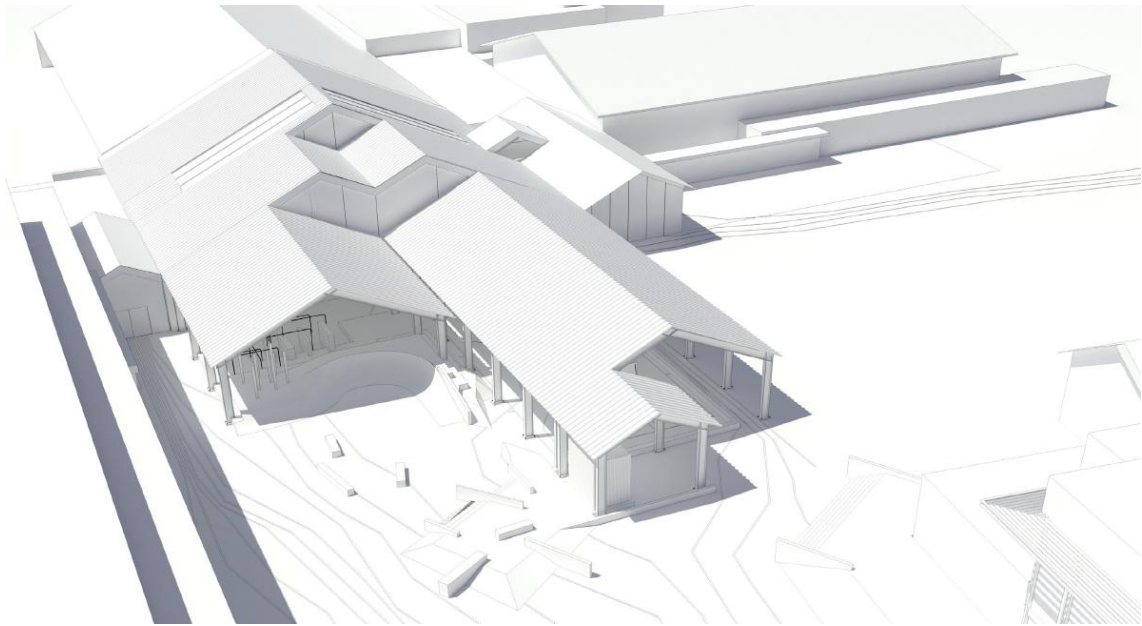


Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune

Projektgrundlag

Anders Malund Dammark Jensen

10-01-2017





AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Titel:	Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune
Semester:	7. semester
Semester tema:	Bachelor projekt
Projektperiode:	17.10.2016 - 10.01.2017
Antal sider:	58
Vejleder:	Allan Andersen

Anders Malund Dammark Jensen

Synopsis

Projektet omhandler en om- og tilbygning af Forum Faaborg. Der foreligger en dokumentation af et eksisterende insitu betonhus samt projektion af fremtidige bærende stål og betonelement-konstruktioner. Rapporten er udført med en statisk dokumentation af de bærende konstruktioner, et projektgrundlag samt en tegningsmappe.

Rapporten opstilles således projektgrundlaget danner forudsætningerne for de statiske beregninger herunder beskrivelse af den statiske virkemåde og opgørelse af laster.

Forord

Projektet er udarbejdet af Anders Malund Dammark Jensen og omhandler en om- og tilbygning af Forum Faarborg. Konstruktionen er opbygget af in-situ beton dæk, bjælker og søjler. Tilbygningen vil bestå af dækelementer, stål rammer og gitre.

Dokumentationen opdeles i følgende rapporter:

- Projektgrundlag
- Konstruktionsrapport
- Tegningsmappe
- Appendiks og bilagsmappe

Dokumentationen er opbygget således at projektgrundlaget danner rammerne for konstruktionsrapporten. Ud fra konstruktionsrapporten dimensioneres konstruktionerne hvorefter disse optegnes og vil fremstå i tegningsmappen.

Referencer til normer og eurocodes samt litteratur sker ift. definerede betegnelser angivet i projektgrundlaget med [...]. Henvisning til bilag og appendiks betegnes hhv. med Bx og APx hvor x er nummereringen af rækkefølgen.

Fodnoter angives med hævet romertal hvorefter selve noten forekommer i bunden af samme side hvilket eksemplificeres¹.

Henvisninger til formler sker via nummerering. Eksempelvis [a.b] hvor a referer til afsnittet og b referer til formelnummer i afsnittet.

Gennem projektet optræder tagkonstruktioner med hældninger på 25° og -25°. Forekommer tagkonstruktioner båret af rammer med hældninger på 25° betegnes rammerne alm. rammer og -25° betegnes trug rammer.

¹ Eksempel.

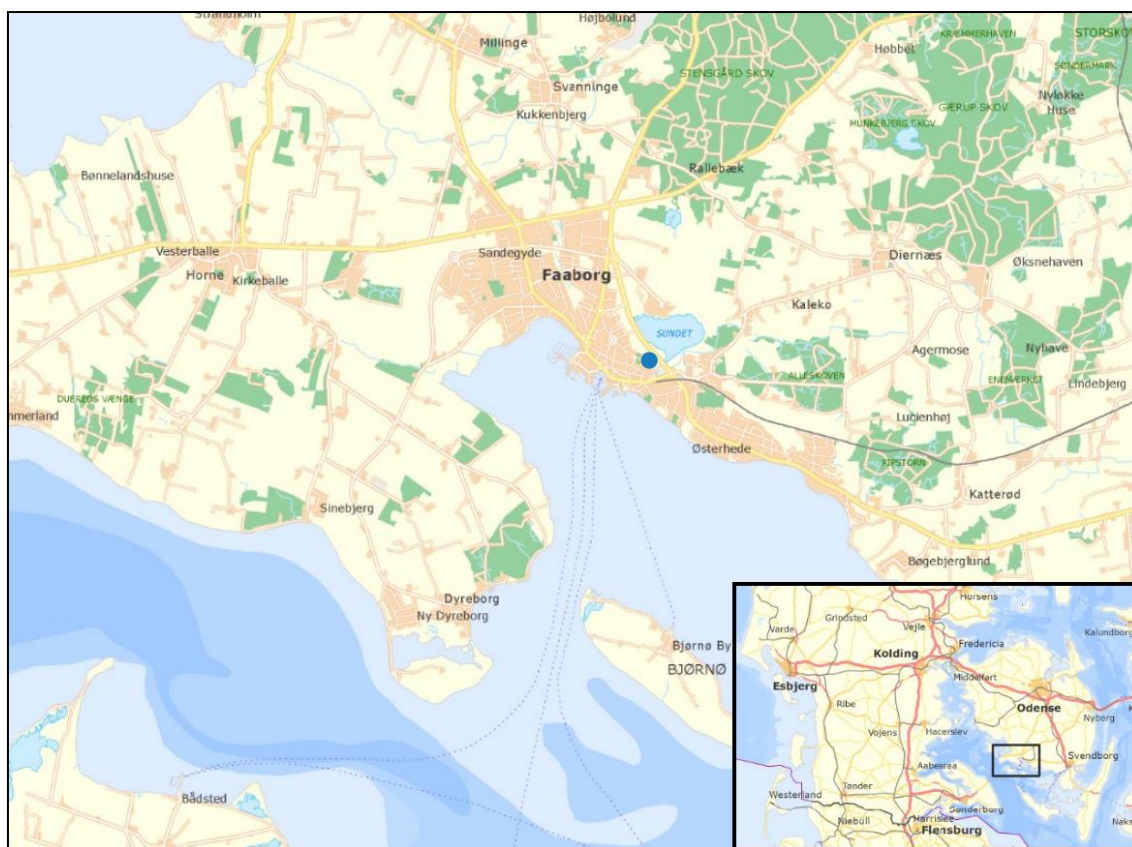
Indholdsfortegnelse

1.	Indledning.....	7
1.1	Problemformulering.....	7
2.	Bygværket	8
2.1	Bygværkets art og anvendelse.....	8
2.2	Konstruktionens art og opbygning.....	11
3.	Afgrænsninger	13
4.	Grundlag.....	14
4.1	Normer og Eurocodes	14
4.2	Litteratur	16
4.3	IKT-værktøjer	17
4.4	Sikkerhed	17
5.	Forundersøgelser	18
5.1	Grunden og lokale forhold	18
5.2	Geotekniske forhold.....	19
7.	Konstruktioner.....	21
7.1	Statisk virkemåde.....	21
7.2	Funktionskrav	26
7.3	Robusthed	27
7.4	Brand.....	29
8.	Konstruktionsmaterialer	33
8.1	Grund og jord.....	33
8.2	Stål	34
8.3	Beton og armering.....	35
9.	Laster	37
9.1	Lastkombination	37
9.2	Permanente laster	39
9.3	Nyttelaster	40
9.4	Snelast	42
9.5	Vindlast	47
9.6	Vandret masselast	55
9.7	Geometriske imperfektioner	55

1. Indledning

Bygherren Forum Faaborg har ønsket at sportshallen Forum Faaborg om- og tilbygges med visionen om at skabe en bedre fysisk og visuel sammenhæng mellem bygninger og funktioner i området. Forum Faaborg har fået et arkitektfirma til at udføre en plantegninger af de fremtidige forhold. I den forbindelse skal de bærende konstruktioner dokumenteres i ombygningen og projekteres i tilbygningen. Byggeriet omfatter bærende konstruktioner bestående af stålrammer, stålgitre, in-situ beton, præfabrikeret betonelementer samt tilhørende samlinger.

Bygningen er placeret på adressen Sundvænget 8, 5600 Faaborg, se kortudsnit på Figur 1.1.



Figur 1.1: Kortudsnit af byggeriets placering.

1.1 Problemformulering

På baggrund af bygherrens ønske om en om- og tilbygning af Forum Faaborg er følgende problemformulering sammenfattet:

"Hvorledes projekteres og dokumenteres en om- og tilbygning med henblik på at sikre bæreevne og stabilitet samt en passende robusthed?"

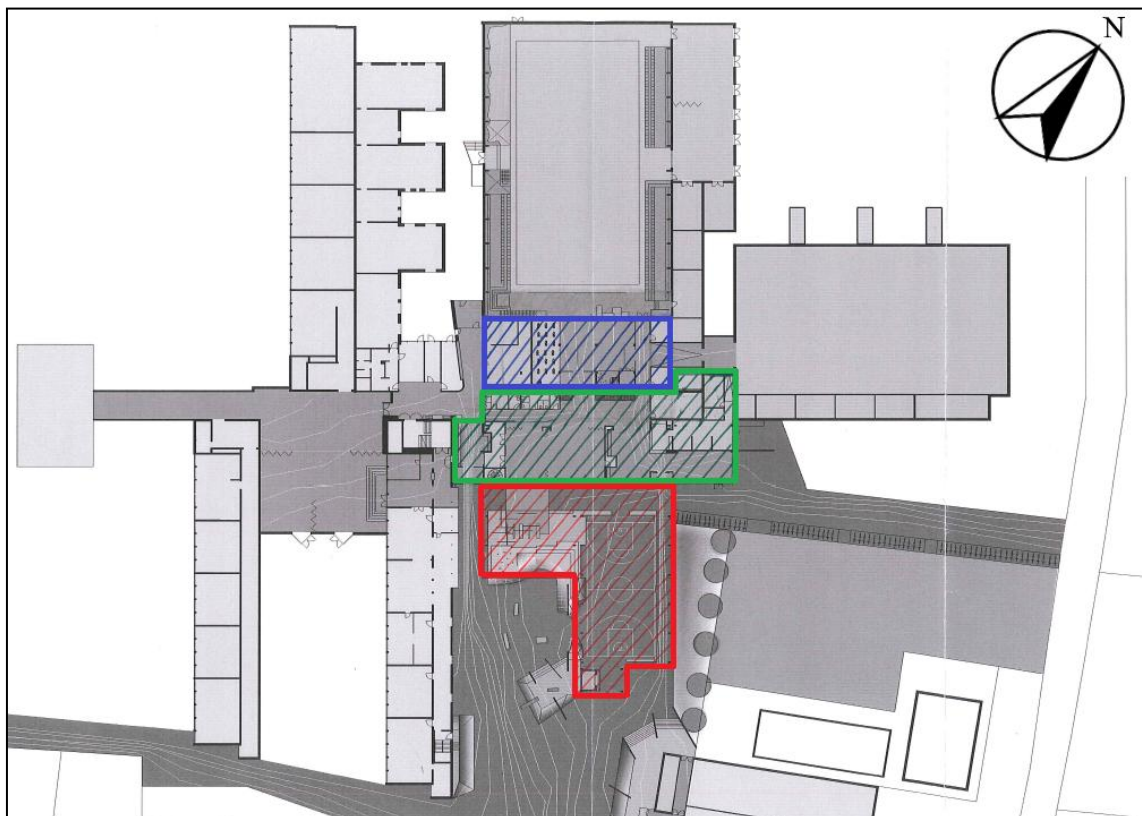
2. Bygværket

2.1 Bygværkets art og anvendelse

Arkitektens vision består af en ombygning med henblik på at omstrukturere indretningen samt en tilbygning primært bestående af rammer.

Forum Faaborg er et tre etagers byggeri. På projektgrunden forekommer slaggeester fra en tidligere losseplads i jordbundsforholdene.

På Figur 2.1 illustreres projektets omfang for stueetagen. Projektet deles op i tre zoner.



Figur 2.1: Plantegning for stueetagen med fremtidige forhold for Forum Faaborg. Heraf markerer blå: ombygningen, grøn: varm tilbygning og rød: kold tilbygning.

2.1.1 Blå zone: Ombygning

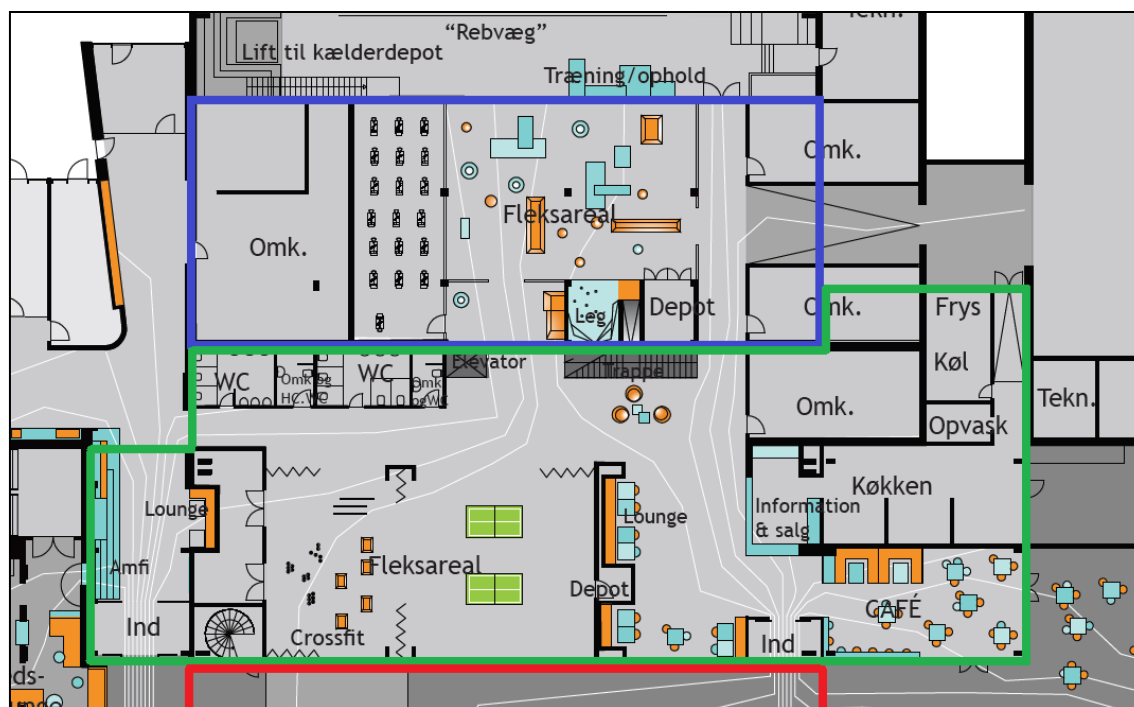
I den blå zone er der tale om en ombygning. Her vil samtlige lokalers funktion ændres hvorfor nyttelasten tilsvarende ændres. Den fremtidige anvendelse for stueetage, 1. og 2. sal ses på hhv. Figur 2.2, Figur 2.3, og Figur 2.4. Lokalernes oprindelige funktion ses i B1.

2.1.2 Grøn zone: Varm tilbygning

Fremtidig tilbygning bestående af rammer, gitre og indskudte dæk. Den varme tilbygning kommer til at indeholde funktioner som ses på Figur 2.2 og Figur 2.3. Illustrationerne er iht. B2.

2.1.3 Rød zone: Kold tilbygning

Fremtidig tilbygning bestående af rammer og gitre. Tilbygningen vil overdække fremtidig multibane, scene, tilskuerpladser mm.



Figur 2.2: Plan tegning af stueetage med angivende fremtidige forhold.



Figur 2.3: Plan tegning af 1. sal med angivende fremtidige forhold.



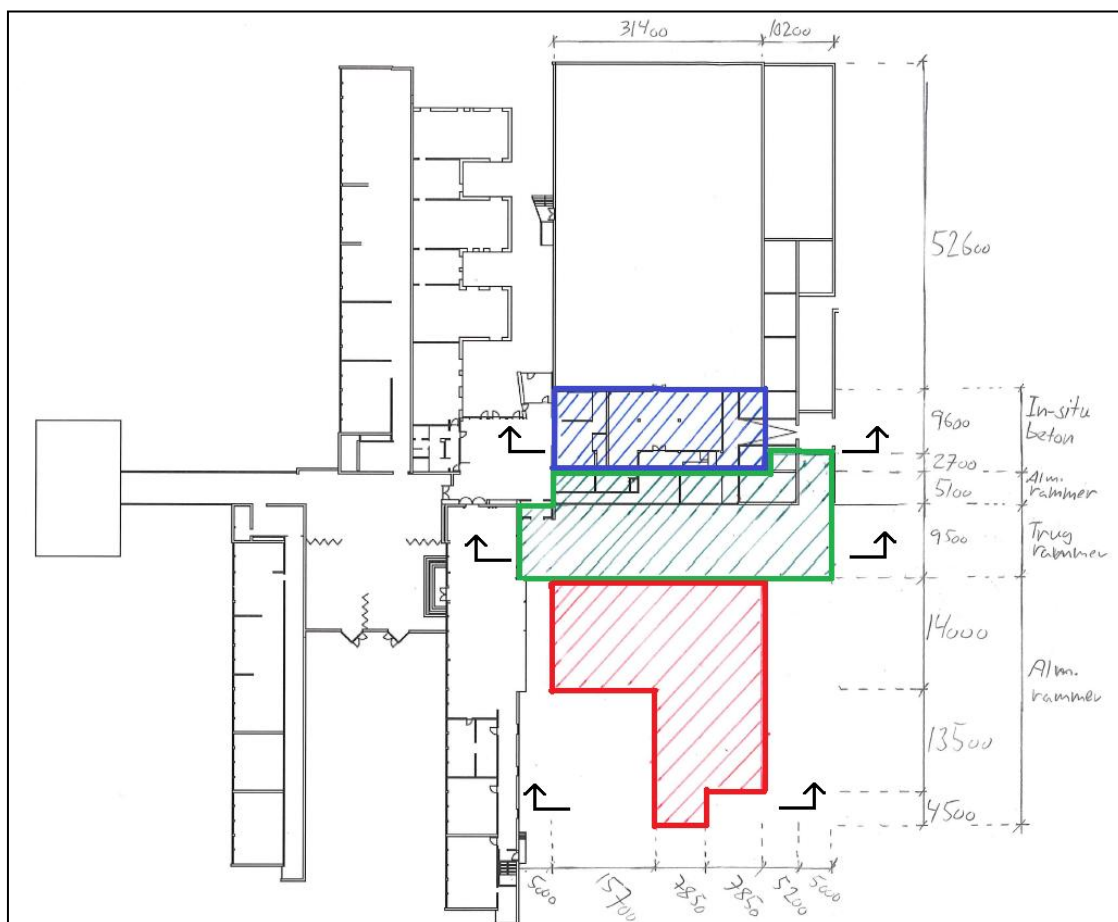
Figur 2.4: Plan tegning af 2. sal med angivende fremtidige forhold.

2.2 Konstruktionens art og opbygning

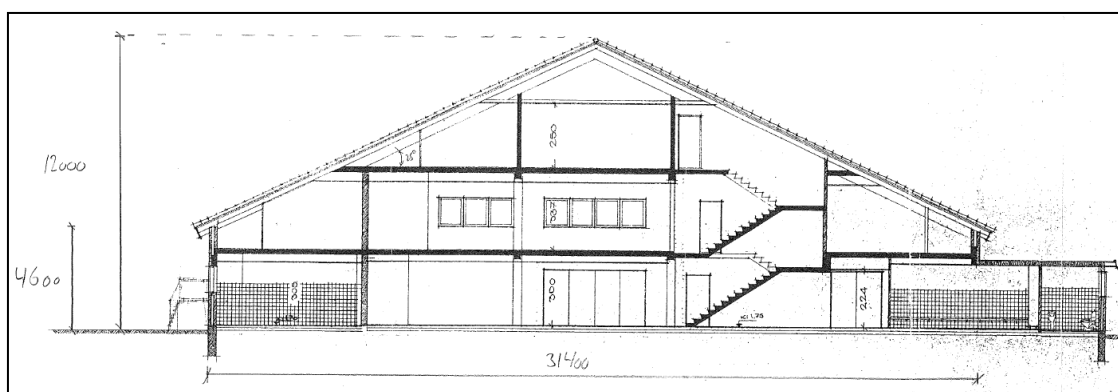
Geometri og dimensioner af det eksisterende byggeri baseres på det oprindelige tegnings- og beregningsmateriale. Målsætningen rundes op fra det oprindelige tegningsmateriale hvilket fremadrettet er de benyttede dimensioner. Bredde på begge tilbygninger baseres på samme mål som det eksisterende. Længden af tilbygningerne er baseret ud fra arkitekttegningerne. Tegningerne kan ses i B2.

På Figur 2.5 ses plantegning af projektet med angivende mål. Figur 2.6, Figur 2.7 og Figur 2.8 illustrerer snitprincipper af de tre zoner med angivende mål.

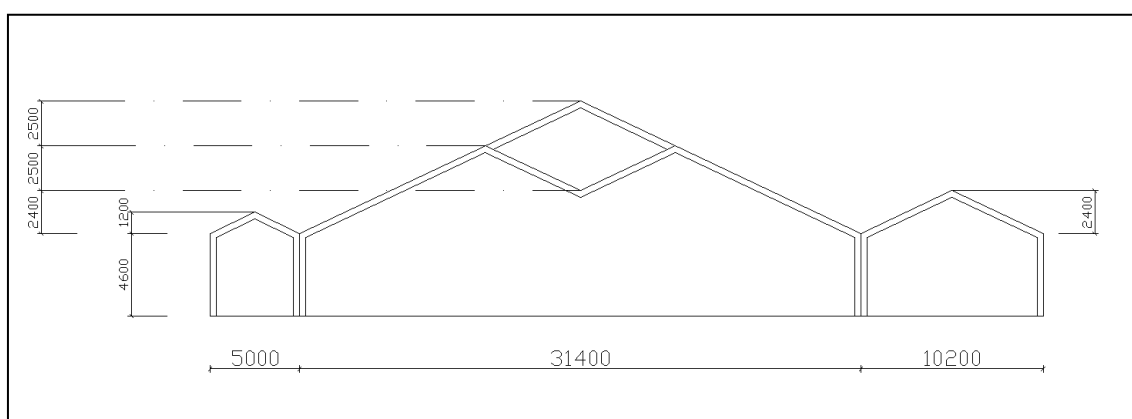
Af det eksisterende byggeri i ombygningen består de bærende konstruktioner primært af in-situ betonplader, bjælker og søjler hvilket er opgjort på det oprindelige tegningsmateriale. Oprindelige tegninger kan findes i B3.



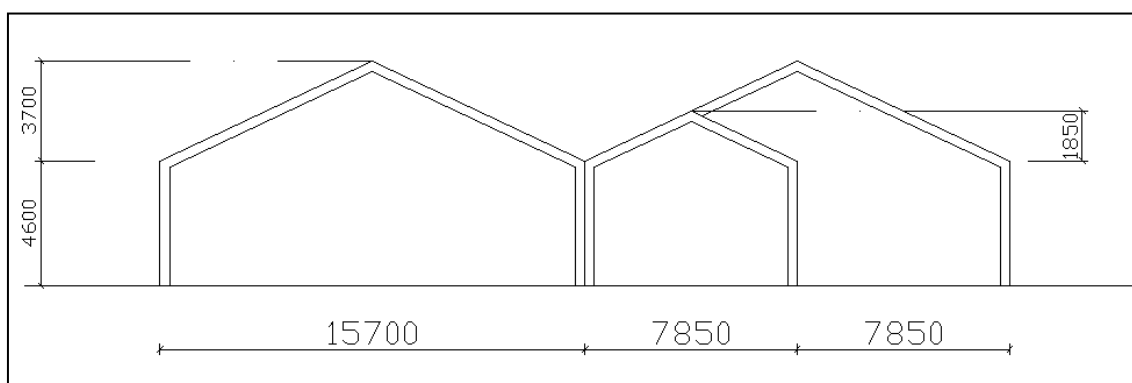
Figur 2.5: Plantegning med afrundede mål.



Figur 2.6: Snitprincip af ombygning (blå zone).



Figur 2.7: Snitprincip af varm tilbygning (grøn zone).



Figur 2.8: Snitprincip af kold tilbygning (rød zone).

3. Afgrænsninger

Grundet projektførløbets tidsperiode afgrænses projektomfanget. Følgende afgrænsninger foretages. Zoner refererer til Figur 2.1:

- **Generelt**

I kommuneplanen er beskrevet at bebyggelsesprocenten ikke må overskride 50% for området. Området indbefatter flere omkringliggende bygninger som der ikke er kendskab til.

Følgende afgrænsninger foretages:

- Hensyn til bebyggelsesprocenten.
- Hensyn til evt. rørledninger og kabler beliggende i jorden.
- Kirke byggelinje.
- Energirammen beregninger
- Installationstekniske installationer
- Dimensionering af vindgitter
- Vandret bæreevne af pæle fundamenterne

- **Blå zone: Ombygning**

Den eksisterende hal, som er etableret ca. 1967, har siden opførelsen gennemgået løbende ændringer hvoraf stabiliserende vægge er blevet fjernet.

Følgende afgrænsninger foretages:

- Dokumentation af hovedstabiliteten.
- Forekommer der et behov for forstærkning af eksisterende konstruktioner varetages disse af leverandøren

- **Grøn zone: Varm tilbygning**

Følgende afgrænsninger foretages:

- Den endelige dimensionering af betonelementerne varetages af leverandøren

4. Grundlag

Grundlaget beskriver anvendte kilder og redskaber i projektet. Endvidere dokumenteres hvilken sikkerhed der vurderes tilstrækkelig i projektet.

4.1 Normer og Eurocodes

Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner

[EC0]	DS/EN 1990-2007	Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner.
[EC0-NA]	DS/EN 1990 DK NA-2013	Nationalt anneks.
[EC0-AC]	DS-EN 1990-A1-AC-2010	Rettelsesblad.
[EC0-A1]	DS-EN 1990-A1-2006	Tillæg.

Eurocode 1 - Last på bærende konstruktioner

[EC1-1-1]	DS/EN 1991-1-1 2007	Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger.
[EC1-1-3]	DS/EN 1991-1-3 2007	Generelle laster - Snelast.
[EC1-1-4]	DS/EN 1991-1-4 2007	Generelle laster - Vindlast.
[EC1-1-1-NA]	DS/EN 1991-1-1 DK NA 2013	Nationalt anneks.
[EC1-1-3-NA]	DS/EN 1991-1-3 DK NA 2015	Nationalt anneks.
[EC1-1-4-NA]	DS/EN 1991-1-4 DK NA 2015	Nationalt anneks.
[EC1-1-1-AC]	DS-EN 1991-1-1-AC-2009	Rettelsesblad.
[EC1-1-3-AC]	DS-EN 1991-1-3-AC-2009	Rettelsesblad.
[EC1-1-4-AC]	DS-EN 1991-1-4-AC-2010	Rettelsesblad.
[EC1-1-3-A1]	DS-EN 1991-1-3: 2003/A1-2015	Tillæg.

Eurocode 2 - Betonkonstruktioner

[EC2-1-1]	DS/EN 1992-1-1 2008	Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner.
[EC2-1-2]	DS/EN 1992-1-2 2013	Generelle regler - Brandteknisk dimensionering
[EC2-1-1-NA]	DS/EN 1992-1-1 DK NA 2013	Nationalt anneks.
[EC2-1-2-NA]	DS/EN 1992-1-2 DK NA 2011	Nationalt anneks.
[EC2-1-1-AC]	DS-EN 1992-1-1-AC-2010	Rettelsesblad.

Eurocode 3 - Stålkonstruktioner

[EC3-1-1]	DS/EN 1993-1-1 2007	Generelle regler samt regler for bygningskonstruktioner.
[EC3-1-2]	DS/EN 1993-1-2 2007	Generelle regler - Brandteknisk dimensionering
[EC3-1-5]	DS/EN 1993-1-5 2007	Pladekonstruktioner.
[EC3-1-8]	DS/EN 1993-1-8 2007	Samlinger.
[EC3-1-10]	DS/EN 1993-1-10 2007	Materialesejhed og egenskaber i tykkelsesretningen.
[EC3-1-1-NA]	DS/EN 1993-1-1 DK NA 2015	Nationalt anneks.
[EC3-1-2-NA]	DS/EN 1993-1-2 DK NA 2007	Nationalt anneks.
[EC3-1-5-NA]	DS/EN 1993-1-5 DK NA 2007	Nationalt anneks.
[EC3-1-8-NA]	DS/EN 1993-1-8 DK NA 2013	Nationalt anneks.
[EC3-1-10-NA]	DS/EN 1993-1-10 DK NA 2011	Nationalt anneks.
[EC3-1-1-AC]	DS-EN 1993-1-1-AC-2009	Rettelsesblad.
[EC3-1-2-AC]	DS-EN 1993-1-2-AC-2009	Rettelsesblad.
[EC3-1-5-AC]	DS-EN 1993-1-5-AC-2009	Rettelsesblad.
[EC3-1-8-AC]	DS-EN 1993-1-8-AC-2009	Rettelsesblad.
[EC3-1-10-AC]	DS-EN 1993-1-10-AC-2009	Rettelsesblad.

Eurocode 7 - Geoteknik

[EC7-1]	DS/EN 1997-1 2007	Generelle regler.
[EC7-1-NA]	DS/EN 1997-1 DK NA 2015	Nationalt anneks.
[EC7-1-AC]	DS-EN 1997-1-AC-2010	Rettelsesblad.

Øvrige

[DS10025]	DS/EN 10025-2	Varmvalsede produkter af konstruktionsstål – Del 2: Tekniske leveringsbetingelser for ulegerede konstruktionsstål
-----------	---------------	--

4.2 Litteratur

- [SBI] SBI anvisning 223 Dokumentation af bærende konstruktioner
1. udgave 2016; Niels-Jørgen Aagaard, Bent Feddersen
- [TS] Teknisk Ståbi
22. udgave; Bjarne Chr. Jensen; Nyt Teknisk Forlag.
- [SK] Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993-1-1
2. udgave; Bent Bonnerup, Bjarne Chr. Jensen, Carsten Munk Plum;
Nyt Teknisk Forlag.
- [BK] Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1
2. udgave; Bjarne Chr. Jensen; Nyt Teknisk Forlag.
- [BB] Bygningberegninger
2. udgave 2014; Bjarne Chr. Jensen, Svend Ole Hansen;
Nyt Teknisk forlag
- [GT] Lærebog i geoteknik
2. udgave; Niels Krebs Ovesen, Leif Fuglsang, Gunnar Bage og
Anette Krogsbøll; Polyteknisk forlag.
- [ES] Eksempelsamling om brandsikring af byggeri 2012
2. udgave 2016
- [BT] Brudlinie-Teori
1987; K. Rindorf; Odense Bygningsteknikum
- [PT] Plasticitets-teori
2. udgave; Bjarne Chr. Jensen, Bent Bonnerup; Nyt Teknisk Forlag
- [BE] Beton Element Byggeriers Statik
1. udgave 2010; Jesper Frøbert Jensen; Polyteknisk forlag
- [BEH] Betonelementer Håndbog i 4 bind
1991; Jesper Frøbert Jensen; Betonelement-foreningen
- [VD] Vibrationskomfort i dækkonstruktioner
2. udgave 2012; Bernt Suikkanen; COWI A/S
- [EV] Engineering Vibration
Fourth Edition 2014; Daniel J. Inman; Pearson

4.3 IKT-værktøjer

- Microsoft Word 2007
- Microsoft Excel 2007
- PTC Mathcad Prime 3.1
- MathWorks MATLAB R2014a
- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015
- Autodesk Revit 2014
- Autodesk AutoCAD 2014

4.4 Sikkerhed

4.4.1 Konsekvensklasse: CC2

Hallen vurderes som værende i konsekvensklasse 2 baseret på følgende forhold og antagelser:

- Konstruktionen er mindre end 12 meter fra terræn til øverste etage.
- Konstruktionen benyttes i et omfang der ikke er henført til kriterierne for en CC1 eller CC3.

Konsekvenserne ved en evt. skade på bygværket for den fastsatte konsekvensklasse er en middel risiko for tab af menneskeliv. Økonomiske, sociale eller miljømæssige konsekvenser er betydelige.

Med en CC2 fås $K_{FI} = 1,0$

4.4.2 Kontrolklasse: Normal og skærpet

In-situ støbt beton og stål vælges udført i normal kontrolklasse. Præfabrikerede betonelementer vælges udført i skærpet kontrolklasse.

Med de angivende kontrolklasser fås følgende faktorer:

Normal: $\gamma_3 = 1,0$

Skærpet: $\gamma_3 = 0,95$

4.4.3 Miljøklasse: Passiv og aggressiv

Der vil forekomme betonkonstruktioner i ombygningen, den varme tilbygning samt i fundamenterne. Der er tale om et passivt miljø ved ombygningen og den varme tilbygning. På baggrund af grundvandsforholdene konstrueres fundamenterne efter aggressiv miljøklasse.

Minimumsværdier for passiv miljø

f_{ck}	$= 12MPa$	Karakteristisk beton trykstyrke
$c_{min,dur}$	$= 10mm$	Dæklag
Δc_{dev}	$= 5mm$	Tolerancetillæg

Minimumsværdier for aggressiv miljø

f_{ck}	$= 35MPa$	Karakteristisk beton trykstyrke
$c_{min,dur}$	$= 30mm$	Dæklag
Δc_{dev}	$= 5mm$	Tolerancetillæg

5. Forundersøgelser

5.1 Grunden og lokale forhold

På Figur 5.1 er et luftfoto af Forum Faaborg vist. Det bemærkes at bygningen bl.a. ligger tæt Faaborg Sundskole, hvilket kan have betydning ved funderingen. Ydermere ligger Faaborg kirke også tæt hvorfor en kirkelinje skal tages i betragtning. Det eksisterende bygværk af Forum Faaborg er også påle funderet.



Figur 5.1: Luftfoto af Forum Faaborg og omkringliggende bygninger.

5.2 Geotekniske forhold

Generelt henvises til den geotekniske rapport udført af Sloth Møller. Rapporten kan findes i B4.

5.2.1 Funderingsforhold

I den geotekniske rapport er der udført fem undersøgelser hvoraf fire er med prøveoptagning. Generelt består fyldjorden af sandfyld med indhold af teglrester og slagge. Under fyldjorden træffes postglaciale aflejringer bestående af tørv og/eller gytje samt nedskyldsaflejret ler. Fyldjorden og aflejringerne karakteriseres som sætningsgivende.

De intakte aflejringer består primært af glacialt moræner aflejret under sidste istid.

En del af arealet er kortlagt som gammel losseplads hvorfor der er ekstraomkostninger forbundet med bortskaffelse af jord. Grundet det eksisterende byggeri er der tidligere lavet geotekniske undersøgelser hvilket har resulteret i forurenet jord bestående af kulbrinter, benzo(a)pyren og tungmetaller.

Efter trufne forhold anbefales funderingen udført som en sandpudedefundering af Sloth Møller hvor sætningsgivende fyldlag og postglaciale aflejringer udskiftes med komprimeret sand.

Trods anbefalingen vælges fundamentet udført med pæle, da det eksisterende ligeledes er udført med pæle og det vurderes for omkostningsfuldt at udskifte al forurenede fyldjord og postglaciale aflejringer.

5.2.2 Grundvandsforhold

Der konstateres grundvandsspejl på arealet, men vurderes ikke som værende udtryk for et stabiliserende vandspejl for årstiden.

5.2.3 Fundamentsberegninger

Der tages udgangspunkt i jordbundsforholdene truffet i boring B8 da OSBL ligger i det dybeste niveau.

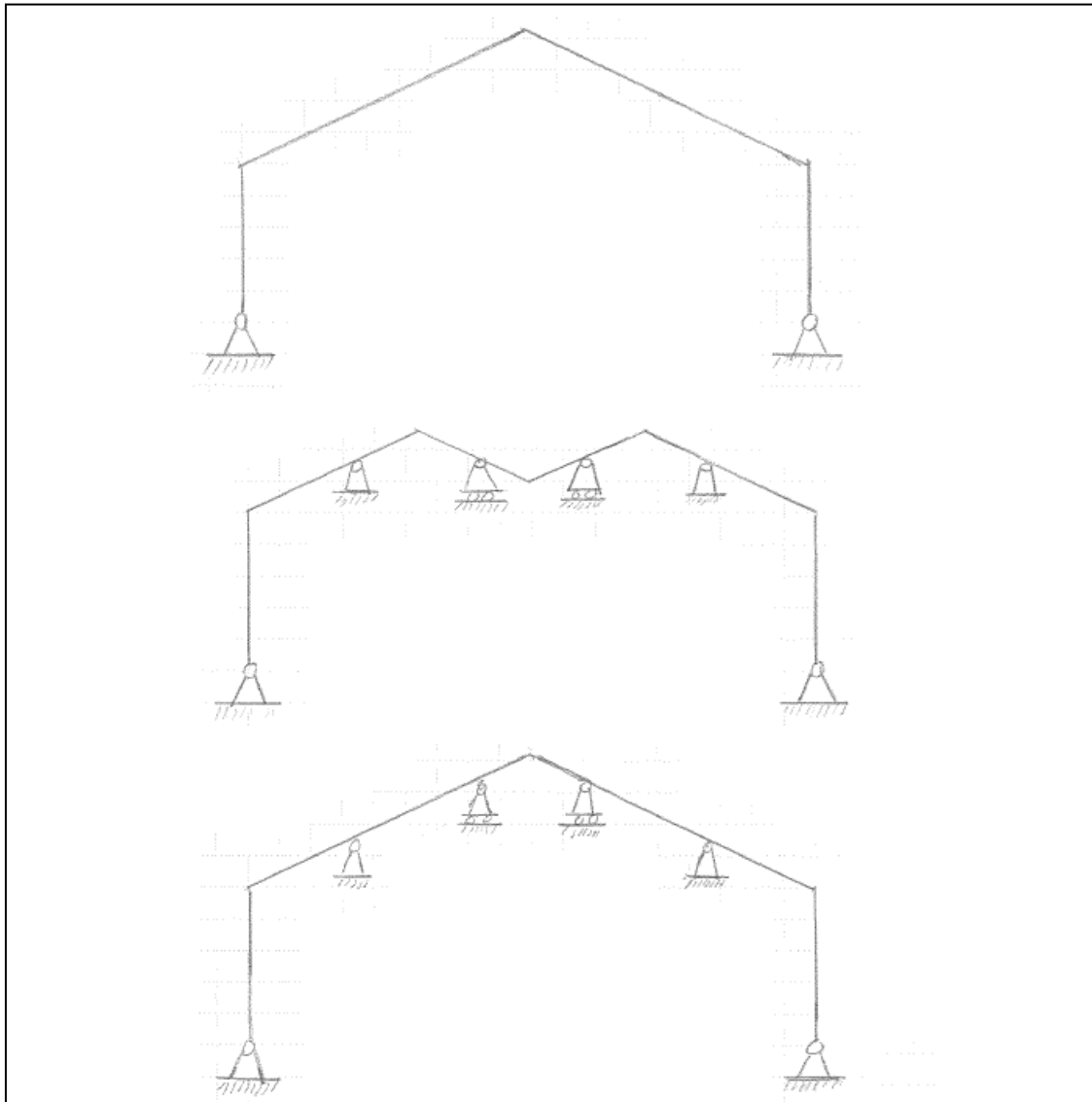
Boring	Terrænkote	OSBL (m.u.t.)	OSBL kote	GVS (m.u.t.)	GVS kote
B8	1,45	3,75	-2,30	3,00	-1,55

7. Konstruktioner

7.1 Statisk virkemåde

7.1.1 Rammer - Generelt

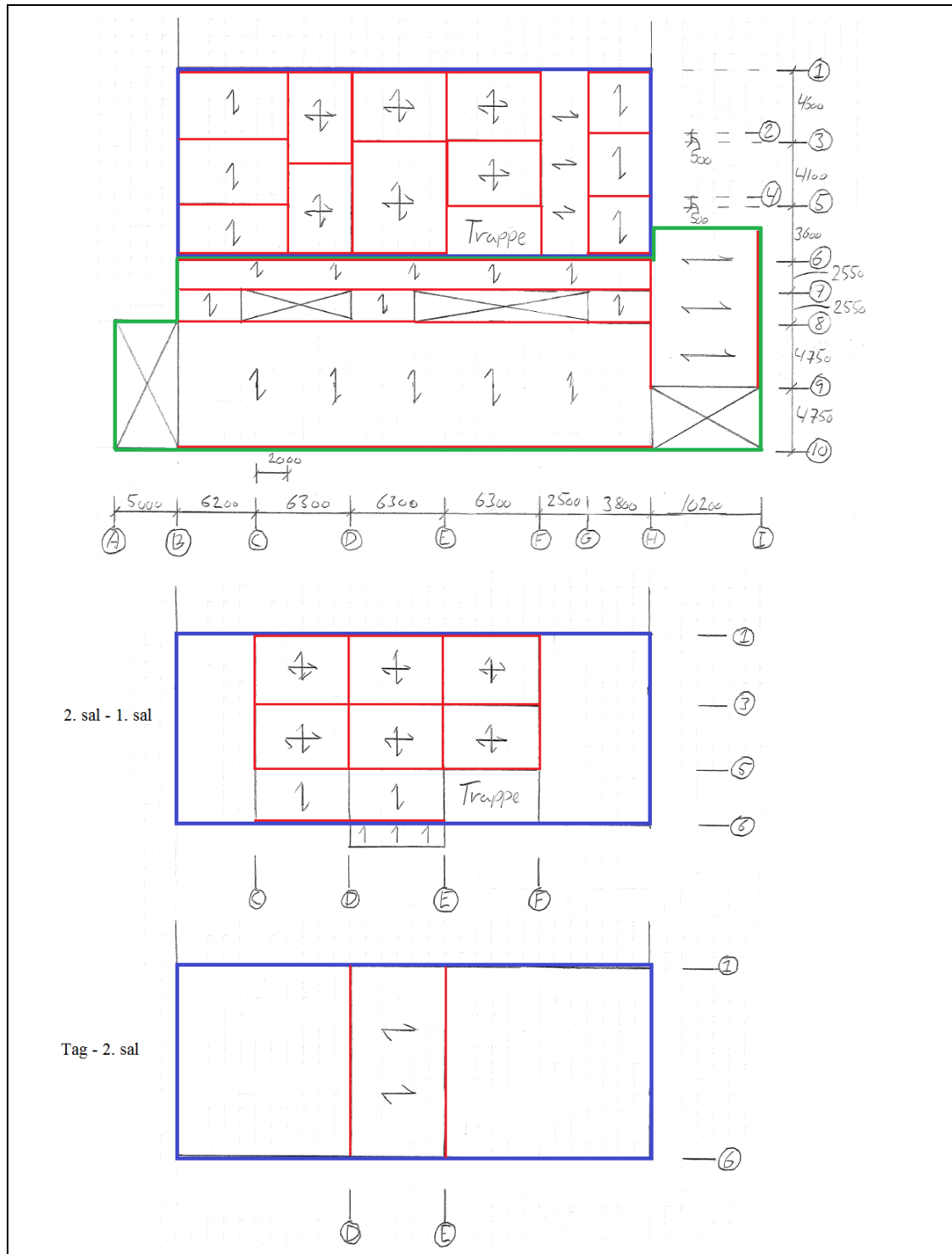
Generelt dimensioneres rammer som 2-kanier rammer hvor chanier optræder i understøtningerne. Systemet tillader momentoptagelse i hele rammekonstruktionen bortset fra understøtningerne. De statiske systemer kan ses på Figur 7.1.



Figur 7.1: Statiske systemer.

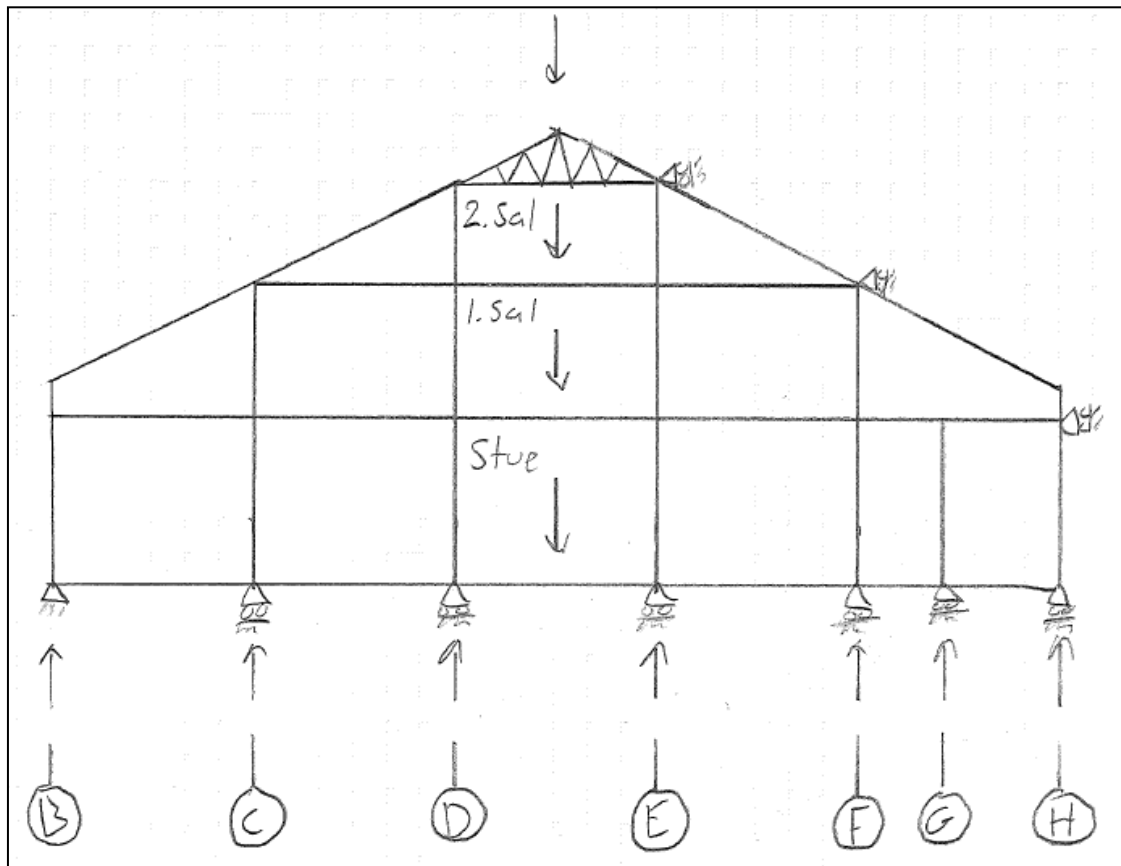
7.1.2 Bærelinjer

Dækkenes spændretning i det eksisterende byggeri og den varme tilbygning er illustreret på Figur 7.2. Bærelinjerne er vist med røde linjer og benævnes ift. modulnettet.



Figur 7.2: Illustration af bærelinjerne og spændretningerne for de tre etager.

7.1.3 Lodret lastnedføring - Ombygning



Figur 7.3: Lodret lastnedføring - ombygning.

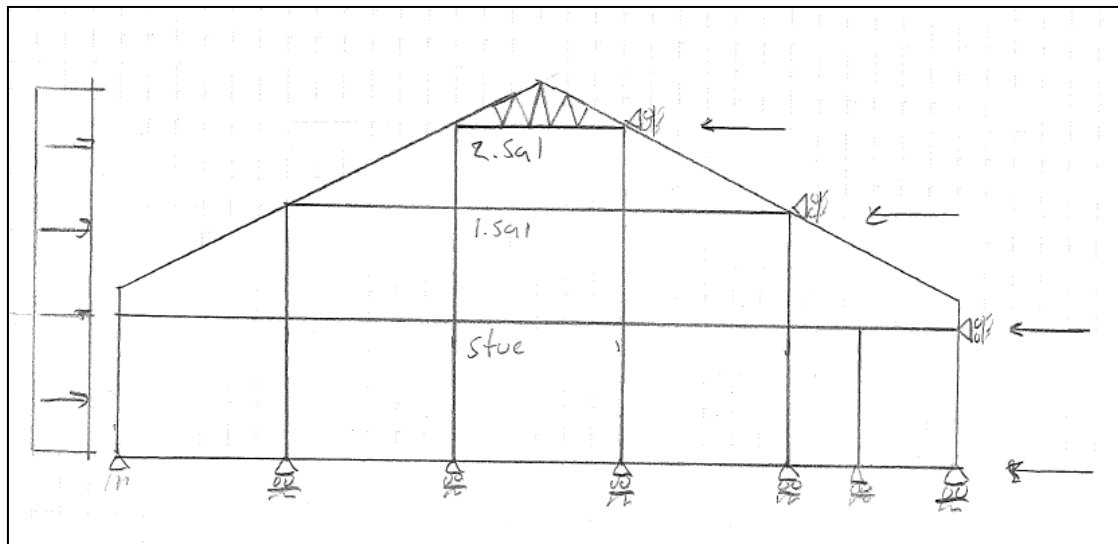
Det eksisterende system består af in-situ betonsøjler, bjælker og plader. Efter oprindelige beregninger betragtes virkemåden som vist på Figur 7.3. Lastvejen for ombygningen beskrives:

- Tag - 2. sal
Naturlast fra taget føres ned gennem bjælke- og gitterspær. Spærrende viderefører lasten direkte til bærende vægge eller via bjælker til bærende vægge.
- 2. sal - 1. sal
Nyttelast og egenlast fra 2.sal belaster dobbelt- og enkeltspændte plader som derefter understøttes af bjælker og vægge. Søjlerne belastes derefter af bjælkerne, hvoraf de centrale søjler samtidig belastes fra taget.
- 1. sal - stue
De bærende konstruktioner belastes på samme måde som ovenstående etager. Lasten virkende i søjler og vægge føres ned til fundaments bjælker. Fundaments bjælkerne understøttes derefter af fundaments pæle.

7.1.4 Lodret lastnedføring - Varme tilbygning

Den varme tilbygning består af rammer og et indskudt dæk. Rammerne optager den lodrette påvirkning fra egenlasten og naturlasterne hvorefter det føres ned i fundamentet. Det indskudte dæk optager en egenlast og en nyttelast hvilket føres ned via bjælker beliggende i bærelinjerne. Bjælkerne understøttes af vægge og søjler hvilket fører last videre til fundamenterne.

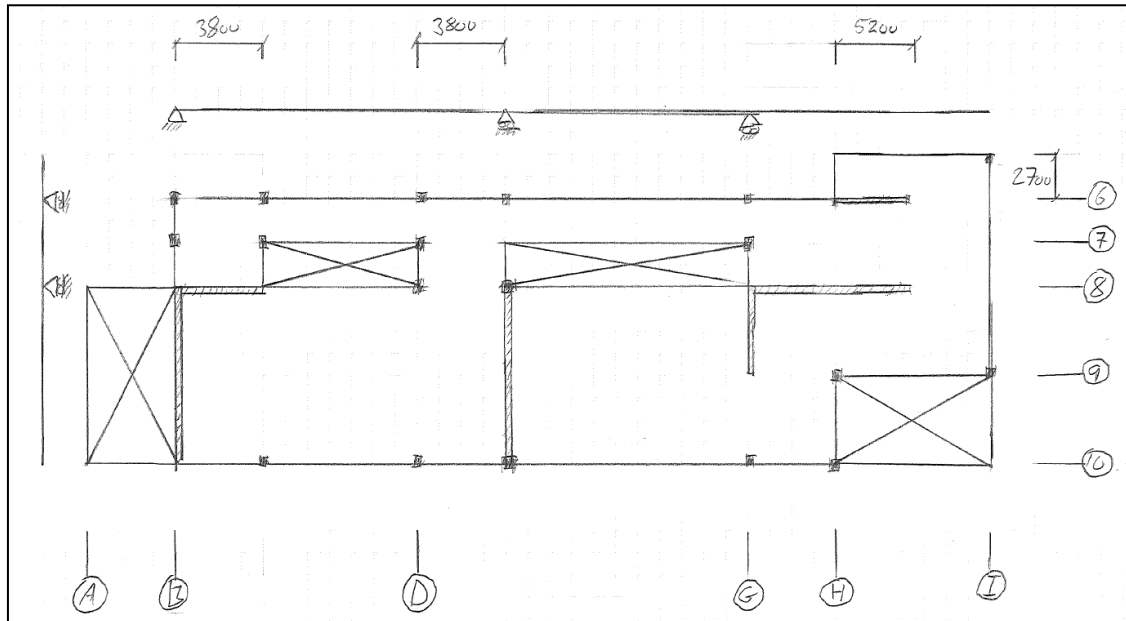
7.1.5 Vandret lastnedføring - Ombygning



Figur 7.4: Vandret lastnedføring - ombygning.

Den vandrette last virkende på ombygningen optages ved pladevirkning på facaderne. Dækkene optager derefter påvirkningen fra facaderne ved skivevirkning. De eksisterende vægge fører derefter lasten ned til fundamenterne ved skivevirkning. En illustration af lastnedføringen ses på Figur 7.4.

7.1.6 Vandret lastnedføring - Varm tilbygning

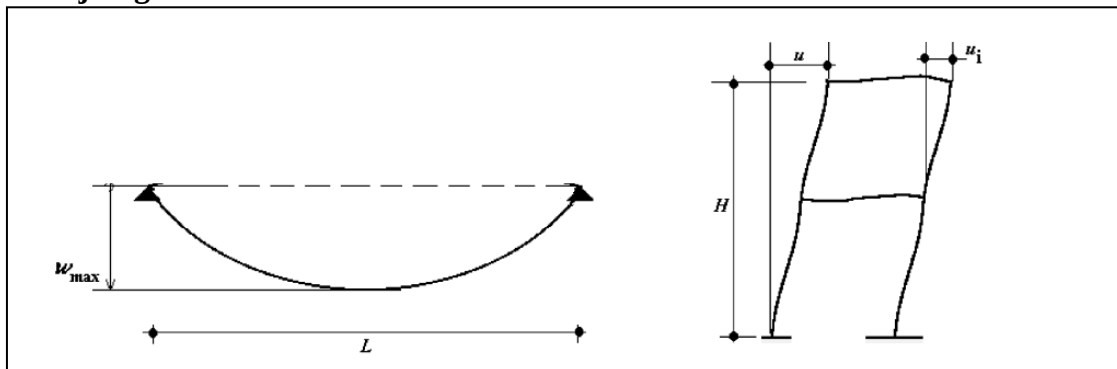


Figur 7.5: Vandret lastnedføring - Varm tilbygning.

En vandret last på det indskudte dæk kan påvirkes af en masselast samt geometriske imperfektioner. Lasten virker i dækket ved skivevirkning. Derefter optager vægge ligeledes påvirkningen ved skivevirkning og viderefører den til fundamenterne. En illustration af de stabiliserende vægge ses på Figur 7.5. Vandret påvirkning fra vindlasten optages af rammerne som fører lasten til fundamenterne.

7.2 Funktionskrav

7.2.1 Udbøjning



Figur 7.6: Illustration af lodret (tv.) og vandret (th.) udbøjning.

Stål

Etageadskillelser	$L/400$
Tage og ydervægge	$L/200$
Rammer i bygninger	$H/150$

Beton

Sikring af udseende og konstruktionens generelle anvendelse	$L/250$
Sikring af tilstødende konstruktionsdele	$L/500$

7.2.2 Svingning

Konstruktion	Last	Normalt tilfredsstillende funktion	Ofte ikke tilfredsstillende funktion	Grænseacceleration i % af tyngdeacceleration
Tribuner, fitnesscentre, sportshaller og forsamlingslokaler	Rytmask personlast	$n_e > 10\text{Hz}$	$n_e < 6\text{Hz}$	10%

7.3 Robusthed

Projektet udføres i CC2 hvorfor der jf. [EC0-NA] foreligger en vurdering af robustheden. En konstruktion betragtes som robust når:

- De sikkerhedsmæssigt afgørende dele af konstruktionen kun er lidt følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter, eller
- Der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter.

7.3.1 Rammerne

Gitre konstrueres mellem rammerne, som sikre stabilitet for den nye tilbygning og den eksisterende hal. Systemet bygges efter traditionelle principper. Rammerne bygges som statisk ubestemte systemer, hvilket bidrager til forøget robusthed grundet snitkræfts omlejringer. Et statisk ubestemt system er modsat følsomme overfor differenssætninger hvorfor rammerne udføres med chanier løsninger ved understøtningerne.

7.3.2 In-situ beton

Ved det eksisterende betonbyggeri optræder en sammenhængende funktion. Sammenhængen bidrager til en øget robusthed.

7.3.3 Beton elementer

Tilbygningen udføres bl.a. med et indskudt dæk bestående af elementer. Robustheden sikres ved en sammenhængende funktion ved armering i samlingerne. Sikring af robusthed ved dækelementerne sikres ved trækforbindelsessystemer:

Periferi-trækforbindelser

Hver etageadskillelse etableres med en kontinuert periferitrækforbindelse også kaldt randarmeringen. Armeringen placeres normalt ved etageadskillelsens omkreds inden for 1,2m fra randen.

Kraften det som minimum skal kunne optages af randarmeringen er:

$$F_r = \max \left\{ q_1 \cdot l \right. \\ \left. 40kN \right.$$

hvor

$$q_1 = 7,5kN/m$$

l er længden af sidste fag hvor det sidste fag er nærmeste tværvæg til gavlen.

Interne trækforbindelser

Etageadskillelsen armeres på hinanden med en jævnt fordelt kontinuert armering forankret til randarmeringen.

Armeringen skal kunne optage en kraft på minimum $15 kN/m$.

Ved etagekryds eller en bjælke hvor dækelementerne hviler af, vil den nødvendige armering skulle kunne optage en kraft svarende til:

$$F_i = \max \left\{ q \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} \right. \\ \left. 40kN \right.$$

hvor

$$q = 15kN/m$$

l_1 og l_2 er spændvidden af dækket på hver side af den koncentrerede armering.

Vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge

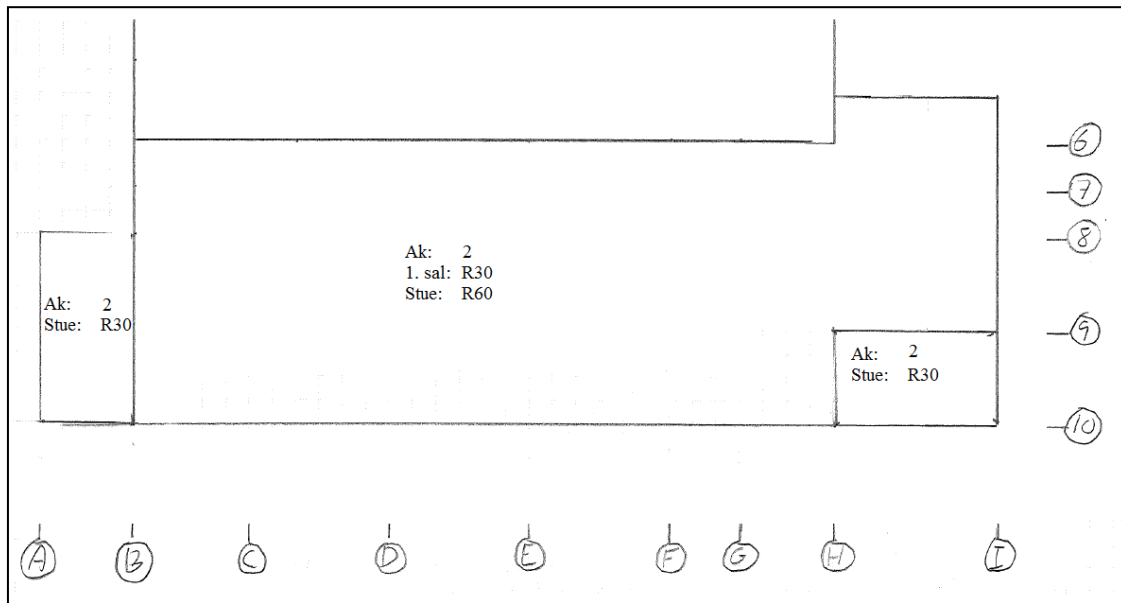
Forbindelsen mellem dæk og væg/søjle armeres efter en minimumspåvirkning påvirkning:

For vægge: $F_v = 15kN/m$

For søjler: $F_v = 80kN$

Ved bunden for vægge og søjler vil påvirkningen være 0.

7.4 Brand

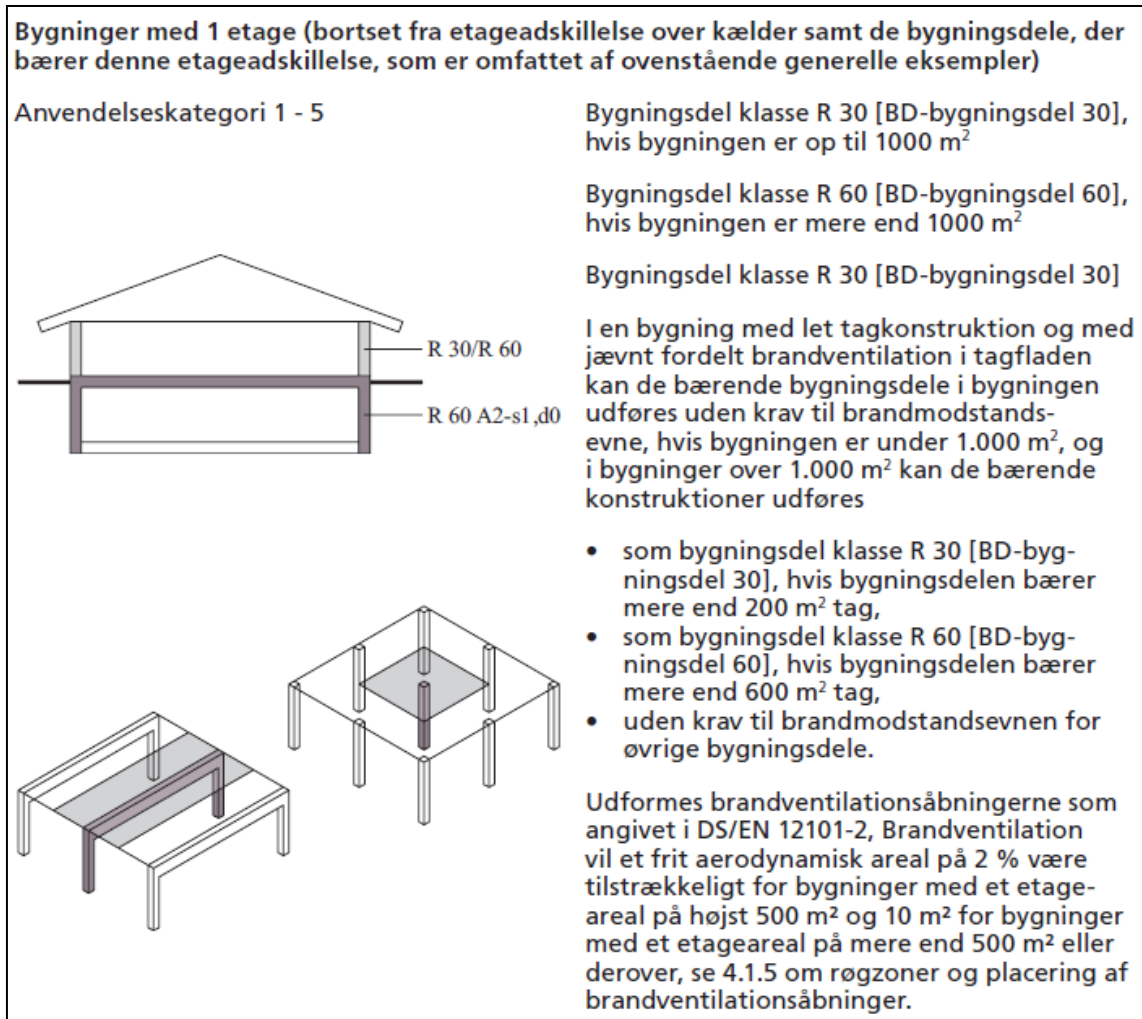


Figur 7.7: Illustration af anvendelseskategori samt ydeevnekriterierne for bygningsdele i varm tilbygning.

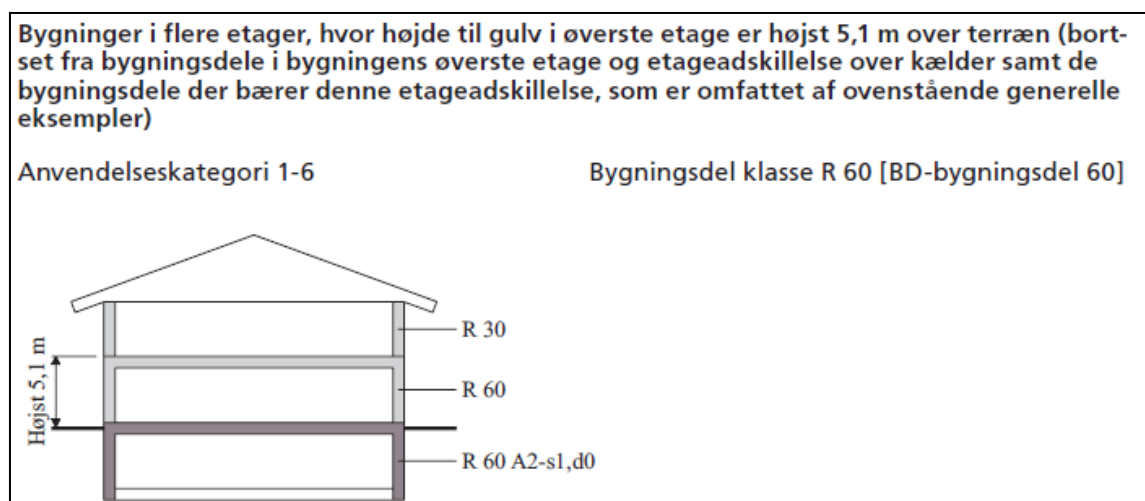
De bærende konstruktioner brandisoleres med det formål at personer som opholder sig i bygningen kan bringes i sikkerhed på terræn. Der tages udgangspunkt i eksemplerne fra ES. De relevante scenarier for brandisolering kan ses på Figur 7.8 og Figur 7.9.

Generelt betragtes den varme tilbygning som værende i anvendelseskategori 2 grundet vurderingen om at kriterierne ikke dækker over øvrige kategorier.

På Figur 7.7 illustreres anvendelseskategorierne, betegnet Ak, for bygningsdelene med ydeevnekriterierne. Bygningsdelene beliggende i modul A-B og H-I; 9-10 hører under kriterierne for angivet på Figur 7.8. Der er tale om bygningsdele med en etage og arealer mindre end $1000m^2$. Øvrige bygningsdele henvises til kriterierne omtalt på Figur 7.9. Øverste etage (1. sal) er mindre end 5,1m over terræn.



Figur 7.8: Kriterier for brandisolering af bærende konstruktioner med en etage.



Figur 7.9: Kriterier for brandisolering af bærende konstruktioner med flere etager hvor øverste etage højst ligger 5,1m over terræn.

7.4.1 Anvendelseskategorier

- Anvendelseskategori 1
Omfatter bygningsafsnit til dagophold, hvor de personer, som normalt opholder sig i bygningsafsnittet, alle har kendskab til bygningsafsnittets flugtveje og er i stand til ved egen hjælp at bringe sig i sikkerhed.
- Anvendelseskategori 2
Omfatter bygningsafsnit til dagophold med få personer pr. rum, hvor de personer, som opholder sig i bygningsafsnittet, ikke nødvendigvis har kendskab til bygningsafsnittets flugtveje, men er i stand til ved egen hjælp at bringe sig i sikkerhed.
- Anvendelseskategori 3
Omfatter bygningsafsnit til dagophold for mange personer, hvor de personer, som opholder sig i bygningsafsnittet, ikke nødvendigvis har kendskab til bygningsafsnittets flugtveje, men er i stand til ved egen hjælp at bringe sig i sikkerhed.
- Anvendelseskategori 4
Omfatter bygningsafsnit til natophold, hvor de personer, som opholder sig i bygningsafsnittet, har kendskab til bygningsafsnittets flugtveje og er i stand til ved egen hjælp at bringe sig i sikkerhed.
- Anvendelseskategori 5
Omfatter bygningsafsnit til natophold, hvor de personer som opholder sig i bygningsafsnittet, ikke har kendskab til bygningsafsnittets flugtveje, men er i stand til ved egen hjælp at bringe sig i sikkerhed.
- Anvendelseskategori 6
Omfatter bygningsafsnit til dagophold og eventuelt tillige til natophold, hvor de personer som opholder sig i bygningsafsnittet, ikke er i stand til ved egen hjælp at bringe sig i sikkerhed.

7.4.2 Betegnelser

Ydeevnekriterier:

- R for bæreevne
- E for integritet
- I for isolation

Det registrerede tidsrum for opretholdelse af ydeevne ved standardiseret brandprøvning angives i minutter, f.eks. 30, 60, 120.

Primærklasser:

- A1 byggevarer, som ikke medvirker til brand, kan ikke kombineres med tillægsklasser
- A2 byggevarer, hvis medvirken til brand er yderst begrænset, skal kombineres med tillægsklasse for røg (s) og brændende dråber (d)
- B byggevarer, hvis medvirken til brand er meget begrænset, skal kombineres med tillægsklasse for røg (s) og brændende dråber (d)
- C byggevarer, som i begrænset udstrækning medvirker til brand, skal kombineres med tillægsklasse for røg (s) og brændende dråber (d)
- D byggevarer, hvis medvirken til brand kan accepteres, skal kombineres med tillægsklasse for røg (s) og brændende dråber (d)
- E byggevarer, som i relativt stor udstrækning medvirker til brand, kan enten stå alene eller kombineres med tillægsklasse d2 for brændende dråber
- F betyder, at det ikke er dokumenteret, at produktet lever op til noget klassifikationskrav og kan derfor ikke kombineres med tillægsklasser.

Tillægsklasserne for røg og brændende dråber:

- s1 meget begrænset mængde af røgudvikling
- s2 begrænset mængde af røgudvikling
- s3 intet krav til mængde af røgudvikling
- d0 ingen brændende dråber eller partikler
- d1 brændende dråber eller partikler i begrænset mængde
- d2 intet krav til mængde af brændende dråber eller partikler.

Byggevarers og bygningsdeles egenskaber med hensyn til reaktion på brand:

- Ubrændbart materiale
- Klasse A materiale
- Klasse B materiale
- Materiale som ikke kan klassificeres.

8. Konstruktionsmaterialer

Faktoren for partialkoefficient for styrkeparametre og modstandsevne er fastsat efter [EC0-NA] til $\gamma_0 = 1,0$.

8.1 Grund og jord

8.1.1 Materialedata

Jordbundsforholdene er fastsat efter den geotekniske rapport i B4.

Moræneler:

$$C_{u,k} = 100 - 245 \frac{kN}{m^2}$$

Der anvendes følgende udrænet forskydningsstyrke:

$$C_{u,k} = 100 \frac{kN}{m^2}$$

8.1.2 Partialkoefficienter

Koefficienterne er fastsat efter [EC7-1-NA].

Partialkoefficienter for jordparametre

γ_ϕ	= 1,2	Friktionsvinkel.
$\gamma_{c'}$	= 1,2	Effektiv kohæsion.
γ_{cu}	= 1,8	Udrænet forskydningsstyrke.

Partialkoefficienter for pæle og ankre

γ_b	= 1,3	Spidsmodstand af trykpåvirkede pæle.
γ_s	= 1,3	Overflademodstand af trykpåvirkede pæle.
γ_t	= 1,3	Total/kombineret modstandsevne af trykpåvirkede pæle.
$\gamma_{s,t}$	= 1,3	Overflade af trækpåvirkede pæle.

8.2 Stål

8.2.1 Materialedata

Styrketal og materiale parametre er fastsat efter [DS10025] og [EC3-1-8].

Styrketal

Styrkeklasse	Materialetykkelse	Karakteristisk flydestyrke	Karakteristisk brudstyrke
	(mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
S235	$t \leq 16$	235	360
	$16 \leq t \leq 40$	225	360
	$40 \leq t \leq 63$	215	360

Bolte

Bolteklasse	Karakteristisk flydestyrke	Karakteristisk brudstyrke
	f_{yb} (MPa)	f_{ub} (MPa)
8.8	640	800

Materialeparametre

E	= 210000 MPa	Elasticitetsmodul
G	= 81000 MPa	Forskydningsmodul
ν	= 0,3	Poissons forhold
ρ	= 7850 kg/m ³	Densiteten

8.2.2 Partialkoefficienter

Koefficienterne er fastsat efter [EC1-1-3-NA].

Brudgrænstilstande, generelt

γ_{M0}	= $1,10 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$
γ_{M1}	= $1,20 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$
γ_{M2}	= $1,35 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$

8.3 Beton og armering

8.3.1 Materialedata

Der er opgivet en betonstyrke for de eksisterende betonkonstruktioner. Øvrige parametre for det eksisterende er vurderet efter deres miljøklasse.

Miljøklassen opgives som følger:

- P: passiv miljøklasse
- M: moderat miljøklasse
- A: aggressiv miljøklasse
- EA: ekstra aggressiv miljøklasse

Kontrolklassen opgives som følger:

- N: normal kontrolklasse
- S: skærpet kontrolklasse
- L: lempet kontrolklasse

Beton:

	Betonstyrke	Miljøklasse/ Kontrolklasse	Maks. stenstørrelse	Dæklag inkl. tolerancetillæg
In-situ beton	(MPa)		(mm)	(mm)
Eksisterende konstruktioner ¹	30	P/N	32	15
Eksisterende pælefundamenter ¹	40	A/N		
Fremtidig indvendige konstruktioner	45	P/N	32	15
Fremtidig fundamenter	35	A/N	32	35
Understopning	50	P/N	4	-
Fugebeton	40	P/N	8	-
Præfab. beton				
Dækelementer.	12	P/S	-	15

¹ Værdier for eksisterende beton er baseret på antagelser.

Armering:

	Symbol	Karakteristisk flydestyrke (MPa)
Ribbestål 550 fremtidig	Y	550
Ribbestål 500 eksisterende ^I	Y	500
Glat armering 355 eksisterende ^{II}	Ø	355

8.3.2 Partialkoefficienter

Koefficienterne er fastsat efter [EC2-1-1-NA].

Koefficienter for materialer i brudgrænsetilstande ved vedvarende og midlertidige dimensioneringstilstande.

Konstruktioner, alment

γ_c	$= 1,45 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$	Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton
γ_c	$= 1,60 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$	Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton
γ_c	$= 1,70 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$	Betons trækstyrke
γ_s	$= 1,20 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$	Slap armerings styrke

Præfabrikerede elementer, beregning

γ_c	$= 1,40 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$	Betons trykstyrke og E-modul i armeret beton
γ_c	$= 1,55 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$	Betons trykstyrke og E-modul i uarmeret beton
γ_c	$= 1,60 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$	Betons trækstyrke
γ_s	$= 1,20 \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_3$	Slap armerings styrke

^I Stålstyrke for eksisterende armering er oprigtigt 520MPa men antages som 500MPa.

^{II} Stålstyrke for eksisterende armering er oprigtigt 370MPa men antages som 355MPa.

9. Laster

9.1 Lastkombination

Lastkombination for vedvarende og midlertidig dimensioneringstilfælde (STR/GEO):

	Dom. last	Permanent last		Variabel last		
		Ugunst $\gamma_{Gj,sup} \cdot K_{FI}$	Gunst $\gamma_{Gj,inf}$	Nyttelast Ugunst $Q_{k,1}$	Snelast Ugunst S_k	Vindlast Ugunst V_k
STR1	Nyttelast	$1,0 \cdot K_{FI}$	0,9	$1,5 \cdot \alpha_n \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$
STR2	Snelast	$1,0 \cdot K_{FI}$	0,9	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$
STR3	Vindlast	$1,0 \cdot K_{FI}$	0,9	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$	0	$1,5 \cdot K_{FI}$
STR4	Egenlast	$1,2 \cdot K_{FI}$	1,0	—	—	—

Ved dominerende nyttelast kan en reduktionsfaktor for etageantal foretages i forbindelse med fleretages byggeri. Reduktionen er gældende i kombination med kategori A, B, C eller D. For øvrige kategorier bliver $\alpha_n = 1$.

$$\alpha_n = \frac{1 + (n - 1) \cdot \psi_0}{n}$$

hvor n er antallet af ovenstående etager.

Lastkombination for anvendelsesgrænsetilstand:

Kombination	Permanent last		Variabel last	
	Ugunst	Gunst	Dominerende	Øvrige
Karakteristisk	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$
Hyppig	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$
Kvasi-permanent	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$

9.1.1 Lastkombinationsfaktorer

Faktorerne er fastsat iht. [EC0-NA]. De benyttede faktorer understreget og der henvises til afsnit 9.3 hvor nyttelasterne opgøres.

	Kategori	Konkret brug	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelast	<u>A</u>	<u>Areal til boligformål</u>	<u>0,5</u>	<u>0,3</u>	<u>0,2</u>
	B	Kontorareal	0,6	0,4	0,2
	<u>C</u>	<u>Større forsamlingsareal</u>	<u>0,6</u>	<u>0,6</u>	<u>0,5</u>
	D	Butiksarealer	0,6	0,6	0,5
	E	Erhverv og lagerarealer	0,8	0,8	0,7
	F	Trafikarealer	0,6	0,6	0,5
	G	Trafikarealer	0,6	0,4	0,2
	H	Tage	0,0	0,0	0,0
Naturlast	<u>Snelast</u>	<u>Ellers</u>	<u>0,3</u>	<u>0,2</u>	<u>0,0</u>
	<u>Vindlast</u>	<u>Ellers</u>	<u>0,3</u>	<u>0,2</u>	<u>0,0</u>

9.2 Permanente laster

9.2.1 Egenlast

Ombygning	Densitet <i>kN/m³</i>	Tykkelse <i>mm</i>	<i>kN/m²</i>
Eks. dæk 160 ^I	-	160	5,0
Eks. dæk 200 ^I	-	200	6,0
Eks. spær	-	-	1,5

Varm tilbygning - Tag	Densitet <i>kN/m³</i>	Tykkelse <i>mm</i>	<i>kN/m²</i>
Tagpanel ^{II}	-	200	0,32
DS C-åse pr. lbm. ^{II}	-	250	0,082
Trapez stålplader ^{II}	-	18	0,043
Brandgips ^{III}	-	15,4	0,13
Samlet			0,6

Varm tilbygning - Ydervægge	Densitet <i>kN/m³</i>	Tykkelse <i>mm</i>	<i>kN/m²</i>
Facadepanel ^{II}	-	240	0,4
DS C-åse pr. lbm. ^{II}	-	250	0,082
Trapez stålplader ^{II}	-	18	0,043
Brandgips ^{III}	-	15,4	0,13
Samlet			0,7

Varm tilbygning - Gulv	Densitet <i>kN/m³</i>	Tykkelse <i>mm</i>	<i>kN/m²</i>
Huldæk 270 ^{IV}	-	270	3,71
Overbeton	23	12	0,3
Samlet			4,0

Varm tilbygning - Vægge	Densitet <i>kN/m³</i>	Tykkelse <i>mm</i>	<i>kN/m²</i>
Vægge 180	23	180	4,3

^I Baseret på eksisterende beregninger iht. B5. Lasten inkludere egenlast af beton, belægning og puds.

^{II} Iht. B6

^{III} Iht. B7

^{IV} Iht. B8

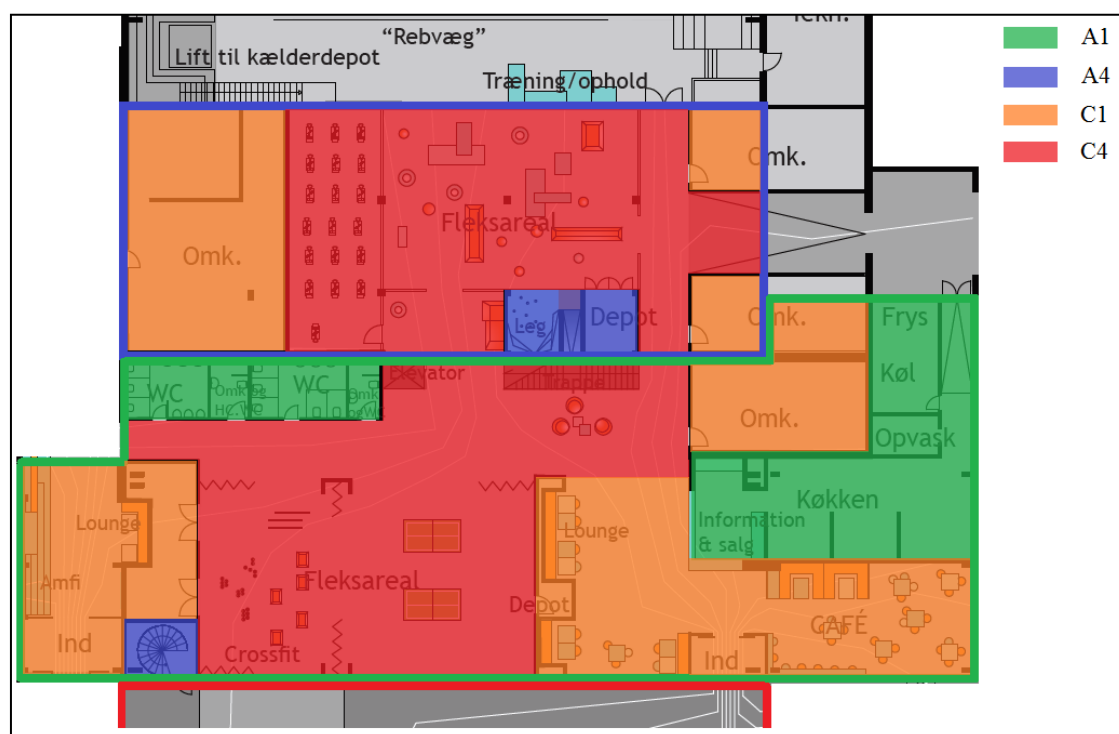
Kold tilbygning	Densitet kN/m^3	Tykkelse mm	kN/m^2
Perforerede stålplader	78,5	2	0,2

9.3 Nyttelaster

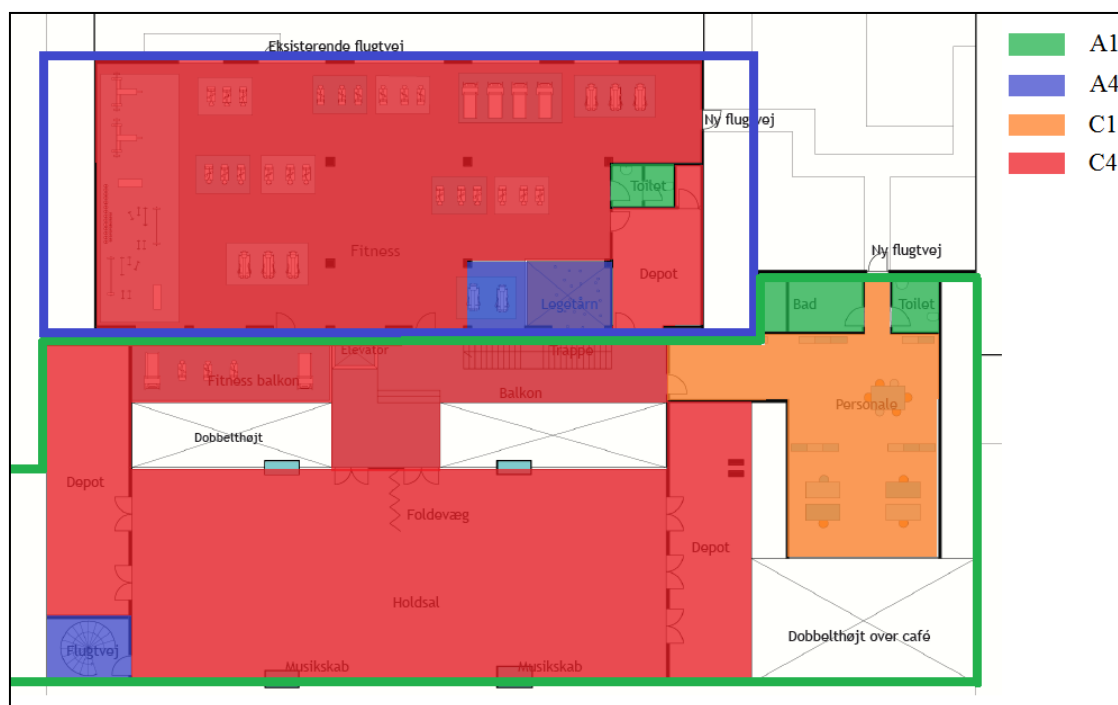
Nyttelaster fastsættes iht. [EC1-1-1-NA]. De gældende nyttelaster for projektet kan ses i Tabel 9.1 hvor nyttelasternes virke, kan ses for de tre etager på Figur 9.1, Figur 9.2 og Figur 9.3.

Tabel 9.1: Nyttelaster gældende for projektet.

Kategori	Konkret brug	q_k kN/m^2	Q_k kN	q_k vandret kN/m
A1	Køkken og toiletter	1,5	1,5	-
A4	Trapper.	3,0	3,0	-
C1	Arealer med borde osv. fx. spisesal	2,5	3,0	0,5
C4	Arealer med mulighed for fysisk aktivitet.	5,0	4,0	1,0



Figur 9.1: Områder for nyttelaster i stueetagen.



Figur 9.2: Områder for nyttelaster på 1. sal.



Figur 9.3: Områder for nyttelaster på 2. sal.

9.4 Snelast

Snelasten bestemmes iht. [EC1-1-3] og [EC1-1-3-NA].

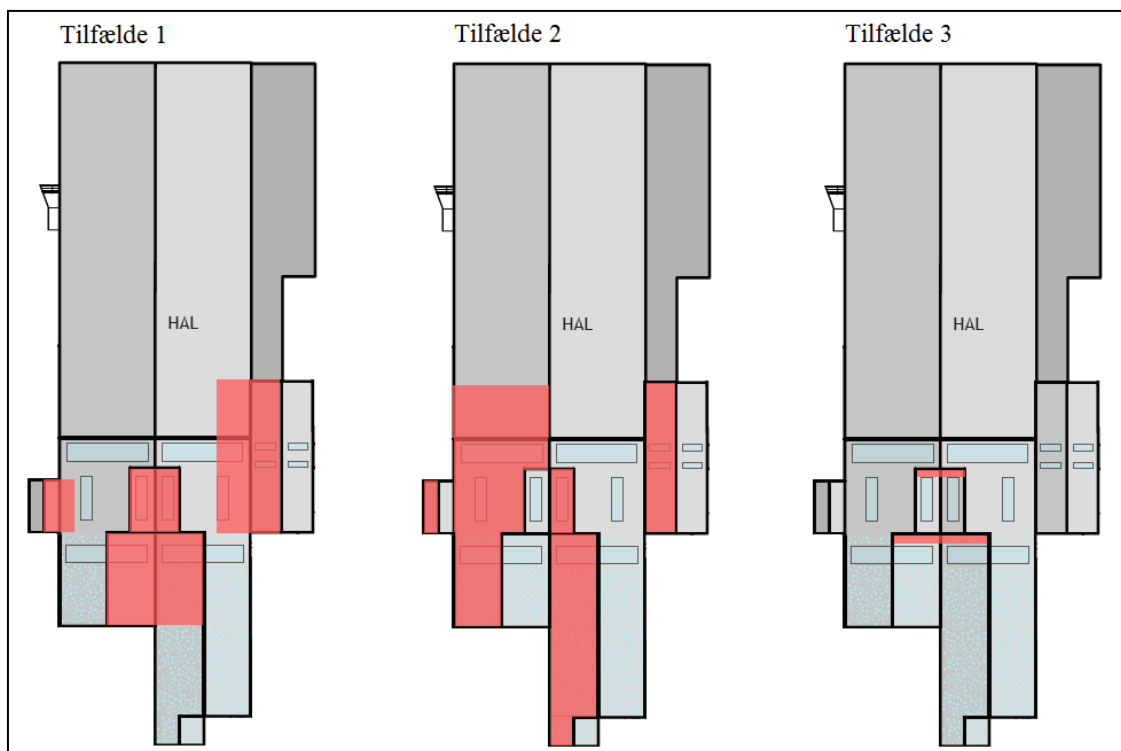
$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k$$

hvor

μ_i	er formfaktor for snelast
$s_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$	er den karakteristiske terrænværdi
$C_e = 1,0$	er eksponeringsfaktoren
$C_t = 1,0$	er den termiske faktor

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

Formfaktorerne fastsættes i 9.4.1, 9.4.2 og 9.4.3. På Figur 9.4 vises hvordan sneophobningen påvirker tagfladerne.



Figur 9.4: Illustration af sneophobning.

Tilfælde 1 viser området for den i afsnit 9.4.1 behandlet formfaktor μ_2 hvor øvrige tagflader er μ_1 .

Tilfælde 2 viser området for den i afsnit 9.4.2 behandlet formfaktor μ_w .

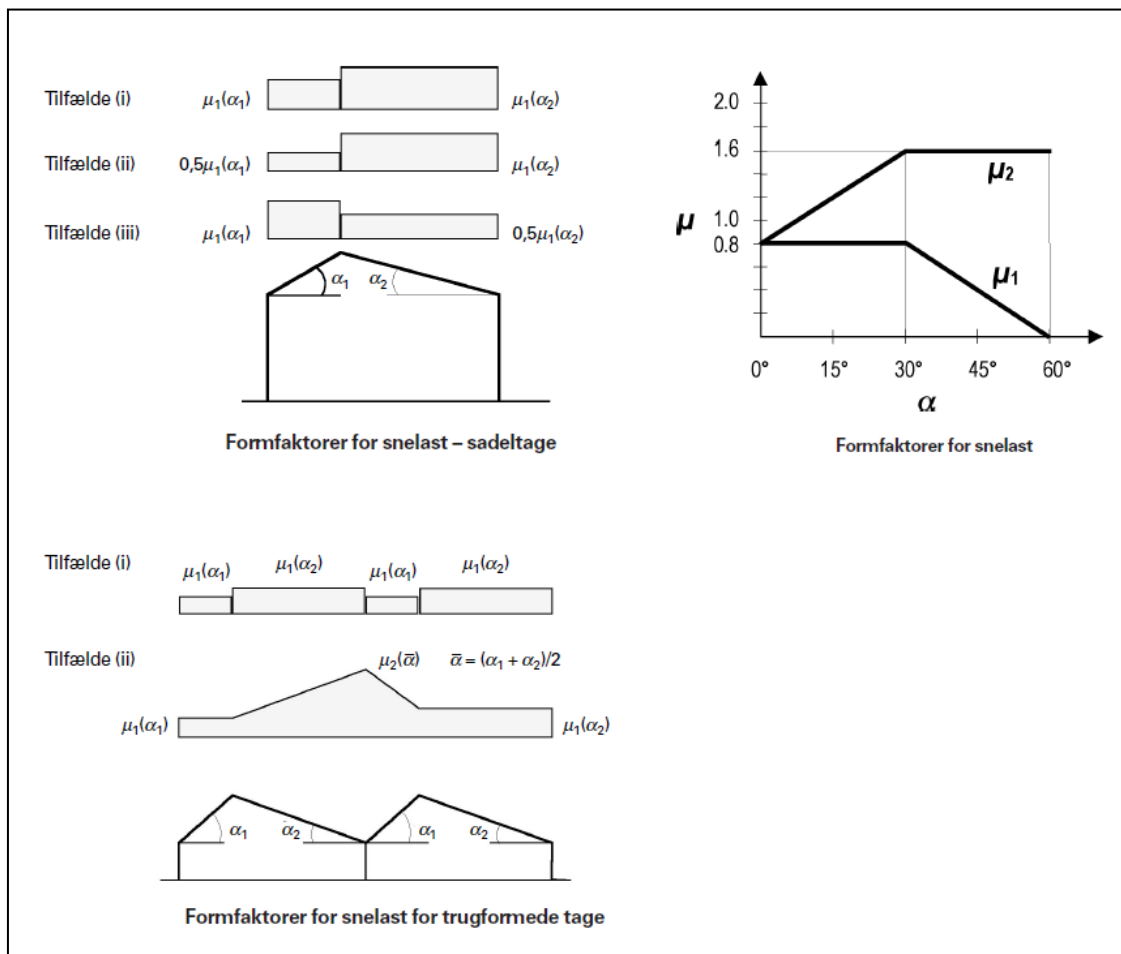
Tilfælde 3 viser området for den i afsnit 9.4.3 behandlet formfaktor μ_{ww} og μ_{wl} .

9.4.1 Formfaktor for sne udsatte sadel- og trug tage.

For jævnt fordelt snelast med en taghældning $\alpha = 25^\circ$ fås ud fra Figur 9.5 følgende formfaktorer:

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = 0,8 + 0,8 \cdot \frac{\alpha}{30} = 0,8 + 0,8 \cdot \frac{25}{30} = 1,5$$

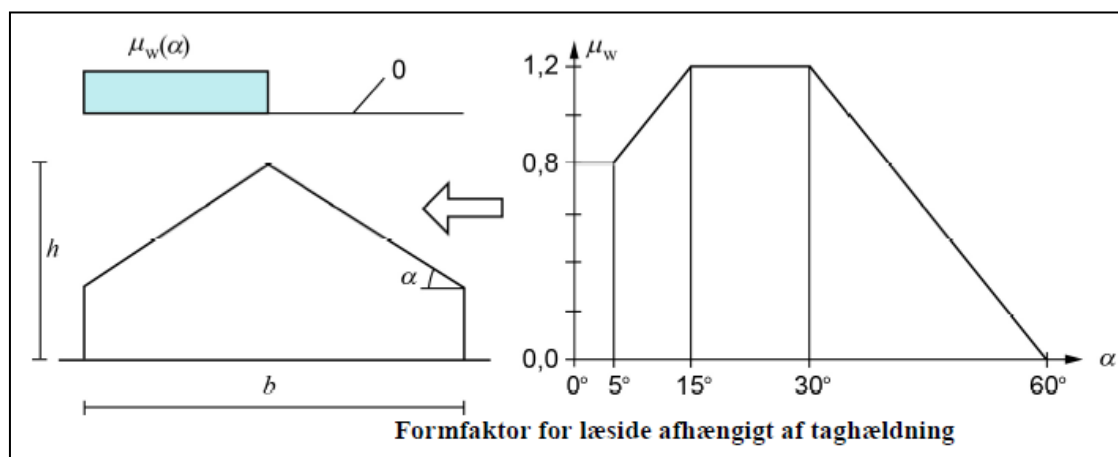


Figur 9.5: Formfaktorer for snelast ved sadeltage og trugformede tage.

9.4.2 Formfaktor for vind- og sneudsatte konstruktioner

I tilfælde af kriterier beskrevet i [EC1-1-3-NA] afsnit 5.3.3(4) gælder, for saddeltage, et ekstra lastarrangement hvor en formfaktor er på 0 ved luvsiden og μ_w ved læsiden. Med udgangspunkt i Figur 9.6 og en taghældning på 25° fås følgende formfaktor:

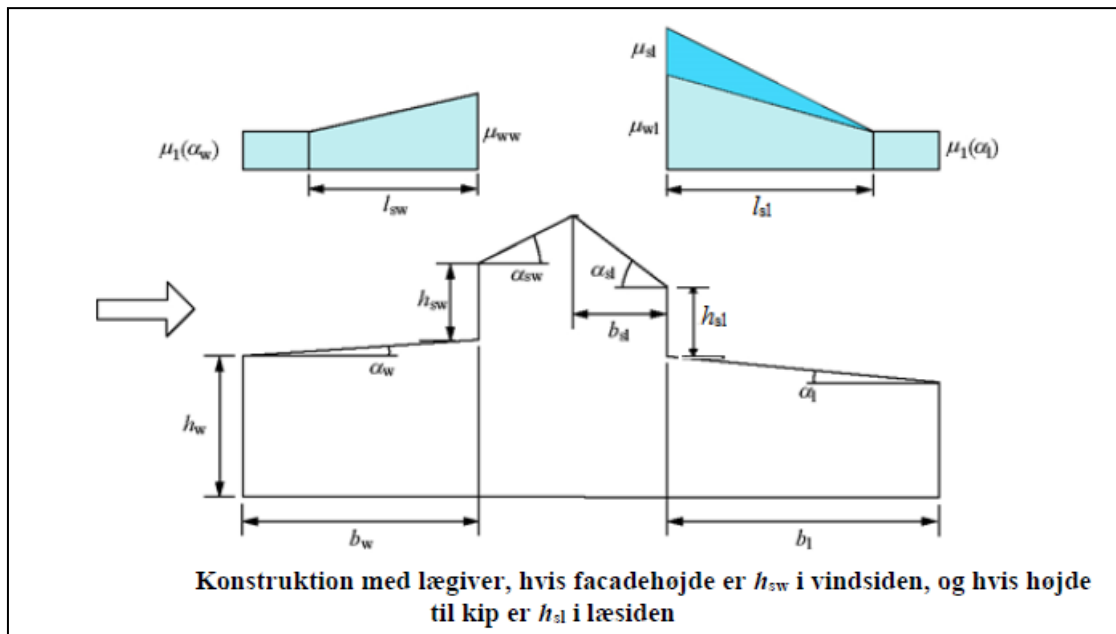
$$\mu_w = 1,2$$



Figur 9.6: Formfaktorer for vind- og sneudsatte saddeltage.

9.4.3 Formfaktor ved tage som støder op til og ligger tæt ved højere bygværker samt ophobning ved fremspring og forhindringer.

Ved den varme tilbygning konstrueres en trugramme. Med udgangspunkt i den på Figur 9.7 viste illustration bestemmes formfaktorerne ved trugrammen som en vindside og en læside. Sneens specifikke tyngde sættes som $\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$. Med tilstødende traditionelle rammer forekommer en ophobning af snelasten. Konservativt betragtes scenariet der bidrager til de største formfaktorer for begge områder.



Figur 9.7: Formfaktorer ved tage som støder op til og ligger tæt ved højere bygværker samt ophobning ved fremspring og forhindringer.

$$a = \max\left(\frac{h_{sw}^2}{b_w \cdot h_w}, \frac{b_w}{25 \cdot h_w}\right)$$

Hvor

$$h_{sw} = 5 \text{ m}$$

Lægiverens facadehøjde (fastsat ud fra Figur 2.7)

$$b_w = 5,1 \text{ m}$$

Afstand fra lægiverens facadehøjde i vindsiden (fastsat ud fra Figur 2.5)

$$h_w = 4,6 \text{ m}$$

Facadehøjde i vindsiden (fastsat udfra Figur 2.7)

$$a = \max\left(\frac{(5 \text{ m})^2}{5,1 \text{ m} \cdot 4,6 \text{ m}}, \frac{5,1 \text{ m}}{25 \cdot 4,6 \text{ m}}\right) = 1,1$$

Som vindside

$$l_{sw} = \min(b_w; 2 \cdot h_{sw}) = \min(5,1m; 2 \cdot 5m) = 5,1m$$

$$\mu_{ww} = h_{sw} \cdot \frac{\gamma}{s_k} = 5m \cdot \frac{2 \frac{kN}{m^3}}{1 \frac{kN}{m^2}} = 10$$

dog $\mu_{ww} \leq 4$ for $a \geq 0,4$

μ_{ww} sættes på baggrund af grænsen til 4.

Som læside

$$l_{sl} = 5 \cdot h_{sl} = 5 \cdot 5m = 25m$$

dog $5m \leq l_{sl} \leq 15m$ og $l_{sl} \leq b_l$

l_{sl} sættes på baggrund af grænsen til 5,1m

$$\mu_{wl} = h_{sl} \cdot \frac{\gamma}{s_k} = 5m \cdot \frac{2 \frac{kN}{m^3}}{1 \frac{kN}{m^2}} = 10$$

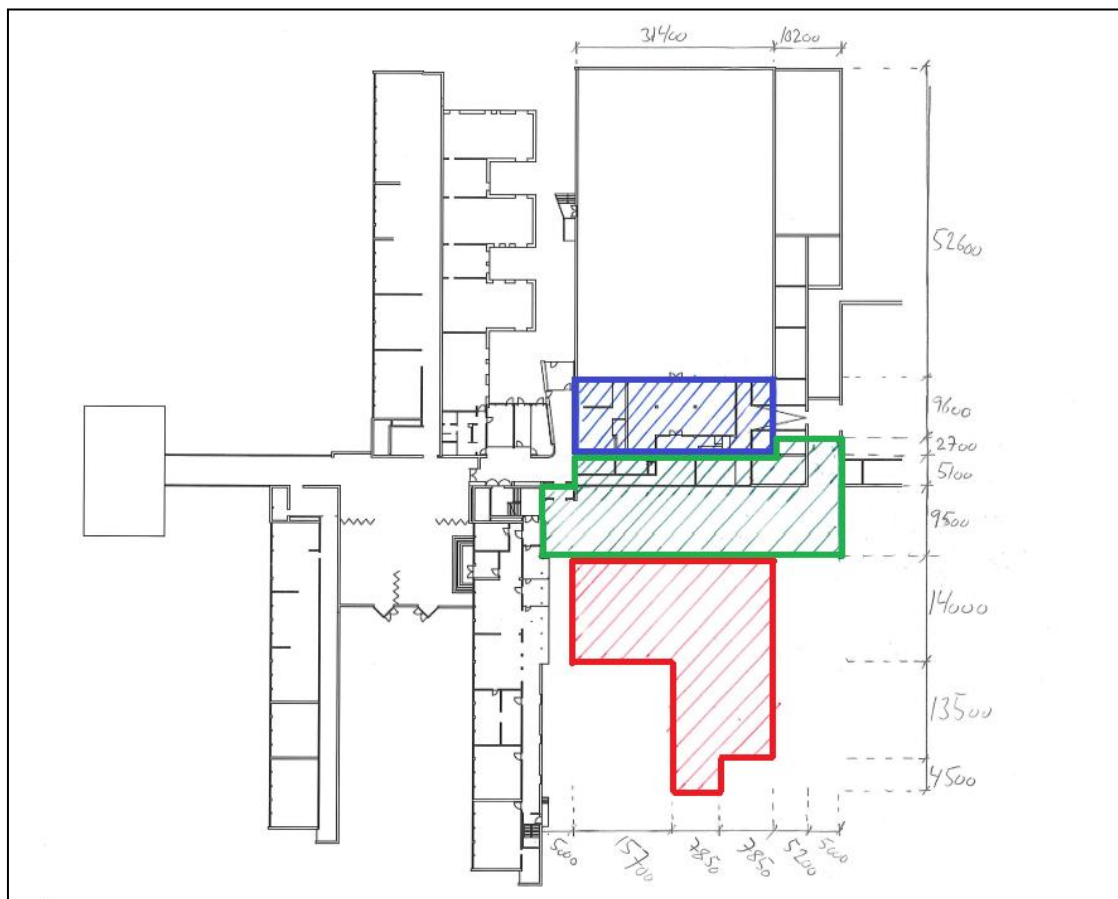
dog $\mu_1 \leq \mu_{wl} \leq 2$

μ_{wl} sættes på baggrund af grænsen til 2.

μ_{sl} sættes til 0 grundet en hældning $\alpha_{sl} < 15^\circ$.

9.5 Vindlast

Generelt henvises der til [EC1-1-4]. Geometrien er baseret på Figur 9.8. Ved formfaktorer for den kolde tilbygning opgives der for sadel- og trugtage med og uden facader.



Figur 9.8: Plantegning af bygværket med fastsatte mål.

9.5.1 Peakhastighedstryk

Terrænkategori fastsættes til en kategori II. Kategorien foreskriver at bygværket ligger i et område med lav vegetation som fx. græs og enkelte forhindringer (træer, bygninger) med en afstand på mindst 20 gange forhindringens højde. Fastsættelsen er baseret på markerne med lav vegetation mod nord. En illustration af bygværkets placeringen med omkringliggende områder kan ses på Figur 9.9.



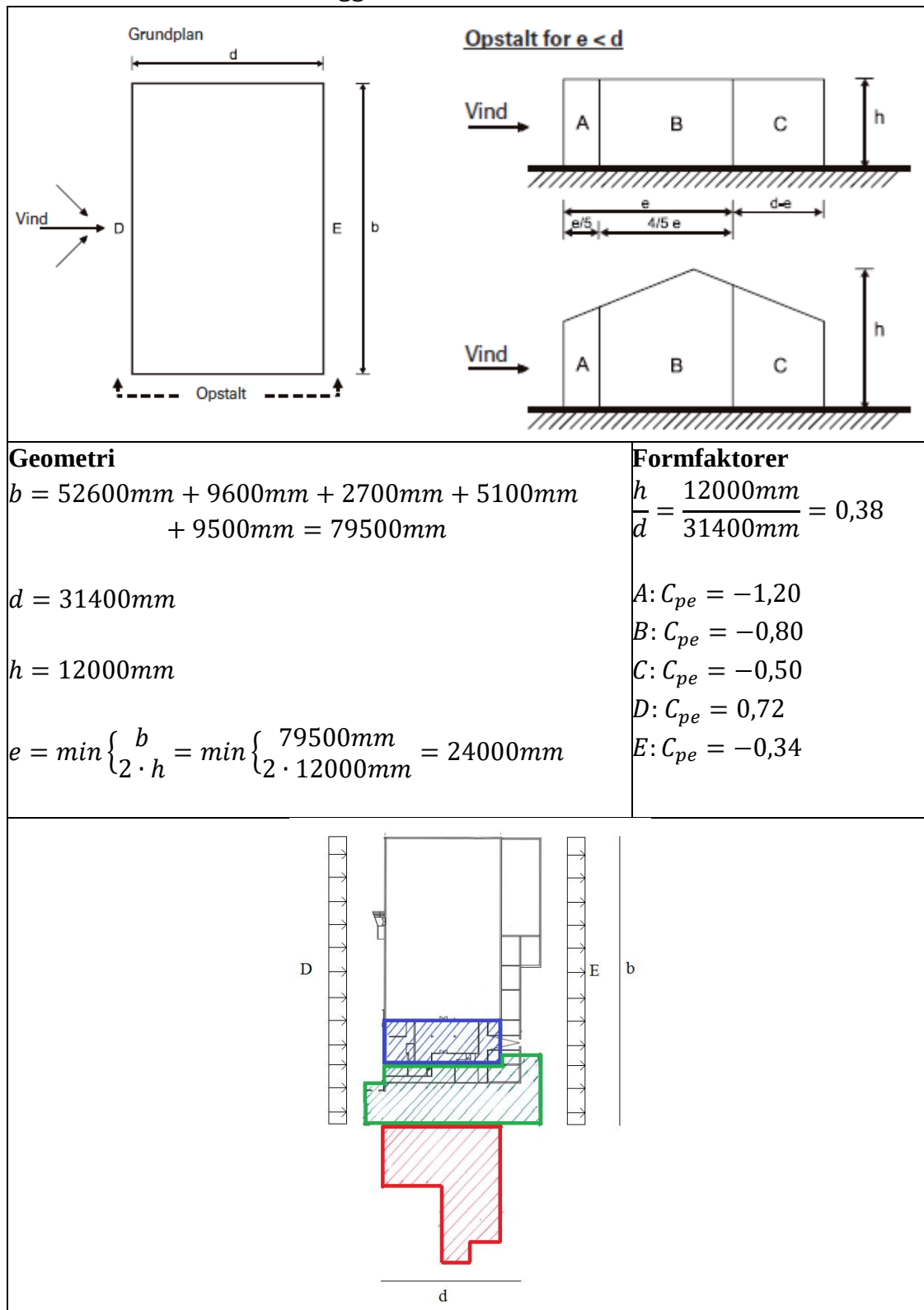
Figur 9.9: Illustration af bygværkets placeringen med omkringliggende områder.

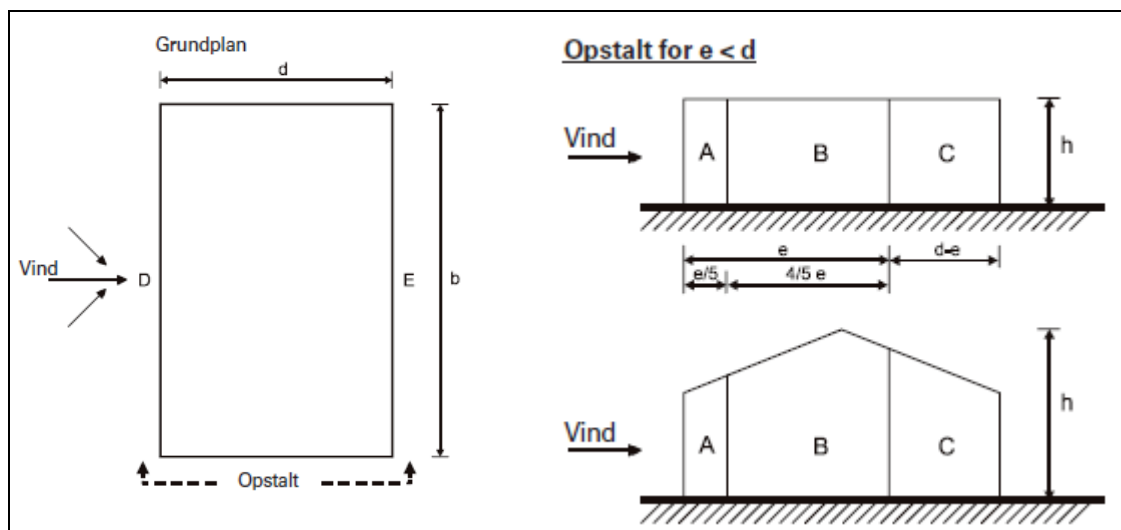
Fra Vesterhavet og Ringkøbing Fjord regnes vindhastigheden som 27m/s og derefter lineært aftagende til 24m/s ved randzonens ophør svarende til 25km. På Figur 9.10 ses udregningen af peakhastighedstrykket.

		Reference	
INPUT:		DS/EN 1991-1-4 2007	
	Terrænkategori	Anneks A	II
C_{dir}	Retningsfaktor	4.2	1,0
C_{season}	Årstidsfaktoren	4.2	1,0
	Afstand til vesterhavet		25,0 km
z	Højde fra terræn til kip		12,0 m
$c_o(z)$	Orografifaktor	4.3.1	1,0
k_I	Turbulensfaktoren	4.4	1,0
ρ	Luftens densitet	4.5	1,25 kg/m ³
OUTPUT:			
$V_{b,0}$	Grundværdi for basisvindhastighed	DK NA 4.2	24,00 m/s
V_b	Basisvindhastighed	4.2	24,00 m/s
$v_m(z)$	Middeelvindhastighed	4.3	25,0 m/s
z_0	Ruhedslængde	4.3.2	0,050 m
z_{min}	Minimumshøjde	4.3.2	2,0 m
z_{max}	Maksimumshøjde	4.3.2	200,0 m
$z_{0,II}$	Ruhedslængde kategori II	4.3.2	0,1 m
k_r	Terrænfaktor	4.3.2	0,19
$c_r(z)$	Terrænets Ruhedsfaktor	4.3.2	1,0
σ_v	Turbulensens standardafvigelse	4.4	4,56 m/s
$I_v(z)$	Turbulensintensiteten	4.4	0,18
$q_p(z)$	Peakhastighedstryk	4.5	0,89 kN/m ²

Figur 9.10: Fastsættelse af peakhastighedstryk.

9.5.2 Formfaktorer for lodrette vægge





Geometri

$$b = 31400\text{mm} + 10200\text{mm} + 5000\text{mm} = 46600\text{mm}$$

$$d = 52600\text{mm} + 9600\text{mm} + 2700\text{mm} + 5100\text{mm} + 9500\text{mm} = 79500\text{mm}$$

$$h = 12000\text{mm}$$

$$e = \min \left\{ \frac{b}{2}, h \right\} = \min \left\{ \frac{46600\text{mm}}{2}, 12000\text{mm} \right\} = 12000\text{mm}$$

Formfaktorer

$$\frac{h}{d} = \frac{12000\text{mm}}{79500\text{mm}} = 0,15$$

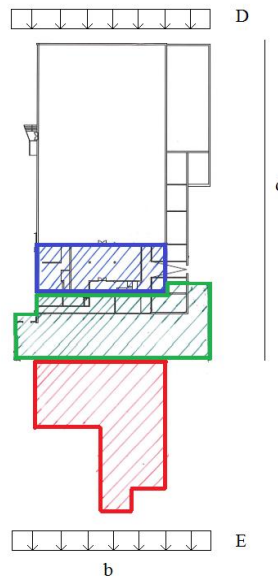
$$A: C_{pe,10} = -1,20$$

$$B: C_{pe,10} = -0,80$$

$$C: C_{pe,10} = -0,50$$

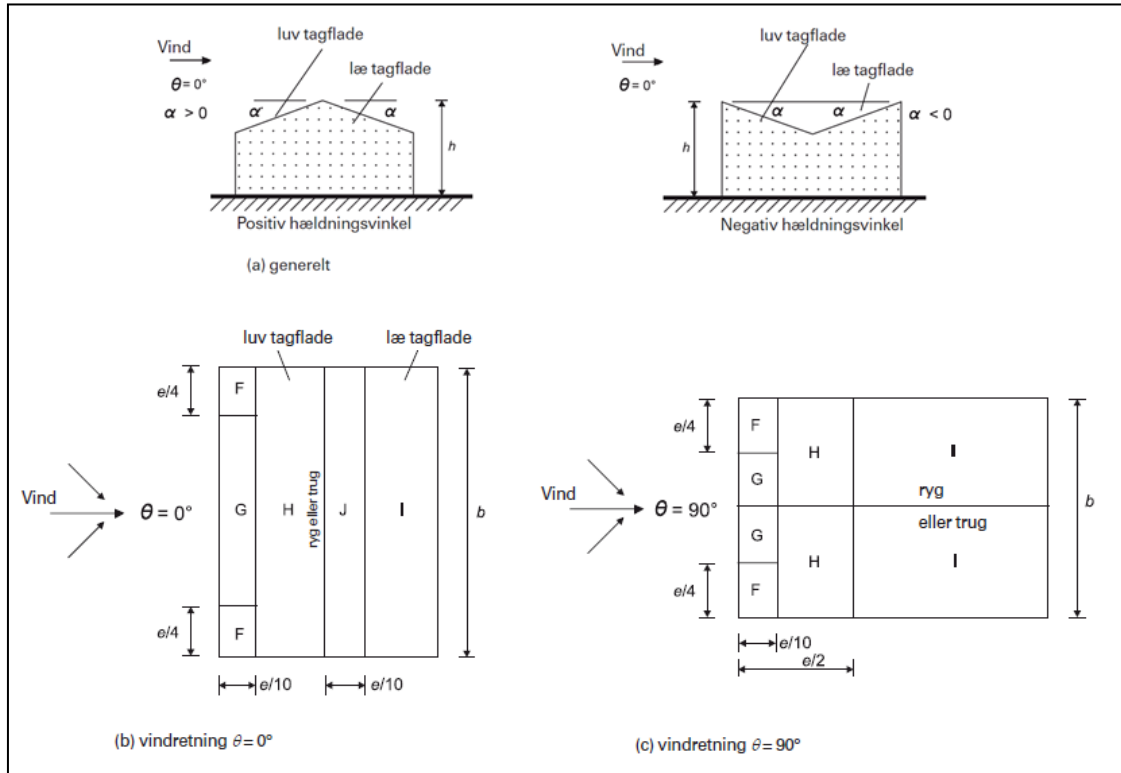
$$D: C_{pe,10} = 0,70$$

$$E: C_{pe,10} = -0,30$$



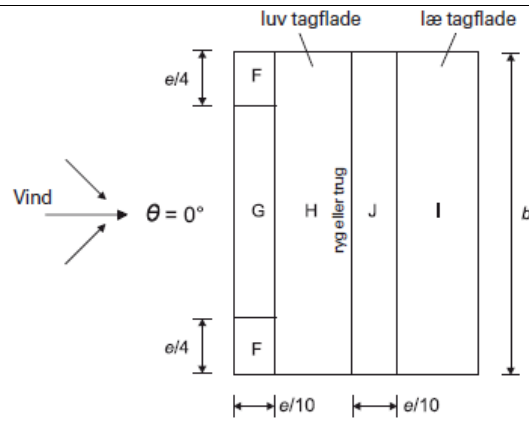
9.5.3 Formfaktorer for saddel og trug tage

Formfaktorerne for taget interpoleres ved 25° for sadeltag og -25° for trugtage. Heraf benyttes formfaktorerne der bidrager til størst vindpåvirkning for de to tagtyper.



Vind på tværs ($\theta = 0$)	Zone	$\alpha = 25^\circ$		$\alpha = -25^\circ$
		Tryk $C_{pe,1}$	Sug $C_{pe,1}$	Sug $C_{pe,1}$
	F	0,53	-1,67	-2,27
	G	0,53	-1,50	-1,67
	H	0,33	-0,23	-0,93
	I	0,00	-0,40	-0,57
	J	0,00	-0,83	-1,33

Vind på langs ($\theta = 90$)	Zone	$\alpha = 25^\circ$	$\alpha = -25^\circ$
		Sug $C_{pe,1}$	Sug $C_{pe,1}$
	F	-1,67	-2,23
	G	-2,00	-2,00
	H	-1,20	-1,27
	I	-0,50	-1,20



(b) vindretning $\theta = 0^\circ$

Geometri

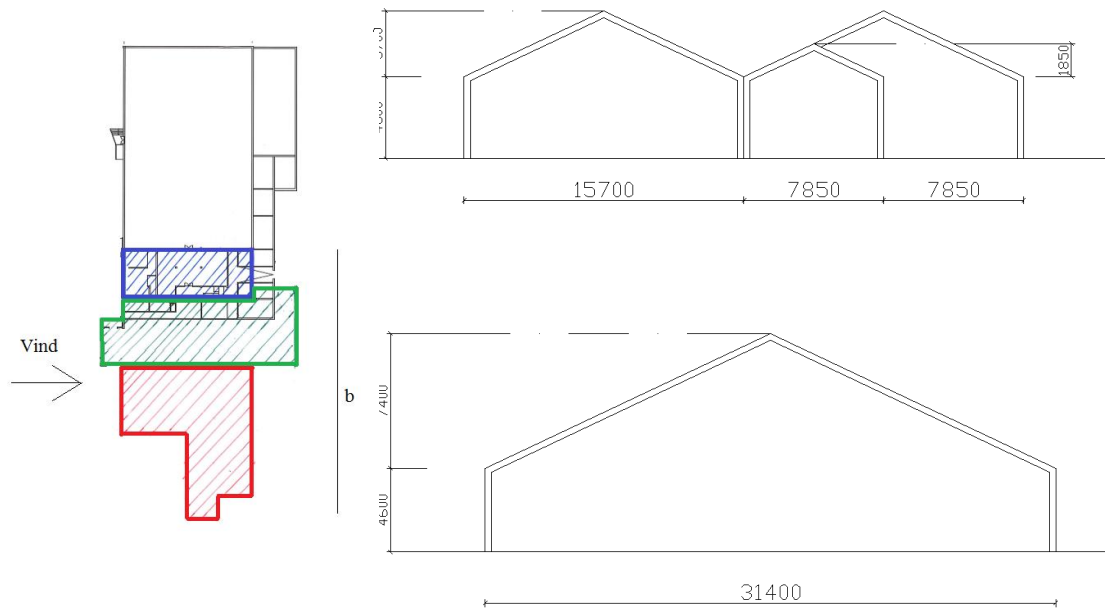
$$b = 31400\text{mm}$$

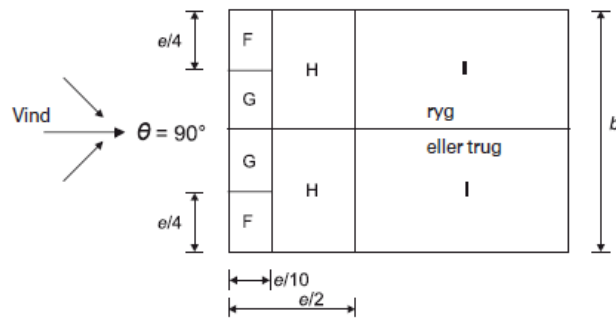
$$h_1 = 4600\text{mm} + 7400\text{mm} = 12000\text{mm}$$

$$e_1 = \min \left\{ \frac{b}{2 \cdot h_1} = \min \left\{ \frac{46600\text{mm}}{2 \cdot 12000\text{mm}} = 24000\text{mm} \right. \right.$$

$$h_2 = 4600\text{mm} + 3700\text{mm} = 8300\text{mm}$$

$$e_2 = \min \left\{ \frac{b}{2 \cdot h_2} = \min \left\{ \frac{46600\text{mm}}{2 \cdot 8300\text{mm}} = 16600\text{mm} \right. \right.$$





(c) vindretning $\theta = 90^\circ$

Geometri

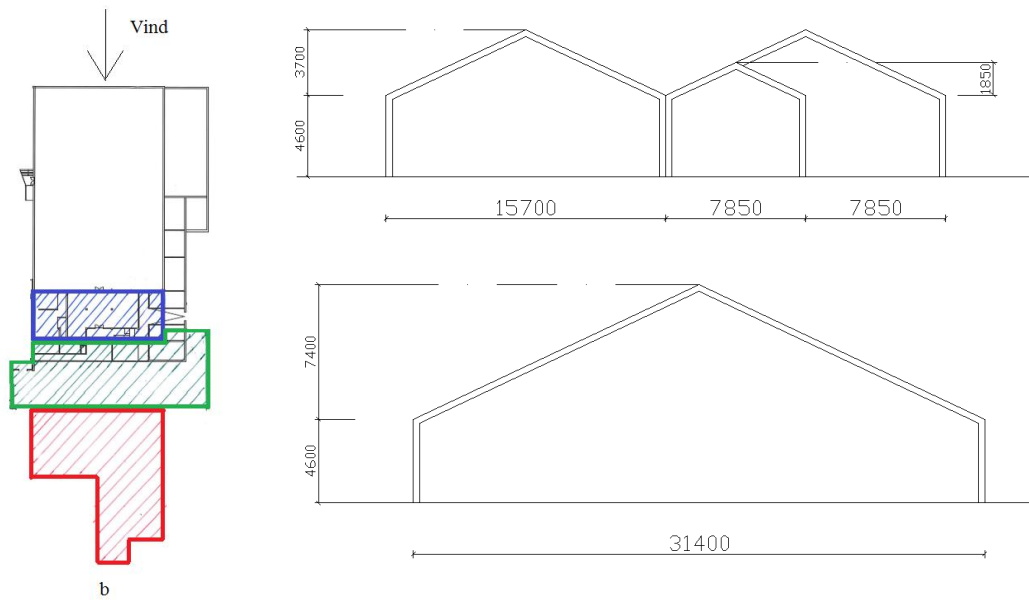
$$b = 9600\text{mm} - 2700\text{mm} + 5100\text{mm} + 9500\text{mm} + 14000\text{mm} + 13500\text{mm} + 4500\text{mm} = 58900\text{mm}$$

$$h_1 = 4600\text{mm} + 7400\text{mm} = 12000\text{mm}$$

$$e_1 = \min \left\{ \frac{b}{2 \cdot h_1} \right\} = \min \left\{ \frac{58900\text{mm}}{2 \cdot 12000\text{mm}} \right\} = 24000\text{mm}$$

$$h_2 = 4600\text{mm} + 3700\text{mm} = 8300\text{mm}$$

$$e_2 = \min \left\{ \frac{b}{2 \cdot h_2} \right\} = \min \left\{ \frac{58900\text{mm}}{2 \cdot 8300\text{mm}} \right\} = 16600\text{mm}$$



9.5.4 Formfaktor for indvendig vind

Der regnes for den mindst gunstige situation:

$$C_{pi} = 0,2/-0,3$$

9.6 Vandret masselast

I ulykkesdimensioneringstilfældet behandles bl.a. den seismisk last hvilket hører ind under vandret masselast. Den vandrette masselast dækker over en række forhold:

- Påvirkninger fra konstruktioner der står ude af lod.
- Excentrisk placerede konstruktionsdele mv.
- Små jordrystelser.

Masselasten regnes ikke virkende samtidig med vindlasten og bestemmes således:

$$A_d = 1,5\% \cdot (\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{j,i})$$

9.7 Geometriske imperfektioner

9.7.1 Betonelementer

Af hensyn til mulige afvigelser i element konstruktionens geometri og placering inddrages geometriske imperfektioner hvilket er en vandret last virkende i dækskivernes tyngdepunkt. Lasten regnes som virkende samtidig og i samme retning som masselasten.

Imperfektionen repræsenteres ved hældning θ_i defineret:

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

hvor

$$\theta_0 = 1/200$$

Basisværdi

$$\alpha_h = 2/\sqrt{l} ; \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$$

Reduktionsfaktor for længde og højde

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

Reduktionsfaktor for antallet af konstruktionsdele

l

Længden eller højden

m

Antallet af lodrette konstruktionsdele der bidrager til den samlede virkning

Ved definitionen af l og m af den betragtede virkning skelnes mellem tre hovedtilfælde:

1. Virkning på enkeltstående konstruktionsdele:
 l = Konstruktionsdelens faktiske længde
 m = 1
2. Virkning på det afstivende system:
 l = Bygnings højde
 m = Antallet af lodrette konstruktionsdele i etagen eller etagerne, der bidrager til den samlede vandrette kraft på det afstivende system.
3. Virkning på dæk eller tagskiver, der fordeler vandrette laster:
 l = Etagehøjde
 m = Antallet af lodrette konstruktionsdele i etagen eller etagerne, der bidrager til den samlede vandrette kraft på dækket.

Der tages udgangspunkt i tilfælde 3.

Højden fra terræn til 1. sal er 3m.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{3m}} = 1,2$$

dog $\frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1$

α_h sættes på baggrund af grænsen til 1.

m sættes til 8 da der forudsættes 8 stabiliserende vægge i systemet jf. Figur 7.5.

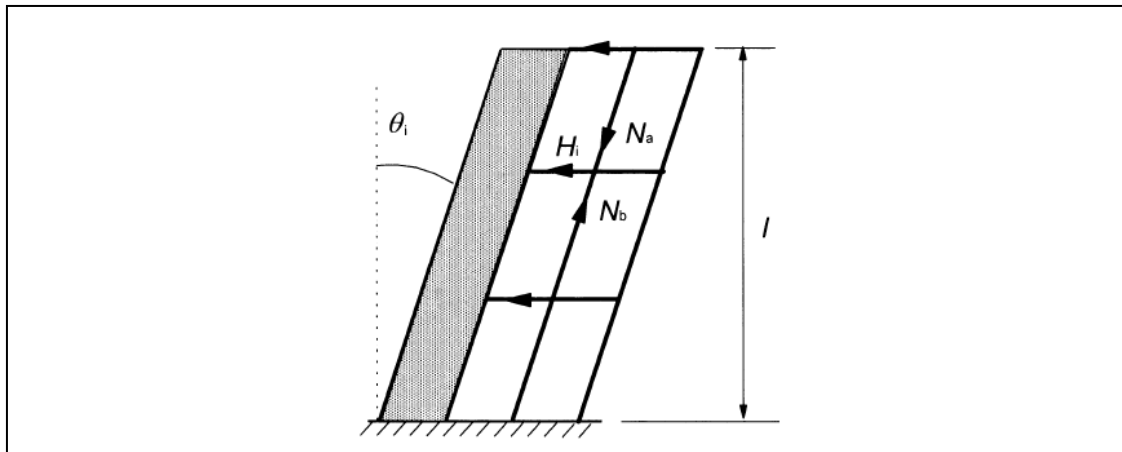
$$\theta_i = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{8}\right)} = 0,0038$$

Den horisontale last defineres da af udtrykket:

$$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a)$$

hvor

$(N_b - N_a)$ Aksialkræfter der bidrager til H_i , se Figur 9.11.



Figur 9.11: Illustration af horisontale og aksiale kræfter.

9.7.2 Stålkonstruktioner

Imperfektionerne for stålkonstruktionerne fastlægges vha. en ækvivalent vandret last hidrørende den globale initiale svajimperfektion. Imperfektionen er illustreret på Figur 9.12.

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$$

hvor

$$\phi_0 = \frac{1}{200}$$

Basisværdi.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}}$$

Reduktionsfaktor afhængig af søjlehøjden h .

h

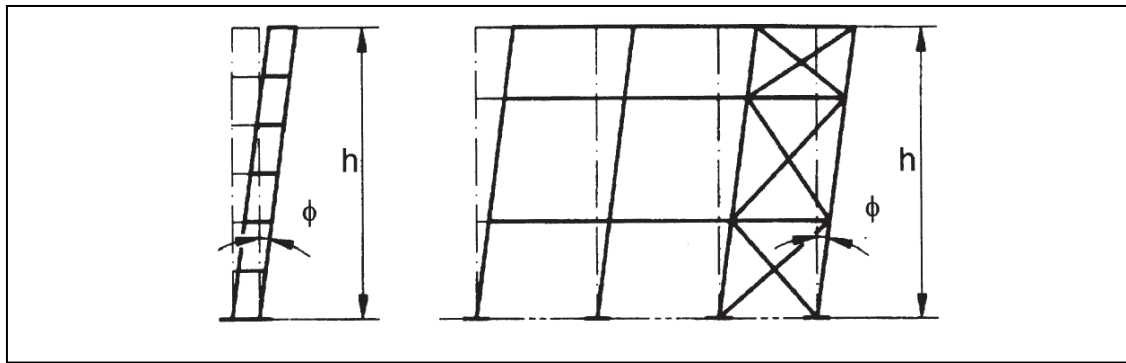
Konstruktionens højde i meter.

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

Reduktionsfaktor for antallet af søjler i en række

m

antallet af søjler i en række, kun omfattende de søjler, der er påvirket af en lodret last N_{Ed} på mindst 50% af den gennemsnitlige værdi for søjlerne i den lodrette plan, der betragtes.



Figur 9.12: Illustration af den globale initiale svajimperfektion ϕ .

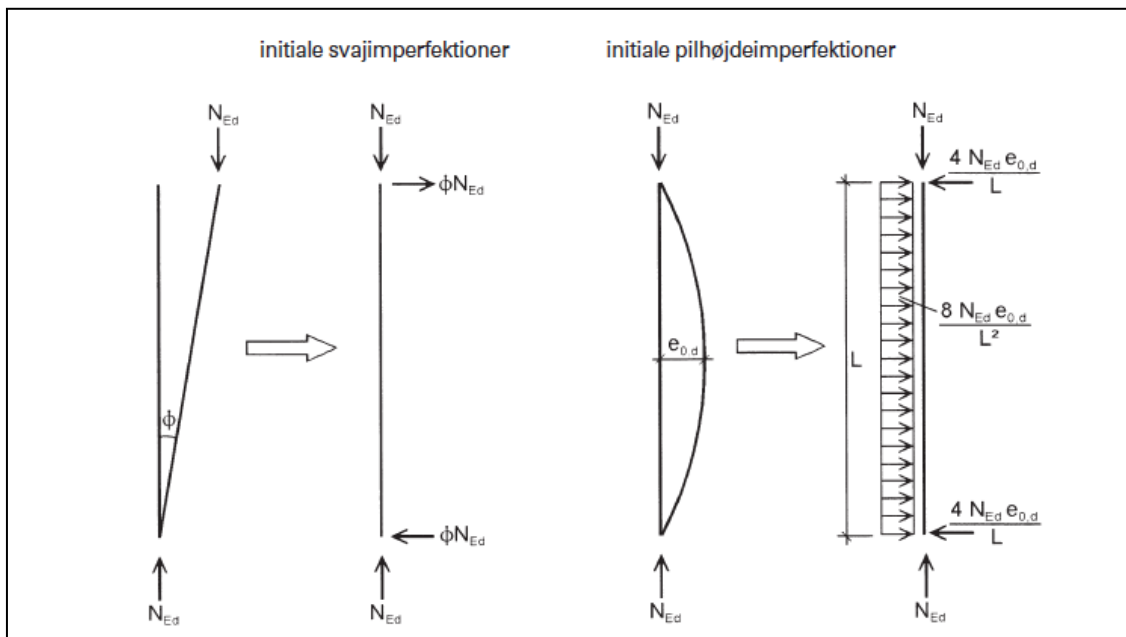
Konstruktionshøjden til kip er 12 meter og der regnes med et søjleantal på 2.

$$\phi = \phi_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m = \frac{1}{200} \cdot \frac{2}{\sqrt{12}} \cdot \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,0025$$

Den ækvivalente vandrette last regnes som følgende:

$$H_i = \phi \cdot N_{Ed}$$

Virkningen af den vandrette last er illustreret på Figur 9.13.



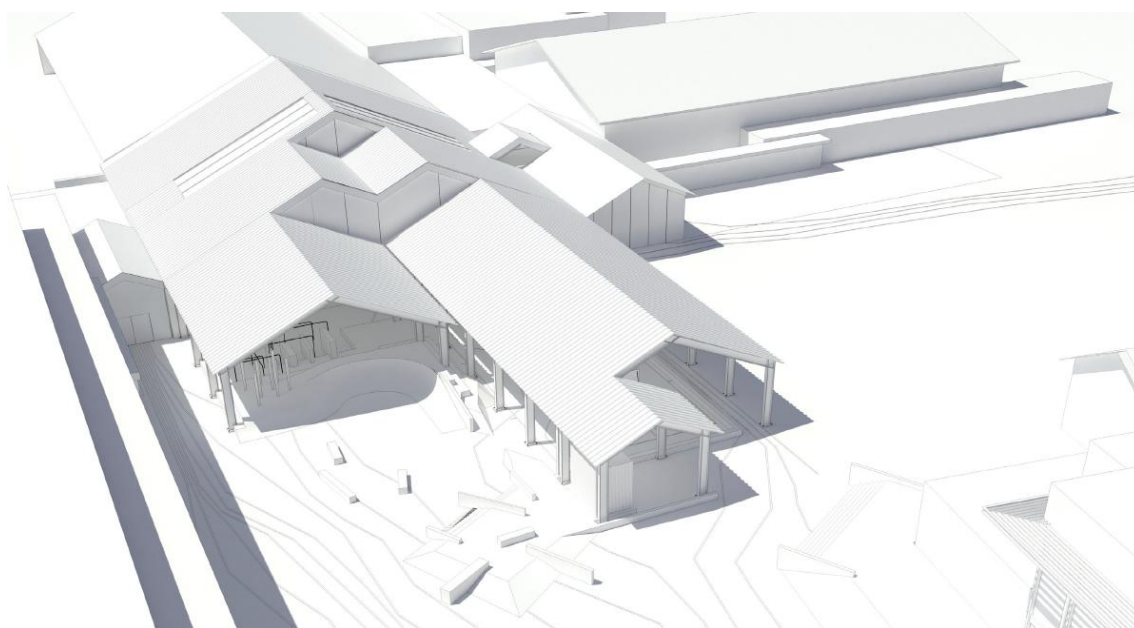
Figur 9.13: Erstatning af initiale imperfektioner og illustration af virkningen af den ækvivalente last.

Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune

Konstruktionsrapport

Anders Malund Dammark Jensen

10-01-2017





AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Titel:	Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune
Semester:	7. semester
Semester tema:	Bachelor projekt
Projektperiode:	17.10.2016 - 10.01.2017
Antal sider:	122
Vejleder:	Allan Andersen

Anders Malund Dammark Jensen

Synopsis

Projektet omhandler en om- og tilbygning af Forum Faaborg. Der foreligger en dokumentation af et eksisterende insitu betonhus samt projektion af fremtidige bærende stål og betonelement-konstruktioner. Rapporten er udført med en statisk dokumentation af de bærende konstruktioner, et projektgrundlag samt en tegningsmappe.

Rapporten opstilles således projektgrundlaget danner forudsætningerne for de statiske beregninger herunder beskrivelse af den statiske virkemåde og opgørelse af laster.

Forord

Projektet er udarbejdet af Anders Malund Dammark Jensen og omhandler en om- og tilbygning af Forum Faarborg. Konstruktionen er opbygget af in-situ beton dæk, bjælker og søjler. Tilbygningen vil bestå af dækelementer, stål rammer og gitre.

Dokumentationen opdeles i følgende rapporter:

- Projektgrundlag
- Konstruktionsrapport
- Tegningsmappe
- Bilags- og appendiksmappe

Dokumentationen er opbygget således at projektgrundlaget danner rammerne for konstruktionsrapporten. Ud fra konstruktionsrapporten dimensioneres konstruktionerne hvorefter disse optegnes og vil fremstå i tegningsmappen.

Referencer til normer og eurocodes samt litteratur sker ift. definerede betegnelser angivet i projektgrundlaget med [...]. Henvisning til bilag og appendiks betegnes hhv. med Bx og APx hvor x er nummereringen af rækkefølgen.

Fodnoter angives med hævet romertal hvorefter selve noten forekommer i bunden af samme side hvilket eksemplificeres¹.

Henvisninger til formler sker via nummerering. Eksempelvis [a.b] hvor a referer til afsnittet og b referer til formelnummer i afsnittet.

Gennem projektet optræder tagkonstruktioner med hældninger på 25° og –25°. Forekommer tagkonstruktioner båret af rammer med hældninger på 25° betegnes rammerne alm. rammer og –25° betegnes trug rammer.

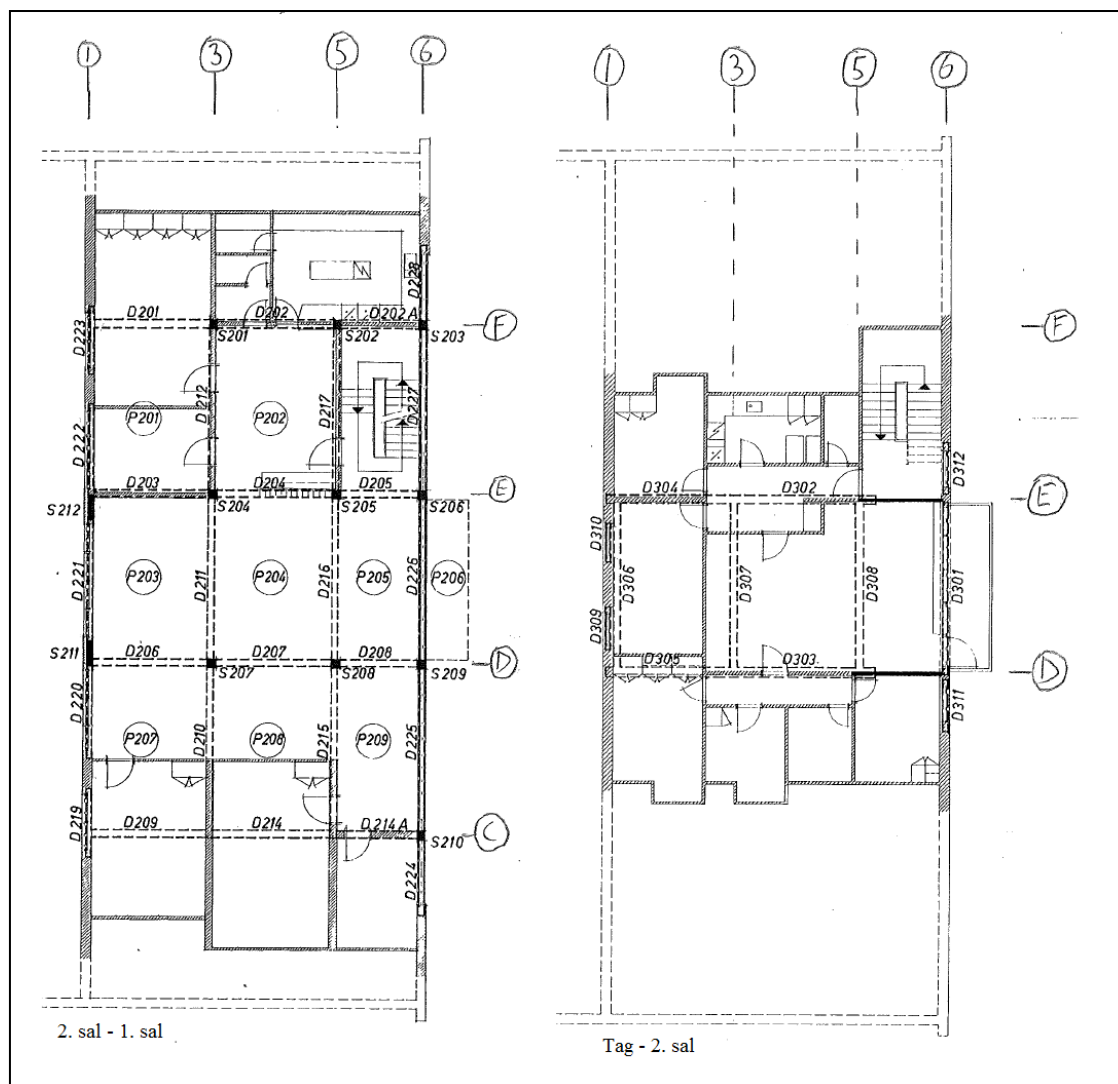
¹ Eksempel.

Indholdsfortegnelse

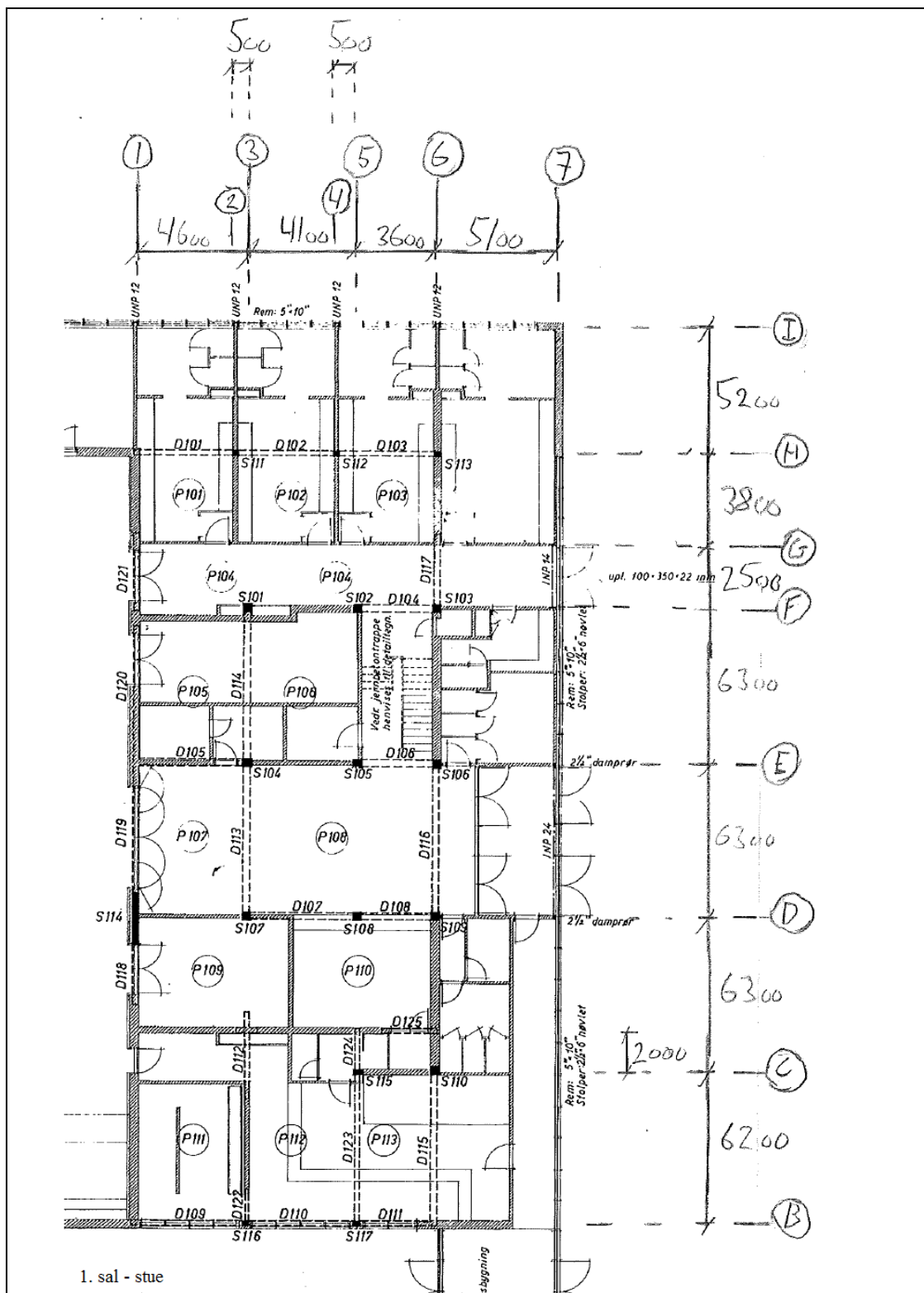
1.	Ombygning	7
1.1	Beton dæk - P108	9
1.2	Beton bjælke - D113	18
1.3	Beton søjle - S107	22
2.	Varm tilbygning	30
2.1	Rammer	30
2.2	Gitterkonstruktion	45
2.3	Gitterkonstruktion - Samlinger	54
2.4	Gavlsøjler	61
2.5	Gavlsøjler - Samlinger	70
2.6	Indskudt dæk - Stabilitet	78
2.7	Indskudt dæk - Robusthed	89
2.8	Indskudt dæk - Stringerarmering	92
2.9	Indskudt dæk - Lodret lastnedføring	94
2.10	Indskudt dæk - Dæk	97
2.11	Indskudt dæk - Bjælker	101
2.12	Indskudt dæk - Samlinger	107
3.	Fundament	111
3.1	Terrændæk:	111
3.2	Fundamentsbjælker:	111
3.3	Fundamentspæle:	117

1. Ombygning

På Figur 1.1 og Figur 1.2 ses det eksisterende forhold for ombygningen med angivelse af de bærende konstruktioner. Heraf betegnes plader Pxxx, bjælkedragere Dxxx og søjler Sxxx. Plade P108, bjælke D113 og søjle S107 vælges eftervist.

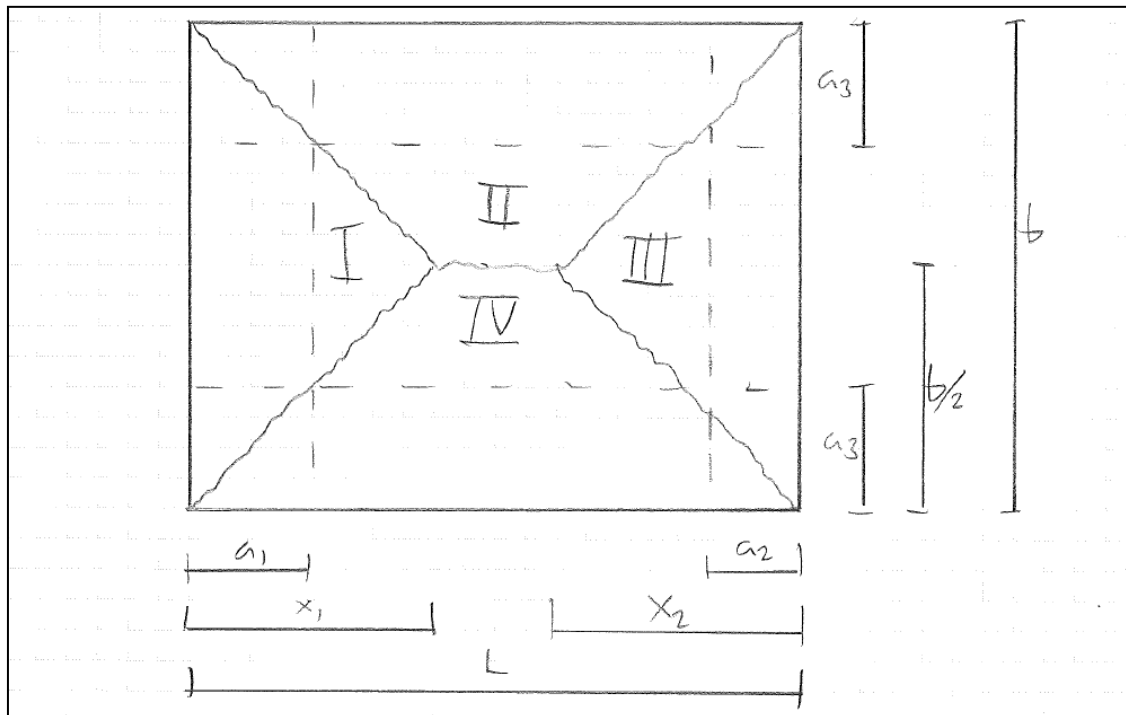


Figur 1.1: Bærende konstruktioner - 1. sal og 2. sal.



Figur 1.2: Bærende konstruktioner - stuen.

1.1 Beton dæk - P108



Ved understøtninger opbukkes hvert andet jern med en afstand a fra understøtningen:

Mellemunderstøtninger: $a = \frac{1}{5} \cdot \text{spændvidden}$

Endeunderstøtninger: $a = \frac{1}{7} \cdot \text{spændvidden}$

1.1.1 Materialedata

Geometri:

$$L = 7700\text{mm}$$

$$b = 6300\text{mm}$$

$$a_1 = \frac{1}{5} \cdot L = 1540\text{mm}$$

$$a_2 = \frac{1}{7} \cdot L = 1100\text{mm}$$

$$a_3 = \frac{1}{5} \cdot b = 1260\text{mm}$$

Armering i x-retning: Y10/200mm

Armering i y-retning: Y10/180mm

$$f_{yd} = \frac{F_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500MPa}{1,2} = 417MPa$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30MPa}{1,45} = 20,7MPa$$

1.1.2 Last kombination

Karakteristiske laster iht. projektgrundlaget:

Egenlast:

$$g_{P108} = 6,0 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast eks. dæk 200}$$

Nyttelast:

$$q_{C4} = 5,0 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nyttelast kategori C4}$$

Forudsætninger							
Element navn:	P108			$K_{FI} =$	1,0	Iht.:	DS/EN 1990 - 2013 DK NA
Konsekvensklasse:	CC2			Ugunst $\gamma_{GI} =$	1,0		DS/EN 1991-1-1 - 2013 DK NA
Antal etager:	n = 1			Gunst $\gamma_{GJ} =$	0,9		
Belastning:	kN/m2			Dom. egenlast $\gamma_{GI} =$	1,2	Note:	K_{FI} medregnes ikke ved gunstige permanente laster
				$\gamma_Q =$	1,5		
				$\alpha_k =$	$(1+(n-1) \cdot \psi_Q) \cdot n$		
Regningsmæssige last (P_{ed})		= 14					
STR/GEØ				Permanent last	Dom. variabel last	Øvrig variabel last	
STR1 Dom. nyttelast	=	14		$= \sum(K_{FI} \cdot \gamma_{GI} \cdot G_k)$	$+ \sum(K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \alpha_k)$	+	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \psi_Q)$
STR2 Dom. snelast	=	11		$= \sum(K_{FI} \cdot \gamma_{GI} \cdot G_k)$	$+ \sum(K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot Q_k)$	+	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \psi_Q)$
STR3 Dom. vindlast	=	11		$= \sum(K_{FI} \cdot \gamma_{GI} \cdot G_k)$	$+ \sum(K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot Q_k)$	+	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_Q \cdot Q_k \cdot \psi_Q)$
STR4 Dom. egenlast	=	8		$= \sum(K_{FI} \cdot \gamma_{GI} \cdot G_k)$	$+ -$	+	$-$
Karakteristiske last		= 11					
Permanent last				Variabel last (Nyttelast)		Variabel last (Naturlast)	
Beskrivelse	Last	Beskrivelse	Kategori	Last	Beskrivelse	Lasttype	Last
g_{P108} Eks. Dæk 200	Ugunst 6	q_{C4} Kategori C4	C	5			

1.1.3 Brudgrænsetilstand

Vha. brudlinje teorien beregnes bæreevnen af plade 108.

Momentbæreevne:

Armeringsarealet for Y10 armering er $79mm^2$.

$$A_s = \frac{79mm^2}{200mm} = 395 \frac{mm^2}{m}$$

Den effektive højde:

$$d = 200mm - 15mm = 185mm$$

Armeringsgraden:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{d \cdot f_{cd}} = \frac{395 \frac{mm^2}{m} \cdot 417MPa}{185mm \cdot 20,7MPa} = 0,043$$

Flydemoment:

$$\begin{aligned} M_y &= \omega \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,043 \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,043\right) \cdot (185mm)^2 \cdot 20,7MPa \\ &= 29,8 \frac{kNm}{m} \end{aligned}$$

Anisotropi forholdet

Der forekommer en forskellig armering i x og y retningen hvorfor et anisotropi forhold bestemmes:

$$\mu = \frac{180mm}{200mm} = 0,9$$

Flydemomentet i y-retningen ganges med anisotropi forholdet svarende til et ensartet flydemoment:

$$m_{y,x \text{ retning}} = m_{y,y \text{ retning}} \cdot \mu$$

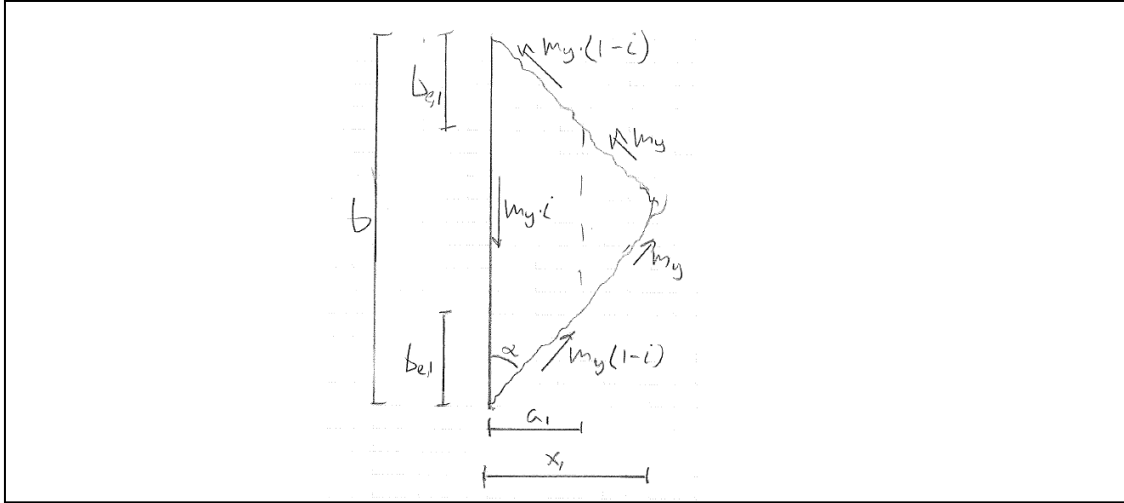
Indre og ydre arbejde

Arbejdet for de fire pladedele bestemmes og med skønnede værdier af x_1 og x_2 fastsættes en last p for hver pladedel. Lasten p skal således være ens for hver pladedel for at skønnet er korrekt. Der skønnes følgende x værdier:

$$x_1 = 3390mm$$

$$x_2 = 3630mm$$

Pladedel I



$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{x_1}{\frac{b}{2}} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{3390 \text{ mm}}{\frac{6300 \text{ mm}}{2}} \right) = 47,1^\circ$$

$$b_{e,1} = \frac{a_1}{\tan(\alpha)} = \frac{1540 \text{ mm}}{\tan(47,1^\circ)} = 1431 \text{ mm}$$

Indre arbejde:

$$A_i = \sum (m_y \cdot d \cdot \varphi)$$

m_y	d	φ
$m_y \cdot i$	b	$\frac{1}{x_1}$
$m_y \cdot (1-i)$	$2 \cdot b_{e,1}$	$\frac{1}{x_1}$
m_y	$b - 2 \cdot b_{e,1}$	$\frac{1}{x_1}$

Sum af det indre arbejde:

$$A_{i,I} = m_y \cdot \frac{1}{x_1} \cdot \left(i \cdot b + i \cdot 2 \cdot b_{e,1} + (b - 2 \cdot b_{e,1}) \right)$$

Ydre arbejde:

$$A_{y,I} = \frac{1}{6} \cdot p_I \cdot x_1 \cdot b$$

Last for pladedel I:

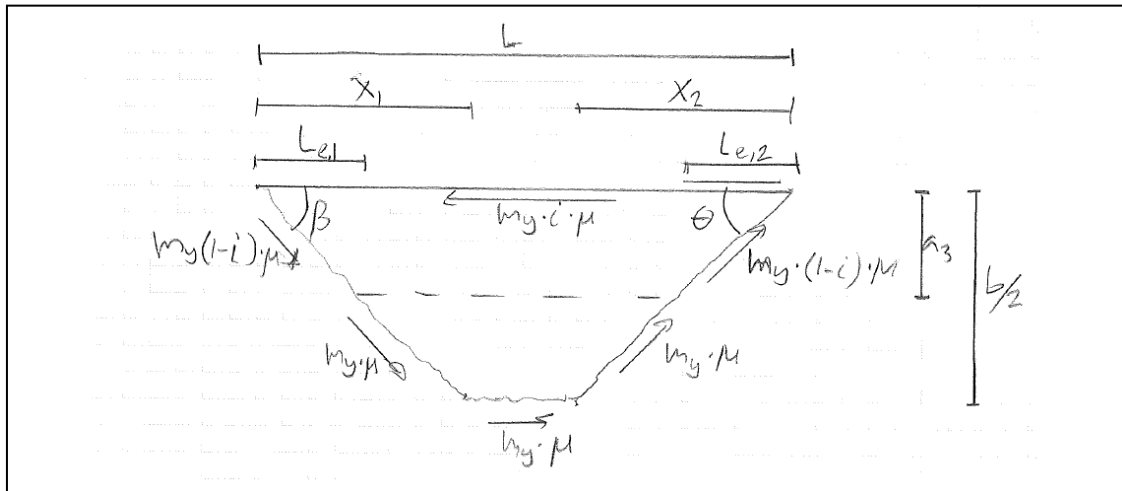
$$A_{i,I} = A_{y,I}$$

$$m_y \cdot \frac{1}{x_1} \cdot (i \cdot b + i \cdot 2 \cdot b_{e,1} + (b - 2 \cdot b_{e,1})) = \frac{1}{6} \cdot p_I \cdot x_1 \cdot b$$

Last p_I isoleres og bestemmes:

$$p_I = \frac{m_y \cdot \frac{1}{x_1} \cdot (i \cdot b + i \cdot 2 \cdot b_{e,1} + (b - 2 \cdot b_{e,1}))}{\frac{1}{6} \cdot x_1 \cdot b} = 18,0 \frac{kN}{m^2}$$

Pladedel II og IV



$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{b}{2}}{x_1} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{6300mm}{2}}{3390mm} \right) = 42,9^\circ$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{b}{2}}{x_2} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{\frac{6300mm}{2}}{3630mm} \right) = 41,0^\circ$$

$$L_{e,1} = \frac{a_3}{\tan(\beta)} = \frac{1260mm}{\tan(42,9^\circ)} = 1356mm$$

$$L_{e,2} = \frac{a_3}{\tan(\theta)} = \frac{1260mm}{\tan(41,0^\circ)} = 1452mm$$

Indre arbejde:

$$A_i = \sum(m_y \cdot d \cdot \varphi)$$

m_y	d	φ
$m_y \cdot i \cdot \mu$	L	$\frac{1}{b/2}$
$m_y \cdot (1 - i) \cdot \mu$	$L_{e,1}$	$\frac{1}{b/2}$
$m_y \cdot (1 - i) \cdot \mu$	$L_{e,2}$	$\frac{1}{b/2}$
$m_y \cdot \mu$	$L - (L_{e,1} + L_{e,2})$	$\frac{1}{b/2}$

Sum af det indre arbejde:

$$A_{i,II} = m_y \cdot \mu \cdot \frac{1}{b/2} \cdot \left(i \cdot L + i \cdot L_{e,1} + i \cdot L_{e,2} + \left(L - (L_{e,1} + L_{e,2}) \right) \right)$$

$$A_{i,IV} = A_{i,II}$$

Ydre arbejde:

$$A_{y,II} = \frac{1}{6} \cdot p_{II} \cdot \frac{b}{2} \cdot \left(L + 2 \cdot \left(L - (x_1 + x_2) \right) \right)$$

$$A_{y,IV} = A_{y,II}$$

Last for pladedel II og IV:

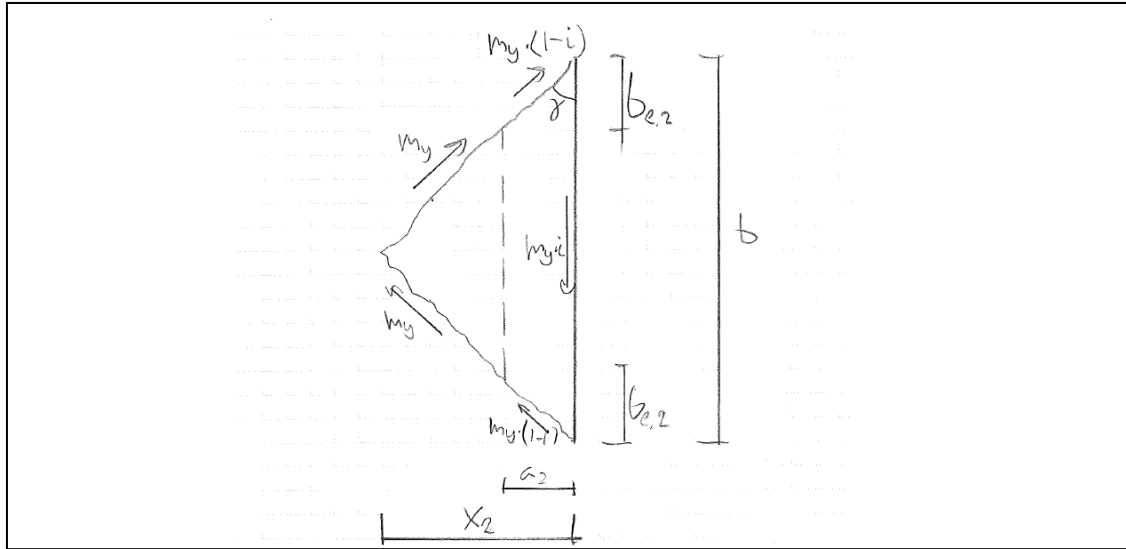
$$A_{i,II} = A_{y,II}$$

$$\begin{aligned} m_y \cdot \mu \cdot \frac{1}{b/2} \cdot \left(i \cdot L + i \cdot L_{e,1} + i \cdot L_{e,2} + \left(L - (L_{e,1} + L_{e,2}) \right) \right) \\ = \frac{1}{6} \cdot p_{II} \cdot \frac{b}{2} \cdot \left(L + 2 \cdot \left(L - (x_1 + x_2) \right) \right) \end{aligned}$$

Last p_{II} isoleres og bestemmes:

$$\begin{aligned} p_{II} = P_{IV} &= \frac{m_y \cdot \mu \cdot \frac{1}{b/2} \cdot \left(i \cdot L + i \cdot L_{e,1} + i \cdot L_{e,2} + \left(L - (L_{e,1} + L_{e,2}) \right) \right)}{\frac{1}{6} \cdot \frac{b}{2} \cdot \left(L + 2 \cdot \left(L - (x_1 + x_2) \right) \right)} \\ &= 18,2 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Pladedel III



$$\gamma = \tan^{-1} \left(\frac{x_2}{b/2} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{3630 \text{ mm}}{\frac{6300 \text{ mm}}{2}} \right) = 49,1^\circ$$

$$b_{e,2} = \frac{a_3}{\tan(\gamma)} = \frac{1260 \text{ mm}}{\tan(49,1^\circ)} = 955 \text{ mm}$$

Indre arbejde:

$$A_i = \sum (m_y \cdot d \cdot \varphi)$$

m_y	d	φ
$m_y \cdot i$	b	$\frac{1}{x_2}$
$m_y \cdot (1 - i)$	$2 \cdot b_{e,2}$	$\frac{1}{x_2}$
m_y	$b - (2 \cdot b_{e,2})$	$\frac{1}{x_2}$

Sum af det indre arbejde:

$$A_{i,III} = m_y \cdot \frac{1}{x_2} \cdot \left(i \cdot b + i \cdot 2 \cdot b_{e,2} + (b - 2 \cdot b_{e,2}) \right)$$

Ydre arbejde

$$A_{y,III} = \frac{1}{6} \cdot p_{III} \cdot x_2 \cdot b$$

Last for pladedel III:

$$A_{i,III} = A_{y,III}$$

$$m_y \cdot \frac{1}{x_2} \cdot (i \cdot b + i \cdot 2 \cdot b_{e,2} + (b - 2 \cdot b_{e,2})) = \frac{1}{6} \cdot p_{III} \cdot x_2 \cdot b$$

Last p isoleres og bestemmes:

$$\begin{aligned} p_{III} &= \frac{m_y \cdot \frac{1}{x_2} \cdot (i \cdot b + i \cdot 2 \cdot b_{e,2} + (b - 2 \cdot b_{e,2}))}{\frac{1}{6} \cdot x_2 \cdot b} \\ &= 18,3 \frac{kN}{m^2} \end{aligned}$$

Opsummering

$$p_I = 18,0 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{II} = P_{IV} = 18,2 \frac{kN}{m^2}$$

$$p_{III} = 18,3 \frac{kN}{m^2}$$

Det bemærkes at lasterne for alle fire pladedele tilnærmelsesvis er lig hinanden hvilket vurderes til at være et ok skøn. Det indre og ydre arbejde for de fire pladedele summeres og den samlede last bestemmes. Lasten skal således være større end den regningsmæssige påvirkning.

Samlet indre arbejde:

$$A_i = A_{i,I} + A_{i,II} + A_{i,III} + A_{i,IV}$$

$$\begin{aligned} A_i &= m_y \cdot \frac{1}{x_1} \cdot (i \cdot b + i \cdot 2 \cdot b_{e,1} + (b - 2 \cdot b_{e,1})) \\ &+ m_y \cdot \mu \cdot \frac{1}{\frac{b}{2}} \cdot (i \cdot L + i \cdot L_{e,1} + i \cdot L_{e,2} + (L - (L_{e,1} + L_{e,2}))) \\ &+ m_y \cdot \frac{1}{x_2} \cdot (i \cdot b + i \cdot 2 \cdot b_{e,2} + (b - 2 \cdot b_{e,2})) \\ &+ m_y \cdot \mu \cdot \frac{1}{\frac{b}{2}} \cdot (i \cdot L + i \cdot L_{e,1} + i \cdot L_{e,2} + (L - (L_{e,1} + L_{e,2}))) \end{aligned}$$

Samlet ydre arbejde:

$$\begin{aligned}A_y &= A_{y,I} + A_{y,II} + A_{y,III} + A_{y,IV} \\A_y &= \frac{1}{6} \cdot p \cdot x_1 \cdot b \\&+ \frac{1}{6} \cdot p \cdot \frac{b}{2} \cdot (L + 2 \cdot (L - (x_1 + x_2))) \\&+ \frac{1}{6} \cdot p \cdot x_2 \cdot b \\&+ \frac{1}{6} \cdot p \cdot \frac{b}{2} \cdot (L + 2 \cdot (L - (x_1 + x_2)))\end{aligned}$$

Lasten p isoleres og bestemmes:

$$A_i = A_y \rightarrow p = 18,2 \frac{kN}{m^2}$$

Den regningsmæssige lastpåvirkning:

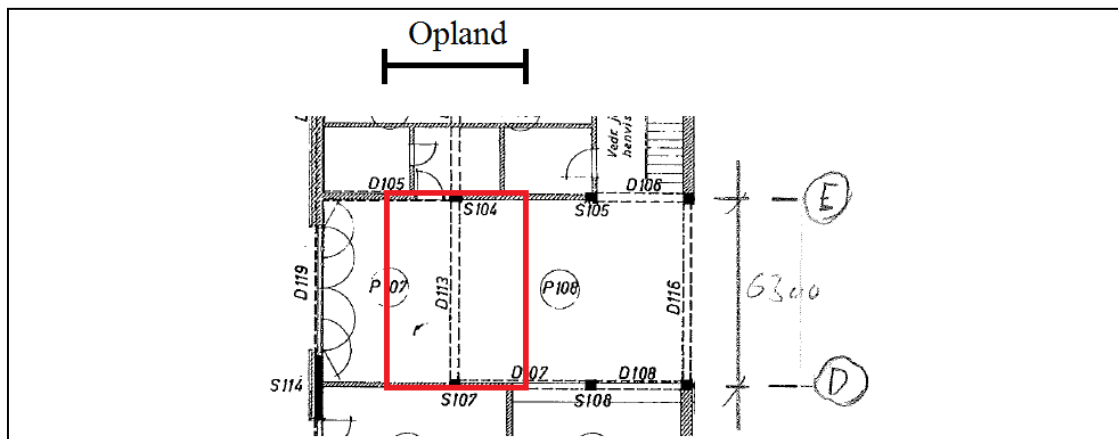
$$P_{Ed} = 14,0 \frac{kN}{m^2}$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{P_{Ed}}{p} = \frac{14,0 \frac{kN}{m^2}}{18,2 \frac{kN}{m^2}} = 0,77$$

Pladens dimension er OK.

1.2 Beton bjælke - D113



1.2.1 Materialedata

$h = 400mm$	Højde af bjælken
$b = 300mm$	Bredden af bjælken
$L = 6,3m$	Længde af bjælken
$A_u = 1880mm^2$	Armeringsareal i undersiden (Y20 6 stk.)
$A_o = 154mm^2$	Armeringsareal i oversiden (Y14 2 stk.)
$f_{ck} = 30MPa$	Karakteristisk betonstyrke
$f_{yk} = 500MPa$	Karakteristisk stålstyrke

Bjælken er udført med bøjler Ø7/250. Ydermere er der opbøjet jern i begge bestående af Y20 4 stk.

1.2.2 Last kombination

Konservativt regnes lasten virkende med et opland svarende til 6,3m. Laster virkende på bjælken opgøres:

Egenlaster:

$$G_{P107} = 5 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{6,3m}{2} = 16 \frac{kN}{m}$$

$$G_{P108} = 6 \frac{kN}{m^2} \cdot \frac{6,3m}{2} = 19 \frac{kN}{m}$$

$$G_{D113} = 2400 \frac{kg}{m^3} \cdot 9,82 \frac{m}{s^2} \cdot b \cdot h = 3 \frac{kN}{m}$$

Nyttelaster:

$$Q_{C4} = 5 \frac{kN}{m^2} \cdot 6,3m = 32 \frac{kN}{m}$$

Forudsætninger									
Element navn:		D113		K _{FI} =		1,0		Iht.:	DS/EN 1990 - 2013 DK NA
Konsekvensklasse:		CC2		Ugunst γ _{GI} =		1,0		DS/EN 1991-1-1 - 2013 DK NA	
Antal etager:		n = 1		Gunst γ _{GJ} =		0,9			
Belastning:		kN/m		Dom. egenlast γ _{GI} =		1,2		Note:	K _{FI} medregnes ikke ved gunstige permanente laster
				γ _O =		1,5			
				α _R =		(1+(n-1)·ψ ₀)n			
Regningsmæssige last (P _{Ed})									
STR/GE O				Permanent last		Dom. variabel last		Øvrig variabel last	
STR1	Dom. nyttelast	=	86	=	Σ(K _{FI} · γ _{GI} · G _{ik})	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k · α _R)	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k · ψ ₀)
STR2	Dom. snelast	=	67	=	Σ(K _{FI} · γ _{GI} · G _{ik})	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k)	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k · ψ ₀)
STR3	Dom. vindlast	=	67	=	Σ(K _{FI} · γ _{GJ} · G _{ik})	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k)	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k · ψ ₀)
STR4	Dom. egenlast	=	46	=	Σ(K _{FI} · γ _{GI} · G _{ik})	+	-	+	-
Karakteristiske last									
		=	70						
Permanent last			Variabel last (Nyttelast)				Variabel last (Natturlast)		
Beskrivelse	Last		Beskrivelse	Kategori	Last	Beskrivelse	Lasttype	Last	
G _{P107} Egenlast fra P107	Ugunst	16	Q _{C4} Nyttelast kategori C4	C	32				
G _{P108} Egenlast fra P108	Ugunst	19							
G _{D113} Egenlast fra D113	Ugunst	3							

1.2.3 Brudgrænsetilstand

Det regningsmæssige moment bestemmes:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 86 \frac{kN}{m^2} \cdot (6,3m)^2 = 427 kNm$$

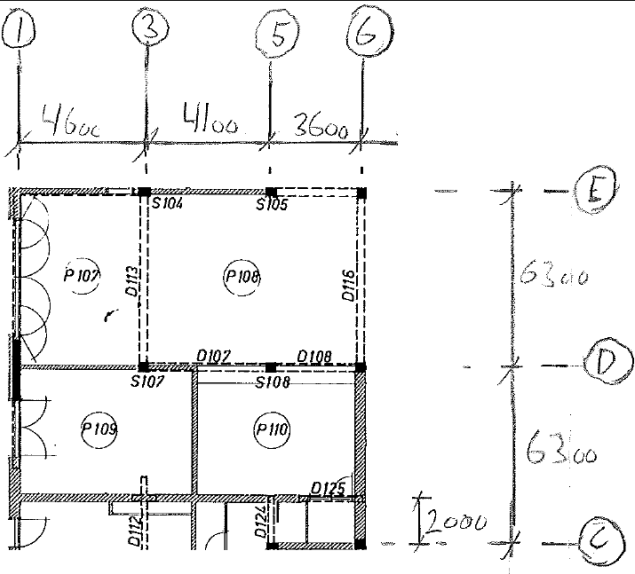
LÆNGDEARMERING			
INPUT:		Beregninger er baseret på formler fra	
GEOMETRI		Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1 2. udgave	
b	Bredde af bjælke	300 mm	
h	Højde af bjælke	400 mm	
d	Nytte højde	375 mm	
STYRKETAL			
f _{ck}	Betonens karakteristiske trykstyrke	30 MPa	
f _{yk}	Armeringens karakteristiske styrke	Ribbestål 500 MPa	
PARTIALKOEFFICIENTER			
γ ₃	Kontrolklasse	Normal	1,00
γ _c	Partialkoefficient for insitu beton	Armeret	1,45
γ _s	Partialkoefficient for armeringsstyrke		1,20
LAST			
M _{ed}		427 kNm	
ARMERINGSGRÆNSER			
A _{s,min}	=	(ω _{min} · b · d · f _{cd} · η) / f _{yd}	= 170 mm ²
A _{s,bal}	=	(ω _{bal} · b · d · f _{cd} · η) / f _{yd}	= 2801 mm ²
A _{s,min} < A _s < A _{s,bal}			
A _s	Valg af armeringsareal	(Valgt 6 Y20)	1880 mm ²

OUTPUT:			
STYRKETAL			
Betonens trækstyrke			
f_{ctm}			2,9 MPa
Betonens regningsmæssig trykstyrke			
f_{cd}	=	f_{ck}/γ_c	= 20,7 MPa
Armerings regningsmæssig styrke			
f_{yd}	=	f_{yk}/γ_s	= 417 MPa
STYRKEPARAMETRE			
η			1
λ			0,8
ϵ_{cu3}			0,35
ϵ_{c3}			0,175
ϵ_{yk}			0,250
ϵ_{yd}	=	ϵ_{yk}/γ_s	= 0,208
ARMERINGSGRADER			
Minimum armeringsgrad			
ω_{min}	=	$\max(0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot (f_{yd}/f_{cd}); 0,0013 \cdot (f_{yd}/f_{cd}))$	= 0,030
Armeringsgrad for valgt armering			
ω	=	$A_s \cdot f_{yd} / (b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \eta)$	= 0,337
Balanceret armeringsgrad			
ω_{bal}	=	$\lambda \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})$	= 0,501
EFTERVISNING			
Momentbæreevne			
M_{Rd}	=	$(1 - (1/2) \cdot \omega) \cdot \omega \cdot b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}$	= 244 kNm
Udnyttelsesgrad			
			1,75

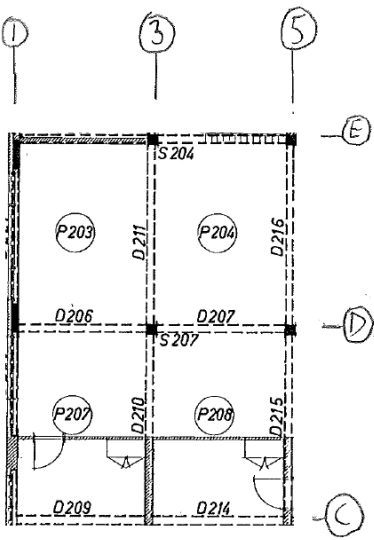
Det ses at bjælken ikke ok med en udnyttelsesgrad på 175%. For at sikre en tilstrækkelig bæreevne kulfiberforstærkes bjælkerne. Forstærkningen sker i samarbejde med producenten af forstærkningerne.

1.3 **Beton søjle - S107**

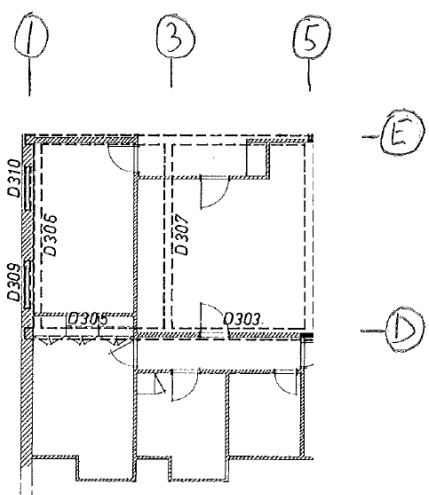
Stue



1. sal



2. sal



1.3.1 Last kombination

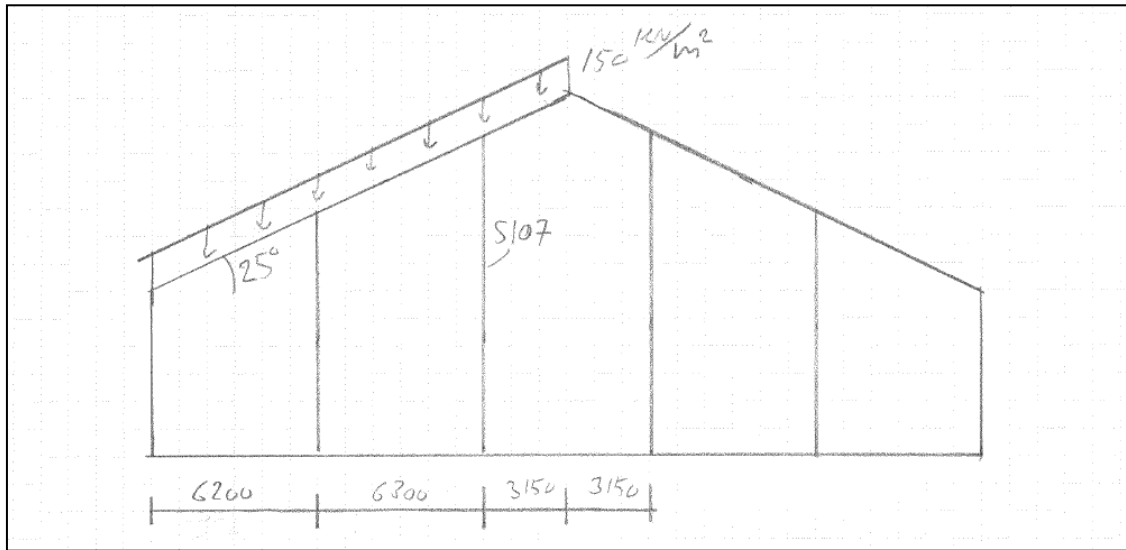
Egenvægten er jf. de eksisterende beregninger. Tyngdeaccelerationen betegnes som følgende:

$$g = 9,82 \frac{m}{s^2}$$

Karakteristiske egenlaster:

				(kN)
Søjler	G_{S107}	=	$1500kg \cdot g$	= 15
	G_{S207}	=	$1000kg \cdot g$	= 10
Bjælker	G_{D303}	=	$470 \frac{kg}{m} \cdot g$	= 9
	G_{D305}	=	$470 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,6m$	= 11
	G_{D307}	=	$3 \frac{kN}{m} \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,3m$	= 9
	G_{D206}	=	$450 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,6m$	= 10
	G_{D207}	=	$450 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,1m$	= 9
	G_{D210}	=	$500 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,3m$	= 15
	G_{D211}	=	$500 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,3m$	= 15
	G_{D107}	=	$250 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot 4,1m$	= 5
	G_{D113}	=	$200 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot 6,3m$	= 6
Plader	G_{P203}	=	$400 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,6m}{2} \right)$	= 28
	G_{P207}	=	$400 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,6m}{2} \right)$	= 28
	G_{P204}	=	$400 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,1m}{2} \right)$	= 25
	G_{P208}	=	$400 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,1m}{2} \right)$	= 25
	G_{P107}	=	$800 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,6m}{2} \right)$	= 57
	G_{P108}	=	$900 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{6,3m}{2} \right)$	= 88
	G_{P109}	=	$800 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \left(\frac{6,3m - 2m}{2} \cdot \frac{4,6m}{2} \right)$	= 39
	G_{P110}	=	$800 \frac{kg}{m} \cdot g \cdot \left(\frac{6,3m - 2m}{2} \cdot \frac{4,1m}{2} \right)$	= 35

Der virker yderligere en last på søjlen hidrørende egenlasten fra taget. Lasten er hidrører fra de eksisterende beregninger i B5.



$$G_{tag} = 150 \frac{kg}{m^2} \cdot g \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\cos(25^\circ)} \cdot ((6,3m + 6,2m) + 6,3m) \cdot \frac{1}{2} \cdot (4,6m + 4,1m) = 66kN$$

Karakteristiske Nyttelaster:

Nyttelasten beregnes iht. kategori C4:

$$q_{C4} = 5 \frac{kN}{m^2}$$

				(kN)
Q_{P203}	=	$q_{C4} \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,6m}{2} \right)$	=	36
Q_{P207}	=	$q_{C4} \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,6m}{2} \right)$	=	36
Q_{P204}	=	$q_{C4} \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,1m}{2} \right)$	=	32
Q_{P208}	=	$q_{C4} \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,1m}{2} \right)$	=	32
Q_{P107}	=	$q_{C4} \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{4,6m}{2} \right)$	=	36
Q_{P108}	=	$q_{C4} \cdot \left(\frac{6,3m}{2} \cdot \frac{6,3m}{2} \right)$	=	50
Q_{P109}	=	$q_{C4} \cdot \left(\frac{6,3m - 2m}{2} \cdot \frac{4,6m}{2} \right)$	=	25
Q_{P110}	=	$q_{C4} \cdot \left(\frac{6,3m - 2m}{2} \cdot \frac{4,1m}{2} \right)$	=	22

Karakteristiske naturlaster:

Værdierne er iht. projektgrundlaget.

Snelast:

$$s_k = 1,0 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Snelast}$$

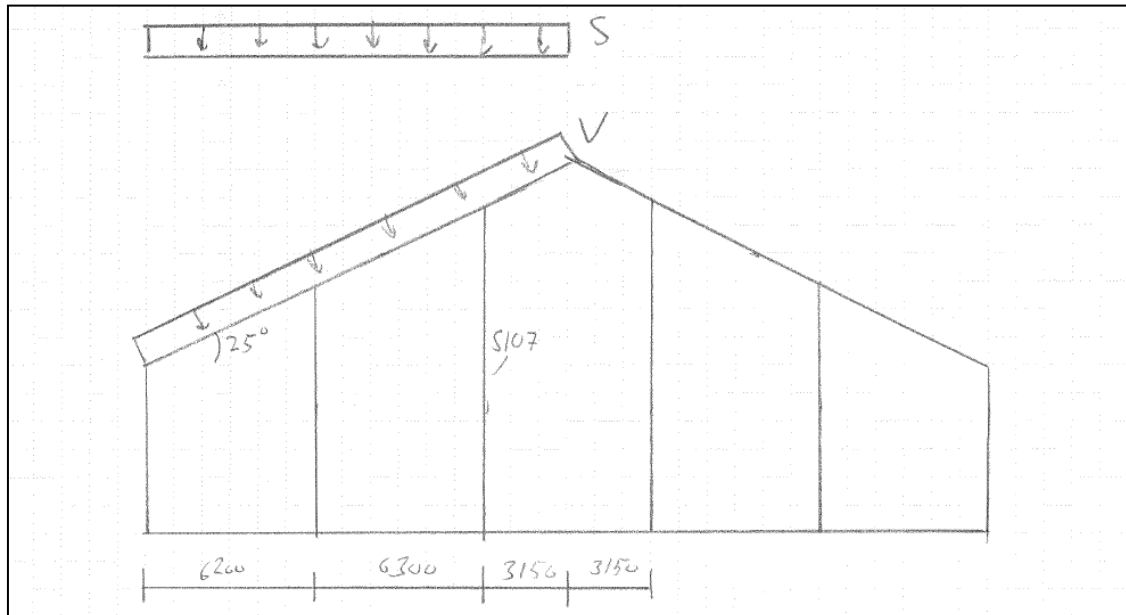
$$\mu_w = 1,2 \quad \text{Formfaktor for vind- og sneudsatte konstruktioner}$$

Vindlast:

$$q_p(z) = 0,89 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Peakhastighedstryk}$$

$$C_{pe,1} = 0,53 \quad \text{Formfaktor zone F og G}$$

$$C_{pi} = 0,3 \quad \text{Formfaktor for indvendig vind}$$



$$S = s_k \cdot \mu_w \cdot \frac{1}{2} \cdot ((6,3m + 6,2m) + 6,3m) \cdot \frac{1}{2} \cdot (4,6m + 4,1m) = 54 \text{ kN}$$

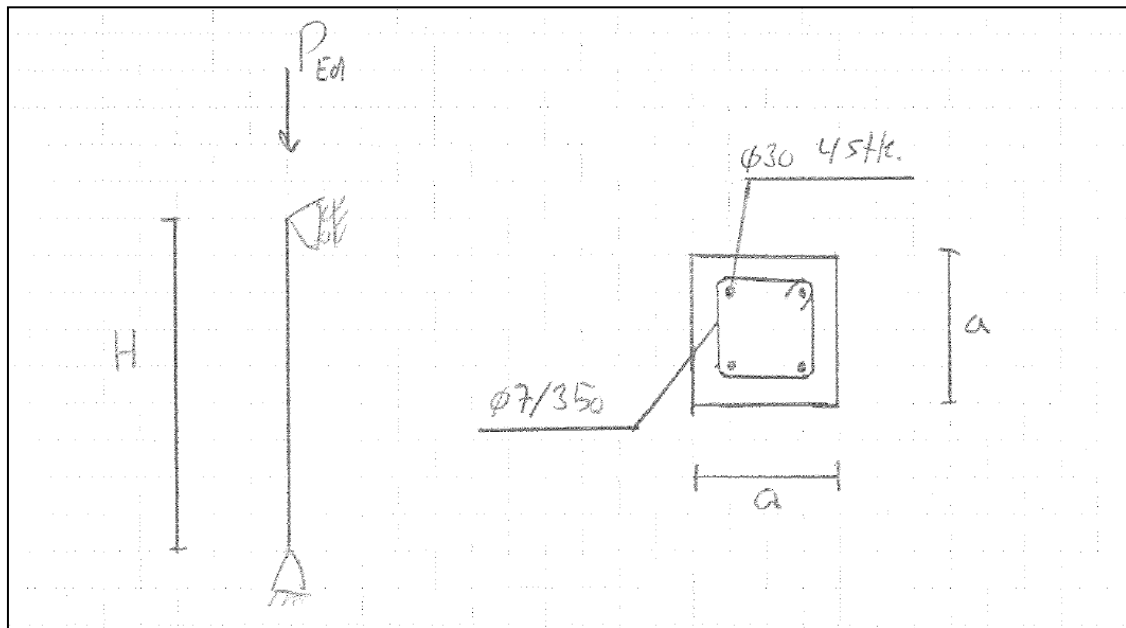
$$V = q_p(z) \cdot (C_{pe,1} + C_{pi}) \cdot \frac{1}{2} \cdot \cos(25^\circ) \cdot ((6,3m + 6,2m) + 6,3m) \cdot \frac{1}{2} \cdot \cos(25^\circ) \\ \cdot (4,6m + 4,1m) = 27 \text{ kN}$$

Regningsmæssige laster:

Forudsætninger									
Element navn:		S107		K _{FI} =		1,0		Iht.: DS/EN 1990 - 2013 DK NA	
Konsekvensklasse:		CC2		Ugunst γ _{G1} =		1,0		DS/EN 1991-1-1 - 2013 DK NA	
Antal etager:		n = 1		Gunst γ _{G2} =		0,9			
Belastning:		kN		Dom. egenlast γ _{G1} =		1,2		Note: K _{FI} medregnes ikke ved gunstige permanente laster	
				γ _Q =		1,5			
				α _n =		(1+(n-1)·ψ ₀)·n			
Regningsmæssige last (P _{ed}) = 949									
STR/ GEO				Permanent last		Dom. variabel last		Øvrig variabel last	
STR1 Dom. nyttelast		= 949		= Σ(K _{FI} · γ _{G1} · G _R)		+ Σ(K _{FI} · γ _Q · Q _k · α _n)		+ Σ(K _{FI} · γ _Q · Q _k · ψ ₀)	
STR2 Dom. snelast		= 837		= Σ(K _{FI} · γ _{G1} · G _R)		+ Σ(K _{FI} · γ _Q · Q _k)		+ Σ(K _{FI} · γ _Q · Q _k · ψ ₀)	
STR3 Dom. vindlast		= 792		= Σ(K _{FI} · γ _{G1} · G _R)		+ Σ(K _{FI} · γ _Q · Q _k)		+ Σ(K _{FI} · γ _Q · Q _k · ψ ₀)	
STR4 Dom. egenlast		= 606		= Σ(K _{FI} · γ _{G1} · G _R)		+ -		+ -	
Karakteristiske last = 854									
Permanent last				Variabel last (Nyttelast)				Variabel last (Naturlast)	
Beskrivelse		Last		Beskrivelse		Kategori	Last	Beskrivelse	Lasttype Last
G _{S107}	Søjle S107	Ugunst	15	Q _{P203}	Nyttelast plade P203	C	36	S Snelast	Snelast 49
G _{S207}	Søjle S207	Ugunst	10	Q _{P204}	Nyttelast plade P204	C	32	V Vindlast	Vindlast 27
G _{D808}	Bjælke D303	Ugunst	9	Q _{P207}	Nyttelast plade P207	C	36		
G _{D808}	Bjælke D305	Ugunst	11	Q _{P208}	Nyttelast plade P208	C	36		
G _{D807}	Bjælke D307	Ugunst	9	Q _{P107}	Nyttelast plade P107	C	36		
G _{D206}	Bjælke D206	Ugunst	10	Q _{P108}	Nyttelast plade P108	C	50		
G _{D207}	Bjælke D207	Ugunst	9	Q _{P109}	Nyttelast plade P109	C	25		
G _{D210}	Bjælke D210	Ugunst	15	Q _{P110}	Nyttelast plade P110	C	22		
G _{D211}	Bjælke D211	Ugunst	15						
G _{D107}	Bjælke D107	Ugunst	5						
G _{D113}	Bjælke D113	Ugunst	6						
G _{P203}	Plade P203	Ugunst	28						
G _{P204}	Plade P204	Ugunst	25						
G _{P207}	Plade P207	Ugunst	28						
G _{P208}	Plade P208	Ugunst	25						
G _{P107}	Plade P107	Ugunst	57						
G _{P108}	Plade P108	Ugunst	88						
G _{P109}	Plade P109	Ugunst	39						
G _{P110}	Plade P110	Ugunst	35						
G _{ee}	Egentast tag	Ugunst	66						

1.3.2 Materialedata

Geometri:



$$H = 3000mm$$

Højden af søjlen

$$a = 350mm$$

Tykkelse af søjle

$$b = 350mm$$

Bredde af søjle

$$\phi 30 \text{ 4 stk.}$$

Længdearmering

$$\phi 7/350mm$$

Bøjle

Arealer:

$$A = a \cdot b = 123 \cdot 10^3 mm^2$$

Tværsnitsareal

$$A_s = 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{30mm}{2}\right)^2 = 2827 mm^2$$

Armeringsareal

$$A_c = A - A_s = 120 \cdot 10^3 mm^2$$

Areal af betonen

Karakteristiske styrketal:

$$f_{ck} = 30MPa$$

Betontydstyrke

$$f_{yk} = 355MPa$$

Armeringens styrke

Sikkerheder:

$$\gamma_c = 1,45$$

$$\gamma_s = 1,2$$

Regningsmæssige styrketal:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 21 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 296 \text{ MPa}$$

1.3.3 Brudgrænsetilstand

Jf. [EC2-1-1-NA] vælges søjlen regnes som centralt belastet. Under forudsætning af en central belastning tages der hensyn til excentrisk last ved en forøgelse af normalkraften. Den tilnærmede betragtning kan ske under forudsætning af følgende:

- $\lambda < 90$, idet søjlens fri længde regnes lig med søjlens skaftlængde
- At søjlen ikke påvirkes af væsentlige momenter og indgår i en konstruktion med fast knude-punktsfigur og med almindeligt anvendte dimensioner
- At den regningsmæssige totallast fra det dæk, der ligger umiddelbart over den pågældende søjle, multipliceres med
 - a) En faktor 2, når søjlen belastes ensidigt i to retninger af bjælker eller plader
 - b) En faktor 1,25, når søjlen belastes af gennemgående bjælker eller gennemgående plader. For at bjælke eller plade skal kunne regnes gennemgående, må den på de to sider af søjlen have tilnærmelsesvis samme stivhed. I modsat fald regnes som anført under a) henholdsvis c).
 - c) en faktor 1,5 for alle øvrige søjler.

Slankhedsforholdet λ bestemmes:

Søjlens inertimoment:

$$I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = \frac{1}{12} \cdot 350 \text{ mm} \cdot (350 \text{ mm})^3 = 1251 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4$$

Søjlens inertiradius:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1251 \cdot 10^6 \cdot \text{mm}^4}{123 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}} = 101 \text{ mm}$$

Søjle slankhedsforhold:

$$\lambda = \frac{3000mm}{101mm} = 30$$

Med en slankhed mindre end 90 er betragtningen med en central belastning i orden. Søjlen er belastet ensidigt af bjælker i to retninger hvorfor normalkraften øges med en faktor 2.

Regningsmæssige bæreevne jf. [BK s. 208]:

$$N_{crd} = \min \begin{cases} \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha \cdot \rho) \\ \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot f_{yd} \cdot A_s \\ \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot (1 + 0,04 \cdot \alpha) \end{cases}$$

Armeringsforholdet:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} = \frac{2827mm^2}{120 \cdot 10^3mm^2} = 0,02$$

Med den fastsatte karakteristisk betontrykstyrke fås følgende værdier til søjleberegningen. Værdierne er jf. [BK. s. 207]

$$\alpha = 21$$

$$\frac{10^4 \cdot f_{cd}}{\pi^2 \cdot E_{0,crd}} = 1,1$$

Kritiske regningsmæssige spænding:

$$\sigma_{crd} = \frac{f_{cd}}{1 + \frac{f_{cd}}{\pi^2 \cdot E_{0,crd}} \cdot \lambda^2} = \frac{21MPa}{1 + 1,1 \cdot 10^{-4} \cdot 30^2} = 18,9MPa$$

Bæreevne:

$$N_{crd} = \min \begin{cases} \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot (1 + \alpha \cdot \rho) \\ \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot f_{yd} \cdot A_s \\ \sigma_{crd} \cdot A_c \cdot (1 + 0,04 \cdot \alpha) \end{cases} = \min \begin{cases} 3377kN \\ 3094kN \\ 4153kN \end{cases} = 3094kN$$

Udnyttelsesgrad:

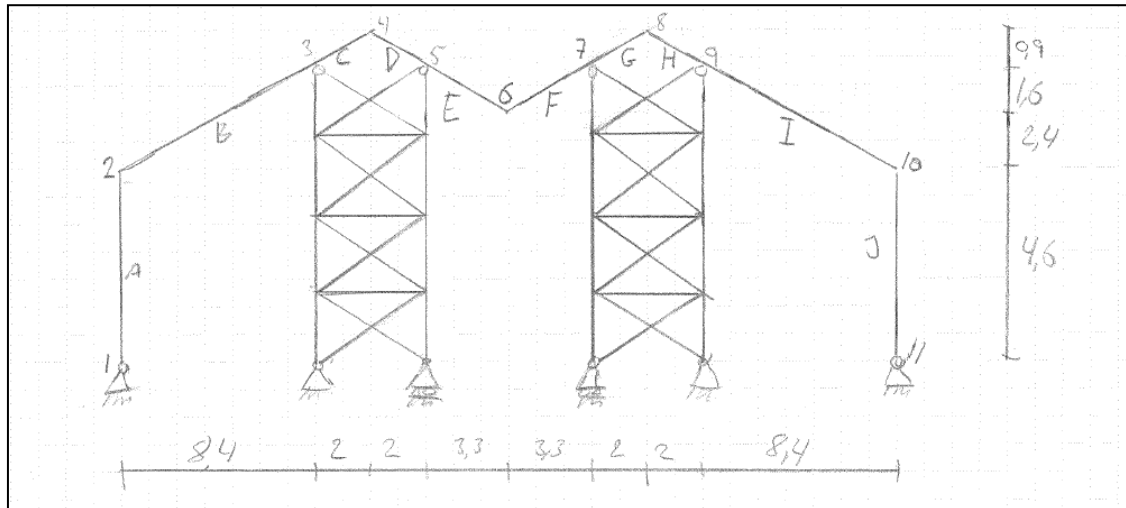
$$\frac{2 \cdot N_{Ed}}{N_{crd}} = 0,61$$

Bæreevnen er OK.

2. Varm tilbygning

2.1 Rammer

Det værste scenarie vurderes som værende trugrammerne. Den fundene dimension for rammen benyttes generelt for alle rammekonstruktioner.



2.1.1 Materialedata

$L_A = 4600mm$ Længden af søjlen (Element A og J)

$L_B = \frac{8,4m}{\cos(25^\circ)} = 9300mm$ Længden af spær (Element B og I)

$L = 31400mm$ Længde af ramme

Profil IPE330:

$h = 330mm$ Højde af profil

$b = 160mm$ Bredde af profil

$d = 7,5mm$ Kropstykkelse

$t = 11,5mm$ Flangetykkelse

$r = 18mm$ Radius

$A = 6,26 \cdot 10^3 mm^2$ Tværsnitsareal

$I_y = 117,7 \cdot 10^6 mm^4$ Inertimoment om y-aksen

$i_y = 137mm$ Inertiradius

$I_z = 7,88 \cdot 10^6 mm^4$ Inertimoment om z-aksen

$I_v = 283 \cdot 10^3 mm^4$	Vridningsinertimomentet
$I_w = 199 \cdot 10^9 mm^6$	Hvælvingsinertimomentet
$W_{pl} = 804 \cdot 10^3 mm^3$	Plastisk modstandsmoment

Styrke og stivhedstal:

$E = 210000 MPa$	Elasticitetsmodul
$G = 81000 MPa$	Forskydningsmodul
$f_y = 235 MPa$	Flydestyrke
$f_u = 360 MPa$	Brudstyrke

Sikkerheder:

$\gamma_{M0} = 1,1$
$\gamma_{M1} = 1,2$
$\gamma_{M2} = 1,35$

2.1.2 Last kombination

Der henvises til AP1.

Konservativt eftervises rammen generelt med de dimensionsgivende snitkræfter.

Dimensionsgivende snitkræfter uden tillæg fra imperfektioner:

$$M_{Ed} = 113 kNm$$

$$N_{Ed} = 184 kN$$

$$V_{Ed} = 99 kN$$

Geometriske imperfektioner bestemmes iht. den største normalkraft:

$$H_i = 0,0025 \cdot N_{Ed} = 0,0025 \cdot 184 kN = 0,5 kN$$

Konservativt tillægges snitkræfterne $1 kN$ og $1 kNm$ mht. de geometriske imperfektioner.

Dimensionsgivende snitkræfter med tillæg fra imperfektioner:

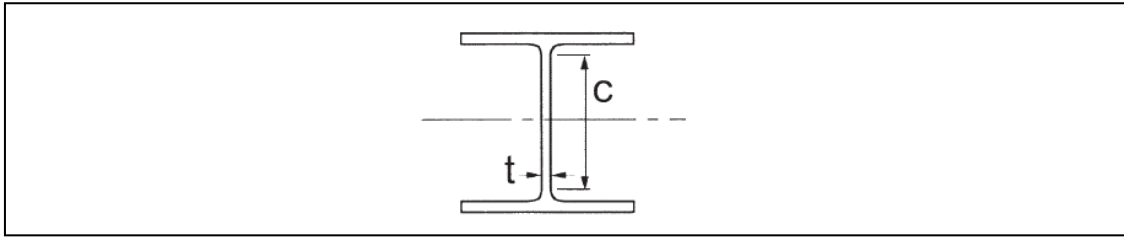
$$M_{Ed,i} = 114kNm$$

$$N_{Ed,i} = 185kN$$

$$V_{Ed,i} = 100kN$$

2.1.3 Brudgrænsetilstand

Tværsnitsklasse



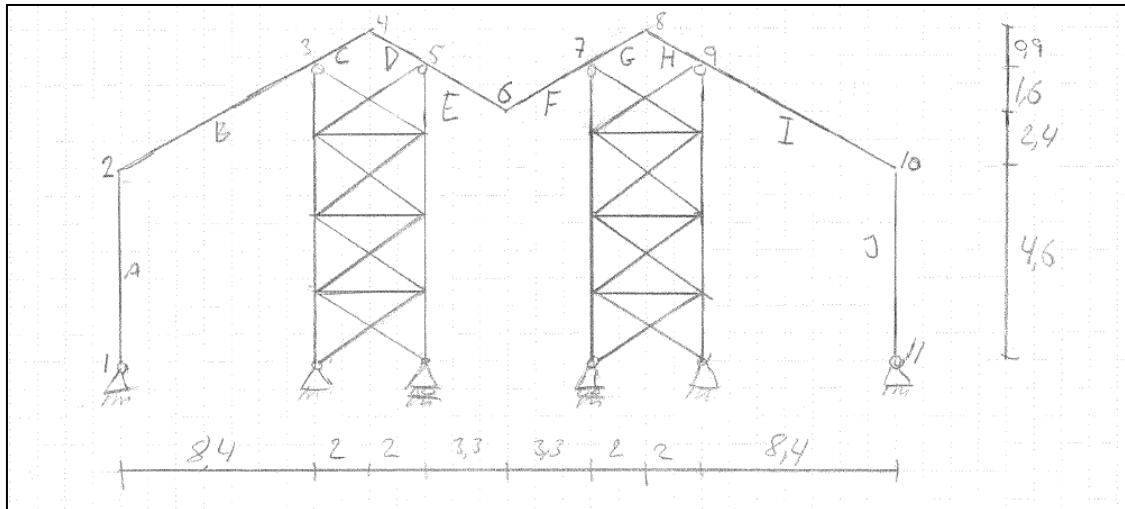
$$c = h - t \cdot 2 - r \cdot 2 = 330mm - 11,5mm \cdot 2 - 18mm \cdot 2 = 271mm$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\frac{c}{t} = \frac{271mm}{11,5mm} = 24 < 72 \cdot \epsilon$$

Profilet er i tværsnitsklasse 1

Bæreevneeftersvisning mht. stabilitetssvigt - Søjlevirkning Element A



Søjlelængde:

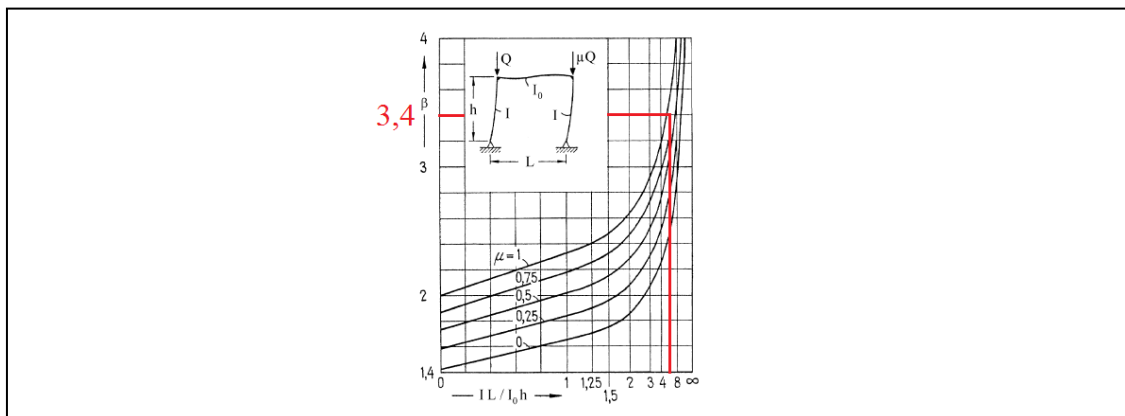
Ved LK1 i AP1 fås tilfældet med størst søjlelængde:

$$Q_1 = 79kN$$

$$Q_2 = 70kN$$

$$\mu = \frac{Q_2}{Q_1} = 0,89$$

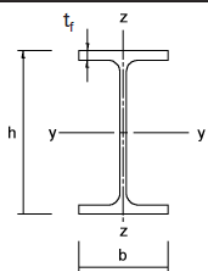
$$S = \frac{L}{L_A} = \frac{31400mm}{4600mm} = 6,83$$



$$\beta = 3,4$$

$$l_s = \beta \cdot L_A = 3,4 \cdot 4600mm = 15640mm$$

Imperfektionsfaktor:

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	a	a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	z-z	b	a_0
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y-Y	b	a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	z-z	c	a

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

$$\frac{h}{b} = \frac{330 \text{ mm}}{160 \text{ mm}} = 2,1 > 1,2$$

$$t_f = t = 11,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Profilen er fastholdt mod udbøjning om svag akse grundet åse. Der er med andre ord tale om søjlekurve b.

$$\alpha = 0,21$$

Relativ slankhedsforhold:

$$\lambda = \frac{\frac{l_s}{i_y}}{93,9 \cdot \epsilon} = \frac{\frac{15640 \text{ mm}}{137 \text{ mm}}}{93,9 \cdot 1,0} = 1,22$$

Søjlereduktionsfaktor:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (1,22 - 0,2) + 1,22^2) = 1,35$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,35 + \sqrt{1,35^2 - 1,22^2}} = 0,52$$

Trykbæreevne:

$$N_{Rd} = \chi \cdot \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,52 \cdot \frac{235 \text{ MPa} \cdot 6,26 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{1,2} = 638 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{N_{Ed,1}}{N_{Rd}} = \frac{185 \text{ kN}}{638 \text{ kN}} = 0,29$$

Trykbæreevnen er OK.

Bæreevneeftervisning mht. stabilitetssvigt - Kipning Element A

Indgangsparameter:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot L_A^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{81000 \text{ MPa} \cdot 283 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \cdot (4600 \text{ mm})^2}{210000 \text{ MPa} \cdot 199 \cdot 10^9 \text{ mm}^6}} = 3,41$$

Der er charnier ved understøtningen hvorfor forholdet mellem momenterne er 0.

$$\mu = 0$$

Eulerlasten bestemmes:



$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{L_A^2} \cdot (h - t)$$

Iht. [SK s. 211] fastsættes m_6 hvor der interpoleres:

$$m_6 = 14,39$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{L_A^2} \cdot (h - t) \\ &= 14,39 \cdot \frac{210000 \text{ MPa} \cdot 7,88 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{(4600 \text{ mm})^2} \cdot (330 \text{ mm} - 11,5 \text{ mm}) \\ &= 358 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Relativ slankhedsforhold:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{358 \text{ kNm}}} = 0,527$$

Imperfektionsfaktor:

Tværsnit	Begrænsninger	Kipningskurve
Valsede I-profiler	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	a b

Kipningskurve	a	b	c	d
Imperfektionsfaktor, α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\frac{h}{b} = \frac{330 \text{ mm}}{160 \text{ mm}} = 2,1 > 2 \rightarrow b$$

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

Kipningsreduktionsfaktor:

$$\begin{aligned} \phi_{LT} &= 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,527 - 0,2) + 0,527^2) = 0,69 \end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,527^2}} = 0,87$$

Momentbæreevne:

$$M_{Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y \cdot W_{pl}}{\gamma_{M1}} = 0,87 \cdot \frac{235 \text{ MPa} \cdot 804 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}{1,2} = 137 \text{ kNm}$$

Udnyttelsesgrad:

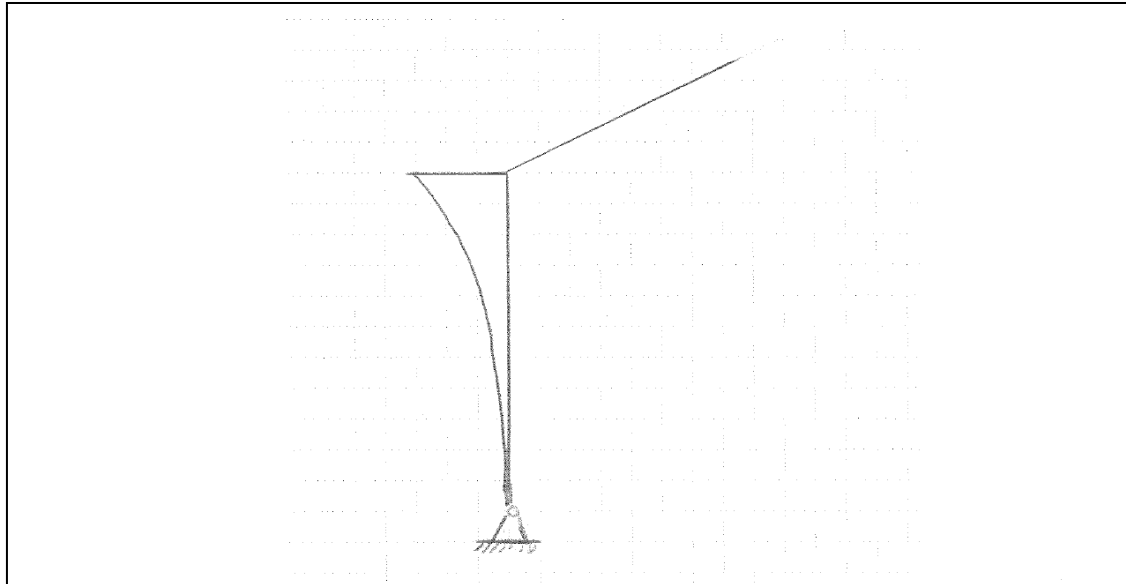
$$\frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd}} = \frac{114 \text{ kNm}}{137 \text{ kNm}} = 0,83$$

Momentbæreevnen er OK.

Bøjnings- og trykpåvirkede stænger:

Faktor for ækvivalent, konstant moment:

Der tages udgangspunkt i momentkurven for LK1 jf. AP1.



Momentdiagram	Område		C _{my} og C _{mz} og C _{mLT}	
			jævn fordelt last	punktlast
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$

$$\alpha_s = 0$$

$$\psi = 0$$

Der er tale om en jævnt fordelt last:

$$C_{my} = \max \left\{ \begin{matrix} 0,2 + 0,8 \cdot \alpha_s \\ 0,4 \end{matrix} \right. = \max \left\{ \begin{matrix} 0,2 \\ 0,4 \end{matrix} \right. = 0,4$$

Interaktionsfaktor:

$$n_y = \frac{N_{Ed,i}}{N_{Rd}} = 0,29$$

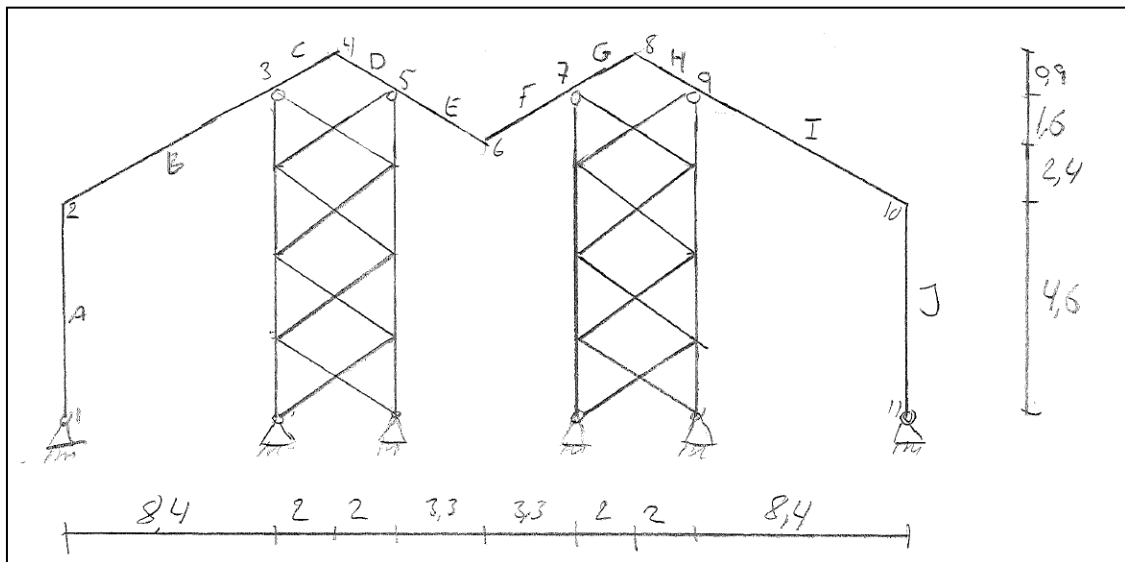
$$k_{yy} = \min \begin{cases} C_{my} \cdot (1 + (\lambda_y - 0,2)) \\ C_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot n_y) \end{cases} = \min \begin{cases} 0,4 \cdot (1 + (0,87 - 0,2)) \\ 0,4 \cdot (1 + 0,8 \cdot 0,29) \end{cases} = \min \begin{cases} 0,44 \\ 0,49 \end{cases} = 0,44$$

Udnyttelsesgrad for moment- og trykpåvirkede stænger:

$$\frac{N_{Ed,1}}{N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,1}}{M_{Rd}} = 0,29 + 0,44 \cdot 0,83 = 0,65$$

Bæreevnen er OK.

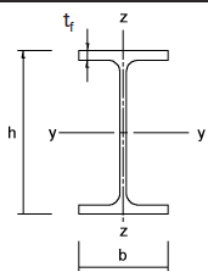
Bæreevneeftervisning mht. stabilitetssvigt - Søjlevirkning Element B



Søjlelængde:

$$L_B = 9300mm$$

Imperfektionsfaktor:

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	a	a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	Z-Z	b	a_0
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y-Y	b	a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	Z-Z	c	a

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

$$\frac{h}{b} = \frac{330 \text{ mm}}{160 \text{ mm}} = 2,1 > 1,2$$

$$t_f = t = 11,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

Profilen er fastholdt mod udbøjning om svag akse grundet åse. Der er med andre ord tale om søjlekurve b.

$$\alpha = 0,21$$

Relativ slankhedsforhold:

$$\lambda = \frac{\frac{L_B}{i_y}}{93,9 \cdot \epsilon} = \frac{\frac{9300 \text{ mm}}{137 \text{ mm}}}{93,9 \cdot 1,0} = 0,72$$

Søjlereduktionsfaktor:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,72 - 0,2) + 0,72^2) = 0,81$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,81 + \sqrt{0,81^2 - 0,72^2}} = 0,84$$

Trykbæreevne:

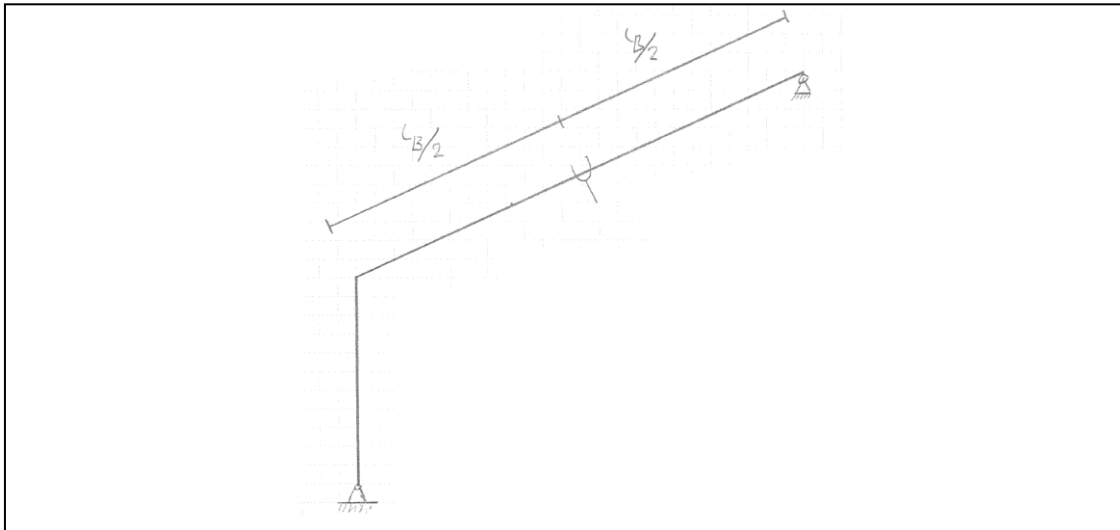
$$N_{Rd} = \chi \cdot \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,84 \cdot \frac{235 \text{ MPa} \cdot 6,26 \cdot 10^3 \text{ mm}^2}{1,2} = 1027 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{N_{Ed,1}}{N_{Rd}} = \frac{185 \text{ kN}}{1027 \text{ kN}} = 0,18$$

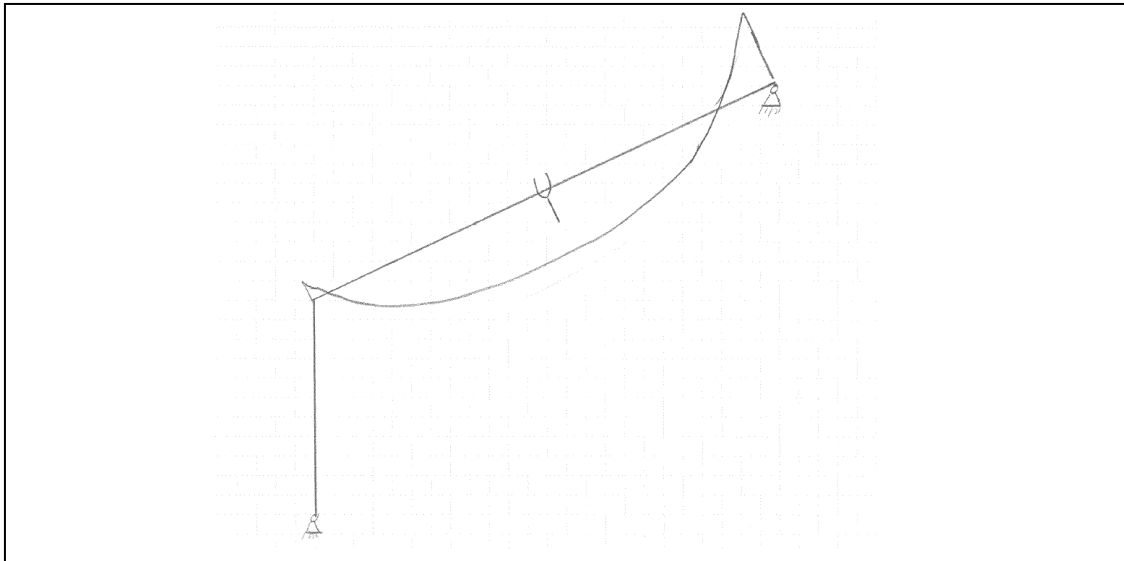
Bæreevneeftervisning mht. stabilitetssvigt - Kipning Element B

Ramme element B gaffellejres på midten af bjælken. Kipning undersøges for den halve bjælkelængde.



Indgangsparameter:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot \left(\frac{L_B}{2}\right)^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{81000 \text{ MPa} \cdot 283 \cdot 10^3 \text{ mm}^4 \cdot \left(\frac{9300 \text{ mm}}{2}\right)^2}{210000 \text{ MPa} \cdot 199 \cdot 10^9 \text{ mm}^6}} = 3,44$$



Det kan konstateres et skift i momentet fra positiv til negativ mellem knudepunkt 3 og midten af element B. Konservativt antages momentet som værende 0 ved gaffellejringen. μ bliver da:

$$\mu = 0$$

Eulerlasten bestemmes:



$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{\left(\frac{L_B}{2}\right)^2} \cdot (h - t)$$

Iht. [SK s. 211] fastsættes m_6 hvor der interpoleres:

$$m_6 = 14,5$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{\left(\frac{L_B}{2}\right)^2} \cdot (h - t) \\ &= 14,5 \cdot \frac{210000 \text{ MPa} \cdot 7,88 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{\left(\frac{9500 \text{ mm}}{2}\right)^2} \cdot (330 \text{ mm} - 11,5 \text{ mm}) \\ &= 353 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Relativ slankhedsforhold:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{804 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 235 \text{ MPa}}{353 \text{ kNm}}} = 0,54$$

Imperfektionsfaktor:

Tværsnit	Begrænsninger	Kipningskurve
Valsede I-profiler	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	a b

Kipningskurve	a	b	c	d
Imperfektionsfaktor, α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\frac{h}{b} = 2,1 > 2 \rightarrow b$$

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

Kipningsreduktionsfaktor:

$$\phi_{LT} = 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,54 - 0,2) + 0,34^2) = 0,7$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,34 + \sqrt{0,34^2 - 0,54^2}} = 0,87$$

Momentbæreevne:

$$M_{Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y \cdot W_{pl}}{\gamma_{M1}} = 0,87 \cdot \frac{235 \text{ MPa} \cdot 804 \cdot 10^3 \text{ mm}^3}{1,2} = 137 \text{ kNm}$$

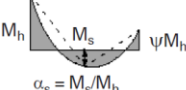
Udnyttelsesgrad:

$$\frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd}} = \frac{114 \text{ kNm}}{137 \text{ kNm}} = 0,83$$

Momentbæreevnen er OK.

Bøjnings- og trykpåvirkede stænger:

Betragtningen for faktor for ækvivalent, konstant moment er konservativ:

Momentdiagram	Område		C _{my} og C _{mz} og C _{mLT}	
			jævn fordelt last	punktlast
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$-0,8\alpha_s \geq 0,4$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$	$0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$

$$\alpha_s = 0$$

$$\psi = 0$$

Der er tale om en jævnt fordelt last:

$$C_{my} = \max \begin{Bmatrix} 0,2 + 0,8 \cdot \psi \\ 0,4 \end{Bmatrix} = \max \begin{Bmatrix} 0,2 \\ 0,4 \end{Bmatrix} = 0,4$$

Interaktionsfaktor:

$$n_y = \frac{N_{Ed,i}}{N_{Rd}} = 0,18$$

$$k_{yy} = \min \begin{Bmatrix} C_{my} \cdot (1 + (\lambda_y - 0,2)) \\ C_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot n_y) \end{Bmatrix} = \min \begin{Bmatrix} 0,4 \cdot (1 + (0,54 - 0,2)) \\ 0,4 \cdot (1 + 0,8 \cdot 0,18) \end{Bmatrix} = \min \begin{Bmatrix} 0,42 \\ 0,46 \end{Bmatrix} = 0,42$$

Udnyttelsesgrad for moment- og trykpåvirkede stænger:

$$\frac{N_{Ed,i}}{N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed,i}}{M_{Rd}} = 0,18 + 0,42 \cdot 0,83 = 0,53$$

Bæreevnen er OK.

2.1.4 Anvendelsesgrænsetilstand

Funktionskravet er iht. projektgrundlaget:

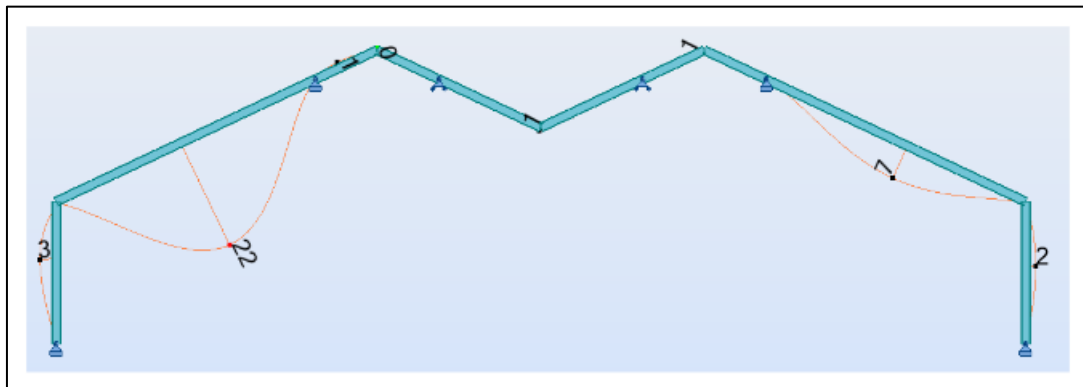
Tage og yndervægge:

$$\frac{L_B}{200} = \frac{9300m}{200} = 46mm$$

Rammer i bygninger:

$$\frac{4600m}{150} = 30mm$$

Med en karakteristisk lastkombination med E+S1+V1 fås en nedbøjning som vist på Figur 2.1.



Figur 2.1: Nedbøjningen hidrørende karakteristisk kombination med E+S1+V1.

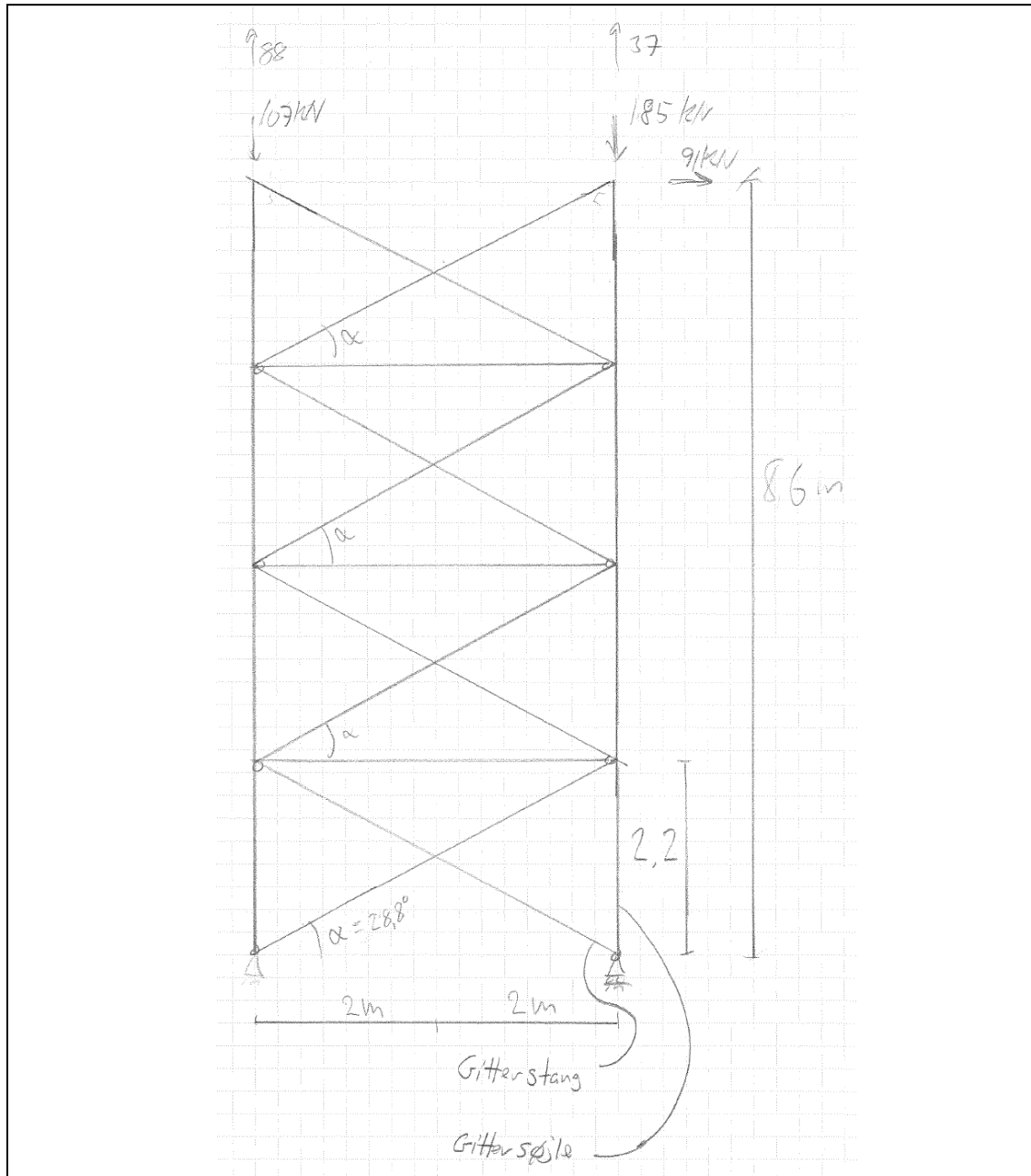
Deformationen af rammen ses at være mindre end funktionskravet og er dermed OK.

2.1.5 Brandisolering

Rammen isoleres iht. en R60 med en kritisk ståltemperatur på $450C^{\circ}$.

2.2 Gitterkonstruktion

Belastningerne er bestemt ved lastopgørelsen ved rammen iht. AP1. Tryk og træk påvirkningen af søjlerne på skitsen betragtes som to forskellige scenarier.



Ækvivalent tværlast

$$\delta_q = \frac{1}{2000} \cdot L = \frac{1}{2000} \cdot 8600\text{mm} = 4\text{mm}$$

Antal søjler:

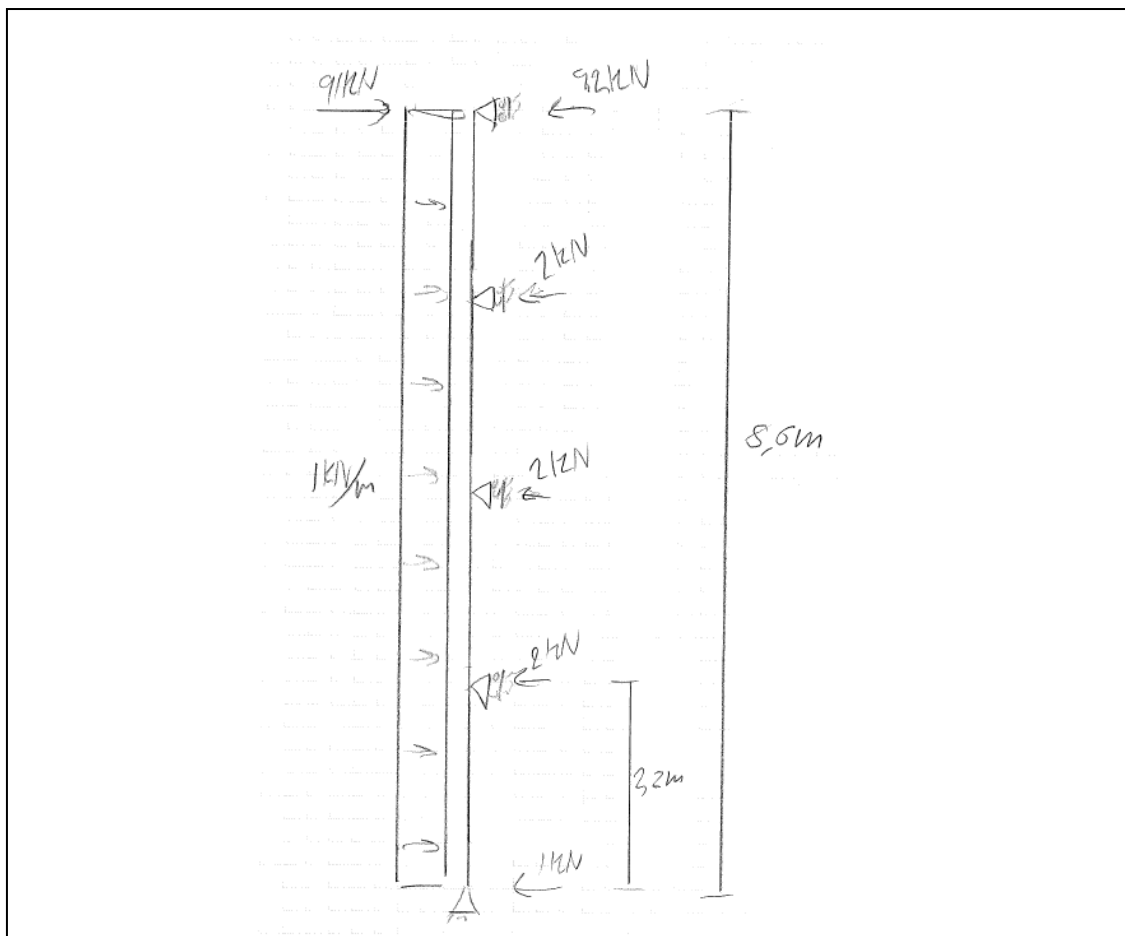
$$m = 2$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)} = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,87$$

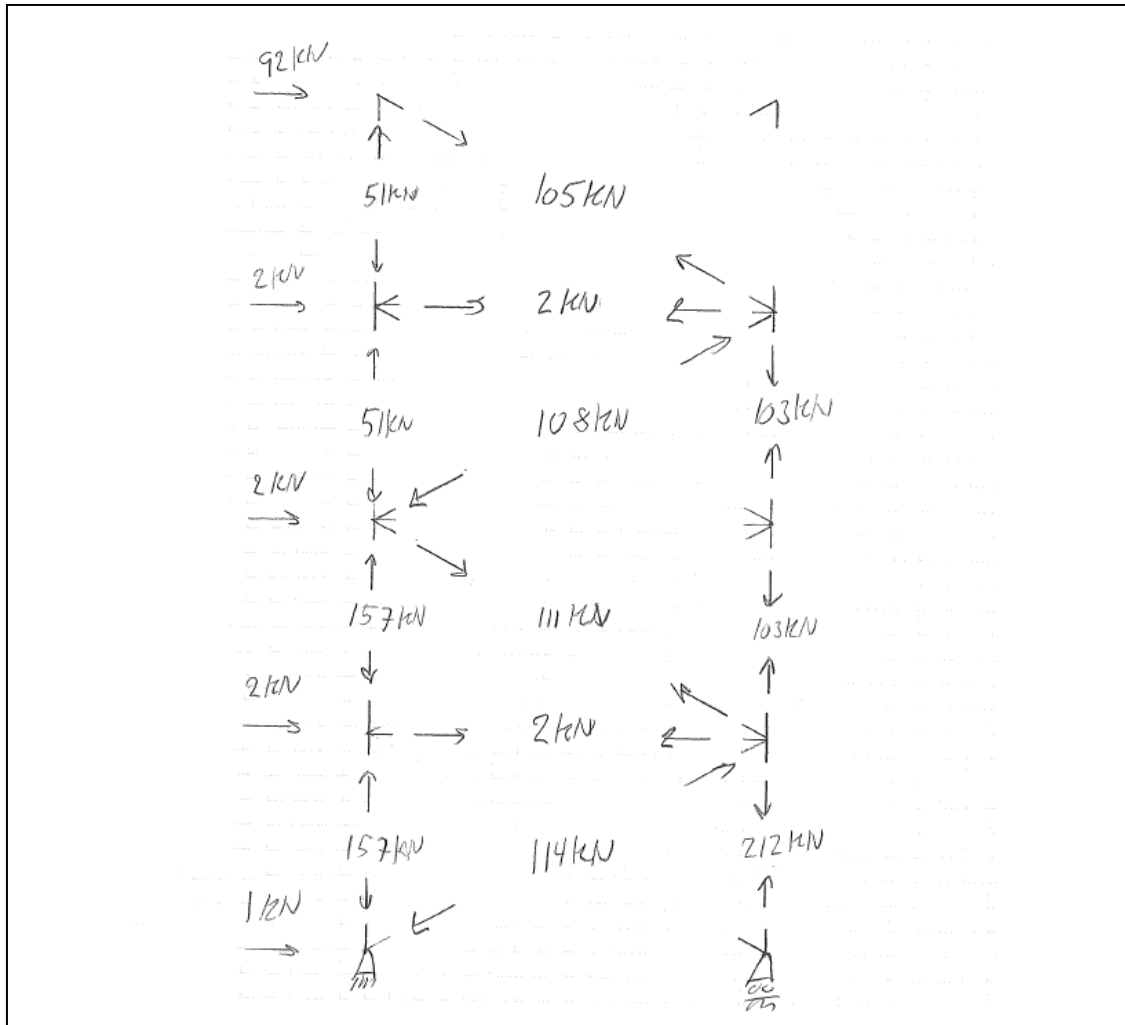
$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{L}{500} = 0,87 \cdot \frac{8600\text{mm}}{500} = 15\text{mm}$$

$$\Sigma N_{Ed} = 107\text{kN} + 185\text{kN} = 292\text{kN}$$

$$q_d = 8 \cdot \Sigma N_{Ed} \cdot \frac{e_0 \cdot \delta_q}{L^2} = 8 \cdot 292\text{kN} \cdot \frac{15\text{mm} \cdot 4\text{mm}}{(8600\text{mm})^2} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Stangkræfterne for vandret påvirkning bestemmes:



Den samlede trykpåvirkning i søjlen:

$$N_{Ed,1} = 185kN + 212kN = 397kN$$

Størst påvirkning i gitterstængerne:

$$N_{Ed,2} = 114kN$$

2.2.1 Materialedata - Gittersøjle

$L = 8600mm$ Længde af søjle

SHS 160:

$a \times a = 160 \times 160mm$ Højde og bredde af profil

$t = 10mm$ Tykkelse af profil

$A = 5,89 \cdot 10^3 mm^2$ Tværsnitsareal

$r_i = 1 \cdot t = 10mm$ Indre hjørneradius

$r_o = 1,5 \cdot t = 15mm$ Ydre hjørneradius

$i = 60,9mm$ Inertiradius

$I = 21,9 \cdot 10^6 mm^4$ Inertimoment

Styrke og stivhedstal:

$E = 210000MPa$ Elasticitetsmodul

$G = 81000MPa$ Forskydningsmodul

$f_y = 235MPa$ Flydestyrke

$f_u = 360MPa$ Brudstyrke

Sikkerheder:

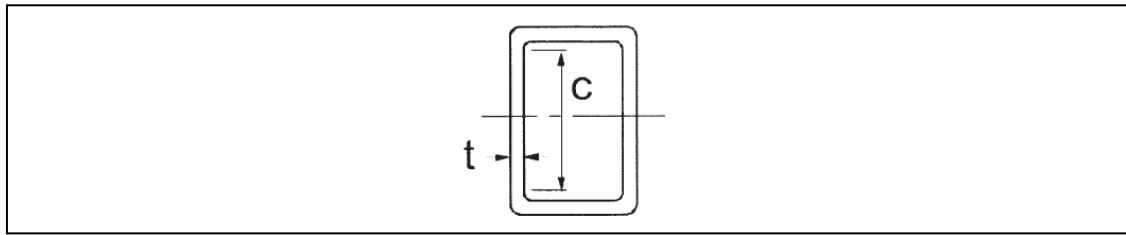
$\gamma_{M0} = 1,1$

$\gamma_{M1} = 1,2$

$\gamma_{M2} = 1,35$

2.2.2 Brudgrænsetilstand - Gittersøjle

Tværsnitsklasse



$$c = a - t \cdot 2 - r_i \cdot 2 = 160\text{mm} - 10\text{mm} \cdot 2 - 10\text{mm} \cdot 2 = 120\text{mm}$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\frac{c}{t} = \frac{120\text{mm}}{10\text{mm}} = 12 < 72 \cdot \epsilon$$

Profilen er i tværsnitsklasse 1

Dimensionering af søjle:

Effektive søjlelængde:

$$l_s = 8600\text{mm}$$

Imperfektionsfaktor:

Tværsnit		Begrænsninger	Udbøjning om akse	Søjlekurve	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Rørprofiler		varmvalsede	alle	a	a ₀
		koldformedede	alle	c	c

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

$$\alpha = 0,21$$

Relativ slankhedsforhold:

$$\lambda = \frac{\frac{l_s}{i}}{93,9 \cdot \epsilon} = \frac{\frac{8600mm}{60,9mm}}{93,9 \cdot 1,0} = 1,504$$

Søjlereduktionsfaktor:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (1,504 - 0,2) + 1,504^2) = 1,8$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,8 + \sqrt{1,8^2 - 1,504^2}} = 0,37$$

Trykbæreevne:

$$N_{Rd} = \chi \cdot \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,37 \cdot \frac{235MPa \cdot 5,89 \cdot 10^3 mm^2}{1,2} = 428kN$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{N_{Ed,1}}{N_{Rd}} = \frac{397kN}{428kN} = 0,93$$

Trykbæreevnen er OK.

2.2.3 Materialedata - Gitterstang

$$L = \frac{4000mm}{\cos(28,8^\circ)} = 4600mm \quad \text{Længde af stang}$$

SHS 90:

$$a \times a = 90 \times 90mm \quad \text{Højde og bredde af profil}$$

$$t = 6mm \quad \text{Tykkelse af profil}$$

$$A = 1,98 \cdot 10^3 mm^2 \quad \text{Tværsnitsareal}$$

$$r_i = 1 \cdot t = 6mm \quad \text{Indre hjørneradius}$$

$$r_o = 1,5 \cdot t = 9mm \quad \text{Ydre hjørneradius}$$

$$i = 34,1mm \quad \text{Inertiradius}$$

$$I = 2,3 \cdot 10^6 mm^4 \quad \text{Inertimoment}$$

Styrke og stivhedstal:

$$E = 210000MPa \quad \text{Elasticitetsmodul}$$

$$G = 81000MPa \quad \text{Forskydningsmodul}$$

$$f_y = 235MPa \quad \text{Flydestyrke}$$

$$f_u = 360MPa \quad \text{Brudstyrke}$$

Sikkerheder:

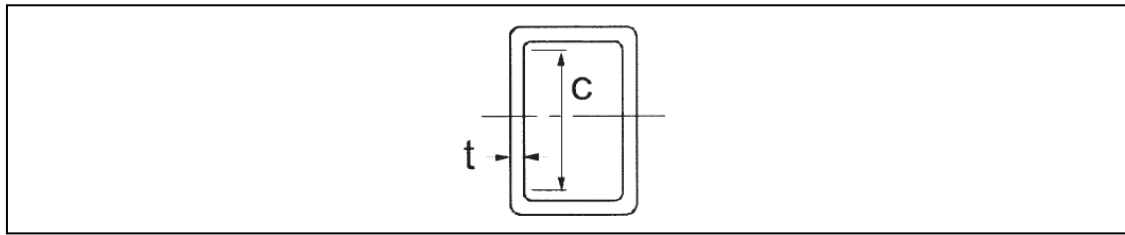
$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$\gamma_{M1} = 1,2$$

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

2.2.4 Brudgrænsetilstand - Gitterstang

Tværsnitsklasse



$$c = a - t \cdot 2 - r_i \cdot 2 = 90\text{mm} - 6\text{mm} \cdot 2 - 6\text{mm} \cdot 2 = 66\text{mm}$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\frac{c}{t} = \frac{66\text{mm}}{6\text{mm}} = 11 < 72 \cdot \epsilon$$

Profilen er i tværsnitsklasse 1

Dimensionering af gitterstang:

Effektive søjlelængde:

$$l_s = L = 4600\text{mm}$$

Imperfektionsfaktor:

Tværsnit		Begrænsninger	Udbøjning om akse	Søjlekurve	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Rørprofiler		varmvalsede	alle	a	a ₀
		koldformedede	alle	c	c

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

$$\alpha = 0,21$$

Relativ slankhedsforhold:

$$\lambda = \frac{\frac{l_s}{i}}{93,9 \cdot \epsilon} = \frac{\frac{4600mm}{34,1mm}}{93,9 \cdot 1,0} = 1,426$$

Søjlereduktionsfaktor:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (1,426 - 0,2) + 1,426^2) = 1,6$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,6 + \sqrt{1,6^2 - 1,426^2}} = 0,41$$

Trykbæreevne:

$$N_{Rd} = \chi \cdot \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,41 \cdot \frac{235MPa \cdot 1,98 \cdot 10^3 mm^2}{1,2} = 157kN$$

Udnyttelsesgrad:

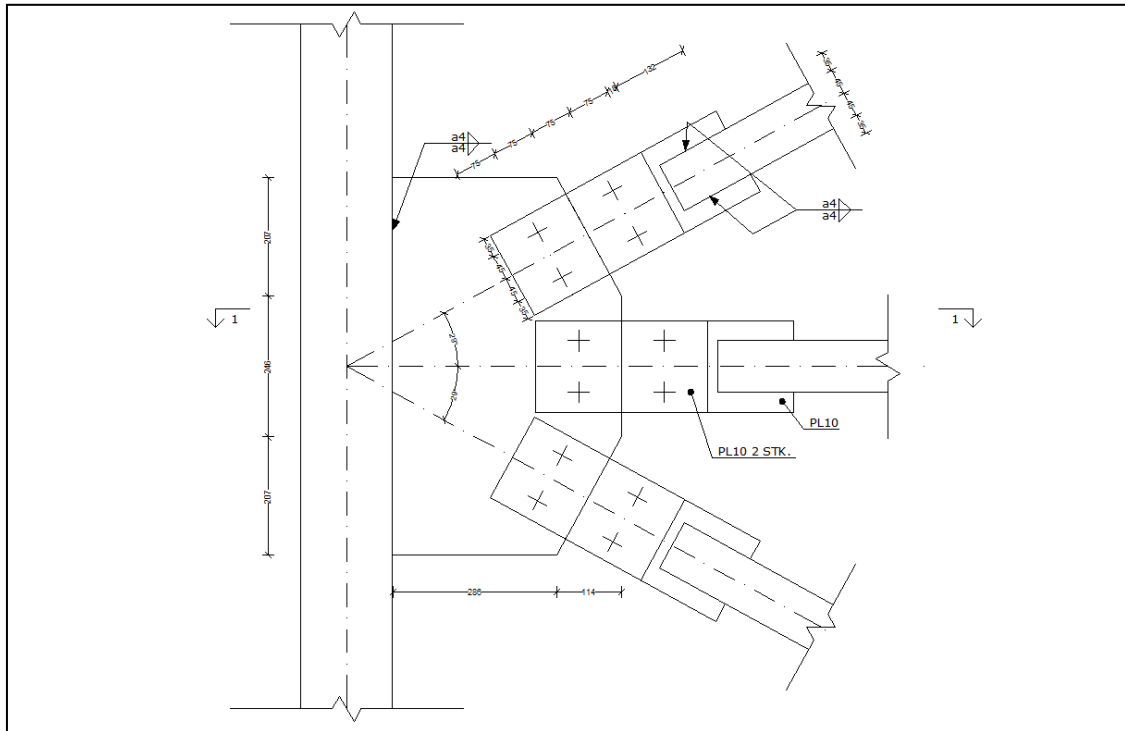
$$\frac{N_{Ed,2}}{N_{Rd}} = \frac{114kN}{157kN} = 0,72$$

Trykbæreevnen er OK.

2.2.5 Brandisolering

Gitterkonstruktionen isoleres iht. en R60 med en kritisk ståltemperatur på 450C°.

2.3 Gitterkonstruktion - Samlinger



2.3.1 Materialedata

Bolte:

8.8 M20

$$A_s = 245mm^2$$

Spændingsareal

$$d = 20mm$$

Ydre gevinddiameter

$$d_0 = d + 2mm = 22mm$$

Diameter for normalhuller

$$e = 34,6mm$$

Hjørnemål

$$s = 30mm$$

Nøglevidde

Svejsning:

Kantsøm

$$a = 4mm$$

Søm størrelse

$$\beta_w = 0,8$$

Korrelationsfaktor

Styrke og stivhedstal:

$$E = 210000MPa$$

Elasticitetsmodul

$$G = 81000MPa$$

Forskydningsmodul

$$f_y = 235MPa$$

Flydestyrke (plade)

$$f_u = 360MPa$$

Brudstyrke (plade)

$$f_{yb} = 640MPa$$

Flydestyrke (bolt)

$$f_{ub} = 800MPa$$

Brudstyrke (bolt)

Sikkerheder:

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$\gamma_{M1} = 1,2$$

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

2.3.2 Laster

Virkende laster hidrører fra gittersøjlen og gitterstangen:

Den samlede trykpåvirkning i søjlen:

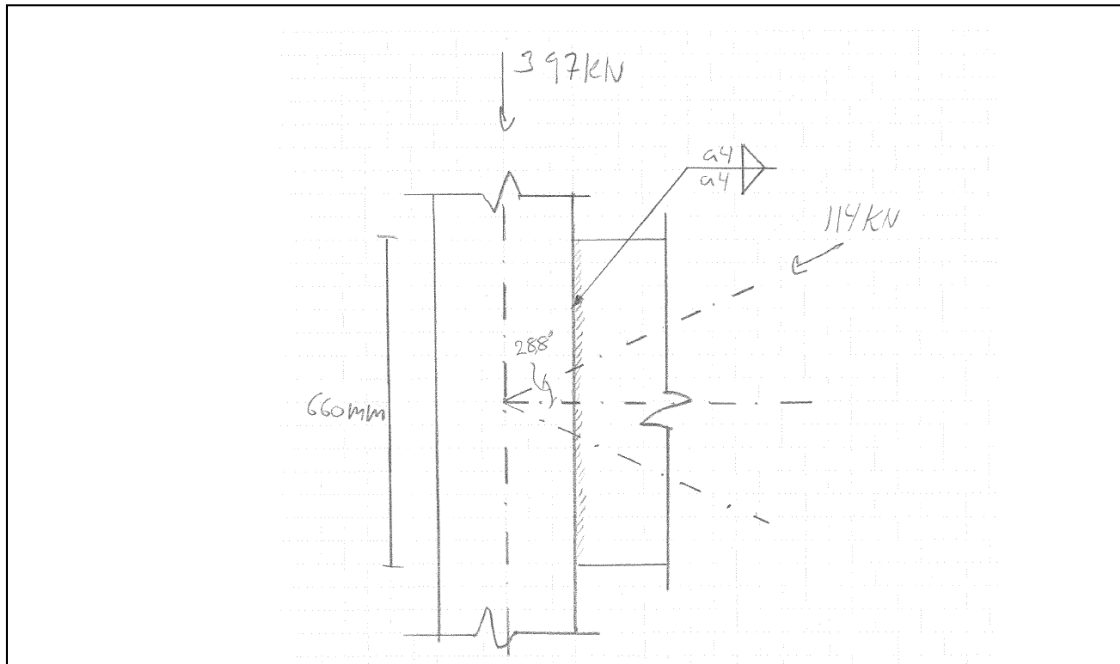
$$N_{Ed,1} = 397kN$$

Størst påvirkning i gitterstængerne:

$$N_{Ed,2} = 114kN$$

2.3.3 Brudgrænsetilstand

Svejsning mellem gittersøjle og plade:



Effektive svejselængde:

$$l_{eff} = l - 2 \cdot a = 660 \text{ mm} - 2 \cdot 4 \text{ mm} = 652 \text{ mm}$$

Krav til effektiv spænding:

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

Krav til normalspænding vinkelret på halssnittet:

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

Normal- og forskydningsspænding vinkelret på svejsning:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{N_{Ed,2} \cdot \cos(28,8^\circ)}{2 \cdot a \cdot l_{eff} \cdot \sqrt{2}} = \frac{114 \text{ kN} \cdot \cos(28,8^\circ)}{2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 652 \text{ mm} \cdot \sqrt{2}} = 14 \text{ MPa}$$

Forskydningsspænding parallelt med svejsning:

$$\tau_0 = \frac{N_{Ed,1} + N_{Ed,2} \cdot \sin(28,8^\circ)}{2 \cdot a \cdot l_{eff}} = \frac{N_{Ed,1} + 114 \text{ kN} \cdot \sin(28,8^\circ)}{2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 652 \text{ mm}} = 87 \text{ MPa}$$

Effektiv spænding:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot (\tau_{90}^2 + \tau_0^2)} = \sqrt{(14MPa)^2 + 3 \cdot ((14MPa)^2 + (87MPa)^2)} \\ = 153MPa$$

Bæreevner:

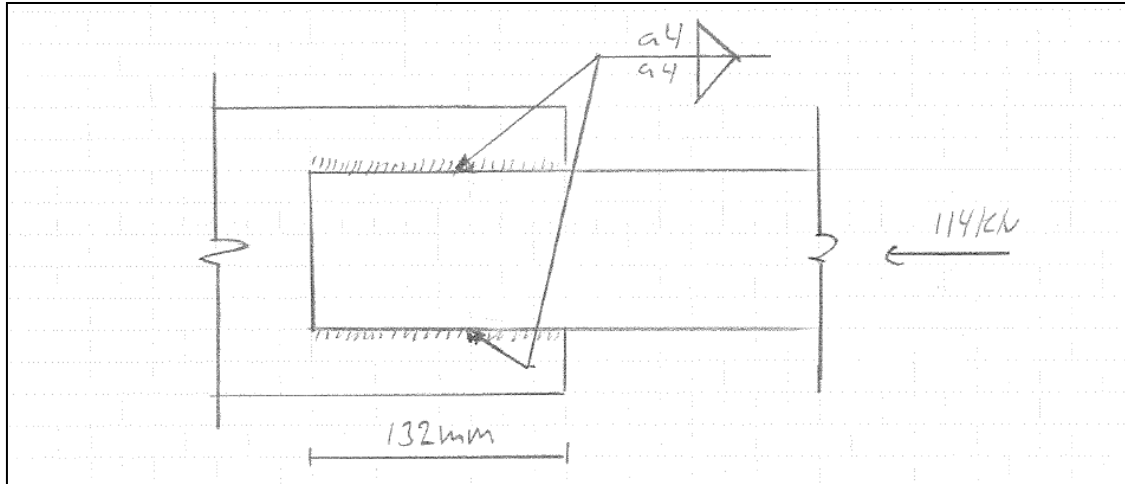
$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360MPa}{0,8 \cdot 1,35} = 333MPa$$
$$0,9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 0,9 \cdot \frac{360MPa}{1,35} = 240MPa$$

Udnyttelsesgrad

$$\frac{\sigma_{eff}}{\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}} = \frac{153MPa}{333MPa} = 0,46$$
$$\frac{\sigma_{90}}{0,9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}} = \frac{14MPa}{240MPa} = 0,06$$

Bæreevnen er OK.

Svejsning mellem gitterstang og plade:



Effektive svejselængde:

$$l_{eff} = l - 2 \cdot a = 132 \text{ mm} - 2 \cdot 4 \text{ mm} = 124 \text{ mm}$$

Krav til effektiv spænding:

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

Forskydningsspænding parallelt med svejsning:

$$\tau_0 = \frac{N_{Ed,2}}{2 \cdot a \cdot l_{eff}} = \frac{114 \text{ kN}}{2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 124 \text{ mm}} = 115 \text{ MPa}$$

Effektiv spænding:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{3 \cdot \tau_0^2} = \sqrt{3 \cdot (115 \text{ MPa})^2} = 199 \text{ MPa}$$

Bæreevne:

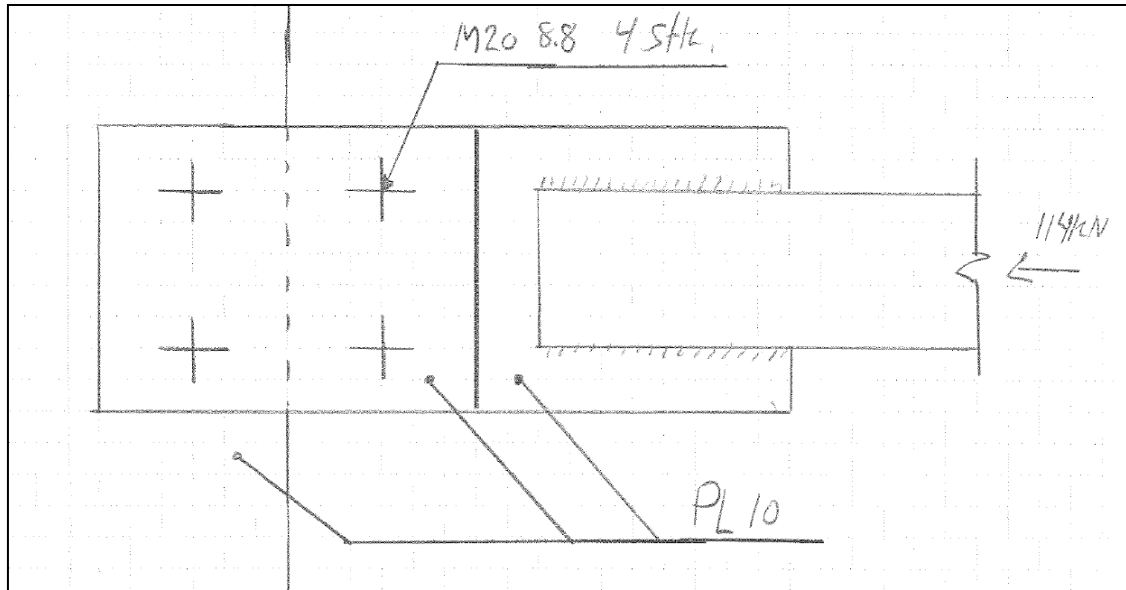
$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = \frac{360 \text{ MPa}}{0,8 \cdot 1,35} = 333 \text{ MPa}$$

Udnyttelsesgrad

$$\frac{\sigma_{eff}}{\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}} = \frac{199 \text{ MPa}}{333 \text{ MPa}} = 0,60$$

Bæreevnen er OK

Boltenes overklipningsbæreevne:



Reduktionsfaktor:

$$\alpha_v = 0,6$$

Overklipningsbæreevnen:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 245 \text{ mm}^2}{1,35} = 87 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{\frac{N_{Ed,2}}{2}}{F_{v,Rd}} = \frac{\frac{114 \text{ kN}}{2}}{87 \text{ kN}} = 0,65$$

Bæreevnen er OK.

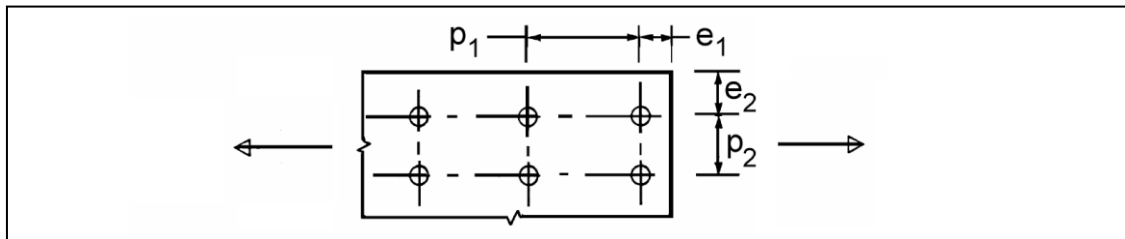
Pladens hulrandsbæreevne:

Pladens tykkelse:

$$t_{pl} = 10mm$$

Placering af huller:

Placering baseres på ønsket af en optimal mindste afstand.



$$e_1 = 75mm$$

$$e_2 = 35mm$$

$$p_1 = e_1 \cdot 2 = 150mm$$

$$p_2 = 90mm$$

Faktor vedr. hul- og kantafstand i kraftens retning:

$$\alpha_b = 1,0$$

Faktor vedr. hul- og kantafstand i kraftens tværretning:

$$k_1 = 2,5$$

Hulrandsbæreevne:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t_{pl}}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \cdot 1,0 \cdot 360MPa \cdot 20mm \cdot 10mm}{1,35} = 133kN$$

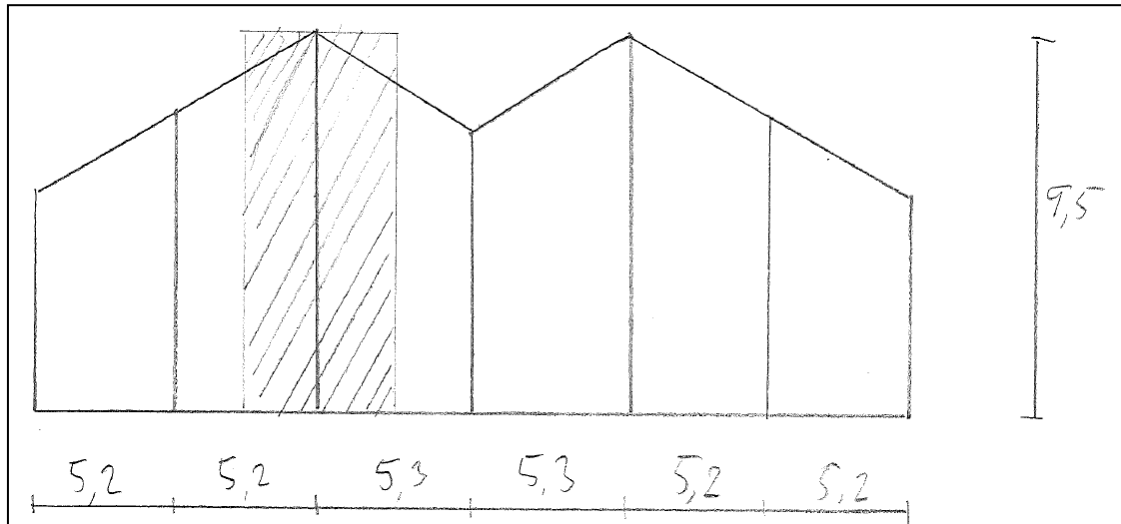
Udnyttelsesgrad:

$$\frac{N_{Ed,2}}{F_{b,Rd}} = \frac{114kN}{133kN} = 0,86$$

Bæreevnen er OK.

2.4 Gavlsøjler

Søjlen udføres som en HE260A. Den belastes af en vandret påvirkning hidrørende vinden. Søjlen udføres som simpelt understøttet.



2.4.1 Materialedata

$H = 9500mm$

Højden af søjlen

Profil HE260A:

$h = 250mm$

Højde af profil

$b = 260mm$

Bredde af profil

$d = 7,5mm$

Kropstykkelser

$t = 12,5mm$

Flangetykkelse

$r = 24mm$

Radius

$A = 8,68 \cdot 10^3 mm^2$

Tværsnitsareal

$g_p = 68,2 \frac{kg}{m}$

Egenvægt af profil pr. l. m.

$I_y = 104,5 \cdot 10^6 mm^4$

Inertimoment om y-aksen

$i_y = 110mm$

Inertiradius om y-aksen

$I_z = 36,7 \cdot 10^6 mm^4$

Inertimoment om z-aksen

$$I_v = 65 \cdot 10^3 \text{mm}^4 \quad \text{Vridningsinertimomentet}$$

$$I_w = 516 \cdot 10^9 \text{mm}^6 \quad \text{Hvælvingsinertimomentet}$$

$$W_{pl} = 920 \cdot 10^3 \text{mm}^3 \quad \text{Plastisk modstandsmoment}$$

Styrke og stivhedstal:

$$E = 210000 \text{MPa} \quad \text{Elasticitetsmodul}$$

$$G = 81000 \text{MPa} \quad \text{Forskydningsmodul}$$

$$f_y = 235 \text{MPa} \quad \text{Flydestyrke}$$

$$f_u = 360 \text{MPa} \quad \text{Brudstyrke}$$

Sikkerheder:

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

$$\gamma_{M1} = 1,2$$

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

2.4.2 Last kombination

Egenlast:

Egenlast for profil:

$$N_{Ed,p} = g_p \cdot 9,82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot H = 68,2 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9,82 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 9500 \text{mm} = 6 \text{kN}$$

Egenlast fra gavlvæg:

Lasten er iht. projektgrundlaget.

$$N_{Ed,g} = 0,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left(\frac{5200 \text{mm}}{2} + \frac{5300 \text{mm}}{2} \right) \cdot 9500 \text{mm} = 35 \text{kN}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,p} + N_{Ed,g} = 6 \text{kN} + 35 \text{kN} = 41 \text{kN}$$

Vindlast:

$$q_p(z) = 0,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Peakhastighedstryk (iht. projektgrundlag)}$$

$$C_{pe} = 0,7 \quad \text{Formfaktor for udvendig tryk (iht. projektgrundlag)}$$

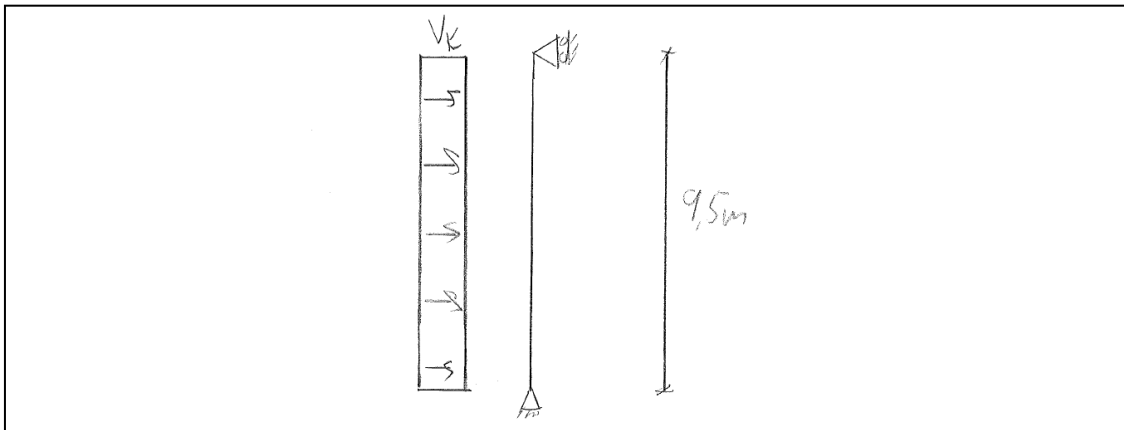
$$C_{pi} = 0,3 \quad \text{Formfaktor for indvendig sug (iht. projektgrundlag)}$$

Karakteristisk vindlast:

$$V_k = q_p(z) \cdot (C_{pe} + C_{pi}) \cdot \left(\frac{5200\text{mm}}{2} + \frac{5300\text{mm}}{2} \right) \\ = 0,89 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (0,7 + 0,3) \cdot \left(\frac{5200\text{mm}}{2} + \frac{5300\text{mm}}{2} \right) = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Regningsmæssig vindlast:

$$V_d = V_k \cdot 1,5 = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1,5 = 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



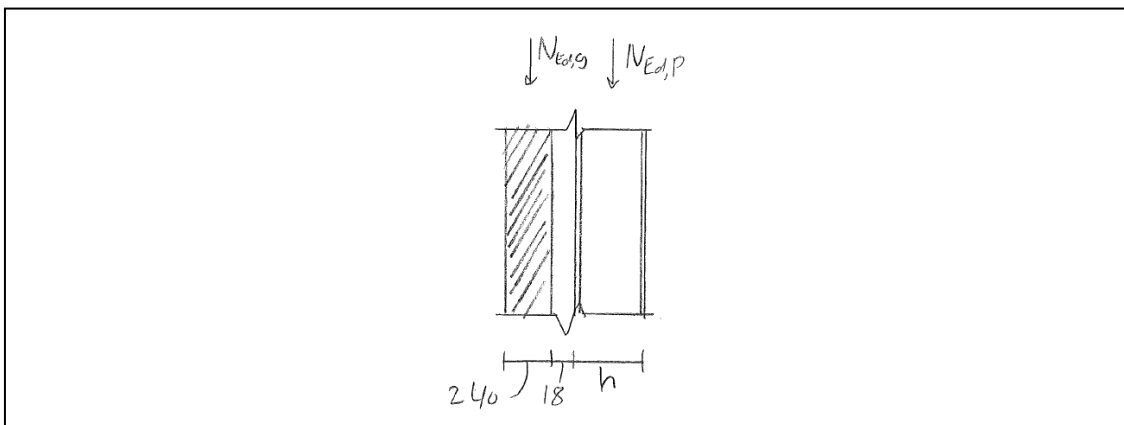
Regningsmæssig forskydning:

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot V_d \cdot H = \frac{1}{2} \cdot 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 9500\text{mm} = 38\text{kN}$$

Regningsmæssig moment hidrørende vindlasten:

$$M_{Ed,v} = \frac{1}{8} \cdot V_d \cdot H^2 = \frac{1}{8} \cdot 8 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (9500\text{mm})^2 = 90\text{kNm}$$

Regningsmæssig moment hidrørende gavlvæggen:



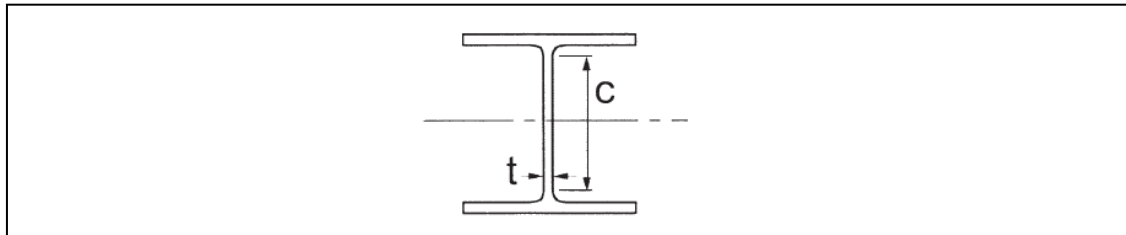
$$\begin{aligned}
 M_{Ed,g} &= N_{Ed,g} \cdot \left(\frac{240mm}{2} + 18mm + \frac{h}{2} \right) \cdot 1,5 \\
 &= 35kN \cdot \left(\frac{240mm}{2} + 18mm + \frac{230mm}{2} \right) = 9kNm
 \end{aligned}$$

Regningsmæssig moment:

$$M_{Ed} = M_{Ed,g} + M_{Ed,v} = 9kNm + 90kNm = 99kNm$$

2.4.3 Brudgrænsetilstand

Tværsnitsklasse



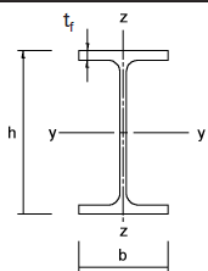
$$c = h - t \cdot 2 - r \cdot 2 = 250mm - 12,5mm \cdot 2 - 24mm \cdot 2 = 177mm$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1,0$$

$$\frac{c}{t} = \frac{177mm}{12,5mm} = 14 < 72 \cdot \epsilon$$

Profilet er i tværsnitsklasse 1

Bæreevneeftersvisning mht. stabilitetssvigt - Søjlevirkning

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	a	a_0
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	Z-Z	b	a_0
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	Y-Y	b	a
				Z-Z	c	a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	Y-Y	d	c
				Z-Z	d	c

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

$$\frac{h}{b} = \frac{250\text{mm}}{260\text{mm}} = 0,96 < 1,2$$

$$t_f = t = 12,5\text{mm} < 100\text{mm}$$

Profilen er fastholdt mod udbøjning om svag akse grundet gavlvæggen. Der er med andre ord tale om søjlekurve b.

Imperfektionsfaktor:

$$\alpha = 0,34$$

Relativ slankhedsforhold:

$$\lambda = \frac{\frac{H}{i_y}}{93,9 \cdot \epsilon} = \frac{\frac{9500\text{mm}}{110\text{mm}}}{93,9 \cdot 1,0} = 0,92$$

Søjlereduktionsfaktor:

$$\phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda - 0,2) + \lambda^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (0,92 - 0,2) + 0,92^2) = 1,0$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1,0 + \sqrt{1,0^2 - 0,92^2}} = 0,72$$

Trykbæreevne:

$$N_{Rd} = \chi \cdot \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,72 \cdot \frac{235\text{MPa} \cdot 8,68 \cdot 10^3\text{mm}^2}{1,2} = 1225\text{kN}$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{41kN}{1225kN} = 0,03$$

Trykbæreevnen er OK.

Bæreevneeftervisning mht. stabilitetssvigt - Kipning

Indgangsparameter:

$$kl = \sqrt{\frac{G \cdot I_v \cdot H^2}{E \cdot I_w}} = \sqrt{\frac{81000MPa \cdot 65 \cdot 10^3 mm^4 \cdot 9500 mm^2}{210000MPa \cdot 516 \cdot 10^9 mm^6}} = 5,96$$

Forholdet mellem momenterne er 1 da momentet i begge ender er 0.

$$\mu = 1$$

Eulerlasten bestemmes:



$$M_{cr} = m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{H^2} \cdot (h - t)$$

Iht. [SK s. 211] fastsættes m_6 hvor der interpoleres:

$$m_6 = 13,8$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= m_6 \cdot \frac{E \cdot I_z}{H^2} \cdot (h - t) \\ &= 13,8 \cdot \frac{210000MPa \cdot 36,7 \cdot 10^6 mm^4}{(9500mm)^2} \cdot (250mm - 12,5mm) \\ &= 280kNm \end{aligned}$$

Relativ slankhedsforhold:

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{920 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 235MPa}{280kNm}} = 0,879$$

Imperfektionsfaktor:

Tværsnit	Begrænsninger	Kipningskurve
Valsede I-profiler	$h/b \leq 2$ $h/b > 2$	a b

Kipningskurve	a	b	c	d
Imperfektionsfaktor, α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\frac{h}{b} = \frac{250mm}{260mm} = 0,96 < 2 \rightarrow a$$

$$\alpha_{LT} = 0,21$$

Kipningsreduktionsfaktor:

$$\begin{aligned}\phi_{LT} &= 0,5 \cdot (1 + \alpha_{LT} \cdot (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) \\ &= 0,5 \cdot (1 + 0,21 \cdot (0,879 - 0,2) + 0,879^2) = 0,96\end{aligned}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,96 + \sqrt{0,96^2 - 0,879^2}} = 0,75$$

Momentbæreevne:

$$M_{Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y \cdot W_{pl}}{\gamma_{M1}} = 0,75 \cdot \frac{235MPa \cdot 920 \cdot 10^3 mm^3}{1,2} = 135kNm$$

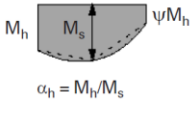
Udnyttelsesgrad:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{99kNm}{135kNm} = 0,77$$

Momentbæreevnen er OK.

Bøjnings- og trykpåvirkede stænger:

Faktor for ækvivalent, konstant moment:

Momentdiagram	Område		C _{my} og C _{mz} og C _{mLT}	
			jævnt fordelt last	punktlast
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$	$0,90 + 0,10\alpha_h$
		$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$	$0,90 - 0,10\alpha_h(1+2\psi)$

$$\alpha_h = 0$$

$$\psi = 1$$

Der er tale om en jævnt fordelt last:

$$C_{my} = 0,95 + 0,05 \cdot \alpha_h = 0,95$$

Interaktionsfaktor:

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0,04$$

$$k_{yy} = \max \left\{ \begin{array}{l} C_{my} \cdot (1 + (\lambda - 0,2)) \\ C_{my} \cdot (1 + 0,8 \cdot n_y) \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,95 \cdot (1 + (0,92 - 0,2)) \\ 0,95 \cdot (1 + 0,8 \cdot 0,04) \end{array} \right\} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,98 \\ 0,99 \end{array} \right\} = 0,99$$

Udnyttelsesgrad for moment- og trykpåvirkede stænger:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 0,04 + 0,99 \cdot 0,77 = 0,79$$

Bæreevnen er OK

2.4.4 Anvendelsesgrænsetilstand

Funktionskrav:

$$\frac{H}{200} = 48mm$$

Udbøjning:

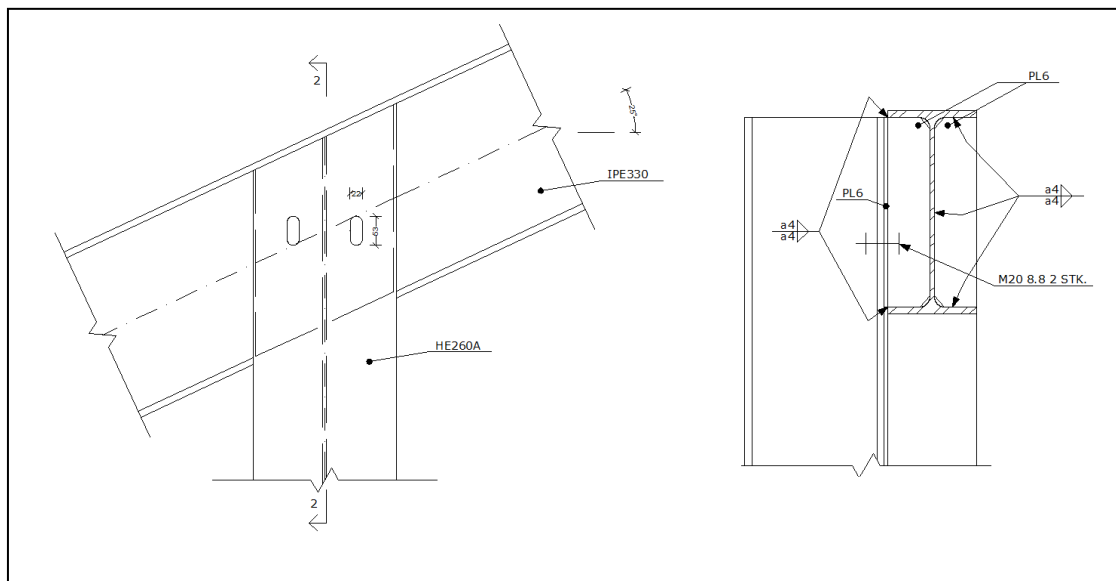
$$u = \frac{5}{384} \cdot \frac{V_k \cdot H^4}{E \cdot I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{5 \frac{kN}{m} \cdot (9500mm)^4}{210000MPa \cdot 104,5 \cdot 10^6 mm^4} = 23mm$$

Udbøjningen er OK

2.4.5 Brandisolering

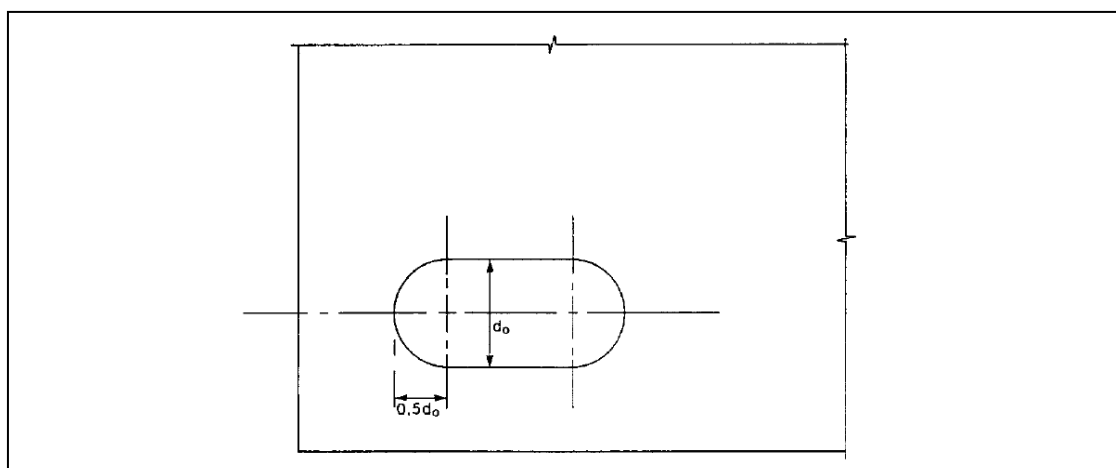
Søjlen isoleres iht. en R60 med en kritisk ståltemperatur på 450C°.

2.5 Gavlsøjler - Samlinger



2.5.1 Materialedata

Bolte:



8.8 M20

$$A_s = 245 \text{ mm}^2$$

Spændingsareal

$$d = 20 \text{ mm}$$

Ydre gevinddiameter

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

Diameter for normalhuller

$$d_1 = d + d_0 \cdot 1,5 = 50 \text{ mm}$$

Diameter for aflange huller

$$e = 34,6 \text{ mm}$$

Hjørnemål

$$s = 30 \text{ mm}$$

Nøglevidde

Svejsning:

Kantsøm:

$$a = 4 \text{ mm}$$

Søm størrelse

$$\beta_w = 0,8$$

Korrelationsfaktor

Styrke og stivhedstal:

$$E = 210000 \text{ MPa}$$

Elasticitetsmodul

$$G = 81000 \text{ MPa}$$

Forskydningsmodul

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

Flydestyrke (plade)

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

Brudstyrke (plade)

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$$

Flydestyrke (bolt)

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

Brudstyrke (bolt)

Sikkerheder:

$$\gamma_{M0} = 1,1$$

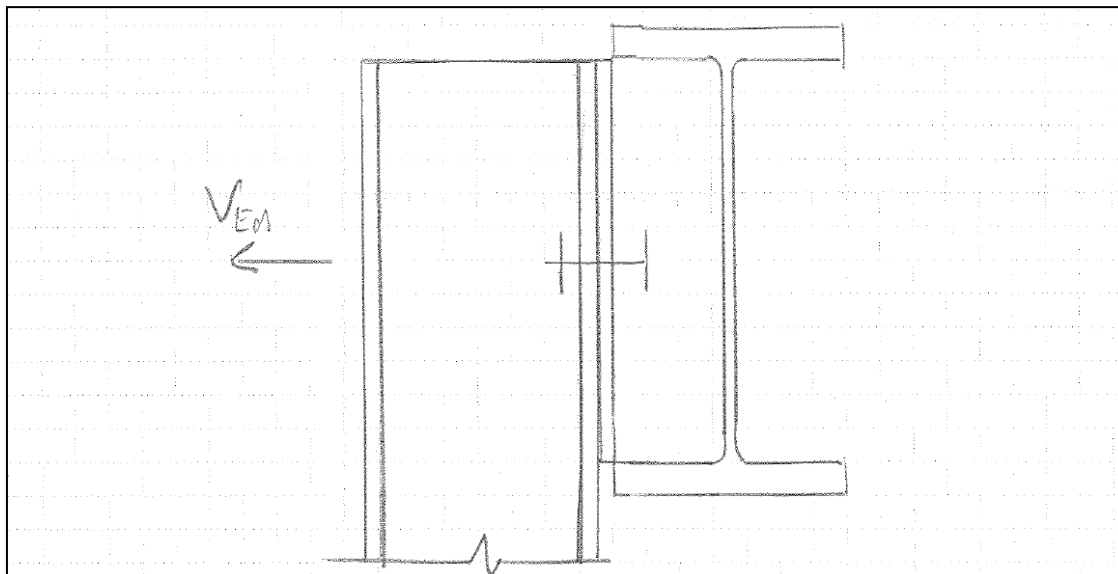
$$\gamma_{M1} = 1,2$$

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

2.5.2 Laster:

Fra afsnit 2.4.2 haves følgende kraft virkende i samlingen:

$$V_{Ed} = 38kN$$



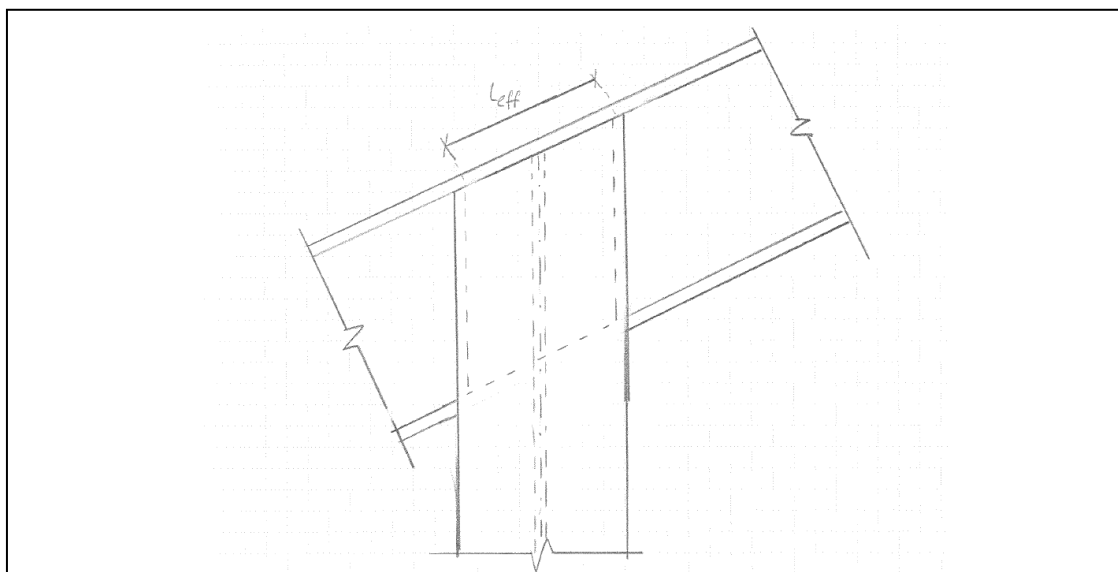
2.5.3 Brudgrænsetilstand

Svejsning:

Der vælges en plade med standardmål på 250mm.

Effektive svejselængde:

$$l_{eff} = \frac{250mm - 2 \cdot r - d}{\cos(25^\circ)} - 2 \cdot a = \frac{250mm - 2 \cdot 24mm - 7.5mm}{\cos(25^\circ)} - 2 \cdot 4mm = 207mm$$



Krav til effektiv spænding:

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

Krav til normalspænding vinkelret på halssnittet:

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

Normal- og forskydningsspænding vinkelret på svejsning:

$$\sigma_{90} = \tau_{90} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l_{eff} \cdot \sqrt{2}} = \frac{38kN}{2 \cdot 4mm \cdot 207mm \cdot \sqrt{2}} = 16MPa$$

Effektiv spænding:

$$\sigma_{eff} = \sqrt{\sigma_{90}^2 + 3 \cdot \tau_{90}^2} = \sqrt{(16MPa)^2 + 3 \cdot (16MPa)^2} = 33MPa$$

Bæreevner:

$$\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 333MPa$$

$$0,9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 240MPa$$

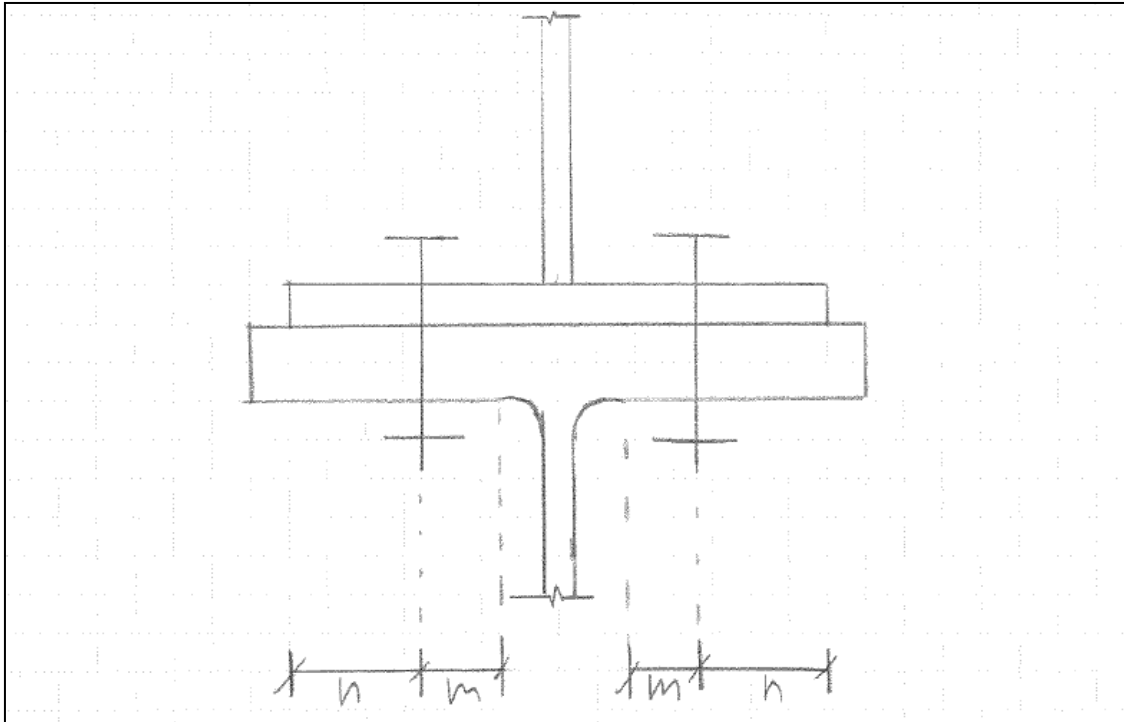
Udnyttelsesgrad

$$\frac{\sigma_{eff}}{\frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}} = \frac{33MPa}{333MPa} = 0,1$$

$$\frac{\sigma_{90}}{0,9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}} = \frac{17MPa}{240MPa} = 0,07$$

Bæreevnen er OK.

Bestemmelse af prying force:



Afstand m :

$$m = 45\text{mm}$$

Kropstykkelser af søjlen er 7,5mm med en radius på 24mm.

Afstand n :

$$n = \frac{250\text{mm}}{2} - \frac{7,5\text{mm}}{2} - 24\text{mm} - m = 52\text{mm}$$

Flydemoment:

$$m_{d,skøn} = \frac{1}{4} \cdot V_{Ed} \cdot m = \frac{1}{4} \cdot 38\text{kN} \cdot 45\text{mm} = 0,43\text{kNm}$$

Nødvendig pladetykkelse:

$$t_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot m_{d,skøn} \cdot \gamma_{M0}}{L \cdot f_y}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,43\text{kNm} \cdot 1,1}{250\text{mm} \cdot 235\text{MPa}}} = 5,7\text{mm}$$

En PL6 vælges. Faktiske brudmoment bestemmes:

$$t_{pl} = 6mm$$

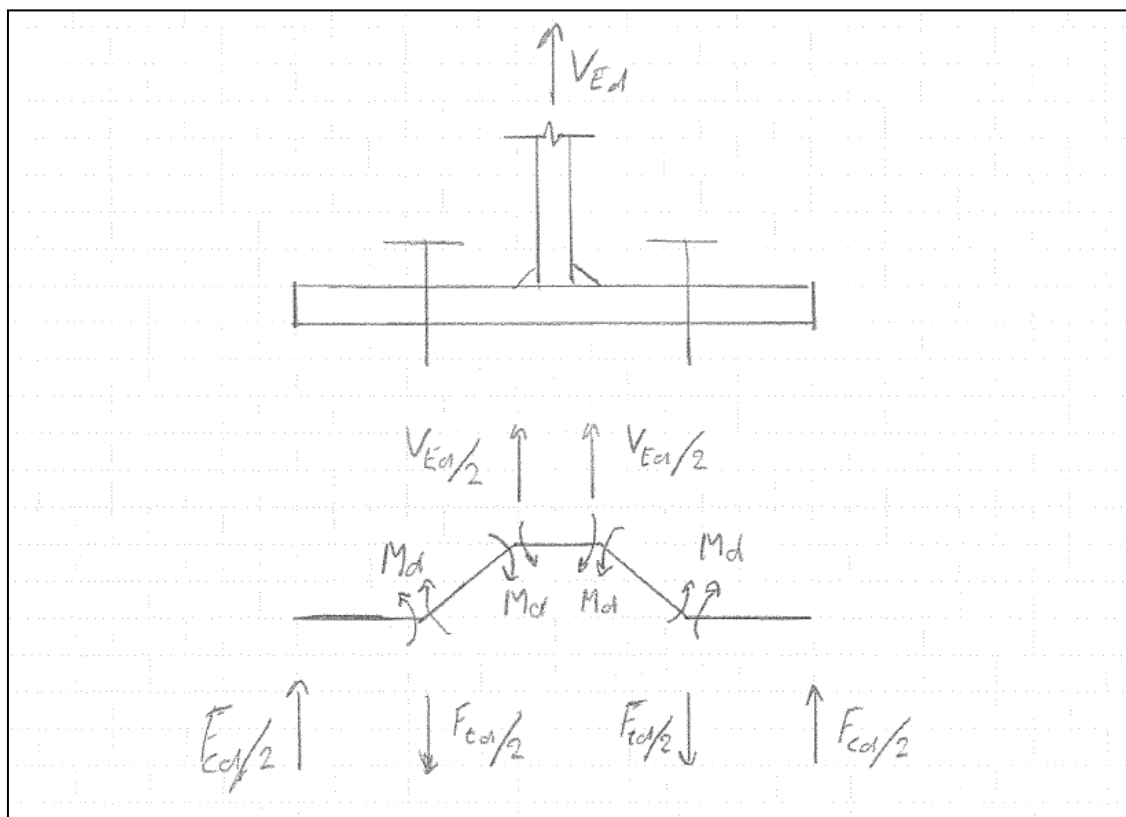
$$m_d = \frac{1}{4} \cdot L \cdot t_{pl}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1}{4} \cdot 250mm \cdot (6mm)^2 \cdot \frac{235MPa}{1,1} = 0,6kNm$$

Klemkraften:

$$F_{cd} = 2 \cdot \frac{m_d}{n} = 2 \cdot \frac{0,6kNm}{52mm} = 22kN$$

Prying force:

$$F_{td} = V_{Ed} + F_{cd} = 38kN + 22kN = 60kN$$



Samlingens brudform:

Samlingens brudformer:

Brudform 1 - Flydning i plade

$$\beta < \frac{2 \cdot \lambda}{1 + 2 \cdot \lambda}$$

Brudform 2 - Flydning i plade og bolt

$$\frac{2 \cdot \lambda}{1 + 2 \cdot \lambda} < \beta < 2$$

Brudform 3 - Flydning i bolte

$$2 < \beta$$

Undersøgelse:

$$\lambda = \frac{n}{m} = \frac{52mm}{45mm} = 1,16$$

$$\frac{2 \cdot \lambda}{1 + 2 \cdot \lambda} = 0,70$$

$$\beta = \frac{4 \cdot m_d}{m \cdot F_{td}} = \frac{4 \cdot 0,6kNm}{45mm \cdot 60kN} = 0,86$$

Der er tale om en brudform 2 -flydning i plade og bolt.

Boltens trækbæreevne:

$$k_2 = 0,9$$

Kærvfaktor

Trækbæreevne:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \cdot 800MPa \cdot 245mm^2}{1,35} = 131kN$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{F_{td}}{2 \cdot F_{t,Rd}} = \frac{60kN}{2 \cdot 131kN} = 0,23$$

Boltenes trækbæreevne er OK.

Bæreevne af et tværpladestød:

Bæreevne ved brudform 2:

$$F_{t,2,Rd} = \frac{2 \cdot M_d + n \cdot F_{td}}{m + n} = \frac{2 \cdot 0,6kNm + 52mm \cdot 60kN}{45mm + 52mm} = 82kN$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{f_{td}}{F_{t,2,Rd}} = \frac{60kN}{82kN} = 0,73$$

Gennemlokningsbæreevne:

Konservativt sættes middelværdien af hjørnemålet d_m til nøglevidden s .

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_{pl} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot 30mm \cdot 6mm \cdot 360MPa}{1,2} = 90kN$$

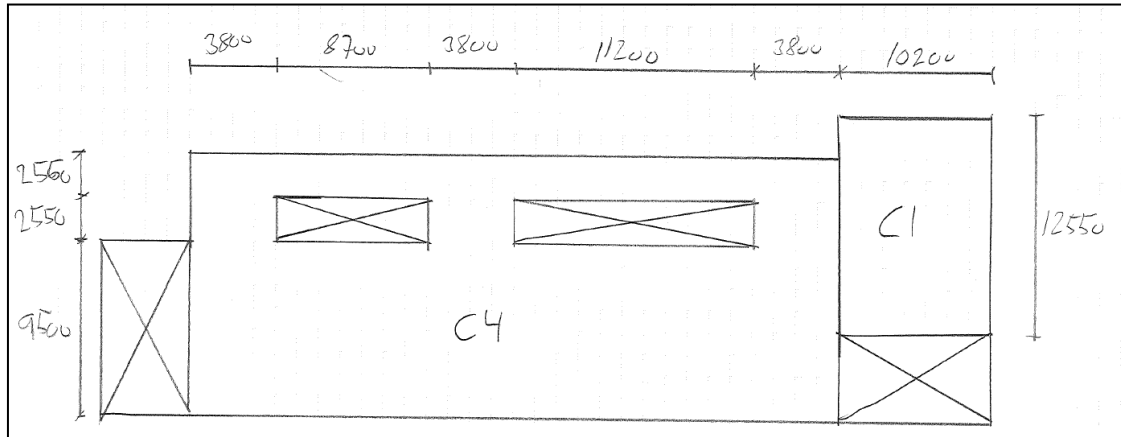
Udnyttelsesgrad:

$$\frac{F_{td}}{2 \cdot B_{p,Rd}} = \frac{60kN}{2 \cdot 90kN} = 0,33$$

2.6 Indskudt dæk - Stabilitet

2.6.1 Hovedstabilitet

Væggen optager en vandret last hidrørende masselasten og de geometriske imperfektioner. Væggene optager den vandrette last og fører den ned til fundamenterne. I afsnittet bestemmes lastfordelingen af væggene.



Figur 2.2: Illustration af det indskudte dæk med betegnelser af nyttelasten.

Laster:

$$q_{C4} = 5,0 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nyttelast kategori C4}$$

$$q_{C1} = 2,5 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nyttelast kategori C1}$$

$$G_1 = 3,71 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast huldæk 270}$$

$$G_2 = 0,3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast Overbeton}$$

Masselast:

$$A_d = 1,5\% \cdot (g_k + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{j,i})$$

hvor

$$\psi_{2,C} = 0,5 \quad \text{Lastkombinationsfaktor for kategori C}$$

Geometrisk imperfektion:

$$H_i = \theta_i \cdot (N_b - N_a) = 0,0038 \cdot (N_b - N_a)$$

hvor

$(N_b - N_a)$ Erstattes af den lodrette last, der virker på den aktuelle dækskive.

Arealet er beregnet ud fra geometrien illustreret på Figur 2.2. De vandrette påvirkninger fra masselasten og de geometriske imperfektioner ses i Tabel 2.1.

Tabel 2.1: Masselast og geometriske imperfektioner fra områderne C1 og C4 illustreret på Figur 2.2.

Område	Areal m^2	Nyttelast kN/m^2	Egenlast kN/m^2	A_d kN	H_i kN
C1	128	2,5	3,71+0,3	11	4
C4	406	5	3,71+0,3	40	14

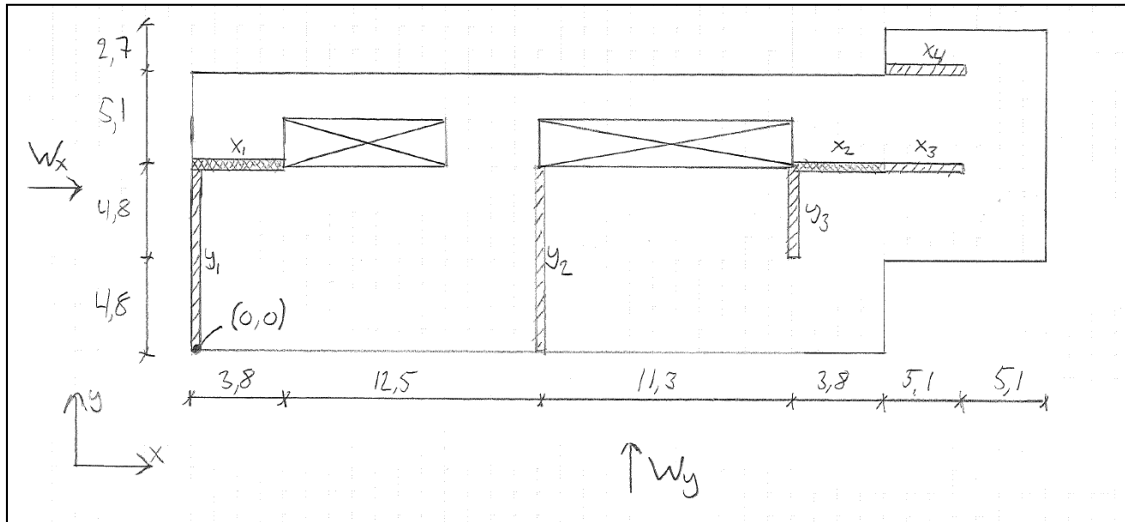
Den samlede last virkende i en retning er følgende:

$$\begin{aligned} W_x = W_y &= A_{d,C1} + A_{d,C4} + H_{i,C1} + H_{i,C4} \\ &= 11kN + 40kN + 4kN + 14kN = 69kN \end{aligned} \quad [2.1]$$

Væggenes reaktioner fastlægges ud fra Alpha metoden iht. [BE]:

Forudsætningerne for metoden er at skiven betragtes som værende uendelig stiv og at væggene kun optager last ved skivevirkning.

Masselasten og de geometriske imperfektioner virker oprigtigt i skivens tyngdepunkt. Grundet skivens geometri vælges påvirkningerne at virke i midtpunktet af dækkets totallængde og bredde. På Figur 2.3 illustreres placeringen af de bærende og stabiliserende vægge samt angivelse af origo. Heraf er væg x_1 og x_2 bærende.



Figur 2.3: Koordinatsystem for det indskudte dæk.

Reaktionerne for væg i x-retning bestemmes ved følgende udtryk:

$$R_x = \frac{\alpha_{1,x}}{\sum \alpha_{1,x}} \cdot W_x - \frac{M_{w,x}}{I_w} \cdot (y_x - y_0) \cdot \alpha_{1,x} \quad [2.2]$$

Reaktionerne for væg i y-retning bestemmes ved følgende udtryk:

$$R_y = \frac{\alpha_{1,y}}{\sum \alpha_{1,y}} \cdot W_y + \frac{M_{w,y}}{I_w} \cdot (x_y - x_0) \cdot \alpha_{1,y} \quad [2.3]$$

hvor

$\alpha_{1,x}$ og $\alpha_{1,y}$

Relative stivheder for væggene.

$M_{w,x}$ og $M_{w,y}$

Det vridende moment om rotationscenteret.

I_w

Vridningsstivheden.

y_x og x_y

Respektive koordinater for væg i hhv. x- og y-retningen.

y_0 og x_0

Koordinater til rotationscenteret

Fastlæggelse af relative stiver:

$$\alpha_1 = \alpha_0 \cdot \frac{l^2}{h^2}$$

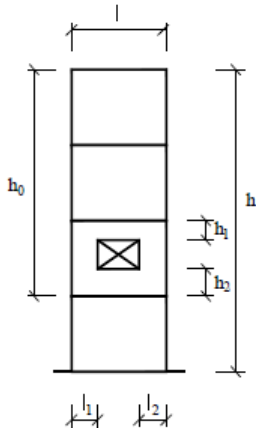
Hvor

α_0 Dimensionsløs størrelse afhængig af væggens type

l Længden af væggen

h Højden af væggen

Udtrykket samt α_0 -værdien henvises til Figur 2.4.

	a_0	α_1	α_2	α_3	
	1,0	$a_0 \frac{l^2}{h^2}$	$\frac{h_1^2 + h_2^2}{h_0^2 / 30}$	$\frac{l_1^2 + l_2^2}{h_0^2 / 30}$	
	1,5				
	2,0				
	2,0				
	Ikke-bærende væg Bærende væg				

Skemaets angivelser er kun skønsmæssige, og størrelserne er valgt for at undgå helt urimelige reaktionsfordelinger. I visse tilfælde vil det være formålstjntligt at vælge andre parameterværdier

Figur 2.4: Skønnede værdier for relative stivheder.

Fastlæggelse af rotationscenter:

$$x_0 = \frac{\sum \alpha_{1,y} \cdot x_y}{\sum \alpha_{1,y}}$$

$$y_0 = \frac{\sum \alpha_{1,x} \cdot y_x}{\sum \alpha_{1,x}}$$

Fastlæggelse af vridningsstivheden:

$$I_w = \sum \alpha_{1,x} \cdot (y_x - y_0)^2 + \sum \alpha_{1,y} \cdot (x_y - x_0)^2$$

Fastlæggelse af det vridende moment:

$$M_{w,x} = W_x \cdot e_y$$

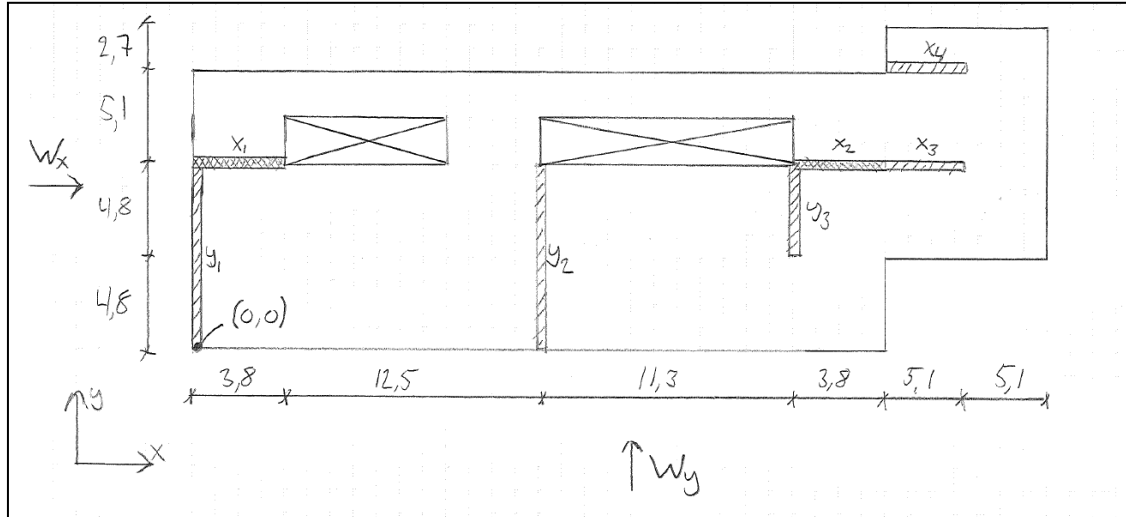
$$M_{w,y} = W_y \cdot e_x$$

hvor

e_y og e_x

Excentriciteten af lasterne til rotationscenteret.

De relative stivheder opgøres:



Væg	Længde l m	højde h m	α_0	Koordinater		α_1
				x	y	
x_1	3,8	2,8	2	1,9	9,5	3,7
x_2	3,8	2,8	2	29,5	9,5	3,7
x_3	5,1	2,8	1	34,0	9,5	3,3
x_4	5,1	2,8	1	34,0	14,6	3,3

y_1	9,5	2,8	1	0,0	4,8	11,5
y_2	9,5	2,8	1	16,3	4,8	11,5
y_3	4,8	2,8	1	27,6	7,2	2,9

Rotationscenter:

$$x_0 = \frac{\sum \alpha_{1,y} \cdot x_y}{\sum \alpha_{1,y}} = \frac{268,7}{26,0} = 10,4$$

$$y_0 = \frac{\sum \alpha_{1,x} \cdot y_x}{\sum \alpha_{1,x}} = \frac{149,9}{14,0} = 10,7$$

Vridningsstivhed:

$$I_w = \sum \alpha_{1,x} \cdot (y_x - y_0)^2 + \sum \alpha_{1,y} \cdot (x_y - x_0)^2 = 65,9 + 2515,1 = 2581$$

Det vridende moment:

Excentriciteterne fastlægges:

$$e_y = y_0 - \frac{(4,8 + 4,8 + 5,1 + 2,7)m}{2} = 10,7 - 8,7 = 2m$$

$$e_x = \frac{(3,8 + 12,5 + 11,3 + 3,8 + 5,1 + 5,1)m}{2} - x_0 = 20,8 - 10,4 = 10,4m$$

Det vridende moment:

$$M_{w,x} = W_x \cdot e_y = 69kN \cdot 2m = 138kNm$$

$$M_{w,y} = W_y \cdot e_x = 69kN \cdot 10,4m = 718kNm$$

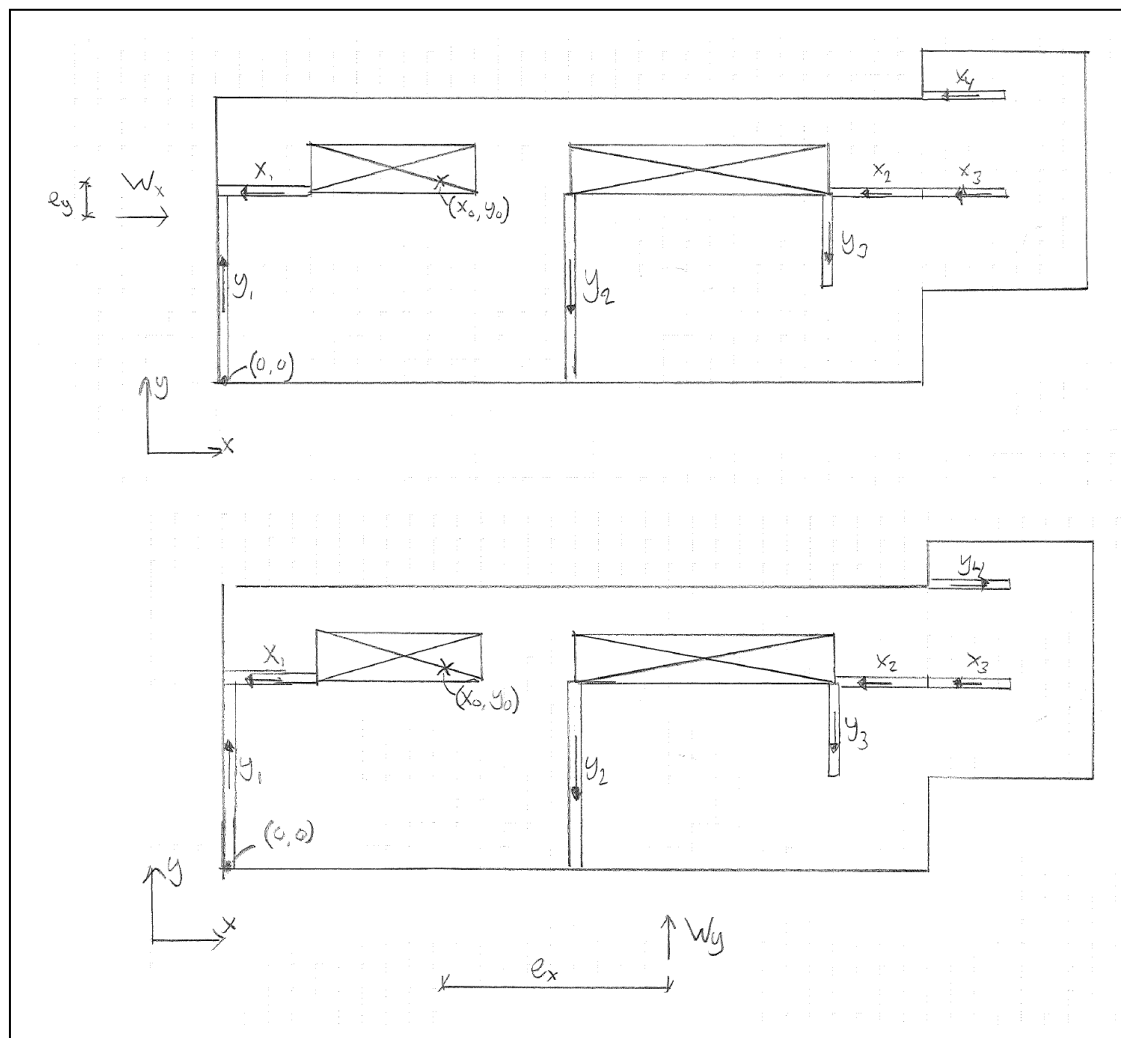
Reaktioner

Reaktionerne er fastsat efter [2.2] og [2.3] og opgjort i Tabel 2.2. Retningen de virker kan ses på Figur 2.5.

Tabel 2.2: Væggens reaktioner.

Væg	Påvirkning fra W_x	Påvirkning fra W_y
	R_x	R_y
x_1	19	2
x_2	19	2
x_3	17	2
x_4	16	4

y_1	7	3
y_2	4	50
y_3	3	22



Figur 2.5: Illustration af lastfordelingen

2.6.2 Stabilitetsundersøgelse

Væggene er fastsat med en tykkelse på $t = 180\text{mm}$. Egenlasten for væggen er iht. projektgrundlaget hvilket er følgende:

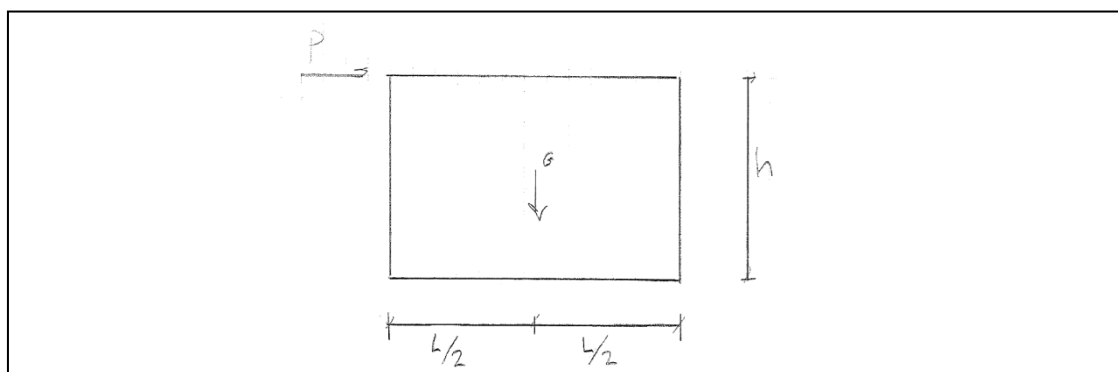
$$G_{væg} = 4,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Beton væg 180}$$

Alle vægge udføres med en højde $h = 2,8\text{m}$

Påvirkningerne er iht. værste belastning jf. Tabel 2.2. Væggene påvirkes ligeledes af en masselast hvilket bestemmes ved følgende udtryk:

$$P_{væg} = 1,5\% \cdot (G_{væg} \cdot L \cdot h)$$

Væltning



Ved væltning undersøges hvorvidt væggen har et stabiliserende moment større end det væltende.

$$M_{vælt} \leq M_{stab}$$

hvor

$$M_{vælt} = P \cdot h + P_{væg} \cdot h/2$$

Det væltende moment

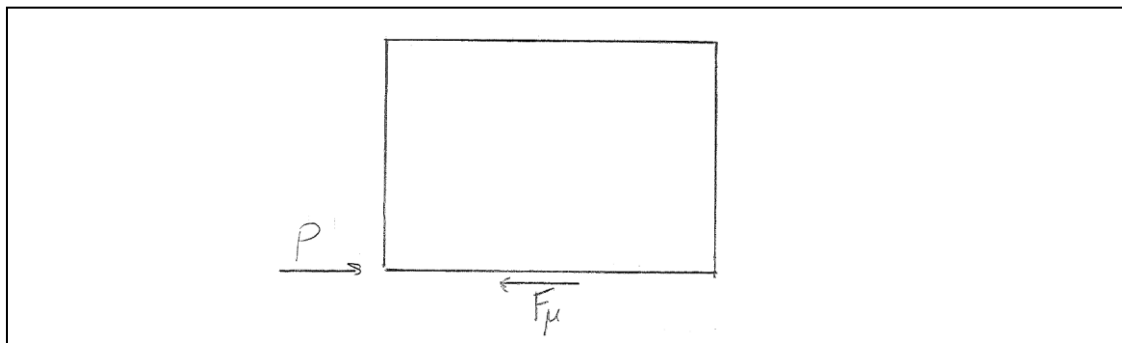
$$M_{stab} = (G_{væg} \cdot L \cdot h) \cdot \frac{1}{2} \cdot L$$

Det stabiliserende moment

Væg	Længde L (m)	Last fra dæk P (kN)	Last fra væg $G_{væg}$ (kN)	Væltende moment $M_{vælt}$ (kNm)	Stabiliserende moment M_{stab} (kNm)	Udnyttelsesgrad
x_1	3,8	19	0,7	54	87	0,62
x_2	3,8	19	0,7	54	87	0,62
x_3	5,1	17	0,9	49	157	0,31
x_4	5,1	16	0,9	46	157	0,29

Væg	Længde L (m)	Last fra dæk P (kN)	Last fra væg $P_{væg}$ (kN)	Væltende moment $M_{vælt}$ (kNm)	Stabiliserende moment M_{stab} (kNm)	Udnyttelses- grad
y_1	9,5	7	1,7	22	543	0,04
y_2	9,5	50	1,7	143	543	0,26
y_3	4,8	22	0,9	63	139	0,45

Glidning



Ved glidning undersøges hvorvidt friktionskraften er større end den vandrette påvirkning.

$$P + P_{væg} \leq F_{\mu}$$

hvor

$$F_{\mu} = (G_{væg} \cdot L \cdot h) \cdot \mu$$

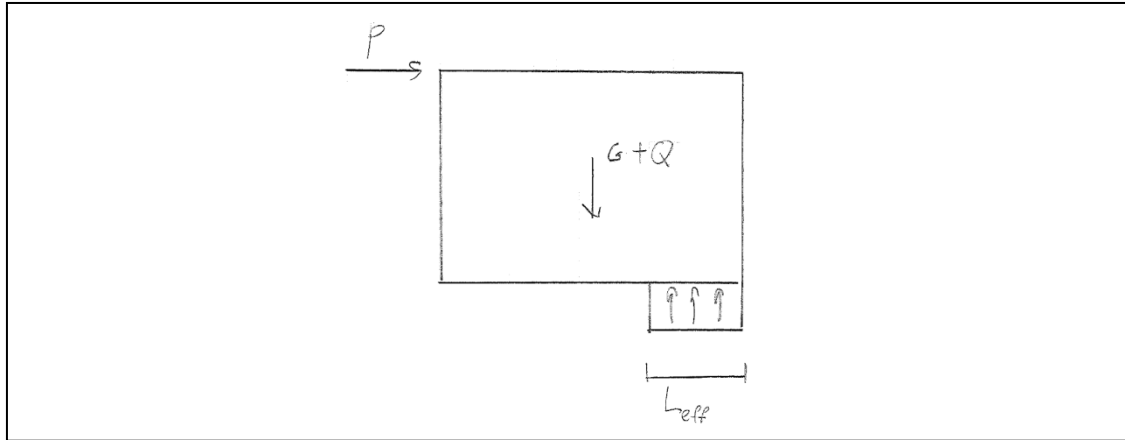
$$\mu = 0,5$$

Friktionskraften fra væggen

Friktionskoefficienten som forudsættes glat grundet antagelsen at væggene støbes mod stål- eller glat træform [BK s. 240].

Væg	Længde L (m)	Last P (kN)	Last fra væg $P_{væg}$ (kN)	F_{μ} (kN)	Udnyttelsesgrad
x_1	3,8	19	0,7	23	0,86
x_2	3,8	19	0,7	23	0,86
x_3	5,1	17	0,9	31	0,58
x_4	5,1	16	0,9	31	0,55
y_1	9,5	7	1,7	57	0,15
y_2	9,5	50	1,7	57	0,90
y_3	4,8	22	0,9	29	0,79

Knusning



Ved knusning undersøges hvorvidt betonstyrken i væggen er større end den samlede påvirkning hidrørende de lodrette og vandrette laster.

$$\sigma \leq f_{cd}$$

hvor

$$\sigma = \frac{G_{væg} \cdot L \cdot h + Q_{C4} \cdot L}{L_{eff} \cdot t} + \frac{P \cdot h}{L \cdot L_{eff} \cdot t}$$

$$L_{eff} = 2 \cdot \frac{M_{stab} - M_{vælt}}{G_{væg} \cdot L \cdot h + Q_{C4} \cdot L}$$

Værdierne for den regningsmæssige trykstyrke af betonelementer er angivet i grundlaget:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{12 MPa}{1,40 \cdot 0,95} = 9,0 MPa$$

Væggene x_1 og x_2 er bærende vægge hvorfor en nyttelast kan optræde og bidrage til knusningen. Begge dæk optager en nyttelast kategori C4:

$$q_{C4} = 5,0 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelast kategori C4

Linjelasten for de to vægge opgøres:

$$Q_{C4} = q_{C4} \cdot \frac{1}{2} \cdot (D_{s,1} + D_{s,2}) = 31 \frac{kN}{m}$$

hvor

$$D_{s,1} = 2,6m$$

Dæk spændet på den ene side af bjælken

$$D_{s,2} = 9,5m$$

Dæk spændet på den anden side af bjælken

Væg	Længde	Last	Udnyttelsesgrad			
	L (m)	P (kN)	L_{eff} (m)	Q_{C4} $\left(\frac{kN}{m}\right)$	σ (MPa)	
x_1	3,8	19	0,4	31	2,5	0,27
x_2	3,8	19	0,4	31	2,5	0,27
x_3	5,1	17	3,5	-	0,1	0,01
x_4	5,1	16	3,6	-	0,1	0,01
y_1	9,5	7	9,1	-	0,07	0,01
y_2	9,5	50	7,0	-	0,1	0,01
y_3	4,8	22	2,6	-	0,1	0,02

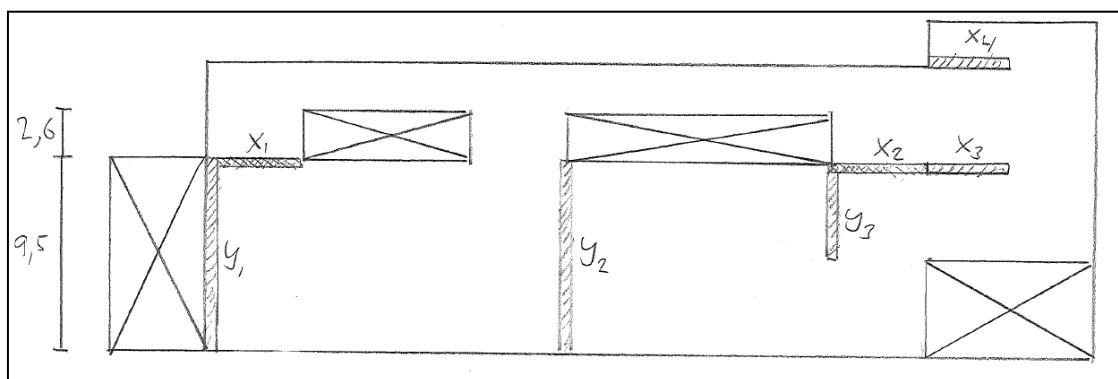
2.7 Indskudt dæk - Robusthed

For at sikre en robust funktion i det indskudte dæk dimensioneres dækket med en vandret belastning som et minimum af robusthedskravet. Robusthed opgøres iht. projektgrundlaget.

Iht. projektgrundlaget er styrken på fugebetonen følgende:

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

2.7.1 Periferi-trækforbindelser



Figur 2.6: Illustration af dækket med vægge.

Tværvæggen der bidrager til størst belastning er x_1 illustreret på Figur 2.6.

$$F_r = \max \left\{ q_1 \cdot l \right. = \max \left\{ 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 9,5\text{m} = \max \left\{ 72\text{kN} \right. \right. \\ \left. \left. 40\text{kN} \right. \right. = 72\text{kN}$$

hvor

$$q_1 = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den nødvendige randarmering bestemmes:

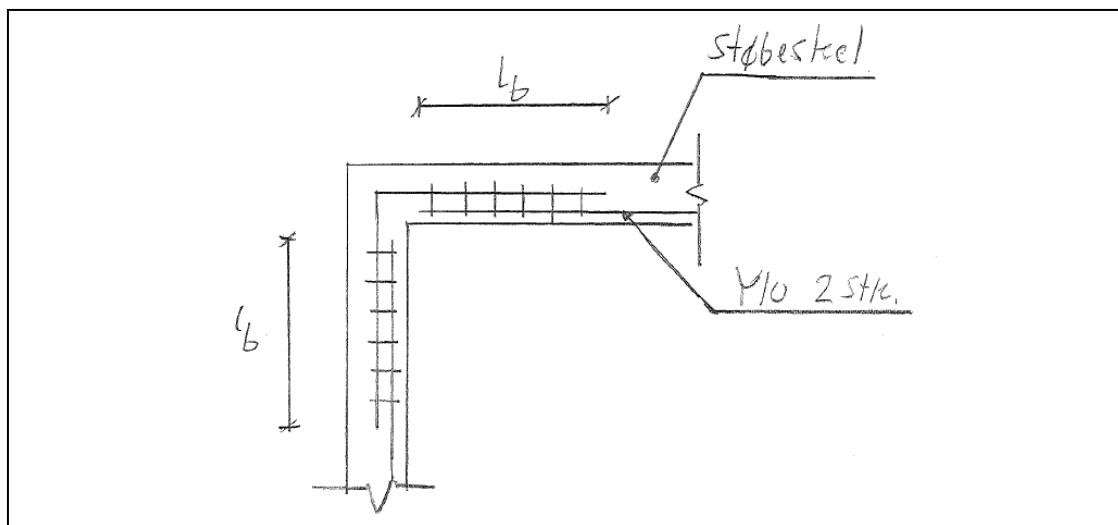
$$A_{s,r} = \frac{F_r}{F_{yk}} = \frac{72\text{kN}}{550\text{MPa}} = 131\text{mm}^2$$

Der vælges 2 stk. Y10 armering svarende til et areal på 157mm^2 .

Ved hjørnerne etableres stødjern med samme profilstørrelse. Forankringslængden for periferi-trækforbindelserne bestemmes:

$$l_b = \phi \cdot 35 = 10\text{mm} \cdot 30 = 350\text{mm}$$

Eks. på trækforbindelsen er illustreret på Figur 2.7.



Figur 2.7: Eksempel af en periferitrækforbindelse med stødarmering.

2.7.2 Interne trækforbindelser

For den interne trækforbindelse vælges scenariet der bidrager til den størst krævede armering. Spændvidderne af dækfelterne der bidrager til den største kraft er illustreret på Figur 2.6.

$$F_i = \max \left\{ \begin{array}{l} q \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} \\ 40kN \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 15 \frac{kN}{m} \cdot \frac{9,5m + 2,6m}{2} \\ 40kN \end{array} \right. = \max \left\{ \begin{array}{l} 91kN \\ 40kN \end{array} \right. = 91kN$$

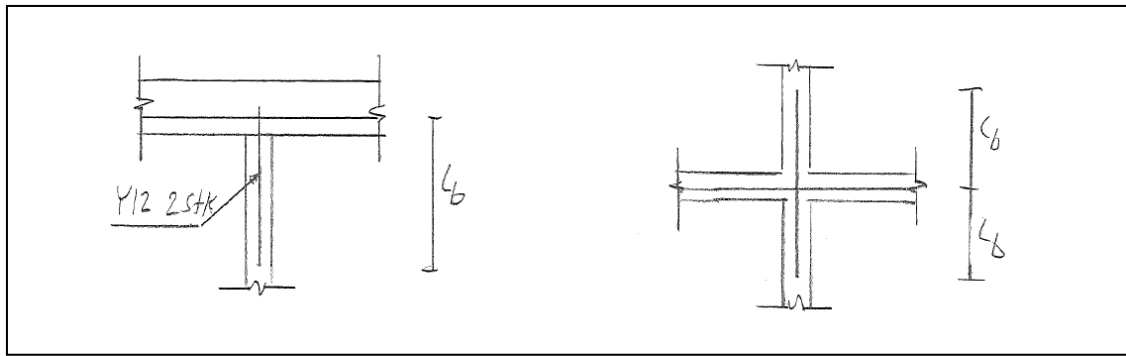
$$A_{s,i} = \frac{F_i}{F_{yk}} = \frac{91kN}{550MPa} = 166mm^2$$

Der vælges 2 stk. Y12 armering svarende til et areal på $226mm^2$.

Forankringslængen for de interne trækforbindelser bestemmes:

$$l_b = \phi \cdot 35 = 12mm \cdot 35 = 420mm$$

Eks. på trækforbindelsen er illustreret på Figur 2.8.



Figur 2.8: Eksempel på interne trækforbindelser.

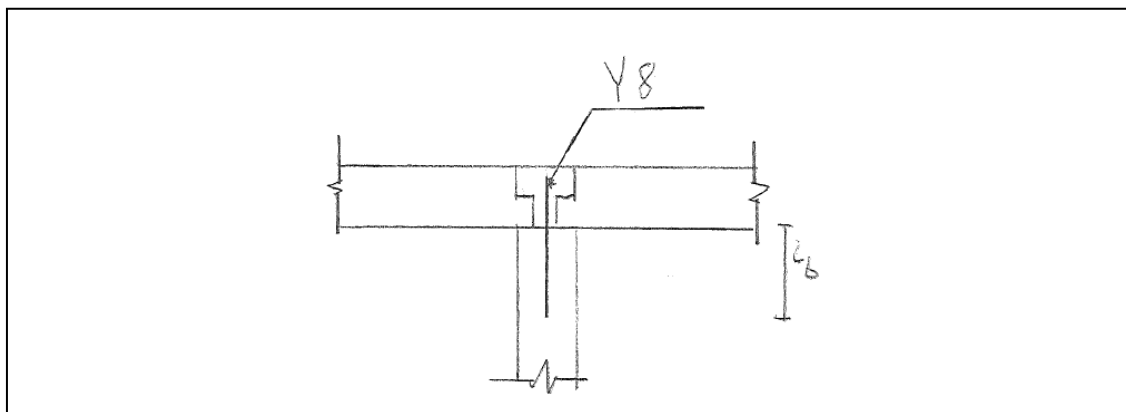
2.7.3 Vandrette trækforbindelser til søjler og/eller vægge

For vægge: $F_v = 15 \text{ kN/m}$

Eks. på trækforbindelsen er illustreret på Figur 2.9.

For søjler: $F_v = 80 \text{ kN}$

Eftervisningen for en vandret trækforbindelses beskrives i afsnit 2.12.

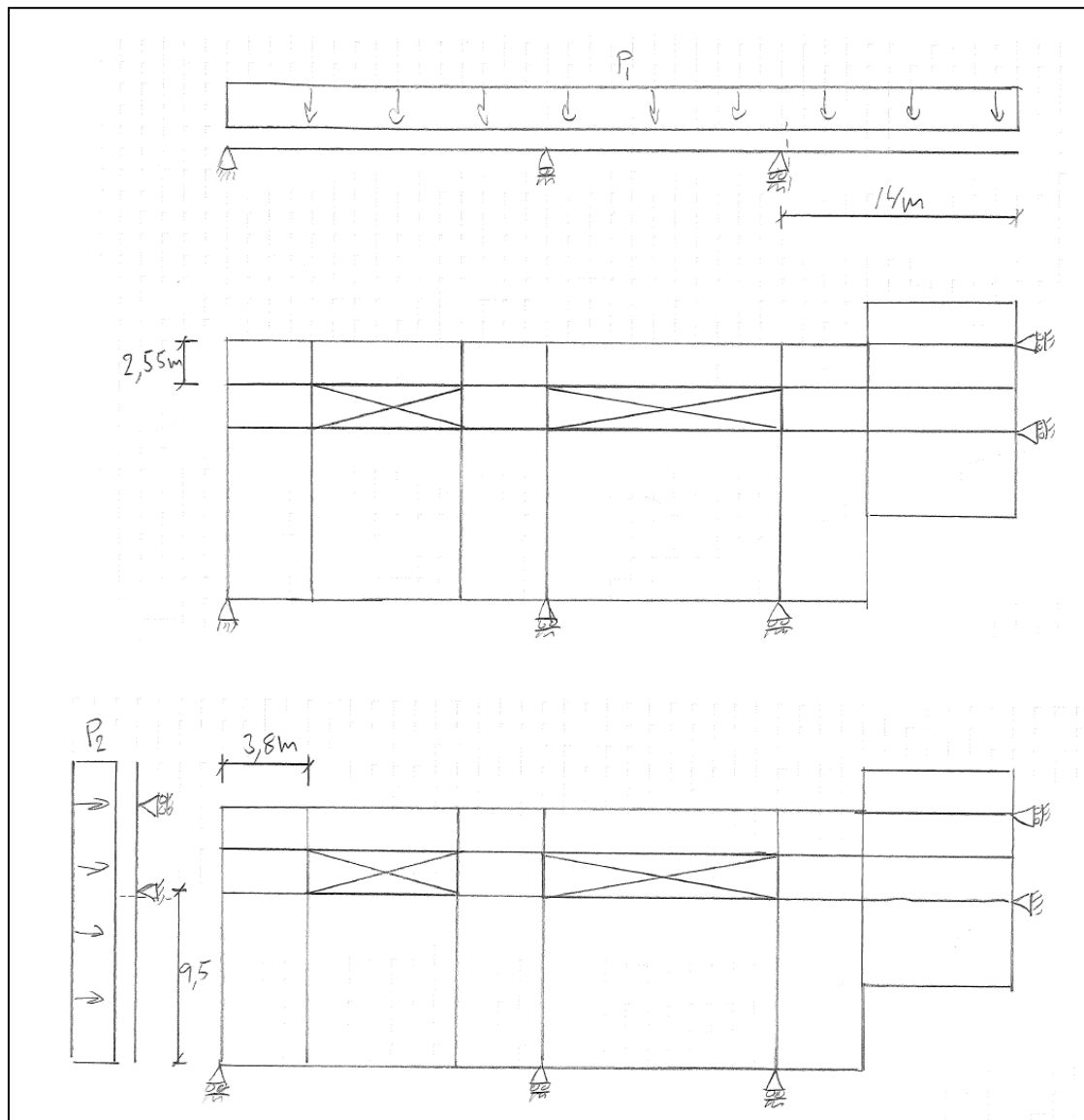


Figur 2.9: Eksempel på en vandret trækforbindelse for en væg.

2.8 Indskudt dæk - Stringerarmering

Stringer armeringen bestemmes vha. bjælke modellen jf. [BB s. 249]. Der etableres armering i linjerne som vist på Figur 2.10. Konservativ fordeles lasten ud på hele skiven hvorefter den maksimale moment bestemmes. Det kan konstateres at maks momentet optræder ved de udkragede fag.

For at sikre en sammenhængende funktion i dækkene etableres sideforankring mellem område C1 og C4 jf. Figur 2.2.



Figur 2.10: Placering af stringer armering med angivelse af udkravede fag på hhv. 14m og 9,5m.

Lasterne bestemmes:

$$P = 69kN$$

Punktlasten P er fastsat i [2.1].

Den totale længde af skiven er 41,6m. P_1 bestemmes:

$$P_1 = \frac{P}{L} = \frac{69kN}{41,6m} = 1,7 \frac{kN}{m}$$

Den totale bredde af skiven er 17,4m. P_2 bestemmes:

$$P_2 = \frac{P}{B} = \frac{69kN}{17,4m} = 4 \frac{kN}{m}$$

Maks momenterne bestemmes:

$$M_1 = \frac{1}{2} \cdot P_1 \cdot (14m)^2 = 167kNm$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \cdot P_2 \cdot (9,5m)^2 = 181kNm$$

Nødvendig armeringsareal:

Det nødvendige armeringsareal bestemmes ved følgende udtryk:

$$A_s = \frac{M}{0,8 \cdot b} \cdot \frac{1}{f_{yd}}$$

hvor

b

bjælkehøjde

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{550MPa}{1,2} = 458MPa$$

Regningsmæssig flydestyrke for armering

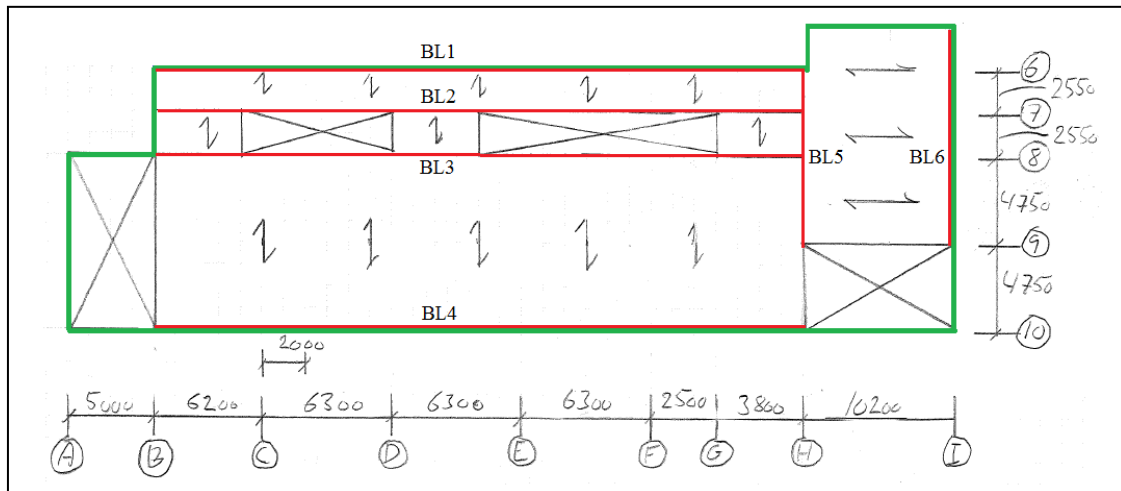
Bjælkehøjden vælges ved tilfældet der kræver størst armeringsareal.

$$A_{s,1} = \frac{M_1}{0,8 \cdot b} \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \frac{167kNm}{0,8 \cdot 2,55m} \cdot \frac{1}{458MPa} = 179mm^2$$

$$A_{s,2} = \frac{M_2}{0,8 \cdot b} \cdot \frac{1}{f_{yd}} = \frac{181kNm}{0,8 \cdot 3,8m} \cdot \frac{1}{458MPa} = 130mm^2$$

Der vælges en armering Y12 svarende til et areal på $226mm^2$. Armeringen vælges generelt i fugerne hvor stringer armeringen placeres.

2.9 Indskudt dæk - Lodret lastnedføring



Følgende belastninger forekommer:

$G_1 = 3,71 \text{ kN/m}^2$	Huldæk 270
$G_2 = 0,3 \text{ kN/m}^2$	Overbeton
$q_{C4} = 5,0 \text{ kN/m}^2$	Nyttelast kategori C4
$q_{C1} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	Nyttelast kategori C1

BL1

Bærelinjens samlede længde:

$$L_{BL1} = (6,2 + 6,3 + 6,3 + 6,3 + 2,5 + 3,8) \text{ m} = 31,4 \text{ m}$$

Belastning er hidrørende den enkeltspændte plade mellem modullinje 6-7. Den karakteristiske linjelast virkende på bærelinjen er følgende:

$$G_{BL1} = \frac{1}{2} \cdot G_1 \cdot 2,55 \text{ m} + \frac{1}{2} \cdot G_2 \cdot 2,55 \text{ m} = 5,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{BL1} = \frac{1}{2} \cdot q_{C4} \cdot 2,55 \text{ m} = 6,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

BL2

Bærelinjens samlede længde:

$$L_{BL2} = (6,2 + 6,3 + 6,3 + 6,3 + 2,5 + 3,8)m = 31,4m$$

Belastning er hidrørende den enkeltspændte plade mellem modullinje 6-7 samt 7-8.

Den karakteristiske linjelast virkende på bærelinjen er følgende:

$$G_{BL2} = \frac{1}{2} \cdot G_1 \cdot 2,55m + \frac{1}{2} \cdot G_2 \cdot 2,55m = 6 \frac{kN}{m}$$

$$q_{BL2} = \frac{1}{2} \cdot q_{C4} \cdot 2,55m = 7 \frac{kN}{m}$$

BL3

Bærelinjens samlede længde:

$$L_{BL3} = (6,2 + 6,3 + 6,3 + 6,3 + 2,5 + 3,8)m = 31,4m$$

Belastning er hidrørende den enkeltspændte plade mellem modullinje 7-8 samt 8-10.

Den karakteristiske linjelast virkende på bærelinjen er følgende:

$$G_{BL3,1} = \frac{1}{2} \cdot G_1 \cdot 2,55m + \frac{1}{2} \cdot G_2 \cdot 2,55m = 6 \frac{kN}{m}$$

$$G_{BL3,2} = \frac{1}{2} \cdot G_1 \cdot 9,5m + \frac{1}{2} \cdot G_2 \cdot 9,5m = 20 \frac{kN}{m}$$

$$q_{BL3,1} = \frac{1}{2} \cdot q_{C4} \cdot 2,55m = 7 \frac{kN}{m}$$

$$q_{BL3,2} = \frac{1}{2} \cdot q_{C4} \cdot 9,5m = 24 \frac{kN}{m}$$

BL4

Bærelinjens samlede længde:

$$L_{BL4} = (6,2 + 6,3 + 6,3 + 6,3 + 2,5 + 3,8)m = 31,4m$$

Belastning er hidrørende den enkeltspændte plade mellem modullinje 8-10. Den

karakteristiske linjelast virkende på bærelinjen er følgende:

$$G_{BL4} = \frac{1}{2} \cdot G_1 \cdot 9,5m + \frac{1}{2} \cdot G_2 \cdot 9,5m = 20 \frac{kN}{m}$$

$$q_{BL4} = \frac{1}{2} \cdot q_{C4} \cdot 9,5m = 24 \frac{kN}{m}$$

BL5

Bærelinjels samlede længde:

$$L_{BL5} = (4,8 + 4,8 + 2,6 + 2,6 + 2,7)m = 17,3m$$

Belastning er hidrørende den enkeltspændte plade mellem modullinje H-I. Den karakteristiske linjelast virkende på bærelinjen er følgende:

$$G_{BL5} = \frac{1}{2} \cdot G_1 \cdot 10,2m + \frac{1}{2} \cdot G_2 \cdot 10,2m = 21 \frac{kN}{m}$$

$$q_{BL5} = \frac{1}{2} \cdot q_{C1} \cdot 9,5m = 12 \frac{kN}{m}$$

BL6

Bærelinjels samlede længde:

$$L_{BL6} = (4,8 + 4,8 + 2,6 + 2,6 + 2,7)m = 17,3m$$

Belastning er hidrørende den enkeltspændte plade mellem modullinje H-I. Den karakteristiske linjelast virkende på bærelinjen er følgende:

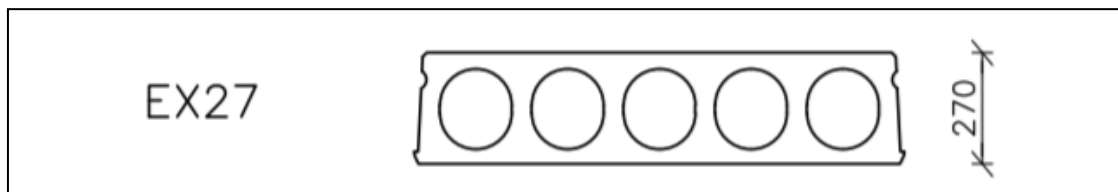
$$G_{BL6} = \frac{1}{2} \cdot G_1 \cdot 9,5m + \frac{1}{2} \cdot G_2 \cdot 9,5m = 21 \frac{kN}{m}$$

$$q_{BL6} = \frac{1}{2} \cdot q_{C1} \cdot 9,5m = 12 \frac{kN}{m}$$

2.10 Indskudt dæk - Dæk

Alle plader virker som enkeltspændte simpelt understøttede. Dæk elementerne er valgt ud fra producentens produktkatalog efter en regningsmæssig bæreevne ved brand scenariet REI60 jf. B8. Det ses, på baggrund af valget, ikke nødvendigt for videre dokumentation af brand isoleringen af dæk elementerne.

2.10.1 Materialedata



2.10.2 Last kombination

Laster:

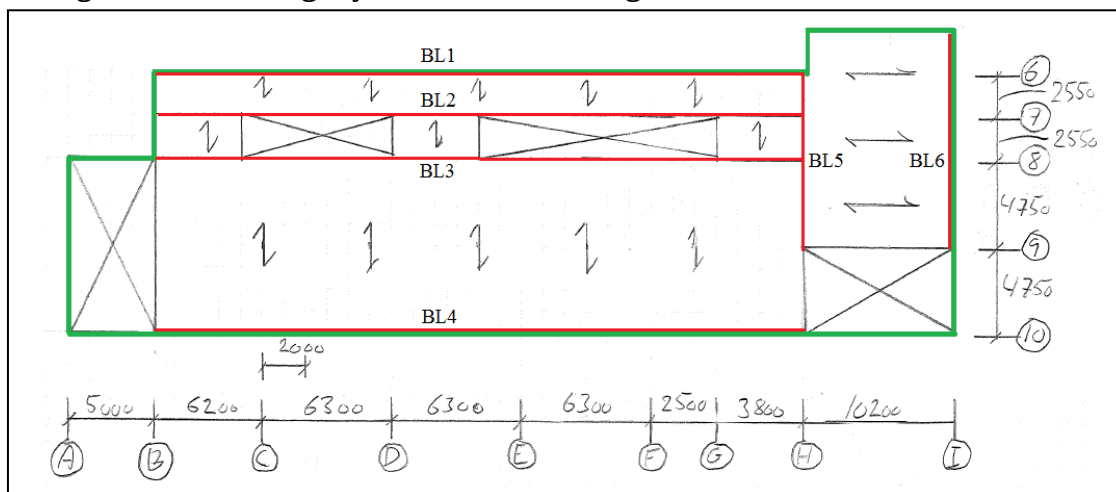
$$q_{C4} = 5,0 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nyttelast kategori C4}$$

$$G_1 = 3,71 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast huldæk 270}$$

$$G_2 = 0,3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast Overbeton}$$

Forudsætninger											
Element navn:		Element dæk		K _{FI} =		1,0		Iht.:		DS/EN 1990 - 2013 DK NA	
Konsekvensklasse:		CC2		Ugunst		γ _{Gi} =		1,0		DS/EN 1991-1-1 - 2013 DK NA	
Antal etager:		n = 1		Gunst		γ _{Gj} =		0,9			
Belastning:		kN/m2		Dom. egenlast		γ _{Qi} =		1,2		Note: K _{FI} medregnes ikke ved gunstige permanente laster	
						γ _O =		1,5			
						α _k =		(1+(n-1)·ψ _Q)·n			
Regningsmæssige last (P _{ed})										= 12	
STR/GEO				Permanent last		Dom. variabel last		Øvrig variabel last			
STR1	Dom. nyttelast	=	12	= Σ(K _{FI} · γ _{Gi} · G _{ik})	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k · α _n)	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k · ψ _Q)			
STR2	Dom. snelast	=	9	= Σ(K _{FI} · γ _{Gi} · G _{ik})	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k)	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k · ψ _Q)			
STR3	Dom. vindlast	=	9	= Σ(K _{FI} · γ _{Gi} · G _{ik})	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k)	+	Σ(K _{FI} · γ _O · Q _k · ψ _Q)			
STR4	Dom. egenlast	=	5	= Σ(K _{FI} · γ _{Gi} · G _{ik})	+	-	+	-			
Karakteristiske last										= 10	
Permanent last											
Beskrivelse		Last		Variabel last (Nyttelast)		Variabel last (Naturlast)					
				Beskrivelse		Kategori	Last	Beskrivelse		Lasttype	Last
G ₁	Egenlast huldæk 270	Ugunst	3,71	q _{C4}	Kategori C4	C	5				
G ₂	Egenlast overbeton	Ugunst	0,3								

2.10.3 Brudgrænsetilstand og ulykkesdimensioneringstilstand



Figur 2.11: Illustration af dækfelterne.

Der tages udgangspunkt i værste tilfælde hvor dækket med størst spænd findes til 10,2m mellem modul H og I jf. Figur 2.11. Konservativt regnes nyttelasten som værende en kategori C4 for det valgte dæk.

Iht. bæreevnetabellen jf. B8 Fås følgende bæreevne

$$q_{Rd} = 12,8 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{m,REI60} = 10,7 \text{ kN/m}^2$$

Udnyttelses grad:

$$\frac{P_{Ed}}{q_{Rd}} = \frac{12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{12,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,94$$

$$\frac{P_k}{q_{m,REI60}} = \frac{10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}}{10,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 0,94$$

2.10.4 Anvendelsesgrænsetilstand

Producenten opgiver nedbøjnings oplysninger for en enhedslast på 1 kN/m² jf. bæreevnetabellerne.

Nedbøjningen for enhedslasten:

$$f_{e,1} = 3,6 \text{ mm}$$

Funktionskravet for tilstødende konstruktioner er følgende:

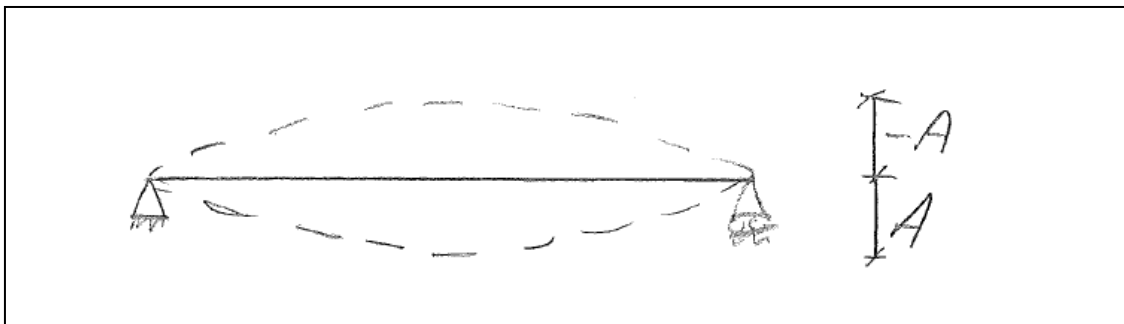
$$\frac{L}{500} = \frac{10,2m}{250} = 40,8mm$$

Forholdet mellem enhedslasten og den karakteristiske last findes til 10. Nedbøjningen bestemmes:

$$10 \cdot 3,6mm = 36mm$$

Nedbøjningen er OK.

2.10.5 Svingninger



Ud fra bæreevnetabellen er en egenfrekvens opgivet for dækelementerne. For en normalt tilfredsstillende frekvens påskriver normen følgende grænser:

$$n_e > 10Hz$$

og ofte ikke tilfredsstillende:

$$n_e < 6Hz$$

Frekvensen for dækelementerne jf. bæreevnetabellerne:

$$N_e = 7Hz$$

Da frekvens ligger mellem grænserne eftervises hvorvidt dækkets acceleration overholder grænseaccelerationen.

Grænseaccelerationen er 10% af tyngdeaccelerationen:

$$1,0 \frac{m}{s^2}$$

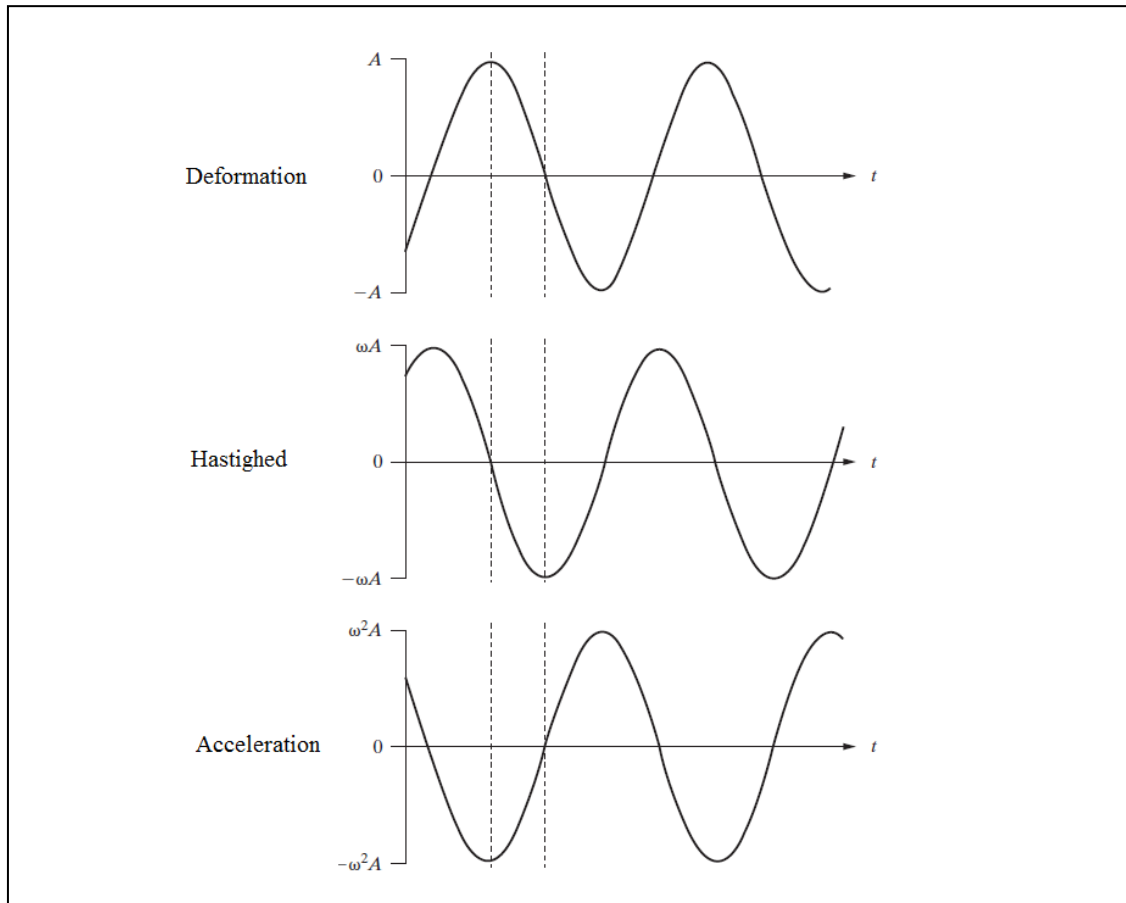
Forholdet mellem enhedslasten og den karakteristiske nyttelast findes til 5. Nedbøjningen bestemmes:

$$5 \cdot 3,6mm = 18mm$$

Ved hjælp af løsningen til bevægelsesligningen for en harmonisk svingning kan accelerationen bestemmes.

$$x(t) = A \cdot \sin(N_e \cdot t)$$

På Figur 2.12 ses sammenhængen mellem deformationen og accelerationen.



Figur 2.12: Sammenhængen mellem flytning, hastighed og acceleration hvor ω er egenfrekvensen.

Udtrykket dobbeltdifferentieres for at bestemme løsningen for en acceleration:

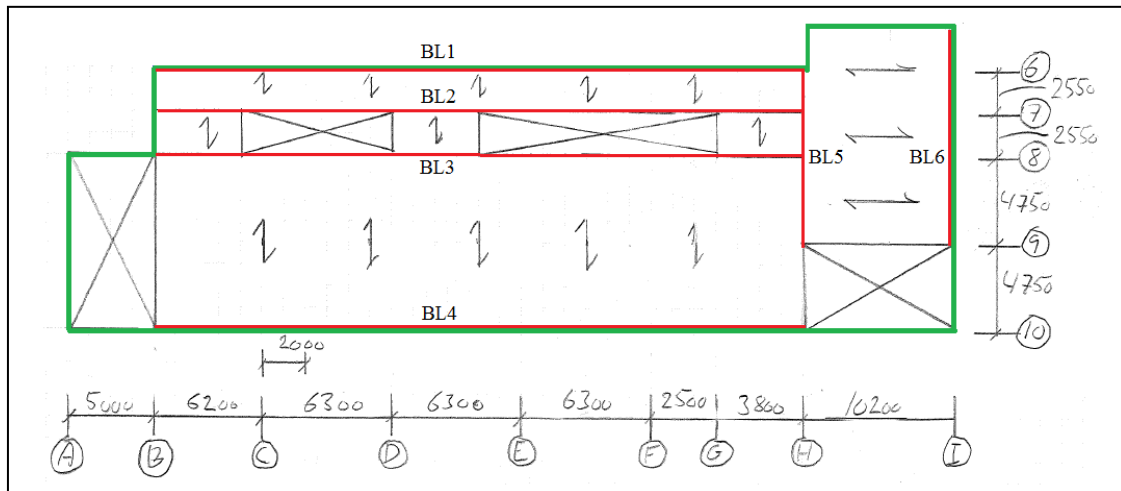
$$\ddot{x}(t) = -A \cdot N_e^2 \cdot \sin(N_e \cdot t)$$

Amplituden for accelerationen er derfor:

$$A \cdot N_e^2 = 18\text{mm} \cdot (7\text{Hz})^2 = 0,9 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Accelerationen på $0,9 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ er mindre end grænseaccelerationen på $1,0 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$ hvorfor funktionskravet er overholdt.

2.11 Indskudt dæk - Bjælker

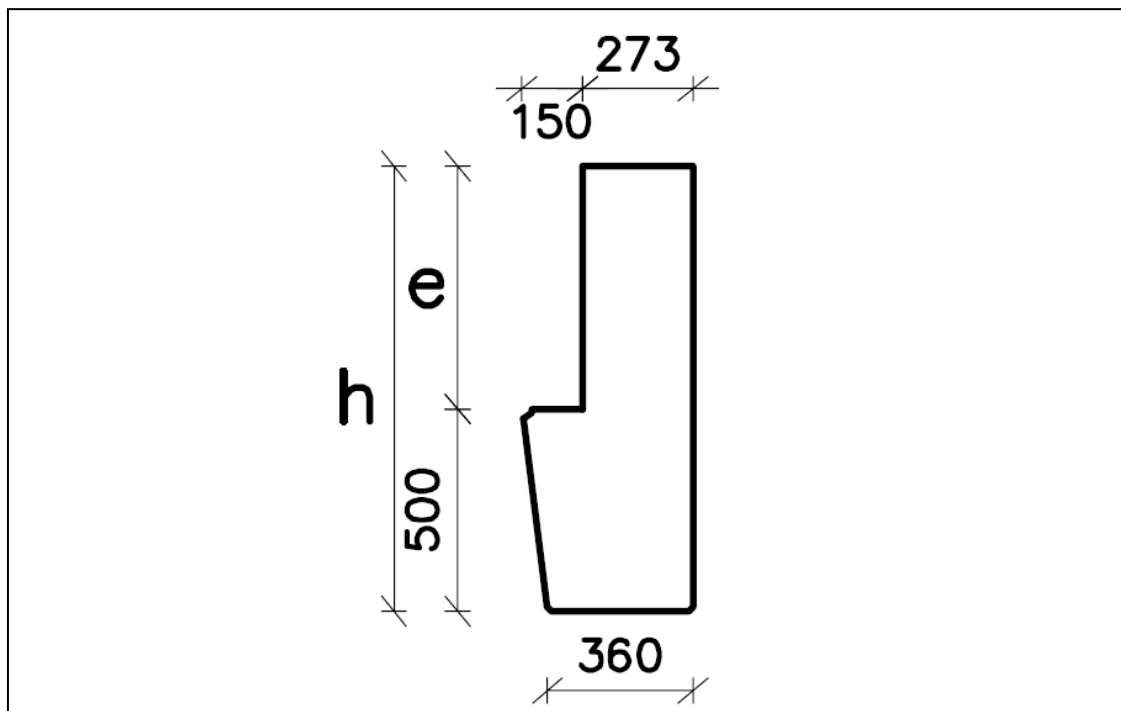


Figur 2.13: Illustration af dækfelterne.

Der regnes på bjælken der udsættes for den største påvirkning. Det konstateres at bjælken i BL6 er mest udnyttet. Bjælken er simpelt understøttet med et spænd:

$$L = 12,6m$$

2.11.1 Materialedata



$$h = 770mm$$

$$e = 270mm$$

2.11.2 Lastkombination

Egenlasten for KBE bjælken er opgjort i bæreevnetabellen jf. B8:

$$G_{KBE} = 6,46 \frac{kN}{m}$$

Lasterne er opgjort for BL6 i afsnit 2.9.

$$G_{BL6} = 21 \frac{kN}{m}$$

$$q_{BL6} = 12 \frac{kN}{m}$$

Forudsætninger											
Element navn:		KBE bjælke		K _{FI} =		1,0		Iht:		DS/EN 1990 - 2013 DK NA	
Konsekvensklasse:		CC2		Ugunst γ _{GI} =		1,0				DS/EN 1991-1-1 - 2013 DK NA	
Antal etager:		n = 1		Gunst γ _{GJ} =		0,9					
Belastning:		kN/m		Dom. egenlast γ _{GI} =		1,2		Note:		K _{FI} medregnes ikke ved gunstige permanente laster	
				γ _G =		1,5					
				α _n =		(1+(n-1) · ψ _G)/n					
Regningsmæssige last (P _{ed})				=		46					
STR/GEO				Permanent last		Dom. variabel last		Øvrig variabel last			
STR1	Dom. nyttelast	=	46	= Σ(K _{FI} · γ _{GI} · G _k)	+	Σ(K _{FI} · γ _G · Q _k · α _n)	+	Σ(K _{FI} · γ _G · Q _k · ψ _G)			
STR2	Dom. snelast	=	39	= Σ(K _{FI} · γ _{GI} · G _k)	+	Σ(K _{FI} · γ _G · Q _k)	+	Σ(K _{FI} · γ _G · Q _k · ψ _G)			
STR3	Dom. vindlast	=	39	= Σ(K _{FI} · γ _{GI} · G _k)	+	Σ(K _{FI} · γ _G · Q _k)	+	Σ(K _{FI} · γ _G · Q _k · ψ _G)			
STR4	Dom. egenlast	=	33	= Σ(K _{FI} · γ _{GI} · G _k)	+	-	+	-			
Karakteristiske last				=		40					
Permanent last				Variabel last (Nyttelast)				Variabel last (Naturlast)			
Beskrivelse		Last		Beskrivelse		Kategori	Last	Beskrivelse		Lasttype	Last
G _{BL6}	Egenlast huldæk 270	Ugunst	21	q _{BL6}	Kategori C1	C	12				
G _{KBE}	Egenlast bjælke	Ugunst	6,46								

2.11.3 Brudgrænsetilstand

Jf. lastkombinationen er den regningsmæssige belastning udregnet:

$$P_{Ed} = 46 \frac{kN}{m^2}$$

Det regningsmæssige moment bestemmes med et spænd på 12,6m:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot P_{Ed} \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot 46 \frac{kN}{m^2} \cdot 12,6m = 913kNm$$

Jf. Bæreevnetabellen i B8 er momentbæreevnen for KBE bjælken følgende:

$$M_{Rd} = 1015,6kNm$$

Udnyttelsesgraden:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{913kNm}{1015,6kNm} = 0,90$$

2.11.4 Anvendelsesgrænsetilstand

Producenten oplyser en enhedslast på $10 kN/m^2$.

Efter producentens bæreevnetabel informeres nedbøjninger for standard spændvidder. Konservativt tages værdien for en standard spændvidde på $L = 13,2m$.

Nedbøjningen for enhedslasten:

$$f_{e,10} = 10,4mm$$

Funktionskravet for tilstødende konstruktioner er følgende:

$$\frac{L}{500} = \frac{12,6m}{250} = 50,4mm$$

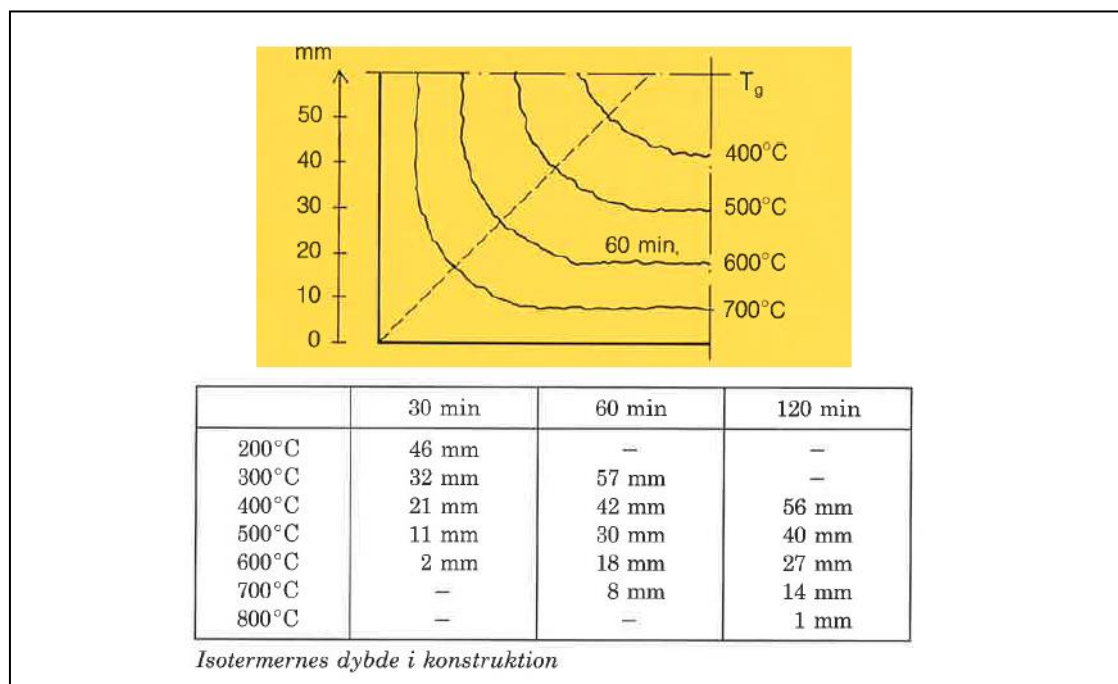
Forholdet mellem enhedslasten og den karakteristiske last findes til 4. Udbøjningen bestemmes:

$$4 \cdot 10,4mm = 41,6mm$$

Udbøjningen er OK.

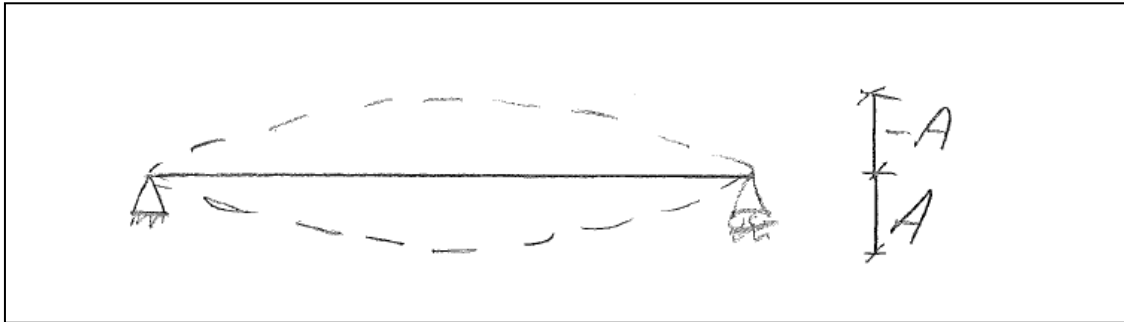
2.11.5 Brandisolering

Konstruktionen har et ydeevnekriterie på R60. Med en kritisk ståltemperatur på 500°C jf. [EC2-1-2] vil et dæklag på min. 30mm være acceptabel som vist på Figur 2.14.



Figur 2.14: Temperatur udvikling i beton for brand varende i 30, 60 og 120 min.

2.11.6 Svingninger



Ud fra bæreevnetabellen er en egenfrekvens opgivet for dækelementerne. For en normalt tilfredsstillende frekvens påskriver normen følgende grænser:

$$n_e > 10\text{Hz}$$

og ofte ikke tilfredsstillende:

$$n_e < 6\text{Hz}$$

Frekvensen for dækelementerne:

$$N_e = 6\text{Hz}$$

Da frekvens ligger mellem grænserne eftervises hvorvidt dækkets acceleration overholder grænseaccelerationen.

Grænseaccelerationen er 10% af tyngdeaccelerationen:

$$1,0 \frac{m}{s^2}$$

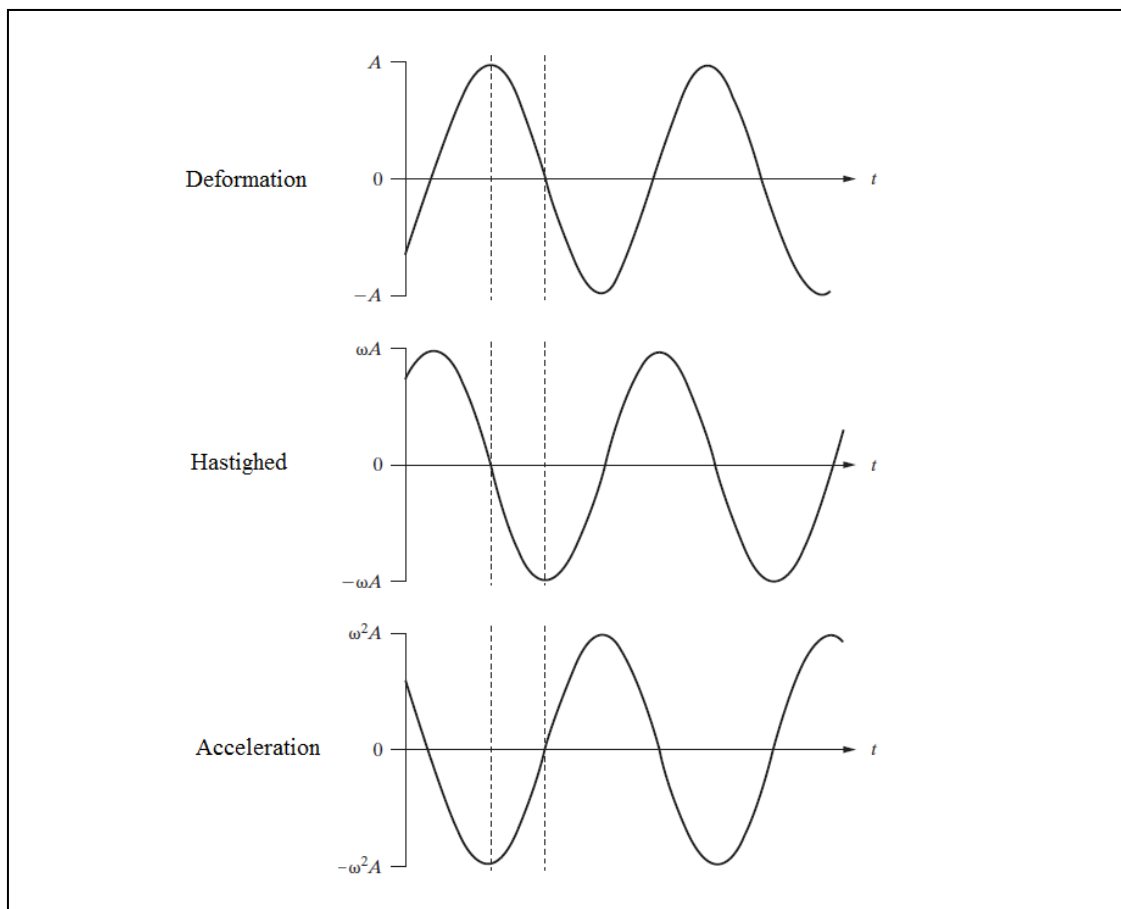
Forholdet mellem enhedslasten og den karakteristiske nyttlast findes til 1,2. Udbøjningen bestemmes:

$$5 \cdot 10,4\text{mm} = 13\text{mm}$$

Ved hjælp af løsningen til bevægelsesligningen for en harmonisk svingning kan accelerationen bestemmes.

$$x(t) = A \cdot \sin(N_e \cdot t)$$

På Figur 2.15 ses sammenhængen mellem deformationen og accelerationen.



Figur 2.15: Sammenhængen mellem flytning, hastighed og acceleration hvor ω er egenfrekvensen.

Udtrykket dobbeltdifferentieres for at bestemme løsningen for en acceleration:

$$\ddot{x}(t) = -A \cdot N_e^2 \cdot \sin(N_e \cdot t)$$

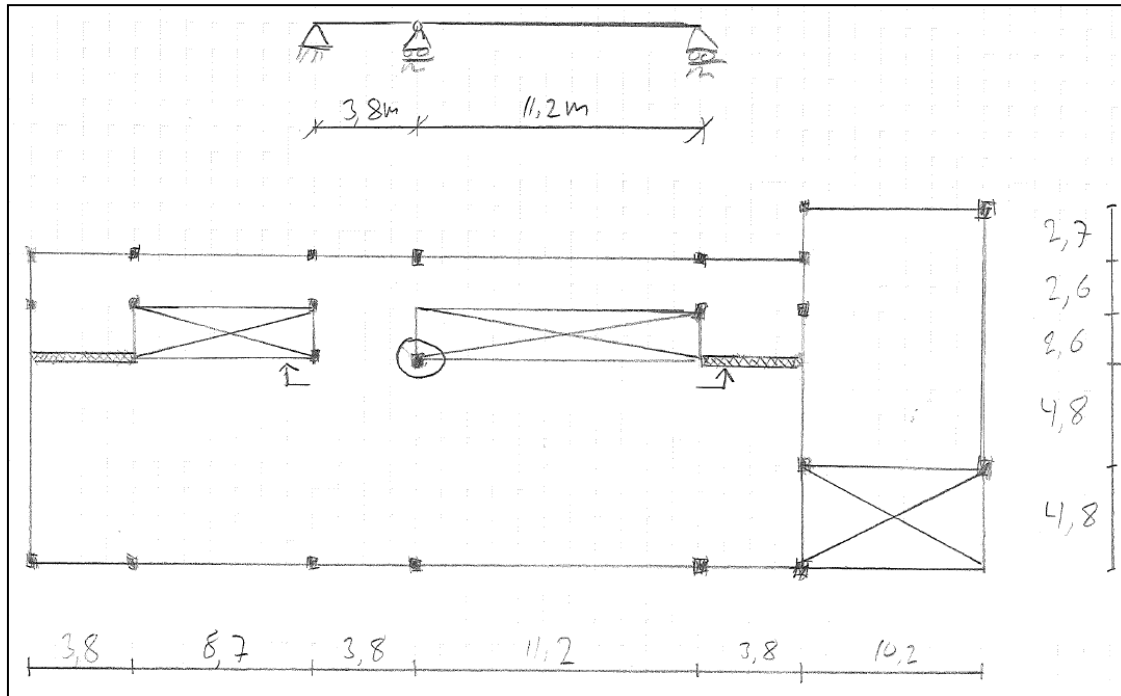
Amplituden for accelerationen er derfor:

$$A \cdot N_e^2 = 18mm \cdot (7Hz)^2 = 0,5 \frac{m}{s^2}$$

Accelerationen på $0,5 \frac{m}{s^2}$ er mindre end grænseaccelerationen på $1,0 \frac{m}{s^2}$ hvorfor funktionskravet er overholdt.

2.12 Indskudt dæk - Samlinger

Støbeskel i konstruktionen skal eftervises mod forskydning. Samlingen mellem søjle og dæk som illustreret på Figur 2.16: Den valgte samling som eftervises.



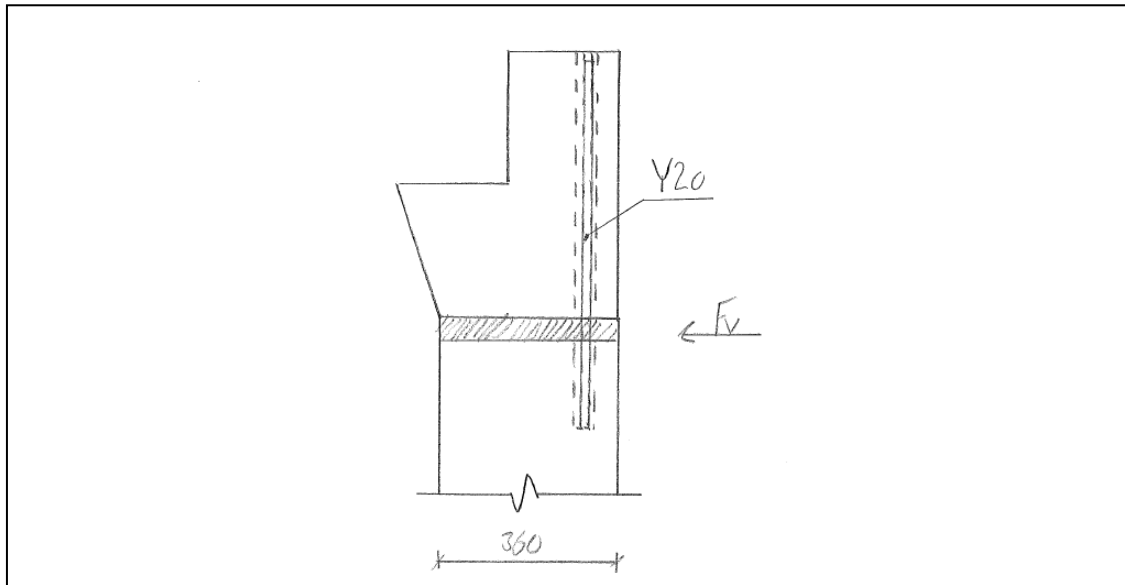
Figur 2.16: Den valgte samling som eftervises.

2.12.1 Materialedata

$$f_{yd} = 458 \text{ MPa}$$

Den regningsmæssige flydestyrke for armeringen

2.12.2 Brudgrænsetilstand



Samlingen eftervises iht. til følgende udtryk [BK s.240]:

$$\tau < \tau_{Rd} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot (\rho \cdot f_{yd} + \sigma_n)$$

hvor

τ	Forskydningskraften
τ_{Rd}	Forskydningsbæreevnen
c	kohæsionsfaktor
f_{ctd}	Den regningsmæssige beton trækstyrken
$\mu = 0,6$	Friktionskoefficienten (0,6 ved jævnt støbeskel)
$\rho = \frac{A_s}{b \cdot l}$	Armeringsforholdet
A_s	Armeringsarealet
b	Bredden af støbeskellet
l	Længden af støbeskellet
σ_n	Normalspænding hidrørende en normalkraft på støbeskellet

Den største forskydningskraft kan konstateres som værende robusthedskravet for en søjle jf. afsnit 2.7.3:

$$F_v = 80kN$$

Søjlen antages med følgende tværsnits geometri:

$$l = 360mm$$

$$b = 360mm$$

Det vælges en armeringsstang Y20 med et areal:

$$A_s = 314mm^2$$

Armeringsforholdet:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot l} = \frac{314mm^2}{360mm \cdot 360mm} = 0,0024$$

Forskydningsbæreevnen:

$$\tau_{Rd} = \mu \cdot (\rho \cdot f_{yd}) = 0,6 \cdot (0,0024 \cdot 458MPa) = 0,7MPa$$

Forskydningsspændingen:

$$\tau = \frac{F_v}{b \cdot l} = \frac{80kN}{360mm \cdot 360mm} = 0,6$$

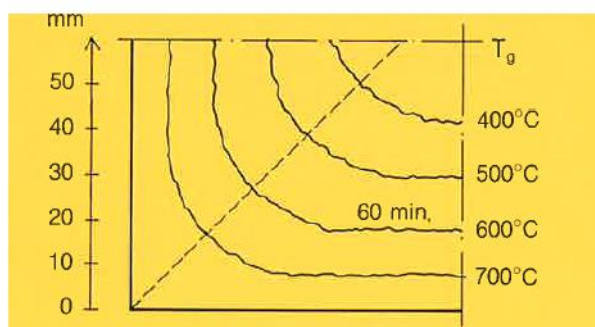
Udnyttelsesgraden

$$\frac{\tau}{\tau_{Rd}} = 0,86$$

Forskydningsbæreevnen er OK.

2.12.3 Brandisolering

Det sikres et dæklag som værende minimumsafstanden for den kritiske ståltemperatur jf. [EC2-1-2] på 500 °C. Minimumsdæklaget bliver 30mm.



	30 min	60 min	120 min
200°C	46 mm	—	—
300°C	32 mm	57 mm	—
400°C	21 mm	42 mm	56 mm
500°C	11 mm	30 mm	40 mm
600°C	2 mm	18 mm	27 mm
700°C	—	8 mm	14 mm
800°C	—	—	1 mm

Isotermernes dybde i konstruktion

3. Fundament

3.1 Terrændæk:

Der forekommer stærkt sætningsgivende jordlag hvorfor terrændækket udføres som selvbærende. Dækket vælges udført i betonelementer som varetages af producenten. vægten af dækket forudsættes være den samme som dækket på 1.sal.

3.2 Fundamentsbjælker:

Bjælkerne bærer terrændækket og viderefører lasten til pælene.

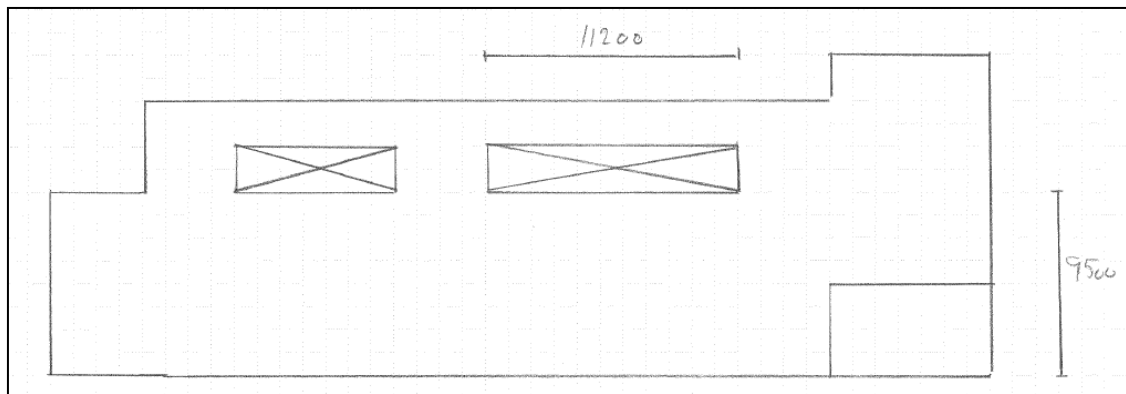
Laster:

$$q_{C4} = 5,0 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nyttelast kategori C4}$$

$$G_1 = 3,71 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast huldæk 270}$$

$$G_2 = 0,3 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Egenlast Overbeton}$$

Forudsætninger									
Element navn:		Terrændæk			$K_{FI} =$	1,0	Iht.:	DS/EN 1990 - 2013 DK NA	
Konsekvensklasse:		CC2			Ugunst $\gamma_{GI} =$	1,0		DS/EN 1991-1-1 - 2013 DK NA	
Antal etager:		n = 1			Gunst $\gamma_{Gj} =$	0,9			
Belastning:		kN/m2			Dom. egenlast $\gamma_{GI} =$	1,2	Note:	K_{FI} medregnes ikke ved gunstige permanente laster	
					$\gamma_O =$	1,5			
					$a_n =$	$(1+(n-1) \cdot \psi_O) \cdot n$			
Regningsmæssige last (P_{ed}) = 12									
STR/GEO				Permanent last		Dom. variabel last		Øvrig variabel last	
STR1	Dom. nyttelast	=	12	=	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_{GI} \cdot G_{ik})$	+	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_O \cdot Q_k \cdot a_n)$	+	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_O \cdot Q_k \cdot \psi_O)$
STR2	Dom. snelast	=	9	=	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_{GI} \cdot G_{ik})$	+	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_O \cdot Q_k)$	+	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_O \cdot Q_k \cdot \psi_O)$
STR3	Dom. vindlast	=	9	=	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_{GI} \cdot G_{ik})$	+	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_O \cdot Q_k)$	+	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_O \cdot Q_k \cdot \psi_O)$
STR4	Dom. egenlast	=	5	=	$\sum(K_{FI} \cdot \gamma_{GI} \cdot G_{ik})$	+	-	+	-
Karakteristiske last = 10									
Permanent last				Variabel last (Nyttelast)				Variabel last (Naturlast)	
Beskrivelse		Last		Beskrivelse		Kategori	Last	Beskrivelse	Lasttype Last
G ₁	Egenlast huldæk 270	Ugunst	3,71	q _{C4}	Kategori C4	C	5		
G ₂	Egenlast overbeton	Ugunst	0,3						



Regningsmæssige linjelast hidrørende terrændæk:

$$P_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot 9,5m \cdot 12 \frac{kN}{m^2} = 57 \frac{kN}{m}$$

Regningsmæssig moment i bjælken:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot P_{Ed} \cdot (11,2m)^2 = 894 kNm$$

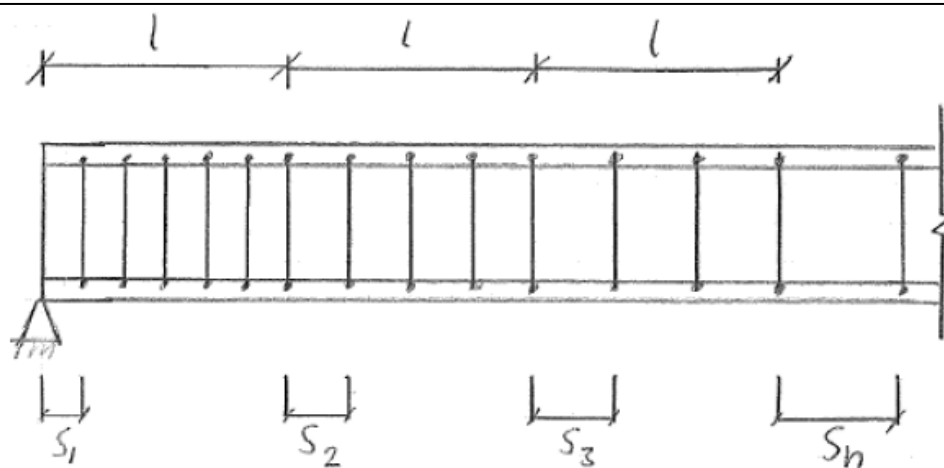
Regningsmæssig reaktion forskydningskraft i bjælken:

$$V_{Ed} = \frac{1}{2} \cdot P_{Ed} \cdot 11,2m = 320 kN$$

LÆNGDEARMERING				
INPUT:		Beregninger er baseret på formler fra		
GEOMETRI		Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1 2. udgave		
b	Bredde af bjælke	600 mm		
h	Højde af bjælke	1000 mm		
d	Nyttehøjde	900 mm		
STYRKETAL				
f _{ck}	Betonens karakteristiske trykstyrke	35 MPa		
f _{yk}	Armeringens karakteristiske styrke	Ribbestål 550 MPa		
PARTIALKOEFFICIENTER				
γ ₃	Kontrolklasse	Normal	1,00	
γ _c	Partialkoefficient for insitu beton	Armeret	1,45	
γ _s	Partialkoefficient for armeringsstyrke		1,20	
LAST				
M _{ed}		894 kNm		
ARMERINGSGRÆNSER				
A _{s,min}	=	$(\omega_{min} \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \eta) / f_{yd}$	=	817 mm ²
A _{s,bal}	=	$(\omega_{bal} \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \eta) / f_{yd}$	=	13749 mm ²
A _{s,min} < A _s < A _{s,bal}				
A _s	Valg af armeringsareal	(Valgt 8 ø20)	2510 mm ²	

OUTPUT:			
STYRKETAL			
Betonens trækstyrke			
f_{ctm}			3,2 MPa
Betonens regningsmæssig trykstyrke			
f_{cd}	=	f_{ck}/γ_c	= 24,1 MPa
Armerings regningsmæssig styrke			
f_{yd}	=	f_{yk}/γ_s	= 458 MPa
STYRKEPARAMETRE			
η			1
λ			0,8
ϵ_{cu3}			0,35
ϵ_{cs}			0,175
ϵ_{yk}			0,275
ϵ_{yd}	=	ϵ_{yk}/γ_s	= 0,229
ARMERINGSGRADER			
Minimum armeringsgrad			
ω_{min}	=	$\max(0,26 \cdot (f_{ctm}/f_{yk}) \cdot (f_{yd}/f_{cd}); 0,0013 \cdot (f_{yd}/f_{cd}))$	= 0,029
Armeringsgrad for valgt armering			
ω	=	$A_s \cdot f_{yd} / (b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \eta)$	= 0,088
Balanceret armeringsgrad			
ω_{bal}	=	$\lambda \cdot \epsilon_{cu3} / (\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd})$	= 0,483
EFTERVISNING			
Momentbæreevne			
M_{Rd}	=	$(1 - (1/2) \cdot \omega) \cdot \omega \cdot b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd}$	= 990 kNm
Udnyttelsesgrad			
			0,90

FORSKYDNINGSSARMERING				
INPUT:				
$\cot(\theta)$				2,5
b_w	Effektive bredde af bjælken			600 mm
L	Bjælke spænd			11200 mm
A_{sw}	Forskydningsarmerings areal	(Valgt 2 snit $\varnothing 12$)		226 mm ²
$V_{Ed,max}$				320 kN
OUTPUT:				
VALG AF TRYKHÆLDNING				
Indre momentarm				
z	=	$(1-(1/2) \cdot \omega) \cdot d$	=	860 mm
Forskydningsspænding				
τ_{Ed}	=	$V_{ed,max}/(b_w \cdot z)$	=	0,62 MPa
Effektivitetsfaktor for ren forskydning				
v_v	=	$0,7 \cdot (f_{ck}/200)$	=	0,53
		$f_{cd} \cdot v_v$	=	12,7 MPa
σ_c	=	$\tau_{Ed} \cdot (((1/\cot(\theta)) + \cot(\theta)))$	=	1,80 MPa
KONTROL AF TRYKHÆLDNING				
		$\sigma_c / (f_{cd} \cdot v_v)$	=	0,14
				OK
BØJLEAFSTAND				
Bøjleafstand				
s	=	$\min(0,75 \cdot d; 15,9 \cdot (A_{sw}/b_w) \cdot (f_{yk}/\sqrt{f_{ck}}))$	=	557 mm
s_{max}		Afrunding af s		550 mm
Delafstand				
l	=	$z \cdot \cot(\theta)$	=	2151 mm
KONTROL AF DELAFSTANDEN ($l < L/2$)				
				OK
BØJLEARMERINGSFORHOLD				
ρ_w	=	$A_{sw}/(s_{max} \cdot b_w)$	=	0,00068
$\rho_{w,min}$	=	$0,063 \cdot (\sqrt{f_{ck}}/f_{yk})$	=	0,00068
KONTROL AF ARMERINGSFORHOLDET				
		$\rho_{w,min}/\rho_w$	=	0,99



Hvis bøjleafstanden $s_n > s_{\max}$ vælges bøjleafstand $s_{\max}$

$$\tau_{Ed,n} = V_{Ed,n} / (b_w \cdot z)$$

$$s_n = (A_{sw} \cdot f_{yd}) / (\tau_{Ed,n} \cdot b_w) \cdot \cot(\theta)$$

Delafstand

1	$V_{Ed,1}$	320 kN
	s_1	690 mm
Antal bøjler for delafstand 1		$\min(l; L/2)/s_1 = 4 \text{ stk.}$

3.3 Fundamentspæle:

Fundamentspælene eftervises for den lodrette bæreevne. Der regnes med en lodret last hidrørende terrændækket samt rammegitteret:

$$P_{Ed,dæk} = 320kN$$

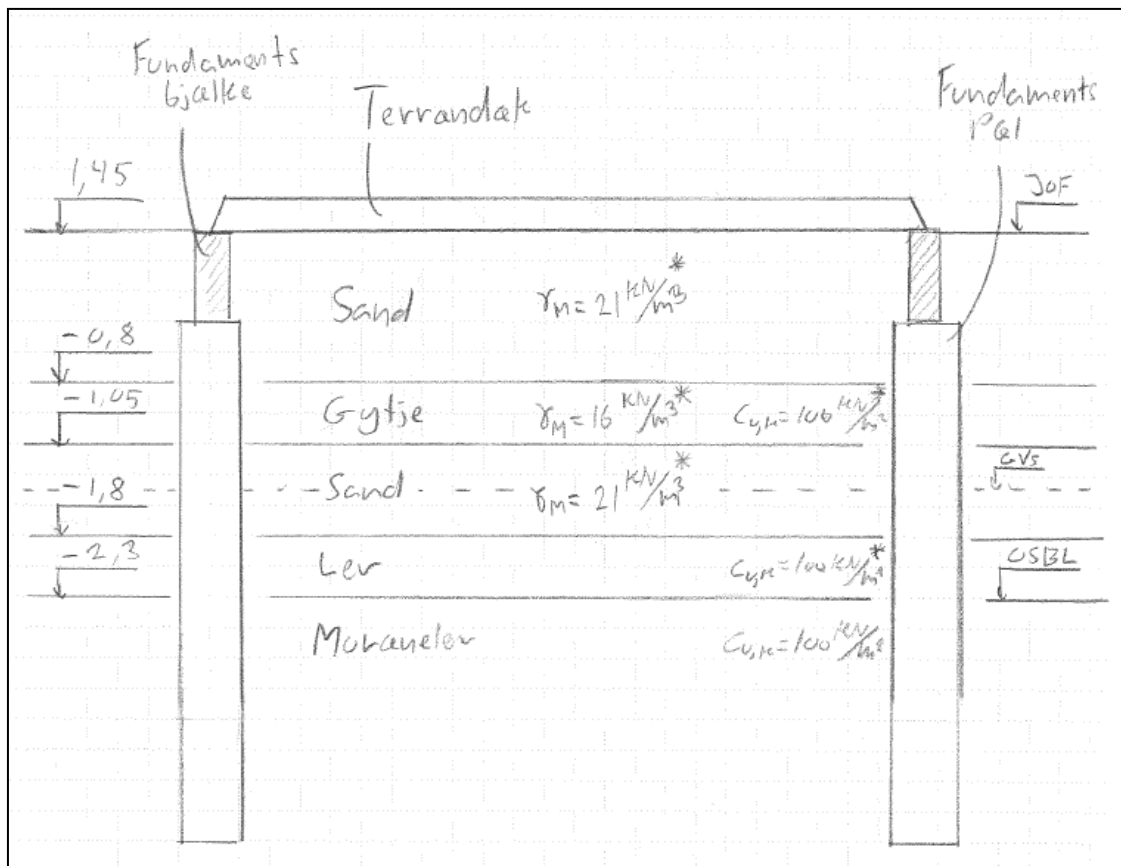
$$P_{Ed,gitter} = 397kN$$

$$P_{Ed,tryk} = P_{Ed,dæk} + P_{Ed,gitter} = 717kN$$

Ydermere kan der optræde en træk påvirkning hidrørende vindpåvirkning på rammerne.

$$P_{Ed,træk} = 90kN$$

3.3.1 Brudgrænsetilstand



Iht. den geotekniske rapport ligger et lag med stærk sætningsgivende jordlag bestående af fyldjord og postglaciale aflejringer. Der foreligger ingen oplysninger for de sætningsgivende jordlag hvorfor disse anslås iht. typiske parametre fundet i Danmark jf. [TS s.386]. På den ovenstående figur angives de opslåede værdi med *.

Materialdata

$$L = 14m$$

Længde af pæle

$$D = 900mm$$

Diameter af fundament

$$d = L - 3,75m = 10,25m$$

Dybde af moræneler lag

Styrker og rumvægt

$$c_{u,k} = 100 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristisk udrænet forskydningsstyrke

$$\gamma_{k,sand} = 21 \frac{kN}{m^3}$$

Karakteristisk rumvægt for sandlagende

$$\gamma_{k,gytje} = 16 \frac{kN}{m^3}$$

Karakteristisk rumvægt for gytje lag

Sikkerheder og korrelationer

$$\gamma_b = 1,3$$

Spidsmodstand af trykpåvirkede pæle

$$\gamma_s = 1,3$$

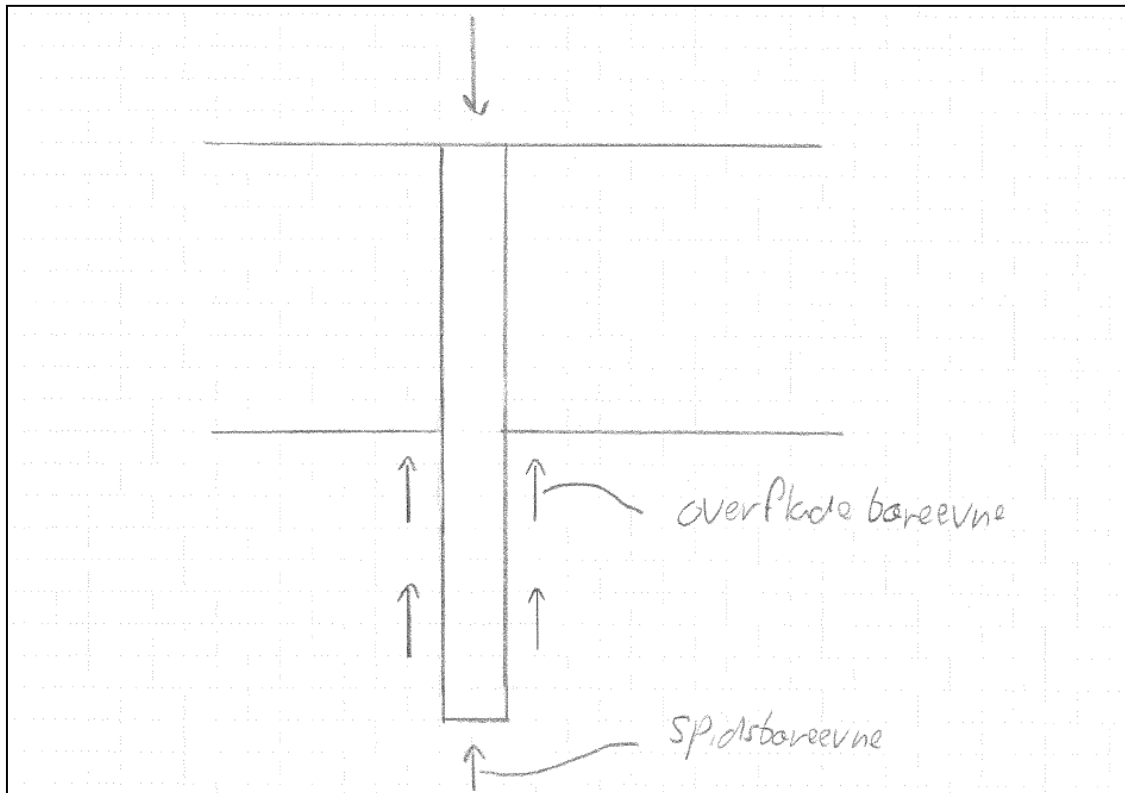
Overflademodstand af trykpåvirkede pæle

$$\gamma_{s,t} = 1,3$$

Overflademodstand af trækpåvirkede pæle

$$\xi = 1,5$$

Korrelationsfaktor



Spidsbæreevne

$$R_b = 9 \cdot c_{u,k} \cdot A_b$$

Pælespidsens tværsnitsareal:

$$A_b = \pi \cdot \left(\frac{D}{2}\right)^2 = 0,64 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

Spidsbæreevnen:

$$R_{b,k} = \frac{9 \cdot c_{u,k} \cdot A_b}{\xi} = \frac{9 \cdot 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,64 \cdot 10^6 \text{ mm}^2}{1,5} = 381 \text{ kN}$$

Overfladebæreevne

$$R_s = A_s \cdot c_{u,k} \cdot m \cdot r$$

Overfladeareal:

$$A_s = \pi \cdot D \cdot d = \pi \cdot 800 \text{ mm} \cdot 10250 \text{ mm} = 2,90 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$$

Materialefaktor iht. [EC7-1-NA]:

$$m = 1,0$$

Regenerationsfaktor iht. [EC7-1-NA]:

$$r = 0,4$$

Overfladebæreevne:

$$R_{s,k} = \frac{A_s \cdot c_{u,k} \cdot m \cdot r}{\xi} = \frac{2,90 \cdot 10^7 \text{ mm}^2 \cdot 100 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,0 \cdot 0,4}{1,5} = 618 \text{ kN}$$

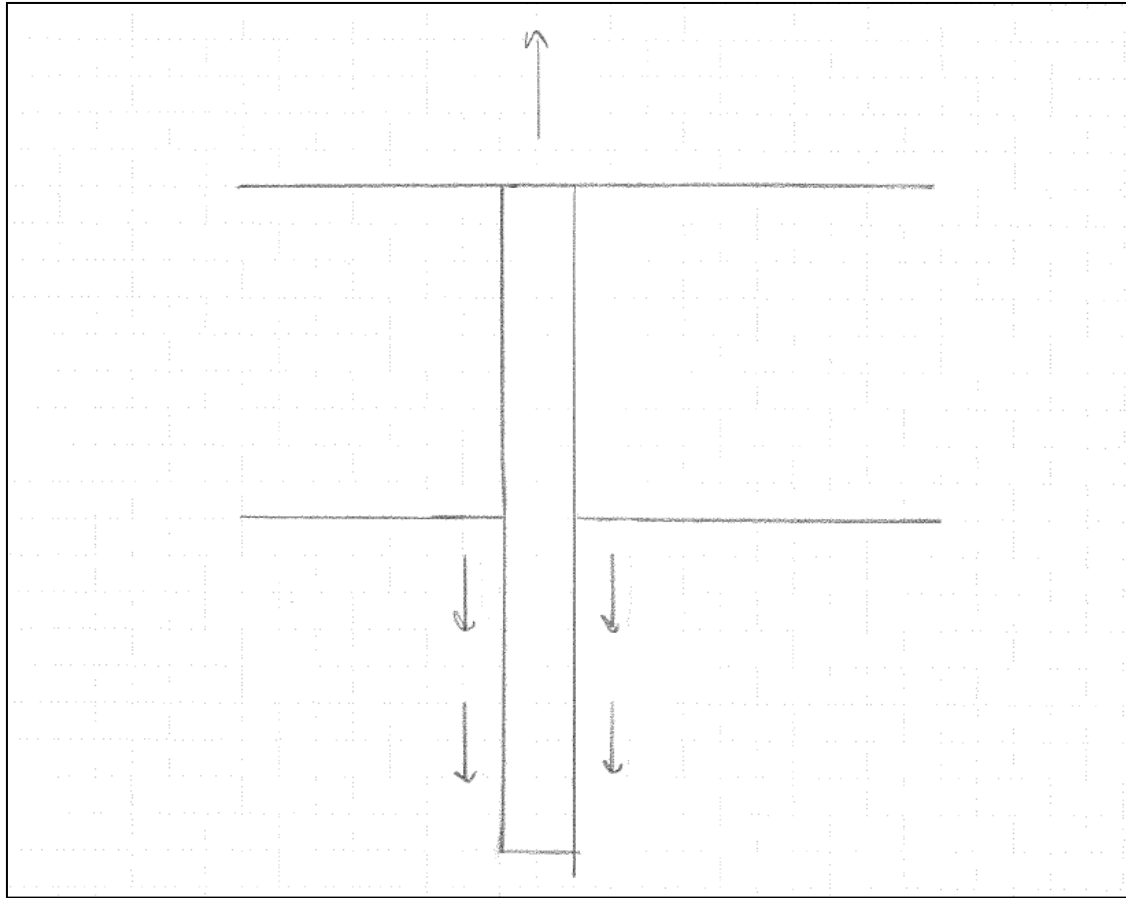
Bæreevne ved trykpåvirkning:

$$R_{c,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{381 \text{ kN}}{1,3} + \frac{618 \text{ kN}}{1,3} = 769 \text{ kN}$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{P_{Ed,tryk}}{R_{c,d}} = \frac{717 \text{ kN}}{769 \text{ kN}} = 0,93$$

Bæreevne ved trækpåvirkning:



Der er tale om insitu betonpæle hvorfor pælene ikke må belastes med mere end 30% af overfladebæreevnen.

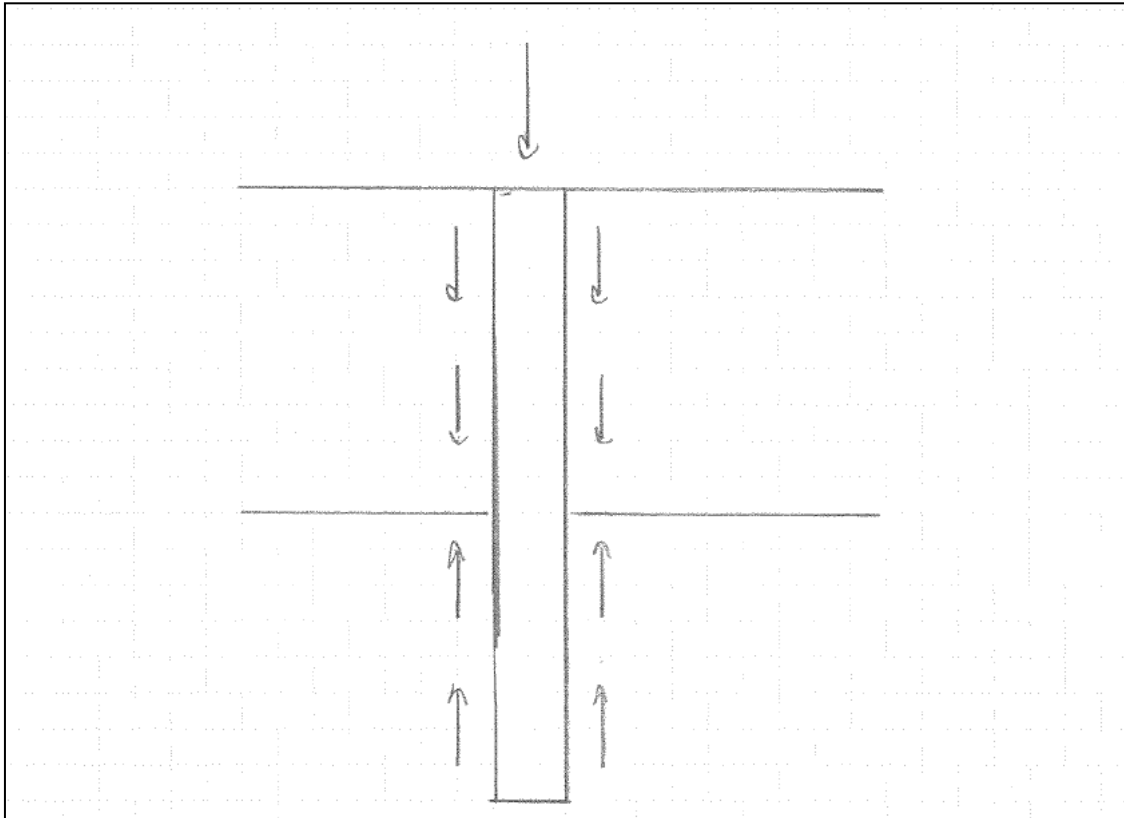
$$R_{t,d} = 0,3 \cdot \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = 0,3 \cdot \frac{618kN}{1,3} = 142kN$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{P_{Ed,træk}}{R_{t,d}} = \frac{90kN}{142kN} = 0,63$$

Bæreevnerne er OK.

3.3.2 Anvendelsesgrænsetilstand



Krav:

$$F_{c,d} + F_{neg} \leq \frac{R_{b,d} + R_{s,d}}{\sqrt{\xi} \cdot \gamma_{s,t}}$$

Kraft fra sætningsgivende jordlag:

For trykpæle gælder:

$$N_m = 0,6$$

Jordlag 1 (Sandlag):

$$\begin{aligned} F_{neg,1} &= \pi \cdot D \cdot 2,25m \cdot \gamma_{sand} \cdot \frac{2,25m}{2} \cdot N_m \\ &= \pi \cdot 900mm \cdot 2,25m \cdot 21 \frac{kN}{m^3} \cdot \frac{2,25m}{2} \cdot 0,6 = 91kN \end{aligned}$$

Jordlag 2 (Gytje lag):

$$\begin{aligned} F_{neg,2} &= \pi \cdot D \cdot 0,25m \cdot c_{u,k} \cdot m \cdot r = \pi \cdot 900mm \cdot 0,25m \cdot 100 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,0 \cdot 0,4 \\ &= 23kN \end{aligned}$$

Jordlag 3 (Sandlag):

$$\begin{aligned}
 F_{neg,3} &= \pi \cdot D \cdot 2,25m \cdot \left(\gamma_{sand} \cdot \frac{0,75m}{2} + \gamma_{gytje} \cdot 0,25m + \gamma_{sand} \cdot 2,25m \right) \cdot N_m \\
 &= \pi \cdot 900mm \cdot 2,25m \cdot \left(21 \frac{kN}{m^3} \cdot \frac{0,75m}{2} + 16 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,25m + 21 \frac{kN}{m^3} \cdot 2,25m \right) \cdot 0,6 \\
 &= 226kN
 \end{aligned}$$

Jordlag 4 (Ler lag):

$$F_{neg,4} = \pi \cdot D \cdot 0,5m \cdot c_{u,k} \cdot m \cdot r = \pi \cdot 900mm \cdot 0,5m \cdot 100 \frac{kN}{m^2} \cdot 1,0 \cdot 0,4 = 46kN$$

Summeret sætningsgivende kraft:

$$\begin{aligned}
 \sum F_{neg} &= F_{neg,1} + F_{neg,2} + F_{neg,3} + F_{neg,4} = 91kN + 23kN + 226kN + 46kN \\
 &= 386kN
 \end{aligned}$$

Udnyttelsesgrad:

$$\frac{\frac{P_{Ed,tryk}}{\sqrt{\xi \cdot \gamma_s}} + \sum F_{neg}}{\frac{\xi \cdot (R_{b,k} + R_{s,k})}{\sqrt{\xi \cdot \gamma_{s,t}}}} = \frac{\frac{717kN}{\sqrt{1,5 \cdot 1,3}} + 386kN}{\frac{1,5 \cdot (381kN + 618kN)}{\sqrt{1,5 \cdot 1,3}}} = 0,64$$

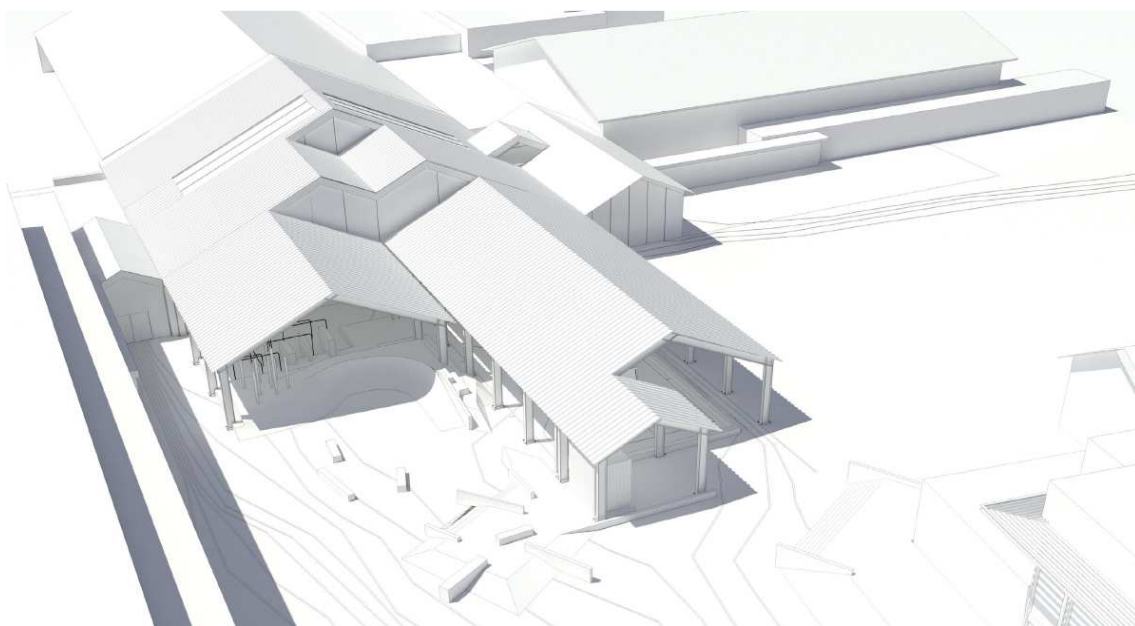
Det ses at bæreevnen er OK.

Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune

Tegningsmappe

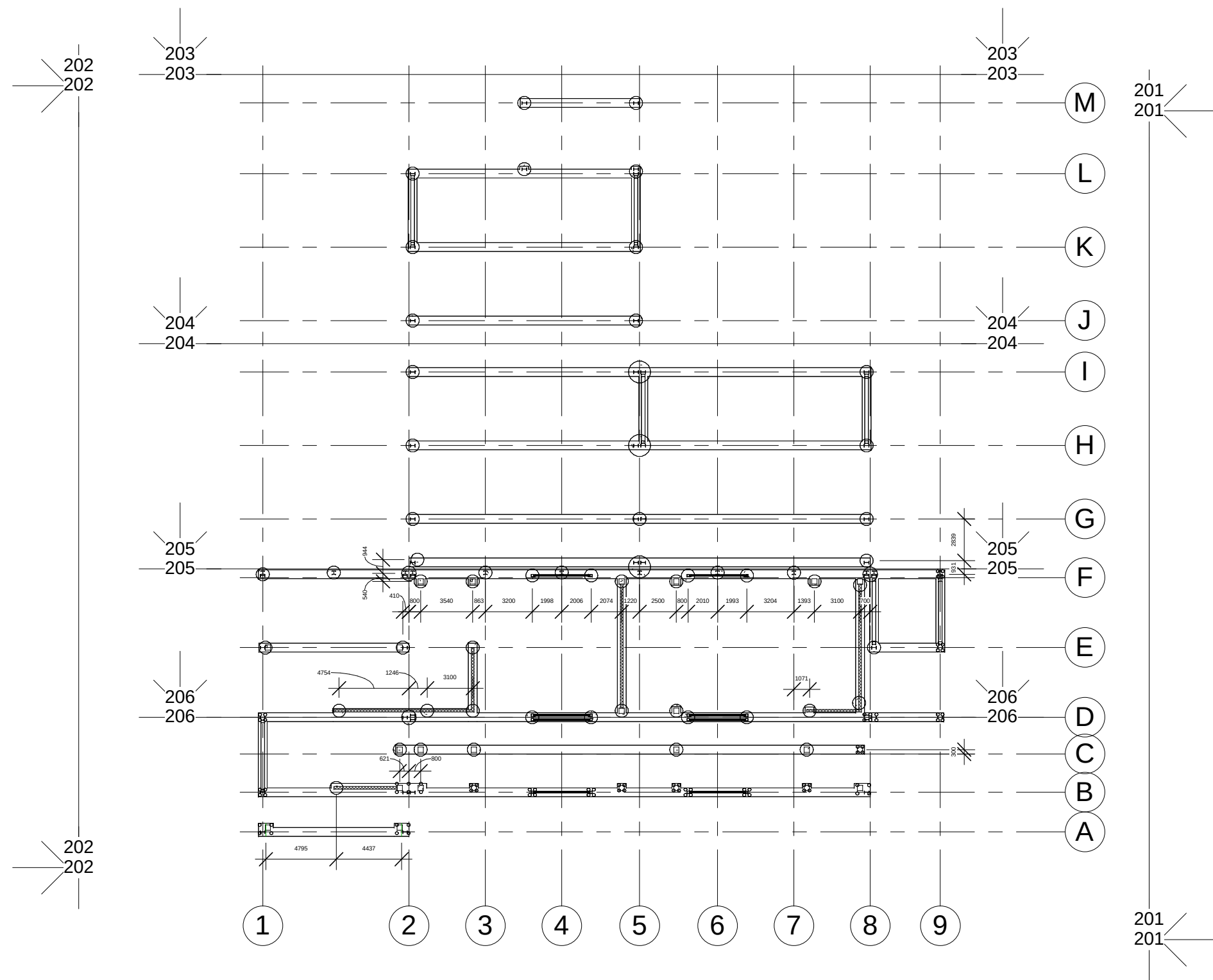
Anders Malund Dammark Jensen

10-01-2017

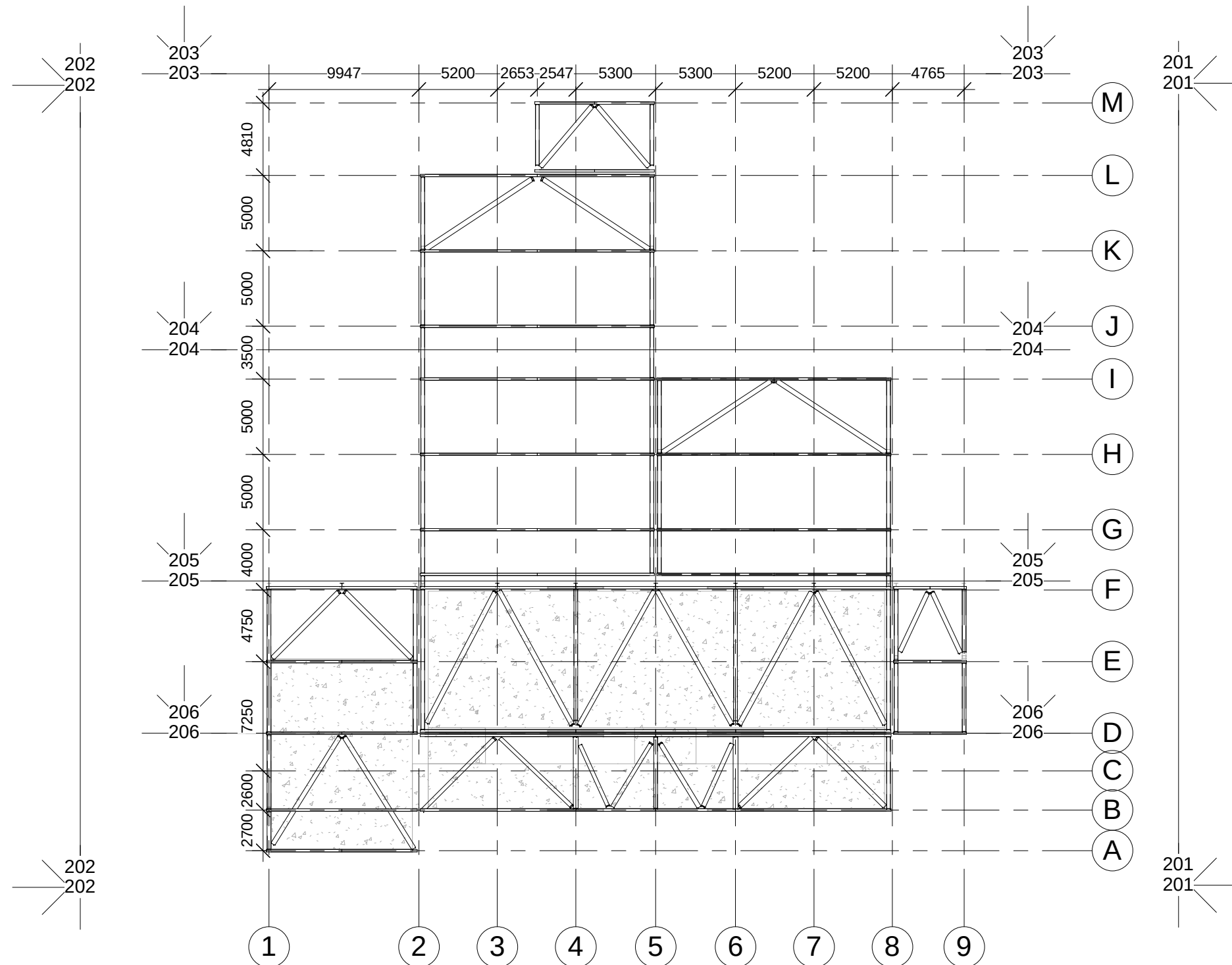


Indholdsfortegnelse:

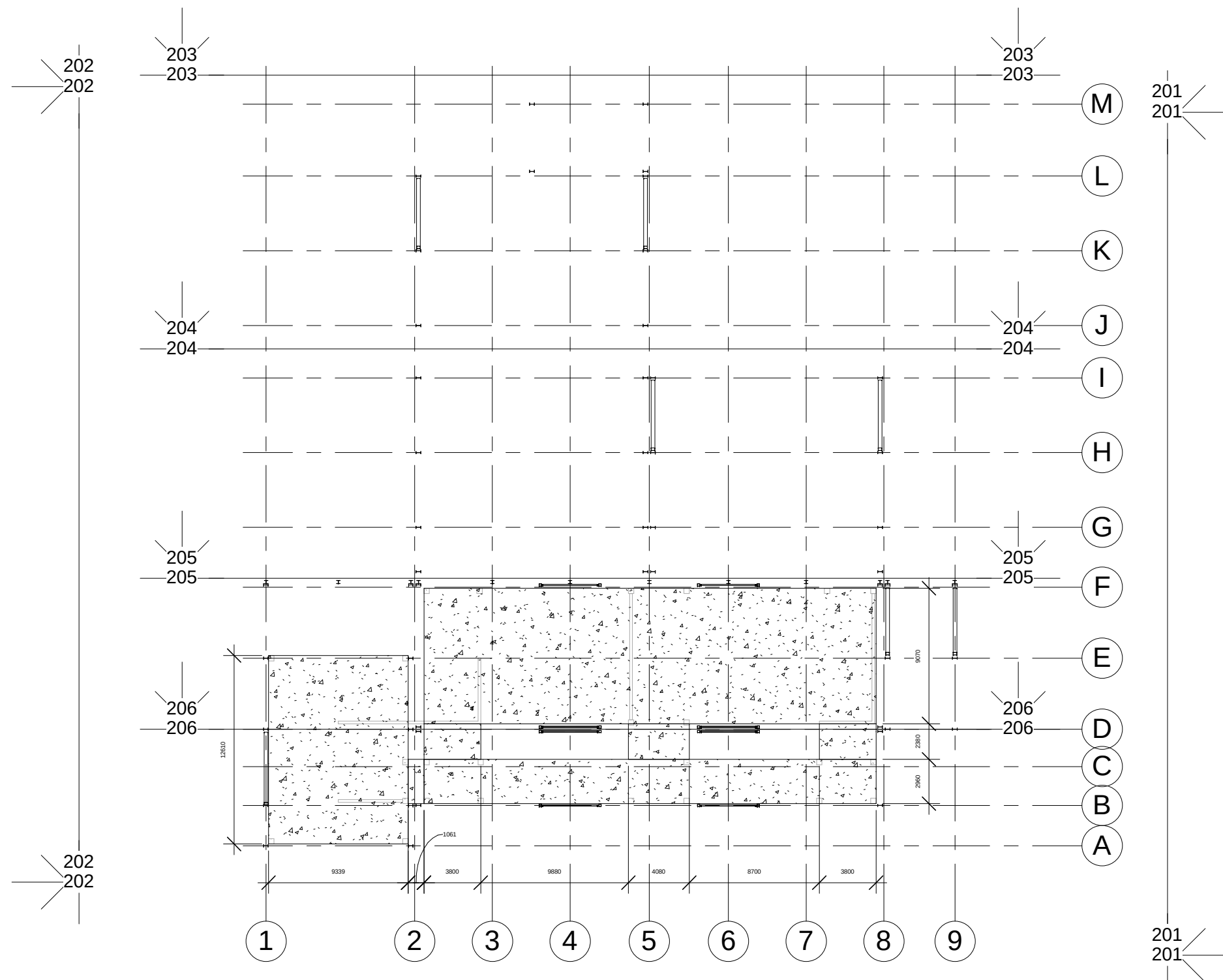
101	-	Plantegning fundament
102	-	Plantegning vindgitter
103	-	Plantegning 1. sal
201	-	Snittegning snit 201
202	-	Snittegning snit 202
203	-	Snittegning snit 203
204	-	Snittegning snit 204
205	-	Snittegning snit 205
206	-	Snittegning snit 206
301	-	Detaljetegning gittersamling og gavlsøjlesamling
401	-	3D illustration



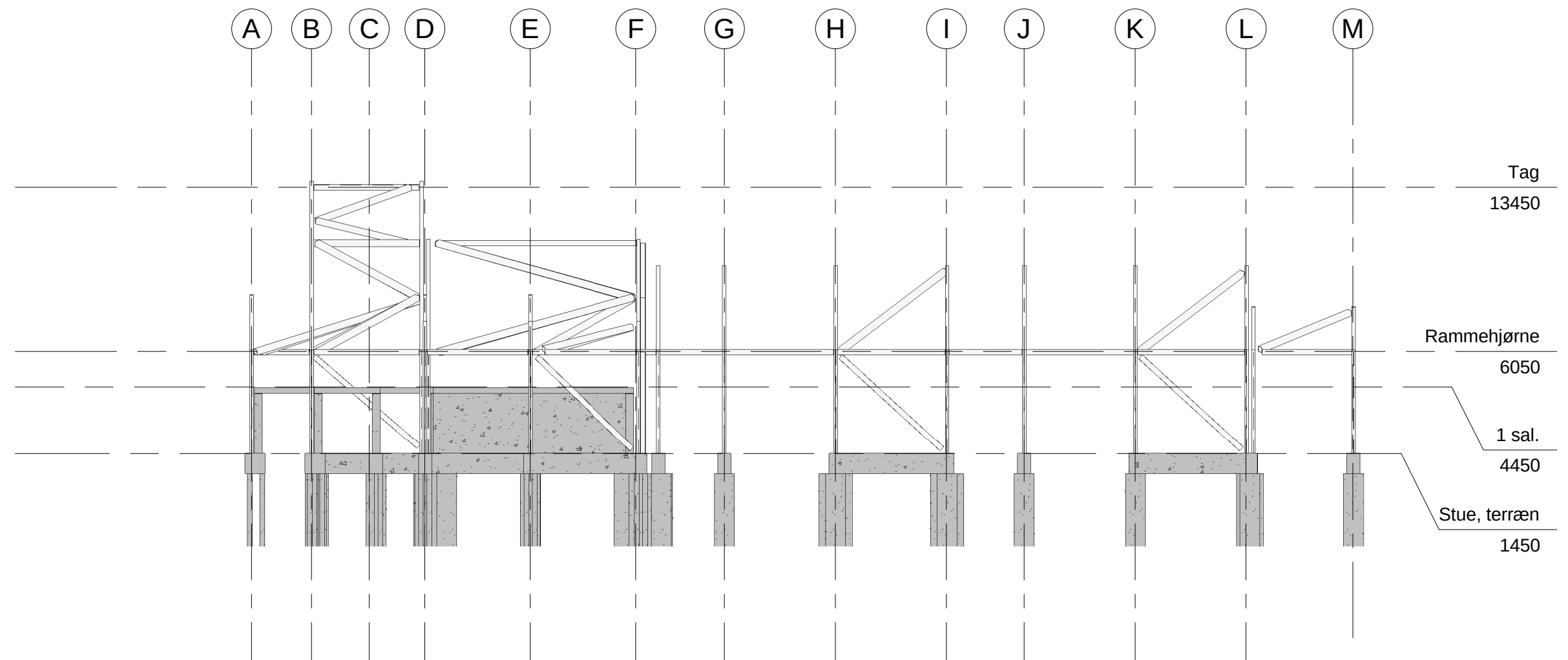
Projekttitel:			
Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune			
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål 1:300	Navn	AJE
		Dato	10-01-2017
Tegningsnavn PLANTEGNING FUNDAMENTSPLAN		Tegn. nr. 101	



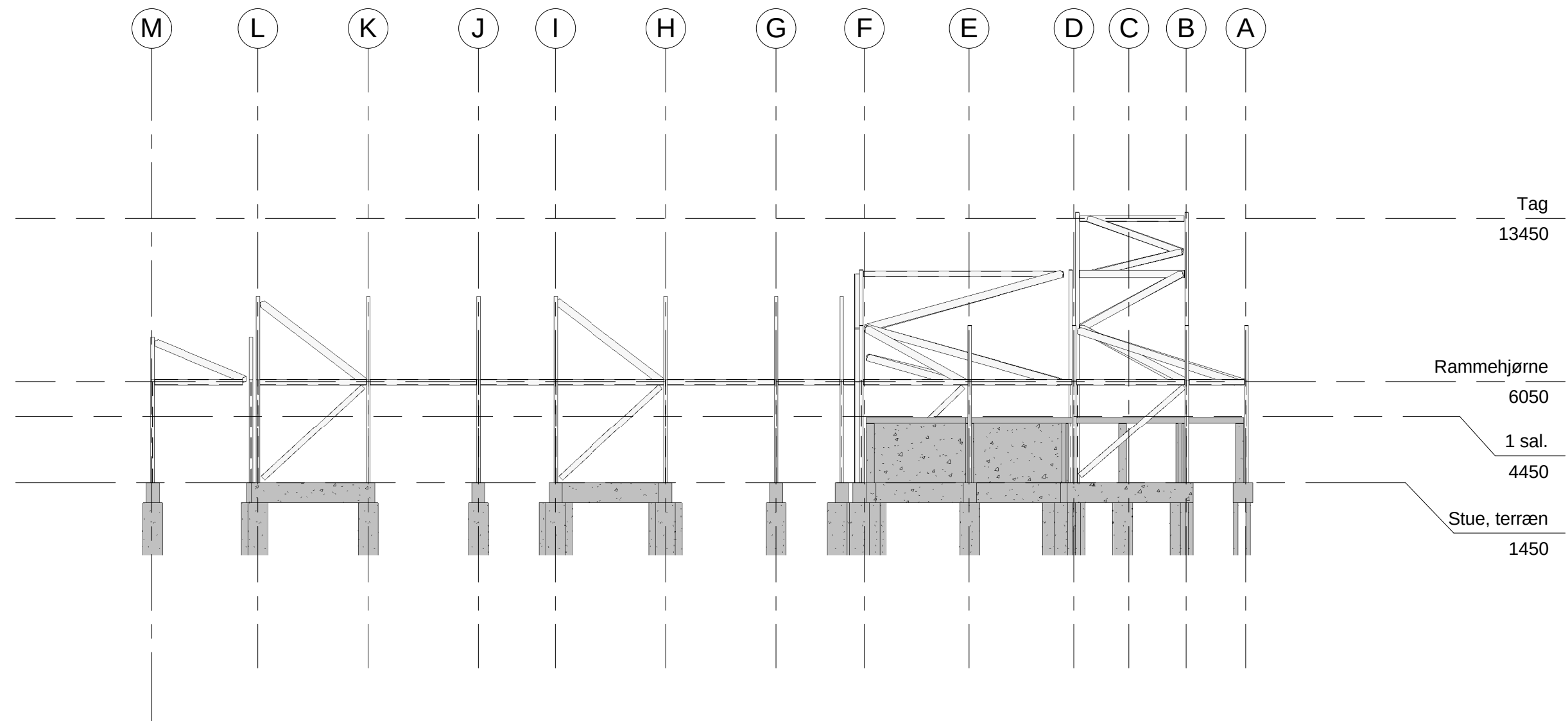
Projekttitel: Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune			
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål	Navn	AJE
	1:300	Dato	10-01-2017
Tegningsnavn PLANTEGNING VINDGITTER		Tegn. nr. 102	



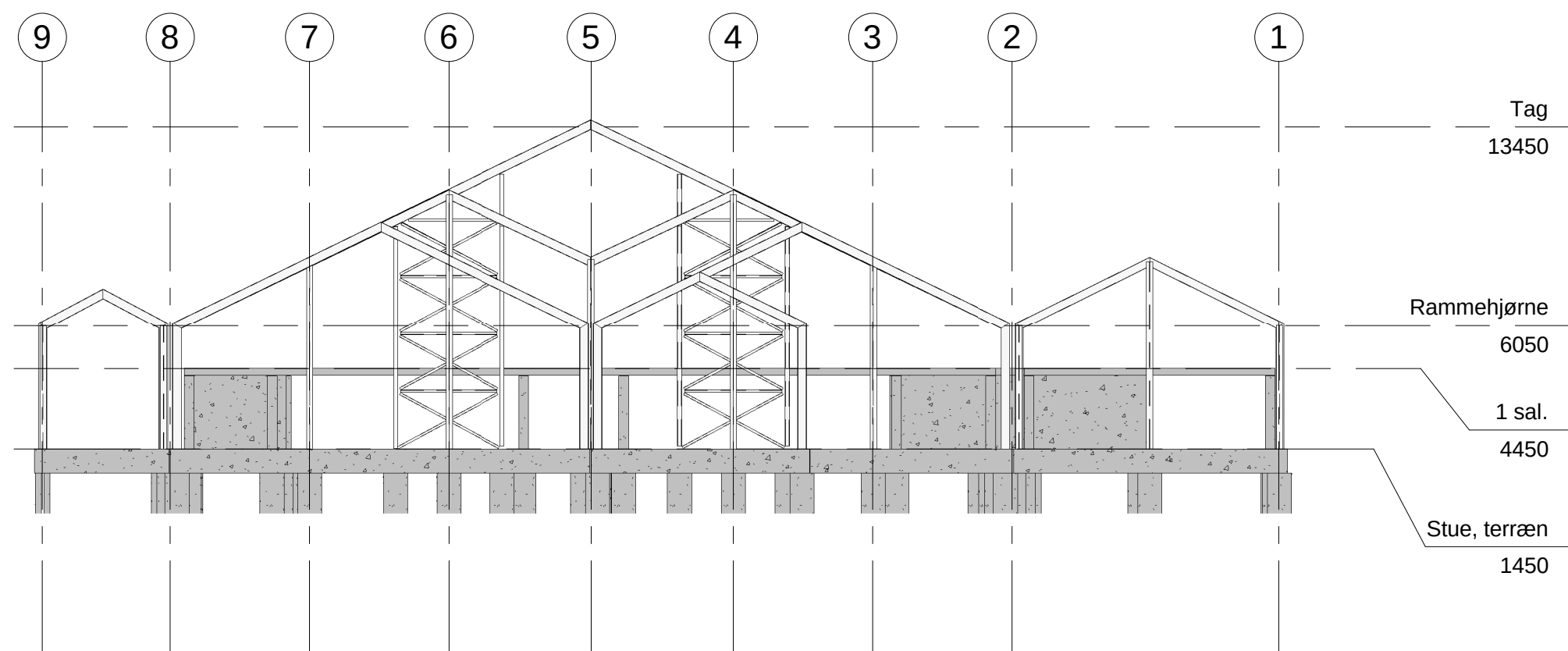
Projekttitel: Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune			
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål	Navn	AJE
	1:300	Dato	10-01-2017
Tegningsnavn PLANTEGNING 1. SAL		Tegn. nr. 103	



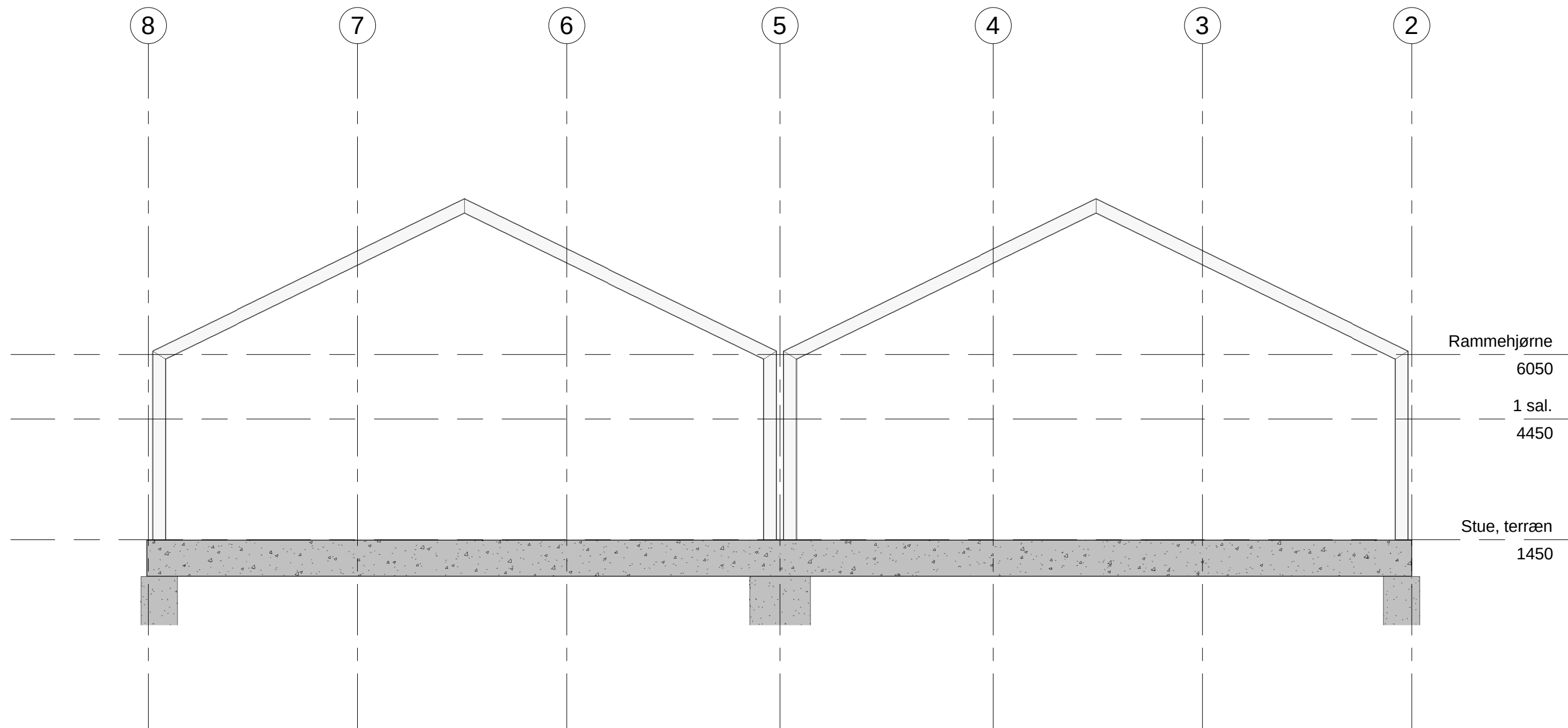
Projekttitel:			
Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune			
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål 1:200	Navn	AJE
		Dato	10-01-2017
Tegningsnavn SNITTEGNING SNIT 201		Tegn. nr. 201	



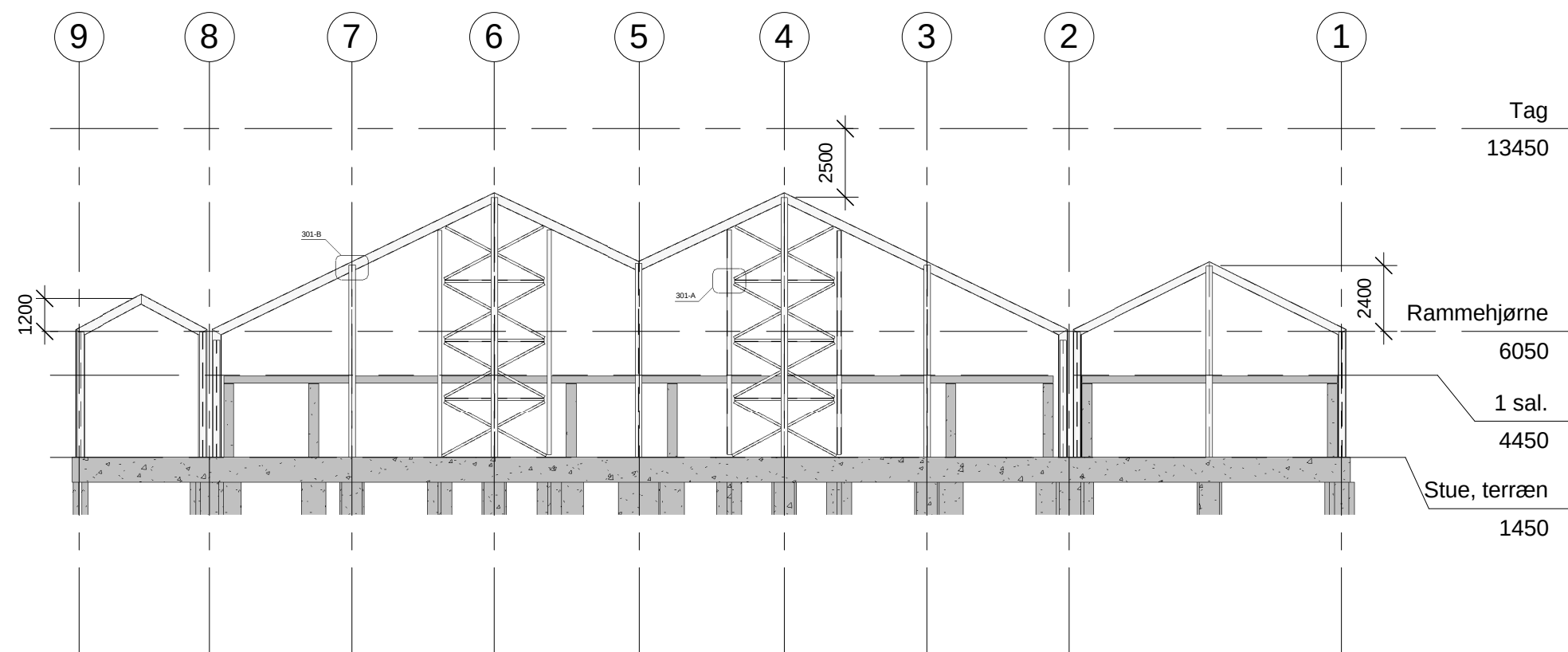
Projekttitel: Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune			
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål	Navn	AJE
	1:200	Dato	10-01-2017
Tegningsnavn	SNITTEGNING SNIT 202	Tegn. nr. 202	



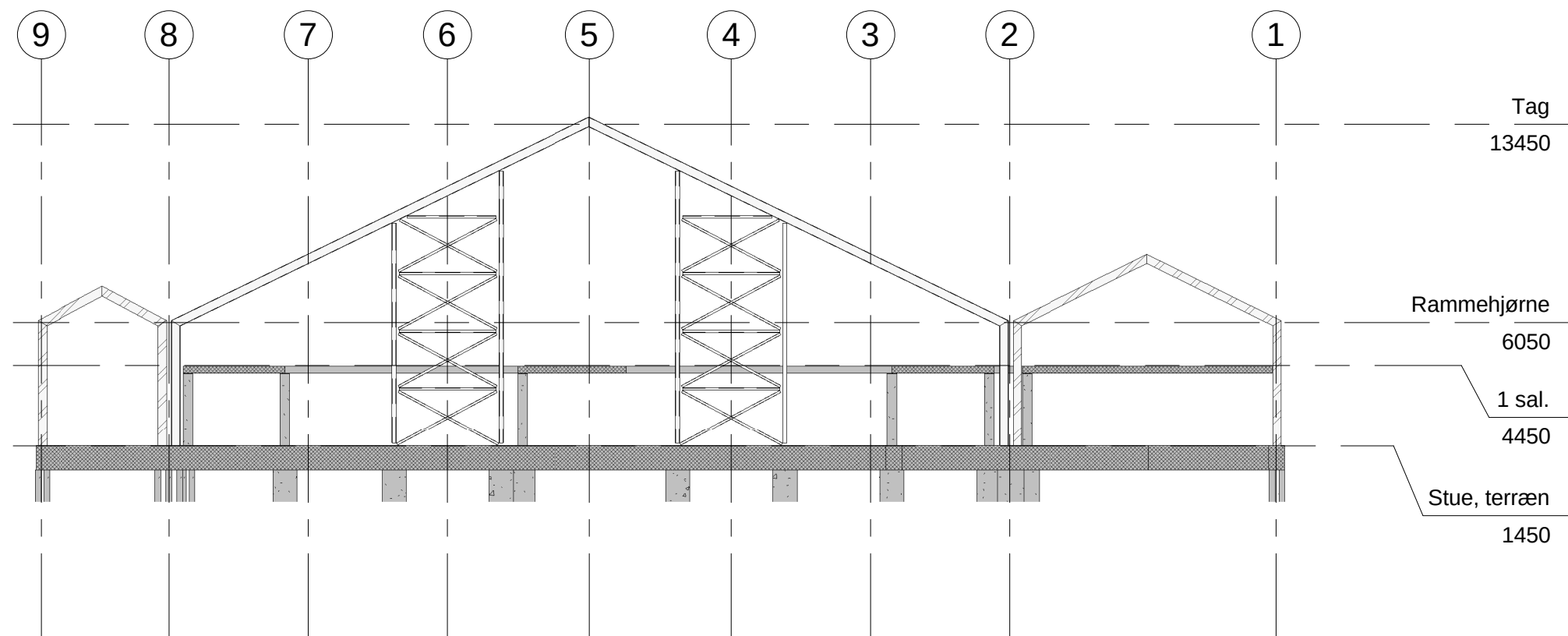
Projekttitel: Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune			
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål 1:200	Navn	AJE
		Dato	10-01-2017
Tegningsnavn	SNITTEGNING SNIT 203	Tegn. nr. 203	



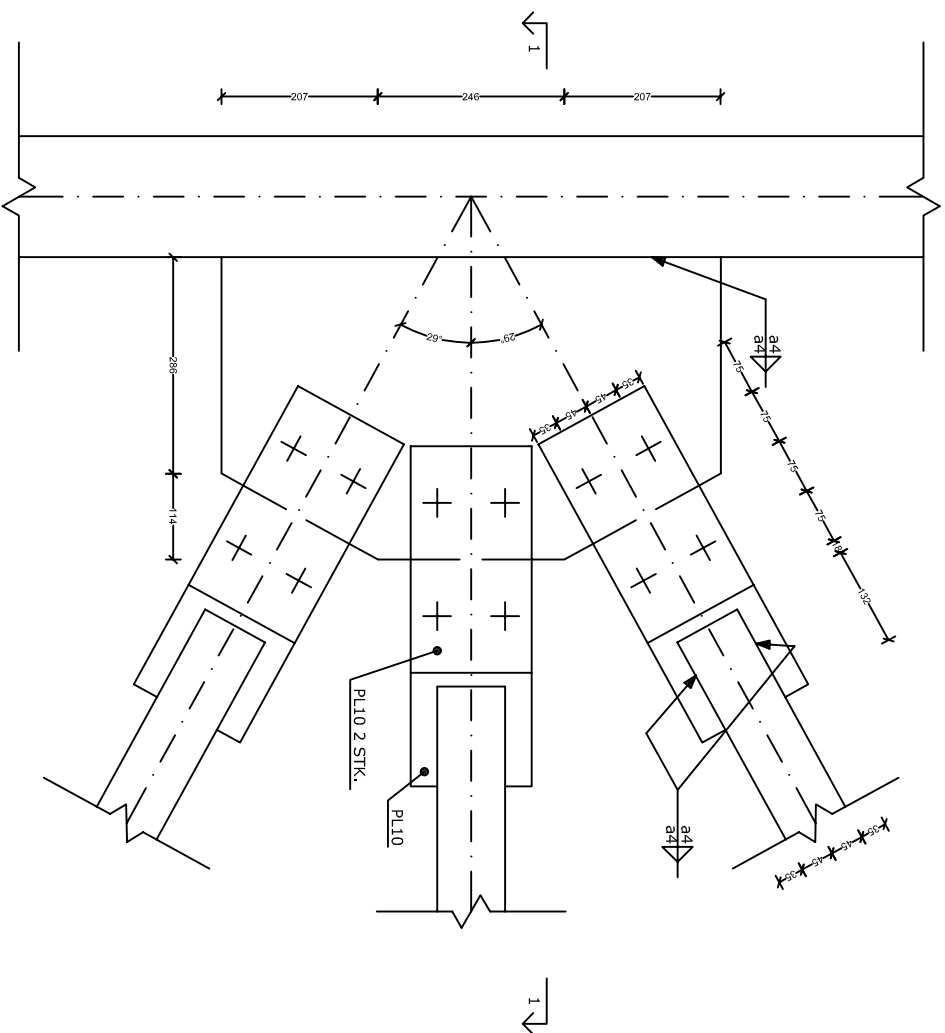
Projektitel: Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune			
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål	Navn	AJE
	1:100	Dato	10-01-2017
Tegningsnavn	SNITTEGNING SNIT 204		Tegn. nr. 204

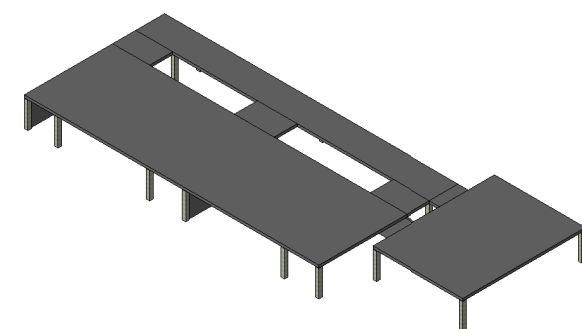
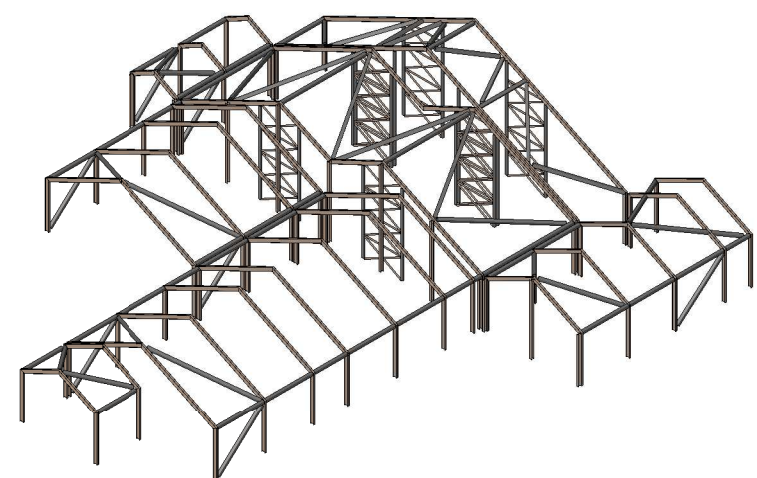
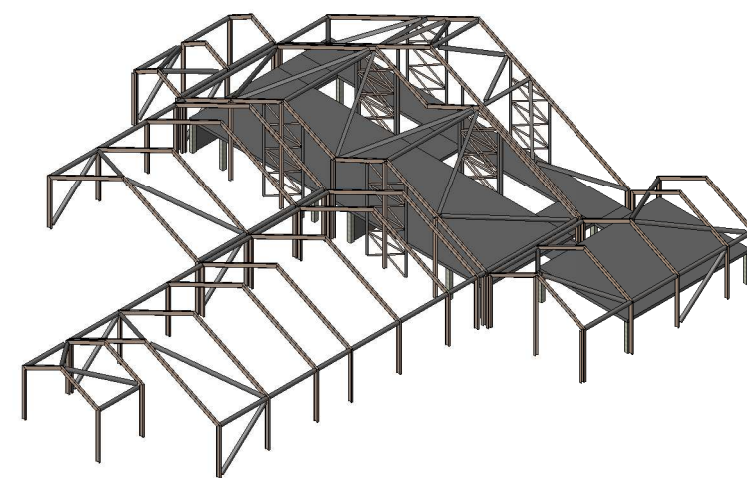
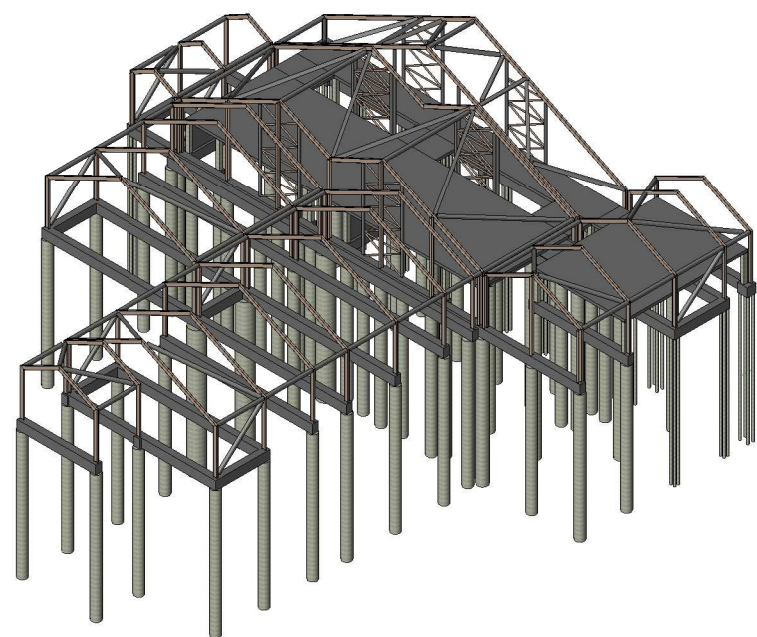


Projekttitel: Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune			
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål	Navn	AJE
	1:200	Dato	10-01-2017
Tegningsnavn SNITTEGNING SNIT 205		Tegn. nr. 205	



Projekttitel: Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune			
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål	Navn	AJE
	1:200	Dato	10-01-2017
Tegningsnavn	SNITTEGNING SNIT 206	Tegn. nr. 206	





Projekttitel: Om- og tilbygning af Forum Faaborg i Faaborg-Midtfyn kommune				
 AALBORG UNIVERSITET STUDENTERRAPPORT	Mål 1:500	Navn	AJE	
		Dato	10-01-2017	
Tegningsnavn	3D ILLUSTRATION 3D		Tegn. nr. 401	