektion er strukturelt identisk på nær enkelte endebeslag.

En repræsentativ 2 m sektion er vist i Figur 5 herunder.



FIGUR 5. 3D model af 2m tårnsektion (vist uden styreskinner).

I det følgende vil vi først beregne den regningsmæssige (styrke) kapacitet af tårnet, både som helhed og af de enkelte gitterbjælker. Herefter vil vi eftervise at tårnets styrke i stor nok til at optage alle de regningsmæssige belastninger i tre brugs situationer; liggende med toppen understøttet af en buk eller lignende, under rejsning ved hjælp af bommen (se Figur 1) og tilsidst i affyringspositionen som vist i Figur 1.

Af beregningsmæssige årsager starter vi med at beregne styrken af de enkelte bjælker i gitterstrukturen. Udfra disse kan vi senere finde den globale styrke af hele tårnet. For at beregne aksialkraft kapaciteten af gitterbjælkerne er vi nødt til at tage hensyn til

momentbelastning af hver enkelt gitterbjælke. Vi må derfor nødvendigvis starte med at definere den lokale bøjnings belastning af hver bjælke.

5.1 Laster på tårn:

Af håndteringsmæssige årsager antages det at enhver bjælke i tårnets gitterkonstruktion er dimensioneret til at bære en enkelt person et vilkåreligt sted når tårnet ligger ned. Herudover skal hver bjælke som er tilnærmelsesvis vandret når tårnet er rejst til affyrings position, værre dimensioneret til at bære en enkelt person i denne stilling.

5.1.1 Globale laster på tårn i liggende position:

Tårnet skal som helhed være dimensioneret således at det i vandret position og med en understøtning i hver ende, kan bære følgende belastning:

- En jævnt fordelt lodret linjelast q_1 fra egenvægten af tårnet.
- En lodret last P_4 fra en enkelt person som står et vilkåreligt sted på tårnet.
- En lodret last P_5 fra en raket under “forladning” et vilkåreligt sted på tårnet.

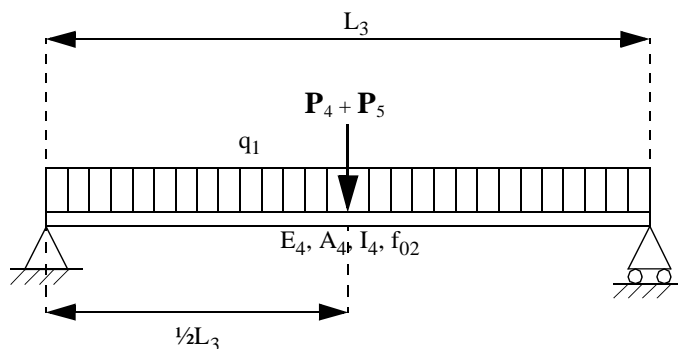
I det følgende antages de forskellige laster på tårnet i vandret position at have følgende karakteristiske værdier:

	q_1	P_4	P_5
Karakteristisk værdi	250N/m	1kN	1kN

Tabel 5.1 Karakteristiske laster på tårn i vandret position.

Den karakteristiske personlast P_4 er sat til 1kN, idet det antages at den dynamiske personlast er lille fordi en person vil bevæge sig forsigtigt rundt på tårnet. Da konstruktionselementerne dimensioneres elastisk, vil der være en yderligere sikkerhed mod brud som følge af den større plastiske kapacitet.

Belastnings situation for tårn i liggende (vandret) position:



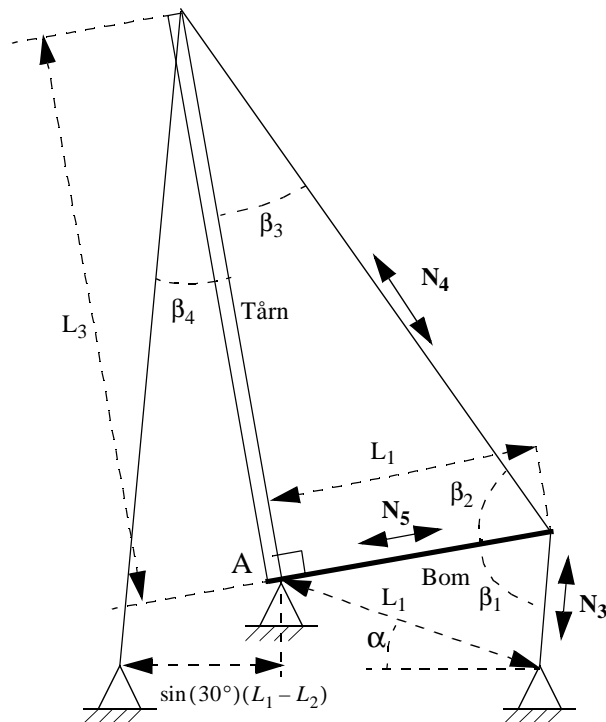
FIGUR 6. Statisk model af tårn i liggende (vandret) position.

5.1.2 Globale laster på tårn i affyringsstilling:

Når tårnet er rejst til affyringsposition skal tårnet som helhed kunne bære følgende laster:

- En jævnt fordelt lodret linjelast q_1 fra egenvægten af tårnet.
- To gange en lodret last P_6 fra to personer som står et vilkåreligt¹ sted på tårnet.
- En jævnt fordelt linjelast q_3 hidrørende fra en total last P_7 langs tårnets længdeakse fra raketmotor udstødningens reaktion på rampen.
- En jævnt fordelt linjelast q_4 vinkelret på tårnets længdeakse fra vindpåvirkning med en 10 minutters middelvindhastighed på $v_m = 15\text{m/s}$ (Ref. 5, s.34).
- En last P_8 vinkelret på tårnets længdeakse fra kombinationen af skæv raketkraft og dynamisk belastning fra stød mellem raketten og styreskinnerne.

Det antages at tårnet i affyringspositionen står i en vinkel på mellem 75° og 90° fra vandret. Figur 7 viser tårnet set fra siden i affyringspositionen:



FIGUR 7. Tårn i affyringsposition.

Tårnets totale længde er L_3 . Dobbelt bommens længde er antaget at være den samme som hvert ben, d.v.s. L_1 .

1. Dog ikke på samme vandrette bjælkedel.

Vinklerne β_2 og β_3 kan bestemmes som:

$$\beta_3 \cong \text{atan}\left(\frac{L_1}{L_3}\right) = 33^\circ \quad (5.1)$$

$$\beta_2 \cong \text{atan}\left(\frac{L_3}{L_1}\right) = 90^\circ - \beta_3 = 57^\circ \quad (5.2)$$

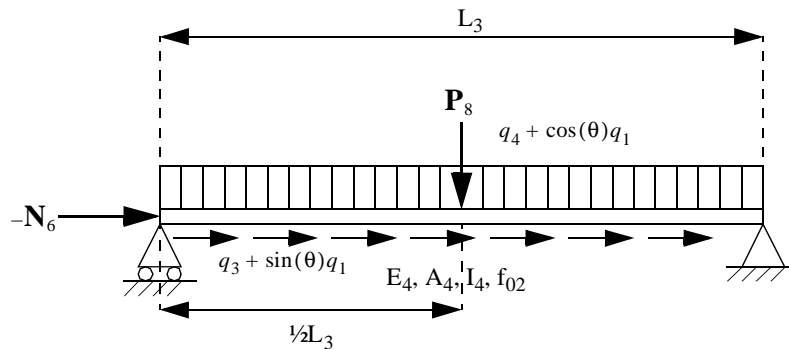
I det følgende antages de forskellige laster på tårnet i affyringspositionen at have følgende karakteristiske værdier:

	q_1	P_6	P_7	P_8
Karakteristisk værdi	250N/m	1kN	10kN	1kN

Tabel 5.2 Karakteristiske laster på tårn i affyrings position.

For P_6 gælder de samme betragtninger som for P_4 i Table 5.1.

Belastningssituation for tårn i affyringsposition:



FIGUR 8. Statisk model af tårn i affyrings (rejt) position.

Hvor $75^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ er rampe elevationen (den mindste vinkel mellem rampens længderetning og horizontal planet).

Normalkraften N_6 som angriber i tårnets toppunkt, skyldes både en e.v.t. personlast P_6 og reaktionen fra wirene som holder tårnet oprejst, hvilket konservativt kan estimeres som:

$$-N_6 = \max\left(2P_6 + \frac{P_8 + q_4 L_3}{2 \tan(\beta_4)}, 2P_6 + \frac{P_8 + (q_4 + \cos(\theta_{min})q_1)L_3}{2 \tan(\beta_3)}\right) \quad (5.3)$$

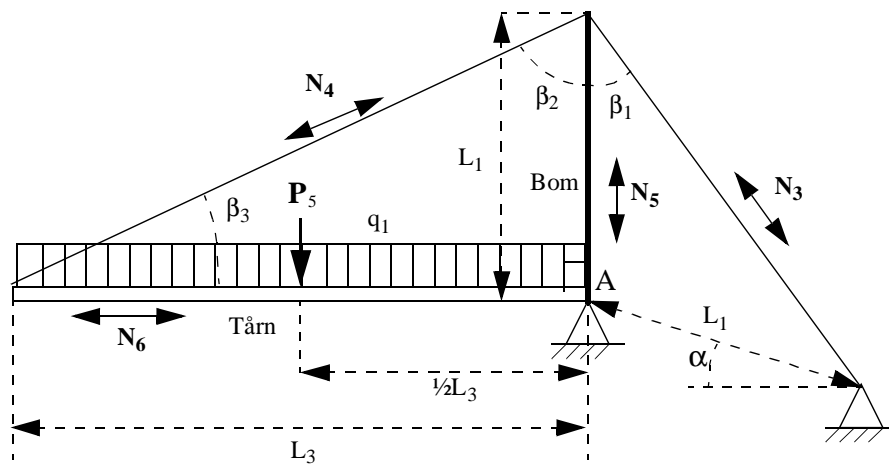
Hvor β_4 er den mindste *projicerede* vinkel (mest kritiske) mellem tårnet og side støtte wirene (se Figur 1). Mens $\beta_3 = 33^\circ$ er den faste vinkel mellem tårnet og støttebommen (se Figur 7). Den mindste affyrings rampe elevation er givet ved $\theta_{min} = 75^\circ$.

Den mindste værdi af vinklen β_4 vil forkomme når tårnet står lodret og kan konservativt estimeres som (se Figur 7):

$$\beta_4 \cong \text{atan}\left(\frac{\sin(30^\circ)(L_1 - L_2)}{L_3 + h_1}\right) = 14^\circ \quad (5.4)$$

5.1.3 Belastning af tårn under rejsning:

Det antages at der ikke er nogen personer på tårnet under rejsning af tårnet fra vandret til affyrings position. På nær denne antagelse, svarer den *ydre* belastning til det liggende tilfælde (se Figur 6 og Table 5.1). Situationen lige efter rejsningen af tårnet er begyndt er vist på nedenstående figur:



FIGUR 9. Kræfter under rejsning af tårn.

Vinklerne β_2 og β_3 er givet i lign. (5.1).

Da dobbelt bommen og det ene ben udgør en ligesidet trekant og vinklen α er kendt haves:

$$\beta_1 = \frac{90^\circ - \alpha}{2} = 38^\circ \quad (5.5)$$

Da konstruktionen som vist er statisk bestemt under rejsningen, kan kraften N_3 i "hejsewiren" findes ved at kræve momentlignevægt omkring tårnets omdrejningspunkt "A":

$$\frac{1}{2}L_3P_3 = L_1 \sin(\beta_1)N_3 \quad (5.6)$$

Som kan omformes til:

$$N_3 = \frac{L_3(P_5 + L_3q_1)}{2L_1 \sin(\beta_1)} = 3.0kN \quad (5.7)$$

Tilsvarende fås kraften N_4 :

$$N_4 = \frac{L_3(P_5 + L_3q_1)}{2L_3 \sin(\beta_3)} = \frac{P_5 + L_3q_1}{2 \sin(\beta_3)} = 2.3kN \quad (5.8)$$

Lodret ligevægt af bom:

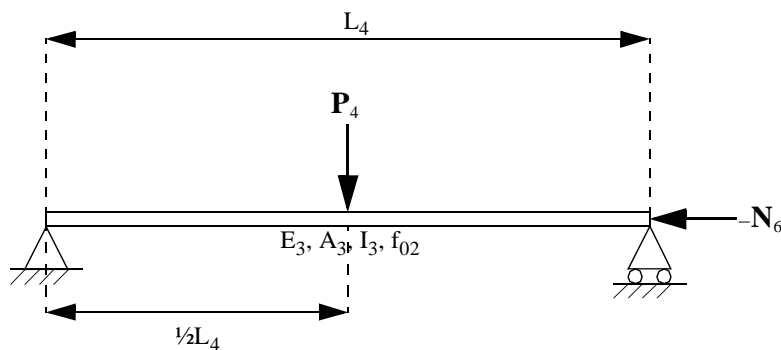
$$N_5 = -(\cos(\beta_1)N_3 + \cos(\beta_2)N_4) = -3.6kN \quad (5.9)$$

Aksial trykkraften ($-N_6$) i tårnet under rejsningen kan findes ved longitudinal ligevægt af tårnet som:

$$(-N_6) = -\cos(\beta_3)N_4 = 1.9kN \quad (5.10)$$

5.1.4 Lokale laster på bjælkelede:

Belastningen for hver delbjælke i tårnet kan antages at komme fra personlasten (P_4 eller P_6), placeret midt på hver bjælkelede, virkende vinkelret på længdeaksen. Herudover kan der e.v.t. være en aksialkraft. Herved påvirkes bjælken til udbøjning:



FIGUR 10. Statisk model af bjælkelede påvirket af lokal personlast.

Længden L_4 afhænger af om bjælken er langsgående, tværgående eller en diagonalbjælke.

Hvis det konservativt antages at de langsgående bjælker er simpelt understøttet i hver ende kan den regningsmæssige længde af de langsgående (aksiale) bjælker sættes til:

$$L_A = 640mm \quad (5.11)$$

5.2 Tværsnit:

Tårnet er som nævnt opbygget af strukturelt identiske sektioner på hver 2 m. længde. Både de langsgående bjælker og gitterudfyldningen i tårnet består af ens kvadratiske ekstruderede aluminiums rør (6060-T5, se Table 2.1).

(Flade)inertimomentet for et massivt kvadratisk tværsnit med bredden og højden b , er givet ved (Ref. 1, s. 34):

$$I = \frac{1}{12}b^4 \quad (5.12)$$

Inertimomentet for et kvadratisk rør $I_{\text{rør}}$ med de udvendige dimensioner $b \times b$ og godstykkelsen t , kan derfor findes ved subtraktion af inertimomentet for “hullet”:

$$I_{\text{rør}} = \frac{1}{12}b^4 - \frac{1}{12}(b - 2t)^4 = \frac{1}{12}(b^4 - (b - 2t)^4) \quad (5.13)$$

Tværsnitsarealet $A_{\text{rør}}$ kan tilsvarende findes som:

$$A_{\text{rør}} = b^2 - (b - 2t)^2 \quad (5.14)$$

Bøjningsmodstanden W er defineret som enertimomentet divideret med den maksimale afstand fra tværsnittets tyngdepunkt (Ref. 1, s.33):

$$W = \frac{I}{\left(\frac{1}{2}b\right)} = \frac{2I}{b} \quad (5.15)$$

Herved fåes følgende data for gitter bjælke elementerne i tårnet:

	Symbol	Størrelse
Bredde og højde	b_3	40mm
Godstykkelse	t_3	3mm
Tværsnitsareal	A_3	444mm ²
Inertimoment	I_3	10.2cm ⁴
Bøjningsmodstand	W_3	5.1cm ³
Vægt pr. længde	dm	1.20kg/m
Tværsnitsklasse	-	1

Tabel 5.3 Tværsnitskonstanter for gitter bjælke elementer i tårn.

For at analysere tårnets styrke, bruges en simpel strukturel model af tårnet hvor der ses bort fra stivheden af knudepunkterne:

- Det antages at de langsgående bjælker i tårnet har et charnier i hvert knudepunkt.
- De tværgående og diagonale bjælker regnes for simpelt understøttet ved knudepunkterne.
- Der ses bort fra samvirkningen mellem modstående sider af tårn gitteret, således at en enkelt side af tårnet skal kunne optage alle belastninger på tårnet i gitterets plan.

Herved fåes en simpel statisk bestemt model af tårnet, hvor hver side består af en plan gitterkonstruktion med målene:

- Dybde af gitterbjælke (center til center af langsgående bjælker): 640mm, tværbjælke afstand: 640mm, diagonal vinkel: 45°.

Det antages at gitterkonstruktion udgør en slank sammensat bjælke-søjle, hvor de langsgående bjælker (i hjørnerne af tårnet) udelukkene optager det globale bøjningsmoment og den globale normalkraft på tårnet. Hvis tårnet som helhed regnes for en bjælke, kan tværskningskonstanterne for tårnet som helhed beregnes til:

	Symbol	Størrelse
Tværsnitsareal	A_4	1776mm^2
Inertimoment	I_4	18186cm^4

Tabel 5.4 Tværskningskonstanter for gitter tårn (alle langsgående hjørne bjælker).

I_4 bruges til beregning af tårnets globale søjlekapacitet og bøjningsdeformation af tårnet som helhed.

5.3 Styrke af tårn:

Før vi kan eftervise styrken af tårnet som helhed, bliver vi nødt til at beregne styrken af de enkelte bjælkeelementer.

5.3.1 Lokal styrke af tårn bjælker:

Da globale bøjningsmomenter, forskydningskræfter og aksialkræfter hovedsageligt optages ved lokale aksialkræfter i tårnets gitterelementer, er det praktisk at bestemme den regningsmæssige styrke af de enkelte bjælkelede før den globale styrke af tårnet eftervises. Som det fremgår af Figure 10, kan hver enkelt bjælkelede udsættes for en personlast P_4 , som konservativt er anbragt på midten af bjælkeleden. Derudover er der en aksialkraft N_6 som er et resultat af globale bøjningsmomenter og aksialkræfter for de langsgående bjælkelede og et resultat af globale forskydningskræfter for diagonal elementerne. Vi ønsker derfor at bestemme den regningsmæssige aksialkraft styrke for disse to typer af bjælkelede:

Diagonal bjælker:

Der er to tilfælde; positiv aksial kraft (træk) og negativ aksial kraft (tryk). Ved negativ aksial kraft (tryk) kan styrken eftervises ved (Ref. 4, lign (8.9-6)):

$$\left(\frac{N_{D,Ed}}{\chi_D N_{D,Rd}} \right)^{0.8} + \frac{M_{D,Ed}}{M_{D,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.16)$$

Hvor $N_{D,Ed}$ er den regningsmæssige lokale trykkraft, $N_{D,Rd}$ er den regningsmæssige lokale trækstyrke, χ_D er diagonalbjælkens knækningsfaktor, $M_{D,Ed}$ er det regningsmæssige lokale bøjningsmoment og $M_{D,Rd}$ er den regningsmæssige lokale bøjningsstyrke.

Det regningsmæssige bøjningsmoment kan findes som (se Figur 10):

$$M_{D, Ed} = \frac{\gamma_f L_D P_4}{4} \quad (5.17)$$

Hvor $L_D = 764\text{mm}$ er afstanden mellem endeboltene for diagonalerne. γ_f er last partialkoefficienten (ligning (5.16)).

Eftersom en personlast på tårnet kan medføre en samtidig lokal bøjningsbelastning af en diagonalbjælke og en normal kraft i den samme lokalbjælke på grund af globale tværkræfter, må vi for at være på den sikre side bruge partialkoefficienten γ_{f1} i det følgende:

$$M_{D, Ed} = \frac{\gamma_{f1} L_D P_4}{4} = 286.5\text{Nm} \quad (5.18)$$

Den regningsmæssige bøjnings styrke kan findes som (Ref. 4, s.77):

$$M_{D, Rd} = \frac{f_{02} W_3}{\gamma_{M1}} = 556\text{Nm} \quad (5.19)$$

Den regningsmæssige trækstyrke er givet ved:

$$N_{D, Rd} = \frac{f_{02} A_D}{\gamma_{M1}} = 48.4\text{kN} \quad (5.20)$$

Hvor $A_D = A_3$ er bruttotværsnittet af diagonalbjælken.

Søjle slankheds tallet λ for diagonalbjælken bestemmes som:

$$\lambda = l \sqrt{\frac{A}{I}} = \sqrt{2} L_A \sqrt{\frac{A_3}{I_3}} = 59.7 \quad (5.21)$$

Hvor det er benyttet at knæklængden “ l ” for en simpelt understøttet bjælke er lig afstanden mellem understøtningerne, som i dette tilfælde konservativt er sat til den diagonale afstand mellem gitterknudepunkterne $\sqrt{2} L_A$.

Den *relative* slankhed $\bar{\lambda}$ bestemmes dernæst som:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0.79 \quad (5.22)$$

Hvor flydeslankheden λ_1 er givet ved (4.21).

Ved aflæsning af Figur 8.8:3 i (Ref. 4), fås knækningsfaktoren χ_D :

$$\chi_D = 0.75 \quad (5.23)$$

Vi kan nu finde den maksimalt tilladelige regningsmæssige lokale trykkraft $(N_{D,Ed})_{max}$ ved hjælp af ligning (5.16):

$$(N_{D,Ed})_{max} = \chi_D N_{D,Rd} \left(1.0 - \frac{M_{D,Ed}}{M_{D,Rd}} \right)^{1.25} = 14.7 \text{ kN} \quad (5.24)$$

Ved positiv aksial kraft kan styrken ved kombineret træk og bøjning kontrolleres ved (Ref. 4, lign (8.9-3)):

$$\left(\frac{N_{D,Ed}}{\omega_{D,0} N_{D,Rd}} \right)^{1.3} + \frac{M_{D,Ed}}{\omega_{D,0} M_{D,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.25)$$

Hvor $N_{D,Ed}$ er den regningsmæssige *trækkraft* i dette tilfælde.

Diagonalbjælkerne antages at være fastgjort med presmøtriker og bolte til knudepunkt-spladerne. Reduktionsfaktoren $\omega_{D,0}$ tager hensyn til lokal svækkelse forårsaget af (bolt)huller eller lokale svejsninger. Ved et lokalt hul kan $\omega_{D,0}$ udtrykkes som (Ref. 4, s. 77):

$$\omega_{D,0} = \frac{(A_{net}/A) f_u / \gamma_{M2}}{f_{02} / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (5.26)$$

Hvor A_{net} er netto tværsnitsarealet (bruttotværsnit minus hul), mens A er brutto tværsnitsarealet. Eftersom $f_u / \gamma_{M2} > f_{02} / \gamma_{M1}$ for den valgte aluminiums legering Table 2.1, vil en mindre reduktion af netto tværsnittet ikke svække konstruktionen. Den "tilladelige" reduktion i nettotværsnittet kan beregnes som:

$$\frac{A_{net}}{A} \geq \frac{f_{02} / \gamma_{M1}}{f_u / \gamma_{M2}} = 0.85 \quad \text{for 6060-T5} \quad (5.27)$$

Det svarer i det valgte tværsnit til et hul i en enkelt side af bjælken på 22mm diameter, eller et hul igennem hele bjælken på 11mm.

I det følgende vil vi antage at fastgørelseshullerne opfylder ovenstående kriterier. Derfor kan ligning (5.25) simplificeres til:

$$\left(\frac{N_{D,Ed}}{N_{D,Rd}} \right)^{1.3} + \frac{M_{D,Ed}}{M_{D,Rd}} \leq 1.0 \quad (5.28)$$

Hvor $M_{D,Ed}$, $M_{D,Rd}$ og $N_{D,Rd}$ er de samme som for trykkraft.

Vi kan nu bestemme den maksimalt tilladelige trækkraft som:

$$(N_{D,Ed})_{max} = N_{D,Rd} \left(1.0 - \frac{M_{D,Ed}}{M_{D,Rd}} \right)^{0.77} = 27.7 \text{ kN} \quad (5.29)$$

Sammenlignes med den maksimalt tilladelige trykkraft (lign. (5.24)), kan vi konkludere, at eftersom der er lige stor sandsynlighed for træk og tryk i diagonalerne, vil den

maksimalt tilladelige regningsmæssige aksialkraft (træk eller tryk) i diagonalerne være givet ved tryk værdien:

$$(N_{D,Ed})_{max} = 14.7kN \quad \text{tryk eller træk} \quad (5.30)$$

Langsgående bjælker:

Vi kan gennemføre en tilsvarende analyse for de langsgående bjælker (hjørnerne i gittertårnet).

Det maksimale lokale bøjningsmoment fra personlasten bliver:

$$M_{A,Ed} = \frac{\gamma_{f1} L_A P_4}{4} = 240Nm \quad (5.31)$$

Hvor $L_A = 640mm$ er den aksiale knudepunkts afstand i gittertårnet. Det er konservativt forudsat at bjælken er simpelt understøttet i begge knudepunkter.

Da tværsnittet er det samme som ovenfor fåes bøjningsstyrken:

$$M_{A,Rd} = M_{D,Rd} = \frac{f_{02} W_3}{\gamma_{M1}} = 556Nm \quad (5.32)$$

Og trækstyrken af bruttotværsnittet:

$$N_{A,Rd} = N_{D,Rd} = \frac{f_{02} A_D}{\gamma_{M1}} = 48.4kN \quad (5.33)$$

Søjle slankheds tallet λ for bjælken bestemmes som:

$$\lambda = l \sqrt{\frac{A}{I}} = L_A \sqrt{\frac{A_3}{I_3}} = 42.2 \quad (5.34)$$

Hvor det er benyttet at knæklængden “ l ” for en simpelt understøttet bjælke er lig afstanden mellem understøtningerne, som i dette tilfælde konservativt er sat til afstanden mellem gitterknudepunkterne L_A .

Den relative slankhed $\bar{\lambda}$ bestemmes dernæst som:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0.56 \quad (5.35)$$

Hvor flydeslankheden λ_1 er givet ved (4.21).

Ved aflæsning af Figur 8.8:3 i (Ref. 4), fåes knækningsfaktoren χ_A :

$$\chi_A = 0.85 \quad (5.36)$$

Vi kan nu finde den maksimalt tilladelige regningsmæssige lokale trykkraft $(N_{A,Ed})_{max}$ ved hjælp af ligning (5.16):

$$(N_{A,Ed})_{max} = \chi_A N_{A,Rd} \left(1.0 - \frac{M_{A,Ed}}{M_{A,Rd}} \right)^{1.25} = 20.3kN \quad (5.37)$$

Eftersom $M_{A,Ed} < M_{D,Ed}$ vil den tilladelige regningsmæssige trækraft af de langsgående bjælker være større end af diagonalbjælkerne. Da $(N_{D,Ed})_{max}$ for træk (lign. (5.29)) allerede er større end $(N_{A,Ed})_{max}$, vil den maksimale tilladelige regningsmæssige tryk eller trækraft af de langsgående bjælker være:

$$(N_{A,Ed})_{max} = 20.3kN \quad \text{træk eller tryk} \quad (5.38)$$

Tværbjælker:

Da tværbjælkerne er kortere end de langsgående bjælker, kan vi konservativt antage at den maksimale regningsmæssige tryk eller trækraft i tværbjælkerne $(N_{T,Ed})_{max}$ er lig med $(N_{A,Ed})_{max}$:

$$(N_{T,Ed})_{max} = (N_{A,Ed})_{max} = 20.3kN \quad \text{træk eller tryk} \quad (5.39)$$

5.3.2 Global styrke af "tårntværsnit":

Hvis tårnet udelukkende er påvirket af et globalt bøjningsmoment, vil det blive optaget som et modsatrettet kraftpar i de langsgående bjælker. Ses der bort fra samvirkningen mellem to sider af tårnet, fås et konservativt estimat for den regningsmæssige momentkapacitet af tårnet som:

$$M_{4,Rd} = (N_{A,Ed})_{max} B = 13.0kNm \quad \text{kun moment} \quad (5.40)$$

Hvor $B = 640mm$ er center til center afstanden mellem hjørnebjælkerne.

Den regningsmæssige tværkraft kapacitet kan under tilsvarende forudsætninger bestemmes som:

$$V_{4,Rd} = \frac{(N_{D,Ed})_{max}}{\sqrt{2}} = 10.4kN \quad \text{kun tværkraft} \quad (5.41)$$

Faktoren $\sqrt{2}$ skyldes at diagonalbjælkerne har en vinkel på 45° med tårnets længdeakse.

Den maksimalt tilladelige aksiale trykkraft vil afhænge af både aksialkraftens angrebspunkt og tårnets randbetingelser.

Da tårnet er en gittersøjle, skal der både tjekkes for lokalknækning af de enkelte langsgående (hjørne) bjælker og for knækning af tårnet som helhed. Lokalknækning er allerede behandlet i afsnit 5.3.1. Hvis det konservativt antages at hele trykkraften skal

kunne optages af to langsgående bjælker, fåes følgende værdi for tårnets regningsmæssige aksialtryk kapacitet:

$$N_{4, Rd} = 2(N_{A, Ed})_{max} = 40.6kN \quad \text{lokal knækning} \quad (5.42)$$

Aksialtrykstyrken for global knækning af tårnet kan findes ved at betragte gittersøjlen som en søjle med et konventionelt tværsnit.

Søjle slankhedstallet λ for tårnet som helhed bestemmes som:

$$\lambda = l \sqrt{\frac{A}{I}} = 1.2L_3 \sqrt{\frac{A_4}{I_4}} = 22.5 \quad (5.43)$$

Hvor det er benyttet at knæklængden “ l ” for en simpelt understøttet bjælke er lig afstanden mellem understøtningerne, da søjlen er en gitterstruktur benyttes imidlertid i dette tilfælde 1.2 gange længden af tårnet for at tage hensyn til den lavere forskydningsstivhed af gittersøjler (Ref. 2, s. 255).

Den *relative* slankhed $\bar{\lambda}$ bestemmes dernæst som:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 0.30 \quad (5.44)$$

Hvor flydeslankheden λ_1 er givet ved (4.21).

Ved aflæsning af Figur 8.8:3 i (Ref. 4), fåes knækningsfaktoren χ_4 :

$$\chi_4 = 0.95 \quad (5.45)$$

Den globale aksialtryk kapacitet bliver derfor (Ref. 4, s.74):

$$N_{4, Rd} = \chi_4 f_{02} A_4 = 202kN \quad \text{uden lokalknækning} \quad (5.46)$$

Da denne værdi er en faktor 5 gange højere end lokalknæknings kapaciteten, kan vi konkludere at den regningsmæssige aksialtryk kapacitet udelukkende er bestemt af lokalknækningsstyrken:

$$N_{4, Rd} = 2(N_{A, Ed})_{max} = 40.6kN \quad (5.47)$$

Vi har nu bestemt den regningsmæssige styrke af tårnet set som en helhed. Nu mangler vi bare at bestemme om styrken er tilstrækkelig i forhold til belastningerne.

5.3.3 Styrkeeftervisning i liggende stilling:

Belastningerne i liggende stilling er vist i Figure 6, med de tilhørende karakteristiske størrelser angivet i Table 5.1. Eftersom der ikke er nogen aksialkraft i liggende stilling, kan styrkeeftervisningen indskrænkes til bøjningsstyrke og e.v.t. forskydningsstyrke.

Den koncentrerede last $\mathbf{P}_4 + \mathbf{P}_5$ på midten af tårnet giver anledning til det maksimale bøjningsmoment $(M_{P_4+P_5})_{max}$:

$$(M_{P_4+P_5})_{max} = \frac{L_3(\mathbf{P}_4 + \mathbf{P}_5)}{4} = 3.0kNm \quad (5.48)$$

Den numerisk største forskydningskraft (som er konstant på nær ved angrebepunktet for $\mathbf{P}_4 + \mathbf{P}_5$) bliver:

$$(V_{P_4+P_5})_{max} = \frac{\mathbf{P}_4 + \mathbf{P}_5}{2} = 1.0kN \quad (5.49)$$

Den fordelte last q_1 fra tårnets egenvægt giver anledning til det maksimale snitmoment $(M_{q_1})_{max}$ på midten af tårnet:

$$(M_{q_1})_{max} = \frac{q_1 L_3^2}{8} = 1125Nm \quad (5.50)$$

Den numeriske største forskydningskraft forkommer ved understøtningerne og er givet ved $(V_{q_1})_{max}$:

$$(V_{q_1})_{max} = \frac{q_1 L_3}{2} = 750N \quad (5.51)$$

Eftersom \mathbf{P}_4 , \mathbf{P}_5 og q_1 hver for sig giver anledning til momenter i samme størrelsesorden, fåes det største regningsmæssige moment som summen af deres bøjningsmomenter med partialkoefficienten γ_{f2} :

$$M_{4,Ed} = \gamma_{f2}((M_{P_4+P_5})_{max} + (M_{q_1})_{max}) = 5.6kNm \quad (5.52)$$

Da $M_{4,Ed}$ er meget mindre end $M_{4,Rd} = 13.0kNm$ klarer tårnet med lethed de globale bøjningsmomenter i liggende tilstand.

Tilsvarende fåes den regningsmæssige forskydningskraft som:

$$V_{4,Ed} = \gamma_{f2}((V_{P_4+P_5})_{max} + (V_{q_1})_{max}) = 2.4kN \quad (5.53)$$

Da $V_{4,Ed}$ er mindre end halvdelen af $V_{4,Rd} = 10.4kN$, kan der ifølge (Ref. 4, s.63) ses bort fra samvirkning mellem forskydningskraften og bøjningsmomentet.

Det vil sige at tårnets samlede styrke i liggende tilstand er i orden.

5.3.4 Styrkeeftervisning i affyrings position:

Belastningerne i affyrings positionen er vist i Figure 8, med de tilhørende karakteristiske størrelser angivet i Table 5.2.

Den koncentrerede last \mathbf{P}_8 på midten af tårnet giver anledning til det maksimale bøjningsmoment $(M_{P_8})_{max}$:

$$(M_{P_8})_{max} = \frac{L_3 \mathbf{P}_8}{4} = 1.25 kNm \quad (5.54)$$

Den numerisk største forskydningskraft (som er konstant på nær ved angrebepunktet for \mathbf{P}_8) bliver:

$$(V_{P_8})_{max} = \frac{\mathbf{P}_8}{2} = 500N \quad (5.55)$$

Vindlasten q_4 kan bestemmes ved hjælp af metoden beskrevet i (Ref. 5) Tabel V 6, som er baseret på en kvasistatisk vindbelastning. Eftersom rampen ikke er en permanent konstruktion vil den blive dimensioneret til en maksimal tilladelig 10-minutters middelvindshastighed, som er det almindelige anvendt måle interval for meteorologiske observationer. Den dimensionerende ti minutters middelvindshastigheden er givet ved:

$$v_m = 15m/s \quad (5.56)$$

Det dynamiske tryk (hastighedstrykket) q_m af middelvindshastigheden er givet som:

$$q_m = 0.5 \rho v_m^2 = 140.6 Pa \quad (5.57)$$

Hvor $\rho = 1.25 kg/m^3$ er luftens standard densitet ved havniveau.

Da den maksimale øjebliksværdi af vindhastigheden er større end middelvindshastigheden på grund af turbulens, skal det maksimale hastighedstryk q_{max} forøges med en faktor der afhænger af turbulensintensiteten I_v .

Turbulensintensiteten kan bestemmes som:

$$I_v = \frac{1}{\ln(z/z_0)} \quad z \geq z_{min} \quad (5.58)$$

Hvor z kan sættes lig med total højden af konstruktionen, z_0 er ruhedslængden og z_{min} er en minimumshøjde for den matematiske model givet ved (5.58).

Ruhedslængden z_0 kan kvalitativt bestemmes ved hjælp af *terrørkategorien* (Ref. 5, Figur V 6.1.2.1a-d og Tabel 6.1.2.1). Da det må antages at rampen skal bruges i det åbne landskab, vil terrørkategorien tilhøre kategori I (hav og glat landskab) eller II (landbrugsland med læhegn og spredte træer). Da vi har defineret middelvindshastigheden som uafhængig parameter vil den største belastning findes hvor turbulensintensiteten er største. Da turbulensintensiteten er størst ved terrørkategorii II, kan z_0 og z_{min} bestemmes af (Ref. 5, Tabel 6.1.2.1) som:

$$z_0 = 0.05m \quad z_{min} = 4m \quad (5.59)$$

Herefter kan turbulensintensiteten i toppen af tårnet bestemmes som:

$$I_v = \frac{1}{\ln((L_3 + h_1)/z_0)} = 0.20 \quad (5.60)$$

Det maksimale karakteriske vindtryk fåes herefter som ((Ref. 5) Tabel V 6):

$$q_{max} = (1 + 7I_v)q_m = 2.4q_m = 337.4Pa \quad (5.61)$$

Eftersom det dynamiske tryk er proportionalt med kvadratet på vindhastigheden, svarer det til en maksimal vindhastighed (vindstød) på $v_{max} = \sqrt{(1 + 7I_v)}v_m = 23.2m/s$.

Den maksimale kvasistatiske vindlast F_w , kan herefter findes ved hjælp af formfaktoren c_f og reference arealet A_{ref} for konstruktionen.

I (Ref. 5) afsnit 6.3.7.3 er formfaktoren for en kvadratisk gittermast/tårn af kantede stænger opgivet til:

$$c_{f, \text{tårn}} = 4.4(1 - \tau) \quad 0.1 < \tau < 0.5 \quad (5.62)$$

Hvor τ er tæthedsgraden defineret ved ((Ref. 5) afsnit 6.3.7.1):

$$\tau = \frac{A_{ref}}{A} \quad (5.63)$$

Hvor A er arealet inden for konturerne af konstruktionen:

$$A = L_3(B + 2(0.5b_3)) = 4.08m^2 \quad (5.64)$$

For en gittermast er A_{ref} givet ved det projicerede areal af en af sidefladerne:

$$A_{ref} = A_{ref, \text{tårn}} = b_3(2L_3 + L_3 + \sqrt{2}L_3) = 0.7m^2 \quad (5.65)$$

Hvor det første led repræsenterer hjørnestængerne, det andet led repræsenterer tværstængerne og det sidste led repræsenterer diagonal stængerne, mens b_3 er bredden af gitterstængerne.

Herefter kan tæthedsgraden og formfaktoren bestemmes som:

$$\tau = \frac{A_{ref, \text{tårn}}}{A} = 0.17 \quad c_{f, \text{tårn}} = 3.6 \quad (5.66)$$

Eftersom der inden i rampen vil være 4 styrestænger med tilhørende støttestænger (som er fæstnet på midten af hver tværstang), vil vindlasten på disse også bidrage til den totale vindlast. Ifølge (Ref. 5) afsnit 6.3.7.3, skal vindlasten på sådant "tilbehør" udregnes særskilt.

For en kvadratisk stang uden omstrømning om enderne kan formfaktoren bestemmes som ((Ref. 5) Tabel V 6.3.5.2):

$$c_{f, \text{stang}} = 2.2 \quad (5.67)$$

Hvor reference arealet er givet ved arealet af en side af stangen.

Idet der er 4 langsgående styreskiner med støttstænger for hver tværbjælke, bliver det totale reference areal for dette "tilbehør" lig med:

$$A_{ref, skinner} = b_3(4L_3 + 10 \cdot 0.5m) = 1.16m^2 \quad (5.68)$$

Hvor det første led repræsenterer selve styreskinerne, mens det andet led repræsenterer bidraget fra støttstængerne (kun halvdelen er regnet med, da den anden halvdel antages at være mere eller mindre parallel med vinden. Tilgængæld ses der bort fra lævirkning mellem skinnerne.

Den totale karakteriske vindlast på konstruktionen kan nu findes som ((Ref. 5) Tabel V 6):

$$F_w = (c_{f, tårn} A_{ref, tårn} + c_{f, stang} A_{ref, skinner}) q_{max} = 1.71kN \quad (5.69)$$

Eftersom vindlasten er en fordelt bunden last fås:

$$q_4 = \frac{F_w}{L_3} = 285N/m \quad (5.70)$$

Den fordelte last q_4 fra vindlasten på tårnet giver anledning til det maksimale snitmoment $(M_{q_4})_{max}$ på midten af tårnet:

$$(M_{q_4})_{max} = \frac{q_4 L_3^2}{8} = 1.28kNm \quad (5.71)$$

Den numeriske største forskydningskraft forekommer ved understøtningerne og er givet ved $(V_{q_4})_{max}$:

$$(V_{q_4})_{max} = \frac{q_4 L_3}{2} = 855N \quad (5.72)$$

Den karakteristiske aksial trykkraft $-N_5$ som angriber i tårnets toppunkt (lign. (5.3)), kan herefter estimeres som:

$$-N_6 = \max\left(2P_6 + \frac{P_8 + q_4 L_3}{2 \tan(\beta_4)}, 2P_6 + \frac{P_8 + (q_4 + \cos(\theta_{min}) q_1) L_3}{2 \tan(\beta_3)}\right) = \max(7.4kN, 4.4kN) = 7.4kN \quad (5.73)$$

Hvor $\beta_4 = 14^\circ$ (lign. (5.4)), mens $\beta_3 = 33^\circ$ og $\theta_{min} = 75^\circ$.

De fordelte aksialkræfter $\sin(\theta) q_1$ (egenvægt) og q_3 (raketudstødning) giver anledning til følgende maksimale karakteristiske aksial trykkræfter (ved bunden af tårnet):

$$-N_{q_1} = L_3 q_1 = 1.5kN \quad (5.74)$$

$$-N_{q_3} = L_3 q_3 \equiv P_7 = 10kN \quad (5.75)$$

Eftersom tårnets aksial tryk kapacitet er bestemt af lokalbulings kapaciteten af de langsgående hjørnebjælker, er formen af aksial kraft kurven underordnet idet det er den maksimale aksiale trykkraft som er bestemmende for konstruktionens sikkerhed.

Vi kan nu bestemme de regningsmæssige snitkræfter:

Eftersom de maksimale karakteristiske momenter fra \mathbf{P}_8 (skæv thrust plus stød fra raketten) og q_4 (vindlast) har samme størrelsesorden og begge forekommer på midten af tårnet, kan den regningsmæssige snitmoment belastning bestemmes som:

$$M_{4,Ed} = \gamma_{f2}((M_{P_8})_{max} + (M_{q_4})_{max}) = 3.4kNm \quad (5.76)$$

Da $M_{4,Ed}$ er meget mindre end $M_{4,Rd} = 13.0kNm$ klarer tårnet med lethed de globale bøjningsmomenter alene i liggende tilstand.

Tilsvarende fåes den regningsmæssige forskydningskraft som:

$$V_{4,Ed} = \gamma_{f2}((V_{P_8})_{max} + (V_{q_4})_{max}) = 1.8kN \quad (5.77)$$

Da $V_{4,Ed}$ er mindre end halvdelen af $V_{4,Rd} = 10.4kN$, kan der ifølge (Ref. 4, s.63) ses bort fra samvirkning mellem forskydningskraften og bøjningsmomentet.

Den regningsmæssige aksial trykkraft kan bestemmes som den maksimale værdi af:

$$N_{4,Ed} = \gamma_{f1}(-\mathbf{N}_{q_3}) = 15kN \quad (5.78)$$

Eller:

$$N_{4,Ed} = \gamma_{f2}((-\mathbf{N}_6) + (-\mathbf{N}_{q_1}) + (-\mathbf{N}_{q_3})) = 28.2kN \quad (5.79)$$

Da $N_{4,Ed}$ er mindre end $N_{4,Rd} = 40.6kN$, kan tårnet uden problemer klarer aksialtrykkraften alene.

For at undersøge kombinationen af bøjningsmoment og aksial trykkraft, kan vi bruge interaktions formelen (Ref. 4, lign. 8.9-3), idet vi husker at *trykkraft* kapaciteten er givet ved $N_{4,Rd} = 40.6kN$:

$$\left(\frac{N_{4,Ed}}{N_{4,Rd}}\right)^{0.8} + \frac{M_{4,Ed}}{M_{4,Rd}} = 1.0 \leq 1.0 \quad (5.80)$$

Hvilket viser at styrken af tårnet i affyringsposition er i orden, selvom vi konservativt har regnet alle belastningerne som virkende på samme tid. Eksempelvis er der ikke nogen som står på tårnet mens raketten bliver affyret.

5.3.5 Styrkeeftervisning under rejsning:

For en sikkerheds skyld vil også eftervise styrken af tårnet under rejsningen. Når rejsnings processen netop er gået igang, vil tårnet ligge tilnærmelsesvist vandret, mens toppen udelukkende er understøttet af rejsningswiren (se Figur 9).

Det karakteristiske maksimale bøjningsmoment fra den koncentrerede last P_5 , som konservativt er antaget at virke på midten af rampen (se Figur 9), bliver:

$$(M_{P_5})_{max} = \frac{L_3 P_5}{4} = 1.50 kNm \quad (5.81)$$

Det karakteristiske maksimale bøjningsmoment fra den fordelte last q_1 (se Figur 9), bliver:

$$(M_{q_1})_{max} = \frac{q_1 L_3^2}{8} = 1.13 kNm \quad (5.82)$$

Da $(M_{P_5})_{max}$ og $(M_{q_1})_{max}$ er cirka lige store, bliver det regningsmæssige bøjningsmoment under rejsning:

$$M_{4,Ed} = \gamma_{f2}((M_{P_5})_{max} + (M_{q_1})_{max}) = 3.55 kNm \quad (5.83)$$

Da $(-N_6) = 1.9 kN$ er den eneste aksialkraft lige efter rejsningen er begyndt, fåes den regningsmæssige aksialkraft som:

$$N_{4,Ed} = \gamma_{f1}(-N_6) = 2.85 kN \quad (5.84)$$

For at undersøge kombinationen af bøjningsmoment og aksial trykkraft, kan vi bruge interaktionsformlen (Ref. 4, lign. 8.9-3), idet vi husker at *trykkraft* kapaciteten er givet ved $N_{4,Rd} = 40.6 kN$:

$$\left(\frac{N_{4,Ed}}{N_{4,Rd}}\right)^{0.8} + \frac{M_{4,Ed}}{M_{4,Rd}} = 0.39 \leq 1.0 \quad (5.85)$$

Hvilket viser at styrken af tårnet under rejsningen er i orden.

6.0 Bom:

Til at rejse tårnet fra vandret (liggende) position til affyrings position bruges en dobbelt bom som vist på oversigttegningen i Figur 1.

På basis af den fundne aksialkraft $-N_5$ i dobbelt bommen, kan hver bom dimensioneres som en centrisk påvirket søjle. Da dobbelt bommen også skal kunne optage en vis lateral kraft, vil hvert ben af dobbelt bommen blive dimensioneret til at optage den fulde kraft $-N_5$.

6.1 Tværsnit af bom:

Hvert ben af bommen er lavet af kvadratisk aluminiumsrør med yder dimensionerne 80mm x 80mm og en godstykkelse på 4mm. Tværsnitskonstanterne for hver bom del kan derfor findes ved hjælp af formlerne (5.13) til (5.15):

	Symbol	Størrelse
Bredde og højde	b_2	80mm
Godstykkelse	t_2	4mm
Tværsnitsareal	A_2	1216mm ²
Inertimoment	I_2	117cm ⁴
Bøjningsmodstand	W_2	29.25cm ³
Vægt pr. længde	dm	3.3kg/m
Tværsnitsklasse	-	2

Tabel 6.1 Tværsnitskonstanter for hvert ben af dobbelt bom.

6.2 Styrke af bom:

Søjle slankheds tallet λ bestemmes som:

$$\lambda = l \sqrt{\frac{A}{I}} = L_1 \sqrt{\frac{A_2}{I_2}} = 129 \quad (6.1)$$

Hvor det er benyttet at knæklængden "l" for en simpelt understøttet bjælke er lig længden, i dette tilfælde L_1 .

Den relative slankhed $\bar{\lambda}$ bestemmes dernæst som:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} = 1.70 \quad (6.2)$$

Hvor flydeslankheden λ_1 er givet ved (4.21).

Ved aflæsning af Figur 8.8:3 i (Ref. 4), fås knækningsfaktoren χ :

$$\chi = 0.3 \quad (6.3)$$

Knækspændningen f_s findes dernæst som (Ref. 4, formel (8.8-4)):

$$f_s = \chi f_{02} = 36.0MPa \quad (6.4)$$

Søjlekapaciteten $N_{b,Rd}$ kan derefter findes som (Ref. 4, s.74):

$$N_{b,Rd} = \frac{f_s A_2}{\gamma_{M1}} = 43.7kN \quad (6.5)$$

Hvor partial koefficienten γ_{M1} er sat til 1,0.

Eftersom søjlekapaciteten $N_{b,Rd}$ er større end $-\gamma_{f1}N_5 = 5.4kN$ er styrken af dobbeltbommen i orden. Der er altså rigeligt reserve til at optage sekundære belastninger på dobbeltbommen.

7.0 Litteratur:

1. C.G. Jensen og K. Olsen:”Teknisk ståbi”, Teknisk Forlag, 1996.
2. C.G. Jensen og K. Olsen:”Teknisk ståbi, 18. udgave”, Ingeniøren|Bøger, 2002.
3. “ENV 1991 Eurocode 1. Basis of design and actions on structures”,1995.
4. Tarald Rørvik:”Aluminiumskonstruktioner, Innføring i material- og konstruksjon-slære”,BYGGFORSK, Norges byggforskningsinstitutt, Håndbok 46, 1997.
5. “DS410: Norm for last på konstruktioner”,Dansk Standard,1999.