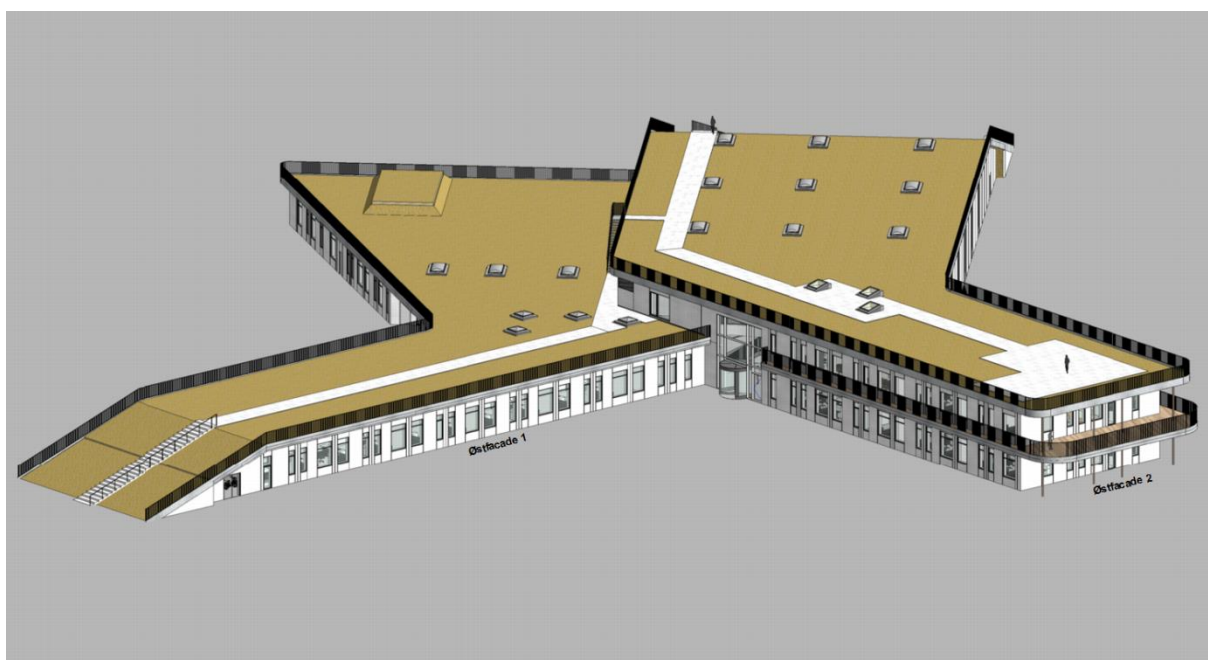




DIN-Forsyning

A2. Statiske beregninger

B7d Aalborg Universitet – Esbjerg

Mette Holm Qvistgaard

18-04-2016

Titelblad

Tema: Projektering af elementbyggeri
Titel: DIN-Forsyning
Projektperiode: B7d – Afgangsprøjt 25/01-16 – 18/04-16
Sted: Aalborg Universitet, Esbjerg
Ingeniør'ne A/S, Kolding
Vejleder: Christian Gram
Studerende: Mette Holm Qvistgaard

Synopsis

DIN-Forsyning er nyt kontorbyggeri i Esbjerg, som primært skal bestå af betonelementer. Projektet er udarbejdet ud fra udleverede arkitekttegninger, hvor der foretages stabilitetsberegninger samt dimensionering af udvalgte konstruktionsdele. Dimensioneringen tager udgangspunkt i de respektive normer og standarder, hvor funderingen af byggeriet samtidig tager udgangspunkt i den tilhørende geotekniske rapport, hvor den valgte funderingsform er direkte fundering.

Som en del af projektet er der udarbejdet ingeniørtegninger, herunder enkelte detaljetegninger.

Forord

Statiske beregninger består af stabilitetsberegninger samt dimensioneringen af de enkelte konstruktionsdele. Største delen af udregningerne er angivet i denne mappe. Dog vil der enkelte steder være henvisninger til bilagsmappen, hvor udregningerne for det aktuelle afsnit vil være at finde.

Der vil ikke være et samlet afsnit over de valgte samlinger. Derimod vil de være under det pågældende afsnit, hvor samlingen er.

Tegningsmappen er som en del af mappen over de statiske beregninger, hvor der kan kigges løbende på de aktuelle tegninger. Der vil derfor ikke være henvisninger til tegningsmappen. For et overblik over de aktuelle tegninger, se da tegningslisten i tegningsmappen.

Indholdsfortegnelse

A.2.1 Lastfordeling	8
A.2.1.1 Lodret lastnedføring	8
A.2.1.2 Vandret lastfordeling	11
A.2.2 Hovedstabilitet	14
A.2.2.1 Vægstabilitet	14
A.2.2.2 Robusthed	20
A.2.3 Etagedæk	26
A.2.4 Bjælker	30
A.2.5 Vægge & søjler	37
A.2.5.1 Ydervæg	37
A.2.5.2 Søjle S1	49
A.2.5.3 Indervæg	56
A.2.5.4 Støttemur	63
A.2.5.5 Stålsøjle	66
A.2.6 Svalegang	72
A.2.6.1 Svalegang	73
A.2.6.2 Ydervæg	79
A.2.6.3 Samling	81
A.2.7 Tagudhæng	90
A.2.7.1 Ståltrapezplader	90
A.2.7.2 Stålbjælke	92
A.2.8 Foyer / Trappeopgang	95
A.2.8.1 Afstivende profil	95
A.2.8.2 In-situ støbt beton	98
A.2.8.3 Bjælker ved trapperepos	105

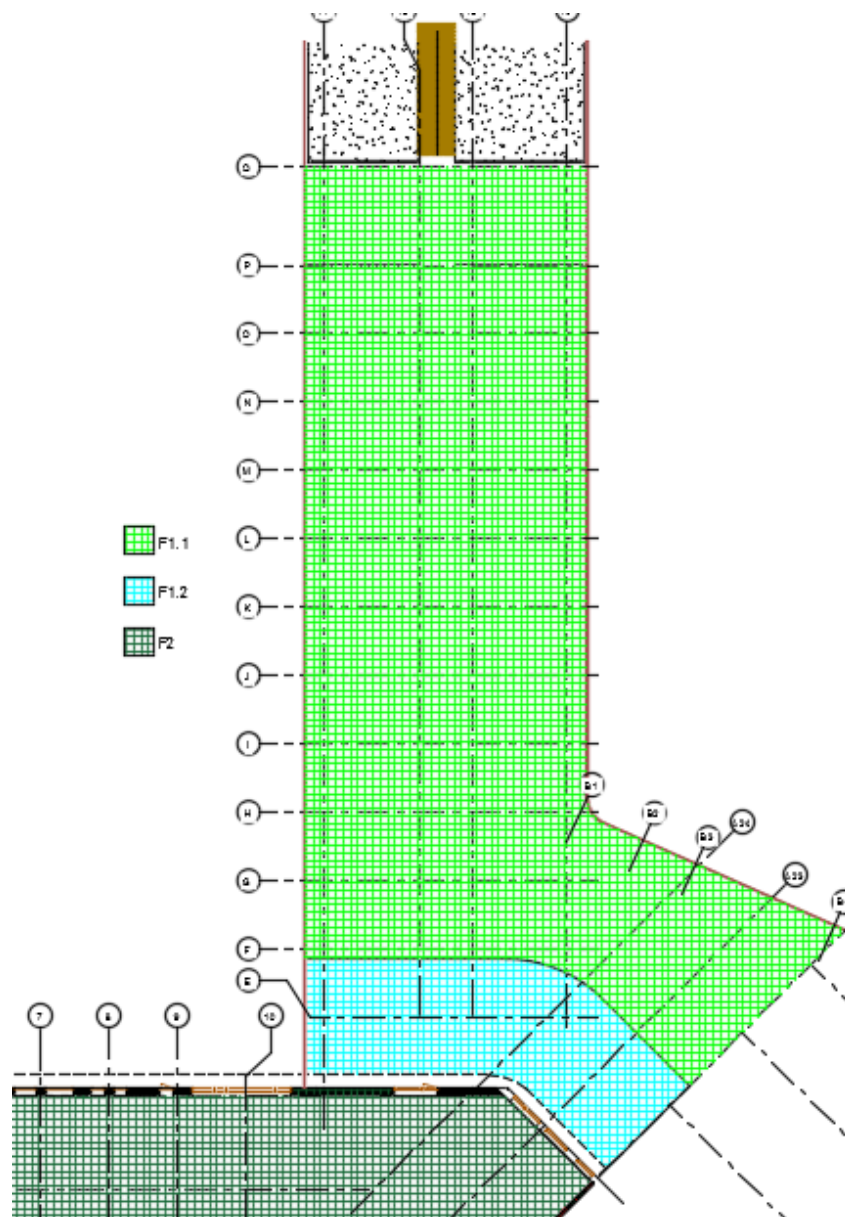
A.2.9 Fundamenter	111
A.2.9.1 Punktfundament – S1.....	113
A.2.9.2 Punktfundament – Stålsøjler	115
A.2.9.3 Fundament – Støttemur	117
A.2.9.4 Fundament – Modullinje 1	122
A.2.9.5 Fundament – Modullinje C1/P/C4/11+14.....	123
A.2.9.6 Fundament – Modullinje C10/D/A.....	124
A.2.9.7 Fundament – Modullinje A22/B+C	125
A.2.9.8 Fundament – Modullinje A23/C8/C9/12+13	126
A.2.9.9 Fundament – Modullinje A24	126
A.2.9.10 Punktfundamenter ved bjælker	127

A.2.1 Lastfordeling

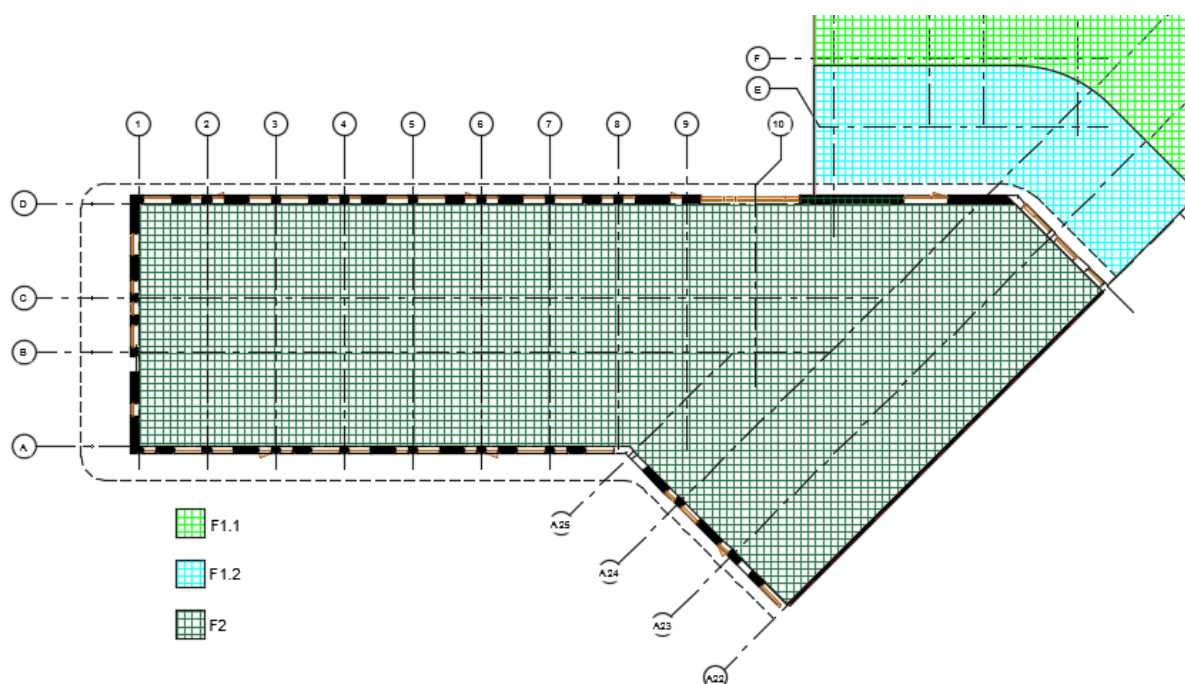
For at de enkelte konstruktionsdele kan dimensioneres, og der kan foretages stabilitetsberegninger, skal laster kendes. Dette gøres ved at lave lodret lastnedføring og vandret lastfordeling, hvor de lodrette laster er aktuelle ved lodret lastnedføring, og de vandrette laster er aktuelle ved vandret lastfordeling.

A.2.1.1 Lodret lastnedføring

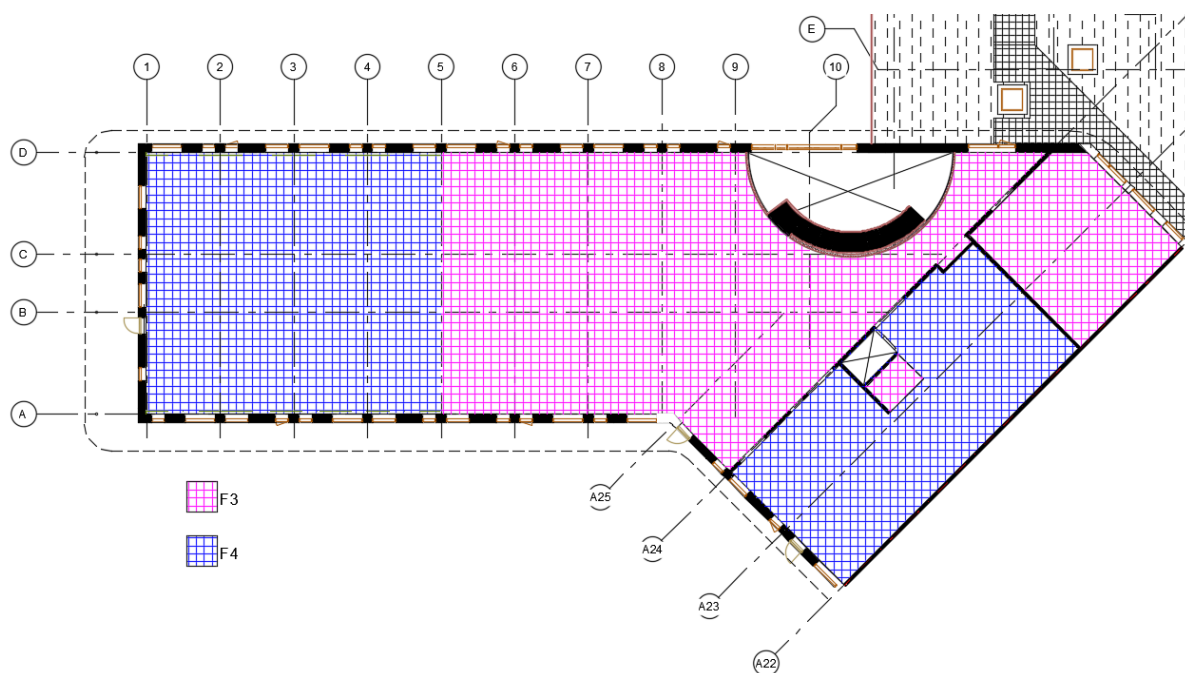
De lodrette laster er varierende for de forskellige etager, hvorfor der er udarbejdet nøgleplaner. Der er udarbejdet nøgleplaner for 1. etage samt tagetagen. Nøgleplanerne kan ses på de følgende figurer, hvor de er markeret med forskellige farver, der har hver deres betydning. De efterfølgende tabeller er tilhørende de enkelte nøgleplaner, hvor de aktuelle laster er listet for de forskellige områder.



Figur 1 – Nøgleplan tag - Bygning D



Figur 2 – Nøgleplan tag - Bygning C



Figur 3 – Nøgleplan 1. etage - Bygning C

F1.1	
Bunden, permanent last	[kN/m ²]
Egenvægt, dækelement	3,1
I alt	3,1
Fri, permanent last	
Sedum opbygning	0,8
Tagopbygning	0,55
Installationer	0,5
I alt	1,9
Nyttelast	
Fladelast	3,0
Naturlast	
Snelast	0,8

F1.2	
Bunden, permanent last	[kN/m ²]
Egenvægt, dækelement	3,1
I alt	3,1
Fri, permanent last	
Sedum opbygning	0,8
Tagopbygning	0,55
Installationer	0,5
I alt	1,9
Nyttelast	
Fladelast	3,0
Naturlast	
Snelast	2,1

F2	
Bunden, permanent last	[kN/m ²]
Egenvægt, dækelement	3,65
I alt	3,65
Fri, permanent last	
Sedum opbygning	0,8
Tagopbygning	0,55
Installationer	0,5
I alt	1,9
Nyttelast	
Fladelast	3,0
Naturlast	
Snelast	0,8

F3	
Bunden, permanent last	[kN/m ²]
Egenvægt, dækelement	3,65
I alt	3,65
Fri, permanent last	
Lette skillevægge	0,5
Gulvopbygning	2,1
Installationer	0,5
I alt	3,1
Nyttelast	
Fladelast	5,0
Naturlast	
Snelast	-

F4	
Bunden, permanent last	[kN/m ²]
Egenvægt, dækelement	3,65
I alt	3,65
Fri, permanent last	
Lette skillevægge	0,5
Gulvopbygning	2,1
Installationer	0,5
I alt	3,1
Nyttelast	
Fladelast	2,5
Naturlast	
Snelast	-

Til lastnedføring anvendes regnearket BEF-PCSTATIK udarbejdet af betonelementforeningen. Programmet finder tre forskellige værdier:

- Maksimalværdier
- Reducerede værdier
- Minimalværdier

Ved maksimalværdier påføres fuld nyttelast på en etage, hvor de resterende etager med samme kategori har en reduceret nyttelast.

Ved reducerede og minimalværdier bestemmes lasten ved simpel summering af last på de enkelte etager samt egenvægt i bærelinjen.

Den lodrette lastnedføring findes for de bærende inder- og ydervægge, hvor resultatet kan findes i *bilag A.2.1.1*. Værdierne, der findes under den lodrette lastfordeling, benyttes til bestemmelse af fundamenter.

A.2.1.2 Vandret lastfordeling

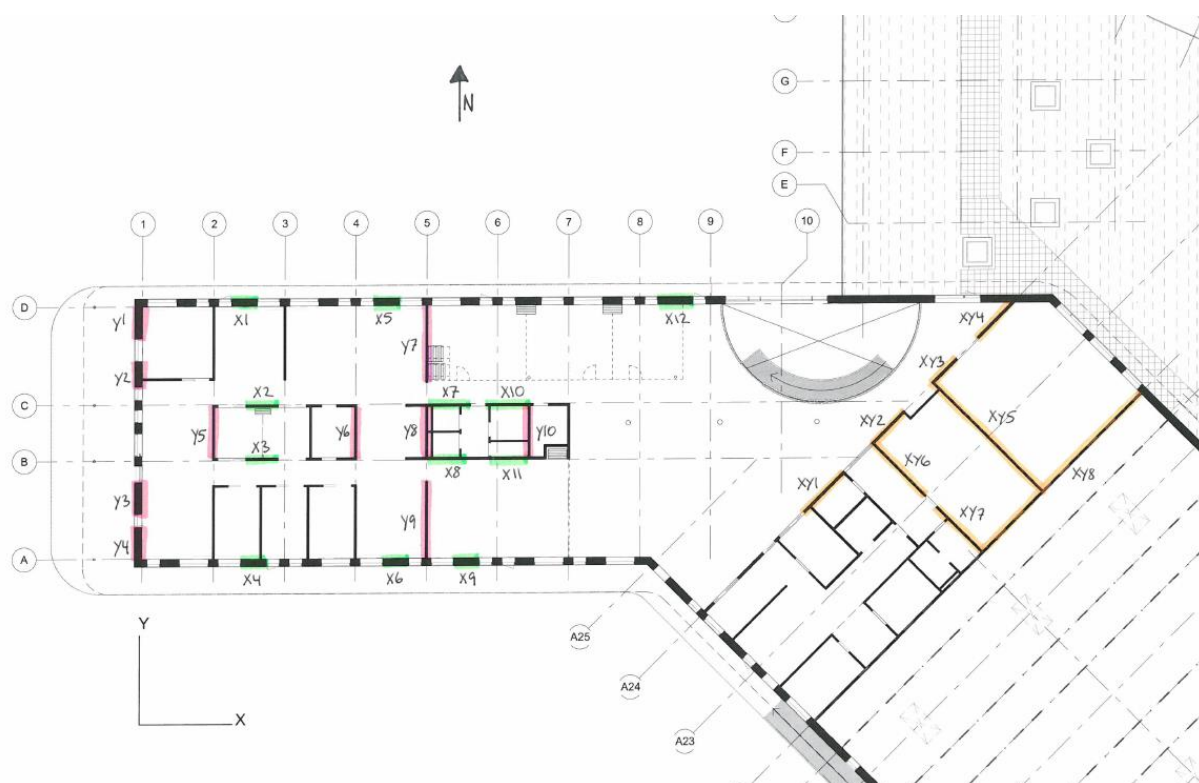
De vandrette laster bliver fordelt i etageadskillelserne, hvor lasterne bliver ført videre til de bærende vægge. I væggene opstår der reaktioner, som bestemmes ud fra α -metoden. Denne metode er ideelt til statiske ubestemte konstruktioner.

Ved α -metoden tages der hensyn til væggenes stivhed, hvor følgende forudsætninger skal være gældende:

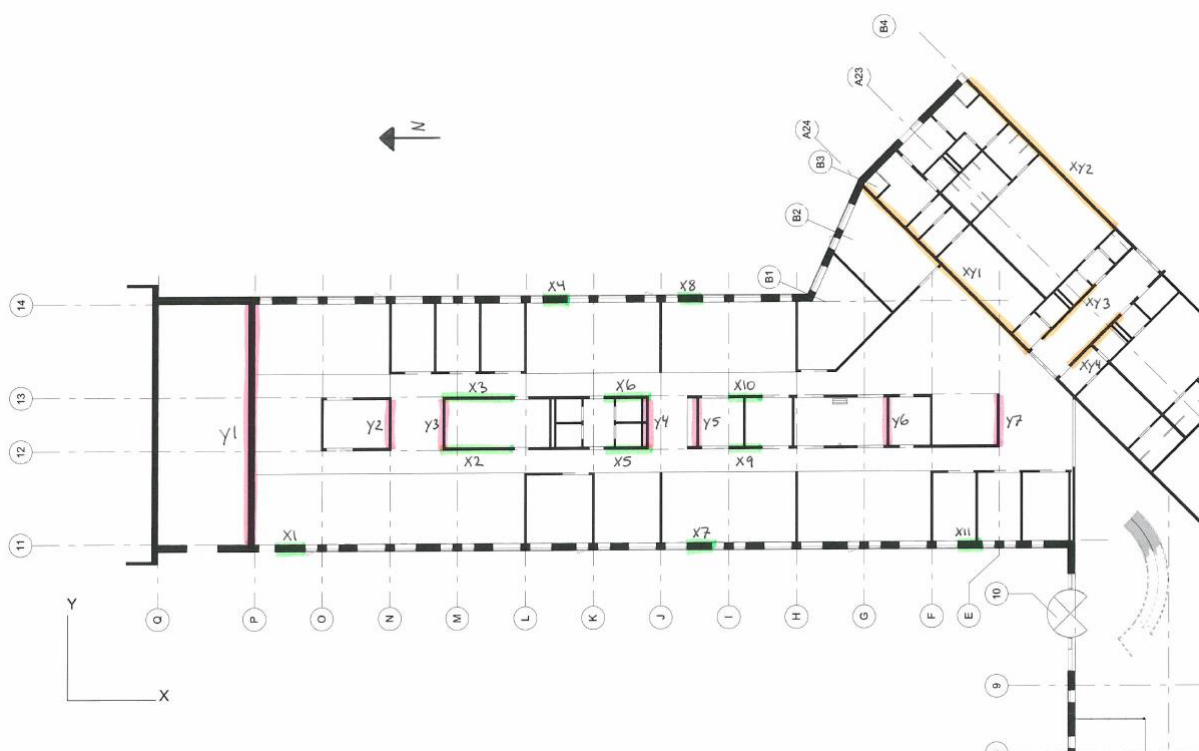
- Dækskiven skal være uendelig stiv
- Vægge skal være slappe på tværs af deres plan

Som start skal de afstivende vægskiver vælges, hvor der skal tages hensyn til døre og vinduesåbninger. Døre og vinduesåbninger giver en svækkelse i stivheden, derfor ses der bort fra de vægstykker med åbninger. Vægge, der vælges til optagelse af de vandrette kræfter, er længere vægstykker med en større kropsareal og inertimoment.

Samtidig vælges kun vægstykker, der er gennemgående fra stueetagen til 1. etage. Byggeriet opdeles i 2 (som tidligere nævnt under *Projektgrundlag – Stabilitetslaster*), hvorfor der betragtes en bygning på to etager (benævnt bygning 1) og en bygning på en etage (benævnt bygning 2). Væggene, der er valgt, er vist i de efterfølgende figurer. Alle vægge er nummeret alt efter hvilken akse, de ligger parallel med. Derfor er vægge parallel med x-aksen benævnt med X og et tilhørende nummer, og det samme er gældende for y-aksen, hvor de dog er benævnt med et Y. De valgte vægge er kun vist på stueetagen, da det er gennemgående vægge. Væggene, med en vinkel i forhold til akserne, opdeles i to komponenter, hvor den pågældende væg belastes af resultanten. Disse vægge er benævnt XY.



Figur 4 – Bærende vægge - Bygning 1



Figur 5 – Bærende vægge - Bygning 2

Til beregningerne bruges lasterne stabilitetslaster fundet i *Projektgrundlag*. Her findes tre forskellige laster, hvor der findes en værdi fra både vest og nord: P1, P2 og P3, hvor P2 virker på etageadskillelsen i bygning 1. P1 og P3 virker på tagetagen på henholdsvis bygning 1 og bygning 2.

De endelige stabilitetslaster bliver som følgende:

Bygning 1

P1_v 100,0 kN

P2_v 163,5 kN

P1_n 142,6 kN

P2_n 285,2 kN

Bygning 2

P3_v 221,9 kN

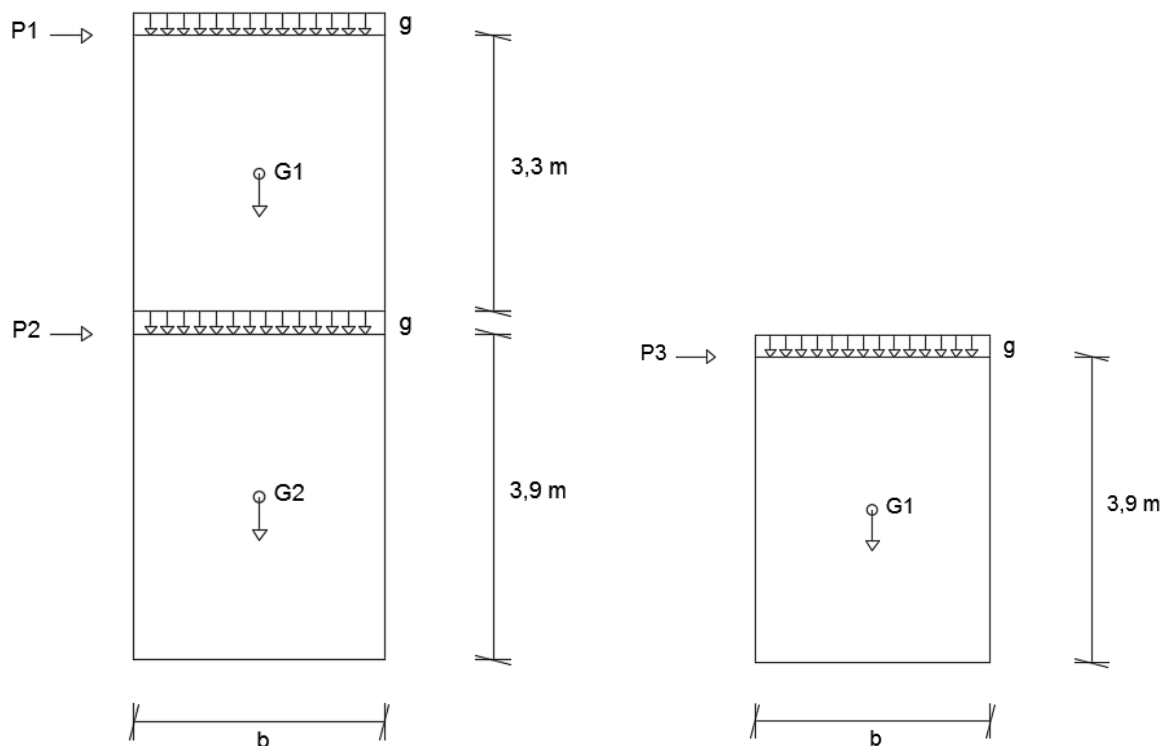
P3_n 100,0 kN

Reaktionerne findes for hver etage. Reaktionerne bruges under afsnittet *Hovedstabilitet*, hvor væggenes stabilitet undersøges. Beregningerne af reaktionerne kan findes i *Bilag A.2.1.2 – Vandret lastfordeling*.

A.2.2 Hovedstabilitet

A.2.2.1 Vægstabilitet

De bærende vægge, hvis vandrette belastning er de fundne reaktioner under *Vandret lastfordeling*, skal kunne videreføre lasterne til fundamenterne, men inden da skal væggenes stabilitet undersøges. Væggene undersøges for væltning, knusning og glidning. Udover de vandrette laster skal egenlasten af væggene samt reaktionerne fra etagedækkene, som stammer fra huldækelementernes egenlast, benyttes. Følgende figurer viser en skitse af væggene for bygning 1 og 2 med tilhørende laster.



Figur 6 – Skitse af vægge med tilhørende laster. Bygning 1 og 2 hhv til højre og venstre

Hvor:

G1/G2	Væggens egenlast for henholdsvis del 1 og 2
g	Linjelast fra huldækelementernes egenlast
b	Væggens længde
P1/P2/P3	Vandret last stammer fra de fundne reaktioner under <i>Vandret lastfordeling</i>

Linjelaften, g , vil for vægge, hvor huldækelementerne ikke hviler på, være lig 0. Til hjælp af stabiliteten kan der udover huldæk og væggenes egenlast benyttes egenlasten af tilstødende vægge.

Alle vægge, der er markeret på figurerne 4 – 5 under *Vandret lastfordeling*, skal eftervises for efterfølgende udsagn. Væggene opdeles for hver etage og skal eftervises ved hver etage. I bygning 1 er 1. etage del 1 og stueetagen er del 2. I bygning 2 er stueetagen del 1.

Ved væltning skal det eftervises, at det stabiliserende moment er større end det væltende moment:

$$M_{stab} > M_{vælt}$$

Det stabiliserende moment kommer fra egenlasten, og da egenlasten virker til gunst, påføres partialkoefficienten, 0,9. Det væltende moment stammer fra den vandrette last, hvor partialkoefficienten allerede er påført.

Skulle det ske, at det væltende moment er større end det stabiliserende, vil væggen vælte. En løsning på dette problem kan være at forankre væggen i begge ender af dens længde.

Ved knusning skal det eftervises, at væggen ikke knuser ved belastning. Det er derfor nødvendig at finde den effektive bredde, b_{eff} , som skal bruges til bestemmelse af normalspændingen. Normalspændingen skal være mindre end den regningsmæssige trykstyrke af betonen:

$$\sigma_c > \sigma$$
$$\sigma = \frac{G_{tot}}{b_{eff} * t}$$

Hvor t er væggens tykkelse, og G_{tot} er den samlede egenlast. Den effektive bredde findes ved:

$$b_{eff} = \frac{M_{stab} - M_{vælt}}{G_{tot}} * 2$$

Der er som oftest ikke problemer ved knusning, da den fundne normalspænding oftest er lille.

Ved glidning skal det eftervises at den vandrette kraft er mindre end den lodrette kraft ganget med en friktionskoefficient:

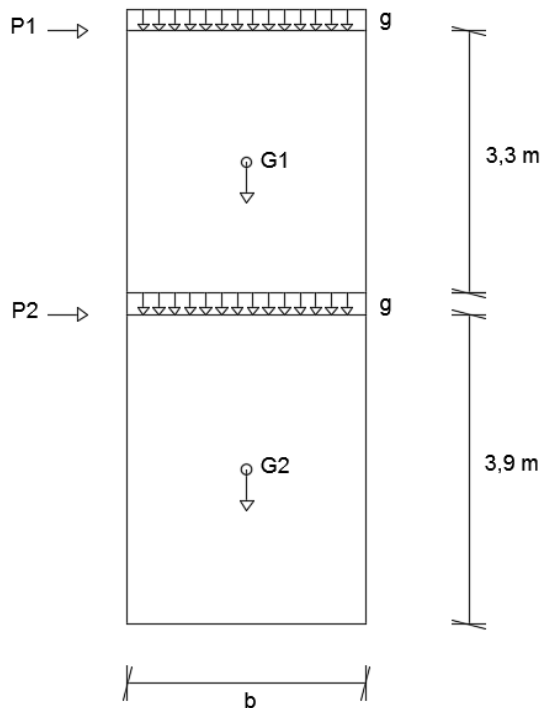
$$P_{tot} < G_{tot} * \mu$$

Hvor μ er friktionskoefficienten, som fastsættes til 0,5 til dette projekt.

Skulle det ske, at den vandrette last er større end friktionen, kan der indsættes glidningsbelsag som løsning.

I følgende vises et eksempel for udregningerne. I eksemplet vælges at eftervise væggene X1, X2, X5, X6 og X9 i bygning 1. De 5 vægge er ens med hensyn til længden. Derfor vælges at eftervise for væggen med størst belastning, da de øvrige vil være stabile, hvis pågældende væg er stabil.

Eksempel:



Hvor:

b	1,6 m
P1	4,3 kN
P2	6,1 kN
Vægtykkelse	150 mm

$$g = 3,65 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * 6,1 m * 0,9 = 10,0 \frac{kN}{m}$$

$$G1 = 6,0 \frac{kN}{m^2} * 3,3 m * 1,6 m * 0,9 = 28,5 kN$$

$$G2 = 6,0 \frac{kN}{m^2} * 3,9 m * 1,6 m * 0,9 = 33,7 kN$$

Del 1:

- Væltning

$$M_{stab} = 28,5 kN * 0,8m + 10,0 \frac{kN}{m} * \frac{1}{2} * (1,6m)^2 = 35,6 kNm$$

$$M_{vælt} = 4,3 kN * 3,3 m = 14,2 kNm$$

$$35,6 kNm > 14,2 kNm \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Knusning

$$b_{eff} = \frac{(35,6 - 14,2)kNm}{\left(28,5 + 10,0 \frac{kN}{m} * 1,6m\right) kN} * 2 = 0,96 m$$

$$\sigma = \frac{\left(28,5 + 10,0 \frac{kN}{m} * 1,6m\right) * 10^3 N}{960 mm * 150 mm} = 0,31 MPa \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Glidning

$$P_{tot} = P1$$

$$\left(28,5 kN + 10,0 \frac{kN}{m} * 1,6m\right) * 0,5 = 22,3 kN$$

$$4,3 kN < 22,3 kN \rightarrow \mathbf{OK}$$

Del 2:

- Væltning

$$M_{stab} = (28,5 + 33,7) kN * 0,8m + 2 * \left(10,0 \frac{kN}{m} * \frac{1}{2} * (1,6m)^2\right) = 75,4 kNm$$

$$M_{vælt} = 4,3 kN * (3,3 + 3,9) m + 6,1 kN * 3,9 m = 54,8 kNm$$

$$75,4 kNm > 54,8 kNm \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Knusning

$$b_{eff} = \frac{(75,4 - 54,8)kNm}{\left(28,5 + 33,7 + 2 * \left(10,0 \frac{kN}{m} * 1,6m\right)\right) kN} * 2 = 0,44 m$$

$$\sigma = \frac{\left(28,5 + 33,7 + 2 * \left(10,0 \frac{kN}{m} * 1,6m\right)\right) * 10^3 N}{440 mm * 150 mm} = 1,43 MPa \rightarrow \mathbf{OK}$$

- Glidning

$$P_{tot} = P1 + P2 = 10,4 kN$$

$$\left(28,5 kN + 33,7 + 2 * \left(10,0 \frac{kN}{m} * 1,6m\right)\right) * 0,5 = 47,1 kN$$

$$10,4 kN < 47,1 kN \rightarrow \mathbf{OK}$$

Som det ses, er væggene X1, X4, X5, X6 og X9 stabile. For de øvrige vægge henvises til Bilag A.2.2.1 – Vægstabilitet.

Som det ses ud fra bilaget er stabiliteten overholdt for alle vægge, hvorfor det ikke er nødvendigt at foretage yderligere foranstaltninger. Derimod er der ved væg Y8 og Y10 i bygning 1 medregnet egenlasten af tilstødende vægge. Det skal derfor sikres at samlingen mellem væggene kan overføre kraften. Samlingen består af fortandede støbeskel, hårnålebøjler samt låsejern. Det skal derfor undersøges om fugen kan regnes som fortandet støbeskel. Derefter kan armeringen bestemmes.

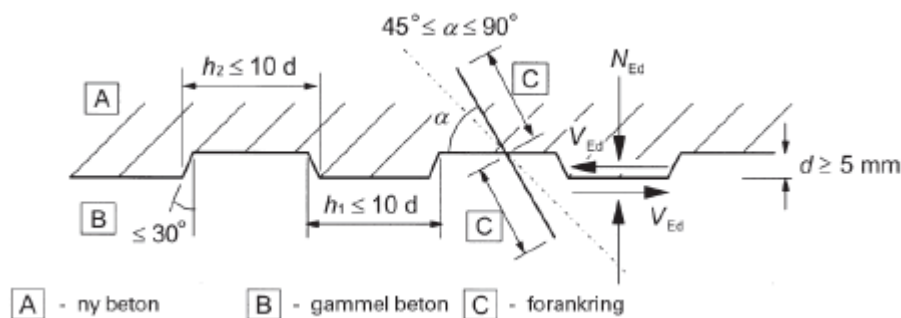
For at støbeskellet kan regnes fortandet, skal dens geometri opfylde følgende:

$$d \geq 5 \text{ mm}$$

$$\beta \leq 30^\circ$$

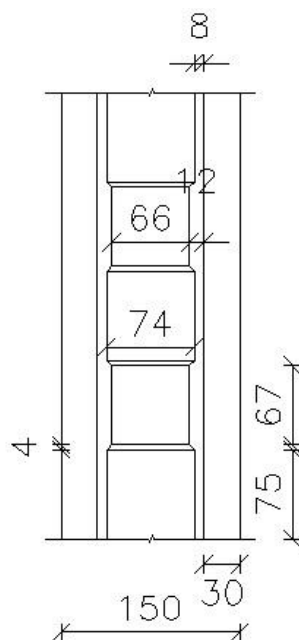
$$h_1 < 10 * d \text{ \& } h_2 < 10 * d$$

Se følgende figur, der beskriver ovenstående udsagn.



Figur 7 – Støbeskellets geometri

Følgende figur viser det fortandede støbeskel for projektet:



Figur 8 – Geometri af projektets støbeskel

$$d = 10 \text{ mm} > 5 \text{ mm} \rightarrow OK$$

$$\beta = \arctan\left(\frac{4 \text{ mm}}{10 \text{ mm}}\right) = 21,8^\circ < 30^\circ \rightarrow OK$$

$$h_1 = 67 \text{ mm} + 4 \text{ mm} + 4 \text{ mm} = 75 \text{ mm} < 10 * 10 \text{ mm} \rightarrow OK$$

$$h_2 = 75 \text{ mm} + 4 \text{ mm} + 4 \text{ mm} = 83 \text{ mm} < 10 * 10 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Fugen kan derfor regnes fortandet. Kohæsionen, c , og friktionskoefficienten, μ , kan derved findes til henholdsvis 0,5 og 0,9.

Støbeskellets areal bestemmes ud fra fortandingsgraden, η_k , og vægtværsnittet. Ved traditionelle fortandinger, sættes η_k oftest til 0,25 af vægtværsnittet, hvorfor støbeskellets areal bestemmes til:

$$0,25 * 150 \text{ mm} * 3900 \text{ mm} = 146,3 * 10^3 \text{ mm}^2$$

Bæreevnen findes af:

$$\tau_{Rdi} = c * f_{ctd} + \rho * f_{yd} * (\mu * \sin(\alpha) + \cos(\alpha)) \leq 0,5 * v_v * f_{cd}$$

Hvor vinklen α bestemmes til 45° . ρ er armeringsgraden og bestemmes af:

$$\rho = \frac{0,02 * f_{cd}}{f_{yd}} \rightarrow \frac{0,02 * 13,8 \text{ MPa}}{458 \text{ MPa}} = 0,603 * 10^{-3}$$

Forskydningskraften, som støbeskellet skal kunne optage, findes ud fra den største af væg Y8 eller Y10. Kraften findes til 36,1 kN. Forskydningsspændingen bliver derved:

$$\tau_{Edi} = \frac{36,1 * 10^3 \text{ N}}{150 \text{ mm} * 3900 \text{ mm}} \rightarrow \tau_{Edi} = 0,062 \text{ MPa}$$

Bæreevnen bestemmes:

$$\tau_{Rdi} = 0,5 * 0,88 \text{ MPa} + 0,603 * 10^{-3} * 458 \text{ MPa} * (0,9 * \sin(45) + \cos(45)) \rightarrow \tau_{Rdi} = 0,81 \text{ MPa} \leq 0,5 * 0,6 * 13,8 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow 0,81 \text{ MPa} < 4,14 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

$$0,81 \text{ MPa} > 0,062 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

Armeringen kan bestemmes ud fra armeringsgraden og støbeskellets areal:

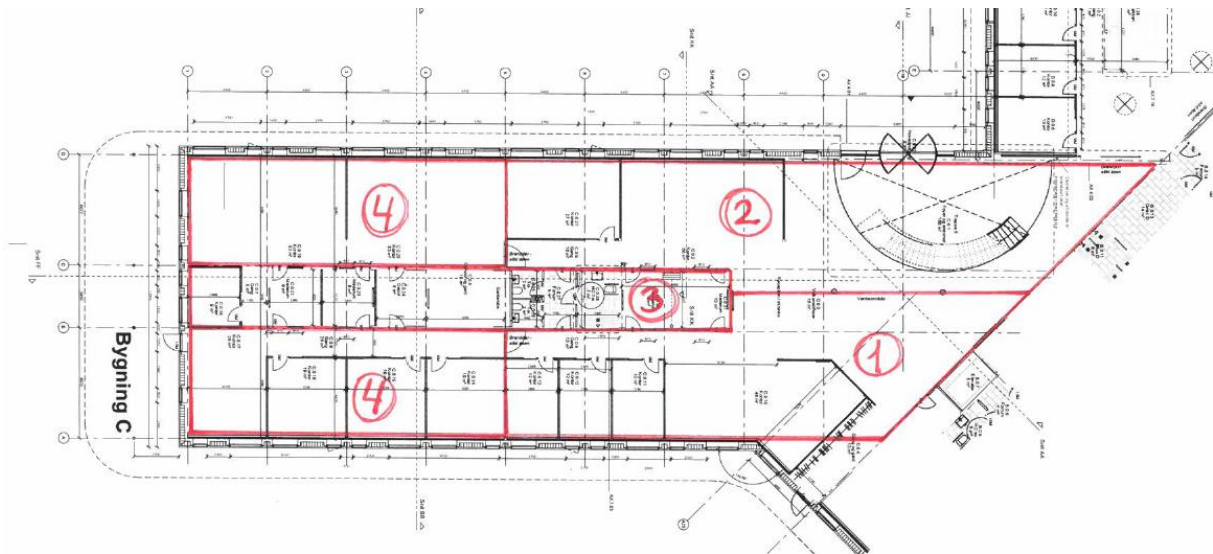
$$A_{s,min} = 0,603 * 10^{-3} * 146,3 * 10^3 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s,min} = 88,13 \text{ mm}^2$$

Der vælges 4 Y6, hvis armeringsareal er 113 mm^2 . Minimumsarmeringen er derved opfyldt. Der placeres derfor 4 hårnålebøjler med en diameter på 6 mm.. Låsejernet bestemmes til at være en Y12. Dette gøres ud fra en samlet diameter ved et tværsnit af en hårnålebøjle.

A.2.2.2 Robusthed

Sammenhængen i dækskiverne skal sikres, hvorfor dækelementerne tilføres kontinuert armering. Ved etageadskillelsernes omkreds placeres randarmering. Samtidig skal der være interne trækforbindelser, hvor etageadskillelserne armeres vinkelret på hinanden med kontinuert armering, der forankres til randarmeringen i hver ende. Til sidst skal vægge fastgøres i toppen til etageadskillelsen ved vandret trækforbindelse.

Etageadskillelsen er opdelt i dækfelter, som ses på følgende figur.



Figur 9 – Dækfelter

Det vælges at eftervise for dækfelt 1, da dækfelt 2 er mere kringlet. Det undersøges derfor, om dækfelt 1 kan optage lasterne, hvorefter det forudsættes at de øvrige felter vil have samme armering.

Udregninger, der ikke er oplyst i det følgende, er anført i *Bilag A.2.2.2 - Robusthed*.

Randarmering

Kraften, der skal optages af randarmeringen, er den største af trækraften, der opstår grundet af momentet, eller robusthedskravet. Robusthedskravet er:

$$F = \max \begin{cases} 7,5 \text{ kN/m} * l \\ 40 \text{ kN} \end{cases}$$

Hvor l er længden fra gavl til første tværvæg. Længden findes til 4,4 m.

Trækraften findes til:

$$F = \max \begin{cases} 7,5 \text{ kN/m} * 4,4 \text{ m} \\ 40 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 33 \text{ kN} \\ 40 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow F = 40 \text{ kN}$$

Den fundne trækraft skal sammenlignes med den trækraft, der opstår i dækfeltet ud fra momentet. Dækfeltet har to forskellige længder (8,5 m og 6,1 m), hvor det maksimale

moment ved hver længde er fundet. Derved findes to forskellige trækkræfter, hvor armeringsarealet bestemmes ud fra den største af de tre trækkræfter.

Maksmomentet opstår, hvor længden er 8,5 m. Maksmomentet er 413,7 kNm, hvor trækraften bliver:

$$\frac{413,7 \text{ kNm}}{0,9 * 8,5 \text{ m}} = 53,9 \text{ kN} > 40 \text{ kN}$$

Det maksimale moment, der opstår ved længden 6,1 m, er 391,7 kNm. Trækraften bliver derved:

$$\frac{391,7 \text{ kNm}}{0,9 * 6,1 \text{ m}} = 71,35 \text{ kN} > 40 \text{ kN}$$

Eftersom trækraften, der opstår fra momentet, er større, findes armeringsarealet for denne kraft.

$$\frac{71,35 * 10^3 \text{ N}}{458 \text{ MPa}} = 155,8 \text{ mm}^2 \rightarrow 2Y10 = 157 \text{ mm}^2$$

Med hensyn til brand anbefales fugearmeringen til minimum at være Y12, dog med Y10 som U-bøjler ved dækranden. Randarmering vælges derved til 2Y12 af hensyn til brandkrav.

$$2Y12 = 226 \text{ mm}^2 > 2Y10 = 157 \text{ mm}^2$$

Stødlængden regnes som 1,5 gange forankringslængden, da stødlængden bør regnes som stød i samme snit. Den anbefalede stødlængde samt tværarmering i randarmering findes ud fra *Betonelementbyggeriers Statik*. Der anbefales følgende:

Fugearmering	Stødlængde	Anbefalet tværarmering i randstringer
Y12	800 mm	5 bjl R5/stød

Her er der taget udgangspunkt i fugearmering med $f_{yk} = 550 \text{ MPa}$ og fugebeton med $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$. Ovenstående stødlængde samt anbefalet tværarmering bruges til dette projekt.

Dækfelt 1

Ved dækfelt 1 er der som tidligere nævnt en længdeforskel på huldækkene. For at armeringen langs dækfeltet ved længdeforskellen ikke tvinges ind i det tilstødende dækfelt, vælges at indsætte fladstål S235 som forlængelse af fugearmeringen. Fladstålet føres under huldækkene, og kraften de skal optage, er de før fundne trækkræfter:

$$\text{Højde } 8,5 \text{ m: } F = 53,9 \text{ kN}$$

$$\text{Højde } 6,1 \text{ m: } F = 71,35 \text{ kN}$$

Der eftervises dog kun for den største trækraft, hvorfor det vil være ens løsning ved begge trækkræfter. Til samlingen vælges M14 bolte med styrkeklasse 8.8, hvor hullernes diameter, d_0 , i stålet er 15 mm.

Det nødvendige effektive minimumsareal, A_{ef} , kan findes ud fra følgende:

$$\frac{F}{f_{yd}} = \frac{71,35 * 10^3 N}{213,6 MPa} = 334,04 mm^2$$

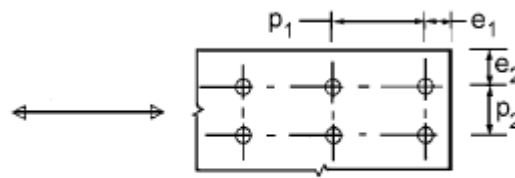
Tykkelsen vælges til 12 mm, hvor den effektive bredde bliver

$$b_{ef} = \frac{334,04 mm^2}{12 mm} = 27,8 mm$$

Den samlede bredde findes:

$$27,8 mm + 15 mm = 42,8 mm \sim 50 mm$$

Det bliver derved fladstål 12 x 50 mm. De optimale afstande til kanter samt boltenes indbyrdes afstande findes, hvor det undersøges, om det er muligt med de valgte dimensioner for fladstålet. De optimale afstande til kanter samt boltenes indbyrdes afstande er som følgende:



a) Symboler for indbyrdes afstand mellem samlingselementer

Figur 10 – Indbyrdes afstande

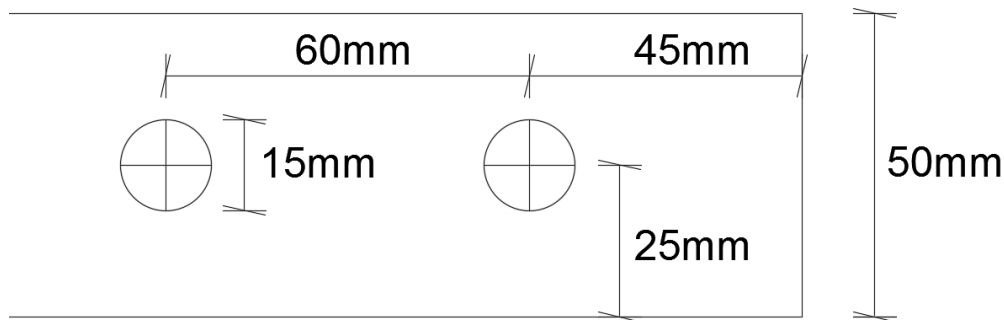
$$e_1 = 3,0 * d_0 \rightarrow 3,0 * 15 mm = 45 mm$$

$$e_2 = 1,5 * d_0 \rightarrow 1,5 * 15 mm = 23 mm$$

$$p_1 = 3,75 * d_0 \rightarrow 3,75 * 15 mm = 57 mm$$

$$p_2 = 0 mm$$

Som følgende figur viser, er det muligt at opfylde de optimale indbyrdes afstande i forhold til de valgte dimensioner for fladstålet.



Figur 11 – Indbyrdes afstande for projektet

Yderligere skal hulrandsbæreevnen samt overlappingsbæreevnen undersøges.

Trykket, der opstår mellem fladstålet og boltet, kan føre til brud i stålpladen. Det skal derfor eftervises at hulrandsbæreevnen er større end kraften, som pladen og bolten udsættes for. Hulrandsbæreevnen kan findes af følgende formel:

$$F_{b,Rd} = 2,5 * d * t * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Hvor

d	Boltens diameter
t	Pladens tykkelse
f_u	Pladens karakteristiske trækstyrke

Stålet er som nævnt af styrkeklasse S235. Hulrandsbæreevnen bliver derved:

$$F_{b,Rd} = 2,5 * 14mm * 12mm * \frac{360MPa}{1,35} * 10^{-3} = 112,3 kN$$

$$112,3kN > 71,35 kN \rightarrow OK$$

Ved trykket mellem pladen og bolten opstår der forskydning i bolten, hvorfor den skal tjekkes for overlipping. Dette gøres af følgende formel:

$$F_{v,Rd} = \alpha_v * A_s * \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}}$$

Hvor

α_v	Reduktionsfaktor, som er lig med 0,6 for styrkeklasse 8.8
A_s	Boltens spændingsareal
f_{ub}	Boltens trækstyrke

Formlen er for en enkelt bolt. Bæreevnen findes derfor for en enkelt bolt, hvorefter det nødvendige antal bolte kan findes. Overklipningsbæreevnen er:

$$F_{v,Rd} = 0,6 * 115mm^2 * \frac{800MPa}{1,35} * 10^{-3} = 40,9 kN$$

$$\frac{71,35 kN}{40,9 kN} = 1,75 stk \rightarrow 2 stk$$

Som ovenstående viser, skal der minimum bruges 2 M14 bolte med styrkeklasse 8.8.

Til slut vises det endelige effektive areal samt spændingen:

$$A_{ef} = 12 mm * (50 mm - 15 mm) = 420 mm^2$$

$$\frac{71,35 * 10^3 N}{420 mm^2} = 170 MPa < 213,6 MPa \rightarrow OK$$

Interne trækforbindelser

I alle fuger etableres gennemgående trækforbindelser, hvor der i den enkelte dækskive kan overføres en gennemsnitlig trækraft på 15 kN/m både i tvær- og længdesnit.

Følgende undersøges:

$$F = \max \left\{ 15 \frac{kN}{m} * \frac{l_1 + l_2}{2}, 40 kN \right\}$$

Hvor l_1 og l_2 er længden af spændretningen for de to dækfelter.

- Tværfugen mellem dækfelt 1 og 2 undersøges:

$$F = \max \left\{ 15 \frac{kN}{m} * \frac{8,5m + 7,5m}{2}, 40 kN \right\} \rightarrow \begin{cases} 120 kN \\ 40 kN \end{cases} \rightarrow F = 120 kN$$

Trækraften sammenlignes med trækraften, der opstår på grund af maksmomentet, hvor det kan konstateres, at trækraften er større end trækraften fra maksmomentet:

$$120 kN > 53,9 kN$$

Armeringsarealet kan findes:

$$\frac{120 * 10^3 N}{458 MPa} = 262 mm^2 \rightarrow 2Y14 = 308 mm^2$$

2Y14 overholder samtidig brandkravet.

- Tværfugen mellem dækfelt 1 og 3 undersøges:

$$F = \max \left\{ 15 \frac{kN}{m} * \frac{6,1m + 3,5m}{2} \rightarrow \begin{cases} 72 kN \\ 40 kN \end{cases} \rightarrow F = 72 kN \right.$$

Denne trækraft sammenlignes ligeledes med det maksimale moment, der kan opstå:

$$72 kN > 71,35 kN$$

Armeringsarealet kan derved findes:

$$\frac{72 * 10^3 N}{458 MPa} = 157 mm^2 \rightarrow 2Y12 = 226 mm^2$$

- Længdefugen mellem dækelementerne undersøges:

$$\frac{15 \frac{kN}{m} * 1,2m}{458 MPa} = 39,3 mm^2 \rightarrow 1Y8 = 50 mm^2$$

Dog vælges armeringen til Y12 på grund af brandkravet.

Støbeskellet anbefales at skulle armeres for en kraft på 5 kN/m men eftersom lastoplandet skal have en længde over 8 meter, foretages ingen yderligere undersøgelser, da der ikke er et så stort lastopland i dette projekt.

Vandret trækforbindelse

Vægge skal i toppen fastgøres etageadskillelsen. Robusthedskravet er ligeledes her 15 kN/m. Dog skal det undersøges, hvorvidt den vandrette kraft, der findes under *Vandret lastfordeling*, er større end robusthedskravet. Der tages udgangspunkt i væg Y8 i bygning 1, hvor den vandrette reaktion findes til 36,5 kN. Væggen har en længde på 3,1 m, hvorfor der sammenlignes med følgende:

$$36,5 kN / 3,1 m = 12 kN/m < 15 kN/m$$

Det vil derfor være robusthedskravet, der er den dimensionsgivende.

Armeringen tjekkes for overklipping, hvor følgende skal være gældende:

$$15 \frac{kN}{m} < \frac{A_s * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

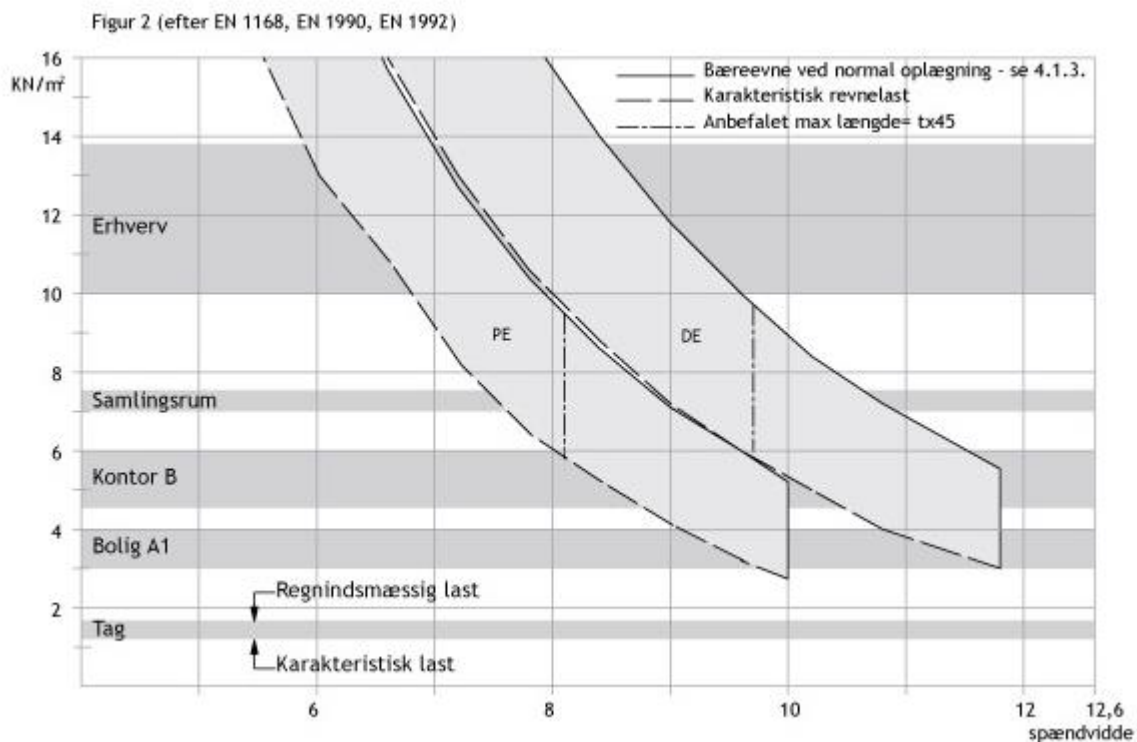
Det vælges at eftervise for Y8/200 mm. Armeringsarealet er her 251 mm²/m.

$$15 \frac{kN}{m} < \frac{251 \frac{mm^2}{m} * \frac{550 MPa}{\sqrt{3}}}{1,1} \rightarrow 15 \frac{kN}{m} < 72,5 \frac{kN}{m} \rightarrow OK$$

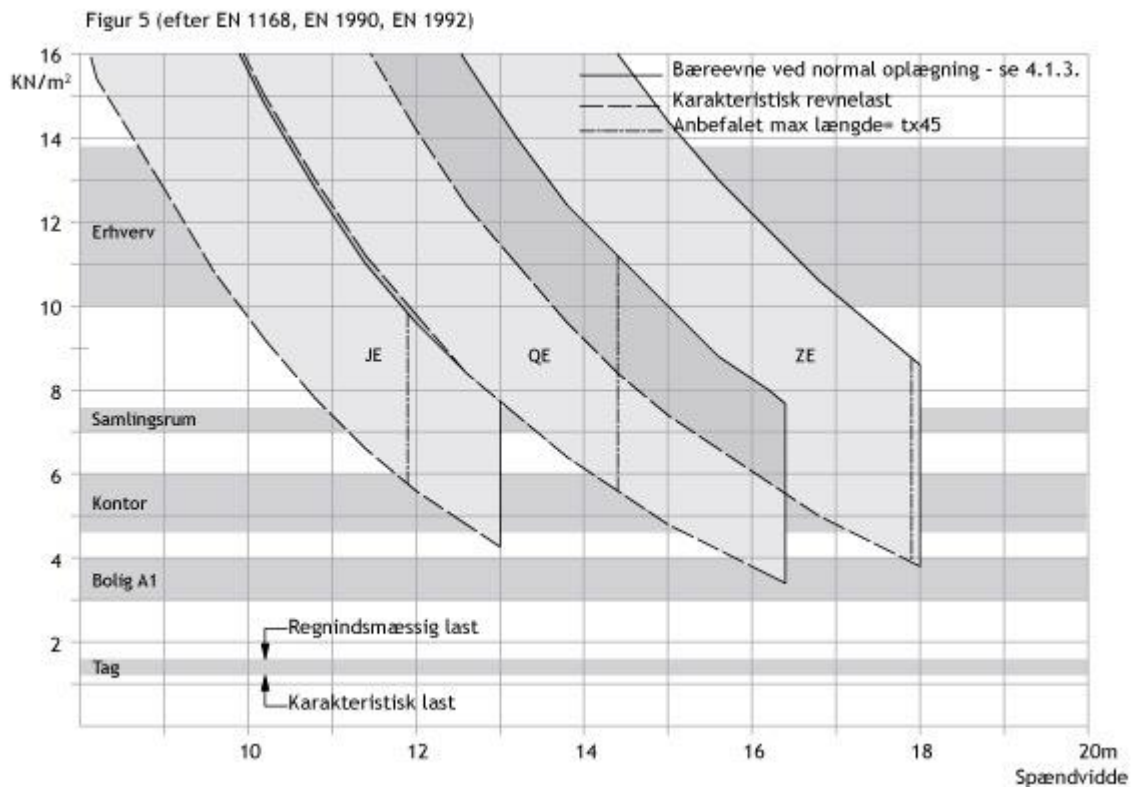
Det vil derfor være tilstrækkelig at have Y8/200 mm til at opfylde robusthedskravet.

A.2.3 Etagedæk

Efter fastsættelsen af spændretninger, spændvidder og hvilke nyttelaster, der optræder, vælges hvilket huldæk, der skal bruges. I henhold til beskrivelsen af opbygningen på arkitekttegningerne er to tykkelser fastsat; 220 mm eller 270 mm. Ud fra Betonelements hjemmeside er der to typer, som opfylder de ønskede tykkelser; DE 215 mm og JE 265 mm. Til huldækelementerne er der tilhørende bæreevnetabeller, hvor det kan undersøges om den ønskede huldæk er tilstrækkelig med hensyn til spændvidde og benyttelsesområder. Bæreevnetabellerne for huldækelementer kan ses på følgende figur.



Figur 12 - Bæreevnetabel for huldæk PE og DE
Kilde: betonelement.dk



Figur 13 – Bæreevnetabel for JE, QE og ZE
Kilde: betonelement.dk

Til projektet er den maksimale spændvidde for DE og JE på henholdsvis 6,3 m og 9,6 m. Ud fra bæreevnetabellerne kan det kontrolleres hvorvidt huldækelementerne er tilstrækkelig, hvilket i dette tilfælde er godkendt.

Etageadskillelserne er belastet af egenlast og nyttelast, hvor huldækelementerne i tagkonstruktionen er belastet af egenlast, nyttelast og snelast. Ud fra de laster skal det regningsmæssige moment, revnemomentet og balancelasten findes. Når disse er fundet kan pladetyper fastlægges, hvor følgende kriterier skal være opfyldt:

- Den regningsmæssige bæreevne – Skal overholde normens krav
- Revnebæreevne – Bør være tilstrækkelig til at sikre en revnefri konstruktion
- Balancebæreevnen – Bør være tilstrækkelig til at hindre uønskede nedbøjninger

De tre ovenstående bæreevner er udregnet for forskellige typer af huldæk, hvor der er udarbejdet andre bæreevnetabeller. Disse findes ligeledes på Betonelements hjemmeside.

Det regningsmæssige moment findes ud fra alle laster med de tilhørende partialkoefficienter. Revnemomentet findes ud fra alle aktuelle laster, som er alle laster uden de tilhørende partialkoefficienter. Balancelasten findes ud fra de permanente laster uden tilhørende partialkoefficienter. Der henvises til figurene: 1, 2 og 3 for nøgleplanerne samt de tilhørende tabeller for oplysning af lastfordelingen på taget samt 1. etage.

Herefter kan de maksimale momenter findes, hvor udregningerne for momenterne kan findes i *Bilag A.2.3 – Etagedæk*. Resultaterne ses i det følgende:

Maksimale momenter for JE 265 mm:

- Regningsmæssigt moment: $M_{Rd} = 114,9 \text{ kNm}$
- Revnemoment: $M_{rev} = 87,8 \text{ kNm}$
- Balancelast: $M_{bal} = 43,0 \text{ kNm}$

Maksimale momenter for DE 215 mm:

- Regningsmæssigt moment: $M_{Rd} = 46,1 \text{ kNm}$
- Revnemoment: $M_{rev} = 41,7 \text{ kNm}$
- Balancelast: $M_{bal} = 11,4 \text{ kNm}$

De fundne maksimale momenter kan derved sammenlignes med huldækelementernes bæreevner:



Bæreevnetabel - JE 265 mm

Bæreevnetabel efter EN 1168, EN 1990, EN 1992

Juni 2013

ROJ

1/2"	3/8"	JE 265 spændv. [m]				4,2	4,8	5,4	6,0	6,6	7,2	7,8	8,4	9,0	9,6	10,2	10,8	11,4	12,0	12,6	13,2	13,8	14,4	15,0	
2	4	MRd	133,3	q, rd	46,7	34,9	26,8	21,0	16,8	13,5	11,0	8,9	7,3	6,0	4,9										
		Mrev	114,4	q, rev	39,6	29,5	22,5	17,5	13,9	11,1	8,9	7,2	5,8	4,6	3,7										
		Mbal	43,9	q, bal	12,9	9,1	6,4	4,5	3,1	2,0	1,2	0,5	0,0	-0,5	-0,8										
		VRd	90,0	q, vrd	32,1	27,6	24,1	21,4	19,1	17,2	15,6	14,2	13,0	12,0	11,1										
		MRd REI 60	117,1	q, rd REI 60	40,6	30,2	23,1	18,0	14,3	11,4	9,2	7,4	6,0	4,8	3,9										
		Vk, REI 60	67,0	q, v REI 60	22,9	19,6	17,0	15,0	13,3	11,9	10,7	9,6	8,8	8,0	7,3										
		MRd REI 120	69,3	q, rd REI 120	22,5	16,4	12,2	9,2	7,0	5,3	3,9	2,9	2,1	1,4	0,8										
		Vk, BS 120	62,4	q, v REI 120	21,1	18,0	15,6	13,7	12,1	10,8	9,7	8,7	7,9	7,2	6,5										
6	0	MRd	183,7	q, rd	65,8	49,5	38,3	30,4	24,5	20,0	16,5	13,7	11,5	9,6	8,1	6,8	5,8	4,9							
		Mrev	141,7	q, rev	49,9	37,4	28,7	22,6	18,0	14,6	11,9	9,7	8,0	6,6	5,4	4,4	3,6	2,9							
		Mbal	61,4	q, bal	19,6	14,1	10,4	7,7	5,7	4,2	3,1	2,2	1,4	0,8	0,3	-0,1	-0,5	-0,8							
		VRd	105,0	q, vrd	38,0	32,8	28,8	25,5	22,9	20,7	18,8	17,2	15,8	14,6	13,5	12,6	11,7	10,9							
		MRd REI 60	164,5	q, rd REI 60	58,5	43,9	34,0	26,8	21,5	17,5	14,4	11,9	9,9	8,2	6,9	5,8	4,8	4,0							
		Vk, REI 60	69,6	q, v REI 60	24,0	20,5	17,8	15,7	13,9	12,5	11,2	10,2	9,2	8,4	7,7	7,1	6,5	6,0							
		MRd REI 120	97,7	q, rd REI 120	33,3	24,6	18,7	14,4	11,3	8,9	7,1	5,6	4,4	3,4	2,6	1,9	1,4	0,9							
		Vk, BS 120	64,2	q, v REI 120	21,8	18,6	16,2	14,2	12,6	11,2	10,1	9,1	8,2	7,5	6,8	6,3	5,7	5,3							
6	2	MRd	212,2	q, rd	76,5	57,8	44,9	35,6	28,8	23,6	19,6	16,4	13,8	11,7	9,9	8,5	7,2	6,2	5,3						
		Mrev	158,9	q, rev	56,4	42,3	32,7	25,8	20,7	16,8	13,8	11,4	9,4	7,8	6,5	5,4	4,5	3,7	3,0						
		Mbal	72,4	q, bal	23,7	17,3	12,9	9,8	7,4	5,7	4,3	3,2	2,3	1,6	1,0	0,5	0,1	-0,3	-0,6						
		VRd	114,0	q, vrd	41,6	35,9	31,5	28,0	25,1	22,7	20,7	19,0	17,5	16,1	15,0	13,9	13,0	12,2	11,4						
		MRd REI 60	194,2	q, rd REI 60	69,7	52,5	40,7	32,3	26,1	21,3	17,6	14,7	12,3	10,4	8,8	7,4	6,3	5,3	4,5						
		Vk, REI 60	72,4	q, v REI 60	25,1	21,5	18,7	16,5	14,6	13,1	11,8	10,7	9,8	8,9	8,2	7,5	6,9	6,4	5,9						
		MRd REI 120	115,6	q, rd REI 120	40,0	29,8	22,8	17,8	14,0	11,2	9,0	7,3	5,9	4,7	3,8	3,0	2,3	1,7	1,2						
		Vk, BS 120	66,3	q, v REI 120	22,7	19,4	16,8	14,8	13,1	11,7	10,5	9,5	8,6	7,9	7,2	6,6	6,0	5,6	5,1						

Figur 14 – Bæreevnetabel JE 265 mm



Bæreevnetabel - DE 215 mm

Bæreevnetabel efter EN 1168, EN 1990, EN 1992

Juni j 2013

ROJ

1/2"	3/8"	DE 215 spændv. [m]		4,2	4,8	5,4	6,0	6,6	7,2	7,8	8,4	9,0	9,6	10,2	10,8	11,4	12,0	12,6
0	7	MRd	95,5	q, rd	33,0	24,5	18,7	14,6	11,5	9,2	7,4	5,9	4,8	3,8				
		Mrev	78,2	q, rev	26,5	19,5	14,8	11,4	8,9	7,0	5,5	4,3	3,3	2,6				
		Mbal	29,5	q, bal	8,0	5,4	3,6	2,4	1,4	0,7	0,1	-0,3	-0,7	-1,0				
		VRd	84,0	q, vrd	30,2	26,1	22,8	20,2	18,1	16,3	14,8	13,6	12,5	11,5				
		MRd REI 60	83,8	q, rd REI 60	28,6	21,1	16,1	12,4	9,7	7,7	6,1	4,8	3,8	3,0				
		Vk, REI 60	65,3	q, v RI 60	22,8	19,6	17,1	15,0	13,4	12,0	10,9	9,9	9,0	8,2				
		MRd REI 120	49,7	q, rd REI 120	15,7	11,3	8,3	6,1	4,5	3,3	2,3	1,6	1,0	0,5				
		Vk, REI 120	60,4	q, v RI 120	20,9	17,9	15,5	13,7	12,2	10,9	9,8	8,9	8,1	7,4				
4	3	MRd	131,1	q, rd	46,4	34,8	26,9	21,2	17,0	13,8	11,3	9,3	7,7	6,4	5,3	4,4		
		Mrev	98,6	q, rev	34,2	25,4	19,4	15,2	12,0	9,6	7,7	6,2	5,0	4,0	3,2	2,5		
		Mbal	42,2	q, bal	12,8	9,1	6,5	4,7	3,4	2,3	1,5	0,9	0,4	0,0	-0,4	-0,7		
		VRd	97,0	q, vrd	35,4	30,6	26,8	23,8	21,4	19,4	17,6	16,1	14,9	13,7	12,7	11,9		
		MRd REI 60	120,4	q, rd REI 60	42,4	31,7	24,4	19,2	15,3	12,4	10,1	8,3	6,8	5,6	4,6	3,8		
		Vk, REI 60	67,9	q, v RI 60	23,8	20,5	17,9	15,8	14,0	12,6	11,4	10,4	9,5	8,7	8,0	7,4		
		MRd REI 120	71,7	q, rd REI 120	24,0	17,6	13,3	10,2	7,9	6,1	4,8	3,7	2,8	2,1	1,5	1,0		
		Vk, REI 120	62,2	q, v RI 120	21,6	18,5	16,1	14,2	12,6	11,3	10,2	9,2	8,4	7,7	7,1	6,5		

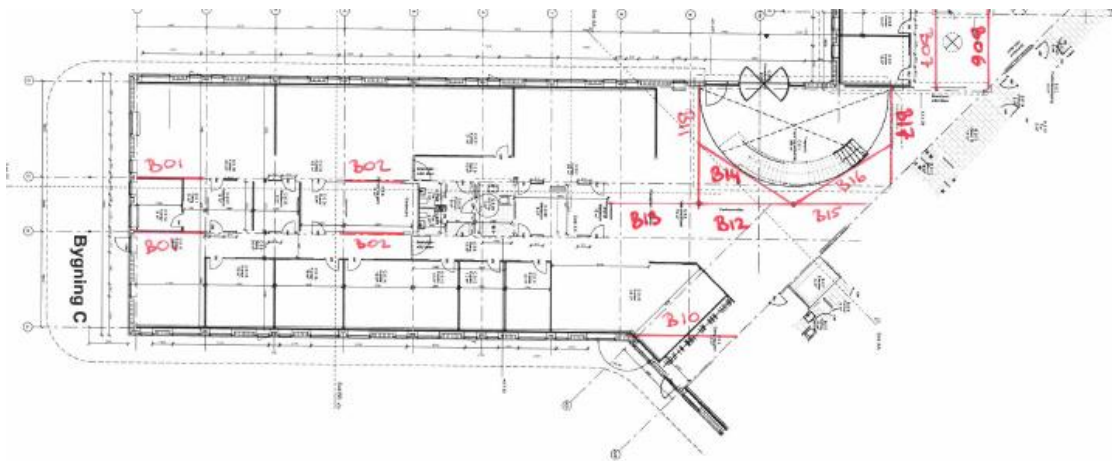
Figur 15 – Bæreevnetabel DE 215 mm

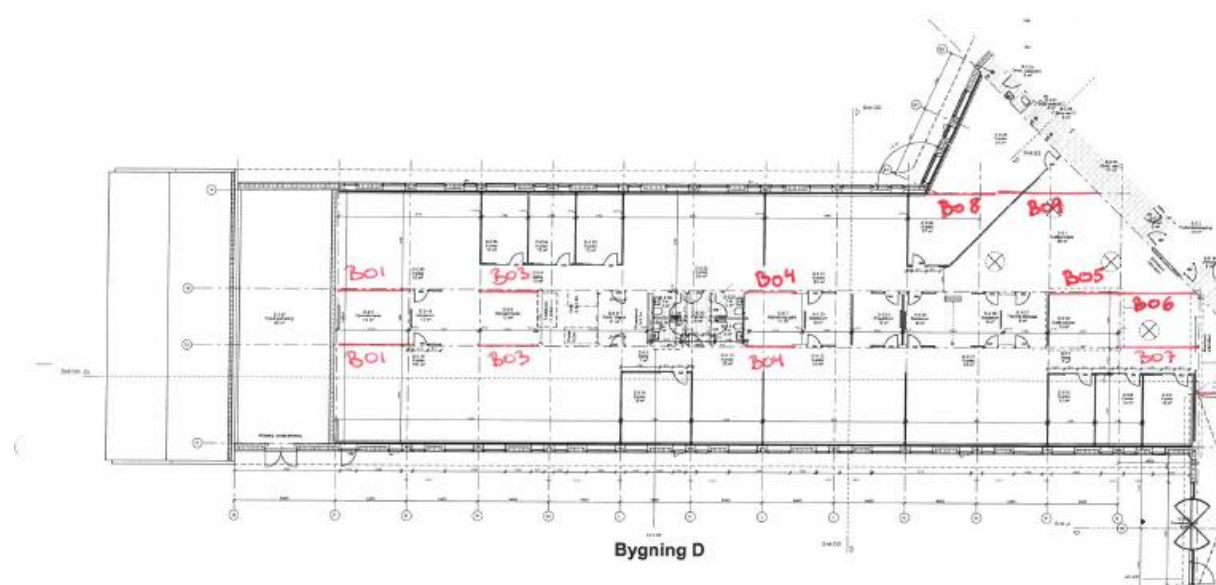
For ikke at have flere forskellige lineantal til samme huldæktype, stræbes det efter at have to forskellige huldæktyper (JE265 og DE215) med ens lineantal indenfor den enkelte dæktype. Derfor er der til bygning C valgt samme huldæktype som til den toetagers del af bygning B. Det vil sige, hvor der er to etager, anvendes huldæk JE 265 mm, og hvor der er en etage, anvendes huldæk DE 215 mm.

A.2.4 Bjælker

Eftersom det er et kontorbyggeri, er der krav til at kunne føre diverse installationer rundt under huldækelementerne. Derfor kræver det plads, hvorfor det ikke er hensigtsmæssig at vælge betonbjælker. Derimod vil deltabjælker være en optimal mulighed, da de vil ligge i højde med huldækelementerne. Deltabjælkerne udstøbes med beton, hvilket samtidig er med til at muliggøre lange bjælkespænd.

På følgende figurer er indtegnet, hvor bjælkerne er beliggende. Benævnelsen er BXX, hvor B står for bjælke, og de efterfølgende numre er bjælakens nummer.





Figur 18 – Bjælkeplan - Dæk over stueetage - Bygning D

Til projektet vælges primært deltabjælker, som produceres med 2-sidet dækvederlag eller som kantbjælke. Derudover benyttes HEB-bjælker. I følgende tabel er alle typer bjælker listet, hvor der ved deltabjælker er valgt mellem 2-sidet eller kantbjælke.

Bjælkenummer	Længde [m]	Bjælketype
B01	4,5	2-sidet
B02	3,7	2-sidet
B03	3,5	2-sidet
B04	2,6	2-sidet
B05	4,4	2-sidet
B06	4,8	2-sidet
B07	5,0	2-sidet
B08	4,6	2-sidet
B09	6,4	2-sidet
B10	7,0	2-sidet
B11	7,2	Kantbjælke
B12	6,0	2-sidet
B13	5,7	2-sidet
B14	7,1	HEB-profil
B15	4,8	2-sidet
B16	8,0	HEB-profil
B17	6,1	2-sidet
B18	3,0	2-sidet
B19	3,7	2-sidet

Tabel 1 – Bjælketype samt bjækelængde

Bjælkerne i etagedækket over stueetagen er belastet af egenlasten fra etageadskillelserne samt nyttelasten, hvorimod bjælkerne i dækket over 1. etage er, ud over egenlasten fra etageadskillelserne og nyttelasten, også belastet af snelast.

På Peikkos hjemmeside (peikko.dk) findes bæreevnetabeller for deltabjælkerne. Her er oplyst for hver type deltabjælke deres maksimale positive og negative moment, hvor man ud fra det regningsmæssige moment kan finde typen af deltabjælke. For bæreevnetabel se da *Bilag A.2.4 – Bjælker*.

Derved kan de regningsmæssige momenter findes. I følgende tabel er der for hver deltabjælke oplyst det maksimale moment og derved valg af typen af deltabjælke.

Bjælkenummer	Max. Moment [kNm]	Deltabjælke
B01	127,6	D20-200
B02	< 127,6	D20-200
B03	< 127,6	D20-200
B04	< 127,6	D20-200
B05	< 127,6	D20-200
B06	< 127,6	D20-200
B07	136,6	D20-200
B08	160,3	D20-200
B09	213,0	D20-200
B10	445,1	D20-400
B11	207,2	DR20-215
B12	374,9	D20-300
B13	463,0	D20-400
B14	Se følgende	
B15	239,9	D20-200
B16	Se følgende	
B17	138,6	D20-200
B18	< 127,6	D20-200
B19	142,5	D20-200

Tabel 2 - Maksimale momenter

For udregninger af momenterne se da *Bilag A.2.4 – Bjælker*.

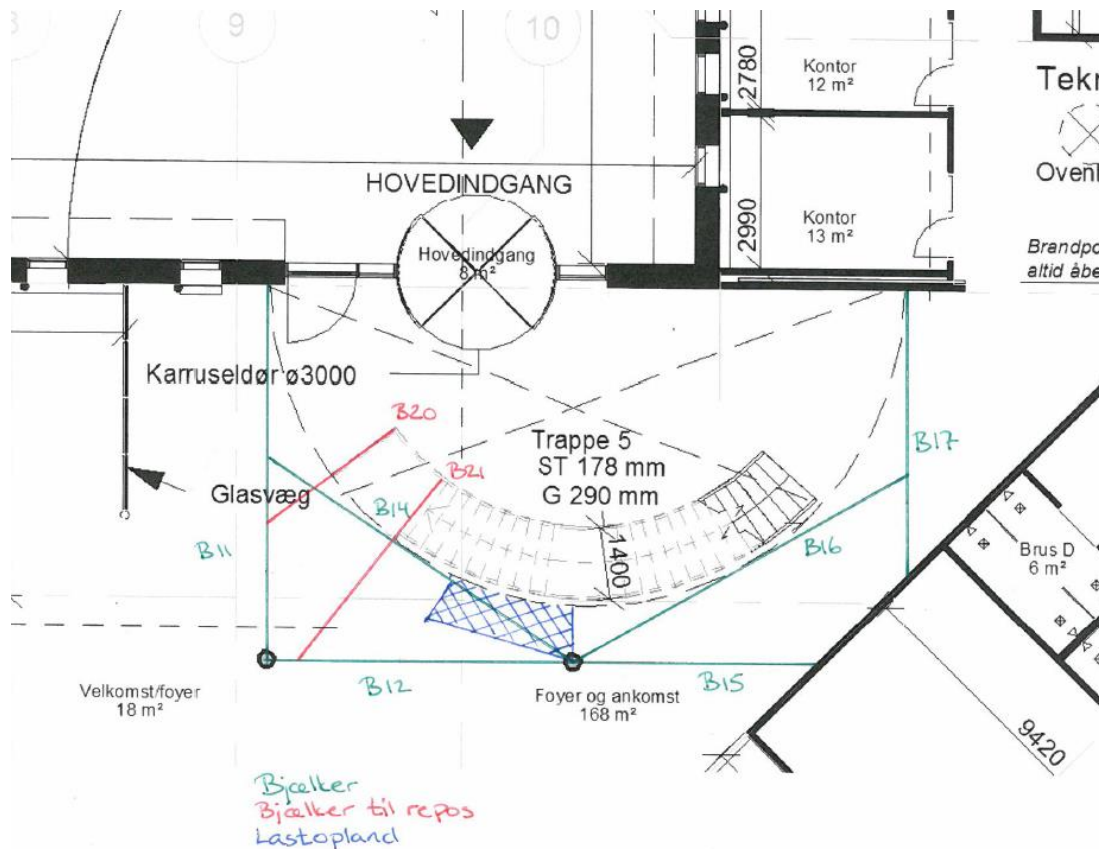
Bjælke B14 og B16 er HEB-profiler. Betondækket omkring profilerne skal støbes på stedet, samtidig skal to øvrige bjælker fastmonteres B14. De to øvrige bjælker skal holde trappereposen, hvor udregningerne for disse kan findes under afsnit *A.2.8.3 Bjælker ved trapperepos*. Reaktionen fra de to øvrige bjælker, der bliver ført videre til B14, er som følgende:

$$R_{B20} = 46,4 \text{ kN}$$

$$R_{B21} = 161,3 \text{ kN}$$

B14

Udover ovenstående reaktioner medregnes en del af B14, som værende belastet af betondækkets egenlast samt nyttelasten i samme område. Betondækket har en højde på 200 mm. Det pågældende område er markeret med blå på følgende figur.



Figur 19 – Lastopland til B14

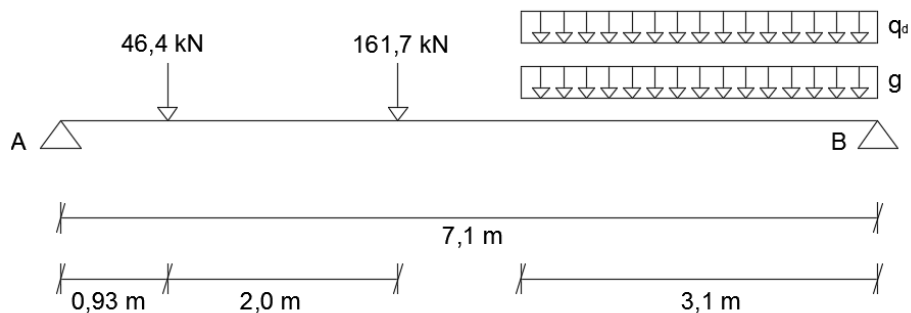
Egenlasten er som følgende:

$$g = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,2 \text{ m} * 1,2 \text{ m} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelasten bliver:

$$q_d = 1,5 * 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,2 \text{ m} = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det statiske system for B14 ser ud som følgende:



Figur 20 – Statisk system

Reaktioner:

$$0 = -R_A * 7,1m + 46,4kN * (7,1 - 0,93)m + 161,7kN * (7,1 - 2,93)m + (9 + 6) \frac{kN}{m} * (3,1m)^2 * \frac{1}{2}$$
$$\rightarrow R_A = 145,4 kN$$

$$0 = -R_B * 7,1m + 46,4kN * 0,93m + 161,7kN * 2,93m + (9 + 6) \frac{kN}{m} * 3,1m * \left(7,1m - \frac{1}{2} * 3,1m\right)$$
$$\rightarrow R_B = 109,2 kN$$

Det maksimale moment vil opstå ved punktlasten på 161,3 kN.

$$M_{max} = 145,4 kN * 2,93m - 46,4 kN * 2m \rightarrow M_{max} = 333,2 kNm$$

Bjælken vælges som et HE280B-profil af S275, men eftersom tykkelsen er $16 < t \leq 40$, er den karakteristiske flydespænding 265 MPa. Profilet tilhører tværsnitsklasse 1, hvor modstandsmomentet findes til $1534 \times 10^3 \text{ mm}^3$ i Teknisk Ståbi.

Momentbæreevnen findes derved til:

$$M_{Rd} = W * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow 1534 * 10^3 \text{ mm}^3 * \frac{265 \text{ MPa}}{1,1} = 369,6 kNm > 333,2 kNm \rightarrow OK$$

Eftersom der skal gå armering gennem profilet, tjekkes den ultimative bæreevne. Dette gøres ved at kontrollere, at spændingen, der opstår fra momentet, er mindre end:

$$0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Spændingen bestemmes ud fra Naviers formel:

$$\sigma = \frac{M_{max}}{I_{net}} * \left(\frac{h}{2} + t\right)$$

Inertimomentet, I_{net} , bestemmes ud fra den forudsætning, at der er to huller á 9 mm i kroppen.

$$A_f = 18 \text{ mm} * 280 \text{ mm} = 5040 \text{ mm}^2$$

$$A_w = 10,5 \text{ mm} * (280 - 2 * 18 \text{ mm}) - 2 * 9 \text{ mm} * 10,5 \text{ mm} = 2373 \text{ mm}^2$$

$$I_{net} = \frac{1}{12} * 2373 \text{ mm}^2 * (280 \text{ mm} - 2 * 18 \text{ mm})^2 + 2 * 5040 \text{ mm}^2 * \left(\frac{280 \text{ mm} - 18 \text{ mm}}{2}\right)^2$$
$$\rightarrow I_{net} = 1,85 * 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = \frac{333,2 * 10^6 \text{ Nmm}}{1,85 * 10^8 \text{ mm}^4} * \left(\frac{280 \text{ mm}}{2} \right) \rightarrow \sigma = 252,17 \text{ MPa}$$

$$0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 * \frac{410 \text{ MPa}}{1,35} \rightarrow 273,3 \text{ MPa} > 252,17 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

Forskydningsbæreevnen findes:

$$V < \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

Forskydningsarealet, A_v , hvor der tages hensyn til de to 9 mm huller:

$$A_v = (280 \text{ mm} - 2 * 9 \text{ mm}) * 10,5 \text{ mm} \rightarrow A_v = 2751 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{2751 \text{ mm}^2 * \frac{265 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}}{1,1} = 382,6 \text{ kN} > 161,7 \text{ kN} \rightarrow OK$$

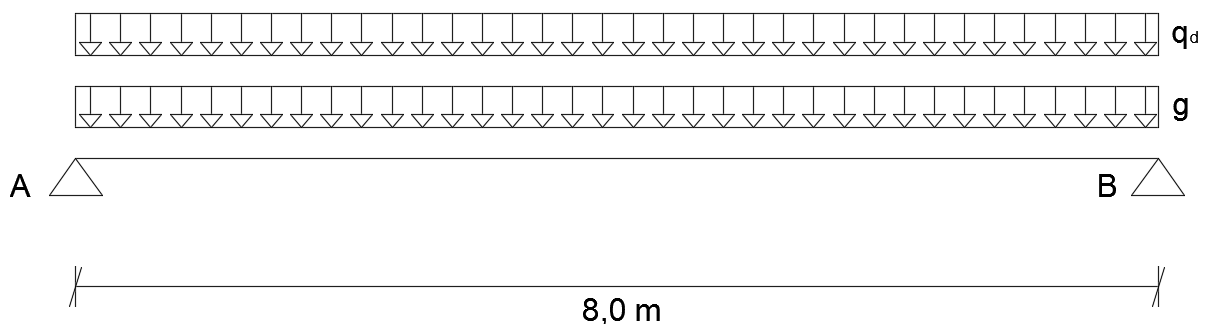
B16

Lastoplandets bredde vurderes til værende det samme som ved B14, hvorfor egenlasten og nyttelasten ligeledes fastsættes til:

$$g = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_d = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det statiske system vil dog være som følgende:



Figur 21 – Statisk system

Reaktioner:

$$R_A = R_B = \frac{1}{2} * (6 + 9) \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 8 \text{ m} = 60 \text{ kN}$$

Moment:

$$M_{max} = \frac{1}{8} * (6 + 9) \frac{kN}{m} * (8m)^2 = 120 kNm$$

Bjælken vælges som et HE220B-profil af S235. Profilet tilhører tværsnitsklasse 1, hvor modstandsmomentet findes til $828 \times 10^3 \text{ mm}^3$ i Teknisk Ståb.

Momentbæreevnen findes derved til:

$$M_{Rd} = W * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow 828 * 10^3 \text{ mm}^3 * \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} = 176,9 kNm > 120 kNm \rightarrow OK$$

Den ultimative bæreevne tjekkes ligeledes her.

Inertimomentet, I_{net} , bestemmes ud fra samme forudsætning som ved B14.

$$A_f = 16 \text{ mm} * 220 \text{ mm} = 3520 \text{ mm}^2$$

$$A_w = 9,5 \text{ mm} * (220 - 2 * 16 \text{ mm}) - 2 * 9 \text{ mm} * 9,5 \text{ mm} = 1615 \text{ mm}^2$$

$$I_{net} = \frac{1}{12} * 1615 \text{ mm}^2 * (220 \text{ mm} - 2 * 16 \text{ mm})^2 + 2 * 3520 \text{ mm}^2 * \left(\frac{220 \text{ mm} - 16 \text{ mm}}{2} \right)^2$$
$$\rightarrow I_{net} = 7,8 * 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\sigma = \frac{120 * 10^6 \text{ Nmm}}{7,8 * 10^7 \text{ mm}^4} * \left(\frac{220 \text{ mm}}{2} \right) \rightarrow \sigma = 169,23 \text{ MPa}$$

$$0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 * \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} \rightarrow 240 \text{ MPa} > 169,3 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

Forskydningsbæreevnen findes:

Forskydningsarealet, A_v , hvor der tages hensyn til de to 9 mm huller:

$$A_v = (220 \text{ mm} - 2 * 9 \text{ mm}) * 9,5 \text{ mm} \rightarrow A_v = 1919 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} = \frac{1919 \text{ mm}^2 * \frac{235 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}}{1,1} = 236,7 kN > 60 kN \rightarrow OK$$

A.2.5 Vægge & søjler

Beregningsforudsætninger:

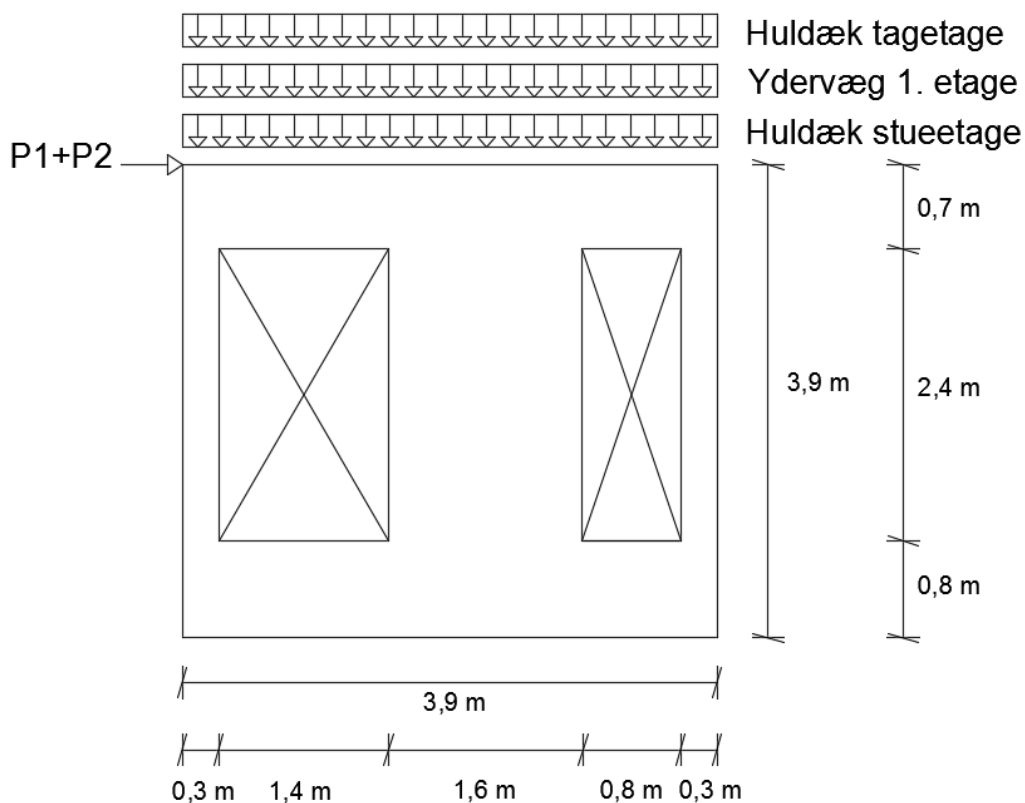
Følgende forudsætninger er foretaget for vægge samt søjler:

- Kontrolklasse Normal
- Miljøklasse Passiv
- Betonkvalitet C30
- Armering S550

A.2.5.1 Ydervæg

Ydervægsselementerne regnes som bjælke/søjle-system. Dette gøres, da der ikke er flere forskellige vindues-/døråbninger. Havde dette været tilfældet, var det ideel at bruge stringermetoden. Ydervægsselementerne har et modulmål på 4,4 m, hvor højden er 3,9 m for ydervægge i stueetagen og 3,3 m på 1. etage. Elementerne er ens og består af to vinduesåbninger. Der eftervises derfor kun for et element placeret i stueetagen. Væggen er belastet af huldækkene, der hviler på ydervæggene, samt ydervæggen på 1. etage. For skitse af ydervæggen se da følgende figur.

I afsnittet er beregningerne delt op i en bjælkedel efterfulgt af en søjledel.



Figur 22 – Skitse af ydervæg med tilhørende belastninger

Lasterne er som følgende:

- **Vandret last**

$$P = P1 + P2 = 4,3 \text{ kn} + 6,1 \text{ kn} = \mathbf{10,4 \text{ kN}}$$

- **Lodret last**

Huldæk tagetage (dominerende nyttelast):

$$\begin{aligned} 5,55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{1}{2} * 6,1 \text{ m} * 1,0 + 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{1}{2} * 6,1 \text{ m} * 1,5 + 0,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{1}{2} * 6,1 \text{ m} * 0,3 * 1,5 \\ = 31,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \end{aligned}$$

Ydervæg 1. etage:

$$6,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 3,3 \text{ m} = 19,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Huldæk stueetage:

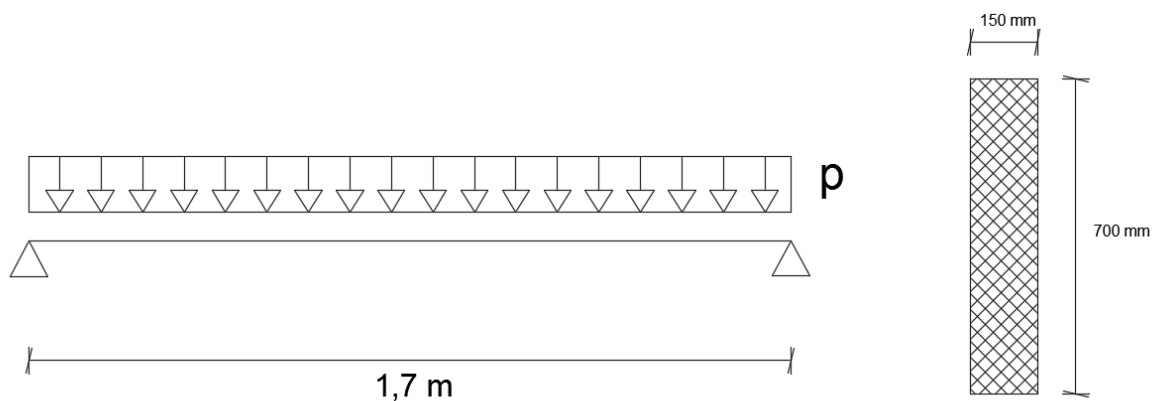
$$6,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \frac{1}{2} * 6,1 \text{ m} * 1,0 + 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * \left(\frac{1}{2} * 6,1 \text{ m} + 1,7 \text{ m} \right) * 1,5 = 56,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Samlet lodret last:

$$31,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 19,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 56,21 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = \mathbf{107,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}$$

- **Bjælke**

Statisk system samt bjælke tværsnit:



Figur 23 – Statisk system samt bjælketværsnit

$$p = 107,76 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,7 \text{ m} * 0,15 \text{ m} = 110,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R = 110,4 \frac{kN}{m} * 1,7m * \frac{1}{2} = 93,8 kN$$

$$M = \frac{1}{8} * 110,4 \frac{kN}{m} * (1,7m)^2 = 39,9 kNm$$

– **Bøjning:**

Den effektive højde bestemmes, hvor armeringsbøjlerne forudsættes at være Y6 og dæklaget fastsættes til 15 mm:

$$d = 700 mm - 21mm - 5mm = 674 mm \sim 670mm$$

Herefter kan de dimensionsløse størrelser bestemmes:

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \mu = \frac{39,9 * 10^6 Nmm}{150mm * (670mm)^2 * 21,4MPa} = 0,028$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \rightarrow \omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,028} = 0,0284$$

Dog skal armeringsgraden, ω , være større end ω_{min} . For en betonstyrke på 30 MPa skal armeringsgraden være minimum 0,029:

$$\omega_{min} > \omega \rightarrow \omega = 0,029$$

Minimumsarmeringsgraden er større end den fundne armeringsgrad, derfor sættes minimumsarmeringsgraden til den aktuelle armeringsgrad.

Det nødvendige armeringsareal kan derved bestemmes:

$$A_s = \omega * \frac{b * d * f_{cd}}{f_{yd}} \rightarrow 0,029 * \frac{150mm * 670mm * 21,4MPa}{458MPa} = 136,2mm^2$$

Der vælges 2Y10: $A_s = 157 mm^2$.

Bjælkens bæreevne samt undersøgelse af armeringsgraden:

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{b * d * f_{cd}} \rightarrow \frac{157mm^2 * 458MPa}{150mm * 670mm * 21,4MPa} = 0,033$$

$$\mu = \omega * \left(1 - \frac{1}{2} * \omega\right) \rightarrow 0,033 * \left(1 - \frac{1}{2} * 0,033\right) = 0,032$$

$$M_{Rd} = \mu * b * d^2 * f_{cd} \rightarrow 0,032 * 150 mm * (670mm)^2 * 21,4 MPa = 46,1 kNm$$

$$46,1kNm > 39,9 kNm \rightarrow OK$$

Armeringsgrad:

$$\omega_{min} < \omega < \omega_{bal}$$

For styrker på C30 og S550 har armeringsgraden følgende værdier:

$$0,029 < 0,033 < 0,483$$

Hvor det ses, at armeringsgraden opfylder grænseværdierne.

– **Forskydning:**

Bjælken skal samtidig armeres for forskydning, hvilket gøres ved at indsætte bøjler.

Forskydningsspændingen bestemmes:

$$\tau_{Ed} = \frac{V}{b * z} \rightarrow \frac{V}{b * d \left(1 - \frac{1}{2} * \omega\right)} \rightarrow \frac{93,8 * 10^3 N}{150 mm * 670 mm * \left(1 - \frac{1}{2} * 0,033\right)} = 0,95 MPa$$

z er den indre momentarm.

Hældningen af betontrykspændingen, $\cot\theta$, kan frit vælges i intervallet $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$. Den fastsættes her til 2,5.

Betonspændingen kan derved findes:

$$\sigma_c = \tau_{Ed} * \left(\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}\right) \rightarrow 0,95 MPa * \left(2,5 + \frac{1}{2,5}\right) = 2,76 MPa$$

Betonspændingen skal være mindre end betonens trykstyrke reduceret med en effektivitetsfaktor for forskydning:

$$\sigma_c < v_v * f_{cd}$$

Effektivitetsfaktoren, v_v , findes til 0,55 for betonstyrke C30.

$$v_v * f_{cd} = 0,55 * 21,4 MPa = 11,77 MPa$$

$$2,76 MPa < 11,77 MPa \rightarrow OK$$

Bøjlerne vælges til Y6, hvorefter den maksimale bøjleafstand kan bestemmes:

$$s = \frac{A_{st}}{\tau_{Ed} * b} * f_{yd} * \cot\theta \rightarrow \frac{56 mm^2}{0,95 MPa * 150 mm} * 458 MPa * 2,5 = 450 mm$$

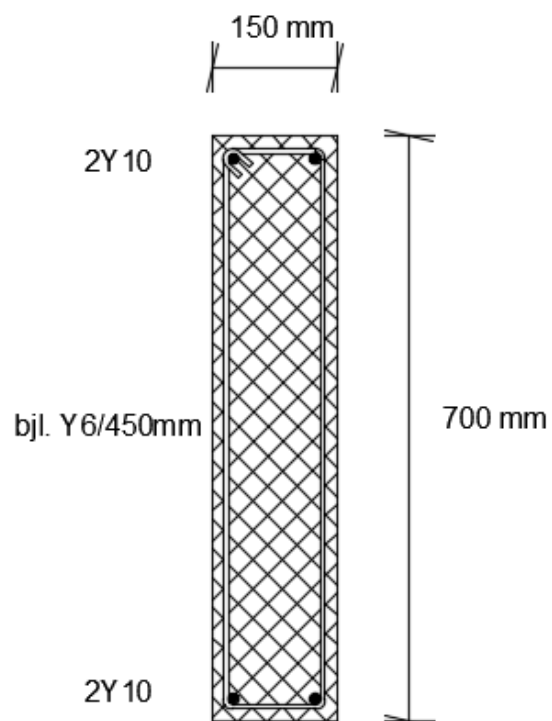
Bøjleafstanden, s, vælges derfor til 450 mm.

Bøjleafstanden skal dog ydermere opfylde følgende:

$$s \leq \begin{cases} 0,75 * d \\ 15,9 * \frac{A_{sw}}{b_w} * \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 0,75 * 670 mm \\ 15,9 * \frac{56 mm^2}{150 mm} * \frac{550}{\sqrt{30}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 502,5 mm \\ 596,1 mm \end{cases}$$

$$450 mm < 502,5 mm \rightarrow OK$$

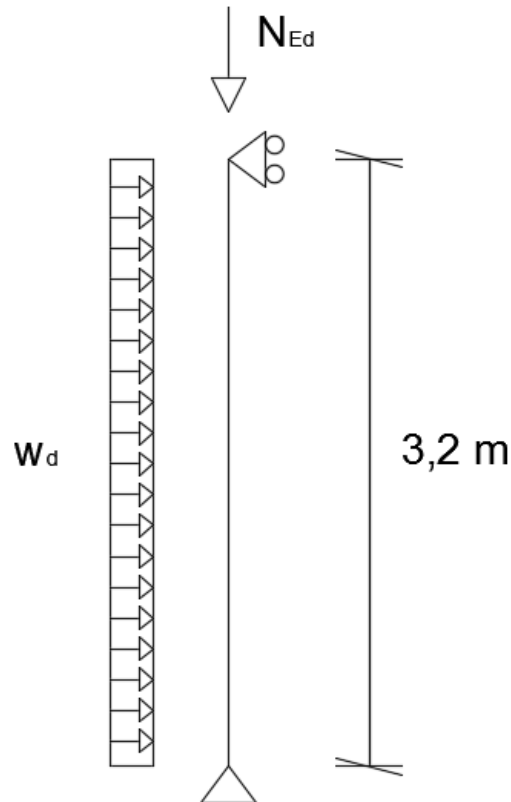
Tværsnittet bliver derfor som følgende:



Figur 24 – Bjælkets tværsnit

- **Søjle**

Det statiske system for søjlen:



Figur 25 – Statisk system for søjlen

Søjle's tværsnit er 150 mm x 300 mm.

N_{Ed} er den fundne reaktion under bjælkeberegningerne samt egenlasten af søjlen:

$$N_{Ed} = 93,8 \text{ kN} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,15\text{m} * 0,3\text{m} * 3,2\text{m} = 97,4\text{kN}$$

Vindlasten, w_d , er vindlast fra nord/syd/øst med tilhørende formfaktor:

$$w_d = \left(1,5 * 0,85 * 0,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,75 \right) * 0,3\text{m} = 0,213 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

I henhold til DS/EN 1992-1-1 er den anbefalede længdearmering minimum Y8, hvor det totale armeringsareal ikke må være mindre end $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,1 * N_{Ed}}{f_{yd}} \rightarrow \left\{ \frac{0,1 * 97,4 * 10^3 \text{N}}{458 \text{MPa}} \rightarrow \begin{cases} 21,3 \text{mm}^2 \\ 90 \text{mm}^2 \end{cases} \right. \right.$$

$$\rightarrow A_{s,min} = 90mm^2$$

4Y8 vælges som længdearmering: $A_s = 201 mm^2 > 90 mm^2$.

Arealet bør heller ikke overstige $A_{s,max}$:

$$A_{s,max} = 0,04 * A_s \rightarrow 0,04 * (300mm * 150mm) = 1800mm^2 > 201mm^2$$

DS/EN 1992-1-1 beskriver samtidig tværarmeringen, som ikke bør være mindre end 6 mm eller $\frac{1}{4}$ af længdearmeringen. Derfor vælges tværarmeringen til 6 mm. Afstanden langs søjlen bør ikke overstige s_{max} , som er den mindste af følgende:

- 20 x minimumsdiameteren af længdestængerne
- Den mindste søjledimension
- 400 mm

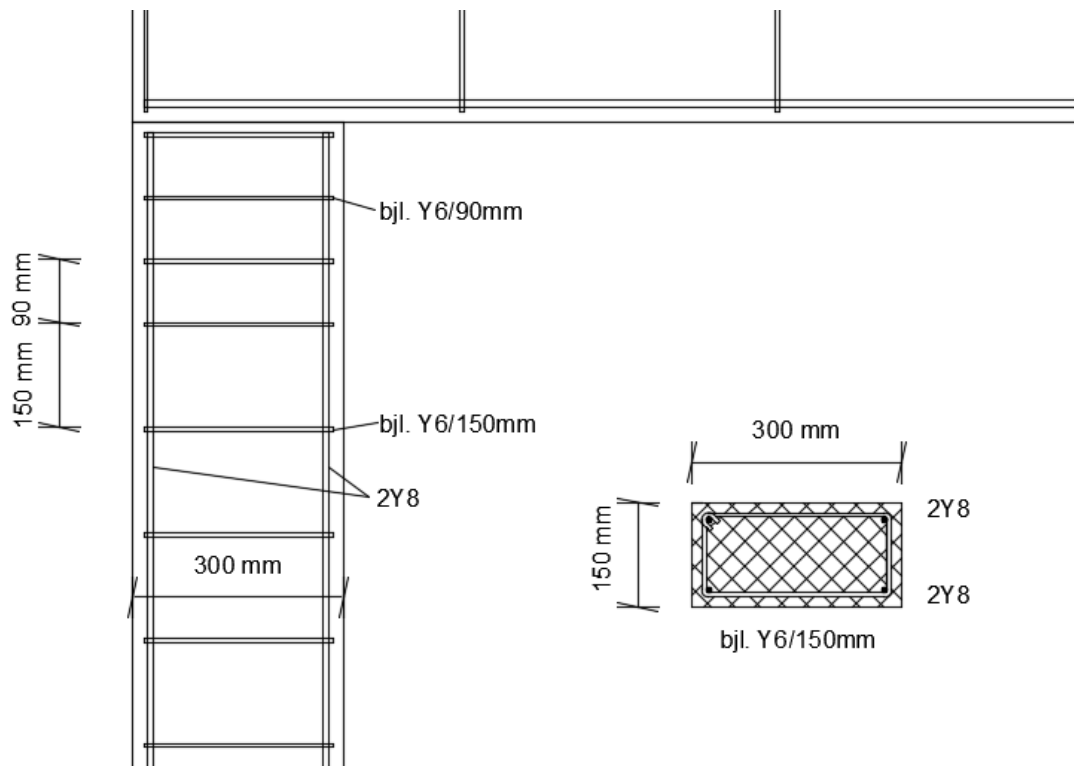
$$s_{max} = \min \begin{cases} 20 * 8mm \\ 150mm \\ 400mm \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 160 mm \\ 150 mm \\ 400 mm \end{cases} \rightarrow s_{max} = 150 mm$$

Afstanden mellem bøjlerne vælges derfor til 150 mm.

Afstanden skal reduceres med en faktor 0,6 under og over en bjælke inden for afstanden lig med den største dimension af søjletværsnittet. Den største dimension af søjletværsnittet er 300 mm, hvor der i dette område er en afstand på:

$$0,6 * 150mm = 90mm$$

Se eventuelt følgende figur for et overblik.



Figur 26 – Skitse af søjle: Lodret og vandret snit

Ovenstående figur viser søjlens tværsnit (til højre) samt et lodret snit af søjlen (til venstre).

- Søjleens bæreevne

Armeringen er bestemt i forhold til foregående, hvor der i det efterfølgende eftervises for søjlens bæreevne. Ved undersøgelse af søjlens bæreevne fastsættes først excentriciteterne samt lasterne, søjlen er belastet med.

Excentricitet ved unøjagtigheder fastsættes til 10 mm, hvor excentriciteten ved geometriske imperfektioner kan ved en forenkling sættes til:

$$e_i = \frac{l_0}{400} \rightarrow \frac{3200mm}{400} = 8mm$$

Den samlede excentricitet bliver derved 18 mm.

Udover den fundne lodrette last, skal der samtidig findes de kvasipermanente laster. Dette gøres ved at reducere de variable laster med ψ -faktoren, som er lig 0 ved naturlaster. Den vandrette kvasipermanente last er derfor 0.

Reaktionen fra bjælken findes igen dog med kvasipermanente laster.

Huldæk tagetage (dominerende nyttelast):

$$5,55 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * 6,1 m * 1,0 + 3,0 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * 6,1m * 1,5 * 0,5 + 0 = 23,8 \frac{kN}{m}$$

Ydervæg 1. etage:

$$6,0 \frac{kN}{m^2} * 3,3 m = 19,8 \frac{kN}{m}$$

Huldæk stueetage:

$$6,75 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * 6,1m * 1,0 + 5,0 \frac{kN}{m^2} * \left(\frac{1}{2} * 6,1m + 1,7m \right) * 1,5 * 0,5 = 38,4 \frac{kN}{m}$$

Samlet lodret last:

$$23,8 \frac{kN}{m} + 19,8 \frac{kN}{m} + 38,4 \frac{kN}{m} = 64 \frac{kN}{m}$$

Reaktionen, som vil være normalkraften i søjlen, bliver derved:

$$N_{Eqp} = Reaktionen = \frac{1}{2} * \left(64 \frac{kN}{m} + 25 \frac{kN}{m^3} * 0,7m * 0,15m \right) * 1,7m = 56,64kN$$

Momenterne, der opstår i søjlen, bliver derved:

Kvasipermanent moment:

$$M_{1,Eqp} = 56,64kN * 0,018m = 1,02 kNm$$

Da den vandrette kvasipermanente last er lig 0 vil $M_{2,Eqp}$ også være lig 0.

$$M_{0,Eqp} = M_{1,Eqp} + M_{2,Eqp} = 1,02kNm$$

Regningsmæssige momenter:

$$M_{1,Ed} = 97,4kN * 0,018m = 1,8kNm$$

$$M_{2,Ed} = \frac{1}{8} * 0,213 \frac{kN}{m} * (3,2m)^2 = 0,3kNm$$

$$M_{0,Ed} = M_{1,Ed} + M_{2,Ed} = 1,8kNm + 0,3kNm = 2,1kNm$$

Ved følgende formel findes det totale regningsmæssige moment, som er momentet, søjlen skal eftervises for:

$$M_{Ed} = \frac{M_{0,Ed}}{1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_B} \right)}$$

Hvor N_b er udknækningslasten, der er baseret på nominel stivhed.

$$N_B = \frac{\pi^2 * EI}{l_o^2}$$

Den nominelle stivhed, EI, bestemmes af:

$$EI = K_c * E_{cd} * I_c + K_s * E_s * I_s$$

Hvor

K_c	Faktor for virkninger af revnedannelse, krybning osv.
K_s	Faktor for armeringsbidraget
E_{cd}	Betonens regningsmæssige elasticitetsmodul
E_s	Armeringens elasticitetsmodul
I_c	Betontværsnittets inertimoment
I_s	Armeringens inertimoment omkring tyngdepunktet af betontværsnittet

K_c og K_s bestemmes ud fra armeringsforholdet, ρ :

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow \frac{201mm^2}{150mm * 300mm} = 0,0045 \rightarrow \rho > 0,002$$

Derved findes K_c og K_s :

$$K_s = 1$$

$$K_c = \frac{\sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} * \left(\frac{N_{Ed}}{A_c * f_{cd}} * \frac{\lambda}{170} \right)}{1 + \left(3 * \frac{M_{0,Eqp}}{M_{0,Ed}} \right)}$$

Slankhedsforholdet, λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \rightarrow i = \frac{150mm}{\sqrt{12}} = 43,3mm \rightarrow \lambda = \frac{3200mm}{43,3mm} = 73,9$$

$$K_c = \frac{\sqrt{\frac{30}{20}} * \left(\frac{97,4 * 10^3 N}{(150mm * 300mm) * 21,4} * \frac{73,9}{170} \right)}{1 + \left(3 * \frac{1,02}{2,1} \right)} = 0,022$$

Armeringens elasticitetsmodul er $0,21 \times 10^6$. Betonens elasticitetsmodul, E_{cm} , er 33 GPa, hvor den regningsmæssige derved bliver:

$$E_{cd} = \frac{33000MPa}{1,4} = 23571,4 MPa$$

Inertimomenter:

$$I_c = \frac{1}{12} * 300mm * (150mm)^3 = 84,4 * 10^6 mm^4$$

$$I_s = 201mm^2 * \left(\frac{100mm}{2} \right) * \left(\frac{250mm}{2} \right) = 1,26 * 10^6 mm^4$$

Den nominelle stivhed kan derved findes:

$$EI = 0,022 * 23571,4MPa * 84,4 * 10^6mm^4 + 1 * 0,21 * 10^6MPa * 1,26 * 10^6mm^4 \\ = 3,08 * 10^{11}Nmm^2$$

Udknækningslasten kan findes:

$$N_B = \frac{\pi^2 * 3,08 * 10^{11}Nmm^2}{(3200mm)^2} = 189,2kN$$

Det totale regningsmæssige moment findes derved:

$$M_{Ed} = \frac{2,1 kNm}{1 - \left(\frac{97,4kNm}{189,2kNm}\right)} = 4,3 kNm$$

Søjlen skal derved kunne tage lasterne:

$$M_{Ed} = 4,3kNm \text{ og } N_{Ed} = 97,4kNm$$

Ved bestemmelse af momentbæreevnen benyttes den simple metode for normaltarmerede tværsnit. Momentbæreevnen findes ved følgende ligning:

$$M_{Rd} = F_c * \left(d - \frac{1}{2} * \lambda x\right) - N_{Ed} \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

F_c er trykkraften og findes ud fra:

$$F_c = (A_s * f_{yd}) + N_{Ed} \rightarrow (100mm^2 * 458MPa) + 97,4kN = 143,2kN$$

λx er trykzonen, som findes af følgende:

$$\lambda x = \frac{F_c}{\eta * f_{cd} * b}$$

Styrkeparametrene λ og η er henholdsvis 0,8 og 1,0 for C30:

$$\lambda x = \frac{143,2 * 10^3N}{1,0 * 21,4MPa * 300mm} = 22,3mm \rightarrow x = \frac{22,3mm}{0,8} = 28mm$$

Armeringens effektive højde, d , bestemmes:

$$d = 150mm - 6mm - 15mm - \frac{1}{2} * 8mm = 125mm$$

Momentbæreevnen findes:

$$M_{Rd} = 143,2kN * \left(125mm - \frac{1}{2} * 22,3mm\right) * 10^{-3} - 97,4kN \left(125mm - \frac{150mm}{2}\right) * 10^{-3}$$

$$M_{Rd} = 11,43kNm$$

$$M_{Rd} > M_{Ed} \rightarrow 11,43kNm > 4,3kNm \rightarrow OK$$

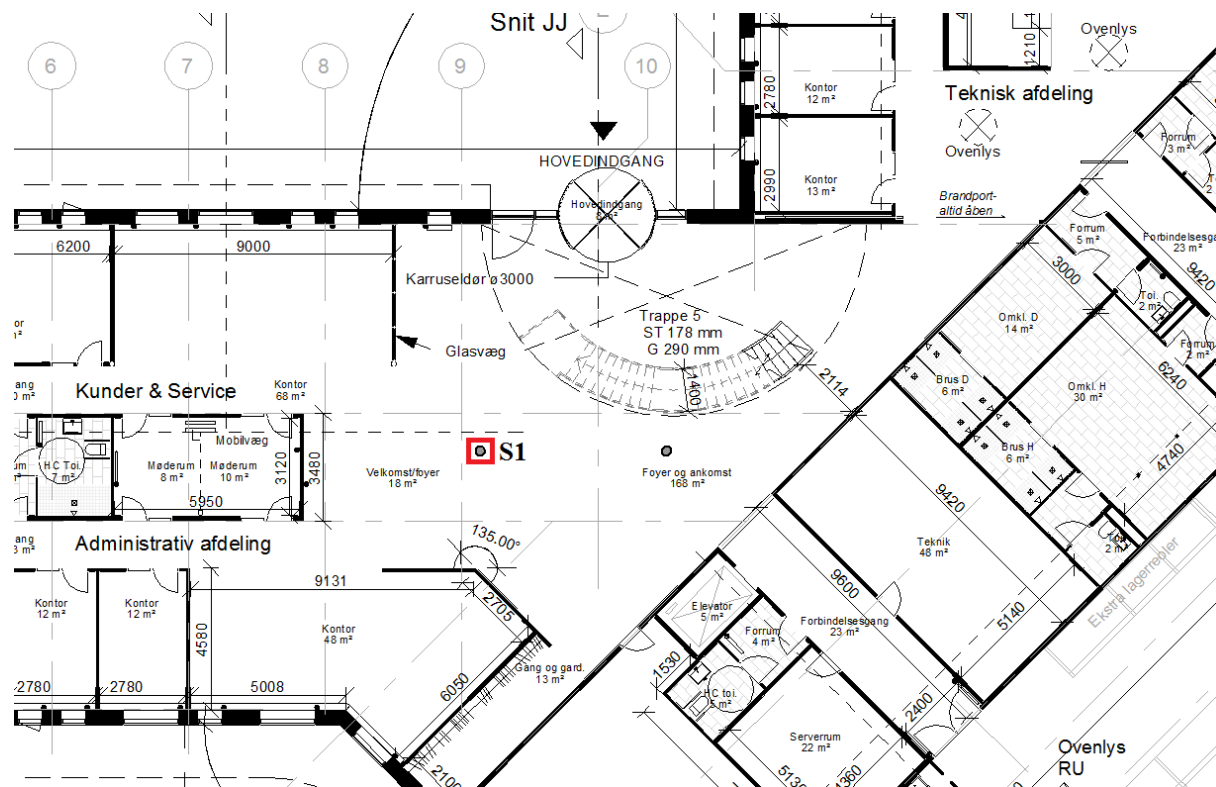
Forudsætningen for foregående beregning af momentbæreevnen er, at tværsnittet er normaltarmet. Derfor skal følgende være gældende:

$$x \leq \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_y} * d \rightarrow \frac{3,5}{3,5 + 2,29} * 125mm = 75,6mm$$

$$28mm < 75,6mm \rightarrow normaltarmet$$

A.2.5.2 Søjle S1

I foyeren er placeret 2 søjler, og i kantineområdet på 1. etage er placeret 3, hvor de to af dem er placeret ovenpå søjlerne i foyeren. Det vælges at eftervise for søjle S1, da den er vurderet til at have den største belastning. Søjlen er placeret i stueetagen med en anden søjle placeret ovenpå. For beliggenheden af søjlen, se da følgende figur.



Figur 27 – Beliggenhed af søjle S1

Fremgangsmåden for beregning af det totale regningsmæssige moment, søjlen er belastet med, er den samme som ved beregning af søjlen i ydervæggen i foregående del. Der henvises til dette afsnit for beskrivelse af beregningsformlerne.

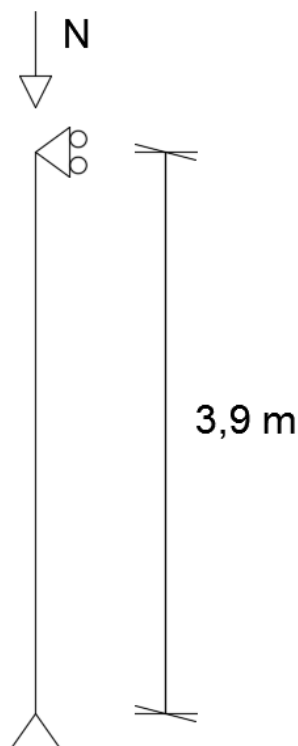
Søjlen er belastet af reaktionerne fra bjælkerne, der hviler på søjlen samt søjlen på 1. etage med de tilhørende reaktioner fra bjælkerne i tagetagen. De regningsmæssige reaktioner er fundet under *Bilag – A.2.4 Bjælker*. De regningsmæssige laster er som følgende:

Etage	Bjælke nr.	Reaktion [kN]
Tagetage	B12	249,9
	B13	237,41
Stueetage	B11	61,86
	B12	228,4
	B13	324,9
I alt (+egenlast søjler) $N_{Ed} =$		1128,9

De kvasipermanente laster er fundet på samme vis som tidligere med en reduktionsfaktor, ψ_2 , på 0,5 ved nyttelaster. Beregningerne er ikke vist, men resultaterne er listet i følgende tabel.

Etage	Bjælke nr.	Reaktion [kN]
Tagetage	B12	187,2
	B13	177,84
Stueetage	B11	45,95
	B12	169,1
	B13	239,4
I alt (+egenlast søjler) $N_{Eqd} =$		845,9

Det statiske system:



Figur 28 – Statisk system S1

Excentriciteterne fastsættes til de samme fundne værdier, som tidligere:

$$e = 8\text{ mm} + 10\text{ mm} = 18\text{ mm}$$

Søjle dimension vælges til 400 mm x 400 mm, med en højde på 3,9 m i stueetagen. Betonstyrken f_{ck} fastsættes til C30. Der vælges at eftervise for den anbefalede minimumsarmering i henhold til DS/EN 1992-1-1.

Længdearmring:

$$A_{s,min} = \max \left\{ \frac{0,1 * N_{Ed}}{f_{yd}} \rightarrow \left\{ \frac{0,1 * 1128,9 * 10^3 N}{458 MPa} \rightarrow \begin{cases} 246 mm^2 \\ 320 mm^2 \end{cases} \right. \right.$$

$$A_{s,min} = 320 mm^2$$

Der vælges 4Y16: $A_s = 804 mm^2 > 320 mm^2$.

Tværarmering vælges igen til Y6 med en afstand på:

$$s_{max} = \min \left\{ \begin{matrix} 20 * 16 mm \\ 400 mm \\ 400 mm \end{matrix} \rightarrow \begin{cases} 320 mm \\ 400 mm \\ 400 mm \end{cases} \rightarrow s_{max} = 320 mm$$

Afstanden vælges til 300 mm.

Afstanden over og under bjælker i en længde på søjlens mindste dimension (400 mm) bestemmes:

$$0,6 * 300 mm = 180 mm \rightarrow 150 mm$$

- **Søjlens bæreevne**

Momenterne kan bestemmes:

$$M_{0,Eqp} = 845,9 kN * 0,018 m = 15,2 kNm$$

$$M_{0,Ed} = 1128,9 kN * 0,018 m = 20,3 kNm$$

Det totale regningsmæssige moment skal findes, hvorfor armeringsforholdet skal bestemmes:

$$\rho = \frac{804 mm^2}{(400 * 400) mm^2} = 0,005 > 0,002$$

Slankhedsforholdet, λ :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \rightarrow i = \frac{400 mm}{\sqrt{12}} = 115,5 mm \rightarrow \lambda = \frac{3900 mm}{115,5 mm} = 33,8$$

Faktor for armeringsbidraget:

$$K_s = 1$$

Faktor for virkninger af revnedannelse, krybning osv.:

$$K_c = \frac{\sqrt{\frac{30 MPa}{20}} * \left(\frac{1128,9 * 10^3 N}{(400 * 400) mm^2 * 21,4 MPa} * \frac{33,8}{170} \right)}{1 + \left(3 * \frac{15,2 kNm}{20,3 kNm} \right)} = 0,025$$

Betonens elasticitetsmodul, E_{cm} , er 33 GPa, hvor den regningsmæssige derved bliver:

$$E_{cd} = \frac{33000 \text{ MPa}}{1,4} = 23571,4 \text{ MPa}$$

Inertimomenter:

$$I_c = \frac{1}{12} * (400 \text{ mm})^4 = 21,3 * 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_s = 804 \text{ mm}^2 * \left(\frac{342 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 23,5 * 10^6 \text{ mm}^4$$

Den nominelle stivhed kan derved findes:

$$EI = 0,025 * 23571,4 \text{ MPa} * 21,3 * 10^8 \text{ mm}^4 + 1 * 0,21 * 10^6 \text{ MPa} * 23,5 * 10^6 \text{ mm}^4 \\ = 6,18 * 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

Udknækningslasten kan findes:

$$N_B = \frac{\pi^2 * 6,18 * 10^{12} \text{ Nmm}^2}{(3900 \text{ mm})^2} = 4008 \text{ kN}$$

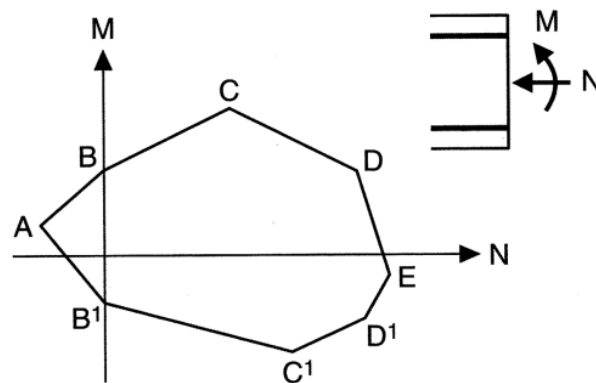
Det totale regningsmæssige moment findes derved:

$$M_{Ed} = \frac{20,3 \text{ kNm}}{1 - \left(\frac{1128,9 \text{ kNm}}{4008 \text{ kNm}} \right)} = 28,3 \text{ kNm}$$

Søjlen skal derved kunne tage lasterne:

$$M_{Ed} = 28,3 \text{ kNm og } N_{Ed} = 1128,9 \text{ kN}$$

Eftersom der er tale om bøjning med normalkraft, benyttes M-N diagrammet. Som viser en sammenhæng også kaldet brudbetingelse mellem normalkraft og moment. Ved M-N diagrammet defineres punkterne A til E. Følgende figur viser en skitse af et M-N-diagram.



Figur 29 – Skitse af M-N diagram

Normalkraft- og momentbæreevnen findes for hvert punkt, hvor betydningen af punkterne er listet i det følgende.

- A Flydespænding i al hovedarmering
- B & B¹ Ren bøjning
- C & C¹ Balanceret tværsnit hvor $\epsilon_c = \epsilon_{cu3}$ og $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$
- D & D¹ Tøjningerne er givet ved; $\epsilon_c = \epsilon_{cu3}$ og $\epsilon_s = 0$
- E Tøjningerne er overalt givet ved; $\epsilon_c = \epsilon_s = \epsilon_{sc} = \epsilon_{c3}$

Hvor:

- ϵ_c Betonens tøjning
- ϵ_{cu3} Betonens brudtøjning
- ϵ_s Armeringens tøjning
- ϵ_{yd} Armeringens regningsmæssige flydetøjning, bestemmes ved:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_{sd}}$$

Hvor E_{sd} er armeringens regningsmæssige elasticitetsmodul, som sættes til 2×10^5 MPa. Armeringens regningsmæssige flydetøjning bliver derved:

$$\epsilon_{yd} = \frac{458 \text{ MPa}}{2 \times 10^5 \text{ MPa}} = 0,229 \%$$

Betonens brudtøjning bestemmes ud fra hvilken styrke betonen har. Da der her er tale om C30, vil brudtøjningen være 0,35 %.

Der startes med at finde momentbæreevnen i punkt B, hvor det forudsættes, at tværsnittet er normaltarmet, og der ses bort fra trykarmeringen.

Punkt B

Armeringens effektive højde findes:

$$d = 400 \text{ mm} - 15 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - \frac{1}{2} * 16 \text{ mm} = 371 \text{ mm}$$

Armeringsgraden kan findes:

$$\omega = \frac{A_s * f_{yd}}{b * d * f_{cd}} \rightarrow \frac{402 \text{ mm}^2 * 458 \text{ MPa}}{400 \text{ mm} * 371 \text{ mm} * 21,4 \text{ MPa}} = 0,058$$

$$\omega_{min} < \omega < \omega_{bal} \rightarrow 0,029 < 0,058 < 0,483 \rightarrow OK$$

Momentbæreevnen findes ved:

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} * \omega\right) * \omega * b * d^2 * f_{cd}$$

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} * 0,058\right) * 0,058 * 400 \text{ mm} * (371 \text{ mm})^2 * 21,4 \text{ MPa} = 66 \text{ kNm}$$

Punkt C

Ved punkt C forudsættes der flydning i både tryk- og trækarmring. Tværsnittet er balanceret, hvorfor trykzonen kan findes af:

$$x = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yd}} * d \rightarrow \frac{0,35\%}{0,35\% + 0,23\%} * 371 \text{ mm} = 223,88 \text{ mm}$$

Det tjekkes hvorvidt der er flydning i trykarmeringen, hvor tøjningen i trykarmeringen findes ved:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{cu3} * \frac{x - d}{x}$$

Hvor d er afstanden fra tværsnittets yderkant til midten af trykarmeringen:

$$d = 15 \text{ mm} + 6 \text{ mm} + \frac{1}{2} * 16 \text{ mm} = 29 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_s = 0,35\% * \frac{223,88 \text{ mm} - 29 \text{ mm}}{223,88 \text{ mm}} = 0,30\%$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} \rightarrow 0,30\% > 0,23\%$$

Det vil sige, der opstår flydning i armeringen. Derved kan de aktuelle bæreevner findes.

$$N_{Rd} = \lambda * x * b * \eta * f_{cd} + A_{sc} * \sigma_{sc} - A_s * f_{yd}$$

$$M_{Rd} = \lambda * x * b * \eta * f_{cd} * \left(\frac{h}{2} - \frac{1}{2} * \lambda * x\right) + A_{sc} * \sigma_{sc} * \left(d - \frac{h}{2}\right) + A_s * f_{yd} * \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Hvor

A_{sc}	Armeringsareal af trykarmering
A_s	Armeringsareal af trækarmring
d	Den før fundne effektive højde for armeringen på 371 mm
λ og η	Faktorer, der bestemmes ud fra betonens styrke. De er henholdsvis 0,8 og 1,0
σ_{sc}	Spænding i trykarmering. Bestemmes af:

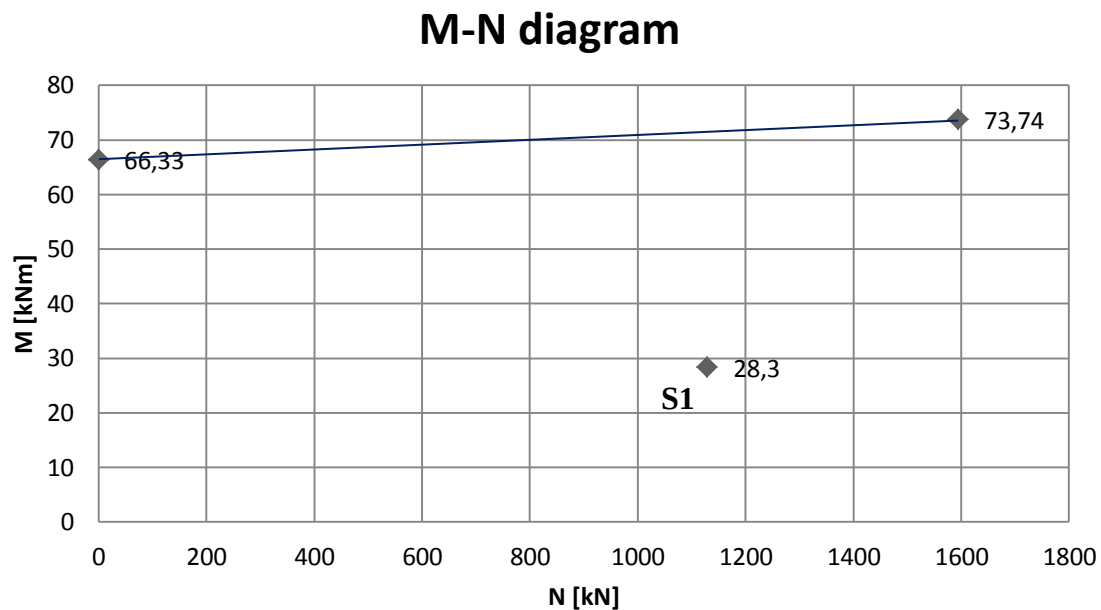
$$\sigma_{sc} = E_s * \varepsilon_{sc} \rightarrow 2 * 10^5 \text{ MPa} * 0,0030 = 609,3 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd} = 0,8 * 223,88 \text{ mm} * 400 \text{ mm} * 1,0 * 21,4 \text{ MPa} + 402 \text{ mm}^2 * 609,3 \text{ MPa} - 402 \text{ mm}^2 * 458 \text{ MPa}$$

$$N_{Rd} = 1594 \text{ kN}$$

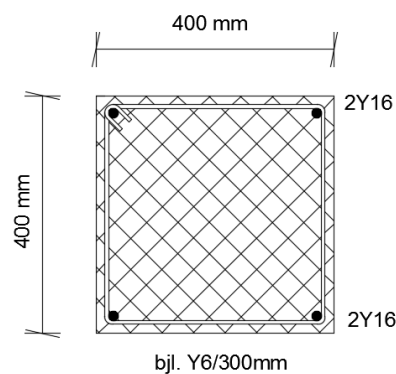
$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= 0,8 * 223,88 \text{ mm} * 400 \text{ mm} * 1,0 * 21,4 \text{ MPa} * \left(\frac{400 \text{ mm}}{2} - \frac{1}{2} * 0,8 * 223,88 \text{ mm} \right) \\
 &\quad + 402 \text{ mm}^2 * 609,3 \text{ MPa} * \left(371 \text{ mm} - \frac{400 \text{ mm}}{2} \right) + 402 \text{ mm}^2 * 458 \text{ MPa} \\
 &\quad * \left(371 \text{ mm} - \frac{400 \text{ mm}}{2} \right) \\
 M_{Rd} &= 73,74 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Eftersom normalkraften er mindre end den fundne bæreevne, vil det ikke være nødvendigt at finde flere punkter i M-N diagrammet. M-N diagrammet vil se ud som følgende:



Som det ses, er S1 indenfor M-N diagrammets brudbetingelse, hvorfor bæreevnen herved er eftervist.

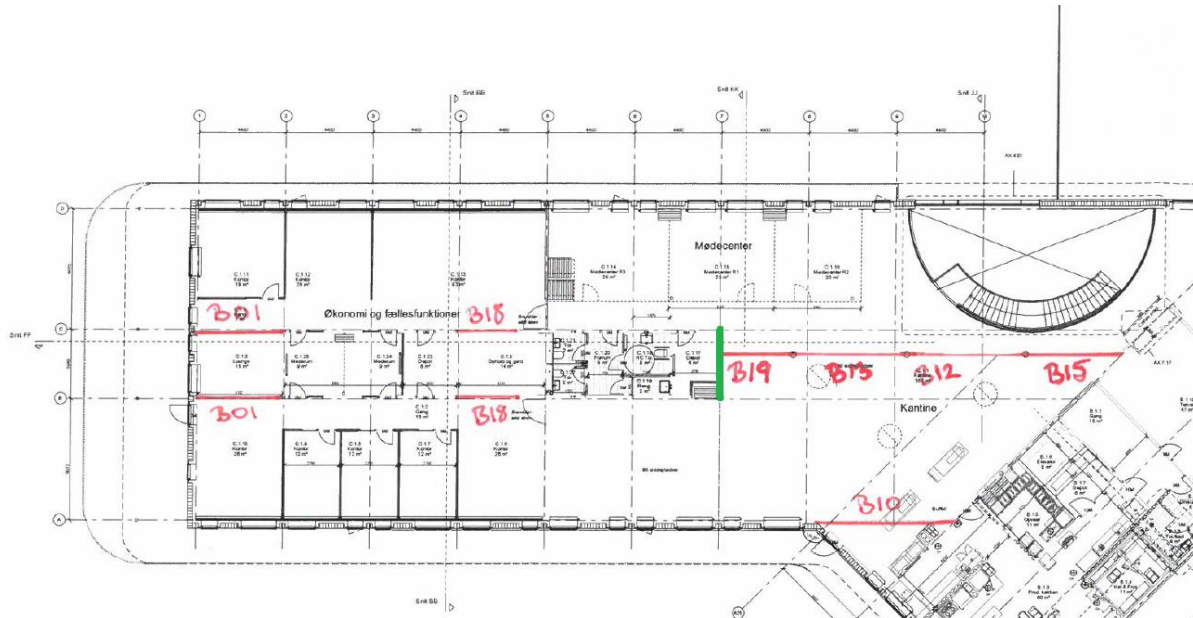
Søjle's tværsnit:



Figur 30 – Tværsnit af S1

A.2.5.3 Indervæg

Indervæggen på 1. etage i modullinje 7 er en bærende væg. På stueetagen er der ingen væg, hvorfor væggen i modullinje 7 skal være selvbærende. Følgende figur viser beliggenheden af væggen, hvor væggen er markeret med grøn.



Figur 31 – Beliggenhed af indervæg modullinje 7

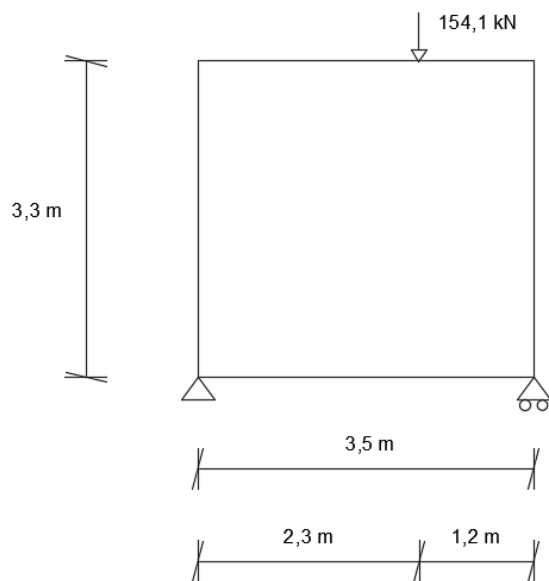
Som figuren viser, er væggen belastet af reaktionen fra bjælke B19. Den er ikke yderligere belastet, da den går parallel med huldækkenes spændretning. Punktlasten er fundet under Bilag – A.2.3 Bjælker. Væggen har følgende geometri:

- Længde 3,5 m
- Højde 3,3 m
- Tykkelse 150 mm

Egenvægten af væggen:

$$25 \frac{kN}{m^3} * 3,3 m * 0,15 m = 12,38 \frac{kN}{m}$$

For skitse af væggen se da følgende figur.



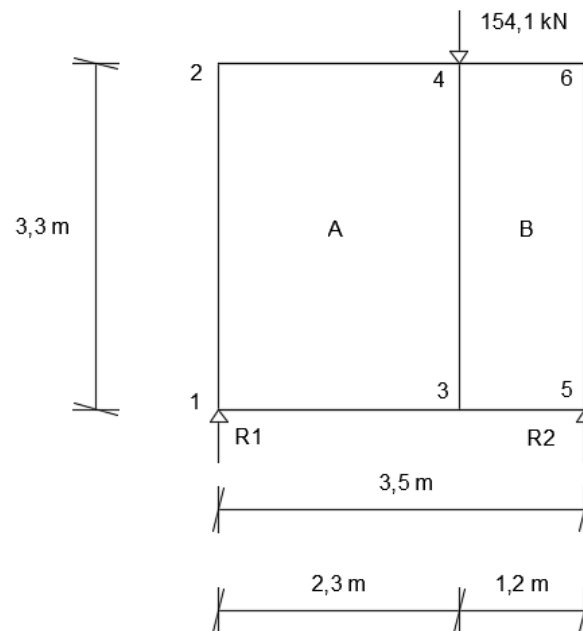
Figur 32 – Skitse af væg modullinje 7

Reaktionerne kan derved findes:

$$R_1 = \frac{1}{2} * 12,38 \frac{kN}{m} * 3,5 + 154,1 kN * \frac{1,2 m}{3,5 m} = 74,5 kN$$

$$R_2 = \frac{1}{2} * 12,38 \frac{kN}{m} * 3,5 + 154,1 kN * \frac{3,2 m}{3,5 m} = 122,94 kN$$

Væggens stringersystem bliver derved:



Figur 33 – Stringersystem

Antallet af statiske ubestemte størrelser bestemmes ud fra følgende ligning.

$$N = K - F - (2 * S_1 - S_2) + (R - 3)$$

Hvor:

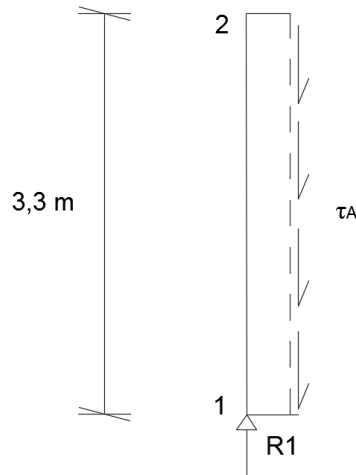
K	Antal knudepunkter
F	Antal hulfelter
S_1	Antal stringerlinjer gående fra rand til rand
S_2	Antal stringerlinjer langs rand
R	Antal reaktioner

$$N = 6 - 0 - (2 * 5 - 4) + (3 - 3) = 0$$

Forskydningsspændingerne kan derfor findes ved hjælp af ligevægt.

Forskydningsfelter

Der startes med at lægge et snit i felt A umiddelbart til højre for stringer 1-2:



Figur 34 – Snit i forskydningsfelt A

Ved lodret ligevægt findes forskydningsspændingen, τ_A .

$$\tau_A * 3300mm * 150mm = 74,5 * 10^3 N \rightarrow \tau_A = 0,15 MPa$$

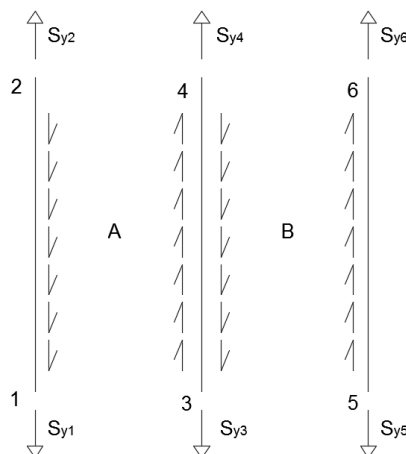
Samme fremgangsmåde ved bestemmelse af forskydningsspændingen, τ_B . Dog lægges snittet umiddelbart til venstre for stringer 5-6:

$$\tau_B * 3300mm * 150mm = -122,94 * 10^3 N \rightarrow \tau_B = -0,25 MPa$$

Stringerkræfter

Derved kan stringerkræfterne findes. De positive værdier er træk, og de negative værdier er tryk.

Lodrette stringere:



Forskydningsspændingerne bruges ikke til bestemmelse af de lodrette stringerkræfter. Stringerkræfterne findes derfor ud fra de ydre kræfter inklusiv reaktionerne.

Stringer 1-2:

$$S_{y2} = -74,5 \text{ kN} \quad S_{y2} = 0$$

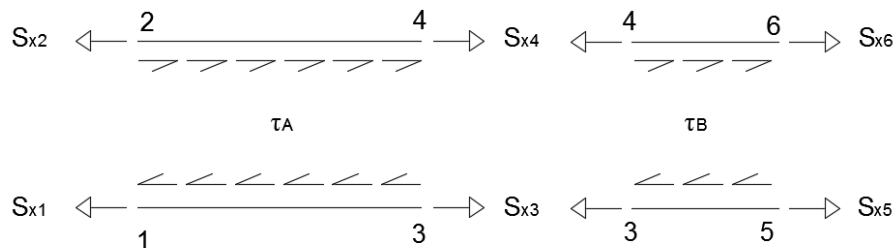
Stringer 3-4:

$$S_{y3} = 0 \text{ kN} \quad S_{y4} = -154,12 \text{ kN}$$

Strinerg 5-6:

$$S_{y5} = -122,94 \text{ kN} \quad S_{y6} = 0$$

Vandrette stringere:



Stringer 2-4:

$$S_{x2} = 0 \text{ kN}$$

$$S_{x4} = -\tau_A * 150mm * 2300mm + S_{x2} \rightarrow S_{x4} = -52,1 kN$$

Stringer 4-6:

$$S_{x_4} = -52,1 \text{ kN} \quad S_{x_6} = 0 \text{ kN}$$

Stringer 3-5:

$$S_{x5} = 0 \text{ kN}$$

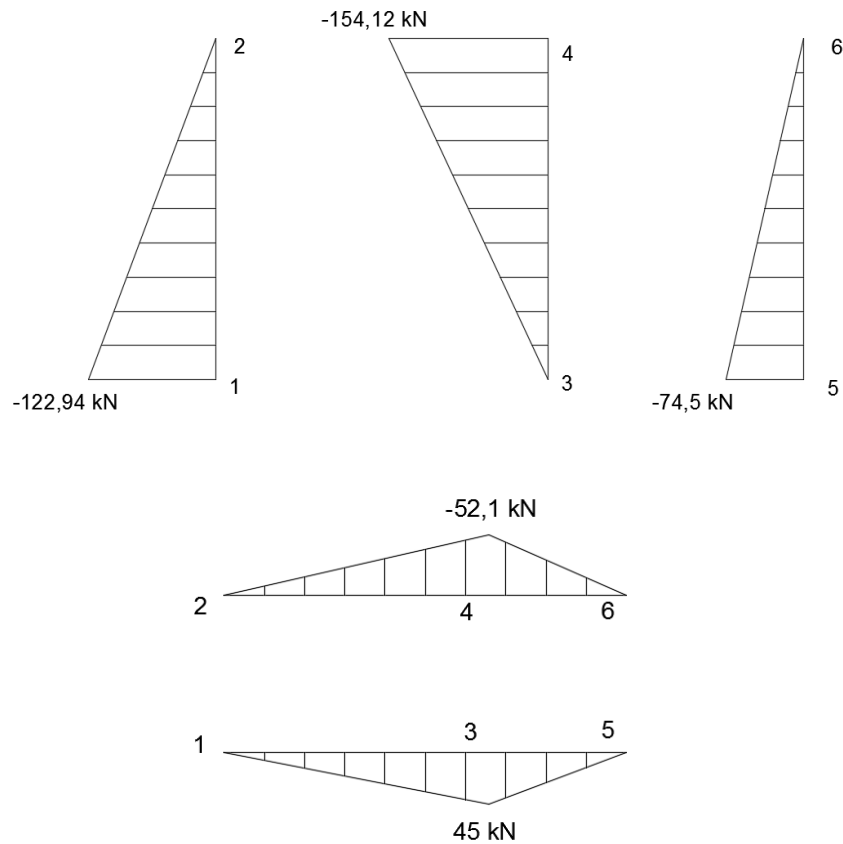
$$S_{x3} = -\tau_B * 150mm * 1200mm + S_{x5} \rightarrow S_{x3} = 45kN$$

Stringer 1-3:

$$S_{x1} = 0 \text{ kN}$$

$$S_{x3} = 45kN$$

Følgende figur viser en oversigt over stringerkræfterne.



Figur 35 – Stringerkræfter

Som foregående figur viser, ses det, at der opstår træk i stringer 1-3-5. I de øvrige stringere opstår der tryk.

Armeringen af trækstringer

Da betonens trækbæreevne er lille, skal armeringen kunne optage trækraften. Armeringen dimensioneres for den maksimale fundne stringerkraft; 45 kN. Det nødvendige armeringsareal bliver derfor:

$$A_s = \frac{45 \cdot 10^3 N}{458 MPa} = 98,3 \text{ mm}^2$$

Der vælges 2Y10 $\rightarrow A_s = 157 \text{ mm}^2$.

Det skal sikres at variationen i stringerne kan overføres til armeringen fra forskydningsfelterne. Den maksimale variation kan regnes at svare til at armeringskraften over en strækning svarende til forankringslængden, l_b , kan vokse fra 0 til den regningsmæssige flydekraft. Den regningsmæssige forskydningsspænding, $\tau_{\max}$, som får stringerkraften til at vokse fra 0 til den regningsmæssige flydekraft over forankringslængden, findes ud fra følgende formel.

$$\tau_{max} = \frac{n * A_s * f_{yd}}{l_b * b}$$

Hvor n er antallet af armeringsstænger. τ_{max} skal derfor være større end de fundne forskydningsspændinger i forskydningsfelterne.

Forankringslængden bestemmes:

$$l_b = 48 * 12mm = 576 mm$$

$$\tau_{max} = \frac{2 * 226mm^2 * 458MPa}{576mm * 150mm} = 2,4 MPa$$

$$\tau_{max} > \tau_A \quad \tau_{max} > \tau_B \quad \rightarrow OK$$

Trykstringere

Kræfterne fra trykstringerne optages af betonen, hvor trykarmering kan suppleres, dog må trykkraften ikke være større end betonens trykstyrke. Det nødvendige areal til den maksimale trykkraft kan derved findes.

$$A_{c,n\ddot{o}dv} = \frac{154,12 * 10^3 N}{0,93 * 17,9MPa} = 9258,12 mm^2$$

Eftersom bredden af væggen er 150 mm vil stringerbredden blive:

$$\frac{9258,12mm^2}{150mm} = 61,7 mm$$

Den anbefalede maksimale bredde er 20 % af det tilstødende forskydningsfelt, hvor den mindste udstrækning vinkelret på stringeren vælges.

$$0,2 * 1200mm = 240 mm > 61,7 mm$$

Forskydningsfelter

Her opstår kun forskydning, hvor betontrykket skal være mindre end betonstyrken:

$$\sigma_c \leq v_m * f_{cd}$$

$$\sigma_c = \tau * \left(\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta} \right) \rightarrow 0,25MPa * \left(1 + \frac{1}{1} \right) = 0,50MPa$$

$$0,50MPa < 0,58 * 17,9MPa \rightarrow 0,50MPa < 10,1MPa \rightarrow OK$$

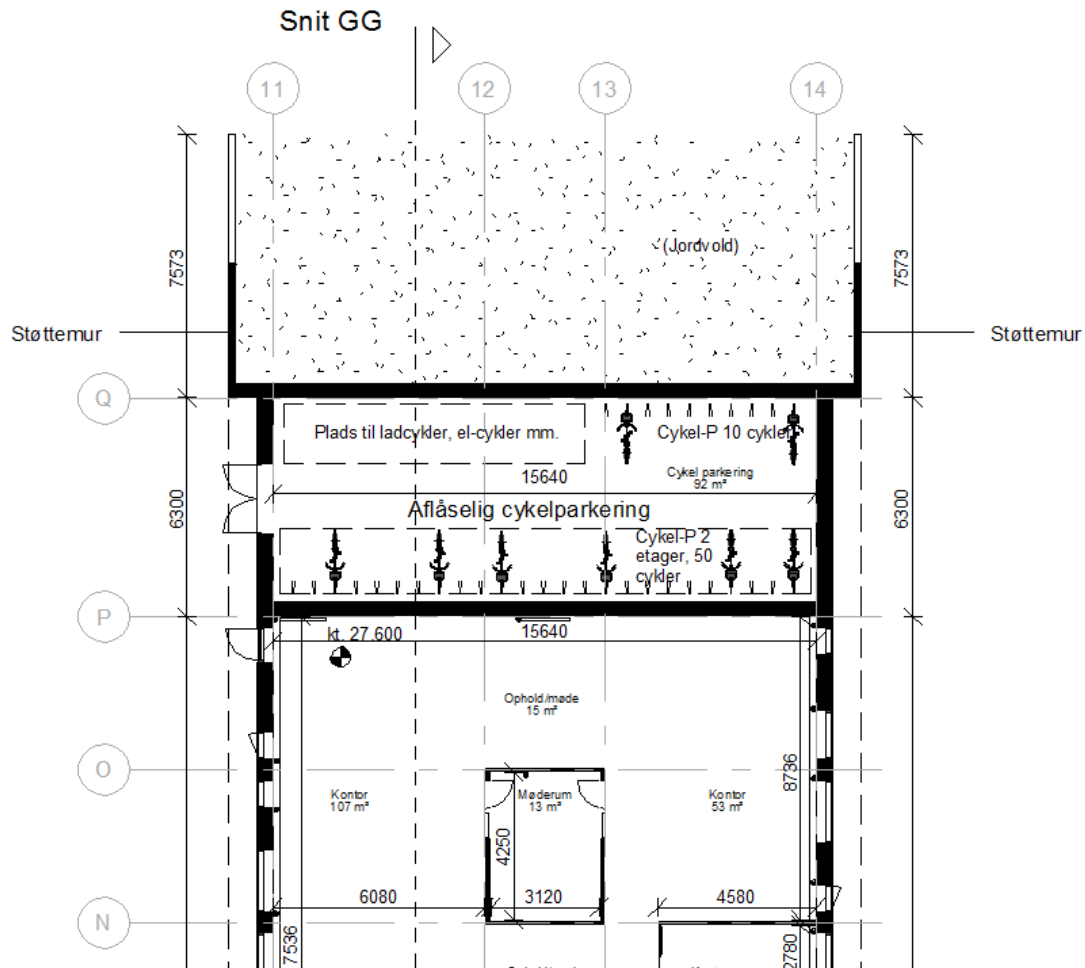
Armeringsarealet vil være ens i både x- og y-retningen da $\cot\theta$ er valgt til at være 1:

$$A_s = \frac{\tau * b}{f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{0,25 MPa * 150 mm}{458MPa} * 10^3 = 82 \frac{mm^2}{m}$$

Dette kan efterkommes ved Y6/250mm, hvis armeringsareal er 113 mm²/m.

A.2.5.4 Støttemur

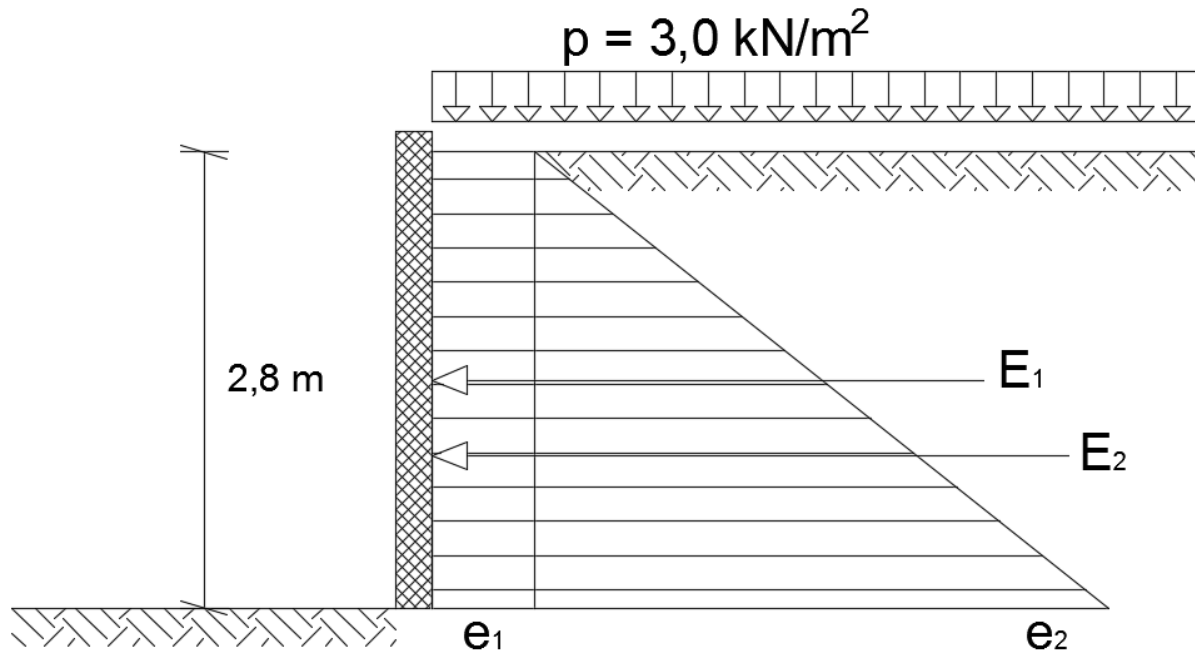
Ved gavlenden af bygning D skal der opføres en jordvold, så der derved er adgang til tagetagen. Jordvolden skal støttes af støttemure. Se eventuelt følgende tegning.



Figur 36 – Beliggenhed af støttemure

Støttemurene er derfor jordtrykspåvirket. Følgende figur viser den ene støttemur med de tilhørende jordtryk. Miljøklassen forudsættes at være aggressiv, hvor betonstyrken fastsættes til C35. Dæklaget bliver derved:

$$Dæklag = 30mm + 5mm = 35mm$$



Figur 37 – Støttemur med jordtryk

Jordtrykket regnes som hviletryk, da væggen ikke skal kunne bevæge sig. Følgende parametre for jorden er forudsat:

- Rumvægt $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Friktionsvinkel $\varphi = 35^\circ$

Den regningsmæssige friktionsvinkel findes:

$$\varphi_{pl,d} = \arctan\left(\frac{\tan\varphi}{1,2}\right) \rightarrow \arctan\left(\frac{\tan(35^\circ)}{1,2}\right) = 30,3^\circ$$

Jordtrykkene e_1 og e_2 er henholdsvis for overfladelasten og jordens rumvægt og bestemmes af følgende:

$$e_1 = K_0 * p_d$$
$$e_2 = \gamma * d * K_0$$

Hvor:

K_0 Hviletrykskoefficient
 d Dybden

Hviletrykskoefficienten bestemmes ud fra følgende:

$$K_0 = 1 - \sin(\varphi_{pl,d}) \rightarrow 1 - \sin(30,3^\circ) = 0,5$$

Jordtrykkene kan derved bestemmes:

$$e_1 = 0,5 * 1,5 * 3,0 \frac{kN}{m^2} \rightarrow e_1 = 2,25 \frac{kN}{m^2}$$

$$e_2 = 18 \frac{kN}{m^3} * 2,8m * 0,5 \rightarrow e_2 = 25,2 \frac{kN}{m^2}$$

Jordtrykkenes resultant bestemmes:

$$E_1 = 2,25 \frac{kN}{m^2} * 2,5m = 5,63 \frac{kN}{m}$$

$$E_2 = \frac{1}{2} * 25,2 \frac{kN}{m^2} * 2,5m = 31,5 \frac{kN}{m}$$

Reaktion og moment kan bestemmes ved foden af væggen:

$$R = 5,63 \frac{kN}{m} + 31,5 \frac{kN}{m} = 37,13 \frac{kN}{m}$$

$$M = 5,63 \frac{kN}{m} * \frac{1}{2} * 2,5m + 31,5 \frac{kN}{m} * \frac{1}{3} * 2,5m = 33,3 \text{ kNm/m}$$

Ved hjælp af overslagsberegning kan den anbefalede minimumstykkelse af væggen findes:

$$t \geq \sqrt{800 * M} + 15$$

$$t \geq \sqrt{800 * 33,3 \text{ kNm/m}} + 15 \rightarrow t \geq 178,2 \text{ mm}$$

Vægtykkelsen fastsættes til 200 mm.

Det nødvendige armeringsareal kan derved bestemmes, hvor de dimensionsløse størrelser bestemmes først:

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * f_{cd}}$$

$$d = 200 \text{ mm} - 35 \text{ mm} = 165 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{33,3 * 10^6 \text{ Nmm/m}}{1000 \text{ mm} * (165 \text{ mm})^2 * 25 \text{ MPa}} = 0,049$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \rightarrow 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,049} = 0,0503$$

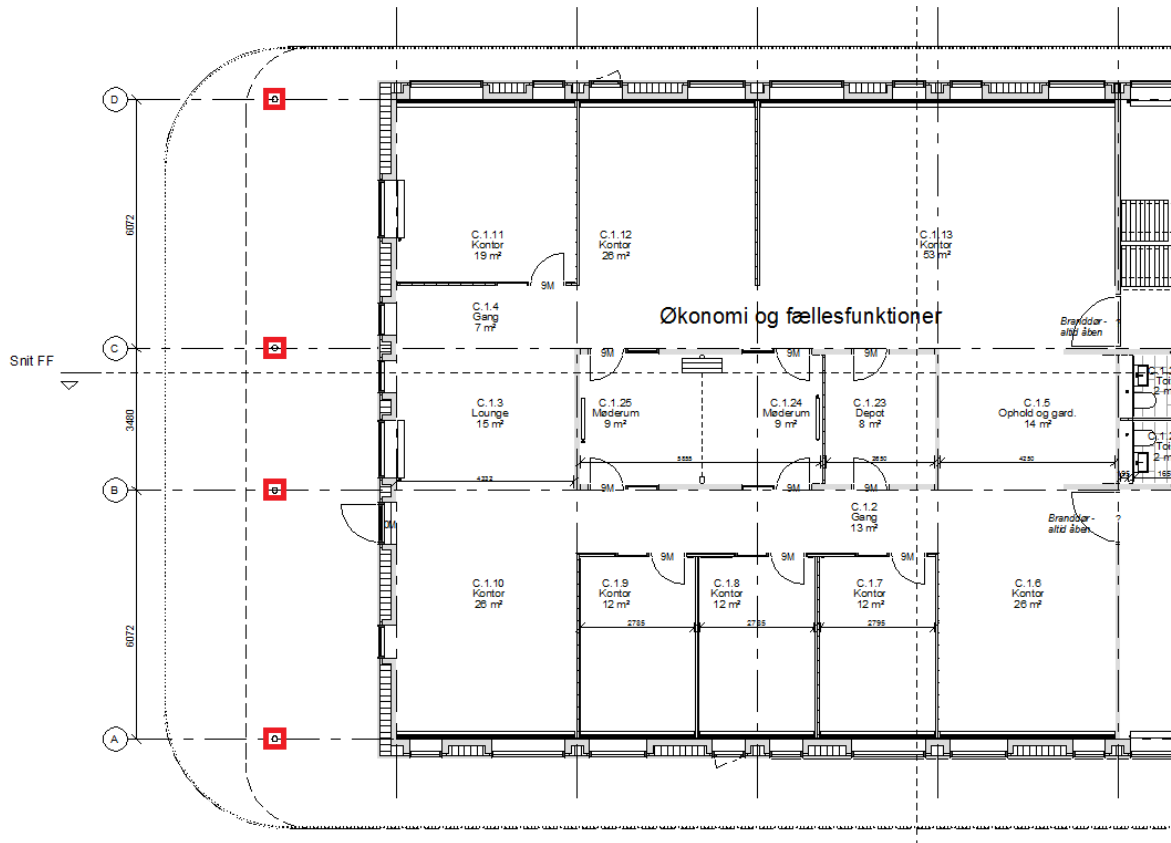
$$A_s = \omega * \frac{b * d * f_{cd}}{f_{yd}} \rightarrow 0,0503 * \frac{1000 \text{ mm} * 165 \text{ mm} * 25 \text{ MPa}}{458 \text{ MPa}} = 452,7 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$\omega_{min} < \omega < \omega_{bal} \rightarrow 0,028 < 0,05 < 0,484 \rightarrow OK$$

Der vælges et net med Y12/200 mm: $A_s = 565 \text{ mm}^2/\text{m}$.

A.2.5.5 Stålsøjle

Ved gavlenden på bygning C skal der ved 1. etage være en terrasse med en længde på ca. 5 meter. Taget føres 3,2 meter ud over terrassen. Ved at der er et så stort udhæng, indsættes 4 stålsøjler ved stueetagen og 4 ved 1. etage. Søjlerne er placeret ovenpå hinanden, hvor deres placering er markeret med rødt på følgende figur.



Figur 38 – Placering af stålsøjler

På figuren ses desuden, hvor taget samt terrassen går til. Den første stiplede linje til venstre for søjlerne er grænsen for taget. Den næste linje er grænsen for terrassen. Det vælges at eftervise for en af de midterste søjler i stueetagen. Der eftervises kun for den ene, da den anden vil være ens. Alle søjler vil have ens stålprofil.

Lasterne, der skal tages hensyn til, er egenlasten og nyttelast på terrassen og tagkonstruktionen. Derudover er der snelast på tagkonstruktionen. Lastoplandet er som følgende:

Tag:

$$\left(\frac{1}{2} * 3,0 \text{ m} + 0,7 \text{ m}\right) * \left(\frac{1}{2} * 6 \text{ m} + \frac{1}{2} * 3,5 \text{ m}\right) = 10,45 \text{ m}^2$$

Terrasse:

$$\left(\frac{1}{2} * 3,0 \text{ m} + 2,7 \text{ m}\right) * \left(\frac{1}{2} * 6 \text{ m} + \frac{1}{2} * 3,5 \text{ m}\right) = 20 \text{ m}^2$$

Lasterne bliver derved som følgende:

Snelast:

$$s_k = 0,8 \frac{kN}{m^2} * 10,45 m^2 \rightarrow s_k = 8,36 kN$$

Nyttelast tag:

$$q_{k,1} = 3,0 \frac{kN}{m^2} * 10,45 m^2 \rightarrow q_{k,1} = 31,35 kN$$

Nyttelast terrasse:

$$q_{k,2} = 5,0 \frac{kN}{m^2} * 20 m^2 \rightarrow q_{k,2} = 100 kN$$

Egenlasten vurderes til værende $2,0 kN/m^2$ for tagkonstruktionen og $0,5 kN/m^2$ for terrassen. Dette gøres, da det er en let konstruktion bestående af terrassebrædder eller ståltrappezplader for henholdsvis terrassen og tagkonstruktionen.

Egenlast tag:

$$g_{k,1} = 2,0 \frac{kN}{m^2} * 10,45 m^2 \rightarrow g_{k,1} = 20,9 kN$$

Egenlast terrasse:

$$g_{k,2} = 0,5 \frac{kN}{m^2} * 20 m^2 \rightarrow g_{k,2} = 10 kN$$

Det vælges at eftervise for et RHS-profil: 140 x 140 x 8,0 mm S235. Egenlasten er $0,33 kN/m$, hvor længderne af de to søjler er 3,7 meter.

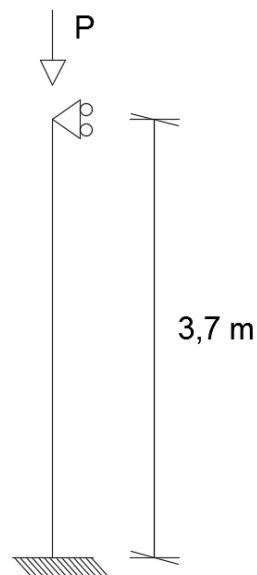
Egenlast profil:

$$g_{k,3} = 2 * \left(0,33 \frac{kN}{m} * 3,7 m \right) \rightarrow g_{k,3} = 2,44 kN$$

Ved dominerende nyttelast bliver den samlede punktlast:

$$P = (20,9 + 10 + 2,44)kN * 1,0 + (31,35 + 100)kN * 1,5 + 8,36 kN * 1,5 * 0,3 \\ \rightarrow P = 234,1 kN$$

Det statiske system for søjlen er som følgende:



Søjleens bæreevne bestemmes ud fra:

$$N_{b,r} = \chi * A * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Hvor

χ	Søjle reduktionsfaktor
A	Tværsnittets areal
f_y	Stålets flydespænding

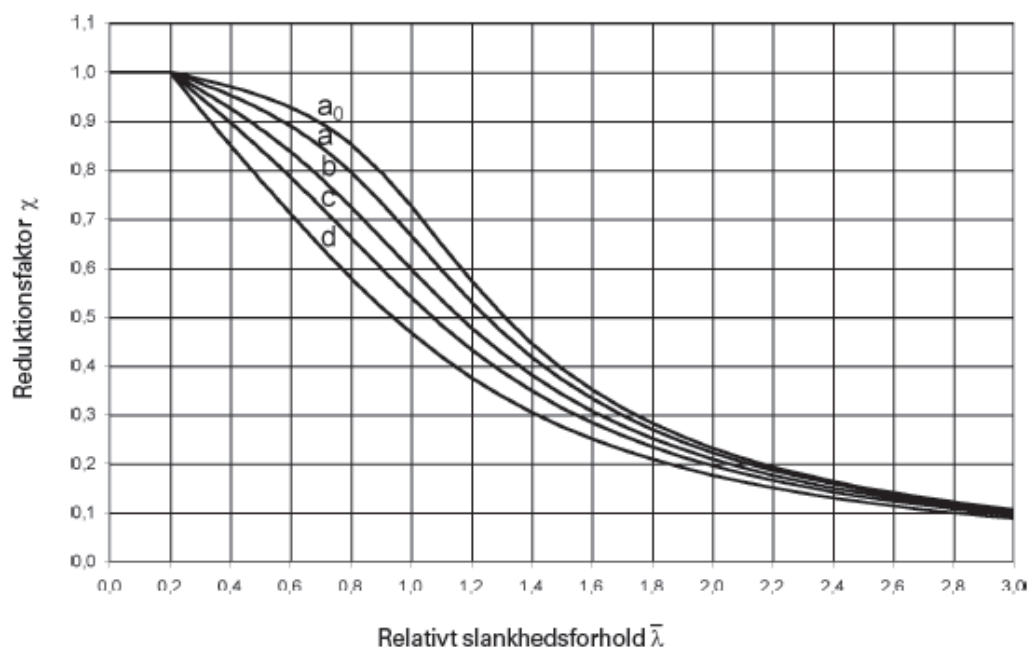
Søjleens reduktionsfaktor findes ud fra imperfektioner og slankheden:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \rightarrow \chi \leq 1,0$$

Hvor

$$\phi = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$$

Hvor α er imperfektionsfaktoren, der bestemmes ud fra hvilken søjlekurve, tværsnittet tilhører. Følgende figur viser søjlekurver. Figuren er kopieret fra DS/EN 1993.



Figur 39 – Søjlekurver
Kilde: DS/EN 1993

Søjlekurven bestemmes ud fra følgende, som igen er fra DS/EN 1993:

Tværsnit		Begrænsninger	Udbøjning om akse	Søjlekurve	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Valsede profiler		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Opsvejte I-profiler		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	c d
Rørprofiler		varmvalsede	alle	a	a_0
		koldformedede	alle	c	c

Figur 40 – Valg af søjlekurve
Kilde: DS/EN 1993

Søjlekurven bestemmes til a ud fra foregående figur, eftersom der er tale om et varmvalset RHS-profil. Imperfektionsfaktoren findes derved til:

Søjlekurve	a_0	a	b	c	d
Imperfektionsfaktor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figur 41 – Imperfektionsfaktor
Kilde: DS/EN 1993

Imperfektionsfaktoren bliver derved 0,21.

Tværsnittets materialedata er som følgende:

- A $4,16 \times 10^3 \text{ mm}^2$
- I $12,0 \times 10^6 \text{ mm}^4$

Inertiradius kan derved findes:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{12,0 * 10^6 \text{ mm}^4}{4,16 * 10^3 \text{ mm}^2}} = 53,7 \text{ mm}$$

Slankheden bestemmes ud fra følgende:

$$\lambda = \frac{\frac{l_s}{i}}{93,9 * \varepsilon}$$

Hvor ε er en relativ materialeparameter, der bestemmes ud fra:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Men eftersom flydespændingen er 235 MPa, bliver den relative materialeparameter 1,0. Slankheden bliver derfor:

$$\lambda = \frac{\frac{3700 \text{ mm} * 0,7}{53,7 \text{ mm}}}{93,9 * 1,0} = 0,51$$

Parameteren ϕ kan bestemmes:

$$\phi = 0,5 * (1 + 0,21 * (0,51 - 0,2) + 0,51^2) \rightarrow \phi = 0,66$$

Reduktionsfaktoren bestemmes:

$$\chi = \frac{1}{0,66 + \sqrt{0,66^2 - 0,51^2}} \rightarrow \chi = 0,92 \leq 1,0$$

Søjlels bæreevne:

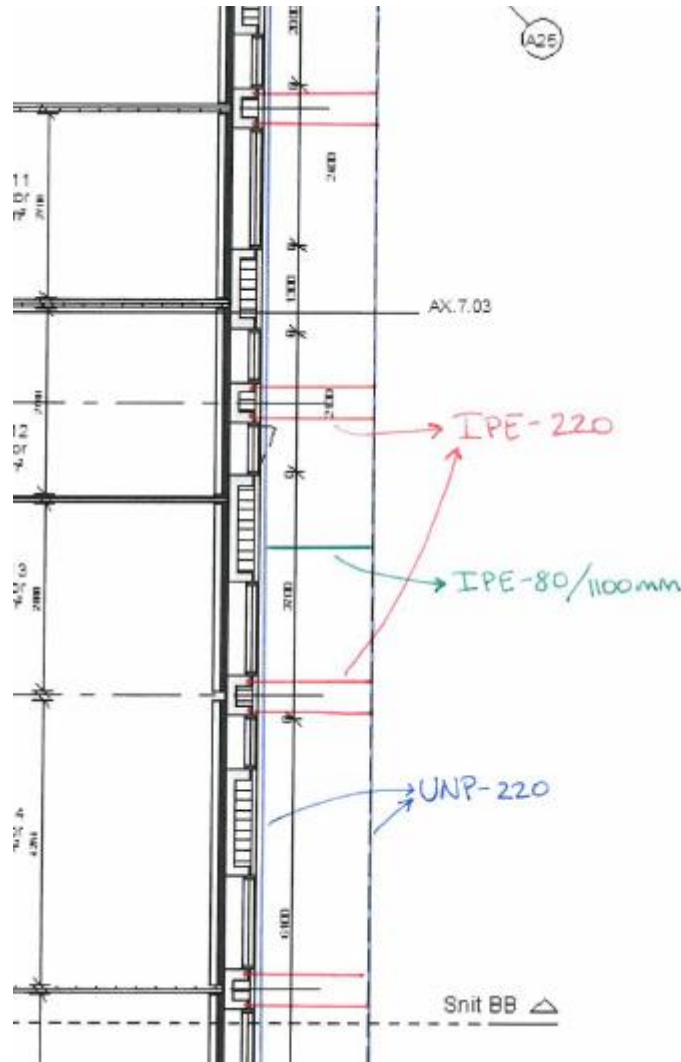
$$N_{b,r} = 0,92 * 4,16 * 10^3 mm^2 * \frac{235 MPa}{1,1} \rightarrow N_{b,r} = 817,6 kN$$

Søjlels bæreevne skal være større end punktlasten, søjlen bliver belastet med:

$$817,6 kN > 234,1 kN \rightarrow OK$$

A.2.6 Svalegang

Svalegangen er opbygget af galvaniseret stål, og gulvbelægningen er af terrassebrædder. Følgende figur viser et overblik af hvilke stålprofiler, der benyttes til svalegangen.



Figur 42 - Benyttede profiler til svalegang

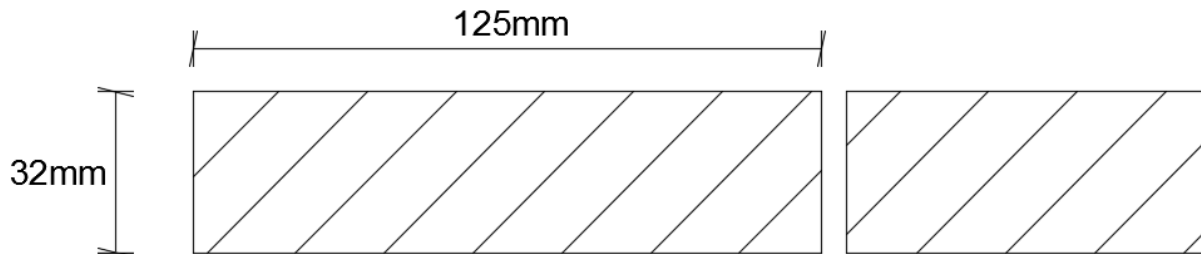
Svalegangen løber kun rundt om bygning C samt den del af bygning B, der vender mod syd. Figuren viser svalegangen langs bygning C mod syd, hvor bredden er 1,7 meter. Det er valgt at eftervise for dette område, da svalegangen mod nord kun har en bredde på 0,8 meter.

I følgende er tre afsnit. Første afsnit eftervises alle komponenter i opbygningen af svalegangen, hvorefter ydervæggen eftervises for det moment, der opstår fra svalegangen. Til slut eftervises samlingen af svalegangen og ydervæggen.

A.2.6.1 Svalegang

Terrassebrædder

Terrassebrædderne er af konstrukstræ C18 og har dimensionerne 32 mm x 125 mm.



Figur 43 - Tværsnit af terrassebrædder

Som det ses på ovenstående figur vil udbøjningen være om den svage akse. Brædderne understøttes af stålprofiler og forudsættes at have samme længde som vægelementerne (4,4 m), men eftersom brædderne ikke kan have et så stort spænd vælges at understøtte brædderne pr. 1100 mm.

Forudsætninger:

- Anvendelsesklasse 3 – Udendørs
- Lastvarighed M-last – Nyttelast
- Omregningsfaktor, k_d 0,481

Tværsnitskonstanter:

$$\begin{aligned} A &= 125 \text{ mm} * 32 \text{ mm} = 4000 \text{ mm}^2 \\ I_z &= \frac{1}{12} * 125 \text{ mm} * (32 \text{ mm})^3 = 0,341 * 10^6 \text{ mm}^4 \\ W_z &= \frac{1}{6} * 125 \text{ mm} * (32 \text{ mm})^2 = 21,3 * 10^3 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Lastdata er som følgende:

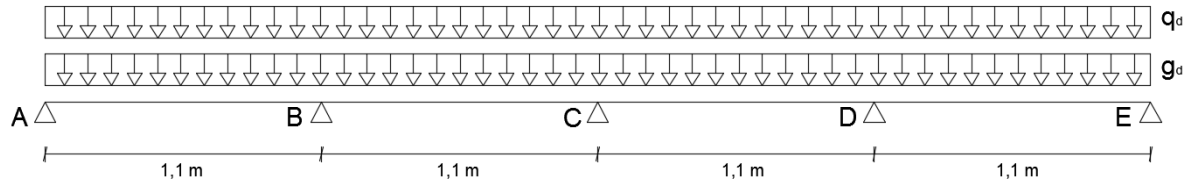
Egenlast:

$$g_d = 1,0 * 3,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,032 \text{ m} * 0,125 \text{ m} = 0,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nyttelast:

$$q_d = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,13 \text{ m} * 1,5 = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Statisk system:



Reaktioner:

$$R_A = R_E = 0,393 * (1,0 + 0,02) \frac{kN}{m} * 1,1 m = 0,44 kN$$

$$R_B = R_D = 1,143 * (1,0 + 0,02) \frac{kN}{m} * 1,1 m = 1,28 kN$$

$$R_C = 0,929 * (1,0 + 0,02) \frac{kN}{m} * 1,1 m = 1,04 kN$$

Momenter:

$$M_B = M_D = -0,107 * (1,0 + 0,02) \frac{kN}{m} * (1,1 m)^2 = -0,13 kNm$$

$$M_C = -0,071 * (1,0 + 0,02) \frac{kN}{m} * (1,1 m)^2 = -0,088 kNm$$

$$M_{AB} = 0,077 * (1,0 + 0,02) \frac{kN}{m} * (1,1 m)^2 = 0,095 kNm$$

$$M_{BC} = 0,036 * (1,0 + 0,02) \frac{kN}{m} * (1,1 m)^2 = 0,044 kNm$$

Bøjning:

Ved bøjning skal følgende eftervises:

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,0$$

Hvor den regningsmæssige bøjningsspænding omkring z-aksen findes ud fra:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{max}}{W_z} \rightarrow \frac{0,13 * 10^6 Nmm}{21,3 * 10^3 mm^3} = 6,1 MPa$$

Den regningsmæssige bøjningsstyrke findes:

$$f_{m,z,d} = k_d * f_{m,k} \rightarrow 0,481 * 18 MPa = 8,66 MPa$$

$$\frac{6,1 MPa}{8,66 MPa} = 0,70 \leq 1,0 \rightarrow OK$$

Forskydning:

Ved forskydning skal følgende eftervises:

$$1,5 * \frac{V}{b * h_{eff}} \leq k_v * f_{v,d}$$

Hvor k_v tager hensyn til udskæringer, men eftersom der ingen udskæringer er, fastsættes k_v til 1,0.

$$1,5 * \frac{1,28 * 10^3 N}{125 mm * 32 mm} = 0,48 MPa$$

$$k_v * f_{v,d} = 1,0 * \frac{3,4 MPa}{1,35} = 2,58 MPa$$

$$0,48 MPa < 2,58 MPa \rightarrow OK$$

IPE-80

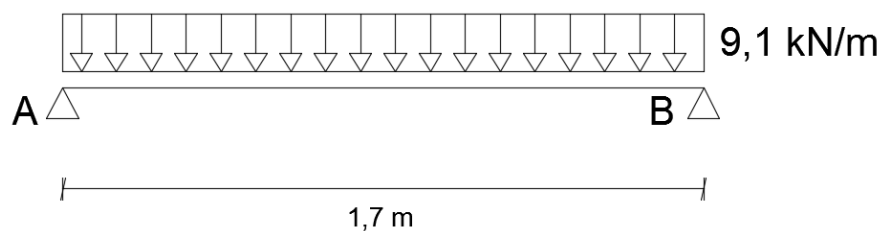
Til understøtning af terrassebrædderne pr. 1100 mm benyttes IPE-80 profiler. Profilerne har en længde på 1,7 meter.

Lasten, der regnes med, er den maksimale fundne reaktion under *Terrassebrædder* $R_B = R_D = 1,28 kN$. Der er placeret 12 brædder ved siden af hinanden, hvorfor lasten regnes som værende følgende:

$$\frac{12 * 1,28 kN}{1,7 m} + 0,06 \frac{kN}{m} = 9,1 \frac{kN}{m}$$

De 0,06 kN/m er profilets egenlast.

Det statiske system:



Reaktioner:

$$R = \frac{1}{2} * 9,1 \frac{kN}{m} * 1,7 m = 7,74 kN$$

Moment

$$M = \frac{1}{8} * 9,1 \frac{kN}{m} * (1,7m)^2 = 3,3 kNm$$

Profilen tilhører tværskningsklasse 1, hvorfor momentbæreevnen findes ud fra følgende:

$$M_{Rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Hvor modstandsmomentet findes til $23,2 \times 10^3 \text{ mm}^3$ i Teknisk Ståb.

$$M_{Rd} = 23,2 * 10^3 \text{ mm}^3 * \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} = 4,96 kNm$$

$$\frac{3,3 kNm}{4,96 kNm} = 0,66 < 1,0 \rightarrow OK$$

UNP-220

IPE-80-profilerne understøttes af UNP-220 profiler. UNP-profilerne løber derfor langs bygningen, hvor længderne regnes til at være 4,4 meter. Deres lastopland bliver derved:

$$\frac{1,7m}{2} = 0,85 m$$

Lastdata er som følgende:

Egenlast:

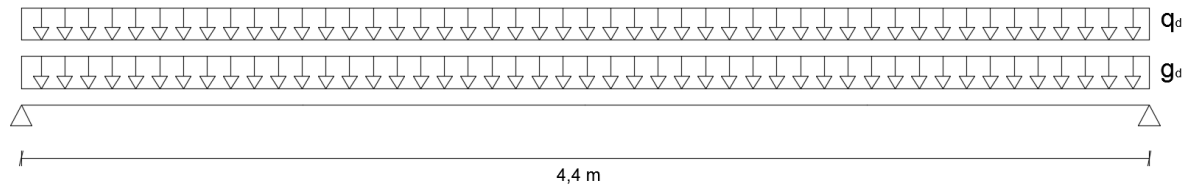
$$g_d = 3,8 \frac{kN}{m^3} * 0,032 m * 0,85 m + 0,3 \frac{kN}{m} = 0,4 \frac{kN}{m}$$

Det er henholdsvis for terrassebrædderne og profilet's egenlast.

Nyttelast:

$$q_d = 5,0 \frac{kN}{m^2} * 1,5 * 0,85 = 6,4 \frac{kN}{m}$$

Statisk system:



Reaktioner:

$$R = \frac{1}{2} * (0,4 + 6,4) \frac{kN}{m} * 4,4m = 15 kN$$

Moment:

$$M = \frac{1}{8} * (0,4 + 6,4) \frac{kN}{m} * (4,4m)^2 = 16,5 kN$$

Momentbæreevnen findes på samme måde som tidligere under dette afsnit.
Modstandsmomentet findes til $292 \times 10^3 \text{ mm}^3$ i Teknisk Ståbi.

Momentbæreevne:

$$M_{Rd} = 292 * 10^3 \text{ mm}^3 * \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} = 62,4 kNm > 16,5 kNm \rightarrow OK$$

Forskydningsbæreevne:

$$A_v = 220 \text{ mm} * 9 \text{ mm} = 1980 \text{ mm}^2$$
$$V_{Rd} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \rightarrow \frac{1980 \text{ mm}^2 * \frac{235}{\sqrt{3}}}{1,1} = 244 kN > 15 kN \rightarrow OK$$

IPE-220

Ved enderne af hver vægelement fastmonteres en IPE-220, som skal bære hele svalegangen. De fastmonteres ved vinduerne, hvor isoleringstykkelsen er mindst. Se eventuelt figuren i starten af dette afsnit. Lastoplandet for profilerne er derved:

$$\frac{4,4m}{2} = 2,2 m$$

Lastdata er som følgende:

Egenlast:

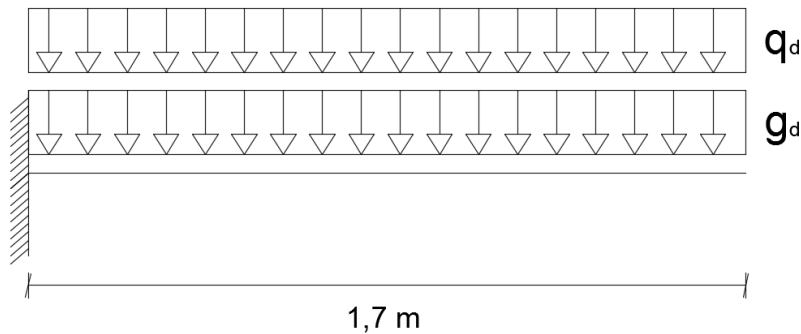
$$g_d = 3,8 \frac{kN}{m^3} * 0,032 m * 2,2 m + 0,3 \frac{kN}{m} = 0,6 \frac{kN}{m}$$

Det er henholdsvis for terrassebrædderne og profilets egenlast.

Nyttelast:

$$q_d = 5,0 \frac{kN}{m^2} * 1,5 * 2,2 = 16,5 \frac{kN}{m}$$

Statisk system:



Reaktion:

$$R = (16,5 + 0,6) \frac{kN}{m} * 1,7 m = 29,1 kN$$

Moment:

$$M = \frac{1}{2} * (16,5 + 0,6) \frac{kN}{m} * (1,7m)^2 = 25 kNm$$

Momentbæreevne samt forskydningsbæreevnen findes på samme vis som tidligere i dette afsnit. Modstandsmomentet findes til $286 \times 10^3 \text{ mm}^3$ i Teknisk Ståbi.

Momentbæreevne:

$$M_{Rd} = 286 * 10^3 \text{ mm}^3 * \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} = 61,1 kNm > 25 kNm \rightarrow OK$$

Forskydningsbæreevne:

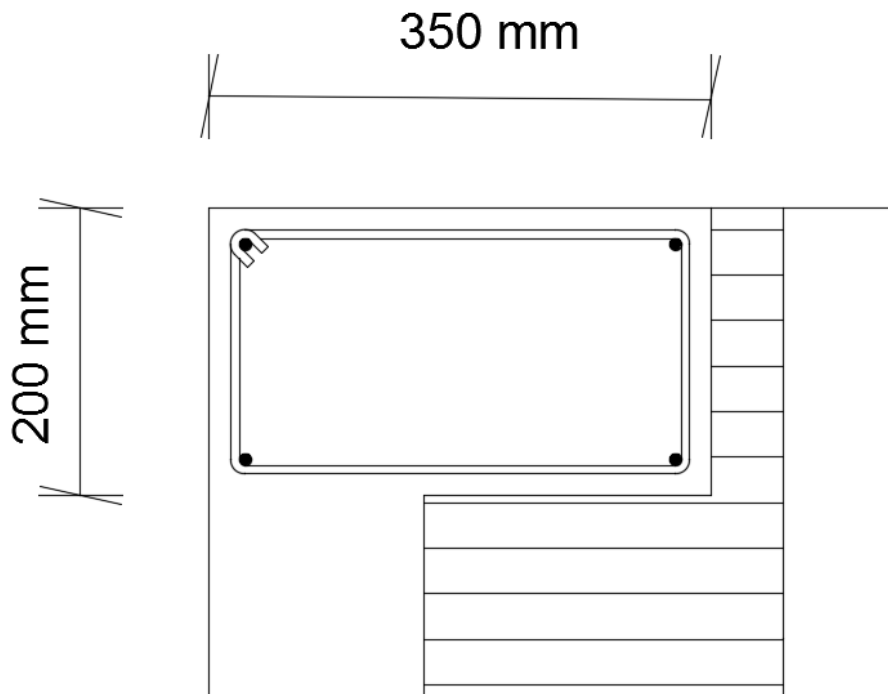
$$A_v = 220 \text{ mm} * 5,9 \text{ mm} = 1298 \text{ mm}^2$$
$$V_{Rd} = \frac{1298 \text{ mm}^2 * \frac{235}{\sqrt{3}}}{1,1} = 160 kN > 29,1 kN \rightarrow OK$$

Udbøjningen findes:

$$\frac{1}{8} * \frac{0,6 \frac{kN}{m} * (1700mm)^4}{0,21 * 10^6 MPa * 27,7 * 10^6 mm^4} = 0,1 mm < \frac{1700mm}{400} = 4 mm \rightarrow OK$$

A.2.6.2 Ydervæg

IPE-220 fastmonteres til bagmuren i ydervæggene, hvor isoleringstykkelsen er mindst. Ydervæggene skal derfor kunne optage dette moment, der opstår heraf. Den del af ydervæggen, hvor IPE-220 fastmonteres, regnes som en søjle. Søjle's højde fastsættes til 350 mm. Bredden er normalt 150 mm, hvor det dog ændres til 200 mm ved de steder, IPE-220 fastmonteres. Se eventuelt følgende figur der viser et plansnit af ydervæggen, hvor søjlen er fremhævet.



Figur 44 – Plansnit af ydervæg

Momentet, der er fundet under A.2.6.1 *Svalegang – IPE-220*, er 25 kNm. Derudover findes det moment, der vil opstå ud fra normalkraften med en excentricitet. Normalkraften stammer fra de overliggende konstruktionselementer. Excentriciteten fastsættes igen til de før fundne 18 mm under A.2.5 – *Vægge & Søjler*. Normalkraften fastsættes ligeledes til den fundne normalkraft under A.2.5 – *Vægge & Søjler*, som er 97,4 kN. Momentet der opstår heraf bliver:

$$97,4 kN * 0,018 m = 1,75 kNm$$

Det samlede moment bliver derfor:

$$M = 25 kNm + 1,75 kNm = 26,75 kNm$$

Ydervæggene er som før nævnt af styrkeklasse C30 og passiv miljøklasse. Dæklaget kan derved fastsættes til 15 mm, hvor tværsnittets effektive højde herefter bestemmes.

$$d = 350 \text{ mm} - 15 \text{ mm} - 6 \text{ mm} - \frac{1}{2} * 12 \text{ mm} = 323 \text{ mm}$$

Den dimensionsløse størrelse, μ , bestemmes:

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \frac{26,75 * 10^6 \text{ Nmm}}{200 \text{ mm} * (323 \text{ mm})^2 * 21,4 \text{ MPa}} = 0,06$$

Armeringsgraden bestemmes:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \rightarrow 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,06} = 0,062$$

Det nødvendige armeringsareal bestemmes:

$$A_s = 0,062 * \frac{200 \text{ mm} * 323 \text{ mm} * 21,4 \text{ MPa}}{458 \text{ MPa}} = 186,6 \text{ mm}^2$$

Længdearmeringen vælges derfor til at være Y12, hvor 2Y12 har et armeringsareal på 226 mm².

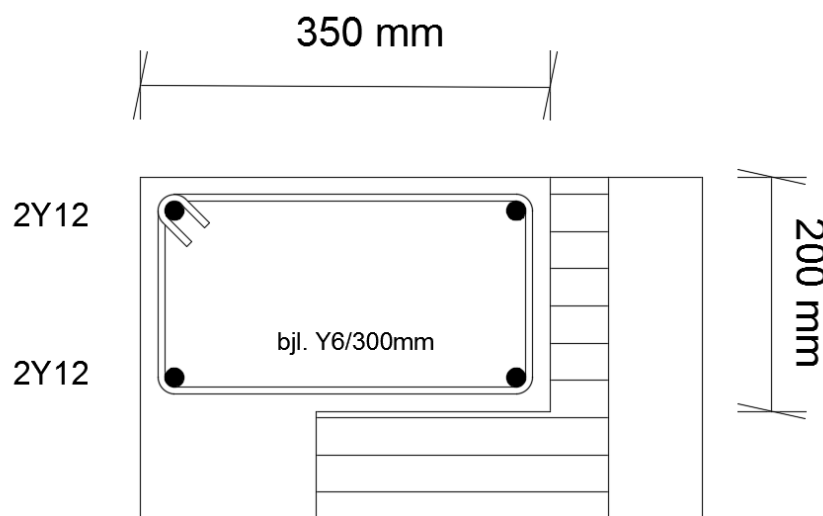
Ved kontrol af armeringsgraden skal følgende være gældende:

$$\omega_{min} < \omega < \omega_{bal}$$

Minimums armeringsgraden samt det balancerede armeringsgrad kan findes ud fra formler. Dog er de allerede udregnet i Teknisk Ståbi, hvor de findes:

$$0,029 < 0,062 < 0,483 \rightarrow OK$$

Som ovenstående viser, er tværsnittet normalt armeret. Tværsnittet er skitseret på nedenstående figur.



Figur 45 – Tværsnit af søjle med armering

Bøjlerne vil fortsat være som bestemt under A.2.5 – *Vægge & Søjler*.

Det samlede moment vil skabe et kraftpar, hvorfor det skal undersøges, om foden af væggen vil flytte sig, som følge af den vandrette kraft. Den vandrette kraft bliver som følgende:

$$\frac{26,75 \text{ kNm}}{3,9 \text{ m}} = 6,9 \text{ kN}$$

Fremgangsmåden er den samme som ved vægstabilitet, hvor der tjekkes for glidning. Det skal eftervises at den vandrette kraft er mindre end den lodrette kraft ganget med friktionskoefficienten på 0,5:

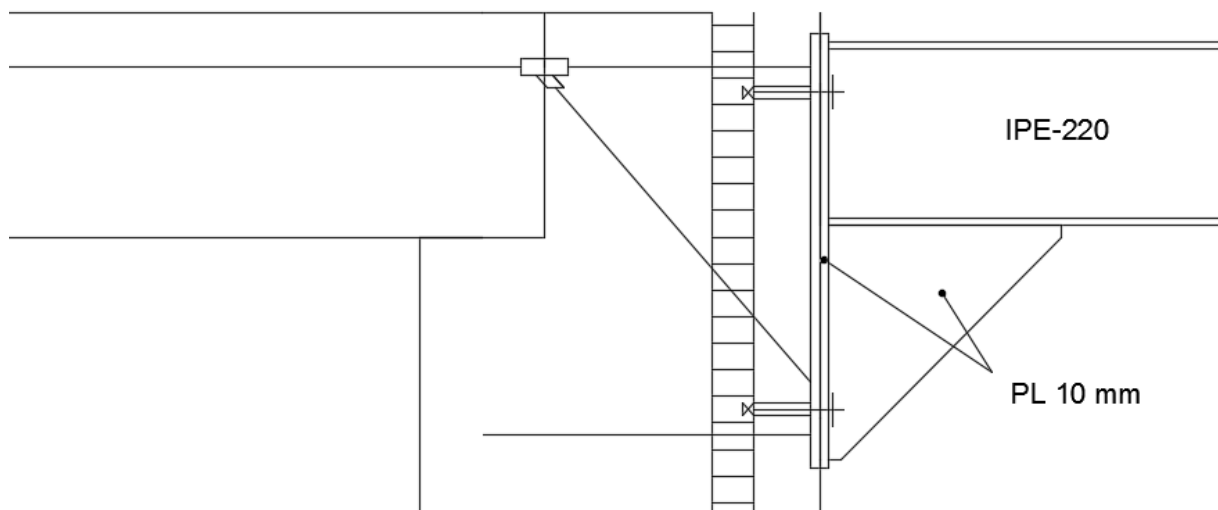
$$6,9 \text{ kN} < 97,4 \text{ kN} * 0,5 \rightarrow 6,9 \text{ kN} < 48,7 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Det er derfor ikke nødvendigt at lave yderligere foranstaltninger. Hvis den vandrette kraft var større end den lodrette, kunne en løsning være at forbinde væggen til fundamentet ved hjælp af en armeringsstang.

A.2.6.3 Samling

Samling mellem ydervæg og svalegang

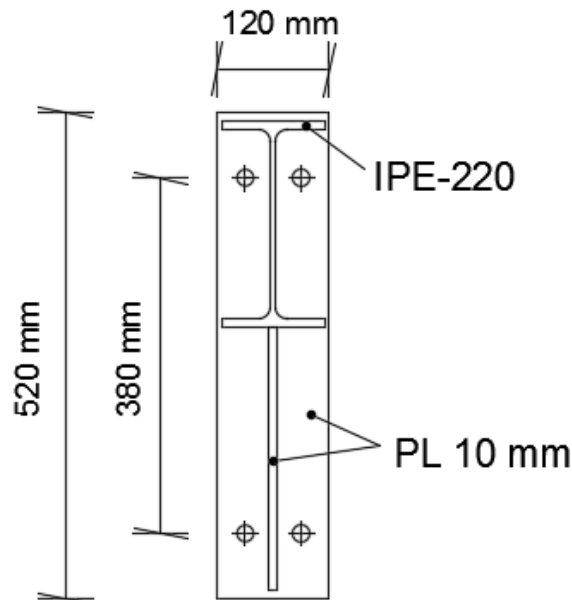
Samlingen består af en forankringsplade, der støbes ind i væggen, og armeringsstænger, der holder forankringspladen på plads. Dernæst kan IPE-profilet boltes fast til forankringspladen, ved hjælp af den plade, der påsvejses IPE-profilets ende. Følgende figur viser en skitse af samlingen.



Figur 46 – Samling mellem svalegang og ydervæg

Forankringspladen har en tykkelse på 12 mm og den påsvejste plade har en tykkelse på 10 mm. Det skal sikres, at samlingen kan overføre den lodrette kraft samt momentet, som er henholdsvis 29,1 kN og 25 kNm.

Samlingen består af 4 bolte, hvor der eftervises for M16 bolte. Følgende figur viser et snit af samlingen.



Figur 47 – Snit af samling

De to øverste bolte skal tage trækraften, der opstår af momentet. Momentet opdeles i et kraftpar, hvor trækraften bliver som følgende:

$$F_{t,Ed} = \frac{25 \text{ kNm}}{0,38\text{m}} \rightarrow F_{t,Ed} = 65,8 \text{ kN}$$

Hullernes indbyrdes afstande samt afstande til kanterne bestemmes på samme vis som beskrevet under afsnit A.2.2.2 *Robusthed*. Hullerne regnes med en diameter på 18 mm. Kantafstande bestemmes:

$$e_1 = 3,0 * 18 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 54 \text{ mm}$$

Afstanden sættes til 60 mm.

$$e_2 = 1,5 * 18\text{mm} \rightarrow e_2 = 27 \text{ mm}$$

Afstanden sættes til 30 mm.

$$p_1 = p_2 = 3,0 * 18 \text{ mm} \rightarrow p_1 = p_2 = 54 \text{ mm}$$

Afstanden p_1 er de 380 mm. Afstanden p_2 sættes til 60 mm.

Boltenes trækbæreevne og overklipningsbæreevne findes. Derudover eftervises boltene for kombineret forskydning og træk. Pladens hulrandsbæreevne findes. Desuden tjekkes der også for gennemlokning.

Trækbæreevne

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} > 118,6 \text{ kN}$$

Hvor A_s er spændingsarealet.

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 * 800 \text{ MPa} * 157 \text{ mm}^2}{1,35} \rightarrow F_{t,Rd} = 83,7 \text{ kN}$$

Eftersom der er to bolte, vil den samlede trækbæreevne være:

$$F_{t,Rd} = 2 * 83,7 \text{ kN} \rightarrow F_{t,Rd} = 167,4 \text{ kN} > 65,8 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Overklipningsbæreevne

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v * f_{ub} * A_s}{\gamma_{M2}} > 29,1 \text{ kN}$$

Reduktionsfaktoren, α_v , findes ud fra boltens styrkeklasse, og hvor snittet lægges. Boltens styrkeklasse er 8.8, og snittet er gennem rullet gevind. Reduktionsfaktoren bliver derfor 0,6.

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * 800 \text{ MPa} * 157 \text{ mm}^2}{\gamma_{M2}} \rightarrow F_{v,Rd} = 55,8 \text{ kN} > 29,1 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Den samlede overklipningsbæreevne findes ved to bolte:

$$F_{v,Rd} = 2 * 55,8 \text{ kN} \rightarrow F_{v,Rd} = 111,6 \text{ kN}$$

Kombineret forskydning og træk

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 * F_{t,Rd}} \leq 1,0$$
$$\frac{29,1 \text{ kN}}{111,6 \text{ kN}} + \frac{65,8 \text{ kN}}{1,4 * 167,4 \text{ kN}} \rightarrow 0,54 \leq 1,0 \rightarrow OK$$

Hulrandsbæreevne

$$F_{b,Rd} = 2,5 * d * t * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} > 29,1 \text{ kN}$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 * 16 \text{ mm} * 10 \text{ mm} * \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} \rightarrow F_{b,Rd} = 106,7 \text{ kN} > 29,1 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Gennemlokning

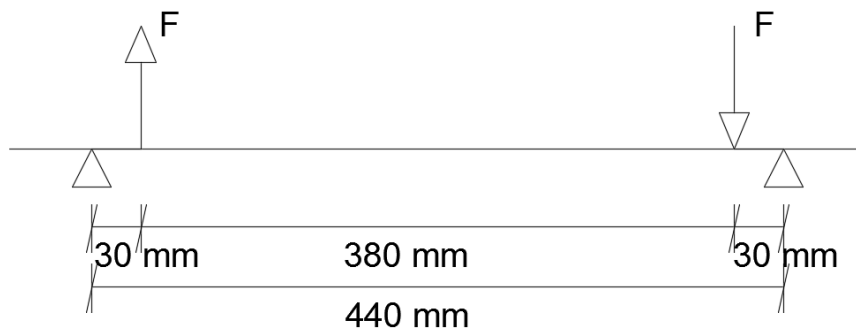
$$F_{B,Rd} = 0,6 * \pi * d_m * t * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} > 118,6 \text{ kN}$$

d_m er boltehovedets middeldiameter. Denne findes til 24 mm.

$$F_{B,Rd} = 0,6 * \pi * 24 \text{ mm} * 10 \text{ mm} * \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} \rightarrow F_{B,Rd} = 120,6 \text{ kN} > 118,6 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Forankringsplade

Forankringspladen skal ligeledes tjekkes for momentet, der opstår grundet kraftparret. Derudover skal armeringsstængerne bestemmes, så de kan optage trækkræfterne. Det statiske system for forankringspladen er som følgende:



Understøtningerne er armeringsstængerne. F er de før fundne 65,8 kN. Maks. momentet i pladen findes til 1,71 kNm. Pladens bæreevne findes ud fra følgende:

$$M_{Rd} = \frac{W * f_y}{\gamma_{M0}}$$

Hvor modstandsmomentet findes til:

$$W = \frac{1}{6} * 520 \text{ mm} * (12 \text{ mm})^2 \rightarrow W = 12,48 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{Rd} = \frac{12,48 * 10^3 \text{ mm}^3 * 235 \text{ MPa}}{1,1} \rightarrow 2,7 \text{ kNm} > 1,71 \rightarrow OK$$

Armeringsstængerne bestemmes ud fra reaktionerne, der findes til:

$$\pm R * 0,44 \text{ m} \pm 65,8 \text{ kN} * 0,41 \text{ m} \mp 65,8 \text{ kN} * 0,03 \text{ m} = 0 \rightarrow R = \mp 56,83 \text{ kN}$$

De vandrette stænger bestemmes ud fra de 56,83 kN. Der vælges 1 Y14 til træk og 1 Y14 til tryk. Udregningen er ens, hvorfor der kun foretages en. Bæreevnen beregnes som følgende:

$$N_{Rd} = A_s * f_{yd}$$

Armeringsarealet for 1 Y14 er 154 mm², hvor bæreevnen bliver:

$$N_{Rd} = 154 \text{ mm}^2 * 458 \text{ MPa} \rightarrow N_{Rd} = 70,5 \text{ kN} > 56,83 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Den skrå trækstang skal eftervises for en trækraft på:

$$F = \frac{29,1 \text{ kN}}{\cos(41^\circ)} = 38,6 \text{ kN}$$

Der eftervises for 1 Y12, hvis armeringsareal er 113 mm^2 .

$$N_{Rd} = 113 \text{ mm}^2 * 458 \text{ MPa} \rightarrow N_{Rd} = 51,7 \text{ kN} > 38,6 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Armeringsstangen, der forankres ind i huldækelementerne, skal kunne optage lasten på de 65,83 kN samt den vandrette resultant, som den skrå armeringsstang overfører. Resultanten bliver som følgende:

$$\sin(41^\circ) * 38,6 \text{ kN} = 25,3 \text{ kN}$$

Den samlede trækraft bliver derfor 91,13 kN. Der eftervises for 1 Y16, hvis armeringsareal er 201 mm^2 .

$$N_{Rd} = 201 \text{ mm}^2 * 458 \text{ MPa} \rightarrow N_{Rd} = 92,1 \text{ kN} > 91,13 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Det skal derfor minimum være en Y16, som forankres minimum 700 mm.

De tre armeringsstænger samles i en gevindmuffe, som er placeret i den tynde del af bagmuren. De før fundne 91,13 kN vil skabe et moment. Afstanden fra samlemuffen til bunden af den tynde del af bagmuren måles til 205 mm. Momentet, der vil opstå, bliver derved:

$$M = 91,13 \text{ kN} * 0,205 \text{ m} = 18,7 \text{ kNm}$$

Den tynde del af bagmuren skal derfor armeres for et moment på 18,7 kNm, og regnes som en bjælke med en højde på 200 mm og en bredde på 200 mm. Den effektive højde findes til:

$$d = 200 \text{ mm} - 15 \text{ mm} - 6 \text{ mm} = 179 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{18,7 * 10^6 \text{ Nmm}}{200 \text{ mm} * (179 \text{ mm})^2 * 21,4 \text{ MPa}} \rightarrow \mu = 0,136$$

Armeringsgraden skal minimum være 0,029 og må maksimum være 0,483. Armeringsgraden er:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,136} \rightarrow \omega = 0,147$$

$$A_s = 0,147 * \frac{200 \text{ mm} * 179 \text{ mm} * 21,4 \text{ MPa}}{458 \text{ MPa}} \rightarrow A_s = 246,22 \text{ mm}^2$$

Længdearmeringen er i forvejen 2Y12, hvis armeringsareal er 226 mm^2 . Der vælges derfor at indføre en ekstra Y12, så der er 3Y12, hvor bagmuren kun er de 200 mm. I stedet for de 350 mm. Armeringsarealet for 3 Y12 er 308 mm^2 .

Svejsning

Der svejses hele vejen rundt om IPE-profilet med kantsøm, a lig 4, hvor der kun eftervises for svejsningen rundt om IPE-profilet. Følgende skal eftervises:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 * (\tau_{90}^2 + \tau_0^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}}$$

Hvor β_w er en korrelationsfaktor, der afhænger af stålets styrkeklasse. Ved S235 er β_w lig 0,8.

$$\sigma_{90} \leq 0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

Hvor

σ_{eff}	Den effektive spænding
σ_{90}	Normalspændingen vinkelret på svejsesømmens akse
τ_0	Forskydningsspændingen parallel med svejsesømmens akse
τ_{90}	Forskydningsspændingen vinkelret på svejsesømmens akse

Grænsetilstandene bestemmes:

$$\frac{f_u}{\beta_w * \gamma_{M2}} = \frac{360 \text{ MPa}}{0,8 * 1,35} = 333,3 \text{ MPa}$$

$$0,9 * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 * \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} = 240 \text{ MPa}$$

Den øverste flange forudsættes at tage trækraften, der opstår på grund af momentet, dog vælges at undersøge om svejsningen om IPE-profilet kan optage momentet. Trækraften bliver derfor momentet divideret med afstanden fra midt flange til midt flange. Kroppen forudsættes at tage forskydningskraften.

- Optagelse af moment

Trækraften bliver:

$$F = \frac{25 \text{ kNm}}{220 \text{ mm} - 9,2 \text{ mm}} = 118,6 \text{ kN}$$

Spændingen i svejsesømmen findes ud fra følgende:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{F}{l * a * \sqrt{2}}$$

Hvor

N	Trækraften
l	Svejsesømmens længde
a	Sømtykkelsen

Svejsesømmens længde er lig med længden af svejsningen med fradrag fra eventuelle ender. Eftersom der er svejst hele vejen rundt, vil der ikke være et fradrag, og svejsesømmens længde bliver derved:

$$l = 110 \text{ mm} * 2 - 5,9 \text{ mm} - 2 * 12 \text{ mm} = 190,1 \text{ mm}$$

Spændingen findes derved til:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{118,6 * 10^3 \text{ N}}{190,1 \text{ mm} * 4 \text{ mm} * \sqrt{2}} \rightarrow \sigma_{90} = \tau_{90} = 110,3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eff} = \sqrt{(110,3 \text{ MPa})^2 + 3 * (110,3 \text{ MPa})^2} \rightarrow 220,6 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

$$110,3 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

- Optagelse af forskydning

Spændingen i svejsesømmen findes ud fra følgende:

$$\tau_0 = \frac{V}{2 * l * a}$$

Hvor V er forskydningskraften svejsningen skal kunne optage. Svejsesømmens længde findes til:

$$l = 220 \text{ mm} - 2 * 12 \text{ mm} - 2 * 9,2 \text{ mm} = 177,6 \text{ mm}$$

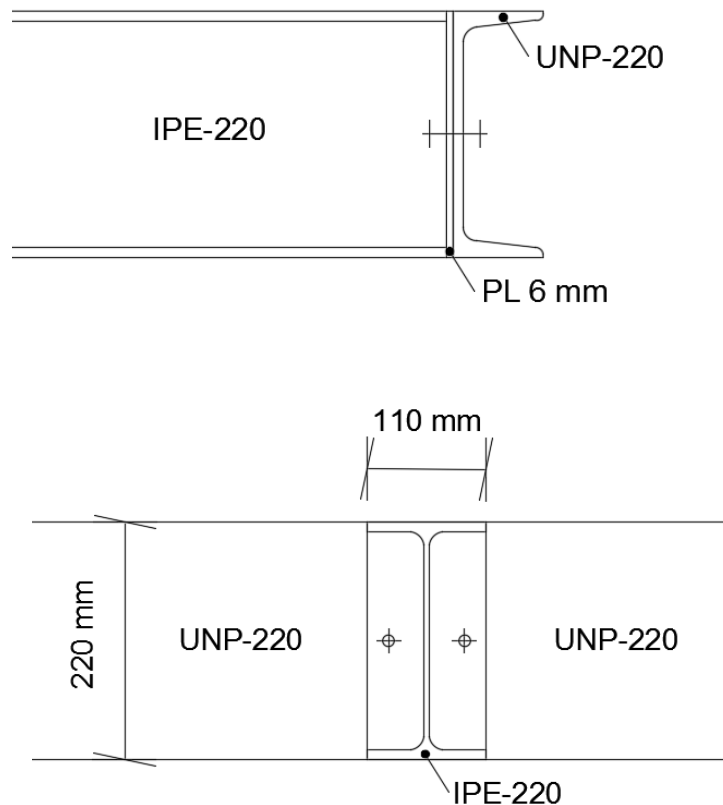
Spændingen findes derved til:

$$\tau_0 = \frac{29,1 * 10^3 \text{ N}}{2 * 177,6 \text{ mm} * 4 \text{ mm}} \rightarrow \tau_0 = 20,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 * (20,5 \text{ MPa})^2} \rightarrow 35,5 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

Samling mellem UNP-220 og IPE-220

Ved den modsatte ende af IPE-220 profilet svejses endnu en stålplade, dog med tykkelsen 6 mm. Pladen svejses på IPE-220 profilet så UNP-220 profilet kan boltes fast. Samlingen eftervises for en M10 bolt. Følgende figur viser en skitse af samlingen. Første er samlingen set fra siden. Den næste er et snit.



Figur 48 – Samling mellem UNP-220 og IPE-220

Boltens overlappingsbæreevne samt stålpladens hulrandsbæreevne tjekkes. Lasten, der skal eftervises for, er de fundne 15 kN under eftervisningen af UNP-220. Formlerne, der benyttes, er de samme som før beskrevet under afsnittet med samlingen mellem ydervæg og IPE-220.

Overlappingsbæreevne

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 * 800MPa * 58mm^2}{\gamma_{M2}} \rightarrow F_{v,Rd} = 20,6 kN > 15 kN \rightarrow OK$$

Hulrandsbæreevne

Eftersom afstandene er tilstrækkelig store kan korrektionsfaktorerne, k_1 og α_b , sættes til henholdsvis 2,5 og 1,0.

$$F_{b,Rd} = 2,5 * 10 \text{ mm} * 6 \text{ mm} * \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} \rightarrow F_{b,Rd} = 40 \text{ kN} > 15 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Svejsning

Forskydningskraften, svejsningen skal kunne optage, er to gange de 15 kN. Svejselængden findes langs kroppen af IPE-220:

$$l = 220 \text{ mm} - 2 * 12 \text{ mm} - 2 * 9,2 \text{ mm} = 177,6 \text{ mm}$$

Spændingen findes derved til:

$$\tau_0 = \frac{30 * 10^3 \text{ N}}{2 * 177,6 \text{ mm} * 4 \text{ mm}} \rightarrow \tau_0 = 21,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 * (21,1 \text{ MPa})^2} \rightarrow 36,6 \text{ MPa} < 333,3 \text{ MPa} \rightarrow OK$$

A.2.7 Tagudhæng

Tagudhængen består af stålbjælker, hvor der mellem bjælkerne er ståltrapezplader. Udkragningslængden er af samme princip som ved svalegangen, hvor der rundt om bygning D samt den nordlige side af bygning C er en udkragningslængde på 0,8 meter. Ved den sydlige del af bygning C er udkragningslængden på 1,7 meter. Det vælges derfor at eftervise for bjælken med den største udkragningslængde. Ståltrapezpladerne fastsættes dog som start.

A.2.7.1 Ståltrapezplader

Ved fastsættelse af lasterne kan det ved hjælp af bæreevnetabeller bestemmes hvilke ståltrapezplader, der kan benyttes. Bæreevnetabellerne findes på Muncholms hjemmeside, som er leverandør indenfor blandt andet trapezplader.

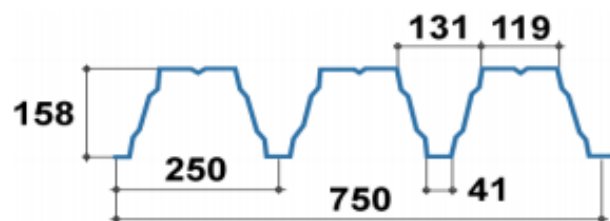
Egenlasten fastsættes ud fra enkelte dele, der er fastsat under *Projektgrundlag*. Egenlasten bliver som følgende:

Egenlast	
Mos-Sedum opbygning	0,8 kN/m ²
2 lag tagpap	0,1 kN/m ²
Isolering	0,5 kN/m ²
I alt	1,4 kN/m ²

Nyttelasten er fastsat til 3,0 kN/m². Den regningsmæssige samlede last bliver derved:

$$p = 1,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,0 + 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,5 = 5,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Der vælges en EM-158R/750, hvis tværsnit er som følgende:



Figur 49 – Tværsnit af ståltrapezplade

Med en tykkelse på 1,25 mm og en spændvidde på 5,0 meter vil den regningsmæssige bæreevne være 7,15 kN/m², hvilket er større end de 5,9 kN/m². Ved anvendelsesgrænsetilstand kan der regnes med en maksimal karakteristisk last på 5,9 kN/m². Det kan derved konkluderes at valgte ståltrapezplade er tilstrækkelig. Følgende figur viser et udsnit af bæreevnetabellen for en EM-158R/750.

MELLEMLYDLAG:150 mm

DATO:1. juni 2010

Data er beregnet i henhold til Eurocode 3 DS/EN 1993-1-3: Generelle regler

- Supplerende regler for koldformede elementer og beklædning af tyndplade samt tilhørende nationalt Anneks.

Tabellerne angiver øvre grænser for bæreevnen beregnet under forudsætning af jævnt fordelt last og lige store spænd.

1: Styrke

• regningsmæssig bæreevne i kN/m²

2: Deformation

• karakteristisk bæreevne i kN/m² - forudsætning L/150 for L<4,50 m, 30 mm for 4,50 m<L<6,00 m og L/200 for L>6,00 m

Lastretning: NED

SPÆND 1-FAG

Spændvidde i m

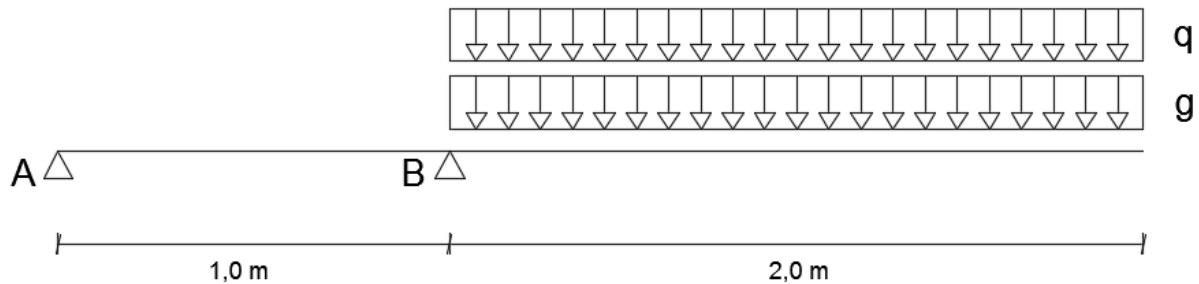
	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00	
0,75 mm	1:	2,44	2,35	2,26	2,18	2,10	2,03	1,97	1,91	1,85	1,79	1,74	1,69	1,65	1,61	1,56	1,53
	2:	3,32	2,89	2,51	2,19	1,91	1,67	1,51	1,38	1,26	1,15	1,05	0,97	0,89	0,82	0,76	0,71
0,88 mm	1:	3,44	3,31	3,19	3,07	2,97	2,87	2,78	2,69	2,61	2,53	2,46	2,39	2,33	2,26	2,20	2,09
	2:	4,08	3,50	3,01	2,61	2,26	1,98	1,79	1,63	1,49	1,36	1,25	1,14	1,05	0,97	0,90	0,83
1,00 mm	1:	4,51	4,34	4,17	4,03	3,89	3,76	3,64	3,52	3,42	3,32	3,22	3,11	2,95	2,79	2,65	2,52
	2:	4,68	4,00	3,44	2,98	2,59	2,26	2,05	1,86	1,70	1,55	1,42	1,31	1,20	1,11	1,03	0,95
1,13 mm	1:	5,81	5,59	5,38	5,19	5,01	4,84	4,69	4,54	4,34	4,09	3,86	3,65	3,46	3,28	3,11	2,96
	2:	5,32	4,55	3,91	3,38	2,94	2,56	2,32	2,11	1,93	1,76	1,61	1,48	1,37	1,26	1,17	1,08
1,25 mm	1:	7,15	6,88	6,62	6,39	6,17	5,96	5,66	5,31	4,99	4,70	4,44	4,20	3,97	3,77	3,58	3,40
	2:	5,90	5,04	4,34	3,75	3,26	2,85	2,58	2,34	2,14	1,95	1,79	1,65	1,52	1,40	1,30	1,20

Figur 50 – Bæreevnetabel EM-158R/750

Den valgte tykkelse samt den regningsmæssige – og karakteristiske bæreevne er markeret med rød.

A.2.7.2 Stålbjælke

Stålbjælkerne er udsat for samme last, der er bestemt ved ståltrapezpladerne. Eftersom ståltrapezpladerne har en spændvidde på 5,0 meter, vil lastoplandet for stålbjælkerne derved være 5,0 meter. Stålbjælkerne fastmonteres huldækkene, hvor det statiske system vil være som følgende:



Det vælges at eftergive for en HE200B S235.

Hvor:

$$g = 1,4 \frac{kN}{m^2} * 5m + 0,61 \frac{kN}{m} = 7,61 \frac{kN}{m}$$

$$q = 4,5 \frac{kN}{m^2} * 5m = 22,5 \frac{kN}{m}$$

Reaktioner:

$$0 = -R_A * 1,0m - (7,61 + 22,5) \frac{kN}{m} * (2,0m)^2 * \frac{1}{2} \rightarrow R_A = -60,2 kN$$

$$0 = -R_B * 1,0m + (7,61 + 22,5) \frac{kN}{m} * 2,0m * \left(\frac{1}{2} * 2,0m + 1,0m\right) \rightarrow R_B = 120,4 kN$$

Det maksimale moment opstår ved understøtning B:

$$M_{max} = -\frac{1}{2} * (7,61 + 22,5) \frac{kN}{m} * (2,0m)^2 \rightarrow M_{max} = -60,2 kNm$$

Profilen tilhører tværsnitsklasse 1, hvorfor momentbæreevnen kan findes ved:

$$M_{Rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Modstandsmomentet findes i Teknisk Ståbi til $642 \times 10^3 \text{ mm}^3$.

$$M_{Rd} = 642 * 10^3 \text{ mm}^3 * \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} = 137,2 kNm > 60,2 kNm \rightarrow OK$$

Forskydningsbæreevnen findes ud af følgende:

$$V_{Rd} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

Hvor A_v er forskydningsarealet:

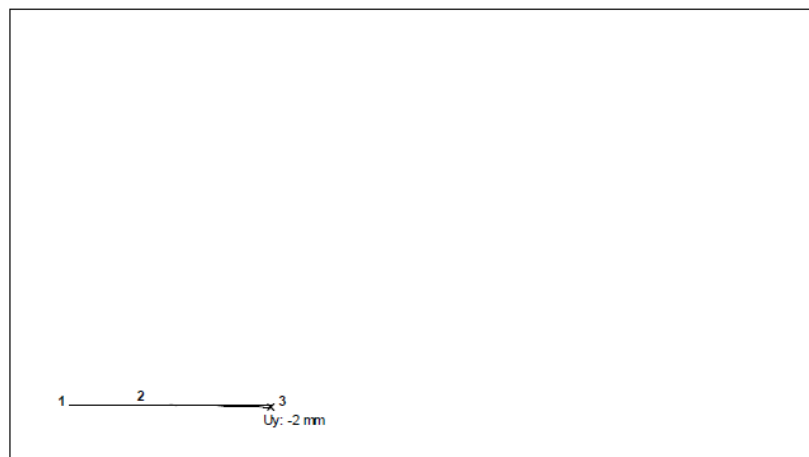
$$A_v = 200 \text{ mm} * 9 \text{ mm} = 1800 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{1800 \text{ mm}^2 * \frac{235 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}}{1,1} = 222,0 \text{ kN} > 120,4 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Udbøjning findes på samme måde som ved bjælker ved trappereposen i afsnit A.2.7.3 *Bjælker ved trapperepos*, hvor udbøjningen findes til 2,0 mm. Følgende figur er et udsnit af resultatet fra dimensioneringsprogrammet PlanRamme 4.

Anv. Kar.: 1 * g
1. ordens beregning

Deformationer:



Den maksimale tilladelige udbøjning findes til:

$$u_{max} = \frac{2000 \text{ mm}}{400} \rightarrow u_{max} = 5 \text{ mm}$$

De 5 mm er større end de 2 mm, hvorfor udbøjningen accepteres.

Bjælken fastmonteres med to bolte ved hver understøtning, hvor boltene trækbæreevne skal være større end trækkraften. Den maksimale trækkraft er de før fundne 60,2 kN. Følgende skal være gældende:

$$F_{t,R} = 0,9 * \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} * A_s > 60,2 \text{ kN}$$

$$F_{B,Rd} = 0,6 * \pi * d_m * t_p * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} > 60,2 \text{ kN}$$

Hvor

f_{ub}	Boltens trækstyrke
A_s	Boltens spændingsareal
d_m	Middeldiameter af boltehoved eller møtrik
t_p	Pladetykkelsen
f_u	Pladematerialets trækstyrke

Der eftervises for 2 M14 bolte.

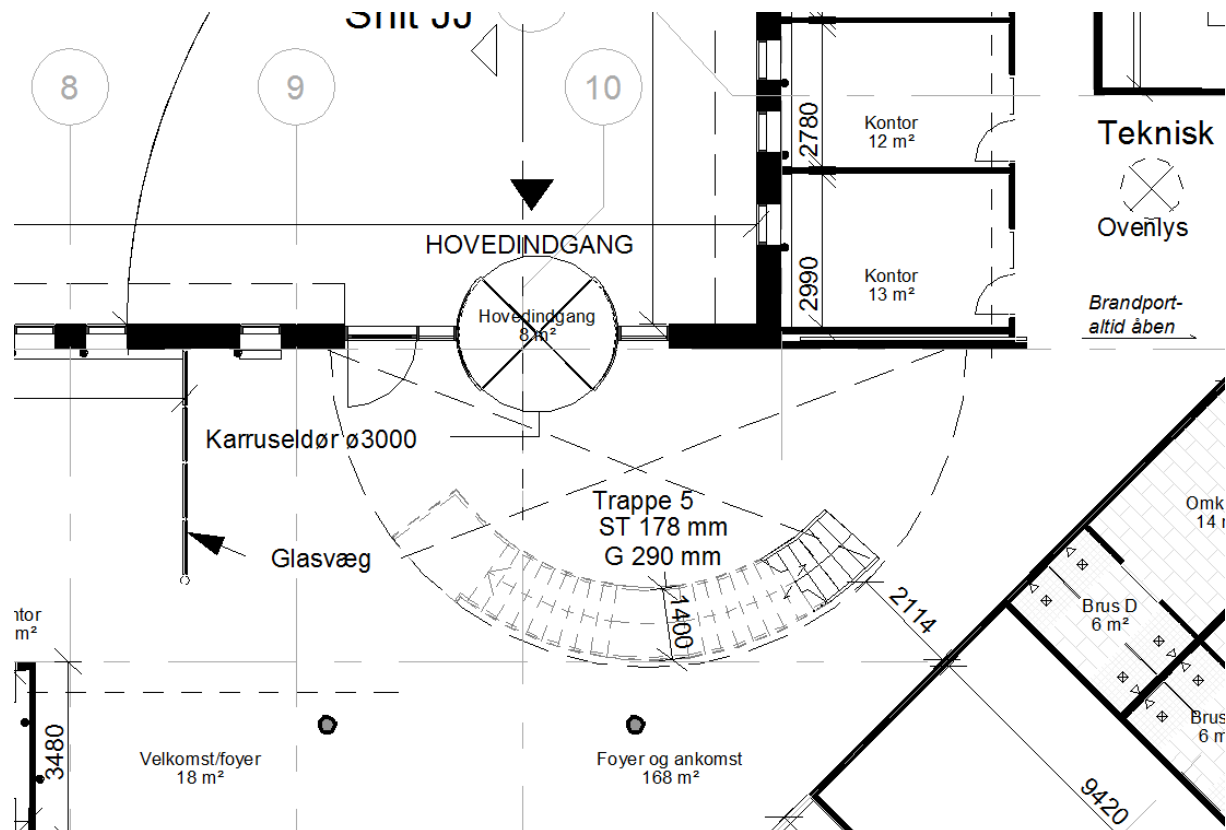
$$F_{t,R} = \left(0,9 * \frac{800 \text{ MPa}}{1,35} * 115 \text{ mm}^2 \right) * 2 \text{ stk} \rightarrow 61,3 \text{ kN} * 2 \text{ stk} = 122,6 \text{ kN} > 60,2 \text{ kN} \\ \rightarrow OK$$

$$F_{B,Rd} = 0,6 * \pi * 22 \text{ mm} * 15 \text{ mm} * \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} = 165,9 \text{ kN} > 60,2 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Der monteres en bolt på hver side af HEB-profilets krop.

A.2.8 Foyer / Trappeopgang

Ved indgangspartiet er der en trappe, der forbinder stueetagen med første sal. Trappeåbningen skal have en runding, hvorfor betondækket rundt om skal støbes på stedet. Følgende figur viser indgangen samt trappeåbningen.



Figur 51 – Oversigt af hovedindgang

Ved foyeren og trappeopgangen er der flere dele, der skal tjekkes. Ved indgangspartiet skal der indsættes et afstivende profil. Ved trappeopgangen skal betonen støbes på stedet for at få den runde kant, og selve trappen skal holdes af bjælker, der skal gå under etageadskillelsen.

A.2.8.1 Afstivende profil

Indgangspartiet består af glas fra stueetage til 1. etage. Der indlægges derfor et stålprofil ved etageadskillelsen som afstivende profil. Profilet belastes kun af vind fra nord, hvor peakhastighedsstrykket er $0,74 \text{ kN/m}^2$. h/d-forholdet er før fundet til 0,5 under *Projektgrundlag – Stabilitetslaster*, hvor formfaktor D er 0,75. Fladelasten findes derved:

$$0,74 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,5 * 0,75 = 0,83 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Lastoplandet er halvdelen af afstanden fra terrændæk til etageadskillelse og halvdelen af afstanden fra etageadskillelsen til tagkonstruktionen:

$$\frac{1}{2} * 4,3 \text{ m} + \frac{1}{2} * 3,2 \text{ m} = 3,75 \text{ m}$$

Linjelasten bliver derved:

$$0,83 \frac{kN}{m^2} * 3,75m = 3,12 \frac{kN}{m}$$

Som afstivende profil vælges et RHS-profil. Profilet er kvadratisk med dimensionerne 200 mm x 200 mm og en tykkelse på 8 mm. Forudsætningerne for det afstivende profil er som følgende:

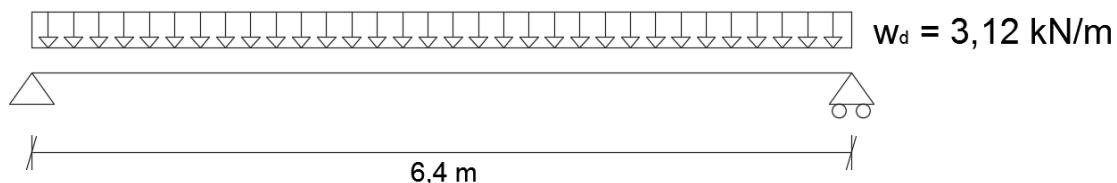
- Styrkeklasse S235
- Længde 6,4 m
- Inertimoment, I $37,1 \times 10^6 \text{ mm}^4$
- Elasticitetsmodul, E $0,21 \times 10^6 \text{ MPa}$
- Plastisk modstandsmoment W_{pl} $436 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- Elastisk modstandsmoment W_{el} $371 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Det undersøges hvilken tværsnitsklasse profilet tilhører, hvorefter der kan bestemmes om der skal regnes plastisk eller elastisk. Når profilet kun er bøjningspåvirket bestemmes tværsnitsklassen ud fra højde/tykkelse – forhold:

$$\frac{\text{Højde}}{\text{tykkelse}} = \frac{200 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 25$$

For at ovenstående skal tilhøre tværsnitsklasse 1, skal det være mindre end eller lig med 72, hvilket er tilfældet her. Profilet tilhører derfor tværsnitsklasse 1 og kan regnes plastisk.

Det statiske system:



Figur 52 - Statisk system for afstivende profil

Maksmomentet findes:

$$M_{max} = \frac{1}{8} * 3,12 \frac{kN}{m} * (6,4m)^2 = 16 \text{ kNm}$$

Momentbæreevnen findes:

$$M_{Rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow 436 * 10^3 \text{ mm}^3 * \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} * 10^{-6} = 93,1 \text{ kNm}$$

$$93,1 \text{ kNm} > 16 \text{ kNm} \rightarrow OK$$

Den maksimale udbøjning fastsættes til $l/500$.

$$\frac{6400mm}{500} = 12 \text{ mm}$$

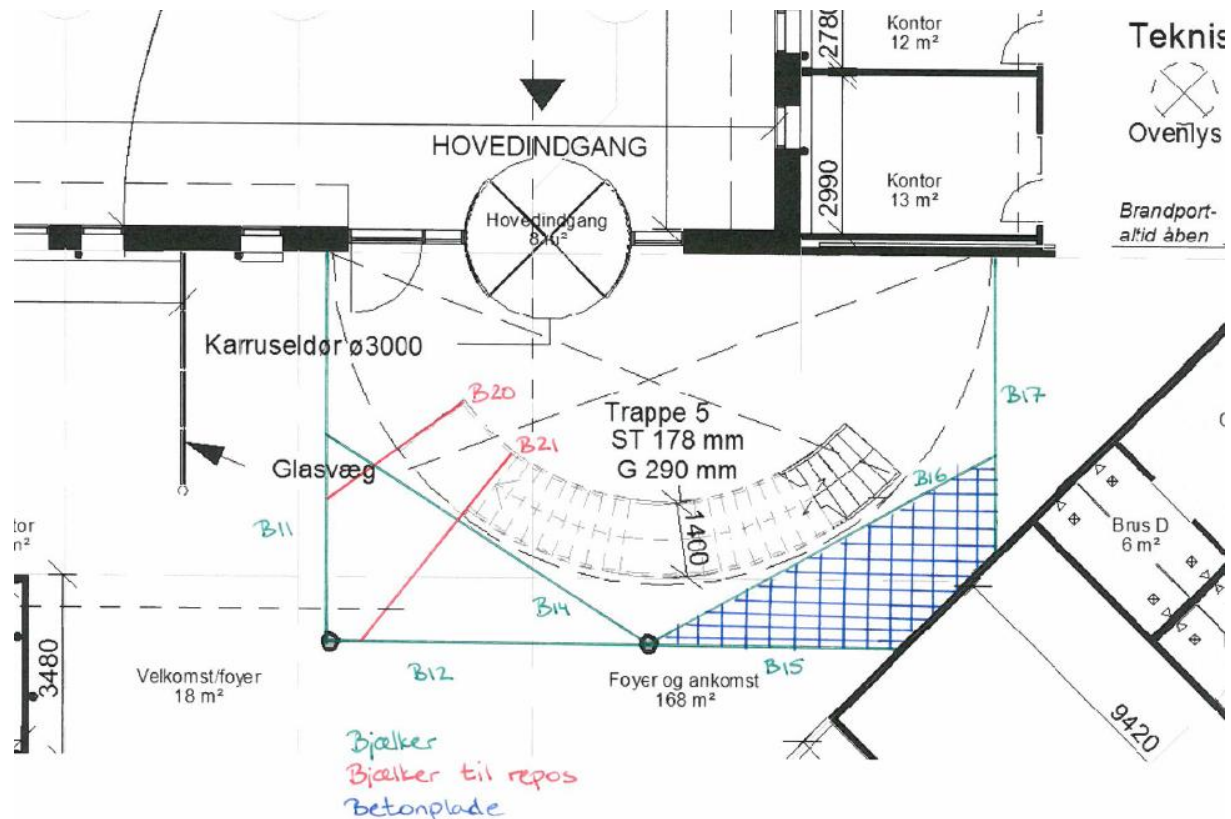
Den maksimale udbøjning findes til:

$$u_{max} = \frac{5}{384} * \frac{3,12 \frac{N}{mm} * (6400mm)^4}{0,21 * 10^6 MPa * 37,1 * 10^6 mm^4} = 9 \text{ mm}$$

$$12 \text{ mm} > 9 \text{ mm} \rightarrow OK$$

A.2.8.2 In-situ støbt beton

Betondækket rundt om trappeåbningen skal støbes på stedet for at få den runde form. Der er indsat flere bjælker rundt om trappeåbningen. Disse bjælker er med til at danne betonplader, hvor det dog vælges kun at eftervise for den største betonplade uden understøtninger under betonpladen. Dette gøres da armeringen ønskes ens i hele betondækket rundt om trappeåbningen. På følgende figur er bjælkerne rundt om trappeåbningen indtegnet. Derudover er den største betonplade skraveret med blå.



Figur 53 – Oversigt af bjælker samt betonplader

Udover eftervisning af betonpladen, eftervises der for betondækket langs den runde kant. Dækket regnes dog her som en indspændt, udkraget bjælke.

Betonplade

Til beregning af betonpladen gøres brug af brudlinieteorien, hvor en mulig brudfigur skal skønnes og herefter kan de dimensionsgivende momenter findes ud fra arbejdsligningen:

$$\sum A_i = \sum A_y$$

Hvor

A_i Det indre arbejde
 A_y Det ydre arbejde

Det indre arbejde findes ved at påsætte pladefelterne en drejning, hvor det ydre arbejde findes ud fra de ydre kræfter.

Brudfiguren inddeler betonpladen i betonfelter, som kan have forskellige former og størrelser.

Der kan dog opstå problemer ved ovenstående hvis en forkert brudfigur vælges. Problemet kan ligge i at det fundne moment er for lille. Dette kan tjekkes ved at opstille ligevægtsligninger for hvert pladefelt og efterfølgende sammenligne momenterne med hinanden.

Til at starte med fastsættes lasterne med den forudsætning, at betonpladerne har en højde på 200 mm.

Nyttelast:

$$1,5 * 5,0 \frac{kN}{m^2} = 7,5 \frac{kN}{m^2}$$

Egenlast:

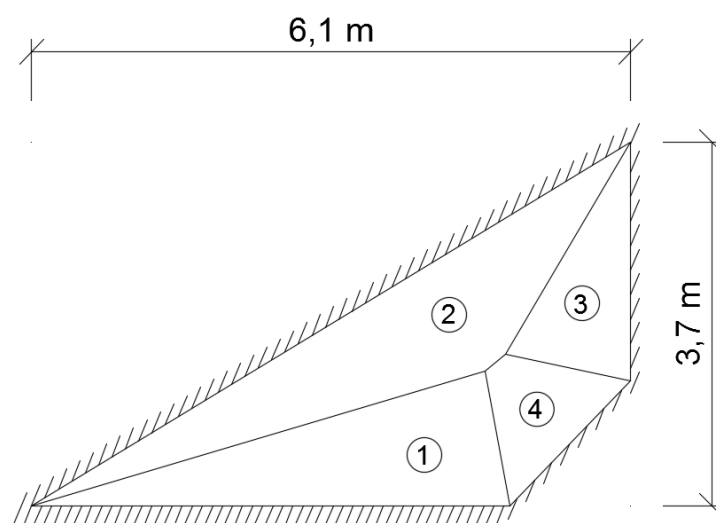
$$2,6 \frac{kN}{m^2} + 25 \frac{kN}{m^3} * 0,2 m = 7,6 \frac{kN}{m^2}$$

De 2,6 kN/m² er egenlasten af etageadskillelsen uden betondækket.

Den samlede fladelast bliver derved:

$$7,5 \frac{kN}{m^2} + 7,6 \frac{kN}{m^2} = 15,1 \frac{kN}{m^2}$$

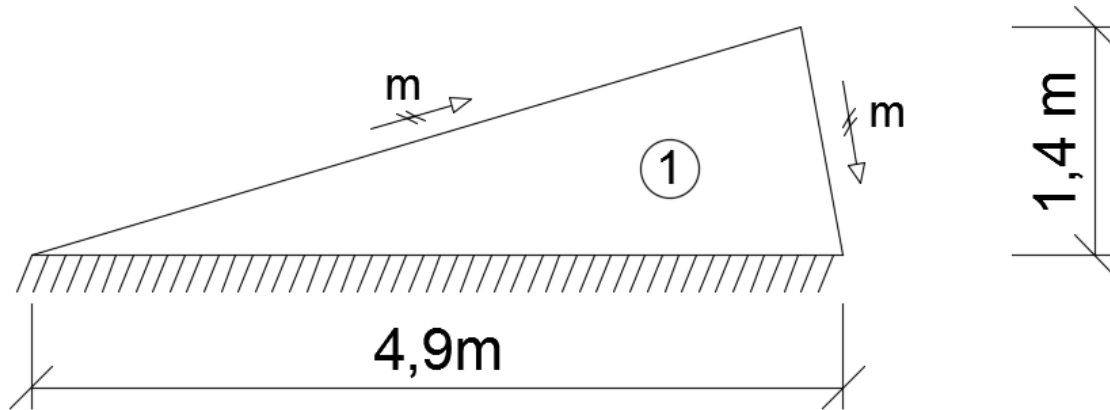
Brudfiguren for den pågældende betonplade skønnes, hvor alle sider forudsættes værende simpel understøttet:



Figur 54 – Mulig brudfigur

Som figuren viser, er betonpladen delt op i 4 pladefelter, hvor det indre – og det ydre arbejde findes for alle fire felter.

- Pladefelt 1



Indre arbejde:

$$A_i = m * 4,9m$$

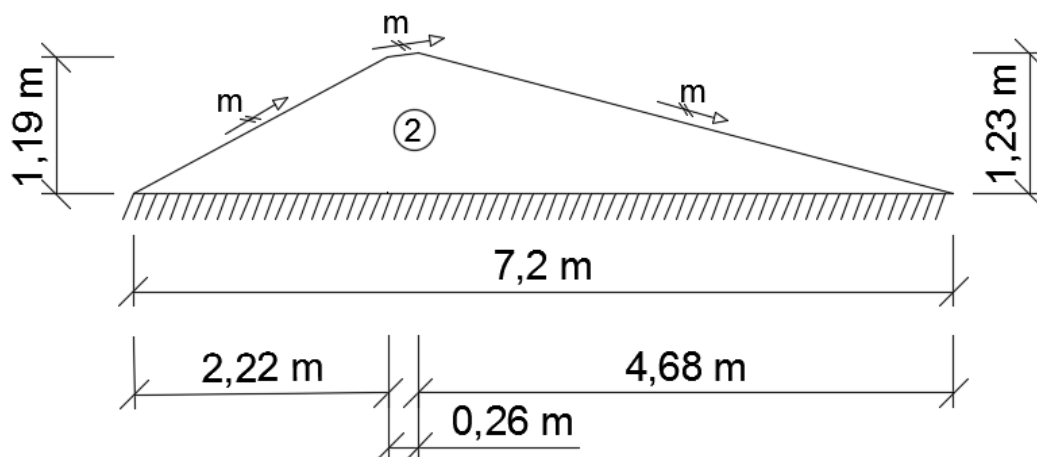
Ydre arbejde:

$$A_y = \frac{1}{2} * 1,4m * 4,9m * 15,1 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{3} * 1,4m \rightarrow A_y = 24,2 kNm$$

Ligevægt:

$$A_i = A_y \rightarrow m * 4,9m = 24,2kNm \rightarrow m = 4,9 kNm/m$$

- Pladefelt 2



Indre arbejde:

$$A_i = m * 7,2m$$

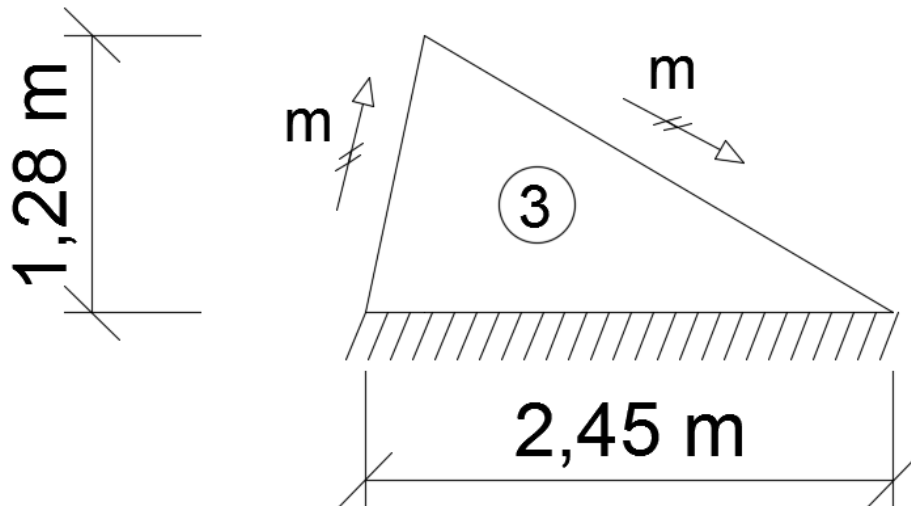
Ydre arbejde:

$$\begin{aligned} A_y = & \left(\frac{1}{2} * 1,19m * 2,22m * 15,1 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{3} * 1,19m \right) \\ & + \left(\frac{1}{2} * 1,23m * 4,68m * 15,1 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{3} * 1,23m \right) \\ & + \left(\frac{1,19m + 1,23m}{2} * 0,26m * 15,1 \frac{kN}{m^2} * \frac{1,19m + 1,23m}{4} \right) \\ \rightarrow A_y = & 31,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ligevægt:

$$A_i = A_y \rightarrow m * 7,2m = 31,5kNm \rightarrow m = 4,4 \text{ kNm/m}$$

- Pladefelt 3



Indre arbejde:

$$A_i = m * 2,45m$$

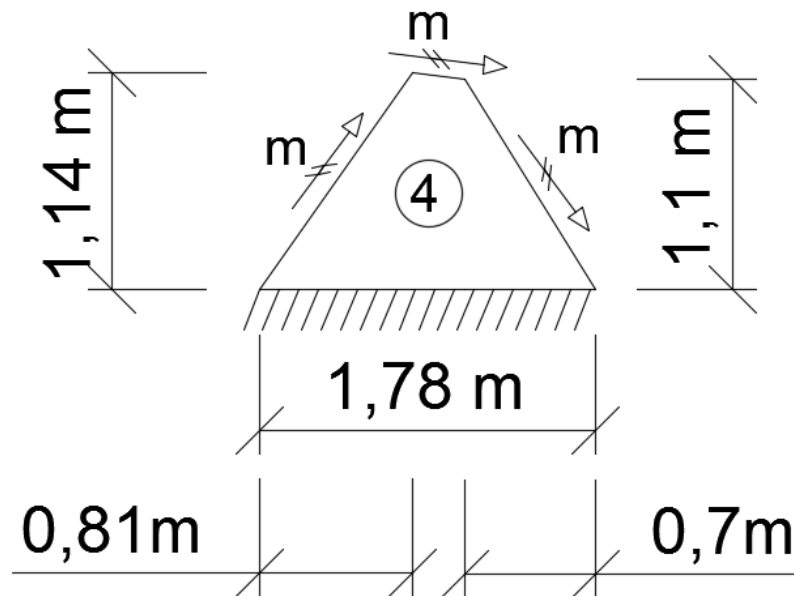
Ydre arbejde:

$$A_y = \frac{1}{2} * 1,28m * 2,45m * 15,1 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{3} * 1,28m \rightarrow A_y = 10,1 \text{ kNm}$$

Ligevægt:

$$A_i = A_y \rightarrow m * 2,45m = 10,1kNm \rightarrow m = 4,2 \text{ kNm/m}$$

- Pladefelt 4



Indre arbejde:

$$A_i = m * 1,78m$$

Ydre arbejde:

$$\begin{aligned} A_y = & \left(\frac{1}{2} * 1,14m * 0,81m * 15,1 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{3} * 1,14m \right) \\ & + \left(\frac{1}{2} * 1,1m * 0,7m * 15,1 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{3} * 1,1m \right) \\ & + \left(\frac{1,14m + 1,1m}{2} * 0,27m * 15,1 \frac{kN}{m^2} * \frac{1,14m + 1,1m}{4} \right) \\ \rightarrow A_y = & 7,43 kNm \end{aligned}$$

Ligevægt:

$$A_i = A_y \rightarrow m * 1,78m = 7,43kNm \rightarrow m = 4,2 kNm/m$$

De fire momenter er forholdsvis ens, hvor de kun afviger med decimaler, hvorfor det forudsættes, at den valgte brudfigur er den rigtige. Det dimensionsgivende moment vælges derved til det maksimale af de 4 fundne momenter. Det dimensionsgivende moment er:

$$m = 4,9 kNm/m$$

Betonpladerne eftervises for betonstyrke C25 i passiv miljøklasse. Dæklaget fastsættes derfor til 15 mm. Tværsnittets effektive højde bliver:

$$d = 200mm - 15mm - 5mm = 180 mm$$

Armeringsarealet kan derved bestemmes.

$$\mu = \frac{m}{b * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \frac{4,9 * 10^6 \text{ Nmm}}{1000 \text{ mm} * (180 \text{ mm})^2 * 17,2 \text{ MPa}} = 0,0088$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \rightarrow 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0088} = 0,009$$

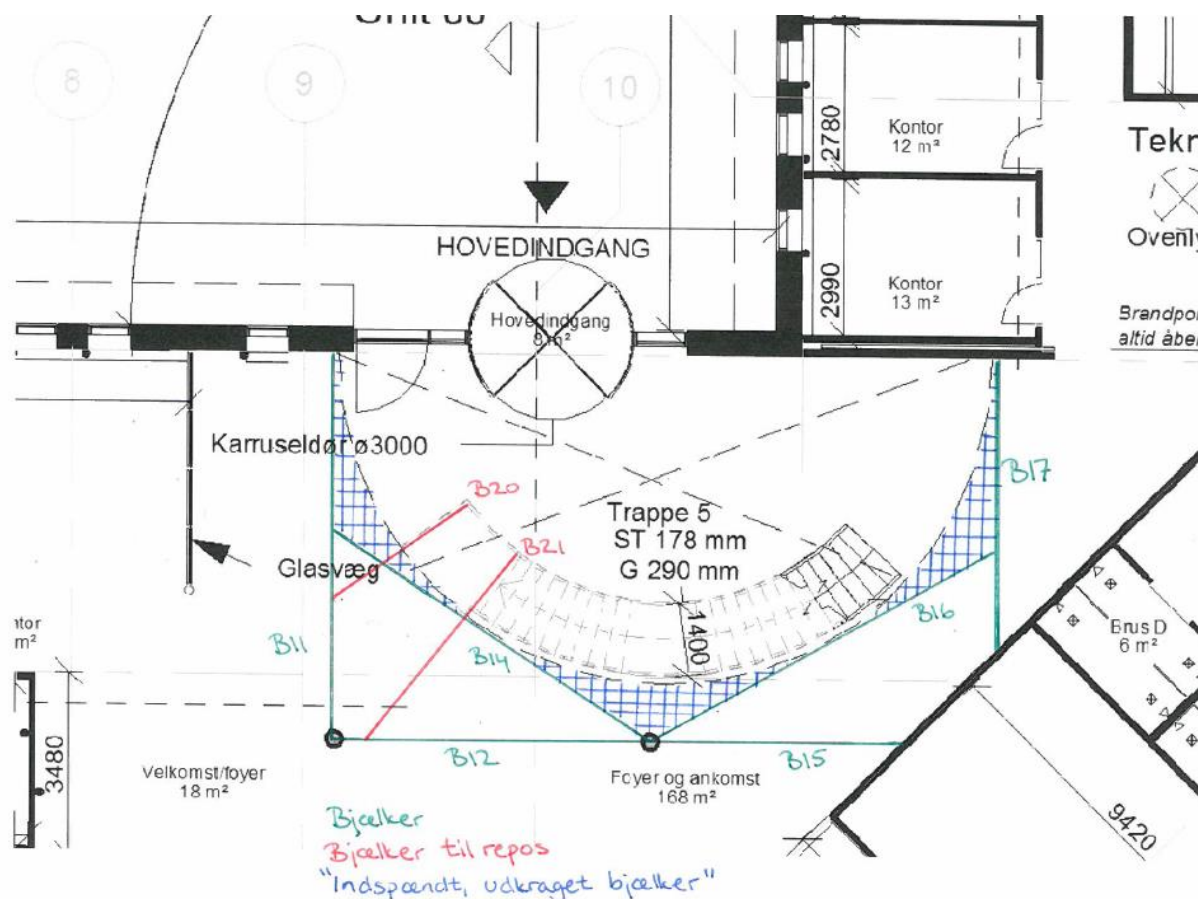
Men eftersom armeringsgraden, ω , minimum skal være 0,033, sættes ω lig med 0,033.

$$A_s = \omega * \frac{b * d * f_{cd}}{f_{yd}} \rightarrow 0,033 * \frac{1000 \text{ mm} * 180 \text{ mm} * 17,2 \text{ MPa}}{458 \text{ MPa}} = 223,1 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Der indlægges et armeringsnet i underside samt overside. Her vælges Y8/200 mm, hvis armeringsareal er 251 mm²/m.

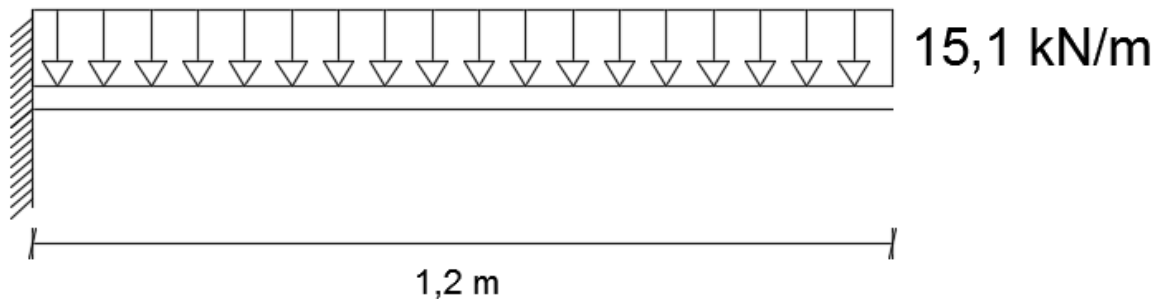
Indspændt, udkraget bjælke

Betondækket ved den runde kant regnes som en indspændt, udkraget bjælke. På følgende figur er området skravet med blå.



Figur 55 – Oversigt af placering af bjælker samt de udkragede bjælker

Højden af ”bjælkerne” vil fortsat være på 200 mm, og lasten vil fortsat være de før fundne 15,1 kN/m². Lastoplandet sættes til 1 meter. Derved kommer det statiske system til at se ud som følgende.



Figur 56 – Statisk system

Moment:

$$M = \frac{1}{2} * 15,1 \frac{kN}{m} * (1,2m)^2 = 10,9 kNm$$

Reaktion:

$$R = 15,1 \frac{kN}{m^2} * 1,2 m = 18,12 \frac{kN}{m}$$

Armeringsarealet kan bestemmes efter de samme forudsætninger som ved betonpladen.

$$\mu = \frac{M}{b * d^2 * f_{cd}} \rightarrow \frac{10,9 * 10^6 Nmm}{1000mm * (180mm)^2 * 17,2MPa} = 0,020$$

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * \mu} \rightarrow 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,020} = 0,0202$$

Men eftersom armeringsgraden, ω , minimum skal være 0,033, sættes ω lig med 0,033.

$$A_s = \omega * \frac{b * d * f_{cd}}{f_{yd}} \rightarrow 0,033 * \frac{1000mm * 180mm * 17,2MPa}{458MPa} = 223,1mm^2/m$$

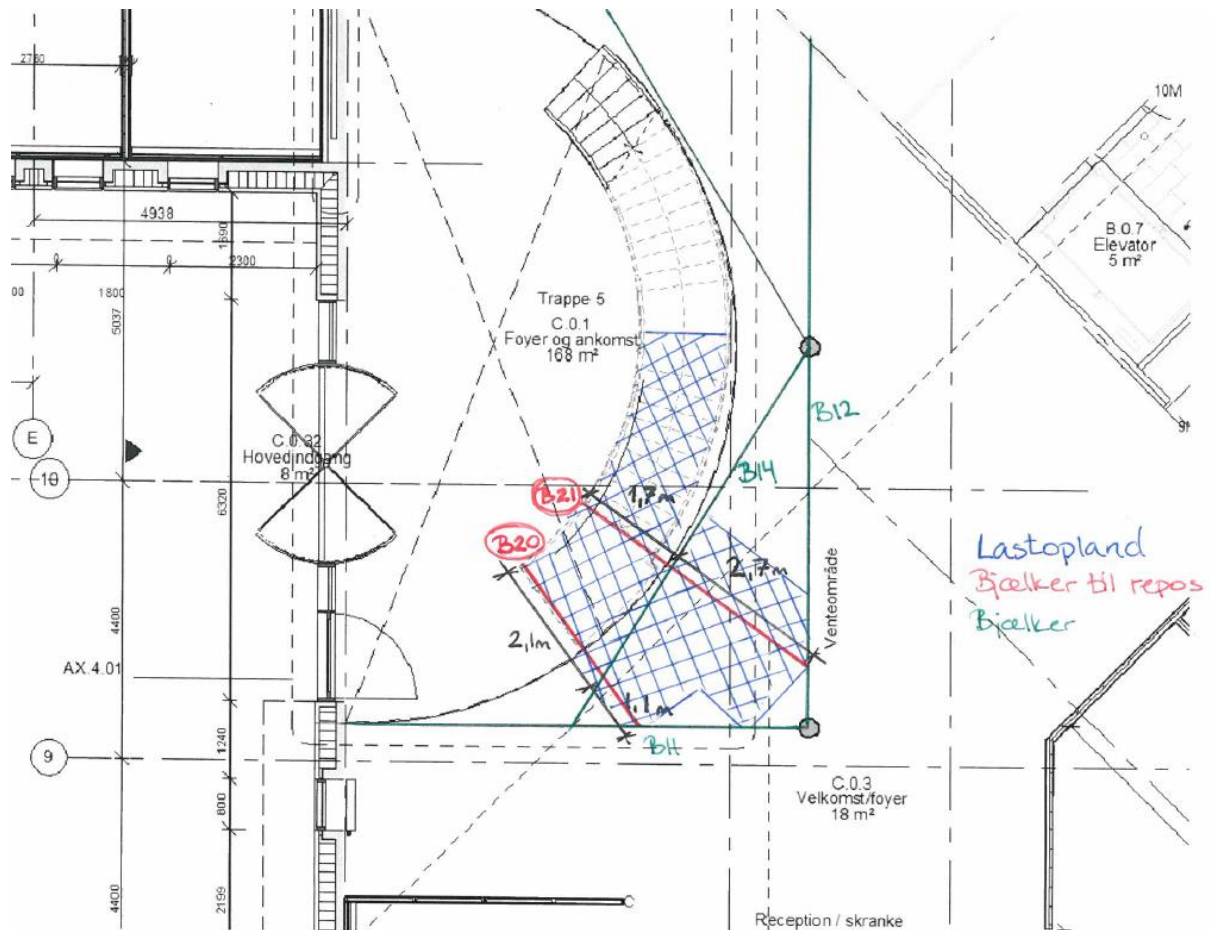
Armeringen vil derfor være det samme som betonpladerne (Y8/200 mm i over- og underside). Det skal dog sikres at ”bjælkerne” er indspændt til betondækket, hvorfor der skal være armeringsstænger gennem bjælkerne B11, B14, B16 og B17. Armeringsstængerne skal gå vinkelret ind på bjælkerne og skal fortsat være Y8/200 mm. De skal derfor tjekkes for forskydning:

$$18,12 \frac{kN}{m} < \frac{A_s * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}} \rightarrow 18,12 \frac{kN}{m} < \frac{251 \frac{mm^2}{m} * \frac{550MPa}{\sqrt{3}}}{1,1} \rightarrow 18,12 \frac{kN}{m} < 72,5 \frac{kN}{m} \rightarrow OK$$

Forskydningen er derved også godkendt.

A.2.8.3 Bjælker ved trapperepos

Da arkitekten ikke ønsker søjler ved trappen, kan en anden løsning være at indlægge bjælker ved trappereposen. Derfor indlægges to stålbjælker ved trappereposen, hvor følgende figur viser beliggenheden af disse samt lastoplandet, der regnes med.



Figur 57 – Beliggenhed af bjælker

Bjælkerne er benævnt B20 og B21 efter samme princip som de øvrige bjælker. De ligger under trappereposen og føres under betondækket. Ved fastgørelse af bjælkerne boltes de sammen med bjælke B14 og B12. Lastoplandet for de to bjælker er skravet med blå på ovenstående figur. Begge bjælker vælges til HEB-profiler.

Bjælkerne er udover egenlasten belastet af en nyttelast på 5 kN/m^2 . Egenlasten af trappereposen forudsættes værende:

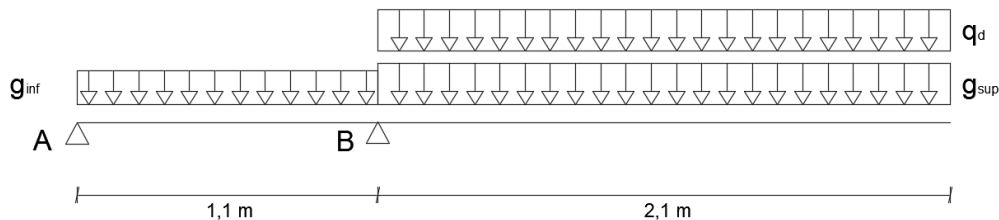
$$25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,2 \text{ m} = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenlasten af betondækket regnes til gunst og forudsættes værende:

$$25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,2 \text{ m} * 0,9 = 4,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bjælke B20

Det statiske system for bjælke B20 er som følgende.



Figur 58 - Statisk system for bjælke 1

Hvor

g_{inf}	Egenlast regnet til gunst
g_{sup}	Egenlast regnet til ugunst
q_d	Regningsmæssige nyttelast

Det vælges at eftervise for et HE160B profil med en styrkeklasse på S235.

Lasterne, der regnes med, er som følgende.

Egenlast:

$$g_{sup} = 5,0 \frac{kN}{m^2} * 0,8 m + 0,42 \frac{kN}{m} = 4,42 \frac{kN}{m}$$

$$g_{inf} = 4,5 \frac{kN}{m^2} * 1,4 m + 0,9 * 0,42 \frac{kN}{m} = 6,65 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast:

$$q_d = 1,5 * 5,0 \frac{kN}{m^2} * 0,8 m = 6,0 \frac{kN}{m}$$

Reaktioner:

$$0 = -R_b * 1,1m + 6,65 \frac{kN}{m} * (1,1 m)^2 * \frac{1}{2} + (6,0 + 4,42) \frac{kN}{m} * 2,1m * \left(\frac{1}{2} * 2,1m + 1,1m \right)$$

$$\rightarrow R_b = 46,4 kN$$

$$0 = -R_A * 1,1m + 6,65 \frac{kN}{m} * (1,1 m)^2 * \frac{1}{2} - (6,0 + 4,42) \frac{kN}{m} * (2,1m)^2 * \frac{1}{2}$$

$$\rightarrow R_A = -17,2 kN$$

Det maksimale moment opstår ved understøtning B:

$$M_{max} = -\frac{1}{2} * (6,0 + 4,42) \frac{kN}{m} * (2,1m)^2 = -23kNm$$

Profilen tilhører tværsnitsklasse 1, hvorfor momentbæreevnen kan findes ved:

$$M_{Rd} = W_{pl} * \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Modstandsmomentet findes i Teknisk Ståb til $354 \times 10^3 \text{ mm}^3$.

$$M_{Rd} = 354 * 10^3 \text{ mm}^3 * \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} = 75,6 \text{ kNm} > 23 \text{ kNm} \rightarrow OK$$

Forskydningsbæreevnen findes ud af følgende:

$$V_{Rd} = \frac{A_v * \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$$

Hvor A_v er forskydningsarealet:

$$A_v = 160 \text{ mm} * 8 \text{ mm} = 1280 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{1280 \text{ mm}^2 * \frac{235 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}}{1,1} = 157,9 \text{ kN} > 46,4 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Det skal sikres, at samlingen mellem bjælkerne kan overføre kraften. Samlingen består af bolte, hvor træk bæreevnen skal findes. Følgende skal være gældende:

$$F_{t,R} = 0,9 * \frac{f_{ub}}{\gamma_{M2}} * A_s > 46,4 \text{ kN}$$

$$F_{B,Rd} = 0,6 * \pi * d_m * t_p * \frac{f_u}{\gamma_{M2}} > 46,4 \text{ kN}$$

Hvor

f_{ub}	Boltens trækstyrke
A_s	Boltens spændingsareal
d_m	Middeldiameter af boltehoved eller møtrik
t_p	Pladetykkelsen
f_u	Pladematerialets trækstyrke

De 46,4 kN er den fundne reaktion ved understøtning B. Der efterses for 2 M14 bolte.

$$F_{t,R} = \left(0,9 * \frac{800 \text{ MPa}}{1,35} * 115 \text{ mm}^2 \right) * 2 \text{ stk} \rightarrow 61,3 \text{ kN} * 2 \text{ stk} = 122,6 \text{ kN} > 46,4 \text{ kN} \rightarrow OK$$

$$F_{B,Rd} = 0,6 * \pi * 22 \text{ mm} * 13 \text{ mm} * \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} = 143,8 \text{ kN} > 46,4 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Udbøjningen af bjælken findes ved hjælp af dimensioneringsprogrammet *StruSoft Dimensions* – *Plan Ramme 4*. Den tilladelige udbøjning findes ud fra følgende kriterium:

$$u_{max} = \frac{l}{400} \rightarrow \frac{2100 \text{ mm}}{400} = 5 \text{ mm}$$

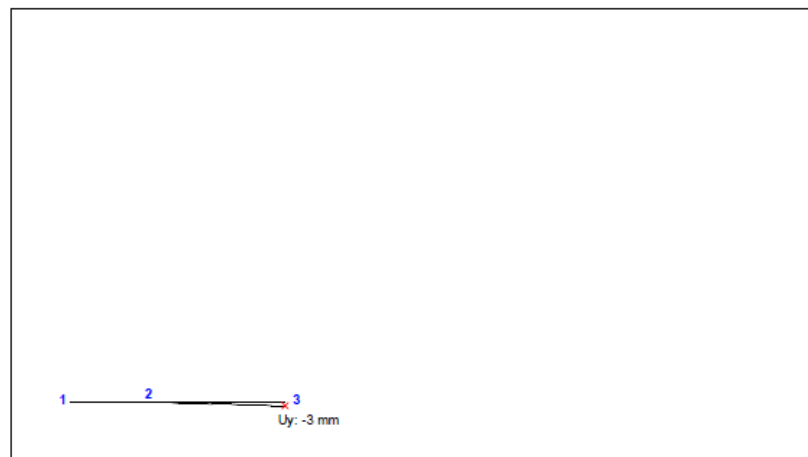
Kriteriet fastsættes ud fra stålnormens anbefalede værdier, hvor den betragtede længde er den udkragede del.

I dimensioneringsprogrammet indsættes diverse værdier. Det valgte profil, lastdata og understøtningsforhold indføres, hvor der ud fra egenlasten findes den maksimale udbøjning. Den maksimale udbøjning findes til 3 mm. Følgende figur viser et udsnit af resultatet fra dimensioneringsprogrammet.

Anv. Kar.: 1 * g,in + 1 * g,su

1. ordens beregning

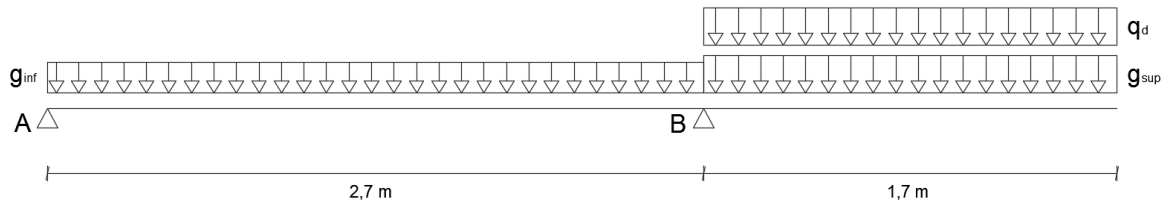
Deformationer:



De 3 mm accepteres, eftersom $3 \text{ mm} > 5 \text{ mm}$.

Bjælke B21

Statisk system:



Figur 59 – Statisk system for bjælke 2

Forudsætningerne for lasterne er de samme som ved bjælke B20. Dog vælges her en HE220B S235.

Egenlast:

$$g_{sup} = 5,0 \frac{kN}{m^2} * (0,8 m + 4,4 m) + 0,72 \frac{kN}{m} = 26,7 \frac{kN}{m}$$

$$g_{inf} = 4,5 \frac{kN}{m^2} * 2,3 m + 0,9 * 0,72 \frac{kN}{m} = 11,0 \frac{kN}{m}$$

Nyttelast:

$$q_d = 1,5 * 5,0 \frac{kN}{m^2} * (0,8 m + 4,4 m) = 39 \frac{kN}{m}$$

Reaktioner:

$$0 = -R_b * 2,7 m + 11,0 \frac{kN}{m} * (2,7 m)^2 * \frac{1}{2} + (39 + 26,7) \frac{kN}{m} * 1,7 m * \left(\frac{1}{2} * 1,7 m + 2,7 m \right) \\ \rightarrow R_b = 161,7 kN$$

$$0 = -R_A * 2,7 m + 11,0 \frac{kN}{m} * (2,7 m)^2 * \frac{1}{2} - (39 + 26,7) \frac{kN}{m} * (1,7 m)^2 * \frac{1}{2} \\ \rightarrow R_A = -20,3 kN$$

Det maksimale moment opstår ved understøtning B:

$$M_{max} = -\frac{1}{2} * (39 + 26,7) \frac{kN}{m} * (1,7 m)^2 = -94,9 kNm$$

Profilen tilhører tværsnitsklasse 1, hvorfor momentbæreevnen findes på samme måde som før. Modstandsmomentet findes i Teknisk Ståbi til $828 \times 10^3 mm^3$.

$$M_{Rd} = 828 * 10^3 mm^3 * \frac{235 MPa}{1,1} = 176,9 kNm > 94,9 kNm \rightarrow OK$$

Forskydningsbæreevnen findes igen på samme måde som før, hvor forskydningsarealet er:

$$A_v = 220 \text{ mm} * 9,5 \text{ mm} = 2090 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = \frac{2090 \text{ mm}^2 * \frac{235 \text{ MPa}}{\sqrt{3}}}{1,1} = 257,8 \text{ kN} > 161,7 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Det skal ligeledes sikres her, at samlingen kan overføre kræfterne. Kraften samlingen skal kunne overføre, er de fundne 161,3 kN ved understøtning B. Der eftervises for 2 M20 bolte.

$$F_{t,R} = \left(0,9 * \frac{800 \text{ MPa}}{1,35} * 245 \text{ mm}^2 \right) * 2 \text{ stk} \rightarrow 130,7 \text{ kN} * 2 \text{ stk} = 261,4 \text{ kN} > 161,7 \text{ kN} \\ \rightarrow OK$$

$$F_{B,Rd} = 0,6 * \pi * 24 \text{ mm} * 20 \text{ mm} * \frac{360 \text{ MPa}}{1,35} = 241,3 \text{ kN} > 161,7 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Den maksimale udbøjning findes på samme måde som ved B20. Her vil den maksimale tilladelige udbøjning være:

$$u_{max} = \frac{1700 \text{ mm}}{400} = 4 \text{ mm}$$

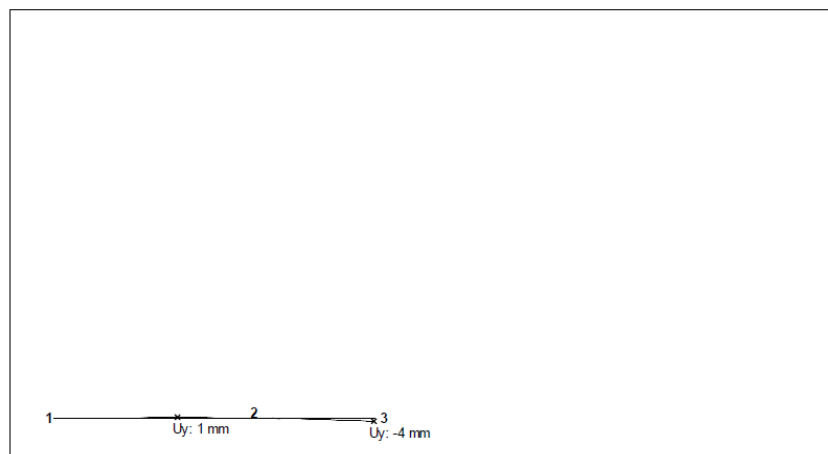
Den maksimale udbøjning findes til 4 mm, hvilket accepteres. Følgende figur viser et udsnit af resultatet fra dimensioneringsprogrammet:

Anv. Kar.: 1 * g,su + 1 * g,in

1. ordens beregning

Deformationer

Deformationer:



A.2.9 Fundamenter

I henhold til den geotekniske rapport kan byggeriet funderes direkte. Aflejringerne består primært af moræneler, dog er der enkelte steder med både ler og sand, hvorfor der er steder, fundamentet eftervises på både ler og sand. Hvis begge bæreevner er opfyldt, vil der samtidig være eftervist for gennemlokning.

Stribefundamenternes belastning findes ud fra den lodrette lastnedføring, hvor det forudsættes at den vandrette last føres direkte ind i terrændækket.

Den generelle bæreevneformel er som følgende:

$$\frac{R}{A'} = \frac{1}{2} * \gamma' * b' * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} + q' * N_q * s_q * i_q + c_u * N_c^0 * s_c^0 * i_c^0$$

Hvor:

R	Lodret bæreevne ved fundamentsunderkant
A'	Effektive fundamentsareal
γ'	Effektiv rumvægt under fundamentets underkant
b'	Effektiv bredde
$N_{\gamma} / N_q / N_c$	Bæreevnefaktor
$s_{\gamma} / s_q / s_c$	Formfaktor
$i_{\gamma} / i_q / i_c$	Hældningsfaktor
q'	Effektiv overlejringsstryk
c_u	Udrænet forskydningsstyrke

Eftersom der ikke er registreret grundvand, sættes den effektive rumvægt til 18 kN/m³.

Det effektive fundamentsareal findes ud fra den effektive længde og – bredde, som bestemmes ud fra følgende:

$$l' = l - 2 * e_l$$

$$b' = b - 2 * e_b$$

Excentriciteten, e , findes ud fra den lodrette kraft, V , og momentet, M , begge virkende i fundamentets midtpunkt:

$$e = \frac{M}{V}$$

Bæreevnefaktorerne bestemmes ud fra friktionsvinklen, men eftersom friktionsvinklen, φ , er lig 0 ved udrænedede brud, kan N_c sættes til 5,14. De øvrige bæreevnefaktorer findes ved:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\varphi_{pl,d})}{1 - \sin(\varphi_{pl,d})} * e^{\pi * \tan(\varphi_{pl,d})}$$

$$N_{\gamma} = \frac{1}{4} * \left((N_q - 1) * \cos(\varphi_{pl,d}) \right)^{\frac{3}{2}}$$

Den regningsmæssige friktionsvinkel findes:

$$\varphi_{pl,d} = \arctan\left(\frac{\tan(\varphi'_{pl,k})}{\gamma_{\varphi}}\right) \rightarrow \arctan\left(\frac{\tan(33^{\circ})}{1,2}\right) = 28,4^{\circ}$$

$$N_q = \frac{1 + \sin(28,4^{\circ})}{1 - \sin(28,4^{\circ})} * e^{\pi * \tan(28,4^{\circ})} \rightarrow N_q = 15,4$$

$$N_{\gamma} = \frac{1}{4} * ((15,4 - 1) * \cos(28,4^{\circ}))^2 \rightarrow N_{\gamma} = 11,3$$

Formfaktorerne bestemmes ud fra den effektive længde og – bredde:

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 * \frac{b'}{l'}$$

$$s_q = s_c^0 = 1 + 0,2 * \frac{b'}{l'}$$

Er der derimod tale om et sribefundament, hvor $l' \gg b'$, sættes formfaktorerne til 1.

Hældningsfaktorerne kan kun bestemmes, hvis der er en vandret last, H:

$$i_{\gamma} = i_q^2$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' * c' * \cot(\varphi_{pl,d})}\right)^2$$

$$i_c^0 = 0,5 + 0,5 * \sqrt{1 - \frac{H}{A' * c_u}}$$

Ved $H = 0$ sættes hældningsfaktorerne til 1,0.

Overlejringsstrykket fastsættes på hver side af fundamentet og bestemmes som den mindste af de to.

Den karakteristiske forskydningsstyrke er ens for hele projektet og findes til 100 kN/m^2 . Den regningsmæssige bliver derved:

$$c_{u,d} = \frac{c_{u,k}}{\gamma_{cu}} \rightarrow \frac{100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{1,8} = 55,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Ovenstående er ikke gældende, hvis fundamentet er stærkt excentrisk påvirket. Fundamentet er stærkt excentrisk, hvis følgende betingelse er opfyldt.

$$e \geq 0,3 * b$$

Er dette tilfældet, ses der bort fra overlejringstrykket og bæreevnefaktorerne samt hældningsfaktorerne får en anden værdi. Dette vises dog ved fundamentsberegningerne, hvis det skulle blive aktuelt.

Den mest kritiske tilstand for fundamenter på ler er normalt i den udrænede brudtilstand. Den lodrette bæreevne på ler findes ud fra følgende formel.

$$\frac{R}{A'} = c_u * N_c^0 * s_c^0 * i_c^0 + q$$

Ved sand findes bæreevnen ved:

$$\frac{R}{A'} = \frac{1}{2} * \gamma' * b' * N_\gamma * s_\gamma * i_\gamma + q' * N_q * s_q * i_q$$

Den vandrette bæreevne findes ved følgende formel:

$$H \leq V * \tan(\varphi_{pl,d}) + A' * c'$$

Ved udrænet brud skal følgende være opfyldt:

$$H \leq A' * c_u$$

$$H \leq 0,4 * V$$

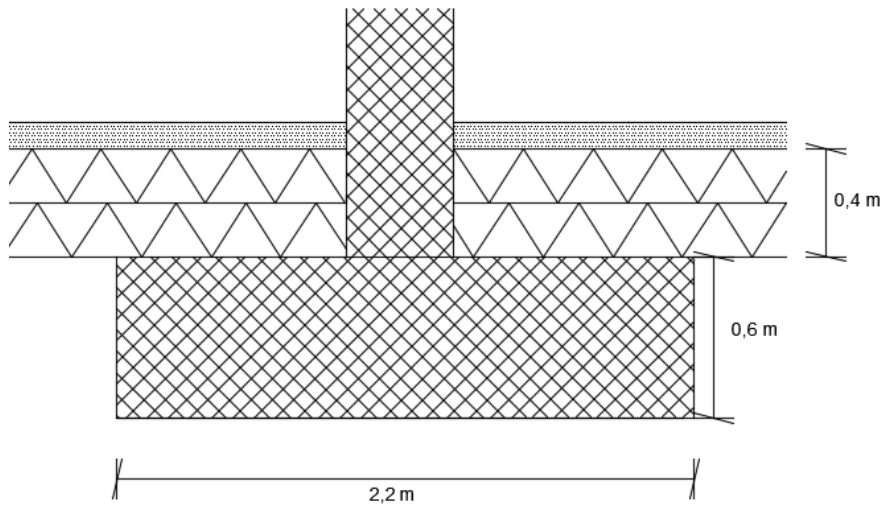
Armeringen i fundamentet anbefales at være 0,2 % af tværsnittet og bestemmes derfor ud fra dette, medmindre andet er vist.

A.2.9.1 Punktfundament – S1

Fundamentet er kun belastet af en lodret last, hvor bæreevnen findes ved ler. Lasten er fundet under afsnit A.2.5.2 *Søjle S1* og har værdien 1128,9 kN.

Eftersom der ikke opstår moment i fundamentet, vil der ikke være en excentricitet, og den effektive bredde og – længde vil derfor være den aktuelle længde og bredde.

Fundamentet er kvadratisk, se eventuelt følgende figur.



Figur 60 – Punktfundament S1

Den totale lodrette last bliver derved:

$$1128,9 \text{ kN} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 2,2 \text{ m} * 2,2 \text{ m} * 0,6 \text{ m} = 1201,5 \text{ kN}$$

Formfaktoren, i_c , findes til 1,2 eftersom længde og bredde er ens.

Overlejringstrykket findes:

$$q = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,1 \text{ m} + 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,6 \text{ m} = 13,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bæreevnen kan herefter findes:

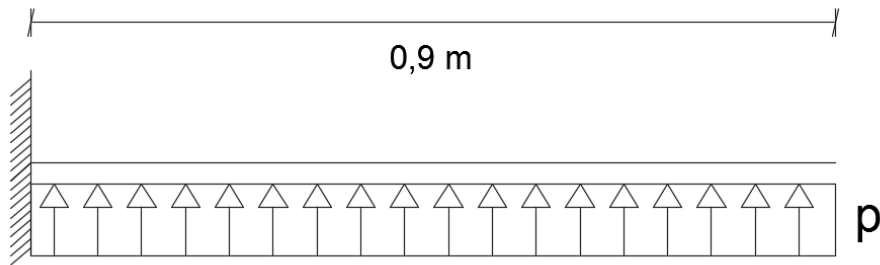
$$\frac{R}{(2,2 \text{ m} * 2,2 \text{ m})} = 5,14 * 55,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,0 * 1,2 + 13,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$R = 1724,2 \text{ kN} > 1201,5 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Armeringen findes ud fra den spænding i jorden, der opstår fra den lodrette last. Spændingen findes til:

$$\frac{1201,5 \text{ kN}}{2,2 \text{ m} * 2,2 \text{ m}} = 0,248 \text{ MPa}$$

Fundamentet betragtes som en indspændt bjælke med længden 0,9 m. Momentet findes hvor trækkræften derefter kan findes. Det statiske system bliver derved:



Lasten p findes pr. meter:

$$0,248 \text{ MPa} * 1,0 \text{ m} = 248 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momentet per meter findes derved til:

$$248 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,9 \text{ m} = 223,2 \text{ kNm/m}$$

Armeringen findes, dog findes armeringens effektive højde først:

$$d = 600\text{mm} - 35\text{mm} - 6\text{mm} = 559 \text{ mm}$$

$$\mu = \frac{223,2 * 10^6 \frac{\text{Nm}}{\text{mm}}}{1000\text{mm} * (559\text{mm})^2 * 24,1\text{MPa}} = 0,030$$

Armeringsgraden skal som minimum være 0,029:

$$\omega = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,030} = 0,0301$$

Armeringsarealet bliver:

$$A_s = 0,0301 * \frac{1000\text{mm} * 559\text{mm} * 24,1\text{MPa}}{458\text{MPa}} = 885,1 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Der vælges Y12/125 mm i begge retninger, hvis armeringsareal er 905 mm²/m.

A.2.9.2 Punktfundament – Stålsøjler

Fundamentet er placeret ved aflejringer af både sand og ler, hvorfor der eftervises for begge steder. Fundamentet skal bære en lodret last på 234,1 kN, som er fundet under afsnit A.2.5.2 – *Stålsøjle*. Der eftervises for et fundament med målene; 0,9 x 0,9 x 0,9 m, hvorfor den samlede lodrette last bliver:

$$V = 234,1 \text{ kN} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,9 \text{ m} * 0,9 \text{ m} * 0,9 \text{ m} \rightarrow V = 252 \text{ kN}$$

Formfaktorerne findes:

$$s_{\gamma} = 1 - 0,4 * \frac{b'}{l'} \rightarrow 1 - 0,4 * \frac{0,9 \text{ m}}{0,9 \text{ m}} = 0,6$$

$$s_q = s_c^0 = 1 + 0,2 * \frac{b'}{l'} \rightarrow 1 + 0,2 * \frac{0,9 \text{ m}}{0,9 \text{ m}} = 1,2$$

Overlejringsstrykket findes til:

$$q = 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,9 \text{ m} \rightarrow q = 16,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bæreevnen på ler findes:

$$\frac{R}{(0,9\text{m} * 0,9\text{m})} = 5,14 * 55,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,0 * 1,2 + 16,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$\rightarrow R = 291 \text{ kN} > 252 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Bæreevne på sand findes:

$$\frac{R}{(0,9\text{m} * 0,9\text{m})} = \frac{1}{2} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,9\text{m} * 11,3 * 1,0 * 0,6 + 16,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 15,4 * 1,0 * 1,2$$
$$\rightarrow R = 287 \text{ kN} > 252 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Armeringen bestemmes på samme vis, som ved fundamentet til S1, dog vil længden være 0,35 m. Spændingen i jorden findes til:

$$\frac{252 \text{ kN}}{0,9 \text{ m} * 0,9\text{m}} = 0,31 \text{ MPa}$$

Lasten p findes til:

$$0,31 \text{ MPa} * 1,0 \text{ m} = 310 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momentet per meter findes derved til:

$$310 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 0,35 \text{ m} = 109 \text{ kNm/m}$$

Armeringen findes, dog findes armeringen effektive højde først. Dette gøres ved at sætte $\omega = \omega_{\min}$:

$$\mu = 0,029 * \left(1 - \frac{1}{2} * 0,029\right) \rightarrow \mu = 0,029$$

$$\mu = \frac{109 * 10^6 \frac{\text{Nm}}{\text{mm}}}{1000\text{mm} * d^2 * 24,1\text{MPa}} = 0,029 \rightarrow d = 395 \text{ mm} < 900 \text{ mm}$$

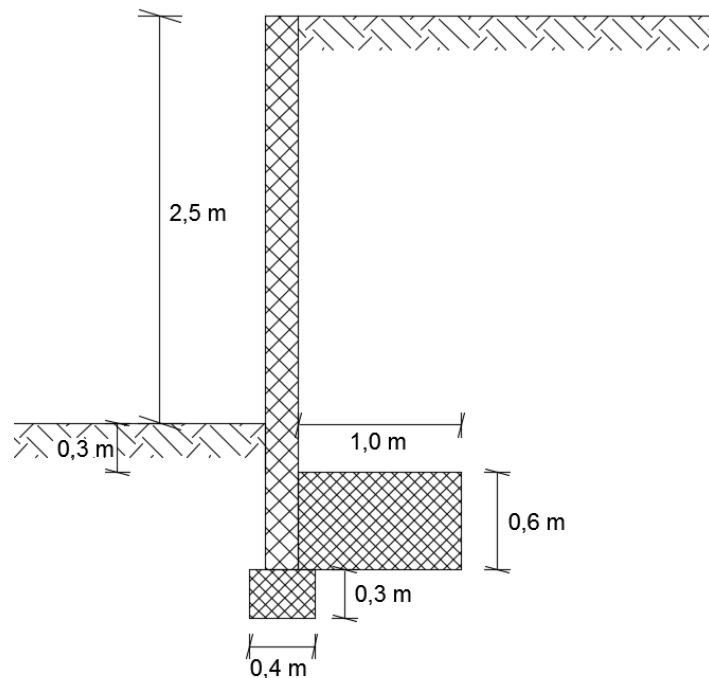
Armeringsarealet bliver:

$$A_s = 0,029 * \frac{1000\text{mm} * 395\text{mm} * 24,1\text{MPa}}{458\text{MPa}} = 602,8 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Der vælges Y12/150 mm, hvis armeringsareal er 754 mm²/m.

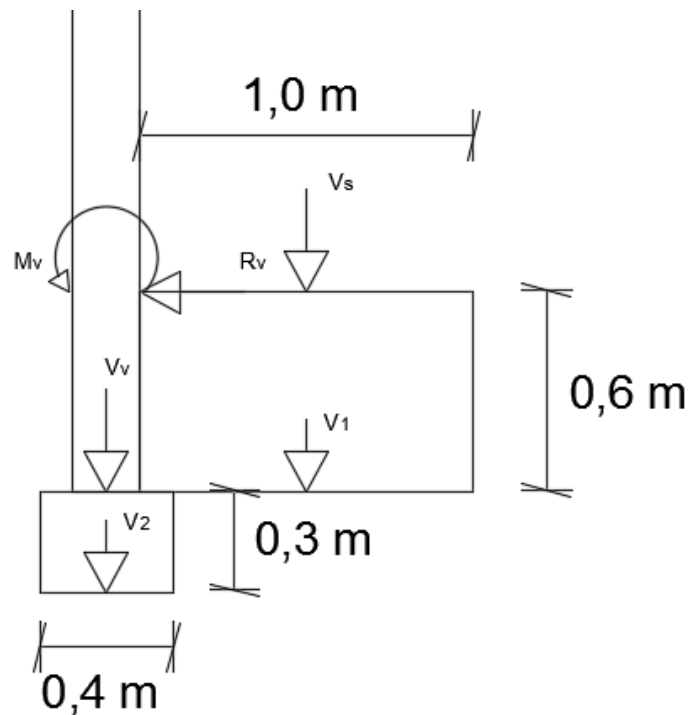
A.2.9.3 Fundament – Støttemur

Boringen ved støttemurerne viser fyld i det øverste 1,1 meter. Herefter er der ca. 2 meter med sand. Støttemurene udføres som elementvægge, der fastspændes på siden af fundamentet. Derudover placeres et mindre fundament under elementvæggene. Fundamentet, som væggen fastspændes til, kaldes fundament 1, hvor den mindre under væggen kaldes fundament 2. Se eventuelt følgende figur.



Figur 61 – Fundament ved støttemur

Den fundne reaktion samt moment under afsnit A.2.5.4 *Støttemur* er henholdsvis 37,13 kN/m og 33,3 kNm/m. De er virkende ved fundament 1. Se eventuelt følgende figur for oversigt over de virkende laster.



Figur 62 – Fundament med laster

Hvor

M_v	Moment fra væg	33,3 kNm/m
V_v	Egenlast væg: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,2 \text{ m} \times 3,4 \text{ m}$	17,0 kN/m
V_s	Egenlast jordvold (sand): $18 \text{ kN/m}^3 \times 1,0 \text{ m} \times 2,8 \text{ m}$	50,4 kN/m
V_1	Egenlast fundament 1: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,6 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$	17,0 kN/m
V_2	Egenlast fundament 2: $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,3 \text{ m} \times 0,4 \text{ m}$	3,0 kN/m
R_v	Vandret reaktion fra væg	37,13 kN/m

Lastresultanterne ved fundament 1's underkant findes:

Vandret last:

$$H = R_v \rightarrow H = 37,13 \text{ kN/m}$$

Lodret last:

$$V = 50,4 \text{ kN/m} + 17,0 \text{ kN/m} \rightarrow V = 67,4 \text{ kN/m}$$

Moment:

$$M = 33,3 \text{ kNm/m} - 50,4 \text{ kN/m} \times 0,6 \text{ m} \times 0,9 - 17 \text{ kN/m} \times 0,6 \text{ m} \times 0,9 + 37,13 \text{ kN/m} \times 0,6 \text{ m}$$

$$\rightarrow M = 19,2 \text{ kNm/m}$$

Det undersøges hvorvidt fundamentet er stærkt excentrisk belastet:

$$e = \frac{19,2 \text{ kNm/m}}{67,4 \text{ kN/m}} = 0,28 \text{ m} < 0,3 * 1,0 \text{ m} \rightarrow 0,28 \text{ m} < 0,3 \text{ m}$$

Det vil sige, at fundamentet ikke er stærk excentrisk belastet. Den effektive bredde kan findes:

$$b' = b - 2 * e \rightarrow 1,0 \text{ m} - 2 * 0,28 \text{ m} = 0,43 \text{ m}$$

Formfaktorerne sættes til 1,0, da der er tale om et sribefundament. Hældningsfaktorerne bliver derimod:

$$i_q = \left(1 - \frac{37,13 \text{ kN/m}}{67,4 \text{ kN/m} + 0,54 \text{ m} * 0 * \cot(28,4^\circ)} \right)^2 = 0,2$$

$$i_\gamma = i_q^2 \rightarrow 0,2^2 = 0,04$$

Det effektive overlejringstryk findes som den mindste af jordlaget på 3,4 m på den ene side af fundamentet, og væggens egenvægt med højden 3,4 m:

$$q' = \min \left\{ \begin{array}{l} 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 3,4 \text{ m} \\ 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 3,4 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 61,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ 85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{array} \right\} \rightarrow q' = 61,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Den lodrette bæreevne kan derved findes:

$$\frac{R}{0,43 \text{ m}} = \frac{1}{2} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,43 \text{ m} * 11,3 * 1,0 * 0,04 + 61,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 15,4 * 1,0 * 0,2$$

$$\rightarrow R = 81,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 67,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow OK$$

Lastresultanterne ved fundament 2's underkant findes:

Vandret last:

$$H = R_v \rightarrow H = 37,13 \text{ kN/m}$$

Lodret last:

$$V = 3 \text{ kN/m} + 17,0 \text{ kN/m} \rightarrow V = 20 \text{ kN/m}$$

Momentet samt momentet, der opstår fra den vandrette last, forudsættes at virke i fundament 1, hvorfor momentet regnes som 0 ved fundament 2.

Hældningsfaktorerne bliver:

$$i_q = \left(1 - \frac{37,13 \text{ kN/m}}{20 \text{ kN/m} + 0,4 \text{ m} * 0 * \cot(28,4^\circ)} \right)^2 = 0,73$$

$$i_y = i_q^2 \rightarrow 0,73^2 = 0,54$$

Det effektive overlejringstryk findes:

$$q' = 18 \frac{kN}{m^3} * 1,2m \rightarrow q' = 21,6 \frac{kN}{m^2}$$

Den lodrette bæreevne kan derved findes:

$$\begin{aligned} \frac{R}{0,4m} &= \frac{1}{2} * 18 \frac{kN}{m^3} * 0,4m * 11,3 * 1,0 * 0,54 + 21,6 \frac{kN}{m^2} * 15,4 * 1,0 * 0,73 \\ &\rightarrow R = 105,9 \frac{kN}{m} > 20 \frac{kN}{m} \rightarrow OK \end{aligned}$$

Til den vandrette bæreevne findes den samlede lodrette last:

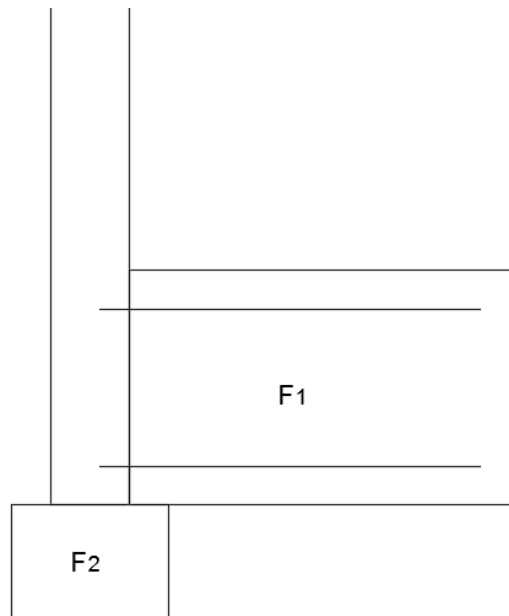
$$15 \frac{kN}{m} + 3 \frac{kN}{m} + 17 \frac{kN}{m} + 50,4 \frac{kN}{m} = 85,4 \frac{kN}{m}$$

Den samlede lodrette last findes ud fra egenlasten af fundament 1 og 2, egenlasten af væggen og egenlasten af ovenliggende jord.

Den vandrette bæreevne findes:

$$85,4 \frac{kN}{m} * \tan(28,4^\circ) + 0,4 m * 0 = 46,2 \frac{kN}{m} > 37,13 \frac{kN}{m} \rightarrow OK$$

Elementvæggen fastspændes fundament 1, og vil se ud som følgende:



Figur 63 – Armering fundament 1

Armeringen består af en trækstang i toppen af fundamentet. Kraften, stangen skal kunne optage, findes ud fra momentet samt den vandrette kraft, der opstår fra væggen. Momentet opdeles i et kraftpar:

$$\frac{33,3 \frac{kNm}{m}}{0,4 m} = 83,25 \frac{kN}{m}$$

Den samlede trækraft bliver derved:

$$83,25 \frac{kN}{m} + 37,13 \frac{kN}{m} = 120,38 \frac{kN}{m}$$

Der vælges Y12/200 mm, hvis armeringsareal er $565 \text{ mm}^2/\text{m}$. Bæreevnen findes ud fra:

$$A_s * f_{yd} = 565 \text{ mm}^2/\text{m} * 458 \text{ MPa} = 258,8 \frac{kN}{m} > 120,38 \frac{kN}{m} \rightarrow OK$$

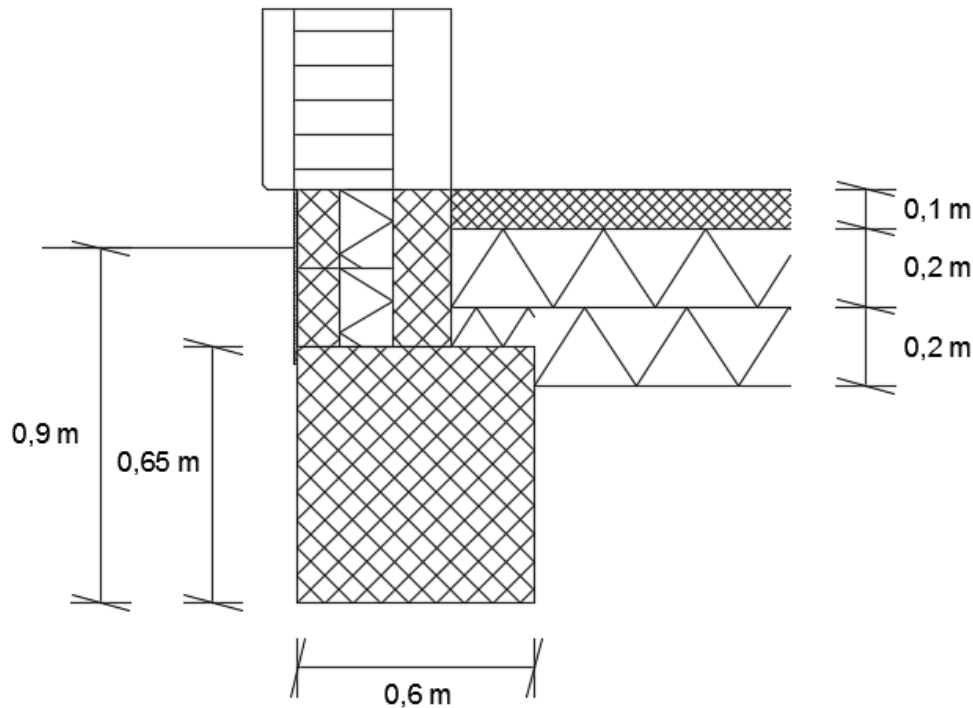
Armeringen i fundament 2 sættes til 0,2 % af tværsnitsarealet:

$$A_c * 0,2 \% = 300 \text{ mm} * 400 \text{ mm} * 0,002 = 240 \text{ mm}^2$$

Der vælges 2 Y14 i over- og underside. Armeringsarealet for 2 Y14 er 308 mm^2 .

A.2.9.4 Fundament – Modullinje 1

Fundamentets bæreevne regnes både på ler og sand. Den lodrette last findes til 58,7 kN/m, og det eftervises for en fundamentsbredde på 600 mm. Følgende figur viser en skitse af fundamentet.



Figur 64 – Stribefundament - modullinje 1

Den samlede lodrette last bliver:

$$V = 58,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,65\text{m} * 0,6\text{m} + 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,39\text{m} * 0,4\text{m} = 72,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Overlejringstrykket findes:

$$q = \min \left\{ \begin{array}{l} 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,9\text{m} \\ 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,65\text{m} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,1\text{m} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 16,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ 14,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \end{array} \right\} \rightarrow q = 14,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Formfaktor samt hældningsfaktor bestemmes til 1,0, da der er tale om et stribefundament, og der ingen vandret last er.

Sand

$$\frac{R}{0,6\text{ m}} = \frac{1}{2} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,6\text{ m} * 11,3 * 1,0 * 1,0 + 14,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 15,4 * 1,0 * 1,0$$

$$\rightarrow R = 167,8 \frac{kN}{m} > 72,2 \frac{kN}{m} \rightarrow OK$$

Ler

$$\frac{R}{0,6 m} = 5,14 * 55,6 \frac{kN}{m^2} * 1,0 * 1,0 + 14,2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\rightarrow R = 180,0 \frac{kN}{m} > 72,2 \frac{kN}{m} \rightarrow OK$$

Armeringen i fundamentet sættes til 0,2 % af tværsnitsarealet:

$$A_c * 0,2 \% = 600 mm * 650 mm * 0,002 = 780 mm^2$$

Der vælges 3 Y16 i over- og underside. Armeringsarealet for 6 Y16 er 1210 mm².

A.2.9.5 Fundament – Modullinje C1/P/C4/11+14

Fundamentet udføres på samme vis som ved modullinje 1 dog med en fundamentsbredde på 0,5 m og en lodret last på henholdsvis 48,5 kN/m, 36,2 kN/m, 47,5 kN/m og 46 kN/m. Den samlede maksimale lodrette last bliver:

$$V = 48,5 \frac{kN}{m} + 25 \frac{kN}{m^3} * 0,5m * 0,65m + 24 \frac{kN}{m^3} * 0,4m * 0,4m = 60,5 \frac{kN}{m}$$

Det effektive overlejringsstryk fastsættes til det samme som ved modullinje 1. Fundamentet er belastet med en excentricitet på 70 mm, hvorfor den effektive bredde bliver:

$$b' = 500 mm - 2 * 70 mm \rightarrow b' = 360 mm$$

Bæreevnen findes både på ler og sand.

Ler

$$\frac{R}{0,36 m} = 5,14 * 55,6 \frac{kN}{m^2} * 1,0 * 1,0 + 14,2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\rightarrow R = 108 \frac{kN}{m} > 60,5 \frac{kN}{m} \rightarrow OK$$

Sand

$$\frac{R}{0,36 m} = \frac{1}{2} * 18 \frac{kN}{m^3} * 0,36 m * 11,3 * 1,0 * 1,0 + 14,2 \frac{kN}{m^2} * 15,4 * 1,0 * 1,0$$

$$\rightarrow R = 91,9 \frac{kN}{m} > 60,5 \frac{kN}{m} \rightarrow OK$$

Armeringen i fundamentet sættes til 0,2 % af tværsnitsarealet:

$$A_c * 0,2 \% = 500 mm * 650 mm * 0,002 = 650 mm^2$$

Der vælges 2 Y16 i over- og underside. Armeringsarealet for 4 Y16 er 804 mm^2 .

A.2.9.6 Fundament – Modullinje C10/D/A

Fundamentet udføres på samme vis som ved modullinje 1 dog med en fundamentsbredde på 0,7 m og en lodret last på henholdsvis 95,5 kN/m, 103,2 kN/m og 115,8 kN/m. Den samlede maksimale lodrette last bliver:

$$V = 115,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,7 \text{ m} * 0,65 \text{ m} + 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,4 \text{ m} * 0,4 \text{ m} = 131 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det effektive overlejringsstryk fastsættes til det samme som ved modullinje 1. Bæreevnen findes både på ler og sand.

Ler

$$\begin{aligned} \frac{R}{0,7 \text{ m}} &= 5,14 * 55,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,0 * 1,0 + 14,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \\ \rightarrow R &= 210 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 131 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow OK \end{aligned}$$

Sand

$$\begin{aligned} \frac{R}{0,7 \text{ m}} &= \frac{1}{2} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,7 \text{ m} * 11,3 * 1,0 * 1,0 + 14,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 15,4 * 1,0 * 1,0 \\ \rightarrow R &= 203 \frac{\text{kN}}{\text{m}} > 131 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow OK \end{aligned}$$

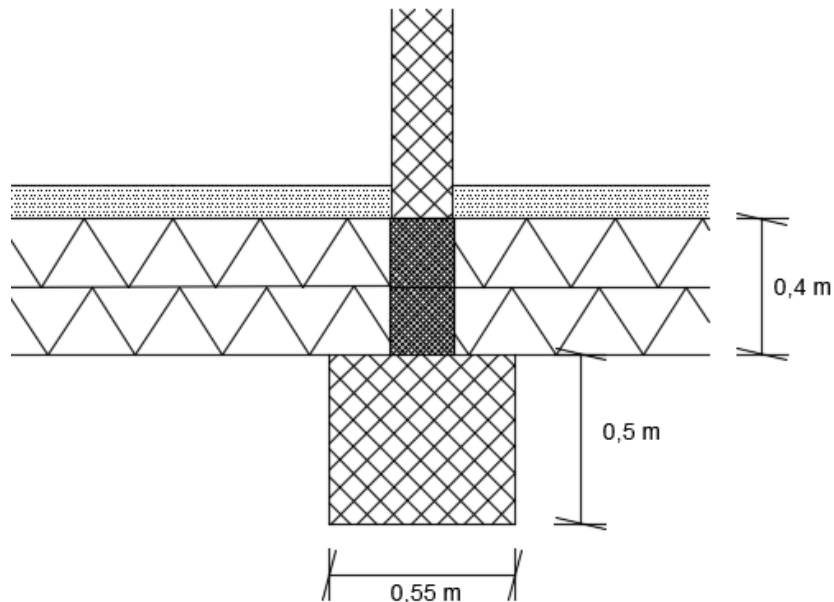
Armeringen i fundamentet sættes til 0,2 % af tværsnitsarealet:

$$A_c * 0,2 \% = 700 \text{ mm} * 650 \text{ mm} * 0,002 = 910 \text{ mm}^2$$

Der vælges 3 Y16 i over- og underside. Armeringsarealet for 6 Y16 er 1210 mm^2 .

A.2.9.7 Fundament – Modullinje A22/B+C

Fundamentet eftervises på ler. Den lodrette last findes til henholdsvis 94,6 kN/m og 97,9 kN/m, og det eftervises for en fundamentsbredde på 550 mm. Følgende figur viser en skitse af fundamentet.



Figur 65 – Stribefundament, fundamentsbredde 0,55 m

Den samlede maksimale lodrette last bliver:

$$V = 97,9 \frac{kN}{m} + 25 \frac{kN}{m^3} * 0,55m * 0,5m + 24 \frac{kN}{m^3} * 0,19m * 0,4m = 106,6 \frac{kN}{m}$$

Overlejringsstrykket findes:

$$q = 18 \frac{kN}{m^3} * 0,4m + 25 \frac{kN}{m^3} * 0,1m \rightarrow q = 9,7 \frac{kN}{m^2}$$

Formfaktor samt hældningsfaktor bestemmes til 1,0, da der er tale om et stribefundament, og der ingen vandret last er. Bæreevnen findes til:

$$\frac{R}{0,55 m} = 5,14 * 55,6 \frac{kN}{m^2} * 1,0 * 1,0 + 9,7 \frac{kN}{m^2}$$

$$\rightarrow R = 147,7 \frac{kN}{m} > 106,6 \frac{kN}{m} \rightarrow OK$$

Armeringen i fundamentet sættes til 0,2 % af tværsnitsarealet:

$$A_c * 0,2 \% = 550 mm * 500 mm * 0,002 = 550 mm^2$$

Der vælges 2 Y16 i over- og underside. Armeringsarealet for 4 Y16 er 804 mm².

A.2.9.8 Fundament – Modullinje A23/C8/C9/12+13

Fundamentet udføres på samme vis som ved modullinje 22 dog med en fundamentsbredde på 0,3 m og en lodret last på henholdsvis 39 kN/m, 52,2 kN/m, 42,5 kN/m og 48,2 kN/m. Den samlede maksimale lodrette last bliver:

$$V = 52,2 \frac{kN}{m} + 25 \frac{kN}{m^3} * 0,3m * 0,5m + 24 \frac{kN}{m^3} * 0,19m * 0,4m = 57,8 \frac{kN}{m}$$

Det effektive overlejringsstryk fastsættes til det samme som ved modullinje A22. Bæreevnen bliver derved:

$$\begin{aligned} \frac{R}{0,3 m} &= 5,14 * 55,6 \frac{kN}{m^2} * 1,0 * 1,0 + 9,7 \frac{kN}{m^2} \\ \rightarrow R &= 88,6 \frac{kN}{m} > 57,8 \frac{kN}{m} \rightarrow OK \end{aligned}$$

Armeringen i fundamentet sættes til 0,2 % af tværsnitsarealet:

$$A_c * 0,2 \% = 300 mm * 500 mm * 0,002 = 300 mm^2$$

Der vælges 2 Y14 i over- og underside. Armeringsarealet for 4 Y16 er 616 mm².

A.2.9.9 Fundament – Modullinje A24

Fundamentet udføres på samme vis som ved modullinje 22, dog med en fundamentsbredde på 0,6 m og en lodret last på 149,6 kN/m. Den samlede lodrette last bliver:

$$V = 149,6 \frac{kN}{m} + 25 \frac{kN}{m^3} * 0,6m * 0,5m + 24 \frac{kN}{m^3} * 0,19m * 0,4m = 158,9 \frac{kN}{m}$$

Det effektive overlejringsstryk fastsættes til det samme som ved modullinje A22. Bæreevnen bliver derved:

$$\begin{aligned} \frac{R}{0,6 m} &= 5,14 * 55,6 \frac{kN}{m^2} * 1,0 * 1,0 + 9,7 \frac{kN}{m^2} \\ \rightarrow R &= 177,3 \frac{kN}{m} > 158,9 \frac{kN}{m} \rightarrow OK \end{aligned}$$

Armeringen i fundamentet sættes til 0,2 % af tværsnitsarealet:

$$A_c * 0,2 \% = 600 mm * 500 mm * 0,002 = 600 mm^2$$

Der vælges 3 Y16 i over- og underside. Armeringsarealet for 6 Y16 er 1210 mm².

A.2.9.10 Punktfundamenter ved bjælker

Bjælkerne viderefører en punktlast, som fundamentet skal kunne optage. Afsnittet er inddelt i hvilken bygning, der er tale om, og derefter punkttopstillet hvilken bjælke/modullinje, der er tale om. Det undersøges derfor hvorvidt, det kan nøjes med sribefundamentet, eller om det er yderligere nødvendigt med et punktfundament. Det konstateres fra start, at størstedelen kræver et punktfundament, hvorfor der i det følgende er listet bæreevnen på ler for forskellige fundamentsstørrelser. Skemaet er udelukkende til fundamenter ved indvendige sribefundamenter, hvor højden af fundamentet er 0,6 m høj, og overlejringstrykket er de før fundne $9,7 \text{ kN/m}^2$. Formlen der bruges er:

$$\frac{R}{A'} = 5,14 * 55,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,0 * 1,2 + 9,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

A' [m x m]	R [kN]
0,5 x 0,5	84,5
0,6 x 0,6	121,6
0,7 x 0,7	165,5
0,8 x 0,8	216,1
0,9 x 0,9	273,5
1,0 x 1,0	337,6

Tabel 3 – Bæreevne på ler

Fundamentets egenlast er trukket fra bæreevnen. Det er derfor kun nødvendigt at kigge på selve punktlasten.

Bæreevnen på sand findes ved formelen:

$$\frac{R}{(b' * l')} = \frac{1}{2} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * b' * 11,3 * 1,0 * 0,6 + 9,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 15,4 * 1,0 * 1,2$$

b' x l' [m x m]	R [kN]
0,5 x 0,5	48,7
0,6 x 0,6	72,3
0,7 x 0,7	101,4
0,8 x 0,8	136,4
0,9 x 0,9	177,5
1,0 x 1,0	225,3
1,1 x 1,1	280,0

Tabel 4 – Bæreevne på sand

Fundamentets egenlast er ligeledes her trukket fra bæreevnen.

Bygning D

Det startes med at kigge på bygning D, hvor bæreevnen ved B01 og B03 skal findes på sand. De resterende skal bæreevnen findes på ler. Linjelasterne for B01, B03 og B04 findes:

$$p = 5 \frac{kN}{m^2} + \frac{1}{2} * (6,1 + 3,5)m + 1,5 * 3 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * (6,1 + 3,5)m + 1,5 * 0,3 * 0,8 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * (6,1 + 3,5)m$$
$$\rightarrow p = 47,3 \frac{kN}{m}$$

Under følgende punkter bestemmes punktlasterne, hvorefter fundamentets dimension fastsættes ud fra de to foregående tabeller..

- **B01**

Punktlasten findes:

$$\frac{1}{2} * 47,3 \frac{kN}{m} * 4,5 m = 106,5 kN$$

Fundamentets dimension bestemmes til 0,8 m x 0,8 m ud fra *Tabel 4 – Bæreevne på sand*.

- **B03**

Punktlasten findes:

$$\frac{1}{2} * 47,3 \frac{kN}{m} * 3,7 m = 87,6 kN$$

Fundamentets dimension bestemmes til 0,7 m x 0,7 m.

- **B04**

Punktlasten findes:

$$\frac{1}{2} * 47,3 \frac{kN}{m} * 2,6 m = 61,5 kN$$

Fundamentets dimension bestemmes til 0,5 m x 0,5 m.

- **B05 – Modullinje F**

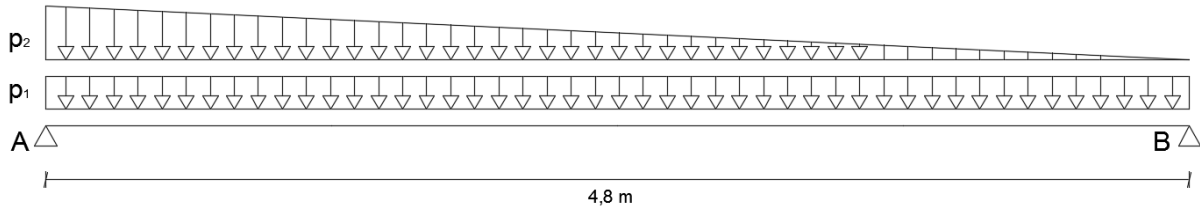
Linjelasten findes til 50,1 kN/m under *Bilag A.2.4 – Bjælker*. Punktlasten findes derfor til:

$$\frac{1}{2} * 50,1 \frac{kN}{m} * 4,4 m = 110,2 kN$$

Fundamentets dimension bestemmes til 0,6 m x 0,6 m.

- **B05 + B06 – Modullinje E**

Det statiske system for B06 er som følgende:



$$p_1 = 5 \frac{kN}{m^2} + \frac{1}{2} * 3,5m + 1,5 * 3 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * 3,5m + 1,5 * 0,3 * 2,1 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * 3,5m$$

$$\rightarrow p_1 = 18,3 \frac{kN}{m}$$

$$p_2 = 5 \frac{kN}{m^2} + 2,4m + 1,5 * 3 \frac{kN}{m^2} * 2,4m + 1,5 * 0,3 * 2,1 \frac{kN}{m^2} * 2,4m$$

$$\rightarrow p_2 = 25,1 \frac{kN}{m}$$

Reaktionerne er som følgende:

$$R_A = \frac{1}{2} * 18,3 \frac{kN}{m} * 4,8 m + \frac{1}{3} * 25,1 \frac{kN}{m} * 4,8 m \rightarrow R_A = 84,1 kN$$

$$R_B = \frac{1}{2} * 18,3 \frac{kN}{m} * 4,8 m + \frac{1}{6} * 25,1 \frac{kN}{m} * 4,8 m \rightarrow R_B = 64 kN$$

Punktlasten, der kommer mellem B05 og B06, bliver derved:

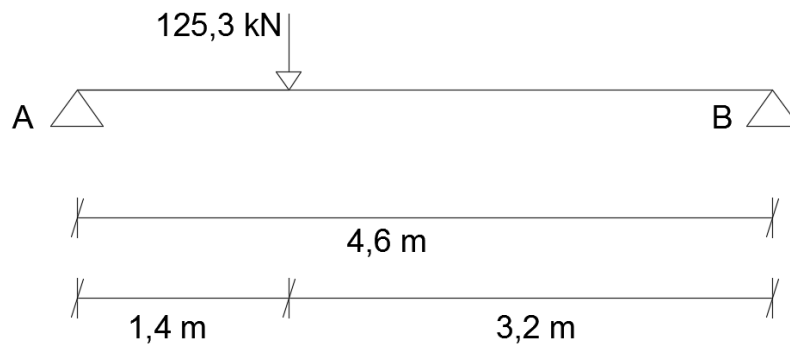
$$110,2 kN + 84,1 kN = 194,3 kN$$

Fundamentets dimension for B05 + B06 i modullinje E bestemmes derfor til 0,8 m x 0,8 m.

- **B06 – Modullinje A24**

Udover en punktlast fra B06 vil der komme en punktlast fra bjælken over brandporten mellem bygning D og C. Denne bjælke har en punktlast, der stammer fra reaktionen fra B07.

Udregningen af reaktionen fra B07 findes under næste afsnit. Det statiske system for bjælken over brandporten er:



$$R_A = 125,3 \text{ kN} * \frac{3,2 \text{ m}}{4,6 \text{ m}} \rightarrow R_A = 87,1 \text{ kN}$$

$$R_B = 125,3 \text{ kN} * \frac{1,4 \text{ m}}{4,6 \text{ m}} \rightarrow R_B = 38,1 \text{ kN}$$

Den samlede punktlast bliver derfor $R_B + R_{A,B06}$:

$$38,1 \text{ kN} + 64 \text{ kN} = 102,1 \text{ kN}$$

Fundamentets dimension for B06 i modullinje A24 bestemmes derfor til 0,6 m x 0,6 m. Da stribefundamentet i modullinje A24 har en bredde på 0,6 m, vil det derfor ikke være nødvendigt med et punktfundament. Det vil desuden heller ikke kræve et punktfundament ved R_A fra bjælken over brandporten, da fundamentsbredden i modullinje D er 0,7 m.

- **B07 – Modullinje E**

Linjelasten fastsættes til den samme som ved B05 – Modullinje F. Punktlasten findes derfor til:

$$\frac{1}{2} * 50,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 5,0 \text{ m} = 125,3 \text{ kN}$$

Fundamentets dimension bestemmes til 0,7 m x 0,7 m.

- **B08 – Modullinje B1**

Linjelasten findes til 60,6 kN/m under *Bilag A.2.4 – Bjælker*. Punktlasten findes derfor til:

$$\frac{1}{2} * 60,6 \frac{kN}{m} * 4,6 m = 139,2 kN$$

Eftersom det er et ydervægsg fundament, er overlejringsstrykket 14,2 kN/m². Med et punktfundament med dimensionen 0,6 m x 0,6 m bliver bæreevnen derfor:

$$\frac{R}{(0,7 m * 0,7 m)} = 5,14 * 55,6 \frac{kN}{m^2} * 1,0 * 1,2 + 14,2 \frac{kN}{m^2} \rightarrow R = 175 kN > 139,2 kN \\ \rightarrow OK$$

Fundamentet fastsættes derfor til 0,7 m x 0,7 m.

- **B09 – Modullinje A24**

Punktlasten er udregnet under *Bilag A.2.4 – Bjælker* og findes til 136,6 kN. Fundamentets dimension bestemmes til 0,7 m x 0,7 m.

- **B08 + B09**

Den samlede lodrette punktlast er reaktionen fra B08 og B09. Reaktionen fra B08 er de før fundne 139,2 kN, hvor reaktionen fra B09 findes under *Bilag A.2.4 – Bjælker*. Reaktionen her findes til 171,2 kN. Den samlede lodrette punktlast bliver derved:

$$139,2 kN + 171,2 kN = 310,4 kN$$

Fundamentets dimension bestemmes til 1,0 m x 1,0 m.

- **Tagudhæng**

Ved tagudhæng på 0,8 m, vil det ikke være nødvendigt med et punktfundament, da punktlasten bliver:

$$0 = -R_b * 1,0m + (7,61 + 22,5) \frac{kN}{m} * 0,8m * \left(\frac{1}{2} * 0,8m + 1,0m \right) \rightarrow R_b = 33,7 kN$$

Ligningen er fra afsnit A.2.7.2 – *Stålbjælke*. Dog sættes længden til 0,8 m i stedet for de 2 meter. Stribefundamentet er 0,5 meter, hvor bæreevnen for et punktfundament på sand på 0,5 m x 0,5 m er 48,7 kN, hvilket er større end de 33,7 kN.

Bygning C

Ved B01, B02 og B10 skal bæreevnen eftervises på sand. Derudover giver den selvbærende væg i modullinje 7 en reaktion, som fundamentet skal kunne optage. Her findes bæreevnen ligeledes på sand. De øvrige eftervises på ler.

• B01

Linjelasten ved etageadskillelsen findes til 50,4 kN/m i *Bilag A.2.4 – Bjælker*. Punktlasten fra etageadskillelsen findes til:

$$\frac{1}{2} * 50,4 \frac{kN}{m} * 4,5m = 113,4 kN$$

Ved tagetagen findes linjelasten til:

$$p = \left(5,55 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * (6,1 + 3,5)m \right) + 1,5 * \left(3,0 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * (6,1 + 3,5)m \right) + 0,3 * 1,5 * \left(0,8 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * (6,1 + 3,5)m \right) = 50,0 \frac{kN}{m}$$

Punktlasten fra tagetagen findes til:

$$\frac{1}{2} * 50,0 \frac{kN}{m} * 4,5m = 112,4kN$$

Den samlede lodrette punktlast bliver derfor:

$$113,4 kN + 112,4 kN = 225,8 kN$$

Fundamentets dimension bestemmes til 1,1 m x 1,1 m.

• B02

Linjelerne fastsættes til det samme som ved B01. Punktlasterne bliver derfor som følgende. For etageadskillelsen:

$$\frac{1}{2} * 50,4 \frac{kN}{m} * 3,7m = 93,2 kN$$

For tagetagen:

$$\frac{1}{2} * 50,0 \frac{kN}{m} * 3,7m = 92,5kN$$

Den samlede lodrette punktlast bliver derfor:

$$93,2 kN + 92,5 kN = 185,7 kN$$

Fundamentets dimension bestemmes til 1,0 m x 1,0 m.

- **Selvbærende væg – Modullinje 7**

Reaktionerne for den selvbærende væg findes til 112,94 kN i modullinje C og 74,5 kN i modullinje B. Reaktionerne er fundet under afsnit A.2.5.3 *Indervæg*. Fundamentet i modullinje C bestemmes til 0,8 m x 0,8 m, og i modullinje B bestemmes fundamentet til 0,7 m x 0,7 m.

- **B10**

Linjelasen for etageadskillelsen findes til 72,7 kN/m under *Bilag A.2.4 – Bjælker*. Punktlasten findes derfor til:

$$\frac{1}{2} * 72,7 \frac{kN}{m} * 7,0 m = 254,5 kN$$

For tagetagen findes linjelasen til:

$$p = \left(5,55 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * (8,5 + 1,7)m \right) + 1,5 * \left(3,0 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * (8,5 + 1,7)m \right) * 0,8 + 0,3 * 1,5 * \left(0,8 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * (8,5 + 1,7)m \right) = 48,5 \frac{kN}{m}$$

De 0,8, der reducerer nyttelasten, er en reduktionsfaktor, der tager hensyn til, hvis bygningen er belastet af samme kategori. Formlen er beskrevet under *Projektgrundlag*, hvor udregningen er som følgende:

$$\alpha_n = \frac{1 + (2 - 1) * 0,6}{2} = 0,8$$

Punktlasten findes til:

$$\frac{1}{2} * 48,5 \frac{kN}{m} * 7,0 m = 169,8 kN$$

Den samlede lodrette punktlast bliver derfor:

$$254,5 kN + 169,8 kN = 424,3 kN$$

Eftersom det i modullinje A25 er et ydervægsg fundament, er overlejringsstrykket 14,2 kN/m². Med et punktfundament med dimensionen 1,2 m x 1,2 m bliver bæreevnen derfor:

$$\frac{R}{(1,2 m * 1,2 m)} = \frac{1}{2} * 18 \frac{kN}{m^3} * 1,2 m * 11,3 * 1,0 * 0,6 + 14,2 \frac{kN}{m^2} * 15,4 * 1,0 * 1,2$$

$$\rightarrow R = 483,3 kN - \left(25 \frac{kN}{m^3} * 1,2 m * 1,2 m * 0,65 m \right) \rightarrow R = 459,6 kN > 424,3 kN \rightarrow OK$$

Fundamentets dimension ved ydervæggen i modullinje A25 bestemmes til 1,2 m x 1,2 m.

Ved indervæggen i modullinje A24 findes bæreevnen for et fundament med dimensionen 1,4 m x 1,4 m til:

$$\frac{R}{(1,4 \text{ m} * 1,4 \text{ m})} = \frac{1}{2} * 18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,4 \text{ m} * 11,3 * 1,0 * 0,6 + 9,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 15,4 * 1,0 * 1,2$$
$$\rightarrow R = 518,8 \text{ kN} - \left(25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,4 \text{ m} * 1,4 \text{ m} * 0,6 \text{ m} \right) \rightarrow R = 489,4 \text{ kN} > 424,3 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Fundamentets dimension ved indervæggen i modullinje A24 bestemmes til 1,4 m x 1,4 m.

- **B11**

Reaktionen fra B11 findes til 66,16 kN under *Bilag A.2.4 – Bjælker*. Stribefundamentet i modullinje D har en bredde på 0,7 m, og hvis et fundament på 0,7 m x 0,7 m på ler undersøges, vil bæreevnen være større end de 66,16 kN. Dette kan konstateres på baggrund af de fundne bæreevner i *Tabel 3 – Bæreevne på ler*. Det vil derfor ikke være nødvendigt med et punktfundament.

- **2 x B13 + B19 – Ved modullinje 8**

Reaktionerne fra B13 i tagetagen og stueetagen findes under *Bilag A.2.4 – Bjælker*. De findes til henholdsvis 237,4 kN og 324,9 kN. Reaktionen fra B19 findes ligeledes under *Bilag A.2.4 – Bjælker*. Reaktionen findes til 154,1 kN. Den samlede reaktion bliver derfor:

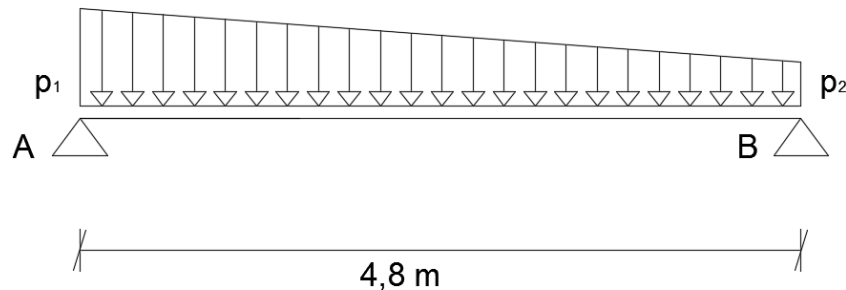
$$237,4 \text{ kN} + 324,9 \text{ kN} + 154,1 \text{ kN} = 716,4 \text{ kN}$$

Fundamentets bæreevne findes på ler, hvor der undersøges for et fundament med dimensionen 1,5 m x 1,5 m.

$$\frac{R}{1,5 \text{ m} * 1,5 \text{ m}} = 5,14 * 55,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,0 * 1,2 + 9,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$
$$\rightarrow R = 793,4 \text{ kN} - \left(25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 1,5 \text{ m} * 1,5 \text{ m} * 0,6 \text{ m} \right) \rightarrow R = 759,7 \text{ kN} > 716,4 \text{ kN} \rightarrow OK$$

• **B15 – Modullinje A24**

Det statiske system for B15 er som følgende:



For etageadskillelsen vil p_1 og p_2 blive som følgende, hvor punktlasten, der kommer af reaktionen i B, bestemmes.

$$p_1 = 6,75 \frac{kN}{m^2} * 2,4m + 5,0 \frac{kN}{m^2} * 1,5 * 2,4m \rightarrow p_1 = 34,2 \frac{kN}{m}$$

$$p_2 = \left(2,6 \frac{kN}{m^2} + 25 \frac{kN}{m^3} * 0,2 m \right) * 1,5m + 1,5 * 5,0 \frac{kN}{m^2} * 1,5m \rightarrow p_2 = 22,65 \frac{kN}{m}$$

$$R_B = \frac{1}{2} * 22,65 \frac{kN}{m} * 4,8m + \frac{1}{6} * (34,2 - 22,65) \frac{kN}{m} * 4,8m = 63,6 kN$$

For tagetagen vil p_1 og p_2 blive som følgende, hvor punktlasten, der kommer af reaktionen i B, bestemmes.

$$p_2 = 5,55 \frac{kN}{m^2} * \frac{1}{2} * 7,5m + 3,0 \frac{kN}{m^2} * 1,5 * \frac{1}{2} * 7,5m * 0,8 + 0,8 \frac{kN}{m^2} * 0,3 * 1,5 * \frac{1}{2} * 7,5m$$

$$\rightarrow p_2 = 35,7 \frac{kN}{m}$$

$$p_1 = \left(5,55 \frac{kN}{m^2} * 2,4m + 3,0 \frac{kN}{m^2} * 1,5 * 2,4m * 0,8 + 0,8 \frac{kN}{m^2} * 0,3 * 1,5 * 2,4m \right) + 35,7 \frac{kN}{m}$$

$$\rightarrow p_1 = 58,5 \frac{kN}{m}$$

$$R_B = \frac{1}{2} * 35,7 \frac{kN}{m} * 4,8m + \frac{1}{6} * (58,5 - 35,7) \frac{kN}{m} * 4,8m = 103,9 kN$$

Den samlede punktlast, fundamentet skal kunne optage, bliver:

$$63,6 kN + 103,9 kN = 167,5 kN$$

Fundamentets dimension bestemmes til 0,8 m x 0,8 m.

- **B17**

Reaktionen findes ud fra en linjelast på 10,13 kN/m og en punktlast på 60 kN. Reaktionen bliver derved:

$$\frac{1}{2} * 10,13 \frac{kN}{m} * 6,1 m + \frac{1}{2} * 60 kN = 60,9 kN$$

Det kræver et fundament på 0,5 m x 0,5 m, men eftersom fundamentsbredden i modullinje D og A24 er henholdsvis 0,7 m og 0,6 m vil det ikke være nødvendigt med et punktfundament.

- **Tagudhæng – Modullinje A**

Ved tagudhæng på 2,0 m, vil det være nødvendigt med et punktfundament, da punktlasten bliver 120,4 kN. Punktlasten er fundet under afsnit A.2.7.2 – *Stålbjælke*. Stribefundamentet er 0,7 meter, hvor bæreevnen for et punktfundament på sand på 0,7 m x 0,7 m er 101,4 kN, hvilket ikke vil være tilstrækkelig. Derimod vil et punktfundament på 0,8 m x 0,8 m være tilstrækkelig, eftersom bæreevnen er 136,4 kN.