

Projektering af elementbyggeri i Lisbjerg

Diplomingeniør i Byggeri og Anlæg



AFGANGSPROJEKT
MADS ASGER CORDT ENNGAARD
MICHAEL BO NIELSEN
AALBORG UNIVERSITET
AFLEVERING: 09.01.2025

TITELBLAD

Titel: Projektering af elementbyggeri i Lisbjerg



AALBORG UNIVERSITET
STUDENTERRAPPORT

Projekt:

Afgangsprojekt for diplomingeniør

Projektperiode:

16.10.2024 - 09.01.2025

Projektgruppe:

Mads Asger Cordt Enggaard

Michael Bo Nielsen

Vejledere:

Jannie Sønderkær Nielsen

Virksomhedskontakt:

DS Flexal - Peter Stounberg

Synopsis:

Projektet tager udgangspunkt i opførelsen af et betonelementbyggeri, hvor der udarbejdes den statiske dokumentation i rollen som henholdsvis bygværksprojekterende samt elementleverandør. Bygværkets grundlag samt stabilitet og robusthed eftervises som bygværksprojekterende og udvalgte konstruktionselementer eftervises som elementleverandør ved håndberegninger som sammenlignes med beregningssoftware. Projektet tager afsæt i SBI271-anvisningen, og viser dermed det samspil som opstår mellem bygværksprojekterende og elementleverandør ved et større anlægsprojekt.

Antal Sider:

190

Antal Bilag:

39

FORORD

Projektet er udarbejdet af Michael Bo Nielsen og Mads Asger Cordt Enggaard på 7. semester på *Byggeri og Anlæg* ved Aalborg Universitet. Projektet er skrevet i perioden fra 16. oktober 2024 til 9. januar 2025. Projektet omhandler udarbejdelse af den statiske dokumentation som bygværksprojekterende leverer til byggeprojekter. Ydermere vil udvalgte konstruktionelementer blive detaildimensioneret i rollen som elementleverandør, og samspillet mellem bygværksprojekterende og elementleverandør undersøges herved også. Projektet tager afsæt i en af DS Flexhals byggesager, hvor vi har fået adgang til udbudsmaterialet og tegningsmateriale.

Der skal derfor rettes en særlig tak til DS Flexhal for udlevering af materiel og en særlig tak til vores vejleder Jannie Sønderkær Nielsen fra Aalborg Universitet. Ydermere skal der lyde en tak til Spæncom som har bidraget med tværsnitstegninger for udvalgte elementer samt accepteret anvendelse af Spæncoms beregningssoftware som sammenligningsgrundlag for udførte håndberegninger i projektet.

Læsevejledning

Henvisningerne til litteraturen anvendt i projektet, sker med Havardmetoden, hvor kilden er angivet ved [Forfatter, (Udgave) Årstal]. Kilder, der er anvendt løbende gennem hele kapitler, angives i kapitlets indledning, mens kilder, der er anvendt enkelte gange, angives direkte i teksten. De kilder, som er anført efter et punktum, henviser til hele den foregående tekst, mens de kilder, før et punktum, henviser til den enkelte sætning.

Formler, tabeller og figurer er alle nummereret i henhold til nummeret på det indeværende kapitel. For eksempel vil figur 6.10 angive den tiende figur i kapitel 6. Figur- og tabeltekster vil fremgå under den relevante figur eller tabel.

Der kan forekomme eventuelle afvigelser for kontrol af talværdier i dette projekt, da det er afrundede værdier, som vil fremgå af projektet.

Projektet er opbygget efter SBI 271 anvisningen og opdelt i seks dele. En introduktion, hvor projektet præsenteres og der laves en problembeskrivelse. Herefter kommer A1 - Konstruktionsgrundlag, A2 - Statiske beregninger, A3 - Konstruktionstegninger og Modeller, A2.2.2 - Statiske Beregninger - Huldæk, A2.2.3 - Statiske Beregninger - Væg- og facadeelementer, A2.2.4 - Statiske Beregninger - Bjælker og A2.2.6 - Statiske Beregninger - Søjler.

Afsnittene A1, A2 samt A3 er udført i rollen som bygværksprojekterende, hvorimod detaildimensionering i afsnittene A.2.2.x er udført i rollen som betonelementleverandør.

Projektet baserer sig på en iterativ proces, hvor de fundne værdier for dimensionsgivende elementer efterfølgende er indskrevet i A1.1. Dette medfører, at projektet ikke præsenteres i kronologisk rækkefølge.

INDHOLDSFORTEGNELSE

1	Introduktion	1
1.1	Indledning	1
1.2	Problembeskrivelse	2
1.2.1	Afgrænsning	2
2	A1 - Konstruktionsgrundlag	3
2.1	Bygværket	3
2.1.1	Bygværkets art og anvendelse	3
2.1.2	Konstruktionens art og opbygning	6
2.1.3	Konstruktionsafsnit	10
2.1.4	Udførelse	11
2.1.5	Beskrivelser, modeller og tegninger	11
2.2	Grundlag	12
2.2.1	Normer og standarder	12
2.2.2	Konsekvensklasser og konstruktionsklasser	12
2.2.3	Sikkerhed	14
2.2.4	IKT-værktøjer	14
2.2.5	Referencer	15
2.3	Forundersøgelser	15
2.4	Konstruktioner	15
2.4.1	Statisk virkemåde	15
2.4.2	Anvendelseskrav	17
2.4.3	Funktionskrav	18
2.4.4	Robusthed	19
2.4.5	Trækforbindelser	20
2.4.6	Levetid	22
2.4.7	Brand	22
2.4.8	Udførelse	22
2.4.9	Drift og vedligehold	22
2.5	Konstruktionsmaterialer	22
2.5.1	Grund og jord	22
2.5.2	Beton	23
2.5.3	Inndeling af betonelementer	23
2.5.4	Stål	24
2.5.5	Træ	25
2.5.6	Murværk	25
2.5.7	Øvrige	25
2.6	Laster	25

2.6.1	Lastkombinationer og lasttilfælde	25
2.6.2	Permanente laster	27
2.6.3	Hovedkonstruktionen	27
2.6.4	Sekundærkonstruktionen	29
2.6.5	Nyttelaster	30
2.6.6	Naturlaster	31
2.6.7	Geometriske imperfektioner	38
2.6.8	Ulykkeslaster	40
2.6.9	Midlertidige laster	43
2.6.10	Andre laster	43
3	A2 - Statiske Beregninger	44
3.1	Hovedstatik	44
3.2	Lodret lastnedføring	44
3.2.1	Lastskemaer og bærelinjer	45
3.2.2	Linjelaster	48
3.2.3	Aflevering af punktlaster	48
3.3	Vandret lastnedføring	50
3.3.1	Fastlæggelse af laster	50
3.3.2	Fordeling af last	53
3.3.3	Stabilitet	57
3.4	Robusthed	63
3.4.1	Hovedkonstruktionen	63
3.4.2	Sekundærkonstruktion	71
3.4.3	Trækforbindelser	72
3.5	Overslagsberegninger	82
3.5.1	Huldæk	82
3.5.2	KB bjælker	86
3.5.3	Søjler	87
3.5.4	TTS-elementer	87
4	A3 - Konstruktionstegninger og Modeller	91
5	A2.2.2 - Statiske Beregninger - Huldæk	102
5.1	Grundlag	102
5.2	Statisk system og laster	104
5.3	Eftervisning af brudgrænsestilstand	104
5.3.1	Momentbæreevne	105
5.3.2	Forskydningsbæreevne	110
5.4	Eftervisning af anvendelsesgrænsestanden	111
5.4.1	Sammenligning af håndberegninger samt beregningsprogram	115
6	A2.2.3 - Statiske Beregninger - Væg- og facadeelementer	118
6.1	Grundlag	118
6.2	Statisk system og laster	119
6.2.1	VE 1.B - Maksimal karakteristisk last	121
6.2.2	VE 1.B - Excentrisk last	124

6.2.3	VE 1.11 - Maksimal karakteristisk last	124
6.2.4	FE 1.11 - Maksimal karakteristisk last	128
6.3	Eftervisning af brudgrænsetilstande	130
6.3.1	VE 1.B - Maksimal karakteristisk last	131
6.3.2	VE 1.B - Excentrisk last	131
6.3.3	VE 1.11 - Maksimal karakteristisk last	132
6.3.4	FE 1.11 - Maksimal karakteristisk last	138
6.3.5	Selvbærende vægelementer	144
7	A2.2.4 - Statiske Beregninger - Bjælker	152
7.1	Grundlag	152
7.2	Statisk system og laster	153
7.3	Eftervisning af brudgrænsetilstand	157
7.3.1	Momentbæreevne	157
7.3.2	Forskydning og vridning	158
7.3.3	Forankring for reaktionen	163
7.4	Eftervisning af anvendelsesgrænstillstand	165
7.5	Sammenligning af håndberegninger samt beregningsprogram	165
8	A2.2.6 - Statiske Beregninger - Søjler	167
8.1	Grundlag	167
8.2	Armering	169
8.2.1	Længdearmering	169
8.2.2	Tværarmering	170
8.3	Statisk system og laster	171
8.3.1	Excentricitet	172
8.3.2	SE 1.B - Maksimal karakteristisk last	172
8.3.3	SE 1.B - Maksimal excentrisk last	177
8.4	Eftervisning af bæreevne	178
8.4.1	MN-Diagram	179
8.4.2	Moment omkring to akser	183
8.5	Sammenligning af håndberegninger samt beregningsprogram	184
9	Konklusion	186
	Litteratur	187
	Bilag A A1 - Konstruktionsgrundlag	189
A.1	Ophobning af sne ved ventilationsaggregat.	189
A.2	PolyWind	189
	Bilag B A2 - Statiske Beregninger	200
B.1	Lodret lastnedføring	200
B.1.1	Modullinje A/C	200
B.1.2	Modullinje B	201
B.1.3	Modullinje 9 og 11	202
B.2	Geomtrisk imperfektionslast	203

B.3	Seismisk last	205
B.4	Stabilisering	205
B.4.1	Modullinje A/C	206
B.4.2	Modullinje B	207
B.4.3	Modullinje 9 og 11	207
B.5	Lastfordeling i vægge	208
B.5.1	Stueetagen	208
B.5.2	Første sal	209
B.5.3	Anden sal	210
Bilag C	Bilag til A2.2.2	211
C.1	Eftervisning med Spæncoms beregningssoftware - Huldæk	211
Bilag D	Bilag til A2.2.4	213
D.1	Eftervisning med Spæncoms beregningssoftware - KB	213
Bilag E	Bilag til A2.2.6	221
E.1	Eftervisning med Spæncoms beregningssoftware - Søjle	221

INTRODUKTION

1.1 Indledning

Byggeprojektet, som denne rapport omhandler, er beliggende i Lisbjerg ved Aarhus Nord. Her skal DS Flexhal opføre et elementbyggeri, der skal bruges til afvikling af skriftlige eksamener for Aarhus Universitet. DS Flexhal bygger for FEAS, der er et ejendomsselskab, som er ejet af Aarhus Universitets Forskningsfond.

Det er valgt, at dette afgangsprøve skal tage afsæt i netop dette projekt, eftersom Mads har været tilknyttet projektet i sin praktikperiode ved DS Flexhal, og Michael har i sin praktikperiode ved Spæncom projekteret nogle af de elementtyper som indgår i projektet. Projektet er derfor nærliggende, da begge har mulighed for at inddrage de erfaringer, som er tilegnet under praktikforløbene.

Rapporten struktureres med afsæt i SBI271, men rapporten bliver ikke struktureret præcist som det er foreskrevet i SBI271, da den også er et afgangsprøve ved Aalborg Universitet. Rapporten afviger fra SBI271, da den arbejder omkring en problembeskrivelse, og der generelt er mere forklarende tekst og teori, end man kan forvente at se i en SBI271 rapport. Der udarbejdes statisk dokumentation, som ved et byggeprojekt vil blive leveret af bygværksprojekterende, men enkelte udvalgte elementer vil også blive detailprojekteret i rollen som elementleverandør.

Projektet tager udgangspunkt i udbudsmateriale, indledende skitser mm. som er udleveret af DS Flexhal. På figur 1.1 herunder, ses et udklip fra en gældende IFC model af byggeriet.



Figur 1.1 Udklip fra IFC model. IFC-model udleveret af DS Flexhal

1.2 Problembeskrivelse

I rapporten udarbejdes der statisk dokumentation, som ved byggeprojekter leveres af bygværksprojekterende, men også dokumentation for enkelte konstruktionselementer, som leveres af elementleverandører. Herved undersøges samspillet mellem bygværksprojekterende og elementleverandører.

Den statiske dokumentation tager udgangspunkt i det udbudsmateriale som DS Flexhal har stillet til rådighed, hvor der indgår tegningsmateriale, projektforsudsætninger mm. Til udarbejdelse af den statiske dokumentation tages der udgangspunkt i strukturen fra SBI271, som følges i det omfang der er fundet relevant, og som er beskrevet i afgrænsningen herunder.

Som supplement til ovenstående problembeskrivelse opstilles følgende underspørgsmål, som løbende vil blive besvaret i rapporten.

- *Hvordan struktureres den statiske dokumentation efter SBI271-anvisningen?*
- *Hvordan findes de lodrettekræfter og hvordan føres disse til fundamenterne?*
- *Hvordan findes de vandrettekræfter og hvordan sikres stabilitet?*
- *Hvordan sikres det, at bygningen er robust jævnfør gældende normer?*
- *Hvordan detaildimensioneres søjler, bjælker, vægge og huldæk?*

1.2.1 Afgrænsning

I rollen som bygværksprojekterende afgrænses projektet til, med afsæt i SBI271, at indeholde A1 - Konstruktionsgrundlag, A2 - Statiske Beregninger og A3 - Konstruktionstegninger og Modeller.

I rollen som elementleverandør afgrænses projektet til at indeholde A2.2.2 - Statiske Beregninger - Huldæk, A2.2.3- Statiske Beregninger - Væg- og Facadeelementer, A2.2.4 - Statiske Beregninger - Bjælker og A2.2.6 - Statiske Beregninger - Søjler. Der dokumenteres ikke, at alle de enkelte elementer har tilstrækkelig bæreevne, men der tages udgangspunkt i kritiske elementer som udvælges.

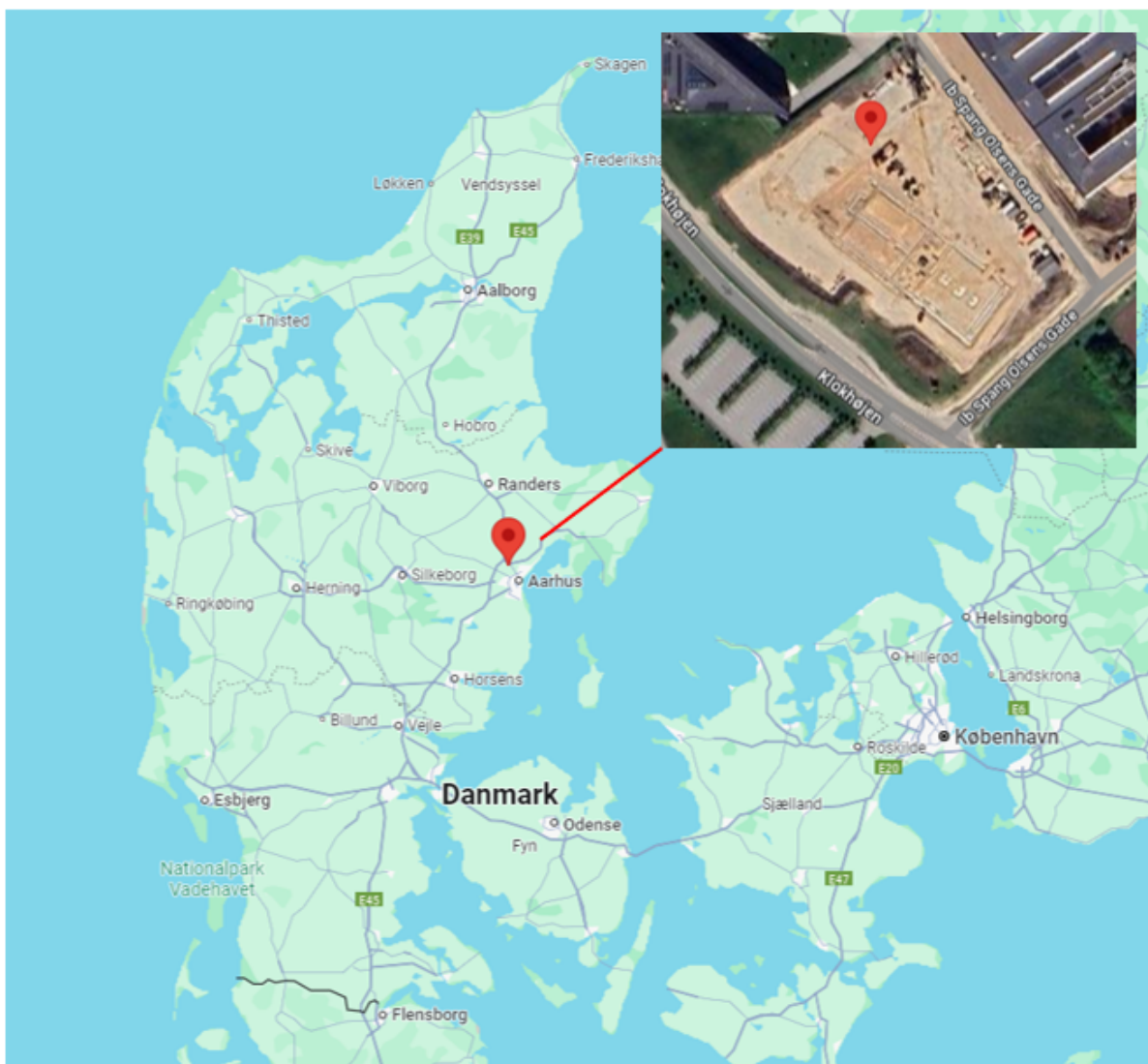
Der afgrænses dog, fra nogle dele af de udvalgte anvisninger, da disse ikke er relevante for denne rapport. Lasterne føres til fundament, men fundamenterne vil ikke blive projekteret. Desuden projekteres terrændækkene heller ikke i denne rapport. Problemstillinger vedrørende brand og vedligehold håndteres ikke i denne rapport.

Der laves ikke beregninger for alle lastkombinationer, men istedet udvælges de mest kritiske lastkombinationer, og disse anvendes til undersøgelse af BGT og AGT. Desuden er de eneste vandrette laster, som der vil blive inddraget i lastkombinationerne, de vandrette laster, der kommer fra vind, seismisk samt geometrisk imperfektionslast.

A1 - KONSTRUKTIONSGRUNDLAG

2.1 Bygværket

Bygværket er placeret i Erhvervspark Lisbjerg i Århus Nord, og bliver opført af Forskningsfondens Ejendomsselskab (FEAS). Bygværkets placering fremgår af figur 2.1 herunder.

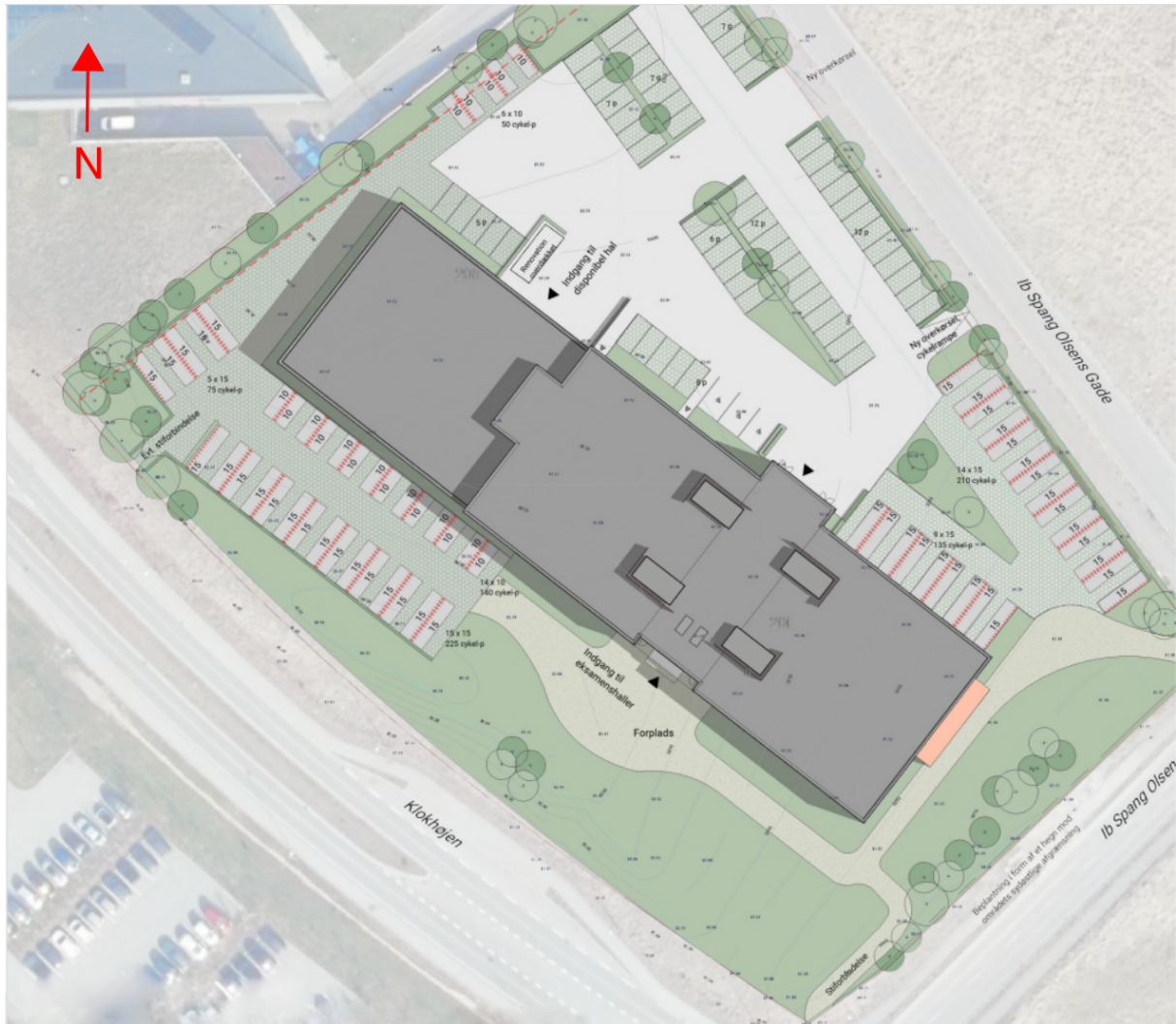


Figur 2.1 Projektlokaliteten er i Erhvervspark Lisbjerg Nord for Aarhus. [Google, 2025]

2.1.1 Bygværkets art og anvendelse

Bygværket består af et nybyggeri, som har til formål at afvikle eksamener for Århus Universitet med plads til afvikling af skriftlig eksamen for 1100 elever på samme tid. Bygværket er opdelt i henholdsvis

fordelingsområder, eksamenslokaler, toiletfaciliteter samt en tilstødende disponibel hal. I udbudsmaterialet indgår der krav til, hvordan bygværket kan se ud samt retningslinjer for, hvordan der kan afviges fra denne beskrivelse. Udgangspunktet fra udbudsmaterialet kan ses på nedenstående figur 2.2. [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]

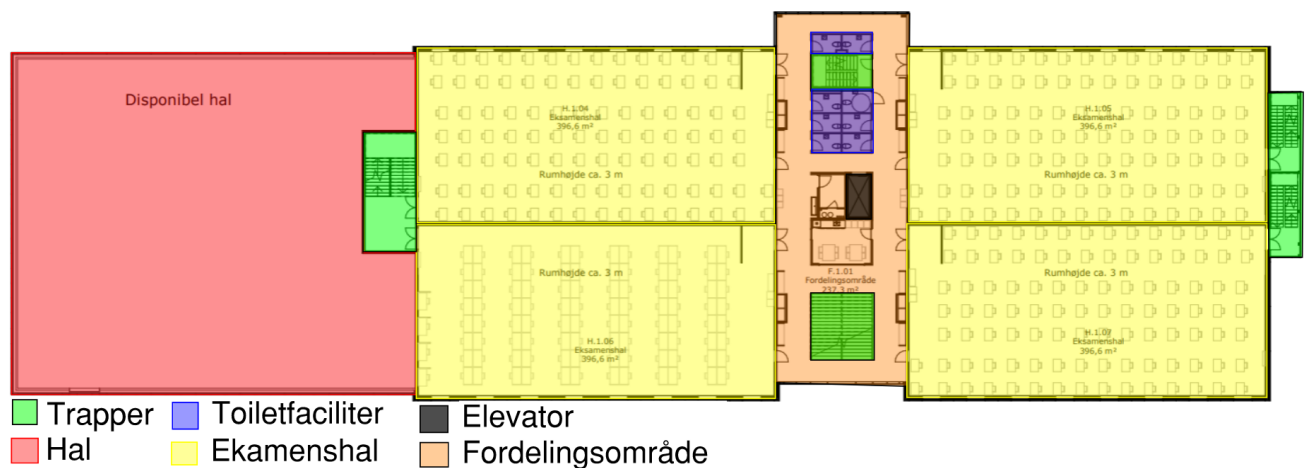


Figur 2.2 Oversigt over bygværk [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]

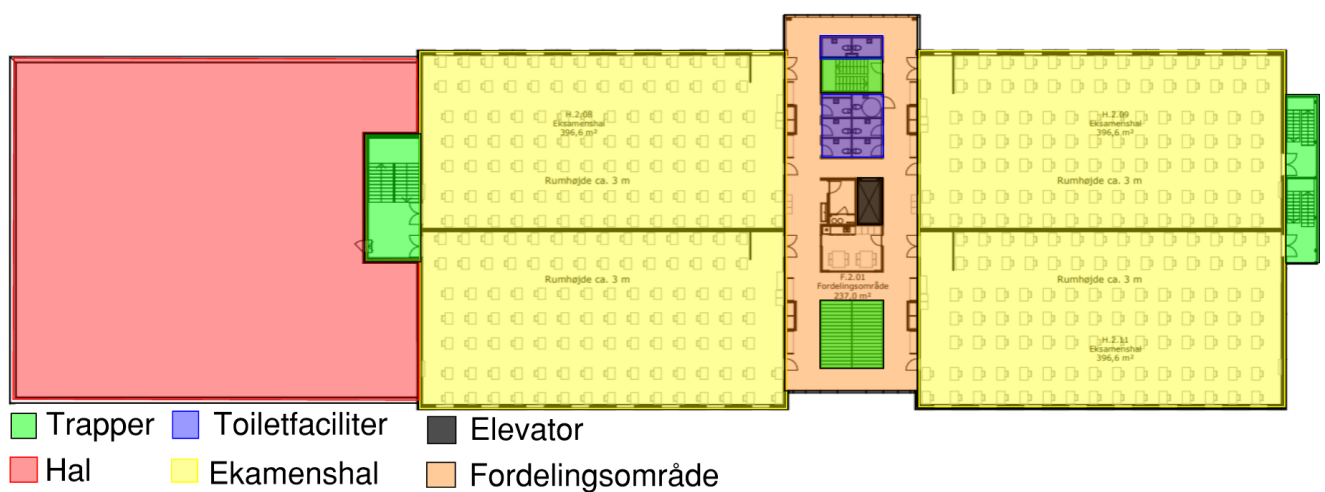
Bygværket udgøres af en disponibel hal, velfærdsfaciliteter og eksamenshaller. Eksamenshallerne vil blive udført i tre etager, mens den disponible hal består af en etage. Der redegøres for de enkelte etagers funktion på nedenstående planer:



Figur 2.3 Oversigt over stueplan. [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]



Figur 2.4 Oversigt over 1. sal. [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]



Figur 2.5 Oversigt over 2. sal. [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]

På figur 2.6, 2.7 og 2.8 ses henholdsvis et snit af bygningens længderetning samt to tværsnit i bygningen.

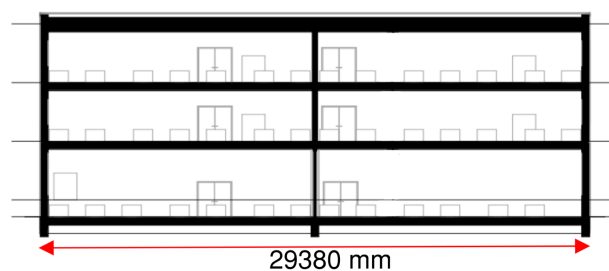
Et tværsnit ved fordelingsområdet samt et igennem eksamenshallerne. Ydermere er bygværkets ydre geometri påført.



Figur 2.6 Længdesnit af bygværket. [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]



Figur 2.7 Tværsnit ved fordelingsområde [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]



Figur 2.8 Tværsnit ved eksamenshal [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]

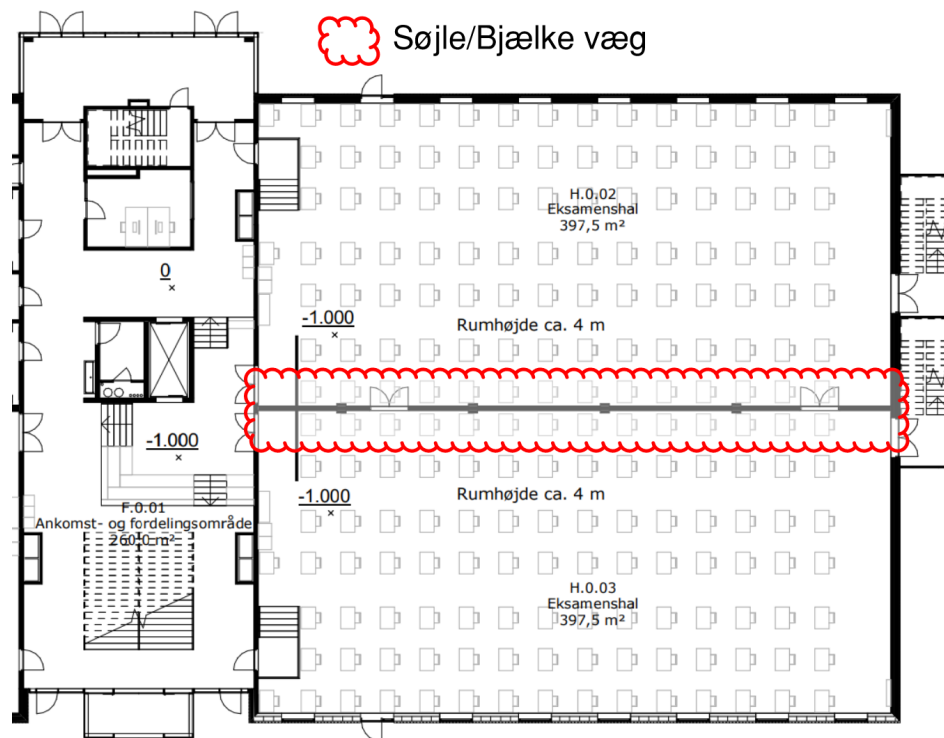
Bruttoarealerne for henholdsvis den disponible hal og eksamenshallerne er angivet i tabel 2.1, der ses herunder. Hver af hallerne udgør cirka. 400 m².

Stueplan	
Eksamenshal	2047 m ²
Disponibel hal	856 m ²
1. sal	
Eksamenshal	2036 m ²
Disponibel hal	-
2. sal	
Eksamenshal	2046 m ²
Disponibel hal	-

Tabel 2.1 Etagearealer for bygværket [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]

2.1.2 Konstruktionens art og opbygning

Bygværkets bærende dele består af præfabrikerede betonelementer. Det meste af konstruktionen er opbygget som skive/pladesystem. Dog er der i udbudsmaterialet et ønske om, at to af eksamenshallerne i stueplan skal kunne sammenlægges, hvis disse i fremtiden skal bruges til andet formål. Dette medfører, at vægelementet for dette område er udført som søjle/bjælkesystem i kombination med en skeletvæg. Skeletvæggen vil ikke have nogen statiske betydning, og vil kunne fjernes på et senere tidspunkt. Nedenstående figur 2.9 angiver, hvor søjle/bjælkesystemet er placeret på stueplan:



Figur 2.9 Søjle/bjælke væg på stueplan. [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]

De enkelte konstruktionselementer i bygværket er redegjort for i nedenstående afsnit.

Etageadskillelser

Etageadskillelserne for bygværket vil blive udført med huldæk. Der er i udbudsmaterialet angivet, at der ikke vil være mellemunderstøtninger mellem spændvidderne, hvilket medfører, at huldæk er brugbare. Der vil over huldækkene blive støbt et slidlag samt monteret et færdigt gulv, og der vil under huldækkene være nedhængte lofter, som yderligere vil virke som installationslag.

Væg- og facadeelementer

Væg- og facadeelementerne udføres i præfabrikerede betonelementer. Der er i udbudsmaterialet ønsket, at der i bygværket vil være en vis fleksibilitet i forhold til vindueselementer. Dette medfører, at der for væg- og facadeelementerne laves områder, som senere kan fjernes uden at have nogen statiske betydning for bygværket. Et eksempel på disse områder, hvor der er klargjort til fremtidige udsparringer kan ses på figur 2.10.

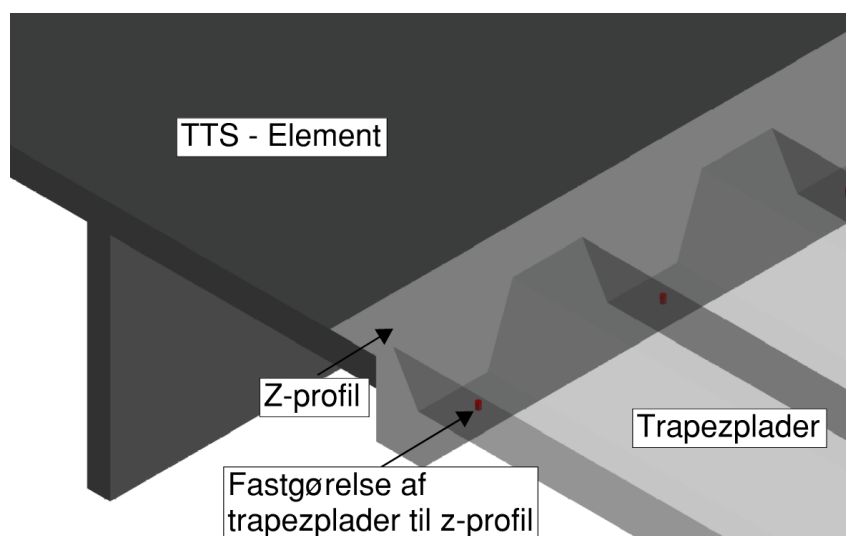


Figur 2.10 Områderne hvor der er forberedt til potentielle udsparringer er markeret med rød. I disse områder er forpladen tyndere end den er for resten af elementet. *IFC-model udleveret af DS Flexhal*

Tagelementer

For eksamenshallerne vil tagopbygningen opbygges med huldæk, der spænder cirka 15 m fra facade til indvendig væg. Ovenpå huldækkene monteres dampspærre, hvorpå der lægges hård trykfast isolering, hvorefter der brændes tagpap på. Ydermere nedstropes loftet under huldækkene, som resulterer i et installationslag.

For den disponible hal udføres tagkonstruktionen med forspændte sadeltagsformet tagplader, som i branchen benævnes TTS'er. Disse skal spænde cirka 28 m. Der påsvejses et Z-profil på TTS-elementernes lejeplader, og derefter fastgøres trapezplader i Z-profilerne. Ovenpå denne tagopbygning lægges 5 cm isolering ved TTS-elementerne, hvorefter en dampspærre monteres, og der lægges trykfast hård isolering herpå, som afsluttes med tagpap. Se nedenstående figur 2.11 for illustration af tagopbygningen mellem trapezplader og TTS-element:



Figur 2.11 Illustration af samling mellem TTS-elementer samt trapezplader.

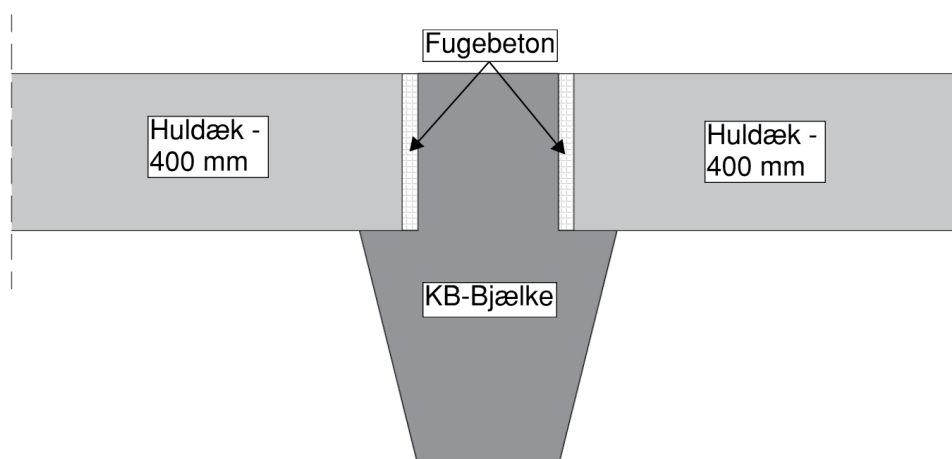
Ydermere stilles der i udbudsmaterialet krav til, at tagkonstruktionen fremtidssikres med ekstra last fra et fremtidigt solcelleanlæg.

Søjler

Søjlerne skal i projektet fremstå blottet. Der monteres søjler ved vægelementet på figur 2.9. Ydermere vil der i fordelingsområdet være søjler ved trappeområdet til at bære etageadskillelserne. Søjlerne i bygværket vil alle indgå som søjle/bjælkesystemer.

Bjælker

Bjælkerne angivet på figur 2.12 vil skulle optage lastopland fra begge sider fra etageadskillelsen, hvilket medfører, at bjælken vil være en forspændt KB-bjælke med hylde på begge sider til vederlag for huldækselementer. Se nedenstående figur for illustration af KB-Bjælke med dobbelt hylde.

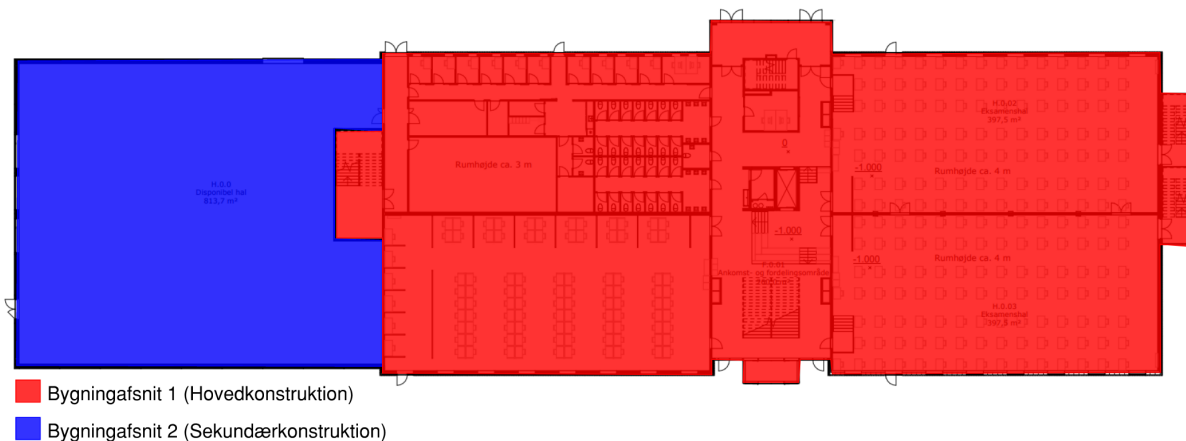


Figur 2.12 Illustration af KB-Bjælke med to hylder til vederlag for huldækselementer.

Bjælkerne ude omkring trapperne ved fordelingsområder vil skulle bære huldækkene fra kun en side. Disse bjælker vil kunne udføres som almindelig forspændte RB-bjælker.

2.1.3 Konstruktionsafsnit

Bygværket er har to forskellige funktioner, hvilket medfører, at bygværket opdeles i to bygningsafsnit, da disse er statisk uafhængige. Et for henholdsvis eksamenshallerne samt et for lagerhallen. Eksamenshallen benævnes herefter hovedkonstruktionen, og lagerhallen benævnes sekundærkonstruktionen. Nedenstående figur 2.13 angiver henholds hoved- samt sekundærkonstruktionen.



Figur 2.13 Inddeling af bygværk i bygningsafsnit. [Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter, 2023]

Herefter vil de to bygningsafsnit blive inddelt i konstruktionsafsnit. Konstruktionsafsnittene inddeles efter elementtyper, som grænser op til de respektive grænseflader mellem afsnittene. De konstruktionsafsnit, som har statisk betydning for det samlede bygværk, skal være i samme konsekvens- og konstruktionsklasse som bygværket. Derimod kan konstruktionsafsnit, som ikke har statisk betydning for det samlede bygværk, placeres i en mindre konsekvens- og konstruktionsklasse [Dansk Standard, 2024c]. Nedenstående tabel 2.2 angiver disse:

Hovedkonstruktionen			
Konstruktionsafsnit	Elementtype	Konsekvensklasse	Konstruktionsklasse
1	Fundamenter	CC3+	KK4
2	Huldæk	CC3+	KK4
3	Væg- og facadeelementer	CC3+	KK4
4	Bjælker	CC3+	KK4
5	Trapper	CC3	KK3
6	Søjler	CC3+	KK4
7	Ventilationsanlæg - Tag	CC1	KK1
8	Rækværk - Indvendig	CC1	KK1
Sekundærkonstruktionen			
Konstruktionsafsnit	Elementtype	Konsekvensklasse	Konstruktionsklasse
10	Fundamenter	CC2	KK2
11	TTS	CC2	KK2
12	Huldæk	CC2	KK2
13	Væg- og facadeelementer	CC2	KK2
14	Trapezplader	CC2	KK2

Tabel 2.2 Inddeling af hoved- og sekundærkonstruktion i konstruktionsafsnit.

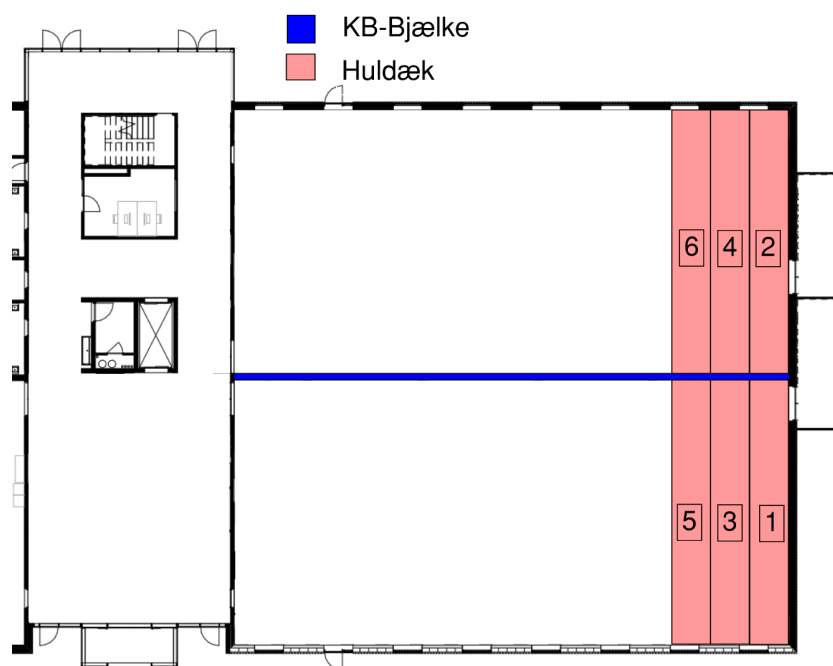
Ydelsesmodeller for afsnitsprojekterende

For projektet anvendes ydelsesmodellen 4LK fra Molio A113 for leverandører til konstruktionsafsnit. Dette betyder, at det er op til den enkelte leverandør for konstruktionsafsnittene at dimensionere de

interne samlinger for det enkelte konstruktionsafsnit. Samlinger i grænsefladen mellem konstruktionsafsnit dimensioneres af den bygværksprojekterende. [Molio, 2022]

2.1.4 Udførelse

I forhold til udførelsen af projektet skal dette opføres som et almindeligt elementbyggeri. Bygværket anses som simpelt og ukompliceret, hvilket medfører, at de generelle regler for opførelse kan anvendes. Rand- og punktfundamenterne samt terrændækket støbes, hvorefter vægelementer til stuen først monteres og afstives retmæssigt til montagesituationen. Herefter kan huldækkene lægges som etageadskillelse, hvor det skal sikres, at fordeling af lasterne ikke vil skabe unødigt vridning i elementer i forhold til montagerækkefølgen. Dette har blandt andet betydning for KB-bjælken. Huldæk vil for dette område monteres forskudt, så kæntring for bjælken undgås i montagesituationen. Nedenstående figur 2.14 viser dette princip for montagen af huldækkene. Efterfølgende opføres etagerne ovenfor på samme vis.



Figur 2.14 Princip for montage af huldæk.

Der vil yderligere forelægge en dæk- og fugearmeringsplanerne i A3 - Konstruktionstegninger og Modeller i kapitel 4. Efter vægge, søjler, bjælker samt huldæk er monteret for stuen ilægges fugearmeringen og etagen støbes ud. Denne proces fortsættes op igennem bygværket.

Vederlag for konstruktionselementer afhænger af elementtype samt spændvidde. Der udgøres detaljetegninger for udvalgte grænseflader, hvor vederlaget defineres. Angivelse samt placering af detaljer kan ligeledes findes i A3 - Konstruktionstegninger og Modeller i kapitel 4.

2.1.5 Beskrivelser, modeller og tegninger

Beskrivelser og illustrationer indsættes løbende i dokumenterne, men tegningsmateriale og modeller samles også i A3 - Konstruktionstegninger og Modeller, der fremgår af kapitel 4.

2.2 Grundlag

I dette afsnit gennemgås beregningsgrundlaget, som ligger til baggrund for beregningerne i A2 - Statiske Beregninger i kapitel 3.

2.2.1 Normer og standarder

Alle de normer, der anvendes ved senere beregninger, fremgår af tabel 2.3.

Dansk Standard	
DS/INF 1990:2024	Vejledning om indplacering af konstruktioner i konsekvensklasser
DS/EN 13670:2010	Udførelse af betonkonstruktioner
DS/EN 1990 DK NA:2021	Nationalt annekst til Eurocode 0
DS/EN 1991-1-3 DK NA:2024	Nationalt annekst til Eurocode 1 del 1-3
DS/EN 1991-1-4 DK NA:2024	Nationalt annekst til Eurocode 1 del 1-4
DS/EN 1998-1 DK NA:2020	Nationalt annekst til Eurocode 8
DS/EN ISO 12944-2:2017	Korrosionsbeskyttelse af stålkonstruktioner
DS/EN 10025-2:2019	Varmvalsede produkter af konstruktionsstål
Eurocode 0	
DS/EN 1990:2007	Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner
Eurocode 1	
DS/EN 1991-1-1:2007	Del 1-1: Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger
DS/EN 1991-1-3:2007	Del 1-3: Generelle laster - snelast
DS/EN 1991-1-4:2007	Del 1-4: Generelle laster - vindlast
Eurocode 2	
DS/EN 1992-1-1	Betonkonstruktioner
Eurocode 3	
DS/EN 1993	Stålkonstruktioner

Tabel 2.3 Anvendte normer for redegørelse i kapitel 2.4 og beregninger i kapitel 3

2.2.2 Konsekvensklasser og konstruktionsklasser

Konsekvensklasse

Konsekvensklassen findes for hver af de to bygningsafsnit. På nedenstående figur 2.15 er angivet, hvor bygningsafsnittene er placeret i forhold til anvendelsen. Hovedkonstruktionen er angivet med rød, og sekundærbygningen er angivet med blå.

Tabel 2 – Vejledende grænseværdier for indplacering af hovedkonstruktion i konsekvensklasser som funktion af størrelse

Bygningsanvendelse		Største konstruktions-spændvidde [m]			Største højde over/dybde under terræn [m] jf. figur 1			Største antal etager over terræn [antal] ^a		
Nr.	Beskrivelse	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3	CC1	CC2	CC3
1	Længere ophold, fx beboelse, kontor, hotel, feriehus, dag- og døgninstitution, undervisning, klinik ^b	÷	16	∞	0/0	12/6	÷/9	÷	5	15
2	Hospital	÷	16	∞	0/0	÷/6	÷/9	÷	2	5
3	Forsamling, fx koncert, sport, kirke, auditorium, udstilling, teater, scene, detailhandel, spisesteder og overdækninger (≤ 150 personer) ^h	÷	16	36	0/0	12/6	20/9	÷	2	5
4	Forsamling, fx koncert, sport, kirke, auditorium, udstilling, teater, scene, detailhandel, spisesteder og overdækninger ^c (> 150 personer)	÷	12	24	0/0	6/0	20/6	÷	1	2
5	Forsamling, tribuner (> 150 personer) ^d	0	8	12	0/0	8/6	16/9	÷	÷	÷
6	Forsamling, overdækning af udendørs tribuner og -scener (> 150 personer) ^d	0	12	24	0/÷	16/÷	20/÷	÷	÷	÷
7	Industri samt lager for varer og maskiner, hvor der er særligt store konsekvenser af svigt, fx ved produktion og/eller opbevaring af stærkt sundhedsskadelige kemikalier ^g	÷	0	0	0/0	0/0	0/0	÷	÷	÷
8	Industri samt lager for varer og maskiner, hvor der er meget store konsekvenser af svigt, fx ved forurenende produktion eller arkiver af samfundsmæssig betydning ^g	÷	0	40	0/0	0/0	12/6	÷	÷	3
9	Industri samt lager for varer og maskiner, hvor der er andre betydelige konsekvenser af svigt, fx visse typer kraftvarme anlæg og bygninger til vareproduktion ^g	÷	40	∞	0/0	12/6	20/9	÷	÷	5
10	Industri samt lager for varer og maskiner med ophold for få personer, eller hvor der er andre ubetydelige konsekvenser af svigt, fx landbrugsbygninger, væksthuse og siloanlæg ^g	40	∞	∞	20/3	30/6	50/9	÷	÷	÷
11	Dyrehold med få arbejdspladser	20	40	∞	12/3	16/6	∞/9	÷	÷	÷
12	Parkeringsanlæg ^e	6	18	∞	÷/0	20/6	÷/9	1	6	15
13	Master og skorstene (åbent ubeboet landskab)	÷	÷	÷	50/÷	200/÷	∞/∞	÷	÷	÷

Figur 2.15 Placering af bygværk i konsekvensklasse. [Dansk Standard, 2024c]

Hovedkonstruktionen

Den maksimale spændvidde for hovedkonstruktionen er cirka 15 meter, og den maksimale højde over terræn er 12,5 meter, hvilket overholder krav til konsekvensklassen for CC2. Dog er bygværket tre etager, hvilket medfører, at bygværket overstiger kravene til CC3, og dette resulterer i, at konsekvensklassen for hovedkonstruktionen ender i **CC3+**.

Sekundærkonstruktionen

Den maksimale spændvidde for sekundærkonstruktionen er cirka 28 meter, og den maksimale højde over terræn er cirka 8 meter. Ydermere er konstruktionen kun et plan. Dette medfører, at sekundærkonstruktionen kan indplaceres i **CC2**.

Konstruktionsklasse

I forhold til angivelse af konstruktionsklassen for bygningsafsnittene anvendes nedenstående tabel 2.16. Hovedkonstruktionen er markeret med rød, og sekundærkonstruktionen er markeret med blå.

Konstruktionsklasse	Konsekvensklasse	Kompleksitet af/erfaring med konstruktion	
		Simpel og/eller traditionel	Kompleks og/eller utraditionel
BR18	DS/EN 1990 DK NA		
KK1	CC1	X	X ⁽²⁾
	CC2	X ⁽²⁾	
KK2	CC2	X	X ⁽¹⁾
KK3	CC2		(X) ⁽¹⁾
	CC3	X	X
KK4	CC3+	X	X

Figur 2.16 Placering af bygværk i konstruktionsklasse. [Bygningsreglementet, U.Å.]

Bygværket antages som et simpelt traditionelt elementbyggeri. På grund af konsekvensklassen for hovedkonstruktionen indplaceres denne i **KK4**. Ydermere indplaceres sekundærkonstruktionen i **KK2**.

2.2.3 Sikkerhed

Der anvendes i projektet de gældende regler jf. gældende normer og standarder. Ydermere anvendes der i projektet skærpet kontrolklasse for de præfabrikerede betonelementer, da både vægelementer, bjælker, søjler, huldæk samt TTS udføres med skærpet kontrol.

For partielkoefficienter for materialer samt angivelse af miljøklasser henvises til afsnit 2.5.

I forhold til sikkerheden for udførelsen af bygværket henvises udførelsesklassen jf. DS/EN 13670:2010 for hovedkonstruktionen til EXC3, mens sekundærkonstruktionen henvises til EXC2. Dette medfører, at der under opførselen skal laves kontrolrapporter for hele bygværket. [Dansk Standard, 2010]

2.2.4 IKT-værktøjer

Følgende IKT-værktøjer er anvendt til projektering af bygværk.

IKT-Værktøjer		
Software	Anvendelse	Version
Trimble Connect	3-D model af bygværk	1.23.1.553
Bluebeam Revu 21	Illustrationer og tegninger	21.3
Polywind	Beregninger af vindlast	2024
Microsoft Excel	Beregningsprogram	2024
Maple	Beregningsprogram	2024.1
Strusoft Dimension 2022	Søjle beregninger	V 22.1.0
CEN-Slab Spancom	Huldæks beregninger	V.12.6.0.8
Bjælkeprogram EC2 Version	Bjælke beregninger	V.3.00.23

Tabel 2.4 Anvendte IKT-værktøjer i bygværket.

2.2.5 Referencer

Følgende tabel 2.5 angiver de referencer, som er anvendt ved projektering af bygværket.

Referenceliste	
Titel	Udgave
Betonkonstruktioner	1. Udgave
Teknisk Ståbi	25. Udgave
Bygningsberegninger	2. Udgave

Tabel 2.5 Anvendte referencer til projektering af bygværk.

2.3 Forundersøgelser

Dette afsnit vedrører primært geotekniske forhold og eksisterende installationer på grunden, og vurderes derfor ikke at være relevant i henhold til dette projekt. Afsnittet udarbejdes derfor ikke.

2.4 Konstruktioner

Dette afsnit gør rede for bygværkets konstruktionsopbygning. Ydermere vil der i dette afsnit blive gennemgået bygværkets overordnet statiske virkemåde samt krav til de enkelte konstruktionselementer.

Der er tidligere taget udgangspunkt i udbudsmaterialet, hvor fordelingsområderne har været forskudt af eksamenshallerne, men for at gøre opførsel af bygningen simplere vælges det, at bygningen laves rektangulær. Dette afspejles i tegninger og figurer, der anvendes i resten af rapporten.

2.4.1 Statisk virkemåde

Den statiske virkemådemåde vil blive beskrevet for henholdsvis hoved- samt sekundærkonstruktionen.

Hovedkonstruktionen

Huldækket ved tagkonstruktionen vil være påvirket af naturlaster, egenlaster samt permanentlast fra ventilationsaggregat. Disse laster fordeles af huldækkene, der virker som en plade. Huldækkene afleverer derved lasten til de bærende vægelementer. Disse vægelementer vil virke som søjler og overfører lasterne til væggen i etagen under. På etagen under, vil huldækkene ved etageadskillelsen blive belastet af nyttelast og permanentlast, og de vil overføre lasten til de bærende vægelementerne for etagen. Disse vægelementer afleverer lasterne til væggene under, som til slut afleverer en linjelast til stribefundamentet.

Ydemere vil huldækkene over stuen aflevere en last på KB-bjælkerne, som vil overføre lasten til søjlerne og ned i punktfundamenter.

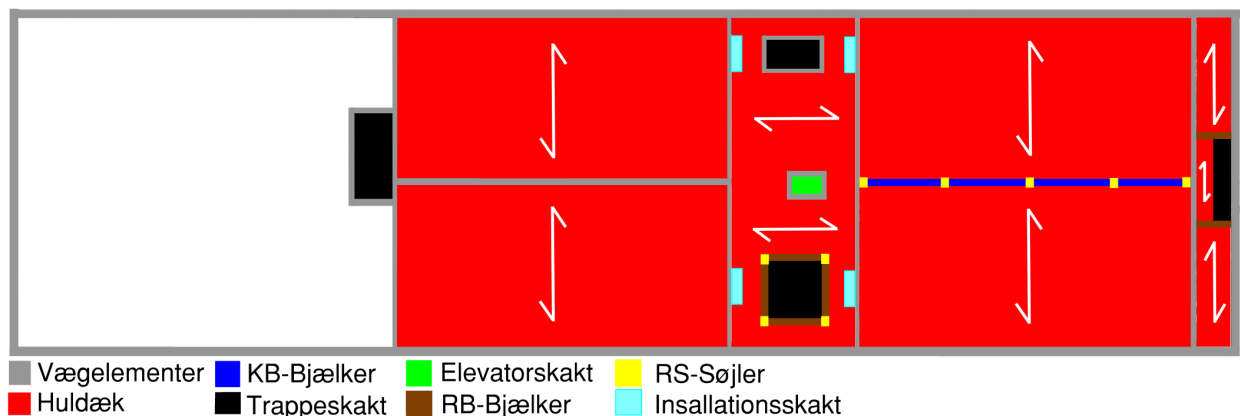
Til optagelse af vandrette laster, vil vinden vil påvirke facadeelementerne, der vil få pladefunktion, og aflevere lasterne til tagdæk eller etageadskillelser. Etageadskillelserne og tagdæk vil have skivefunktion, og lasterne vil blive ført videre ind til de indvendige vægge, som disse skiver er forbundet til i samlinger. Disse vægge vil overføre lasterne til væggene under, indtil lasterne overføres fra væggene i stueetagen til de stribefundamenter, som væggene er placeret på. Væggene får herved en afstivende effekt og optager de vandrette laster.

Sekundærkonstruktionen

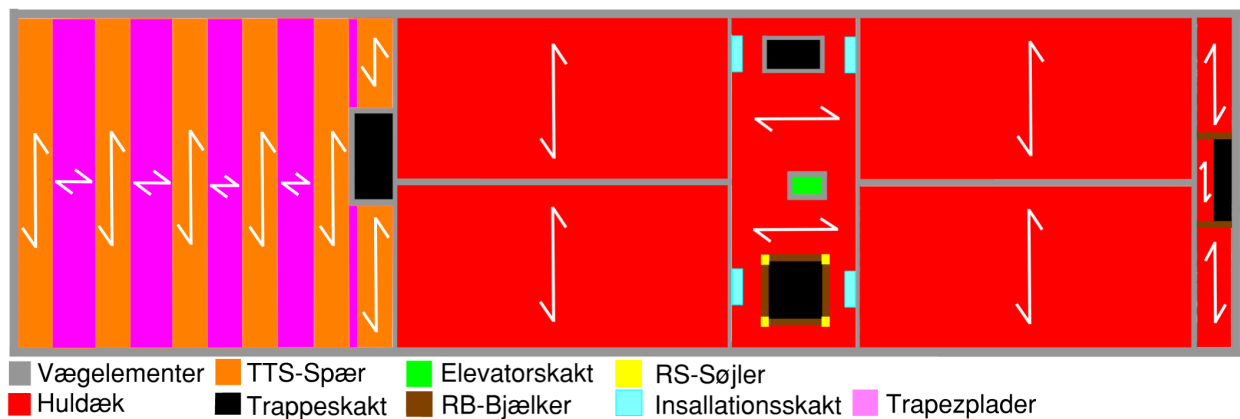
I tagkonstruktionen vil TTS'erne være påvirket af naturlaster, egenlast og permanente laster fra trapezplader og isolering mellem TTS'erne. Disse laster vil TTS'erne aflevere til de bærende vægelementer, som overfører laster til fundamentet.

Vægelementerne vil virke afstivende på de vandrette laster, hvilket vil blive eftervist afsnit 3.3.3 i A2 - Statiske Beregninger.

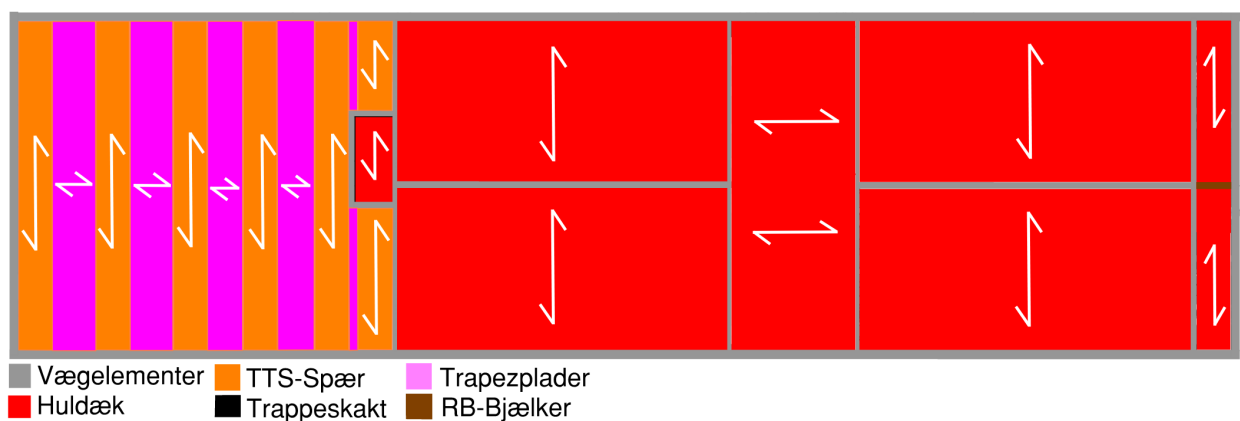
Nedenstående figur 2.17, 2.18 samt 2.19 angiver spændretninger for huldæk, TTS-elementer og trapezplader for de forskellige etager.



Figur 2.17 Betonelementer - Over stuen.



Figur 2.18 Betonelementer - Over 1.sal.



Figur 2.19 Betonelementer - Tag.

Bygværket vil under de bærende vægelementer funderes med stribefundamenter. Under søjlerne i projektet vil fundamentene bestå af punktfundamenter.

2.4.2 Anvendelseskrav

Der stilles i projektet krav i til deformationer for de enkelte konstruktionsdele. Deformationskravene sikrer konstruktionens udseende over tid samt sikrer tilstødende konstruktioner mod beskadigelse, som har grænseflade op til den bærende konstruktionsdel. Ydermere skal brugerne af bygværket sikres i forhold til komfortmæssige krav. [Dansk Standard, 2021c]

I forhold til deformationer skelnes mellem karakteristisk, hyppig samt kvasipermanet tilstand. Ydermere kan deformationerne være reversible samt irreversible. Der stilles i projektet krav til den hyppige samt den kvasipermanente udbøjning. Ved den kvasipermanente udbøjning medtages naturlasterne ikke, hvilket medfører, at konstruktionen vil være påvirket af egen- og permanentlasten samt en reduceret nyttelast. Lastkombinationen for anvendelsesgrænsetilstanden kan ses under afsnit 2.6.1. Følgende krav stilles til de enkelte konstruktionselementer:

Lodrette deformationskrav - Betonelementer	
Huldæk	L/400 for kvasipermanente laster
Bjælker	L/400 for kvasipermanente laster
TTS - Profiler	L/250 for kvasipermanente laster
Vandrette deformationskrav - Betonelementer	
Søjler	L/250 for kvasipermanente laster

Tabel 2.6 Deformationskrav - Betonelementer [Dansk Standard, 2021e]

Lodrette deformationskrav - Stålelementer	
Udvekslingsbjælker	L/400 som hyppig fra en variabel last.
Trapezplader	L/250 som hyppig fra en variabel last. Dog maksimalt 30mm.

Tabel 2.7 Deformationskrav - Stålelementer [Dansk Standard, 2020a]

2.4.3 Funktionskrav

I dette afsnit gennemgås de funktionskrav der stilles til konstruktionsdelene for beton og stål.

Beton

Dette underafsnit skrives med afsæt i *Eurocode 2 - Betonkonstruktioner* [Dansk Standard, 2021e], hvis ikke andre kilder er angivet. Ved projektering af betonelementer skal der tages stilling til hvilken miljøklasse, betonelementet skal placeres i. Miljøklassen vurderes på baggrund af hvilke nedbrydningsmekanismer, som betonelementerne eksponeres for. Der findes seks forskellige eksponeringsklasser, som er tabellagt i tabel 2.8.

Ingen risiko for korrosion eller påvirkning	X0
Korrosion forsat af karbonatisering	XC
Korrosion forsat af chlorid fra andet end havvand	XD
Korrosion forsat af chlorid fra havvand	XS
Frost-tø påvirkning med eller uden tøsalt	XF
Kemisk påvirkning	XA

Tabel 2.8 De forskellige typer af miljøpåvirkning og deres betegnelser. [Dansk Standard, 2021e]

Ovenstående eksponeringsklasser er underinddelt med et tal fra 1-4, hvortil der hører en beskrivelse af miljøpåvirkningerne. På baggrund af disse underinddelinger kan miljøpåvirkningen enten være passiv, moderat, aggressiv eller ekstra aggressiv.

Der stilles forskellige krav til dæklag, minimumsstyrker for beton i armeret beton og anbefalede maksimale revnevidder, afhængigt af eksponeringsklasserne.

I tabel 2.9 ses de krav der stilles til dæklag for forskellige eksponeringsklasser, og inddelingen af disse i miljøklasser. Tolerancetillæg vælges normalt ikke til mindre end 5 mm i normal og skærpet kontrolklasse, og ikke mindre end 10 mm i lempet kontrolklasse.

Miljøklasse	Eksponeringsklasser	Minimumsdæklag [mm]
Passiv	X0, XC1	10 + tolerancetillæg
Moderat	XC2, XC3, XC4	20 + tolerancetillæg
Aggressiv	XD1, XS1, XS2	30 + tolerancetillæg
Ekstra aggressiv	XD2, XD3, XS3	40 + tolerancetillæg

Tabel 2.9 Krav til minimumsdæklag på baggrund af eksponeringsklasser. [Dansk Standard, 2021e]

På baggrund af miljøklassen findes der også anbefalede maksimale revnevidder ved undersøgelse af anvendelsesgrænsetilstande. For slaptarmering undersøges kvasipermanent lastkombination og for spændarmering anvendes den hyppige lastkombination. De anbefalede værdier fremgår af tabel 2.10 herunder.

Miljøklasse	Eksponeringsklasser	Slap armering [mm]	Spændarmering [mm]
Passiv	X0, XC1	Ingen krav	Ingen krav
Moderat	XC2, XC3, XC4	0,4	0,3
Aggressiv	XD1, XS1, XS2	0,3	0,2
Ekstra aggressiv	XD2, XD3, XS2	0,2	0,1

Tabel 2.10 Tabellen viser de anbefalede maksimumsrevnevidder for betonkonstruktioner i forskellige miljøklasser. [Dansk Standard, 2021e]

Stål

For stål stilles der krav til korrosivitetsklassen, som konstruktionsdelen skal indplaceres i på baggrund af den atmosfæriske korrosivitet, som de udsættes for. Tabellerne for korrosivitetsklasser fremgår af figur 2.20, der ses herunder.

Tabel 1 — Klasser for atmosfærisk korrosivitet og eksempler på typiske miljøer

Korrosivitets-klasse	Massetab pr. overfladeenhed/tykkelsestab (efter et års eksponering)				Eksempler på typiske miljøer (kun informativt)	
	Konstruktionsstål		Zink		Udendørs	Indendørs
	Masse- tab g/m ²	Tykkelses- tab µm	Masse- tab g/m ²	Tykkelses- tab µm		
C1 meget lav	≤ 10	≤ 1,3	≤ 0,7	≤ 0,1	—	Opvarmede bygninger med rene atmosfærer, fx kontorer, forretninger, skoler, hoteller
C2 lav	> 10 til 200	> 1,3 til 25	> 0,7 til 5	> 0,1 til 0,7	Atmosfærer med et lavt forureningsniveau: mest landområder	Uopvarmede bygninger, hvor kondens kan forekomme, fx lagre, sportshaller
C3 middel	> 200 til 400	> 25 til 50	> 5 til 15	> 0,7 til 2,1	Atmosfærer i by og industri, moderat forurening med svovldioxid; kystområder med lav saltholdighed	Produktionslokaler med høj luftfugtighed og nogen luftforurening, fx levnedsmiddelforarbejdende anlæg, renserier, bryggerier, mejerier
C4 høj	> 400 til 650	> 50 til 80	> 15 til 30	> 2,1 til 4,2	Industriområder og kystområder med moderat saltholdighed	Kemiske anlæg, svømmebassiner, skibs- og bådværfter ved kysten
C5 meget høj	> 650 til 1 500	> 80 til 200	> 30 til 60	> 4,2 til 8,4	Industriområder med høj luftfugtighed og aggressiv atmosfære samt kystområder med høj saltholdighed	Bygninger eller områder med næsten permanent dannelse af kondens og med høj forurening
CX usædvanlig høj	> 1 500 til 5 500	> 200 til 700	> 60 til 180	> 8,4 til 25	Offshoreområder med høj saltholdighed og industriområder med ekstrem luftfugtighed og aggressive atmosfærer og subtropiske og tropiske atmosfærer	Industriområder med usædvanlig høj luftfugtighed og aggressiv atmosfære

NOTE - Tabsværdierne angivet for korrosivitetsklasserne er identiske med værdierne i [ISO 9223](#).

Figur 2.20 På figuren er korrosivitetsklasserne for de to bygningsafsnit markeret. Hovedkonstruktionen er markeret med rød og sekundærkonstruktionen er markeret med blå.

2.4.4 Robusthed

I forhold til eftervisning af bygværkets robusthed anvendes DS/EN 1990 - Anneks E samt konstruktionsnormen DS/EN 1992-1-1 for trækforbindelserne. Selvom bygværket er opdelt i bygningsafsnit med forskellige konsekvensklasser vil eftervisningen af robusthed tage udgangspunkt i den største konsekvensklasse, som vil være CC3+ for hovedkonstruktionen, hvilket medfører, at en eftervisning af robustheden er nødvendig. Et bygværk ansues robust, når bygværket er robust overfor uhensigtsmæssige lastpåvirkninger og dermed mindre følsom. Ydermere indebærer robustheden, at kun en mindre del af konstruktionen

vil kollapse i tilfælde af uhensigtsmæssig lastpåvirkning. For at eftervise robustheden for et bygværk findes tre forskellige metoder, hvoraf én af metoderne skal dokumenteres. De tre metoder er angivet nedenfor [Dansk Standard, 2021c] [Dansk Standard, 2021e].

"Eftervisning af, at de afgørende dele af konstruktionen, det vil sige nøgleelementer, kun er lidt følsomme over for utilsigtede påvirkninger og defekter"

"Eftervisning af, at der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter (Bortfald af element)"

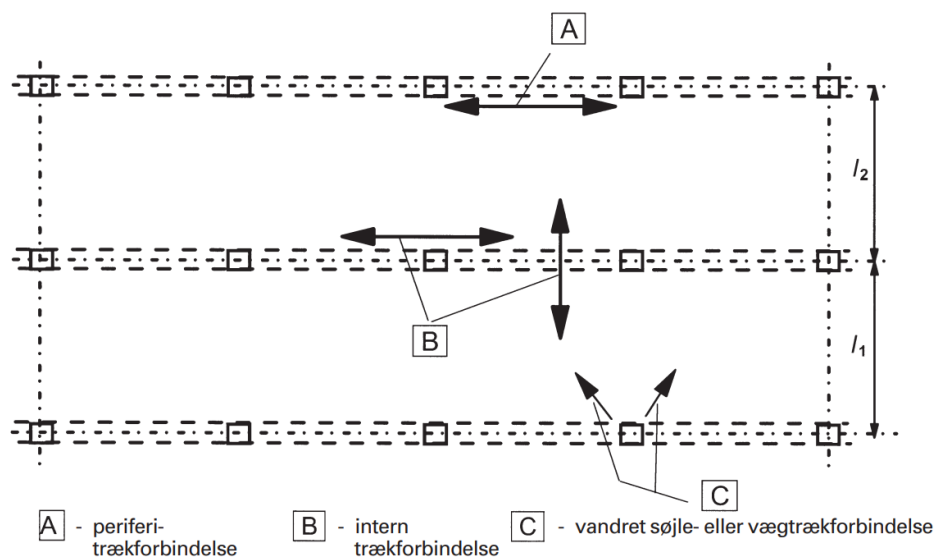
"Eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed af nøgleelementer, således at hele konstruktionen, hvori de indgår, opnår mindst samme systemsikkerhed som en tilsvarende konstruktion, hvor robustheden er dokumenteret ved eftervisning af tilstrækkelig sikkerhed ved (Bortfald af element)"

I forhold til dokumentation af robustheden for hovedkonstruktionen vil metode 2 blive anvendt. For sekundærkonstruktionen vil en vurdering være tilstrækkelig.

For en detaljeret eftervisning af robustheden for bygværket henvises til A2 - Statisk Beregninger afsnit 3.4.

2.4.5 Trækforbindelser

Da bygværket består af et betonelementbyggeri skal bygværket ydermere indeholde en eftervisning af trækforbindelser. Dette vil resultere i alternative lastveje i tilfælde af uhensigtsmæssige lastpåvirkninger. Eftervisning for disse trækforbindelser vil tage udgangspunkt i konstruktionsnormen DS/EN 1992-1-1. Ved eftervisning af trækforbindelser skelnes der mellem placeringen af dem. Der skal eftervises for periferi-, interne trækforbindelser samt vandrette søjle- eller vægtrækforbindelser. Ydermere kan der i nogle tilfælde eftervises for lodrette trækforbindelser ved søjler, hvilket vil blive eftervist for dette bygværk. [Dansk Standard, 2021e] Trækforbindelserne er illustreret på figur 2.21.



Figur 2.21 Trækforbindelser i forbindelse med robusthed. [Dansk Standard, 2021e]

I de efterfølgende underafsnit vil gøres rede for, hvordan disse trækforbindelser bliver eftervist. Formler eller værdier angiver minimumsværdien for den gældende trækforbindelse.

Periferitrækforbindelser

Periferitrækforbindelserne er beliggende ved grænseoverfladen for de enkelte dækskiver. Minimumskrav til denne trækforbindelse er angivet på nedenstående ligning 2.4.1 [Dansk Standard, 2021e]:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \geq Q_2 \quad (2.4.1)$$

Hvor:

l_i	Længden af det sidste fag	[m]
q_1	Høj konsekvensklasse - Minimum $15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ / Normal konsekvensklasse - Minimum $7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
Q_2	Høj konsekvensklasse - Minimum 80 kN / Normal konsekvensklasse - Minimum 40 kN	

Interne trækforbindelser

Den interne trækforbindelse skal sikres at have tilstrækkelig trækcapacitet til periferforbindelsen. Dette gøres ved henholdsvis at indsætte armering mellem dækfugerne, som har tilstrækkelig forankringslængde. Ydermere sikres trækforbindelserne ved dækelementer med sidevederlag på vægelementer ved indsættelse af hammerhoveder. Ligning (2.4.2) angiver minimumstrækforbindelserne for de interne konstruktionsdele [Dansk Standard, 2021e]:

$$F_{tie} = \frac{q_3 \cdot (l_1 + l_2)}{2} \quad (2.4.2)$$

Hvor:

l_1, l_2	Spændvidden af dækelement på hver side af bjælken	[m]
q_3	Høj konsekvensklasse - Minimum $30 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ / Normal konsekvensklasse - Minimum $15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	
F_{tie}	Høj konsekvensklasse - Minimum 80 kN / Normal konsekvensklasse - Minimum 40 kN	

Vandret søjle- eller vægtrækforbindelser

Trækforbindelser skal ydermere eftervises for samlingen mellem dæk og vægelementer eller søjler. For vægelementerne sikres denne trækforbindelse i form af strittere, som forankres i vægelementet og for søjlerne indstøbes en armeringsstang i et korrugeret rør. Kravene til vandrette trækforbindelser for væg- og søjleelementer med antagelse om snitflade i form af støbeskel er $1,5 \cdot F_{tie,col}$ gældende, hvor $F_{tie,col}$ er minimumstrækraften. For vægelementerne er minimumstrækraften angivet som en linjelast, hvorimod den for søjlerne er angivet som en opadrettede punktlast, og værdierne er angivet for høj- samt normal konsekvensklasse. For begge typer af elementer er der ikke krav ved bunden. Tabel 2.11 og 2.12 opsummerer dermed minimumskravet for henholdsvis høj- og normal konsekvensklasse:

Trækforbindelse ved høj konsekvensklasse - Minimum		
Vægelement - Vandret trækraft	-	30 kN/m
Søjleelement - Lodret trækraft	$1,5 \cdot 160 \text{ kN}$	240 kN

Tabel 2.11 Minimumsværdier for trækraft til væg- og søjleelementer - Høj konsekvensklasse.

Trækforbindelse ved normal konsekvensklasse - Minimum		
Vægelement - Vandret trækraft	-	15 kN/m
Søjleelement - Lodret trækraft	$1,5 \cdot 80 \text{ kN}$	120 kN

Tabel 2.12 Minimumsværdier for trækraft til væg- og søjleelementer - Normal konsekvensklasse.

For en detaljeret eftervisning af trækforbindelser for bygværket henvises til A2 - Statistiske Beregninger afsnit 3.4.3.

2.4.6 Levetid

I forhold til bygværket regnes en forventet levetid på 50 år. [Dansk Standard, 2021e]

2.4.7 Brand

Brandkrav til de enkelte konstruktionsdele vil tage udgangspunkt i den gældende brandstrategi for bygværket. Denne er udført af en certificeret brandrådgiver, som minimum er godkendt til den respektive brandklasse, som bygværket er placeret i.

2.4.8 Udførelse

I forhold til opførelse af bygværket skal det sikres, at dette gøres på en hensigtsmæssig sikker måde. Vægelementer og søjler vil være udført med montage inserts, hvilket sikrer, at konstruktionselementer kan sikres med midlertidig afstivning før udstøbning af de enkelte etager.

I forhold til udførelse af bygværket henvises til leverandørvejledningen fra de enkelte elementleverandører. Da bygværket tilfalder KK4, skal der også laves statistiske kontrolplaner og -rapporter, men disse leveres af underentreprenørerne.

2.4.9 Drift og vedligehold

Drift og vedligehold skal sikre bygningens levetid. DS Flexhal skal løbende indsamle drift- og vedligeholdsdokumenter fra deres underentreprenører og udarbejde en plan for drift og vedligehold. Disse dokumenter ved vil aflevering af bygværket overleveres til bygherre.

2.5 Konstruktionsmaterialer

I dette afsnit afdækkes de materialeparametre og sikkerhedskoefficienter, som senere vil blive anvendt til statistiske beregninger. Der laves dog ikke en fyldestgørende beskrivelse for alle konstruktionsmaterialerne, da nogle af dem ikke er relevante for denne projektrapport.

2.5.1 Grund og jord

I dette afsnit beskrives koterne fundet ved en geoteknisk forundersøgelse. Dette vil være koterne for overkanten af gulv i konstruktionsafsnittene, vandspejlets placering ved forskellige borer, koterne hvor bæredygtige lag er fundet i de forskellige borer mm. Desuden laves der en beskrivelse af de jordarter der er fundet med rumvægt, styrkeegenskaber og konsolideringsmodul.

Jævnfør afsnit 1.2.1 projekteres der ikke fundamenter i nærværende projektrapport, og ovenstående parametre er derfor ikke beskrevet nærmere.

2.5.2 Beton

I dette underafsnit beskrives de sikkerhedsfaktorer, som senere anvendes til statiske beregninger for betonkonstruktioner. Afsnittet er skrevet med afsæt i *Eurocode 2 - Betonkonstruktioner* medmindre andre kilder er angivet [Dansk Standard, 2021e].

2.5.3 Inddeling af betonelementer

Konstruktionsdelene der indgår i projektet, som er angivet i tabel 2.2, tildeles en miljøklasse på baggrund af de forventede nedbrydningsmekanismer, som påvirker konstruktionsdelen. Herefter er det også muligt at finde en minimums karakteristisk trykstyrke, f_{ck} , som skal anvendes ved projektering af betonelementerne. Inddelingen af konstruktionsdelene fremgår af tabel 2.13 herunder.

	Eksponeringsklasser	Miljøklasse	Produktion	Minimumskrav f_{ck}
Fundamenter	XC2, XA1	M	In-situ	30 MPa
Forplade i facadeelement	XC4, XF1	M	Præfabrikeret Slapt armeret	Iht. leverandør
Bagplade i facadeelement	XC1	P	Præfabrikeret Slapt armeret	Iht. leverandør
Indvendige vægelement	XC1	P	Præfabrikeret Slapt armeret	Iht. leverandør
Søjler	XC1	P	Præfabrikeret Slapt armeret	Iht. leverandør
Bjælker	XC1	P	Præfabrikeret Forspændt	Iht. leverandør
TTS elementer	XC1	P	Præfabrikeret Forspændt	Iht. leverandør
Huldækelementer	XC1	P	Præfabrikeret Forspændt	Iht. leverandør
Understøbning af vægge	XC1	P	In-situ	25 MPa
Udstøbning af huldæk	X0	P	In-situ	25 MPa
Betonfuge	X0	P	In-situ	35 MPa

Tabel 2.13 Inddeling af betonkonstruktioner i miljøklasser baseret på forventede eksponeringsklasser. Desuden fremgår minimumskrav til betonens karakteristiske trykstyrke. [Dansk Standard, 2021e]

Ved udledning af betonelementers vægt, regnes der med en densitet på $2500 \frac{kg}{m^3}$ for armeret beton. [Jensen, 2019]

Partialkoefficienter

Partialkoefficienterne, som bruges til projektering af betonelementerne, fremgår af tabel 2.14. Alle præfabrikerede betonelementer henvises til skærpet kontrolklasse og for alt in-situ støbt beton anvendes normal kontrolklasse.

Partialkoefficienter for beton	In-situ beton	Præfabrikeret beton
Armeret beton, trykstyrke og E-modul	$\gamma_c = 1,45 \cdot \gamma_3$	$\gamma_c = 1,40 \cdot \gamma_3$
Ikke armeret beton, trykstyrke og E-modul	$\gamma_c = 1,60 \cdot \gamma_3$	$\gamma_c = 1,55 \cdot \gamma_3$
Trækstyrke	$\gamma_c = 1,70 \cdot \gamma_3$	$\gamma_c = 1,60 \cdot \gamma_3$
Armeringsstyrke	$\gamma_c = 1,20 \cdot \gamma_3$	$\gamma_c = 1,20 \cdot \gamma_3$
Normal kontrolklasse	$\gamma_3 = 1,00$	
Skærpet kontrolklasse	$\gamma_3 = 0,95$	

Tabel 2.14 Partialkoefficienter for in-situ støbt beton og præfabrikerede betonelementer. [Dansk Standard, 2021e]

2.5.4 Stål

I dette underafsnit beskrives de materiale- og sikkerhedsfaktorer, som senere anvendes til statistiske beregninger for betonkonstruktioner.

Materialefaktorer

Der indgår stål i byggeriet i form af armering, herunder armering i betonelementer, fugearmering, stringerarmering mm.

Det forventes for både slapt armerede og forspændte betonelementer, at leverandørerne anviser hvilken armering der er anvendt. Dog forventes det, at de slaptarmerede betonelementer er armeret med Y550B kamstål. Materialedata for Y550B kamstål fremgår af tabel 2.15. Det forventes, at det er Y550B kamstål, som anvendes til at armere fugesamlinger mellem elementer mm.

	Flydespænding	Elasticitetsmodul	Brudtøjning
Y550 Kamstål	550 MPa	195 GPa	5,0%

Tabel 2.15 Materiale data for armeringsstål til slaptarmerede konstruktionsdele. [Jensen, 2019]

I tabel 2.16 fremgår styrke- og stivhedsparametrene for konstruktionsstål anvendt i projektet.

I-, L- og H-profiler	f_{yk} [MPa]	f_u [MPa]	Elasticitetsmodul [GPa]
$t \leq 16$	235	360	210
$16 < t \leq 40$	225	360	210
$40 < t \leq 63$	215	360	210

Tabel 2.16 Styrke og stivhedsparametre som anvendes til projektering af stålelementer. [Dansk Standard, 2019]

Alle bolte og gevindstænger som anvendes i projektet skal være af styrkeklasse 8.8.

For svejsninger anvendes stålets karakteristiske trækstyrke på $360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ [Jensen, 2019].

Ved udregning af stålelementers vægt anvendes en densitet på $7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$. [Jensen, 2019]

Partialkoefficienter

Partialkoefficienterne der anvendes ved projektering af stålelementer og armering fremgår af tabel 2.17. Alle stålelementer henvises til normal kontrolklasse, mens armeringen der indgår i præfabrikerede betonelementer henvises til skærpet kontrolklasse.

Partialkoefficienter for stål	γ_M
Varslet svigt med bæreevnereserve	$\gamma_{M0} = 1,10 \cdot \gamma_3$
Uvarslet svigt uden bæreevnereserve	$\gamma_{M0} = 1,20 \cdot \gamma_3$
Uvarslet svigt og samlinger	$\gamma_{M0} = 1,35 \cdot \gamma_3$
Normal kontrolklasse	$\gamma_3 = 1,00$
Skærpet kontrolklasse	$\gamma_3 = 0,95$

Tabel 2.17 Partialkoefficienter for stål, samt faktor for normal og skærpet kontrolklasse. [Jensen, 2019]

Trapezplader

Trapezpladernes styrke oplyses fra leverandøren, som detailprojekterer trapezpladerne.

Partialkoefficienterne fra tabel 2.17 anvendes til projektering af trapezplader.

2.5.5 Træ

Der er ingen bærende trækonstruktioner i bygningen.

2.5.6 Murværk

Der er intet bærende murværk i bygningen.

2.5.7 Øvrige

Der anvendes ikke øvrige konstruktionsmaterialer.

2.6 Laster

I dette afsnit redegøres der for de laster, som bygværket påvirkes af. Disse laster danner grundlag for senere dimensionering af de bærende konstruktionsdele, som er beskrevet i afsnit 2.4.

2.6.1 Lastkombinationer og lasttilfælde.

Ved opstilling af lastkombinationer, tages der udgangspunkt i de lasttilfælde og -kombinationer, som er opstillet i *Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner* [Dansk Standard, 2021a].

Der opstilles nedenfor de lastkombinationer, som der i dette projekt vil danne grundlag for dimensioneringen. Jævnfør afgrænsningen i afsnit 1.2.1, er det dog ikke alle lastkombinationer, som opstilles, og der kan være andre lastkombinationer, som er relevante for projektet.

Til at lave lastkombinationer anvendes lastreduktionsfaktorerne, der fremgår af tabel 2.18 herunder.

Lastreduktionsfaktorer	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttelast kategori B	0,6	0,4	0,2
Nyttelast kategori C	0,6	0,6	0,5
Nyttelast kategori H	0	0	0
Snelast	0,3	0,2	0
Snelast ved dominerende vind	0	0	0
Vindlast	0,3	0,2	0

Tabel 2.18 Lastreduktionsfaktorer til lastkombinationer. [Dansk Standard, 2021c]

Brudgrænsetilstand

Ved dominerende permanente laster uden variable laster benyttes formel (2.6.1) til at bestemme den regningsmæssige last. Ved tilfælde med både permanente og variable laster bestemmes den regningsmæssige last med formel (2.6.2) ved forskellige tilfælde af den dominerende last. De dominerende permanente laster uden variable laster angives 6.10a, hvorimod de permanente laster i kombination med variable laster angives 6.10b. [Dansk Standard, 2021a]

$$E_d = \gamma_{G,STR-a} K_{FI} G_k \quad (2.6.1)$$

$$E_d = \gamma_{G,STR-b} K_{FI} G_k + \gamma_{Q,1} K_{FI} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} K_{FI} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (2.6.2)$$

Hvor:

γ_G	Partialkoefficient for permanent last
K_{FI}	Faktor afhængig af konsekvensklasse
G_k	Karakteristisk værdi af permanent last
$\gamma_{Q,1}$	Partialkoefficient for dominerende variabel last
$Q_{k,1}$	Karakteristisk værdi af den dominerende variabel last
$\gamma_{Q,i}$	Partialkoefficient for ikke-dominerende variabel last
$\psi_{0,i}$	Kombinationsfaktor for variabel last
$Q_{k,i}$	Karakteristisk værdi af ikke-dominerende variabel last
" + "	Kombineres med

Ved opstilling af lastkombinationer i brudgrænsetilstand anvendes partialkoefficienterne, der fremgår af 2.19.

Lasttype			Formel (2.6.1)	Formel (2.6.2)
Permanent	Dominerende	Ugunstig	$1,2 \cdot K_{FI}$	$1,0 \cdot K_{FI}$
	Øvrige	Gunstig	1,0	0,9
Variabel	Dominerende	Ugunstig	0	$1,5 \cdot K_{FI}$
	Øvrige	Ugunstig	0	$1,5 \cdot \psi_0 \cdot K_{FI}$

Tabel 2.19 Partialkoefficienter for lastkombinationer i brudgrænsetilstand. [Dansk Standard, 2021a]

Af tabel 2.20 fremgår de lastkombinationer, som anvendes ved undersøgelse af brudgrænsetilstand. Lastkombinationsfaktorerne der skal bruges fremgår af tabel 2.20.

Formel	Permanentlast	Nyttelast	Snelast	Vindlast	Dominerende
6.10a	$1,2 \cdot K_{FI}$	-	-	-	Egenlast
6.10b -1	$1,0 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	Nyttelast
6.10b -2	$1,0 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	Snelast
6.10b -3	$1,0 \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot K_{FI}$	Vindlast
6.10b -4*	0,9	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot K_{FI}$	$1,5 \cdot K_{FI}$	Vindlast

Tabel 2.20 Lastkombinationer til undersøgelse af BGT. Eftersom hovedkonstruktionen tilfalder CC3+ anvendes $K_{FI} = 1,1$ for denne, og for sekundær konstruktionen i CC2 anvendes $K_{FI} = 1,0$.

*Lastkombinationen bruges til undersøgelse af stabilitet, hvor gunstige variabelaster sættes til 0.

Ulykkeslast

Lastkombinationer for ulykkeslast fremgår af tabel 2.21 og lastkombinationsfaktorerne der skal bruges fremgår af tabel 2.18.

Formel	Permanentlast	Ulykkeslast	Variabelast	Kombination for
6.11b	1,0	1,0	$1,0 \cdot \psi_{2,i}$	Generel ulykkeslast kombination
6.12b	1,0	1,0	$1,0 \cdot \psi_{2,i}$	Seismisk last kombination

Tabel 2.21 Lastkombinationer for ulykkeslaster.

Anvendelsesgrænsetilstand

Lastkombinationer for anvendelsesgrænsetilstanden fremgår af tabel 2.22 og lastkombinationsfaktorerne der skal bruges fremgår af tabel 2.18.

Formel	Permanentelaster	Dom variabel last	Øvrige variabel last	Kombination for
6.14b	1,0	1,0	$1,0 \cdot \psi_{0,i}$	Karakteristisk lastkombination
6.15b	1,0	$1,0 \cdot \psi_{1,1}$	$1,0 \cdot \psi_{2,i}$	Hyppig lastkombination
6.16b	1,0	$1,0 \cdot \psi_{2,i}$		Kvasipermanente lastkombination

Tabel 2.22 Lastkombinationer for anvendelsesgrænsetilstande.

2.6.2 Permanente laster

Bygningen dimensioneres for permanente laster, som udgøres af egenlast. Der tages udgangspunkt i udbudsmaterialet, hvor der blandt andet er angivet nedhængte lofter, gulvtype, fodlister, installationer med mere.

De lastskemaer der fremgår i dette underafsnit er resultatet af en iterativ proces, hvor egenlasten fra de endelige elementstørrelser er fundet ud fra overslagsberegninger jf. afsnit 3.5. Densiteterne for de forskellige bygningsmaterialer er fundet ud fra DS/EN 1991-1-1 [Dansk Standard, 2007a]. Der regnes for alle etagedæk merlast fra skillevægge samt installationer. Der antages lette skillevægge med et lasttillæg på $0,5 \text{ kN/m}^2$ samt et lastbidrag fra installationskomponenter på $1,0 \text{ kN/m}^2$. [Dansk Standard, 2007a]

2.6.3 Hovedkonstruktionen

Den permanente last fra hovedkonstruktionen er resultatet fra en iterativ proces. Først findes størrelsen af huldækkene i taget på baggrund af naturlaster og kendte permanente laster. Herefter kan resterende bygningselementer projekteres, hvorved størrelse og egenlast fra disse kan udledes. For den nedre grænse af egenlasterne g_{inf} er overbetonen ved etageadskillelserne reduceret med 50% grundet usikkerhed omkring pilhøjden af huldækkene ved udstøbning af etage.

Etageadskillelse over stuen

Lasttabel 1 - Etageadskillelse over stuen					
Materiale	Densitet [kg/m^3]	Tykkelse [m]	Fladelast [kN/m^2]	g_{inf}	g_{sup}
Linoleum	1200	0,003	0,04	-	0,04
Overbeton	2500	0,10	2,50	1,25	2,50
Huldæk (incl fugebeton)	-	0,40	4,70	4,70	4,70
Reglar 95 x 45 pr 600mm	3,50	0,095	0,02	-	0,02
Troldtekt akustik	-	0,045	0,14	-	0,14
Installationer	-	-	1,00	-	1,00
Skillevægge	-	-	0,50	-	0,50
				5,95	8,90

Tabel 2.23 Lasttabel 1 - Etageadskillelse over stuen. g_{inf} og g_{sup} er angivet i $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. [Dansk Standard, 2007a][Spæcom, 2021][Icopal, 2018]

Etageadskillelse 1. sal

Lasttabel 2 - Etageadskillelse over 1. sal					
Materiale	Densitet [kg/m^3]	Tykkelse [m]	Fladelast [kN/m^2]	g_{inf}	g_{sup}
Linoleum	1200	0,003	0,04	-	0,04
Overbeton	2500	0,10	2,50	1,25	2,50
Huldæk (incl fugebeton)	-	0,40	4,70	4,7	4,70
Reglar 95 x 45 pr 600mm	3,50	0,095	0,02	-	0,02
Troldtekt akustik	-	0,045	0,14	-	0,14
Installationer	-	-	1,00	-	1,00
Skillevægge	-	-	0,50	-	0,50
				5,95	8,90

Tabel 2.24 Lasttabel 2 - Etageadskillelse over 1. sal. g_{inf} og g_{sup} er angivet i $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. [Dansk Standard, 2007a][Spæcom, 2021][Icopal, 2018]

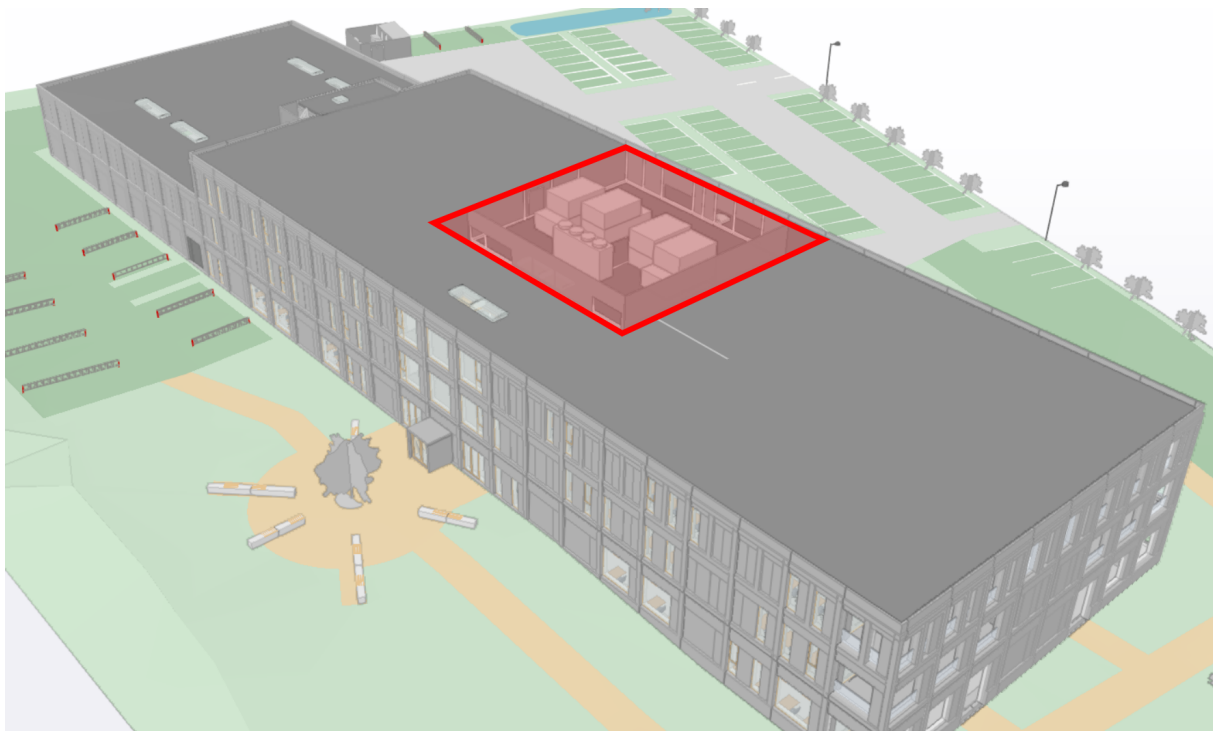
Tagdæk

Der stilles i udbudsmaterialet krav til, at tagelementerne dimensioneres med lastpåvirkning fra et solcelleanlæg, hvis dette ønskes i fremtiden.

Lasttabel 3 - Tagdæk					
Materiale	Densitet [kg/m ³]	Tykkelse [m]	Fladelast [kN/m ²]	g_{inf}	g_{sup}
Solcelleanlæg	-	-	-	-	0,15
Tagpap	-	0,006	0,08	-	0,08
Isolering	30	0,4	0,12	-	0,12
Dampspærre	-	-	-	-	-
Huldæk (incl fugebeton)	-	0,4	4,7	4,7	4,7
Reglar 95 x 45 pr 600mm	350	0,095	0,02	-	0,02
Troldtekt akustik	-	0,045	0,14	-	0,14
Installationer	-	-	1,0	-	1,0
				4,7	6,3

Tabel 2.25 Lasttabel 3 - Tagdæk. g_{inf} og g_{sup} er angivet i $\frac{kN}{m^2}$. [Dansk Standard, 2007a][Spæcom, 2021][Troldtekt, 2024][Rockwool, U.Å.]

Udover selve lasten fra tagkonstruktionens opbygningen vil huldækkene i taget over fordelingsområdet være påvirket af last fra ventilationsanlæg. Lasten fra disse anlæg antages at fordeles som en fladelast over området ved hjælp af en lastfordelingsplade. Lasten fra disse anlæg antages at være 4 kN/m². Nedenstående figur 2.22 viser området for tillægslasten fra ventilationsanlægget.



Figur 2.22 Tillægslast fra ventilationsanlæg på hovedkonstruktionen. IFC-model udleveret af DS-Flexhal.

Indvendige vægelementer

Det vælges, at alle de indvendige vægelementer skal have samme tykkelse. Ved nogle af de indvendige vægge, vil der lægge to huldæk af, og disse skal minimum have et vederlag på 80 mm, da de er længere end 7,20 m[Spæcom, 2022]. Der vælges derfor at væggene skal have en bredde på 200 mm, da der så kan lægge to huldæk af på væggen, hvorefter der er 40 mm tilbage, hvor i der kan være strittere og stringerarmering.

Lasttabel 4 - Indvendige vægge					
Materiale	Densitet $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right]$	Tykkelse [m]	Fladelast $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$	$g_{inf} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$	$g_{sup} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
Armeret beton	2500	200	5,0	5,0	5,0
				5,0	5,0

Tabel 2.26 Lasttabel 4 - Indvendige vægge [Dansk Standard, 2007a]

Facadeelement

For facadeelementerne vælges der at tage afsæt i et sandwichelement, som er fundet i Spæncoms projektkatalog [Spæncom, U.Å.b]. Der vælges at bagpladen skal have en tykkelse på 180 mm, der indlægges 200 mm isolering og en forplade med en tykkelse på 70 mm. Disse tykkelser er valgt, eftersom 200 mm isolering vurderes at være tilstrækkeligt til at sikre en lav U-værdi af betonelementet, og en forplade på 70 mm, vurderes at kunne udføres så den efterlever arkitekternes retningslinjer for facadeelementerne. Bagpladetykkelsen er valgt ud fra, at der ved de stabiliserende vægge skal indstøbes korrugerede rør og det er valgt, at den samme tykkelse af bagplade er gennengående for facaderne.

Lasttabel 5 -Sandwichelement					
Materiale	Densitet $\left[\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right]$	Tykkelse [m]	Fladelast $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$	$g_{inf} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$	$g_{sup} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
Armeret beton	2500	180	4,5	4,5	4,5
Isolering	30	200	0,06	0,06	0,06
Armeret beton	2500	70	1,75	1,75	1,75
				6,31	6,31

Tabel 2.27 Lasttabel 5 - Sandwichelement lavet med afsæt i Spæncoms projektkatalog.

2.6.4 Sekundærkonstruktionen

Tagkonstruktionen for sekundærkonstruktionen er opbygget med TTS-profiler, hvor der er monteret tværliggende trapezplader mellem TTS'erne. Nedenstående lastskema 2.28 og 2.29 angiver lasten for tagkonstruktionens opbygning:

Lasttabel 4 - Tagkonstruktion over sekundærkonstruktionen					
Materiale	Densitet $[\text{kg}/\text{m}^3]$	Tykkelse [m]	Fladelast $[\text{kN}/\text{m}^2]$	g_{inf}	g_{sup}
Solcelleanlæg	-	-	-	-	0,15
Tagpap	-	0,006	0,08	-	0,08
Isolering	30	0,4	0,12	-	0,12
Dampspærre	-	-	-	-	-
Trapezplader	-	0,001	0,16	0,16	0,16
				0,16	0,51

Tabel 2.28 Lasttabel 4 - Tagkonstruktion over sekundærkonstruktionen - Trapezplader. g_{inf} og g_{sup} er angivet i $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. [Dansk Standard, 2007a][Rockwool, U.Å.][Muncholm, 2020]

Lasttabel 4 - Tagkonstruktion over sekundærkonstruktionen					
Materiale	Densitet $[\text{kg}/\text{m}^3]$	Tykkelse [m]	Fladelast $[\text{kN}/\text{m}^2]$	g_{inf}	g_{sup}
Solcelleanlæg	-	-	-	-	0,15
Tagpap	-	0,006	0,08	-	0,08
Isolering	30	0,4	0,12	-	0,12
Dampspærre	-	-	-	-	-
TTS	-	-	3,3	3,3	3,3
				3,3	3,65

Tabel 2.29 Lasttabel 5 - Tagkonstruktion over sekundærkonstruktionen - TTS-elementer. g_{inf} og g_{sup} er angivet i $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. [Dansk Standard, 2007a][Rockwool, U.Å.][Muncholm, 2020]

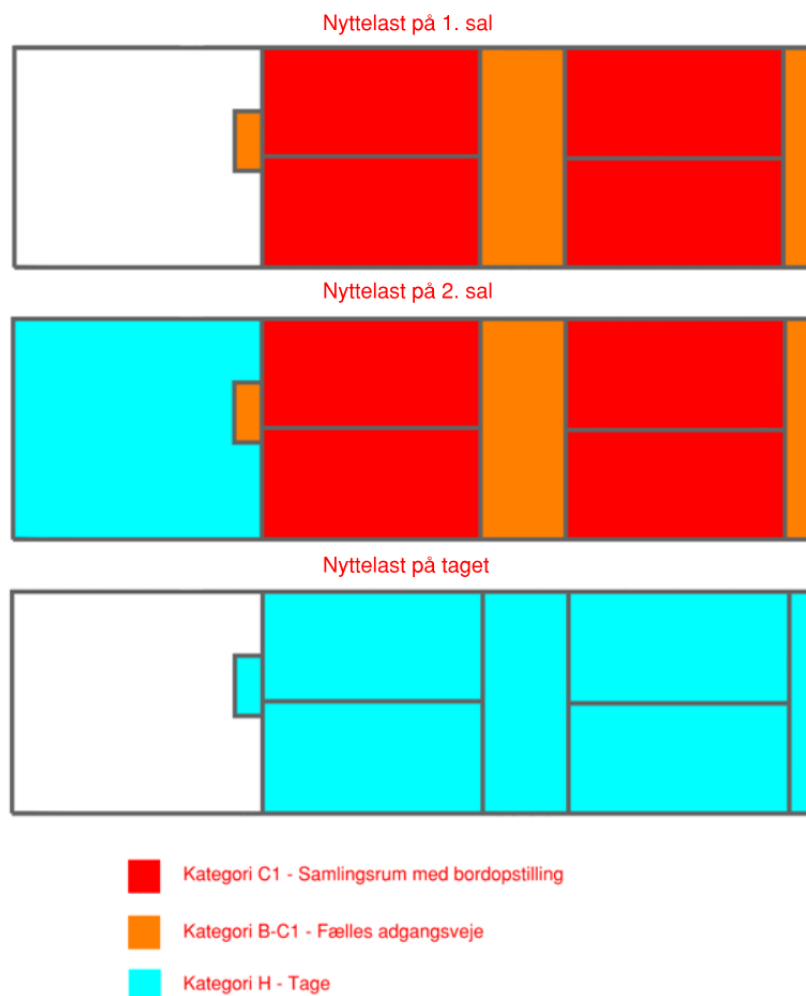
TTS-elementerne vil blive dimensioneret med permanentlasterne fra overstående tabel 2.29 samt linjelaften fra trapezpladerne på overpladen af TTS-elementerne. Ydermere eftervises trapezpladerne for at kunne spænde mellem TTS'erne.

2.6.5 Nyttelaster

Der ses udelukkende på lodret nyttelast, og denne bestemmes i henhold til DS/EN 1990 DK NA [Dansk Standard, 2021a] samt DS/EN 1990 DK NA:2021 [Dansk Standard, 2021b]. Nyttelasten er en variabel last og bestemmes for forskellige konstruktionsdele på baggrund af udbudsmaterialet herunder tegningsmaterialet og beskrivelsen af bygningens funktion. De relevante nyttelast kategorier fremgår af tabel 2.30 herunder, hvoraf de karakteristiske nyttelaster fremgår. Eftersom terrændækket ikke projekteres, inddrages nyttelasten for 1. sal, 2. sal og taget.

Nyttelast	$q_k [\frac{kN}{m^2}]$	$Q_k [kN]$
Kategori - C1	2,5	3,0
Kategori B-C1	5,0	4,0
Kategori H	0,0	1,5

Tabel 2.30 Nyttelaster for relevante kategorier.



Figur 2.23 Indplacering af nyttelast kategorier baseret på beskrivelserne i udbudsmaterialet.

I klasselokalerne vurderes kategori C1 at være passende, da denne anvendes i forsamlingsrum med bordopstilling. Dette er netop tilfældet, da der laves en fast borde og stole opstilling i eksamenslokalerne. For fordelingsområder, toiletter, trappekerner og flugtveje vurderes kategori B-C1 at være passende, da disse områder anvendes som fælles adgangsveje. På taget anvendes kategori H. Dette er samlet i nedenstående lastskema, der fremgår af figur 2.23

2.6.6 Naturlaster

Ved projektering inddrages snelast og vindlast, som begge er variable laster.

Snelast

Snelasten er som nævnt ovenfor en variabel last og regnes som en fri last. Snelasten bestemmes i henhold til *DS/EN 1991-1-3* [Dansk Standard, 2007b] og dertilhørende nationale anneks *DS/EN 1991-1-3 DK NA:2024* [Dansk Standard, 2024a]. Dette underafsnit tager også udgang i disse kilder medmindre, andre kilder er angivet. Der undersøges både for jævnt fordelt snelast, men også ophobning af sne. Dette vurderes at være særligt relevant omkring ventilationsaggregaterne og op mod overgangen fra sekundær- til hovedkonstruktionen. Denne overgang findes mellem modullinje 5 og 6, der fremgår af etageplanerne der kan findes i kapitel 4 A3 - Konstruktions tegninger og Modeller. I slutningen af dette afsnit laves en lastplan, hvoraf de forskellige snelaster fremgår.

Den karakteristiske snelast, s , kan bestemmes med formel (2.6.3).

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (2.6.3)$$

Hvor:

s	Karakteristisk værdi af snelast	$\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$
μ_i	Formfaktor for snelast	$[-]$
C_e	Eksponeringsfaktor	$[-]$
C_t	Termisk faktor	$[-]$
s_k	Karakteristisk terrænværdi	$\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$

Formfaktoren, μ_i , for snelasten afhænger af tagets udformning, og er for flade tage $\mu_i = 0,8$. Eksponeringsfaktoren, C_e , bestemmes ud fra topografien og bygningens størrelse med formel (2.6.4).

$$C_e = C_{top} C_s \quad (2.6.4)$$

Hvor:

C_{top}	Topografifaktor	$[-]$
C_s	Faktor for konstruktionens størrelse	$[-]$

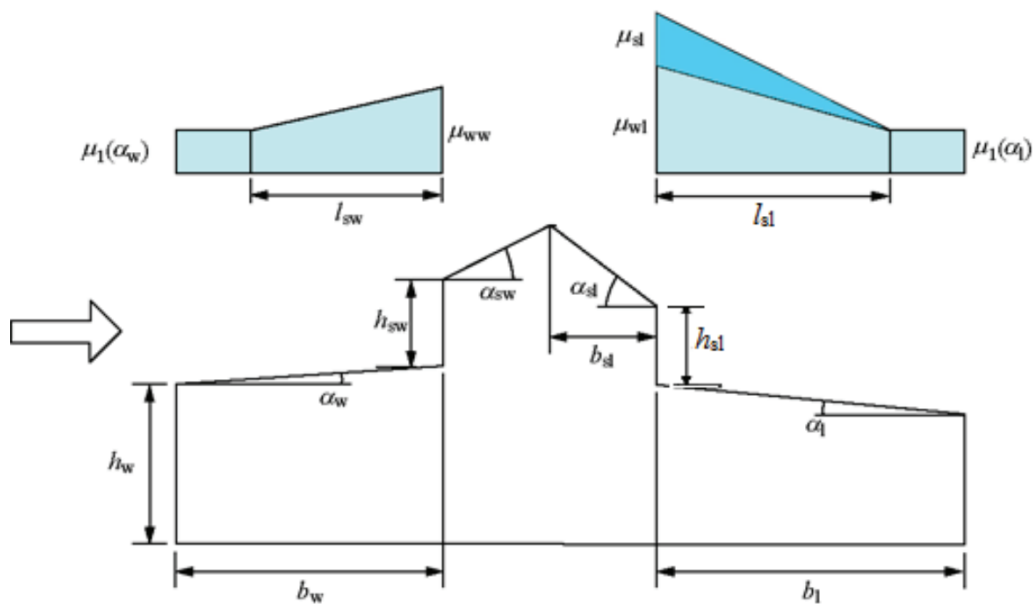
Det omkringliggende terræn sættes til *normal topografi*, da det vurderes at vinden ikke vil fjerne sneen på taget i væsentlig grad, hvorved $C_{top} = 1,0$. Faktoren for konstruktionens størrelse, C_s , bestemmes ud fra bygningens højde $h = 12,5$ m, hvor terrænet er lavest, længde $l = 105$ m og bredde $b = 29,4$ m. Da $2h < l$ og $b < 10h$ er $C_s = 1,0$. Den termiske faktor, C_t , sættes også til 1,0, eftersom taget er isoleret, og der derfor ikke smeltes ekstra ordinært meget sne fra taget. Den karakteristiske terrænværdi er givet som $s_k = 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ i Danmark. [Dansk Standard, 2007b]

Den jævnt fordelte snelast beregnes herunder.

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

De to tilfælde med sneophobning undersøges også, og snelasten vil i disse områder blive større. Til at udregne, hvor stor snelasten bliver i de to ophobningsområder er det først nødvendigt at kende sneens specifikke tyngde, som er fundet til $2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$. [Dansk Standard, 2007b]

Der tages afsæt i figur 2.24, der viser tilfældet hvor en bygning støder op til en anden bygning som er højere.



Figur 2.24 Modellen anvendes til undersøgelse af sneophobning på læside og vindside. Figuren er fra det nationale anneks [Dansk Standard, 2024a].

I modellen forudsættes det at α_w og α_1 er større end -5 grader, hvilket også er tilfældet, da de begge er 0 grader.

Først undersøges det om, der er tale om en global eller lokal lægiver. Dette gøres ved at udregne a , hvilket gøres med formel 2.6.5. Er a større end 0,4 er der tale om en global lægiver.

$$a = \max(\frac{h_{sw}^2}{b_w \cdot h_w}, \frac{b_w}{25 \cdot h_w}) \quad (2.6.5)$$

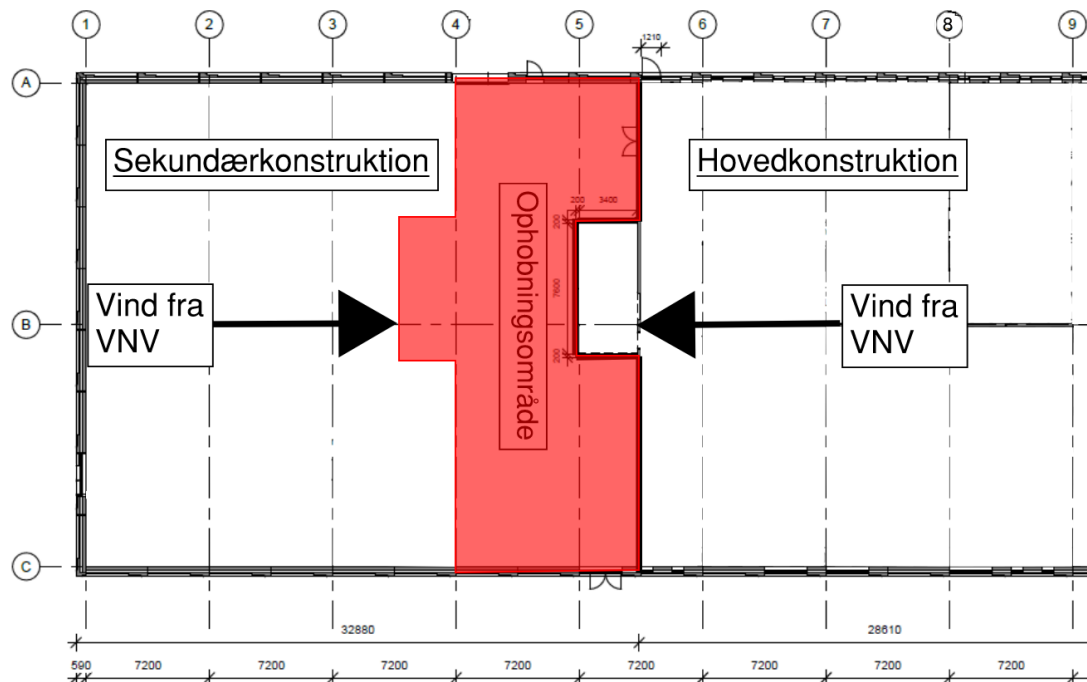
Hvor:

a	Parameter til vurdering af lægiver	[-]
h_{sw}	Lægiverens facadehøjde - (3,9 m)	[m]
b_w	Afstand ind til lægiver fra facade - (33,0 m)	[m]
h_w	Facadehøjde i vindside - (7,6 m)	[m]

Parameteren a udregnes.

$$a = \max(\frac{(3,9 \text{ m})^2}{33 \text{ m} \cdot 7,6 \text{ m}}; \frac{33 \text{ m}}{25 \cdot 7,6 \text{ m}}) = \max(0,061; 0,174) = 0,174$$

Med afsæt i ovenstående udregning kan det konkluderes, at der er tale om en lokal lægiver, eftersom parameteren a er mindre end 0,2. Der laves nu en undersøgelse for både læsiden, når vinden blæser fra ØSØ samt en for vindsiden, svarende til vinden kommer fra VNV. Princippet er vist på nedenstående figur 2.25.



Figur 2.25 Princip for sneophobning i etagespringet mellem hoved- og sekundærkonstruktionen.

Formfaktoren findes med formel (2.6.6).

$$\mu_3 = \mu_s + \mu_w \quad (2.6.6)$$

Hvor:

μ_3	Formfaktor for snelast på konstruktion med lægiver	[-]
μ_s	Formfaktor for nedskridende sne fra det øverste tag	[-]
μ_w	Formfaktor for snelast på grund af vindens virkning	[-]

Sneophobning ved modullinje 5/6 .

Først undersøges, hvad formfaktoren bliver, når vinden blæser fra VNV, svarende til vindsiden på figur 2.24. Først findes bredden af sneophobningen, og derefter findes formfaktoren for snelasten.

Bredden af sneophobningen findes med formel (2.6.7).

$$l_{sw} = \min(b_w ; 2 \cdot h_{sw}) \rightarrow \text{dog } 5,0 \text{ m} \leq l_{sw} \leq 15,0 \text{ m} \quad (2.6.7)$$

De kendte værdier indsættes.

$$l_{sw} = \min(33,0 \text{ m} ; 2 \cdot 3,90 \text{ m}) = 7,80 \text{ m}$$

Formfaktoren findes med formel (2.6.8).

$$\mu_{ww} = h_{sw} \cdot \frac{\gamma}{s_{k,0}} \rightarrow \text{dog } \mu_1 \leq \mu_{ww} \leq 2,0 \quad (2.6.8)$$

De kendte værdier indsættes i formlen.

$$\mu_{ww} = 3,90 \text{ m} \cdot \frac{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 7,8 \rightarrow 2,0$$

Der anvendes derfor en formfaktor på 2,0 til udregning af snelasten i denne zone med ophobning.

På baggrund af denne formfaktor kan snelasten i ophobningszonerne udregnes med formel (2.6.3). Ved indsættelse i formlen findes en snelast i ophobningszonerne på $s_{5,6} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

Der laves ligeledes en undersøgelse, hvor ophobningen vil komme på læsiden, svarende til at vinden blæser fra ØSØ.

Bredden af sneophobningen på læsiden bestemmes med formel (2.6.9).

$$l_{sl} = 5 \cdot h_s l \rightarrow \text{dog } 5,0 \text{ m} \leq l_{sl} \leq 15,0 \text{ m} \quad (2.6.9)$$

Hvor:

l_{sl}	Længde af sneophobning fra lægiver	[-]
$h_s l$	Lægiverens facadehøjde - 3,9 m	[-]

Ved indsættelse i formel (2.6.9) findes bredden af sneophobningen til 15,0 m.

Formfaktoren udregnes med formel (2.6.6), og beregningen bliver som for vindsiden. Den karakteristiske snelast, når vinden blæser fra ØSØ bliver derfor også $2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, men denne bliver stadig mere kritisk end ved vind fra VNV, eftersom længden af sneophobningen er større.

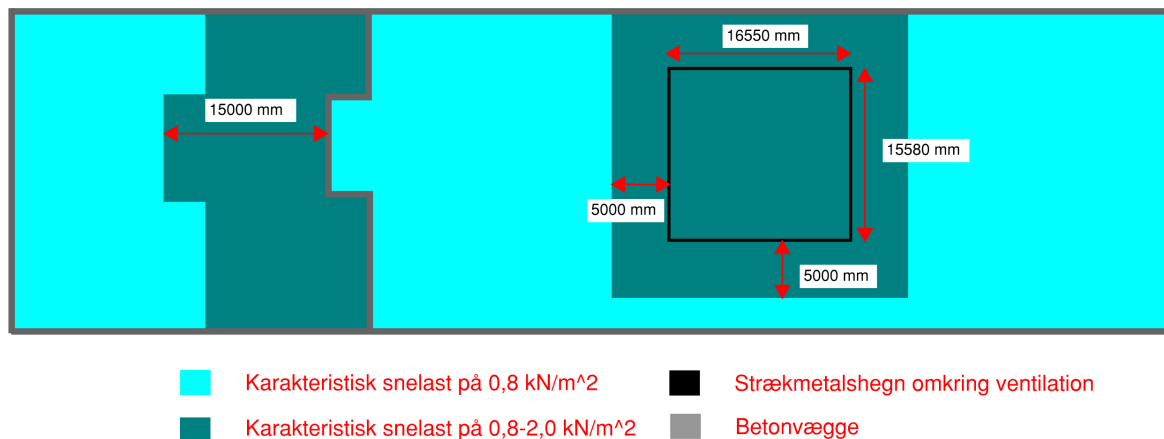
Sneophobning ved ventilationsaggregat .

I byggetilladelsen fremgår det, at ventilationsaggregatet, der placeres på taget, som det fremgår af figur 2.22, skal dækkes ind, så det ikke fremstår så tydeligt. Som løsning heraf laves en gård, som afgrænses af et strækmetalhegn. Dette vil også give anledning til sneophobning inde i gården.

Strækmetal hegnet skal have en højde 2,5 m, og dette vil også give anledning til sneophobning. Der laves en undersøgelse af hvad den karakteristiske snelast bliver i gården, hvor der anvendes samme fremgangsmetode, som er beskrevet ovenfor. Det konkluderes, at der vil ophobes sne i hele gården, og den karakteristiske snelast i dette område vil være $2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Udregningerne herfor fremgår af bilag A. Sne vil ophobe sig i hele gården og 5 m rundt om gården.

Lastskema for snelast .

Den karakteristiske snelast indtegnes i et lastskema, som fremgår af figur 2.26. Lastskemaet er lavet med afsæt i tagplanen.



Figur 2.26 Lastskema for snelast med ophobning markeret. På tegningen er strækmetalgården desuden tegnet ind.

Vindlast

Vindlasten bestemmes med afsæt i *DS/EN 1991-1-4* [Dansk Standard, 2007c] og det tilhørende nationale anneks *DS/EN 1991-1-4 DK NA:2024* [Dansk Standard, 2024b]. Dette afsnit skrives med afsæt i ovenstående kilder, medmindre andre kilder er angivet.

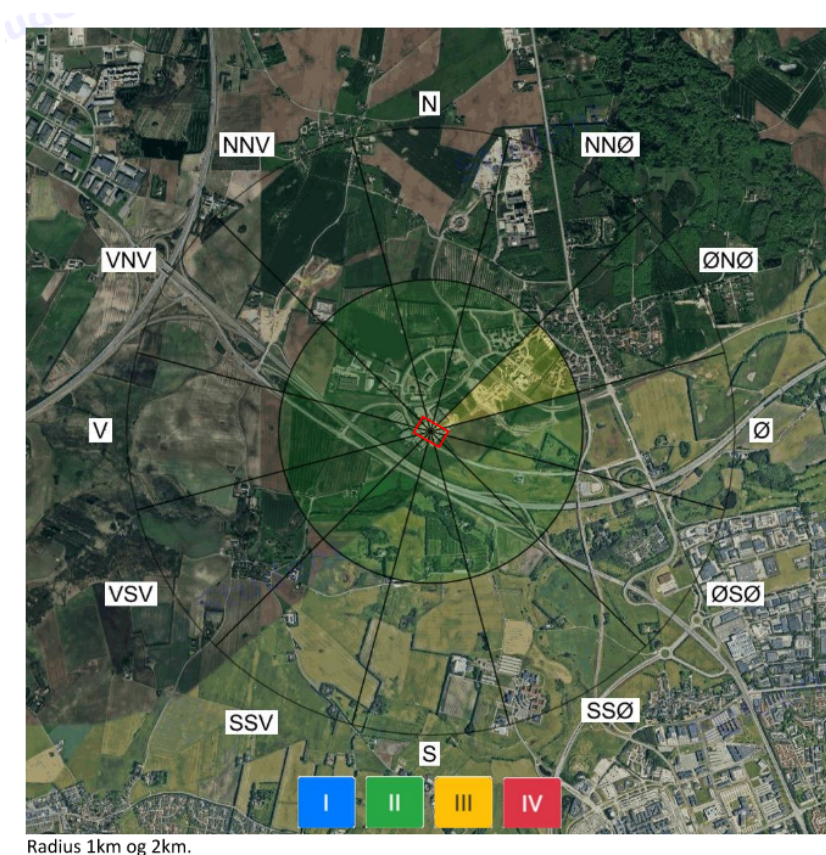
Til at udlede vindlasten, der påvirker begge bygningsafsnit, er programmet PolyWind blevet brugt. Resultaterne fremgår af bilag A.

PolyWind er et IKT program, som kan anvendes til at finde vindlast på en bygning. Af tabel 2.31 fremgår de steps, der skal gennemføres, inden PolyWind kan udregne endelige vindlaster på bygningen.

	Input	Forudsætninger	Output
1	Indtast adresse - finjuster lokation	Google Maps	Analyse af terræn og terrænkategori
2	Indtast bygningsgeometri og ruheder	Normer	Peakhastighedstryk og zoneinddeling
3	Kontrol af terrænkategorier		Manuel gennemgang af terrænkategorier
4	Kontrol af orografi		Manuel indplacering af bakker mm.
5	Angivelse af orientering		Endelige vindlaster i forskellige zoner

Tabel 2.31 Input inden PolyWind kan beregne vindlasten.

Efter adressen indtastes i programmet laves der en analyse af det omkringliggende terræn baseret på satellitbillederne fra Google Maps, men også ud fra de koter højder, der fremgår af Google Maps. Af figur 2.27, fremgår de terrænkategorier, der er anvendt til vindberegninger i PolyWind.



Figur 2.27 Terrænkategorier anvendt til vindberegning for de forskellige vindretninger.

I bilag A kan analysen af de enkelte vindretninger findes. PolyWind vurderede at alle retninger tilfaldt terrænkategori II, men for vindretning ØNØ, var der en stor del af terrænet som PolyWind var usikker på. Dette skyldes, at der på nabogrunden er blevet opført en ny bygning i 12 meters højde, som endnu ikke var tydelig i Google Maps, og af den grund er terrænkategorien for ØNØ manuelt ændret til terrænkategori III.

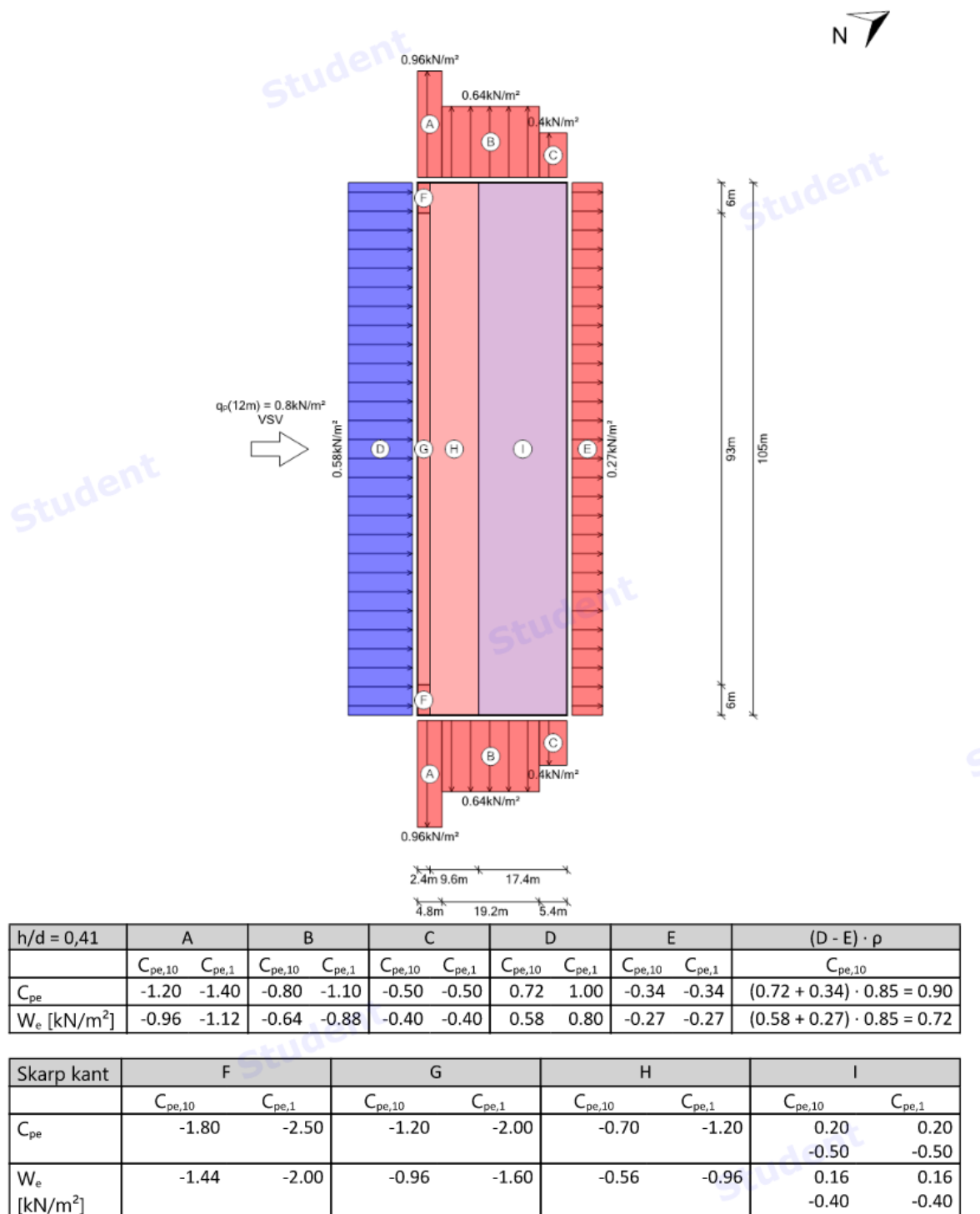
Da bygningsdimensionerne er indtastet i PolyWind kan programmet selv inddele bygningen i forskellige vindzoner og regne de forskellige formfaktorer for disse zoner. Konstruktionen regnes som en stor rektangulær bygning, hvorved der ses bort fra etagespringet mellem hoved- og sekundærkonstruktion. Dette vurderes at være acceptabelt så længe, at der ved stabilitets- samt dimensioneringsberegninger anvendes de største værdier som virkende over hele fladen. Bygningen er orienteret således, at vind fra VNV og ØSØ vil blæse ind på gavlene, og vind fra NNØ og SSV vil blæse ind på bygningens facader. Peakhastighedsstrykken fra disse retninger fremgår af tabel 2.32 herunder, og analyserne af terrænkategorier og inddelinger af zoner fremgår af bilag A.

	NNØ	ØSØ	SSV	VNV
Peakhastighedstryk [kPa]	0,63	0,63	0,78	0,90

Tabel 2.32 Peakhastighedsstrykkene fra de fire hovedretninger fundet i PolyWind.

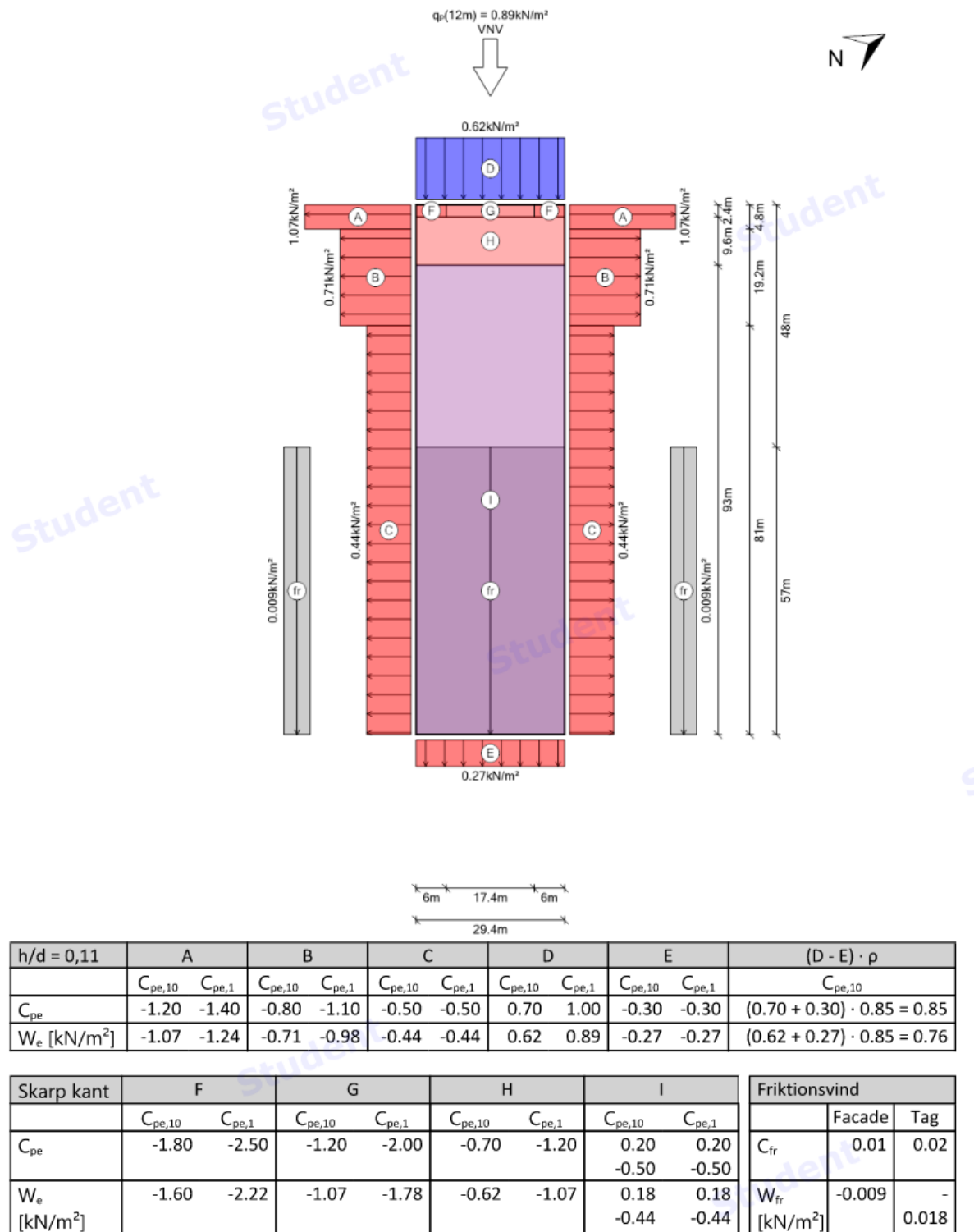
Lastskemaer for de fire hovedretninger fremgår af bilag A. Af figur 2.28 og 2.29 fremgår fladelasterne for de forskellige zoner, for vind på facade og vind på gavl. For vind på facade, fremgår det af tabel 2.32, at det er facaden der vender mod SSV. Vinden på facaden kan komme fra både SSV og VSV, og da peakhastighedsstrykket for VSV, viser sig at være større end det fra SSV, bliver vind fra VSV

dimensionsgivende.



Figur 2.28 Det dimensionsgivende tilfælde med vind på facade.

For vind på gavlen undersøges vind på gavlen ved den disponible hal, svarende til vind fra VNV.



Figur 2.29 Det dimensionsgivende tilfælde med vind på gavl.

2.6.7 Geometriske imperfektioner

Udover ovenstående laster påføres der også en imperfektionslast, der indgår i lastkombinationer for brudgrænsetilstand (ULS) og ved ulykkesdimensioneringstilfælde (ALS), men ikke i anvendelsesgrænsetilstand (SLS). Denne vandrette last regnes også med i de tilfælde, hvor der er vandrette laster fra vindlast og seismisk last.

Imperfektionslasten kan ses som en del af de lodrettelaster, der grundet imperfektioner vil give anledning til vandrettelaster, som påvirker konstruktionsdelene. Indvirkningen fra geometriske imperfektioner indtages som beskrevet i *DS/EN 1992-1-1* [Dansk Standard, 2021e], og afsnittet skrives med afsæt i denne medmindre andre kilder er angivet.

Imperfektioner repræsenteres ved en hældning af bygværket og denne hældning kan udregnes med formel (2.6.10).

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad (2.6.10)$$

Hvor:

θ_i	Imperfektionshældning	[-]
θ_0	Basisværdi for imperfektionshældning	[-]
α_h	Reduktionsfaktor for længde eller højde	[-]
α_m	Reduktionsfaktor for antal konstruktionsdele	[-]

Reduktionsfaktorerne regnes som vist i formel (2.6.11) og (2.6.12).

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}} \rightarrow \text{dog } 2/3 \leq \alpha_h \leq 1 \quad (2.6.11)$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + \frac{1}{m})} \quad (2.6.12)$$

Hvor:

α_h	Reduktionsfaktor for længde eller højde	[-]
α_m	Reduktionsfaktor for antal konstruktionsdele	[-]
l	Længden eller højden	[-]
m	Antallet af lodrette konstruktionsdele der bidrager til virkningen	[-]

Reduktionsfaktorerne udregnes først. Som højde anvendes 12,5 m, da dette er den gennemsnitlige højde af bygningen. For antallet af lodrette konstruktionsdele, anvendes 50 som en konservativ værdi, da det ikke vides præcist hvor mange lodrette konstruktionsdele der er endnu.

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{12,5 \text{ m}}} = 0,56 \rightarrow 2/3$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot (1 + \frac{1}{50})} = 0,71$$

Imperfektionshældningen kan nu udledes med formel (2.6.10). Det vides, at basisværdien for imperfektionshældningen kan sættes til 1/200.

$$\theta_i = 1/200 \cdot 2/3 \cdot 0,71 = 0,236\%$$

Størrelsen af de vandrette imperfektionslaster, der påvirker det samlede system kan findes på baggrund af denne hældning, som vist i formel (2.6.13).

$$H_d = L_d \cdot 0,236\% \quad (2.6.13)$$

Hvor:

H_d	Vandret regningsmæssig last fra imperfektion	[kN]
L_d	Lodret regningsmæssig last	[kN]

Imperfektionslasterne der påvirker de enkelte konstruktionsdele udledes i stabilitetsafsnittene, hvor disse inddrages. For betonelementer kan dette gøres ved øget excentricitet eller ved indplacering af en tværgående kraft i det punkt, hvor denne giver anledning til størst moment.

2.6.8 Ulykkeslaster

Bygningen projekteres også så den kan modstå seismisk last og påkørselslast. Jævnfør afsnit 1.2.1 dimensioneres bygningen ikke mod brandtilfælde.

Seismisk last

Påvirkningen fra seismiske laster findes på baggrund af *DS/EN 1998-1 DK NA:2020* [Dansk Standard, 2020b], som angiver en række simplificerede regler. Følgende afsnit tager afsæt heri, medmindre andre kilder er angivet.

Der ses bort fra lodret seismisk last. Den vandrette seismiske last kan kun forekomme samtidigt med tilhørende lodrette last, og den regningsmæssige vandrette seismiske last per etage kan udledes med formel (2.6.14).

$$F_{seis} = \left(\sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \cdot \frac{\alpha_{seis}}{g} \quad (2.6.14)$$

Hvor:

F_{seis}	Vandret seismisk last per etage	[kN]
G_{kj}	Permanente laster	[kN]
Ψ	Lastkombinationsfaktor	[-]
$Q_{k,i}$	Variable laster	[kN]
α_{seis}	Seismisk forskydningsacceleration	$\left[\frac{m}{s^2} \right]$
g	Tyngdeaccelerationen (regnes som $9,80 \frac{m}{s^2}$)	$\left[\frac{m}{s^2} \right]$

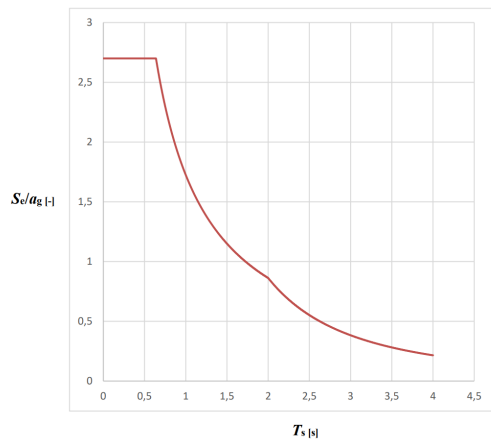
Den seismiske forskydnings acceleration beregnes med formel (2.6.15).

$$a = \max \left\{ \frac{1}{q} \cdot k \cdot \frac{S_e}{a_g} \cdot a_g \cdot \gamma_1 \right. \\ \left. 1, 5\% \text{ af } g \right\} \quad (2.6.15)$$

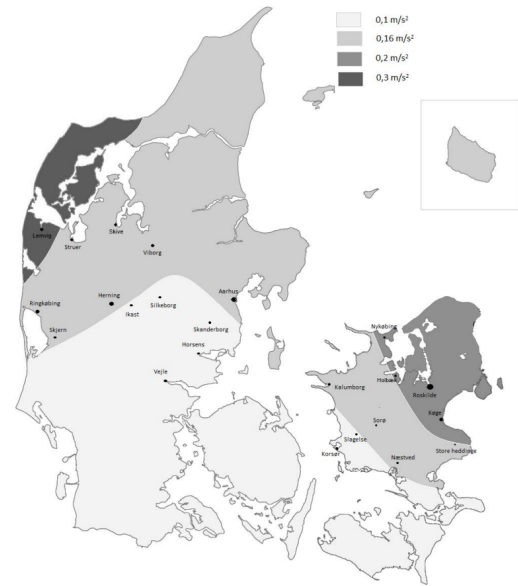
Hvor:

q	Faktor for konstruktionsduktilitet	[-]
k	Faktor for varierende last over bygnings højde	[-]
$\frac{S_e}{a_g}$	Faktor for bygningens egensvingningsperiode	[-]
a_g	Regningsmæssig grundacceleration af bygning	$\left[\frac{m}{s^2} \right]$
γ_1	Seismisk faktor relateret til konsekvensklasse	[-]

Til at bestemme de ubekendte faktorer tages der afsæt i tabeller i *DS/EN 1998-1 DK NA:2020* og figur 2.30 og 2.31 herunder.



Figur 2.30 Sammenhængen mellem faktor for egensvingningsperiode og egensvingningsperioden omkring den svage akse. [Dansk Standard, 2020b].



Figur 2.31 Værdier for grundacceleration i Danmark [Dansk Standard, 2020b].

For betonkonstruktioner kan perioden for bøjningssvingninger omkring den svage akse, T_s , udledes som $T_s = \frac{h}{60}$ s, hvor h er bygningens højde i meter. Heraf findes $T_s = \frac{12,5}{60}$ s $\approx 0,21$ s. Af figur 2.30 aflæses $\frac{S_e}{a_g} = 2,7$. a_g aflæses på figur 2.31 til $0,16 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$. Værdier for q , k og γ_1 er fundet ved opslag i *DS/EN 1998-1 DK NA:2020* til $q = 1,5$, $k = 0,5$ og $\gamma_1 = 1,2$.

Den seismiske forskydningsacceleration udregnes med formel (2.6.15).

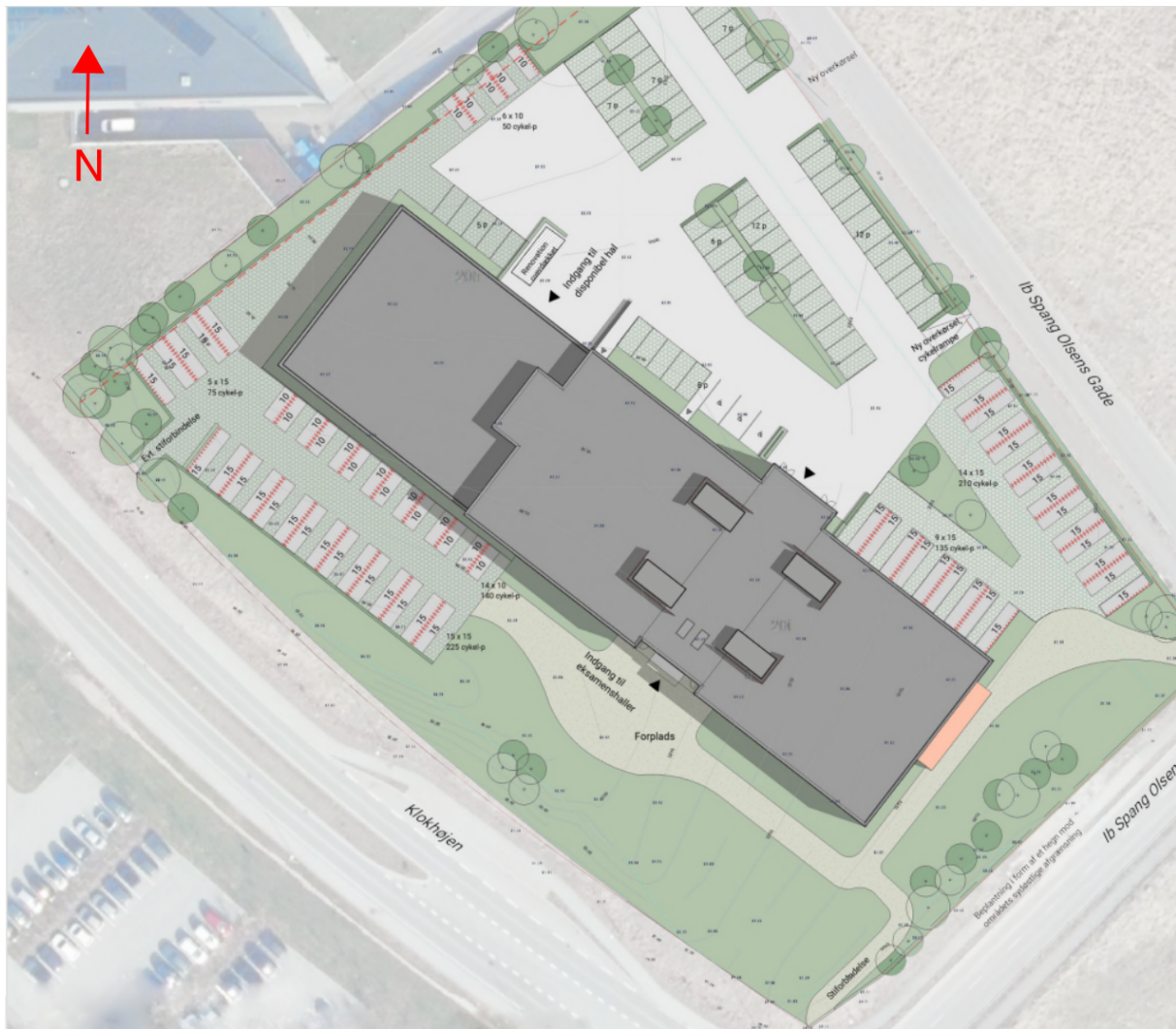
$$a = \max \begin{cases} \frac{1}{1,5} \cdot 0,5 \cdot 2,7 \cdot 0,16 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 1,2 = 0,173 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \\ 1,5 \cdot 9,80 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 0,147 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \end{cases}$$

De vandrette seismiske laster kan nu bestemmes med formel (2.6.14), da der ikke længere er nogle ubekendte. Dette gøres i afsnittet omkring stabilitet 3.7.

Påkørselslast

Eftersom der er parkeringsarealer rundt om bygningen, og sekundærkonstruktionen skal anvendes som lagerhal, vurderes det, at konstruktionen skal kunne modstå påkørselslaste.

Påkørselslasten, som konstruktionsdelene skal kunne modstå bestemmes i henhold til *DS/EN 1991* [Dansk Standard, 2021c]. På baggrund af figur 2.32 vides det, at der skal være parkeringspladser ved den nordøstlige facade. Det vurderes derfor at facadeelementerne langs den nordøstlige facade risikerer at blive påkørt af personbiler på parkeringsarealer.



Figur 2.32 Situationsplan for bygningen, hvor parkeringsarealer mm. fremgår. [Forskningsfondens Ejendoms-selskab, P+P arkitekter, 2023]

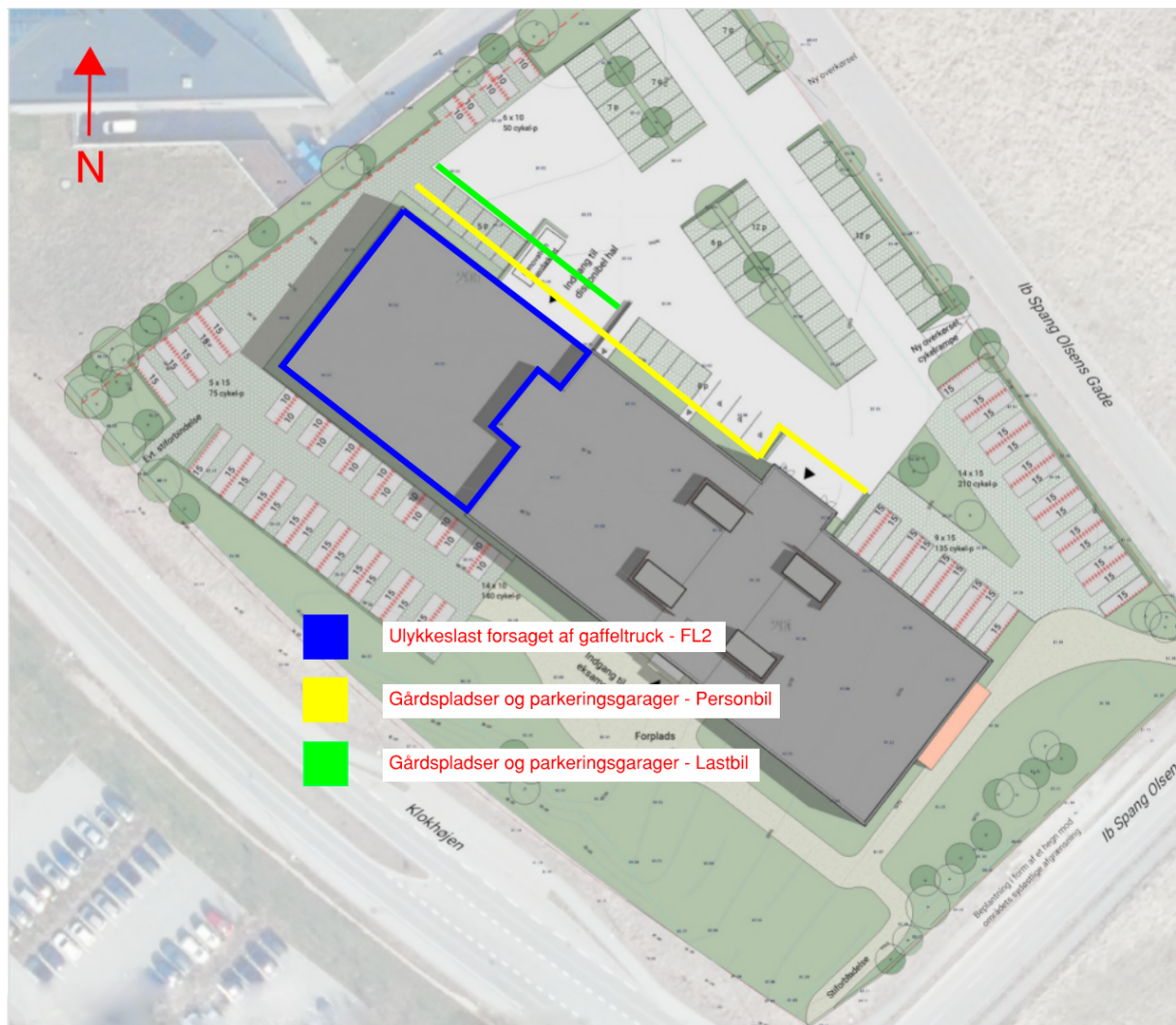
Det vurderes yderligere at der for sekundærkonstruktionen kan forekomme påkørselslast fra lastbiler, der kører op til porten for at læse vare af. Desuden kan der ved sekundærkonstruktionen forekomme påkørselslast fra gaffeltrucks, eftersom bygningsafsnittet bruges til lagerhal.

På baggrund af ovenstående ræsonnementer er de mulige påkørselslaster kategoriseret og tabellagt i tabel 2.33.

Kategori	Højde [m]	F_{dx} [kN]	F_{dy} [kN]
Gårdspladser og parkeringsgarager - Personbil	0,5	100	50
Gårdspladser og parkeringsgarager - Lastbil	0,5 - 1,5	200	100
Ulykkeslast forsat af gaffeltruck - FL2	0,75	230	230

Tabel 2.33 F_{dx} angiver last i kørselsretning og F_{dy} angiver ulykkeslast vinkelret på almindelig kørretning.
[Dansk Standard, 2021e]

En lastoversigt for ulykkeslasterne fremgår af figur 2.33, hvor væggene der udsættes for de forskellige påkørselslastkategorier er markeret. Det forventes, at gaffeltrucksene kører inde i sekundærkonstruktionen, og kraftpåvirkningen vil derfor være på indvendig side af væggen, hvorimod kraftpåvirkningen fra personbiler og lastbiler vil være på udvendig side af væggene.



Figur 2.33 Oversigt for ulykkeslast. Stregerne løber parallelt med de vægelementer, som udsættes for påkørselslast.

2.6.9 Midlertidige laster

Der forekommer ingen midlertidige laster, der skal behandles særskilt.

2.6.10 Andre laster

Der forekommer ikke andre lasttyper end dem som er behandlet i ovenstående afsnit.

A2 - STATISKE BEREKNINGER

Der vil i dette kapitel blive analyseret på bygværkets statiske virkemåde. Ydermere vil robustheden blive eftervist, og der vil overslagsdimensioneres udvalgte konstruktionselementer.

3.1 Hovedstatik

Bygværket skal kunne optage både vandrette- samt lodrette laster, hvilket skal kunne føres til fundamentet. Overordnet består bygværkets statiske virkemåde som skiver samt plader. Sammenstøbte etageadskillelsesdæk vil fungere som skiver samt plader, og vil aflevere både vandrette og lodrette laster til vægelementerne. Vægelementerne vil optage de lodrette kræfter fra etageadskillelserne samt tagdækket og afstive konstruktionen i forhold til de vandrette laster fra vinden, geometriske imperfektioner og seismisk last. I stuen vil KB-bjælkerne optage lasten fra huldæk, og aflevere denne last ude på søjleelementerne ved enderne. Forbindelsesled mellem KB-bjælke og søjle vil være i form af lejeplader, som blive indstøbt i de enkelte elementer. Huldækkene vil ligge af på vægelementerne med den korrekte vederlagslængde i forhold til spændvidden for huldækket. I forhold til taget for sekundærkonstruktionen vil denne blive udført med TTS-elementer. TTS'erne spænder cirka 28 meter mellem vægelementerne. På siden af TTS'erne er monteret et z-profil, som bærer lasten fra trapezplader, som spænder modsat mellem TTS'erne. Dette afleverer en linjelast på siden af TTS'erne, som føres til enderne ved vægelementerne, hvorfra lasterne føres til fundamentet.

I forhold til robusthed og trækforbindelser vil disse blive eftervist i dette kapitel.

3.2 Lodret lastnedføring

Der er i afsnit 2.4 redegjort for, hvordan de lodrette laster optages. Principielt vil alle væg, søjle og bjælke elementer være med til at føre deres egenlast ned til fundamentet, hvorfor de alle indgår i den lodrette lastnedføring.

I dette afsnit udpeges der derfor bærelinjer, som fladelasterne fra tagdæk og etagedæk overføres til, hvorfra de føres til fundamenterne. Der laves først bærelinjer for anden sal, første sal og til sidst stuen. Herefter laves der lastplaner, der angiver hvilken fladelast de forskellige dæk påvirkes af, samt en opsummering af væggenes linjelaster. Med afsæt i dette kan linjelasterne langs vægge og bjælker udledes, hvorefter udvalgte konstruktionselementer kan detaildimensioneres. Ydermere kan bærelinjerne anvendes til at finde de punktlaster, som søjlerne påvirkes af. Grundet projektets tidsramme ses der bort fra bærelinjer omkring trapperne.

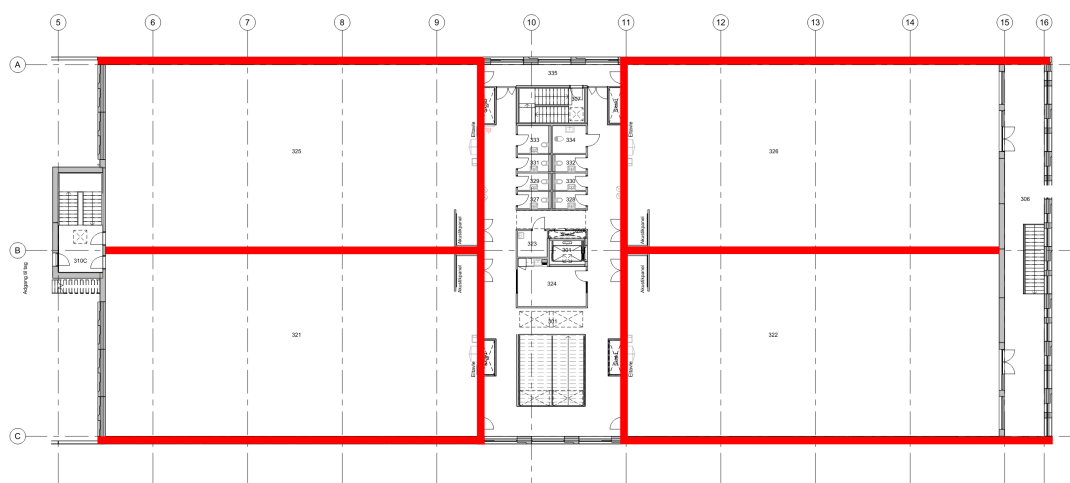
Afsluttende i dette kapitel gennemgås nogle af de praktiske tiltag der laves på byggepladsen. Tiltagene bruges til at styre excentricitet, understøtte udsparinger mm. og danner grundlag for senere detailprojektering af udvalgte elementer.

3.2.1 Lastskemaer og bærelinjer

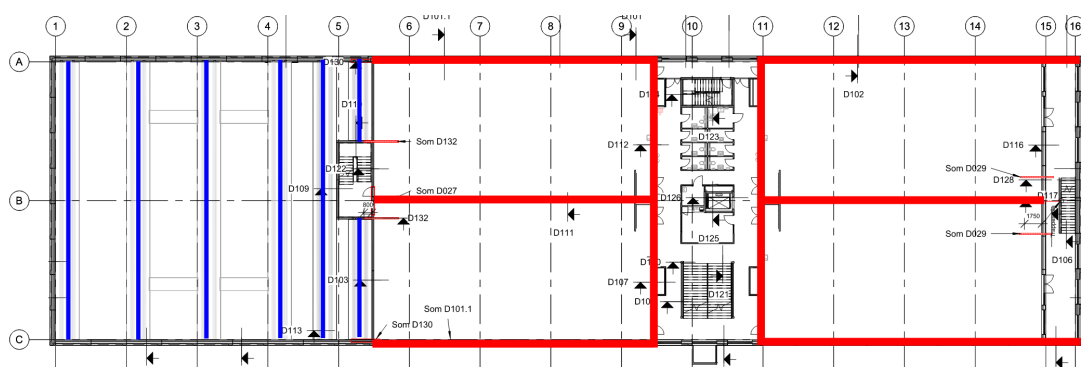
Først fastlægges de udvalgte bærelinjer, hvorefter der kan laves lastplaner, for de lodrette laster langs disse bærelinjer.

Bærelinjer

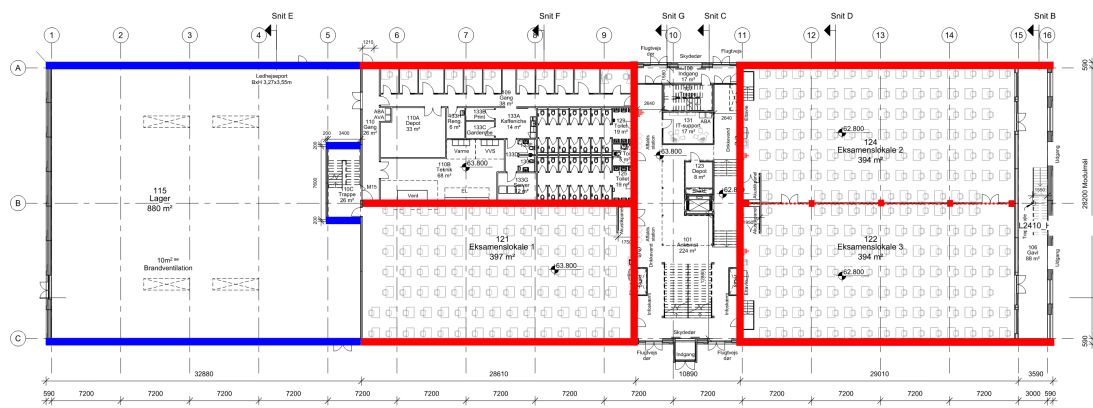
Grundet spændretningerne af tagdæk og etagedæk er der nogle af væggene, som udover at bære egenlasten fra de ovenstående vægge, også skal føre lasten fra dæk ned til fundamentet. Der er forskellige linjelaster langs bærelinjerne, og til projektering af vægge langs bærelinjerne tages der udgangspunkt i den del af bærelinjen, hvor de største lodrette laster findes. Udvalgte bærelinjer for vægge og søjler fremgår af figur 3.1 - 3.3.



Figur 3.1 Udvalgte bærelinjer på anden sal.



Figur 3.2 Udvalgte bærelinjer på første sal.

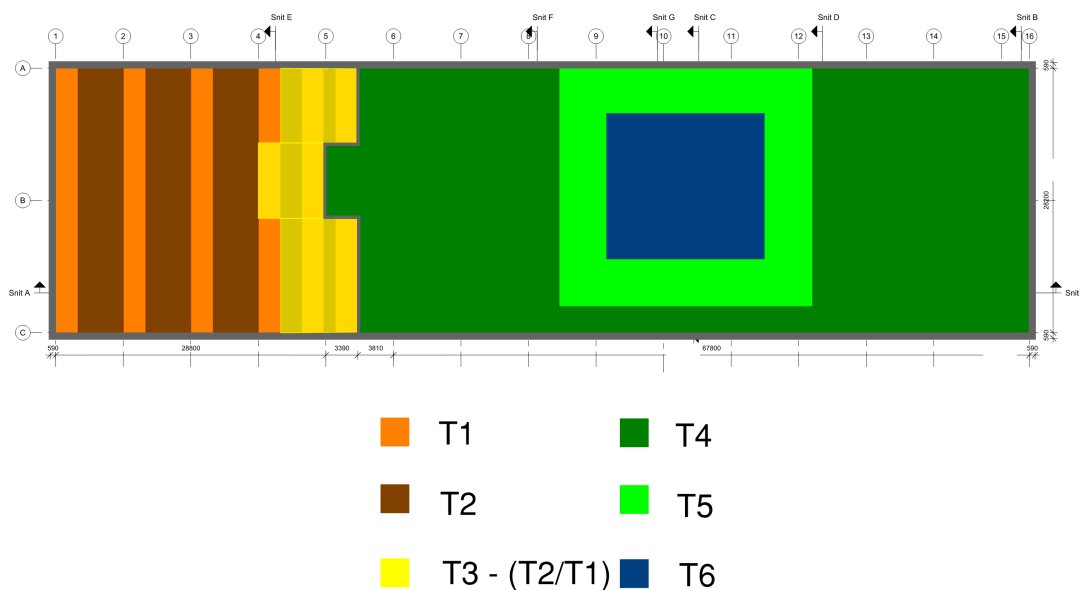


Figur 3.3 Udvalgte bærelinjer i stuen.

Lastplaner

Der laves først lastplaner for tagkonstruktionerne. Der tages ved udarbejdning af disse lastplaner udgangspunkt i lasterne beskrevet i afsnit 2.6.

På nedenstående figur 3.4 er tagkonstruktionerne for begge bygningsafsnit inddelt i seks kategorier fra T1-T6. For hver af disse kategorier udarbejdes en lastplan, hvori der indgår både egen-, sne-, nytte- og vindlast.



Figur 3.4 Inddelingen af tagkonstruktion i kategorierne T1 til T6.

Af tabel 3.1 fremgår de karakteristiske laster, der tilknytter sig T1-T6. Ved udarbejdelse af lastplanerne, som skal bruges til udarbejdelse af lodrette linjelaster, antages det, at der er tryk, svarende til vindtryk zone I, over alt på taget. Dette antages, da der i projektet kun undersøges vind fra to retninger, men ved undersøgelse af vind fra fire retninger, kan zone I forekomme ved alle bærelinjerne.

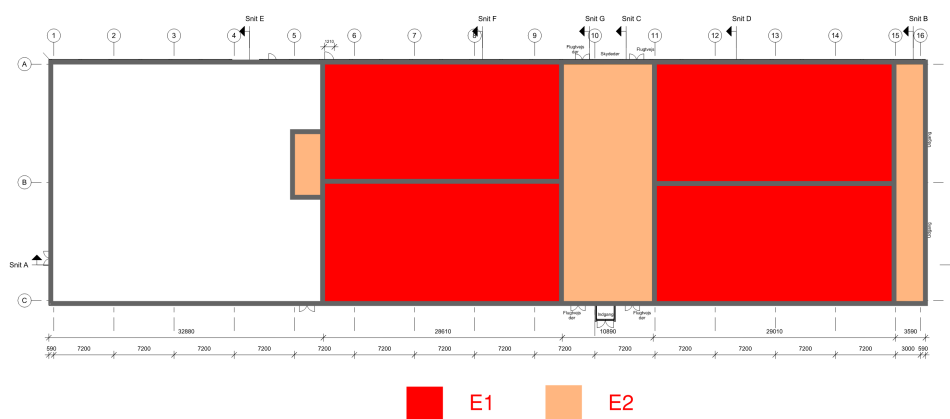
	G_{inf} [$\frac{kN}{m^2}$]	G_{sup} [$\frac{kN}{m^2}$]	Nyttelast [$\frac{kN}{m^2}$]	Snelast [$\frac{kN}{m^2}$]	Vindlast* [$\frac{kN}{m^2}$]
T1	3,30	3,65	0	0,80	0,18
T2	0,16	0,51	0	0,80	0,18
T3 - (T1)	3,30	3,65	0	2,0	0,18
T3 - (T2)	0,16	0,51	0	2,0	0,18
T4	4,70	6,30	0	0,8	0,18
T5	4,70	6,30	0	2,0	0,18
T6	4,70	10,30**	0	2,0	0,18

Tabel 3.1 De karakteristiske fladelaster, der påvirker de forskellige tagkategorier.

*Denne vindlast er beregnet med afsæt i peakhastighedstrykket, der forekommer ved vind fra VNV, da denne giver anledning til den største fladelast.

**Ved udarbejdelse af bærelinjer, hvor lasten føres længere ned end væggen på 2. sal, anvendes $2 \frac{kN}{m^2}$, da det forventes at lasten fordeles ved trykspredning gennem væggene.

Der laves tilsvarende en inddeling af etageadskillelserne, hvorefter der laves lastplaner for disse. Etageadskillelserne inddeles i to kategorier E1 og E2, som vist på figur 3.5. Inddelingen er identisk for første og anden sal, hvorfor der kun er lavet en figur herunder.



Figur 3.5 Etageadskillelserne inddeles i E1 og E2. Seksionerne adskiller sig, da de har forskellige nyttelaster.

De karakteristiske laster, der knytter sig til seksionerne E1 og E2 fremgår af tabel 3.2.

	G_{inf} [$\frac{kN}{m^2}$]	G_{sup} [$\frac{kN}{m^2}$]	Nyttelast [$\frac{kN}{m^2}$]	Snelast [$\frac{kN}{m^2}$]	Vindlast [$\frac{kN}{m^2}$]
E1	5,95	8,90	2,5	0	0
E2	5,95	8,90	5,0	0	0

Tabel 3.2 Karakteristiske laster for seksionerne E1 og E2.

Fladelasterne for alle områder af etagerne er nu fundet. Disse kombineres med væggenes egenlast, der tidligere er fastlagt i tabel 2.26 og 2.27. Her blev det fastlagt at de indvendige vægge havde en egenlast på $5,0 \frac{kN}{m^2}$. Facadeelementernes blev fundet til $6,31 \frac{kN}{m^2}$. For at finde de enkelte bærelinjer for vægelementerne skal oplandet fra højden af vægelementerne multipliceres på fladelasterne, hvorved bærelinjen er fundet. Det er nu muligt at finde linjelasterne langs konstruktionens bærelinjer.

	G_{inf} [$\frac{kN}{m^2}$]	G_{sup} [$\frac{kN}{m^2}$]	Nyttelast [$\frac{kN}{m^2}$]	Snelast [$\frac{kN}{m^2}$]	Vindlast [$\frac{kN}{m^2}$]
V1	5,0	5,0	0	0	0
V2	6,31	6,31	0	0	0

Tabel 3.3 Karakteristiske laster for indvendige vægge er angivet som V1 og for facadevægge som V2.

3.2.2 Linjelaster

På baggrund af ovenstående bærelinjer og lastskemaer, kan de karakteristiske linjelaster langs de udvalgte bærelinjer udledes, hvorefter disse kan laves regningsmæssige. Herved kan linjelaster på vægge og bjælker udledes, og punktlasterne der afleveres til søjlerne kan beregnes.

Der gennemgås herunder et eksempel for den indvendige væg langs modullinje B, hvorefter resterende bærelinjer opsummeres i bilag B.1.

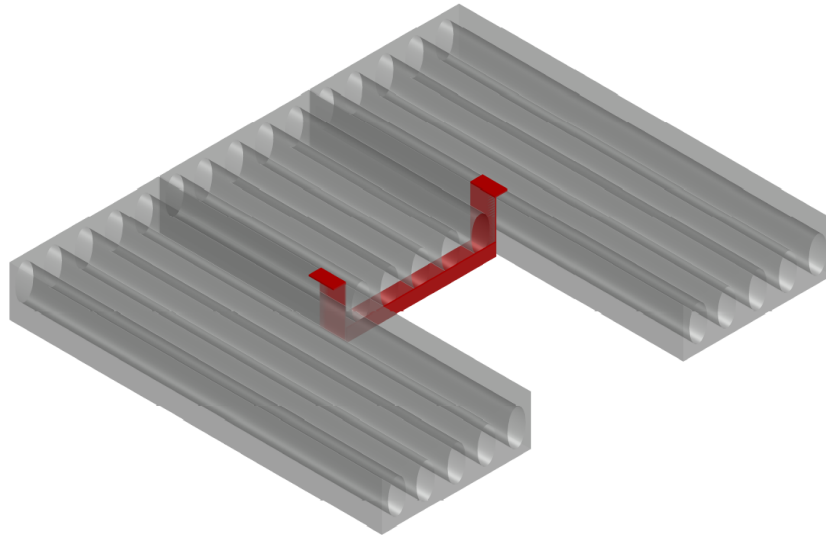
Modullinje B	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt tagdæk (inf)	T6	4,70	13,60	63,92				
Egenvægt tagdæk (sup)*	T6	8,30	13,60		112,88			
Egenvægt tagdæk (inf)	T5	4,70	1,00	4,70				
Egenvægt tagdæk (sup)	T5	6,30	1,00		6,30			
Snelast	T5/T6	2,00	14,60				29,20	
Vindlast	T5/T6	0,18	14,60					2,63
Last på overside af væg 2. sal [kN/m]				68,62	119,18	0,00	29,20	2,63
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,50	17,50				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,50		17,50			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	14,60	86,87				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	14,60		129,94			
Nyttelast dæk	E1	2,50	14,60			36,50		
Last på overside af væg 1. sal [kN/m]				172,99	266,62	36,50	29,20	2,63
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,20		16,00			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	14,60	86,87				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	14,60		129,94			
Nyttelast dæk	E1	2,50	14,60			36,50		
Last på overside af væg stuen [kN/m]				275,86	412,56	73,00	29,20	2,63
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20		16,00			
Last på overside af fundament [kN/m]				291,86	428,56	73,00	29,20	2,63

Tabel 3.4 Karakteristiske lodrette laster ført til fundament langs modullinje B for hovedkonstruktionen. Der er taget udgangspunkt i det stykke langs modullinje B, hvor man vil have de største lodrette linjelaster.
 *Da lasterne føres til fundament anvendes $2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ som egenlast fra ventilationssystemet, da det forventes, at lasten trykspredes gennem de ovenstående vægge.

3.2.3 Aflevering af punktlaster

Ved detailprojektering, skal der nogle steder tages højde for, at der kan være praktiske tiltag, der giver anledning til en punktlast eller kan bruges til at styre excentriciteten, som konstruktionselementer påvirkes af.

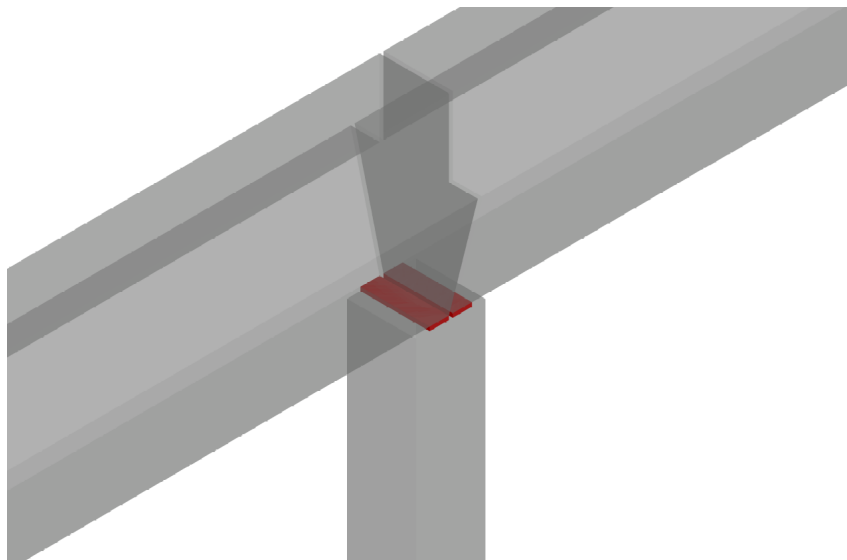
I de områder, hvor der ønskes store udsparringer for eksempel i form af ovenlysvinduer, skal der monteres udvekslingsbjælker til at omfordele lasten til de sideliggende huldæk. Nedenstående figur 3.6 viser et eksempel for princippet bag udvekslingsbjælker.



Figur 3.6 Princip for anvendelse af udvekslingsbjælke ved huldæk.

Anvendelsen af udvekslingsbjælker medfører en punktlast på de sideliggende dækelementer.

KB-bjælken afleverer laster til søjlelementerne ved hjælp af lejeplader. Lejeplader medfører, at excentriciteten fra bjælken begrænses til lejepladens overflade. Nedenstående figur 3.7 viser princippet for anvendelse af lejeplader.



Figur 3.7 Princip for anvendelse af lejeplader mellem KB-bjælke og søjle.

Søjlelementerne vil udføres som pendulsøjler, hvilket vil medføre, at de ikke bidrager til stabiliteten af bygningen. Søjlerne vil kun optage lodret last fra henholdsvis KB-Bjælker og vægge.

3.3 Vandret lastnedføring

Hovedkonceptet for hvordan, bygværket optager vandrette laster er beskrevet i afsnit 2.4, men udspecificeres for begge bygningsafsnit i dette afsnit.

Først fastlægges de vandrette laster herunder vindlast, last fra geometrisk imperfektion og seismisk last. Der vil for projektet blive eftervist, at vægelementerne kan optage de horisontale laster, der overføres hertil fra dækskiverne. Ved eftervisning tages der afsæt i de lastkombinationer, som er mest ugunstige for stabilitetstilfældet.

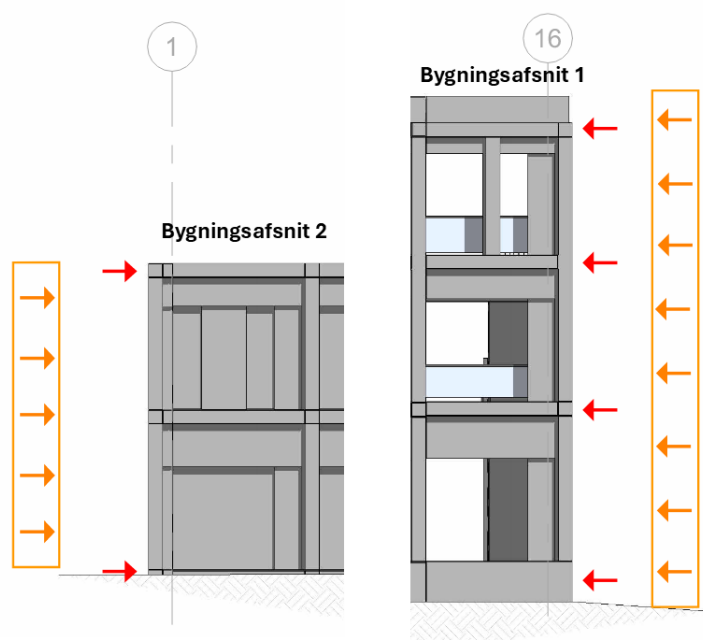
3.3.1 Fastlæggelse af laster

Fastlæggelsen af laster i dette underafsnit danner grundlag for undersøgelse af bygværkets stabilitet. Lasterne fastlægges med afsæt i afsnit 2.6.

Ved fastlæggelse af laster til stabilitetsberegninger undersøges to af lastkombinationerne fra afsnit 2.6.1. Lastkombinationerne 6.10b-3, 6.10b-4 og 6.12b anvendes. Lastkombination 6.10b-3 og 6.10b-4 fremgår af tabel 2.20 og her virker vindlasten samtidigt med last fra geometrisk imperfektion. 6.12b er for seismisklast og lastkombinationen fremgår af tabel 2.21, hvor last fra geometrisk imperfektion også virker.

Vindlast

Der undersøges et tilfælde hvor vinden blæser ind på facaden og et tilfælde hvor vinden blæser ind på bygningens gavl. En princip skitse for, hvordan vindlasten vil fordele sig ud i tag, etageskiver og terrændæk fremgår af figur 3.8. Vindlasten blæser ind på facaden eller gavlen, hvor betonvæggen for pladefunktion og lasten fordeles ud til dækket over og under væggen. Herved omdannes en fladelast til en linjelast langs dækket. Dog er principskitsen i 2D, hvorfor det ligner en linjelast, der omdannes til punktlaster. Det antages, at 2 dæk vil dele lasten, og hver optage halvdelen af lasten, der afleveres på væggen.



Figur 3.8 Principskitse af, hvordan vindlast facader og gavl overføres som punktlaster til tagdæk, etageadskillelse og terrændæk.

Det vides fra afsnit 2.6.6, at det største peakhastighedstryk på gavlen er ved vind fra VNV, hvor peakhastighedstrykket er $0,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Ved vind fra VNV blæser vinden ind på halbygningen, der er defineret som sekundærkonstruktionen og denne vindretning, kan derfor anvendes til stabilitetsundersøgelse for både hoved- og sekundærkonstruktion. Det største peakhastighedstryk på facaden findes ved vind fra SSV, hvor peakhastighedstrykket er $0,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$. Med afsæt i disse og bygningens geometri, som er fastlagt i afsnit 2.1, kan punktlasterne i dæskiverne udledes. Skivernes belastning fremgår af tabel 3.5.

En omregningsfaktor til omregning fra karakteristisk til regningsmæssige peakhastighedstryk, er fundet på baggrund af lastkombinationerne i afsnit 2.6.1 og formfaktoren fra bilag A.

$$\gamma_{SSV,CC2} = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,85 = 1,275$$

$$\gamma_{VNV,CC2} = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,91 = 1,365$$

$$\gamma_{SSV,CC3} = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,85 = 1,40$$

$$\gamma_{VNV,CC3} = 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,91 = 1,50$$

	Højde* [m]	Gavllængde [m]	Facadelængde [m]	SSV CC2	VNV CC2	SSV CC3	VNV CC3
$q_{p,k}$				$0,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$0,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$0,78 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$0,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
$q_{p,d}$				$0,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$1,23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$1,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$1,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Bygningsafsnit 1	12,50	29,40	72,40				
Tagskive	2,40**					190 kN	95 kN
Etageskilte 2. sal	3,60					285 kN	143 kN
Etageskilte 1. sal	4,15					329 kN	165 kN
Bygningsafsnit 2	7,60	29,40	32,60				
Tagskive	4,45***			144 kN	161 kN		

Tabel 3.5 Den regningsmæssige last på de forskellige dæk, og parametrene til udledning af denne.

*Lastoplandet udgøres af skivernes andel af væggenes højde.

** Ved højden af tagskiven, er der taget højde for, at der er væggen stikker højere op end tagskiven.

***Ved opdeling af, hvor stor en del af væggen der fordeles til tag og terrændæk, er der taget højde for, at en del af væggen stikker over taget, hvorfor højden ikke er fordelt ligeligt mellem tagskive og terrændæk.

Vindlastens bidrag til vandrette laster er herved fastlagt, men det er yderligere nødvendigt at fastlægge vindlastens bidrag til de lodrette laster. Ift. stabilitet vil det mest ugunstige tilfælde være tilfældet, hvor vægelementet skal optage en horisontal last, mens taget påvirkes af sug fra vindlasten, da dette vil reducere de stabiliserende lodrette laster.

Ved stabilitetsundersøgelserne, tages der kun afsæt i vind fra to retninger, og zone inddelingen anvendes derfor ikke, til at finde suget på de enkelte vægge, da dette kun vil være retvisende, hvis stabilitetsundersøgelserne tog afsæt i vind fra alle retninger. Ved ikke at have vind fra alle retninger, risikerer man, at nogle af vægelementerne ville være påvirket af et større sug ved vind fra de vindretninger, som ikke inddrages. For også at gøre opstillingen af bærelinjer til stabilitet konservativ vælges det at anføre det største sug, som er fundet i zone F ved vind fra VNV på $-1,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ over hele taget.

Geometrisk imperfektions last

Lasten fra geometriske imperfektioner skal inddrages i lastkombinationerne.

Lasten fra geometriske imperfektioner vil variere, for forskellige lastkombinationer, afhængigt af hvor store de lodrette laster bliver. For at være konservativ, og kun udregne lasten én gang, er lasten fra geometriske imperfektioner fundet med afsæt i de lodrette laster fra lastkombination 6.10b-3 og 6.12b. Ydermere vælges det, at vinden ikke inddeles efter zonerne, men istedet anvendes det største vindtryk på taget, som ellers kun kan forekomme i zone I. Det er yderligere dette vindtryk, som tidligere er brugt til udledning af lastskemaer, der fremgår af bilag B.1.

Da projektet er tidsmæssigt begrænset projekteres terrændækket ikke, og de vandrette geometriske imperfektionslaster på terrændækket er derfor ikke fundet. De geometriske imperfektionslaster på tagskive, etageadskillelse anden sal og første sal fremgår af tabel 3.6.

	6.10b-3	6.12b
BA1 - Tagskive	37,97 kN	33,19 kN
BA1 - 2. sal	80,16 kN	66,77 kN
BA1 - 1. sal	78,73 kN	65,46 kN
BA2 - Tagskive	5,58 kN	4,30 kN

Tabel 3.6 De geometriske imperfektionslaster, der påvirker de forskellige skiver.

Udregningen af geometriske imperfektionslaster er lavet i excel, og skemaet fra excel fremgår af bilag B.2.

Fremgangsmåde til udledning af laster geometriske imperfektioner.

Først er de lodrette kræfter, der påvirker tagskiven fundet. Disse kræfter blev fundet med afsæt i lastplanen for taget, der fremgår af tabel 3.1, og de mål, der fremgår af figur 3.4. Herved kunne de karakteristiske laster udledes, hvorefter de regningsmæssige laster kunne udledes. Lasten fra geometriske imperfektioner er fundet med afsæt i lastkombination **6.10b-3** og **6.12b**, men i eksemplet tages der udgangspunkt i **6.10b-3** ved hovedkonstruktionen, men resterende er opsummeret i bilag B.2. Den regningsmæssige lodrette last på tagskiven blev 16 090 kN, hvorfor det vandrette bidrag kan beregnes med afsæt i faktoren udledt i afsnit 2.6.7.

$$H_{d,tagskive} = 16\,090 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 37,97 \text{ kN}.$$

Ved målinger på Tegning - 203 i kapitel 4, kan det udledes, at der på 2. sal er 113 m indvendig væg og 203 m facadevæg. Væggene på 2. sal har en højde på 3,5 m, og væg arealerne kan heraf udledes. Egenlasten fra etageadskillelsen ved 2. sal kan udledes med afsæt i lastskemaet fra tabel 3.2 og arealerne kan udledes at skitse (Plantegning E3) i kapitel 4. De regningsmæssige lodrette laster kan herved findes for lastkombination **6.10b-3** fra tabel 2.20 til 33 968 kN.

$$H_{d,2.sal} = 33\,968 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 80,16 \text{ kN}.$$

Samme fremgangsmåde laves for 1. sal, der er identiske med 2. sal. Den eneste forskel er, at væghøjderne her er 3,2 m istedet for 3,5 m, hvorfor de lodrette laster reduceres en smule. Der findes en regningsmæssig lodret last på 33 359 kN.

$$H_{d,1.sal} = 33\,359 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 78,73 \text{ kN}.$$

Seismisk last

Den seismiske last afhænger af de lodrette laster, som påvirker dækkene. Ligesom for lasten fra geometriske imperfektioner udledes de lodrette laster, der påvirker dækkene i excel, hvorefter disse kan omregnes

til en vandret last. Eftersom seismisk last er en ulykkeslast, tages der denne gang udgangspunkt i lastkombination 6.12b.

Resultaterne fra excel er opsummeret i tabel 3.7, hvor den seismiske last på etagerne fremgår. Den seismiske last, der påvirker de udvalgte dæk er regnet med formel (2.6.14), der er introduceret i kapitel 2.6. Den fremgår dog også herunder.

$$F_{seis} = \left(\sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \cdot \frac{\alpha_{seis}}{g} \quad (3.3.1)$$

	F_{seis}
BA1 - Tagskive	25,33 kN
BA1 - 2. sal	57,35 kN
BA1 - 1. sal	50,48 kN
BA2 - Tagskive	3,29 kN

Tabel 3.7 Seismisk last, der påvirker de forskellige skiver.

Fremgangsmåden til udledning af de lodrette laster er tilsvarende fremgangsmåden beskrevet for geometriske imperfektioner, hvorfor denne ikke gennemgås.

Skemaerne som er udarbejdet i excel er samlet i bilag B.3.

Samlede last

Der er i de foregående afsnit redegjort for de laster, der stammer fra vind, imperfektion og seimisk last, og de samlede laster kan nu findes, og disse fremgår af tabel 3.8

Samlet last [kN]	6.10b-3		6.12b
	Vind + geoim.		Seis + geoim.
	SSV	VNV	
Hovedkonstruktion - tagskive	228,06	133,32	58,52
Hovedkonstruktion - 2. etage	365,29	223,19	124,12
Hovedkonstruktion - 1. etage	407,42	243,61	115,94
Sekundærkonstruktion - tagskive	149,85	166,30	7,59

Tabel 3.8 For de to laster, er der fundet de samlede punktlaster, som anføres midt i skiverne ved stabilitetsberegninger.

3.3.2 Fordeling af last

I dette afsnit redegøres der for, hvornår en skive er stabil, og hvilke vægge der bruges til at stabilisere tag- og etageskiverne i dette projekt.

Ved senere udvælgelse af vægelementer, som skal optage vandrette kræfter, er det vigtigt at sikre, at skiverne enten er statisk bestemte eller ubestemte, da dette karakteriserer stabile skiver. Før at en skive er statisk bestemt, skal den have tre støttelinjer, svarende til, at den er understøttet af tre vægge, som ikke går gennem samme punkt. Er skiven understøttet af fire vægelementer, vil den have fire støttelinjer, og skiven vil hermed blive statisk ubestemt. Ved udvælgelse af vægge, skal det derfor sikres, at skiverne som

minimum er understøttet af tre vægge, hvis støttelinjer ikke går gennem samme punkt. Vægelementernes støttelinjer, vil være en linje langs vægelementets centerlinje, i hvilken væggen kan optage kræfter fra skiven.

Udvælgelse af stabiliserende vægge

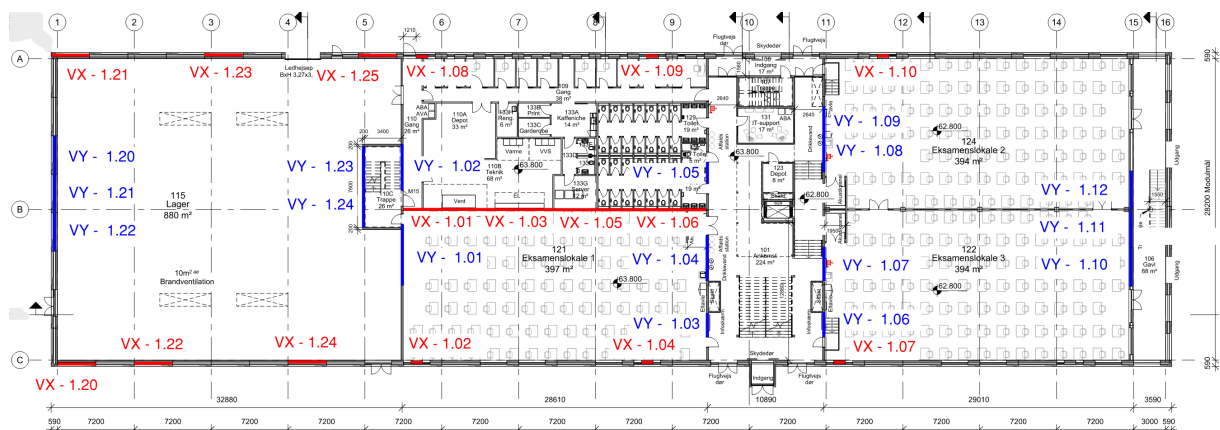
Ved vandret lastnedføring, skal de vægelementer, der optager de vandrette laster udpeges. For disse vægelementer gælder, at de minimum skal have en længde på 90 cm, før de kan føre vandrette kræfter ned. De stabiliserende vægge, for alle etager og bygningsafsnit fremgår af figur 3.9 - 3.11. De vægge, der er markeret med rød optager vandrettelaster i x-retning, og de vægge der er markeret med blå optager laster i y-retning. Figurerne ses også i kapitel 4, hvor de er i større skala.

Væggene er udvalgt således, at de er gennemgående, og derfor kan bruges på alle etager.

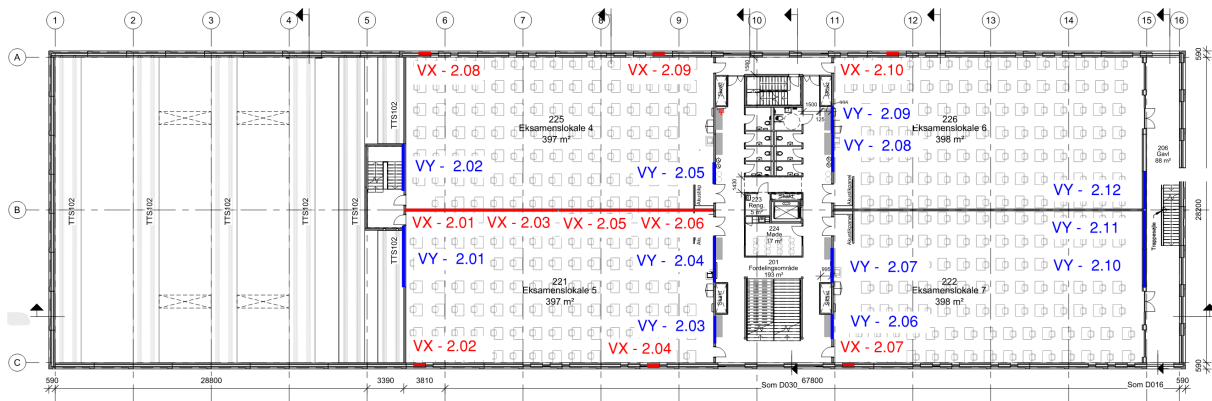
Ved sekundær konstruktionen er der for optagelse i x-retning udvalgt de vægge, hvorpå der ligger et TTS element af, eftersom egenlasten fra TTS elementerne er med til at stabilisere væggene.

For hovedkonstruktionen er der forsøgt at udvælge hele vægge, men grundet vinduer i facadeelementerne, og bygherres ønske om senere, at kunne lave vinduer i alle facadeelementerne, er det kun de dele af facadeelementerne, hvor der ikke er klargjort til eventuelle vinduer, som vil indgå ved stabilitetsberegninger. Dog er det sikret, at ingen vægelementer er mindre end 0,90 m.

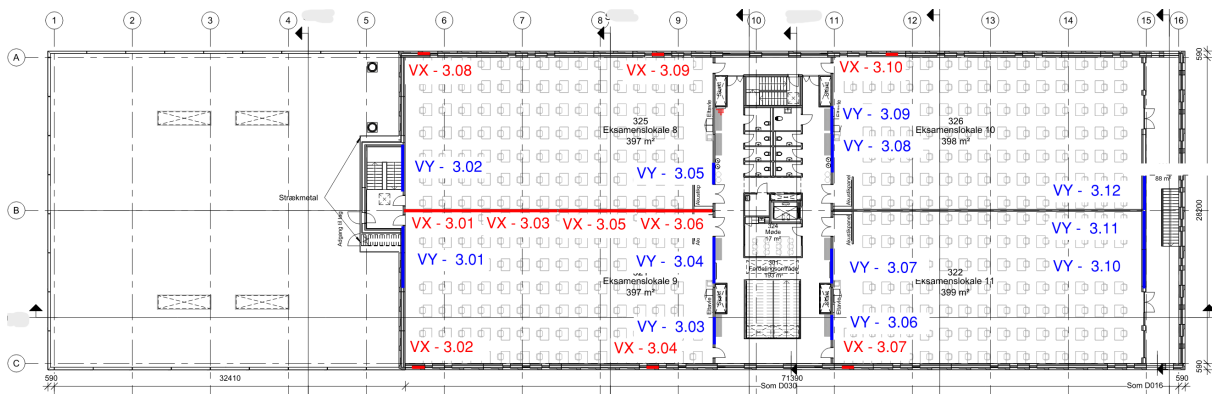
De udvalgte vægge navngivet afhængigt af om de optager last i x eller y-retning. Derudover er der angivet på hvilken etage væggen er, og hvilket nummer den har. Alle væggene i bygningsafsnit to har et nummer der er 20 eller højere.



Figur 3.9 Stabiliserende vægge i stueetagen.



Figur 3.10 Stabiliserende vægge på første sal.



Figur 3.11 Stabiliserende vægge på anden sal.

På baggrund af ovenstående definition af, hvilke vægge, der stabiliserer skiverne, kan det konkluderes, at alle skiverne i projektet er statisk ubestemte, da de har fire støttelinjer. Dette medfører, at der er to metoder, som kan anvendes til fordeling af kræfterne fra dækskiverne til vægskiverne. Den ene metode tager afsæt i plasticitetsteorien, mens den anden metode tager afsæt i elasticitetsteorien. Metoden der tager afsæt i plasticitetsteorien er en nedreværdi metode, hvor man selv vælger fordelingen i de afstivende elementer, men skal eftervisse, at de tre ligevægtsligninger er overholdt. Ved metoden, som tager afsæt i elasticitetsteorien, forudsættes det, at dækskiverne er uendeligt stive i deres plan. Det antages desuden, at den kraft der overføres til vægskiverne fra dækskiven er proportional med vægskivernes udbøjning i dens plan. Da dækskiven er uendeligt stiv, vil alle væggene udbøje lige meget, som følge af lastpåvirkningen, og kraften i de enkelte vægge, kan derfor findes på baggrund af deres stivhed. Til at vurdere væggenes stivhed kan både væggenes inertimoment og areal anvendes. Arealet anvendes ofte, hvis væggene er lange ift. deres højde, mens inertimoment anvendes, hvis væggene er høje ift. deres længde. [Bjarne Chr. Jensen, 2014]

I dette projekt fordeles lasterne fra dækskiverne til vægskiverne med den elastiske metode, hvor det forudsættes at dækskiverne er uendeligt stive. Denne forudsætning vurderes at være rimelig, da dækskiverne består af armeret betonelementer. Til fordelingen anvendes væggenes areal som parameter for væggenes stivhed, da ingen af væggene har en højde på mere end 3,50m. Ved stabilitets beregninger sættes punktlasterne fundet i tabel 3.8 i midten af dækskiverne, og det antages at dette er dækskivernes forskydningscentrum, da væggene er forsøgt valgt ligeligt fordelt heromkring.

Herunder ses tabel 3.9 og 3.10, der viser hvilke laster, som de udvalgte vægge i stuen optager fra dækskiven i første sal. Resterende vægelementer for hoved- og sekundærkonstruktion er beskrevet i bilag B.5.

I tabellerne er vægstykkernes dimensioner fastlagt, og lasterne er fordelt på væggene.

Vægge	Bredde	Højde	Længde	Areal	Fordeling	Lastfordeling [kN]	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	Procentuel	6.10b-3+4*	6.12b*
Hovedkonstruktion							
VX - 1.01	200	3200	7080	1416000	20,70%	50,42	24,00
VX - 1.02	180	3200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
VX - 1.03	200	3200	7080	1416000	20,70%	50,42	24,00
VX - 1.04	180	3200	1090	196200	2,87%	5,99	3,33
VX - 1.05	200	3200	7080	1416000	20,70%	50,42	24,00
VX - 1.06	200	3200	7080	1416000	20,70%	50,42	24,00
VX - 1.07	180	4200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
VX - 1.08	180	4200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
VX - 1.09	180	4200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
VX - 1.10	180	4200	1090	196200	2,87%	6,99	3,333
Sekundærkonstruktion							
VX - 1.20	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.21	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.22	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.23	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.24	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.25	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26

Tabel 3.9 Lastfordeling i vægge på stueetage til optagelse af horisontal last på gavl.

*Lastkombinationerne er med den geometriske imperfektionslast.

BA1	Bredde	Højde	Længde	Areal	Fordeling	Lastfordeling [kN]	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	Procentuel	6.10b-3+4*	6.12b*
Hovedkonstruktion							
VY - 1.01	200	3200	5680	1136000	14,29%	58,22	16,57
VY - 1.02	200	3200	4350	870000	10,94%	44,59	12,69
VY - 1.03	200	3200	2300	460000	5,79%	23,57	6,71
VY - 1.04	200	3200	4250	850000	10,69%	43,56	12,40
VY - 1.05	200	3200	1900	380000	4,78%	19,47	5,54
VY - 1.06	200	3200	2300	460000	5,79%	23,57	6,71
VY - 1.07	200	3200	3250	650000	8,18%	33,31	9,48
VY - 1.08	200	3200	3500	700000	8,81%	35,87	10,21
VY - 1.09	200	3200	2500	500000	6,29%	25,62	7,29
VY - 1.10	180	3200	3600	648000	8,15%	33,21	9,45
VY - 1.11	180	3200	3600	648000	8,15%	33,21	9,45
VY - 1.12	180	3200	3600	648000	8,15%	33,21	9,45
Sekundærkonstruktion							
VY - 1.20	180	7600	3600	648000	19,57%	26,39	1,48
VY - 1.21	180	7600	3600	648000	19,57%	26,39	1,48
VY - 1.22	180	7600	3600	648000	19,57%	26,39	1,48
VY - 1.23	200	7600	3800	760000	20,65%	30,95	1,57
VY - 1.24	200	7600	3800	760000	20,65%	30,95	1,57

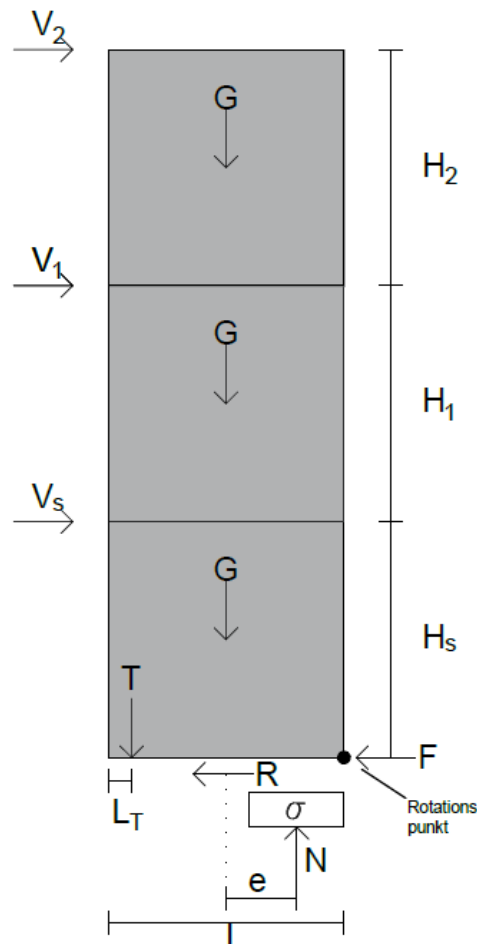
Tabel 3.10 Lastfordeling i vægge på stueetage til optagelse af horisontal last på facade.

*Lastkombinationerne er med den geometriske imperfektionslast.

Med afsæt i fordelingen af laster undersøges det, om de udvalgte vægge stabiliserer bygningen overfor vandrette laster.

3.3.3 Stabilitet

Ved undersøgelse af væggenes stabilitet undersøges det om væggene vil vælte, som følge af, at det drivende moment, der påvirker væggen, er større end det stabiliserende moment. Det undersøges desuden om væggen vil glide, og om der vil forekomme trykbrud i væggen. Til at lave disse undersøgelser tages der afsæt i figur 3.12, der ses herunder, hvor forskellige kræfter, som påvirker væggene er angivet.



Figur 3.12 Angivelse af de laster, der påvirker væggene.

Hvor:

V	Horisontale laster overført fra dækskiver	[kN]
G	Egenlast	[kN]
T	Væltningsoankring	[kN]
R	Reaktion fra friktion mellem væg og mørtel	[kN]
F	Forankring mod glidning	[kN]
L	Længden af væggen	[m]
H	Højden af vægstykker	[m]
L_T	Længde ind til forankring	[m]
e	Excentricitet for reaktion til optagelse af moment	[m]
N	Den samlede lodrette reaktion på væggen	[kN]

Det ønskes at lave en stabilitetseftervisning, som er konservativ, sådan at ved senere detaildimensionering af væggene risikeres det ikke, at de stabiliserende vægge ikke længere kan optage de vandrette laster. Tykkelsen af de indvendige vægge er fastlagt på baggrund huldækkenes vederlag og mulighed for udstøbning, som angivet i 2.1. For facadevæggene vil deres tykkelse afhænge af størrelsen på eventuel væltningsoankring.

ankring, som skal indstøbes i væggen med korrugerede rør. Det ønskes ikke en for stor vægstykkelse, for derefter at finde en tyndere væg, hvorved den stabiliserende egenlast reduceres. Ved stabilitetsberegningerne, tages der derfor udgangspunkt i, at bagpladen for facadevæggene har en tykkelse på 120 mm, hvilket er den tyndeste bagplade, som Spæncom producerer. Efter at have gennemført beregninger for denne vægtykkelse, kunne det konstateres, at der i væggene skulle være plads til korrugerede rør. Resultatet af den iterative proces blev derfor, at bagpladerne skulle have en tykkelse på 180 mm, før en samplingsdetalje kunne laves. [Spæncom, U.Å.a]

Ved stabilitetseftervisning tages der udgangspunkt i fordelingen af laster fra dæskiver til vægskiver, som er tabellagt i bilag B.5. I dette underafsnit gennemgås resultaterne og beregningsgangen for væggene. Fremgangsmåden er ens for alle vægge, og denne beskrives indledende, hvorefter resultaterne angives på tabelform.

Det eftervises først, at væggene ikke vælter som følge af de vandrette kræfter. Til at stabiliserer væggene overfor disse kan egenlasten, der udgøres af væggene og dækkenes egenlast bruges. Dog bliver egenlastens værdi reduceret, da denne udledes med afsæt i lastkombination 6.10b-4, hvor gunstige egenlast reduceres med 10%. Hvis det findes nødvendigt, kan væltningsforankring yderligere indlægges i væggene.

I tabellen herunder er de drivende momenter betegnet som M_d og beregnet på baggrund af den horisontale kraft, som overføres fra dæskiverne, og højden af væggen.

Til udledning af det stabiliserende moment anvendes den regningsmæssige egenlast. Denne er fundet på baggrund af tabel egenlasterne fra bilag B.4, hvorefter egenlasterne kan gøres regningsmæssige med lastkombination 6.10b-4. Væggenes egenlast er beskrevet i afsnit 2.6 tabel 3.3. Ved udledning af momenterne, forudsættes det, at væggen roterer omkring hjørnet, som angivet på figur 3.12.

Ved undersøgelse af om væggen vælter, undersøges det om de drivende momenter er større end de stabiliserende momenter.

De drivende momenter regnes som det fremgår af formel (3.3.2), der tager afsæt i figur 3.12.

$$M_d = V_s \cdot H_s + V_1 \cdot (H_s + H_1) + V_2 \cdot (H_s + H_1 + H_2) \quad (3.3.2)$$

Hvor:

V_s	Vandret punktlast på dæskiven over stuen.	[kN]
H_s	Højden op til dæskiven over stuen.	[kN]
V_1	Vandret punktlast på dæskiven over 1.sal.	[kN]
H_1	Højden op til dæskiven over 1. sal.	[kN]
V_2	Vandret punktlast på dæskiven over 2.sal.	[kN]
H_2	Højden op til dæskiven over 2.sal.	[kN]

De stabiliserende momenter regnes med afsæt i trækarmeringen og egenlasten. Hvis der skal indgå trækarmering i vægelementerne vælges det, at disse indstøbes i korrugerede, der har en diameter på 60 mm, og disse skal have et dæklag på 15 mm, da facadeelementernes bagplade og de indvendige vægelementer er henført til passiv miljøklasse. Centrum af armeringsstængerne placeres derfor 45 mm inde fra kanten af væggene.

Først undersøges om de stabiliserende momenter fra egenlasten, der kan regnes med formel (3.3.3) er tilstrækkeligt.

$$M_{s,G} = G_d \cdot \frac{L}{2} \quad (3.3.3)$$

Hvis ikke de stabiliserende momenter fra egenlasten er tilstrækkeligt til at sikre, at væggene ikke vælter, undersøges der, hvor stor en trækraft fra væltningssforankring der er nødvendig. Det stabiliserende moment fra trækforankringen regnes med formel (3.3.4).

$$M_{s,T} = T \cdot (L - 45 \text{ mm}) \quad (3.3.4)$$

Kraften fra forankring kan udledes på baggrund af parametrene i afsnit 2.5 og med formel (3.3.5).

$$T = d^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (3.3.5)$$

Af tabel 3.11 og 3.12 fremgår beregningerne og resultaterne for væltningssstabilitet. Egenlasterne for vægelementerne er regnet med afsæt i stabilitets bærelinjerne fra bilag B.4, medmindre der ikke ligger dæk af på væggene, så er egenlasten regnet med afsæt i væggenes egenlast fra afsnit 2.6.

Væg	M_d	G_d	T (Ø14)	M_s	Kontrol
Nr.	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	
VX - 1.01	730,20	1.614,13		5.714,02	OK
VX - 1.02	101,18	180,16	70,55	171,92	OK
VX - 1.03	730,20	1.614,13		5.714,02	OK
VX - 1.04	101,18	180,16	70,55	171,92	OK
VX - 1.05	730,20	1.614,13		5.714,02	OK
VX - 1.06	730,20	1.614,13		5.714,02	OK
VX - 1.07	118,39	180,16	70,55	171,92	OK
VX - 1.08	118,39	180,16	70,55	171,92	OK
VX - 1.09	118,39	180,16	70,55	171,92	OK
VX - 1.10	118,39	180,16	70,55	171,92	OK
VX - 1.20	210,65	259,26		466,66	OK
VX - 1.21	210,65	259,26		466,66	OK
VX - 1.22	210,65	259,26		466,66	OK
VX - 1.23	210,65	259,26		466,66	OK
VX - 1.24	210,65	259,26		466,66	OK
VX - 1.25	210,65	259,26		466,66	OK

Tabel 3.11 Væltningssberegninger for væggene, når de udsættes for den vandrette vindlast fra lastkombinationen med dominerende vind ind på gavl og reduceret egenlast.

Væg	M_d	G_d	T (Ø14)	M_s	Kontrol
Nr.	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	
VY - 1.01	842,98	253,04	70,55	1.116,22	OK
VY - 1.02	645,59	193,79	70,55	725,24	OK
VY - 1.03	341,35	289,73	70,55	492,29	OK
VY - 1.04	630,75	535,37		1.137,67	OK
VY - 1.05	281,98	239,34	70,55	358,25	OK
VY - 1.06	341,35	289,73	70,55	492,28	OK
VY - 1.07	482,34	409,40		665,28	OK
VY - 1.08	519,44	440,90		771,57	OK
VY - 1.09	371,03	314,93	70,55	566,86	OK
VY - 1.10	480,85	202,40	70,55	615,14	OK
VY - 1.11	480,85	202,40	70,55	615,14	OK
VY - 1.12	480,85	202,40	70,55	615,14	OK
VY - 1.20	200,53	155,38		279,68	OK
VY - 1.21	200,53	155,38		279,68	OK
VY - 1.22	200,53	155,38		279,68	OK
VY - 1.23	235,20	129,96	70,55	484,75	OK
VY - 1.24	235,20	129,96	70,55	484,75	OK

Tabel 3.12 Væltningeberegninger for væggene, når de udsættes for dominerende vind ind på facaden og reduceret egenlast.

Det eftervises også, at væggene ikke udsættes for glidning. Dette gøres ved at vise, at friktionen mellem væggen og understøbningsmørtlen er større end den vandrette kraft V , der belaster væggene.

For at finde friktionskraften er det først nødvendigt at finde friktionskoefficienten mellem betonavæggen og understøbningsmørtlen. Til beregningerne anvendes en friktionskoefficient $\mu = 0,5$ svarende til et glat støbeskel. Denne friktionskoefficient anvendes, da det er den laveste friktionskoefficient for støbeskel, hvorfor det er konservativt at anvende denne. [Dansk Standard, 2021d]

Friktionsreaktionen R udregnes, som det fremgår af formel (3.3.6).

$$R = \mu \cdot G_d \quad (3.3.6)$$

Af tabel 3.13 og 3.14 fremgår beregningerne og resultaterne for glidningsstabilitet.

Væg	V_d	G_d	T (Ø14)	$G_d + T$	μ	R	Kontrol
Nr.	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	
VX - 1.01	124,21	1.614,13		1.614,13	0,50	807,06	OK
VX - 1.02	17,21	180,16	70,55	250,71	0,50	160,63	OK
VX - 1.03	124,21	1.614,13		1.614,13	0,50	807,06	OK
VX - 1.04	17,21	180,16	70,55	250,71	0,50	160,63	OK
VX - 1.05	124,21	1.614,13		1.614,13	0,50	807,06	OK
VX - 1.06	124,21	1.614,13		1.614,13	0,50	807,06	OK
VX - 1.07	17,21	180,16	70,55	250,71	0,50	160,63	OK
VX - 1.08	17,21	180,16	70,55	250,71	0,50	160,63	OK
VX - 1.09	17,21	180,16	70,55	250,71	0,50	160,63	OK
VX - 1.10	17,21	180,16	70,55	250,71	0,50	160,63	OK
VX - 1.20	27,72	259,26		259,26	0,50	129,63	OK
VX - 1.21	27,72	259,26		259,26	0,50	129,63	OK
VX - 1.22	27,72	259,26		259,26	0,50	129,63	OK
VX - 1.23	27,72	259,26		259,26	0,50	129,63	OK
VX - 1.24	27,72	259,26		259,26	0,50	129,63	OK
VX - 1.25	27,72	259,26		259,26	0,50	129,63	OK

Tabel 3.13 Glidningsberegninger for væggene, der optager vandrettelaster ved vind på gavl.

Væg	V_d	G_d	T (Ø14)	$G_d + T$	μ	R	Kontrol
Nr.	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	
VY - 1.01	143,00	253,04	70,55	323,60	0,50	197,08	OK
VY - 1.02	109,52	193,79	70,55	264,35	0,50	167,45	OK
VY - 1.03	57,91	289,73	70,55	360,29	0,50	180,14	OK
VY - 1.04	107,00	535,37		535,37	0,50	267,69	OK
VY - 1.05	47,84	239,34	70,55	309,90	0,50	190,23	OK
VY - 1.06	57,91	289,73	70,55	360,28	0,50	215,42	OK
VY - 1.07	81,82	409,40		409,40	0,50	204,70	OK
VY - 1.08	88,12	440,90		440,90	0,50	220,45	OK
VY - 1.09	62,94	314,93	70,55	385,48	0,50	228,01	OK
VY - 1.10	81,57	202,40	70,55	272,95	0,50	171,75	OK
VY - 1.11	81,57	202,40	70,55	272,95	0,50	171,75	OK
VY - 1.12	81,57	202,40	70,55	272,95	0,50	171,75	OK
VY - 1.20	26,39	155,38		155,38	0,50	77,69	OK
VY - 1.21	26,39	155,38		155,38	0,50	77,69	OK
VY - 1.22	26,39	155,38		155,38	0,50	77,69	OK
VY - 1.23	30,95	129,96	70,55	200,51	0,50	135,53	OK
VY - 1.24	30,95	129,96	70,55	200,51	0,50	135,53	OK

Tabel 3.14 Glidningsberegninger for væggene, der optager vandrette laster ved vind på facaden.

Det undersøges nu, om spændingerne i betonen overstiger de regningsmæssig tilladelige spændinger i betonen, der findes med formel (3.3.7).

$$\sigma = \frac{N}{(L - 2 \cdot e) \cdot t} \quad (3.3.7)$$

Det vides fra afsnit 2.5, at betonelementerne har en karakteristisk trykstyrke på 30 MPa, og deres regningsmæssige trykstyrke udledes herunder, med afsæt i partialkoefficienten fra samme afsnit.

$$f_{cd} = \frac{30 \text{ MPa}}{1,40 \cdot 0,95} = 22,56 \text{ MPa}$$

Excentriciteten af reaktionen mellem væg og underlag er illustreret på figur 3.12.

Excentriciteten regnes på baggrund af momentet, M , der findes mellem væg og fundament, og den lodrette reaktion N . Excentriciteten regnes, som det er angivet i formel (3.3.8).

$$e = \frac{M}{N} = \frac{M_d - M_{s,T}}{G_d + T} \quad (3.3.8)$$

Beregningerne af spændingerne i de effektive arealer fremgår af tabel 3.15 og 3.16. Væggenes arealer, inden excentriciteten trækkes fra, kan udregnes med afsæt i tabel 3.9 og 3.10.

Væg	M_d	G_d	T	$M_{s,T}$	e	A_{eff}	σ
Nr.	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm ²]	[MPa]
VY - 1.01	842,98	253,04	70,55	397,57	1.376	585.435	0,43
VY - 1.02	645,59	193,79	70,55	303,74	1.293	352.718	0,55
VY - 1.03	341,35	289,73	70,55	159,10	506	257.664	1,12
VY - 1.04	630,75	535,37			1.178	378.739	1,41
VY - 1.05	281,98	239,34	70,55	296,68	0	380.000	0,63
VY - 1.06	341,35	289,73	70,55	130,88	584	226.328	1,28
VY - 1.07	482,34	409,40			1.178	178.739	2,29
VY - 1.08	519,44	440,90			1.178	228.739	1,93
VY - 1.09	371,03	314,93	70,55	173,20	695	221.846	1,28
VY - 1.10	480,85	202,40	70,55	250,82	843	344.608	0,59
VY - 1.11	480,85	202,40	70,55	250,82	843	344.608	0,59
VY - 1.12	480,85	202,40	70,55	250,82	843	344.608	0,59
VY - 1.20	200,53	155,38			1.291	183.373	0,85
VY - 1.21	200,53	155,38			1.291	183.373	0,85
VY - 1.22	200,53	155,38			1.291	183.373	0,85
VY - 1.23	235,20	129,96	70,55	264,93	0	760.000	0,26
VY - 1.24	235,20	129,96	70,55	264,93	0	760.000	0,26

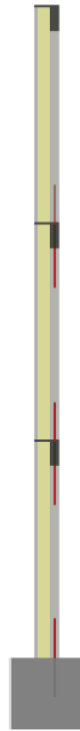
Tabel 3.15 Spændingsberegninger for væggene, der optager vind der blæser ind på gavlen. Det ses af tabellen at spændingerne ikke overstiger betonens regningsmæssige styrke på 22,56 MPa.

Væg	M_d	G_d	T	$M_{s,T}$	e	A_{eff}	σ
Nr.	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[mm]	[mm ²]	[MPa]
VY - 1.01	841,33	253,04	70,55	397,57	1.371	587.478	0,43
VY - 1.02	644,33	193,79	70,55	303,74	1.288	354.634	0,55
VY - 1.03	340,68	363,23			941	83.615	4,34
VY - 1.04	629,51	481,85			1.311	325.718	1,48
VY - 1.05	281,43	215,41	70,55	296,68	0	380.000	0,57
VY - 1.06	340,68	260,76	70,55	130,88	809	136.480	1,91
VY - 1.07	481,39	368,47			1.311	125.718	2,93
VY - 1.08	518,42	396,81			1.311	175.718	2,26
VY - 1.09	370,30	283,44	70,55	173,20	695	221.846	1,28
VY - 1.10	479,91	202,40	70,55	250,82	839	345.852	0,59
VY - 1.11	479,91	202,40	70,55	250,82	839	345.852	0,59
VY - 1.12	479,91	202,40	70,55	250,82	839	345.852	0,59
VY - 1.20	200,53	155,38			1.291	183.373	0,85
VY - 1.21	200,53	155,38			1.291	183.373	0,85
VY - 1.22	200,53	155,38			1.291	183.373	0,85
VY - 1.23	235,20	164,01	70,55	264,93	0	760.000	0,31
VY - 1.24	235,20	164,01	70,55	264,93	0	760.000	0,31

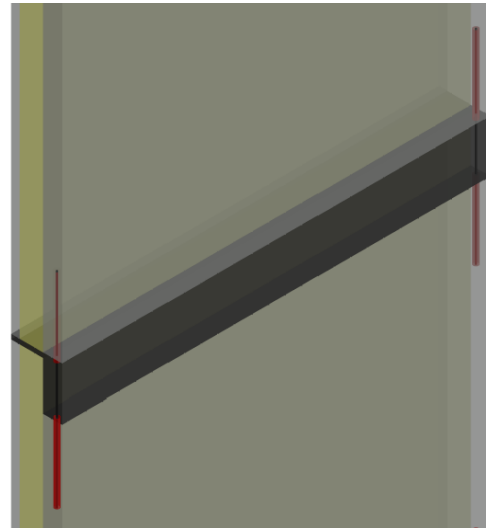
Tabel 3.16 Spændingsberegninger for væggene, der optager vind der blæser ind på facaden. Det ses af tabellen at spændingerne ikke overstiger betonens regningsmæssige styrke på 22,56 MPa

På baggrund af stabilitetsundersøgelsen kan det konkluderes, at det er nødvendigt at indlægge Ø14 karmstål i nogle af de stabiliserende vægge. Armeringsstængerne placeres således, at centrum af armeringsstængerne er 45 mm inde fra enden af væggen.

Der indstøbes vælningsforankring imellem væggen og fundamentet, men for at sikre, at væggene fungerer som en skive, forankres væggene også internt i hinanden. Et eksempel fremgår herunder af figur 3.13 og 3.14.



Figur 3.13 Princip skitse, der viser hvordan væggene forankres i hinanden og i fundamentet, med den nødvendige vælningsforankring.



Figur 3.14 Principskitse af korrugerede rør i væggene.

3.4 Robusthed

Som redegjort i A1 afsnit 2.4.4 deles bygværket op i henholds hoved- samt sekundærkonstruktionen i forhold til eftervisning af robustheden, eftersom de tilfalder forskellige konsekvensklasser. Ved hovedkonstruktionen vil en eftervisning af robustheden være nødvendig, hvorimod en vurdering af robustheden vil være tilstrækkelig ved sekundærkonstruktionen. I nedenstående afsnit 3.4.1 samt 3.4.2 eftervises konstruktionsafsnittene.

3.4.1 Hovedkonstruktionen

Ved dokumentation af robustheden vil metode 2 jf. afsnit 2.4.4 blive anvendt, hvorved kollapsomfanget skal eftervises ved bortfald af element. Jf. DS/EN 1990 skal der ved anvendelse af metode 2 eftervises for bortfald af følgende elementer [Dansk Standard, 2021c]:

"Enten en dækkonstruktion og en vilkårlig søjle"

"Eller en dækkonstruktion og et vilkårligt 3 m langt vægstykke i længde- eller tværretning"

Da hovedkonstruktionen er placeret i konsekvensklasse CC3+ vil der blive eftervist for to tilfælde. Et tilfælde for bortfald af en søjle samt et vægelement. Der vil blive valgt de elementer med det største

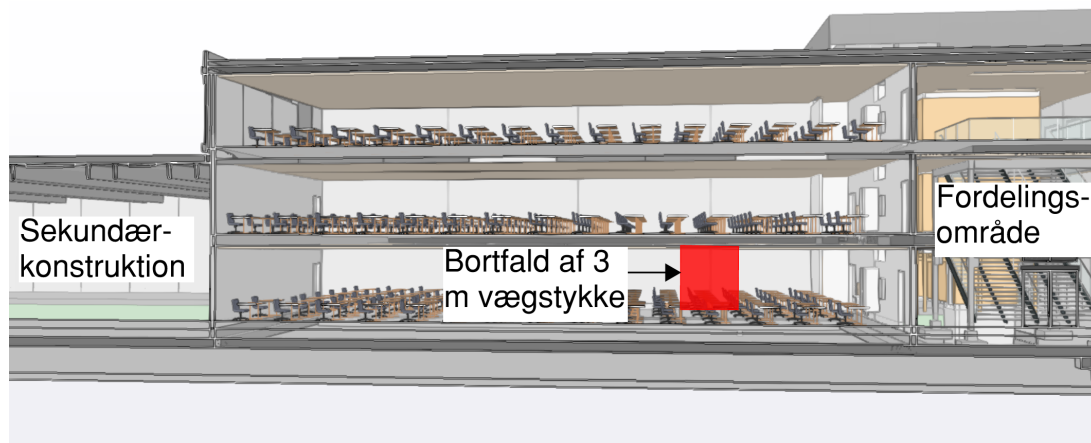
opland, og da konstruktionen er udført med huldæk, som er 1200 mm bredde skønnes det ikke nødvendigt at eftervise et sådan tilfælde.

Ved bortfald af element angiver DS/EN 1990 [Dansk Standard, 2021c] det maksimale omfang af kollaps som følge for det samlede bygværk. Omfanget er angivet ved nedenstående:

- *Højst to etager må kollapse henholdsvis beliggende over hinanden.*
- *Den enkelte etage må maksimalt kollapse svarende til 15 % af det samlede etageareal. Dog maksimalt 240 m² per etage.*
- *Det maksimale kollapsopfang for bygværket må være 360 m².*

Bortfald af vægstykke

For vægstykket er der valgt den midterste væg placeret ved modul B i eksamenshallerne på stueetagen, da denne væg har det største opland. Nedenstående figur 3.15 viser placeringen af dette vægstykke.



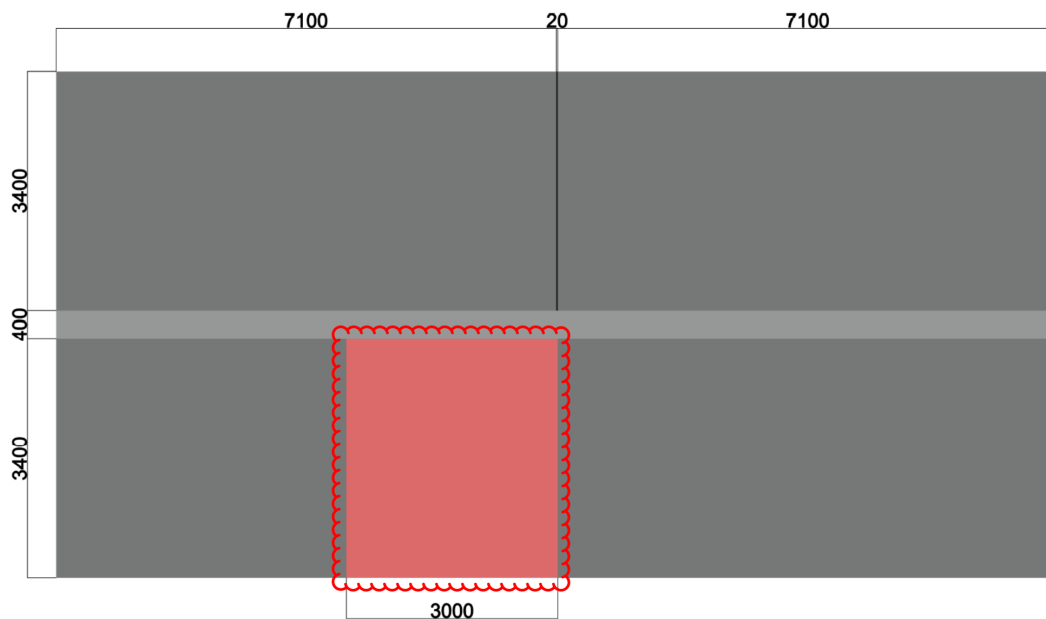
Figur 3.15 Bortfald af 3 m vægstykke i stueetagen. Udklip fra IFC model. IFC-model udleveret af DS Flexhal

For at eftervise kollapsomfanget ved bortfald af vægstykke angives der for de enkelte etager, hvor meget af etagearealet, som vil være påvirket. Det vurderes, at de overliggende etager ikke vil kollapse på grund af det manglende vægstykke i stueetagen, hvilket eftervises senere i afsnittet. Nedenstående tabel 3.17 angiver kollapsomfanget for bortfald af 3 m vægstykke:

Kollapsomfang - Tilfælde 1			
Etage	Kollapsomfang [m ²]	Maks kollaps per etage [m ²]	Kollapsomfang < Krav
Stuen	84m ²	240m ²	OK!
1. sal	0m ²	240m ²	OK!
2. sal	0m ²	240m ²	OK!
Bygværk	Kollapsomfang [m ²]	Maks kollaps [m ²]	Kollapsomfang < Krav
-	84m ²	360m ²	OK!
Bygværk	Etagekollaps [Stk]	Maks antal etager - Kollaps [Stk]	Etagekollaps < Krav
-	1	2	OK!

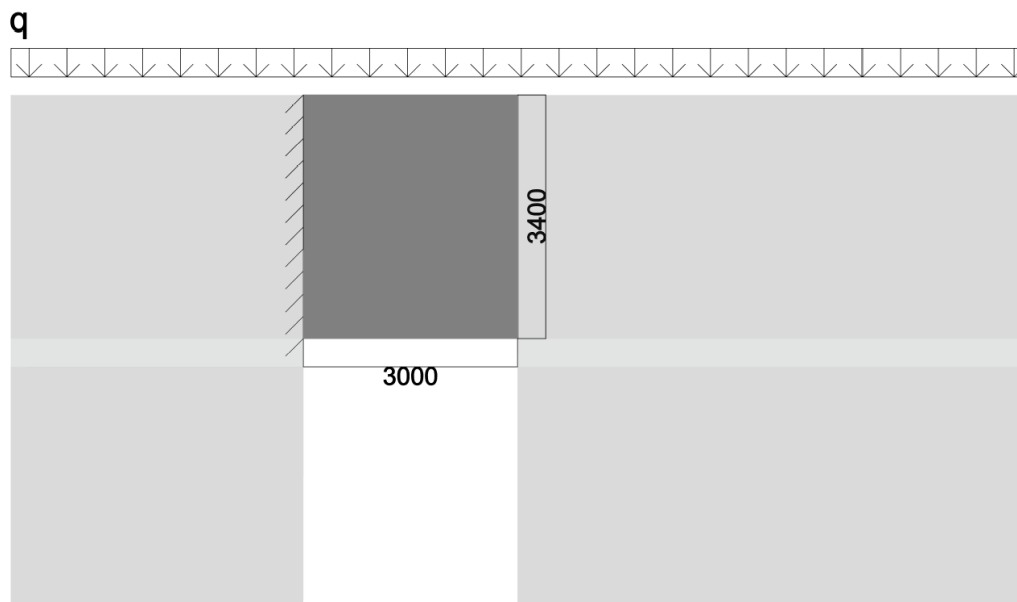
Tabel 3.17 Kollapsomfang for tilfælde 1 - Bortfald af vægstykke.

Det er nødvendigt at eftervise, at de overliggende vægstykker kan bære lasten med det manglende vægstykke ved stueetagen. Nedenstående figur 3.16 illustrerer konstruktionsopbygningen med det manglende vægstykke.



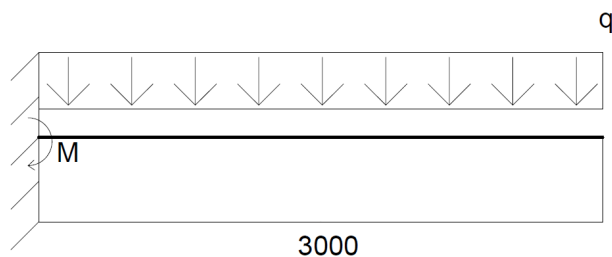
Figur 3.16 Mangelde vægstykke på 3m ved stueetagen.

For at eftervise det overliggende vægstykke, antages det, som en udkraget bjælke. Bjælken er fast indspændt ved det eksisterende vægelement. Placeringen af det manglende vægstykke er konservativt valgt, så udkragningslængden bliver længst mulig. Nedenstående figur 3.17 viser antagelsen for denne statiske opbygning:



Figur 3.17 Eftervisning af overliggende vægelement. Vægstykket antages som en udkraget bjælke.

En simplificeret illustration for det statiske system ses på nedenstående figur 3.18:



Figur 3.18 Statisk virkemåde for udkraget vægstykke.

Momentet kan ud fra den statiske virkemåde på figur 3.18 findes som følgende [Jensen, 2019]:

$$M = -\frac{1}{2} \cdot q \cdot L^2 \quad (3.4.1)$$

M	Momentpåvirkning i tværsnit	$[\text{N} \cdot \text{mm}]$
q	Linjelast	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}}\right]$
L	Længden for udkragning	$[\text{mm}]$

Linjelasten kan findes ud fra tabel 3.4 for bærelinjer på overside af vægelement på 1. sal. Dette resulterer i en egenlast på $g_{sup} = 266,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ samt en nyttelast på $q = 36,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$. Da der er tale om et ulykkestilfælde kan nyttelasten reduceres med $\psi_2 = 0,5$ jf. tabel 2.21, hvorved lastkombinationen for linjelasten blive følgende [Jensen, 2019]:

$$q = 1 \cdot 266,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 0,5 \cdot 36,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q = 284,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Herved kan momentet findes jf. ligning 3.4.1.

$$M_{Ed} = -\frac{1}{2} \cdot 284,9 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \cdot (3\text{m})^2$$

$$M_{Ed} = -1282,1 \text{kN} \cdot \text{m}$$

Herved kræves der armering i oversiden af vægelementet for at optage trækket fra momentet. Ligeledes vil lægges den ækvivalente armering i bunden i tilfælde af, at de 3 meter manglende vægstykke vil være placeret midt vægfaget. På grund af normal armeringsgrad vælges 4Ø25 i toppen samt bunden. Til udregning af armeringsgrad er parametre samlet i nedenstående tabel 3.18 [Jensen, 2019]:

Input til armeringsgrad		
Beskrivelse	Symbol	Værdi
Middelværdi af betonens trækstyrke	f_{ctm}	$2,9 \text{ N/mm}^2$
Betonens karakteristiske trykstyrke	f_{ck}	30 N/mm^2
Betonens regningsmæssige trykstyrke	f_{cd}	$22,6 \text{ N/mm}^2$
Armeringens karakteristiske flydespænding	f_{yk}	550 N/mm^2
Armeringens regningsmæssige flydespænding	f_{yd}	482 N/mm^2
Betonens rektangulære brudtøjning	ϵ_{cu3}	0,0035
Armeringens regningsmæssige flydetøjning	ϵ_{yd}	0,00235
Armeringsareal - overside	A_{su}	1963 mm^2
Nyttehøjden	d	3148 mm
Dimensionsløs størrelse	η	1
Dimensionsløs størrelse	λ	0,8

Tabel 3.18 Input til eftervisning af armeringsgrad i forhold til robusthed.

Eftervisning for armeringsgrad kan er samlet i nedenstående tabel 3.19 [Jensen, 2019]:

Armeringsgrad		
Beskrivelse	Ligning	Output
Minimum = $\omega_{min} \leq \omega$	$\begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0,0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{cases}$	$\begin{cases} 0,032 \\ 0,064 \end{cases}$
Balanceret = $\omega_{bal} \geq \omega$	$\lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}}$	0,479
Maksimum = $\omega_{max} \geq \omega$	$0,044 \cdot \frac{f_{yd}}{\eta \cdot f_{cd}}$	0,941
Aktuel = ω	$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}$	0,067

Tabel 3.19 Eftervisning af normal armeringsgrad.

Herved er det eftervist, at tværsnittet er normalarmeret, og herved kan trykzonen for betonen findes, hvorefter den indre momentarm kan udledes. Trykzonen findes ud fra vandret ligevægt som følgende:

$$b \cdot x \cdot \lambda \cdot f_{cd} = A_s \cdot f_{yd} \quad (3.4.2)$$

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} \quad (3.4.3)$$

$$x = \frac{1963mm^2 \cdot 482 \frac{N}{mm^2}}{200mm \cdot 0,8 \cdot 22,6 \frac{N}{mm^2}}$$

$$x = 262mm$$

Den regningsmæssige momentbæreevne kan dermed findes ved at tage moment omkring tyngdepunktet for trykzonen for betonen som følgende:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (3.4.4)$$

$$M_{Rd} = 1963mm^2 \cdot 482 \frac{N}{mm^2} \cdot (3200mm - \frac{262}{2}mm - 52,5mm)$$

$$M_{Rd} = 2857,5kN \cdot m \geq 1282,1kN \cdot m \rightarrow OK!$$

Det udkragede vægstykke skal yderligere eftervises for bøjlebehovet i forhold til forskydningskraften. Nedenstående tabel 3.20 efterviser at spændingerne i trykstringeren ikke overstiges [Jensen, 2008]:

Spændinger i trykstringer		
Betegnelse	Ligning	Resultat
Forskydningskraft - V_{Ed}	$q \cdot l$	854,7kN
Maksimale forskydningsspændinger - $\tau_{Ed,max}$	$\frac{V_{Ed}}{b \cdot z}$	$1,4 \frac{N}{mm^2}$
Betontrykhældning - $\cot\theta$	-	2,5
Spændinger i trykstringer - σ_c	$\tau_{Ed,max} \cdot \left(\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta} \right)$	$4,1 \frac{N}{mm^2}$
Effektivitetsfaktor ved ren forskydning - v_v	-	0,55
Plastisk betontrykstyrke	$f_{cd} \cdot v_v$	$12,4 \frac{N}{mm^2}$

Tabel 3.20 Eftervisning for spændinger i trykstringer.

Som det kan ses i tabel 3.20 overstiger spændingerne i trykstringeren ikke betonens plastiske trykstyrke.

$$\sigma_c \leq f_{cd} \cdot v_v \quad (3.4.5)$$

$$4,1 \frac{N}{mm^2} \leq 12,4 \frac{N}{mm^2} \rightarrow OK!$$

Herved kan bøjlebehovet bestemmes. Der vælges at indlægge Ø6 bøjler med et armeringsareal på $A_{sw} = 56,5 mm^2$ i et vandret snit på vægstykket, og da minimumsbøjlebehovet kan anvendes over afstanden $l = z \cdot \cot \theta = 7,54 m$ vil minimumsbøjleafstanden kunne anvendes over hele den udkragede bjælke på $3 m$. Minimumsbøjleafstanden findes som følgende [Jensen, 2008]:

$$s = \begin{cases} 0,75 \cdot d = 2361 mm \\ 15,9 \cdot \frac{A_{sw}}{b_w} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} = 447 mm \end{cases}$$

Det vælges herved at indsætte bøjler per $400 mm$ for alle vægstykkerne over stueetagen. For at undgå at skulle indlægge ekstra bøjler for hele højden af vægstykket anvendes rionettet over væggen højde som bøjlearmering, og dermed er det kun nødvendigt med U-bøjler i top og bund med stødlængden til rionettets lodrette net. Stødlængden kan konservativt sættes til $1,5 \cdot l_{b,rqd}$, hvilket der vælges i dette tilfælde. Den regningsmæssige basisforankringslængde for Ø6 armeringsstål findes som følgende [Jensen, 2019]:

$$l_{b,rqd} = \frac{l_b}{\phi} \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{ysd}} \quad (3.4.6)$$

$\frac{l_b}{\phi}$	Forankringslængde	[—]
ϕ	Armerings diameter	[mm]
σ_{sd}	Den effektive spændinger i armeringen	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
f_{ysd}	Armerings flydespænding	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$

Da der ønskes den fulde styrke af Ø6 armeringen regnes der med den fulde effektive spænding, hvilket medfører $l_{b,rqd} = \frac{l_b}{\phi} \cdot \phi \cdot \frac{l_b}{\phi}$ findes til 40 jf. Teknisk Ståbi, hvorved den regningsmæssige basisforankringslængde bliver lig:

$$l_{b,rqd} = 40 \cdot 6 mm$$

$$l_{b,rqd} = 240 mm$$

Stødlængden mellem U-bøjler og rionet bliver dermed [Jensen, 2019]:

$$l_0 = 1,5 \cdot l_{b,rqd}$$

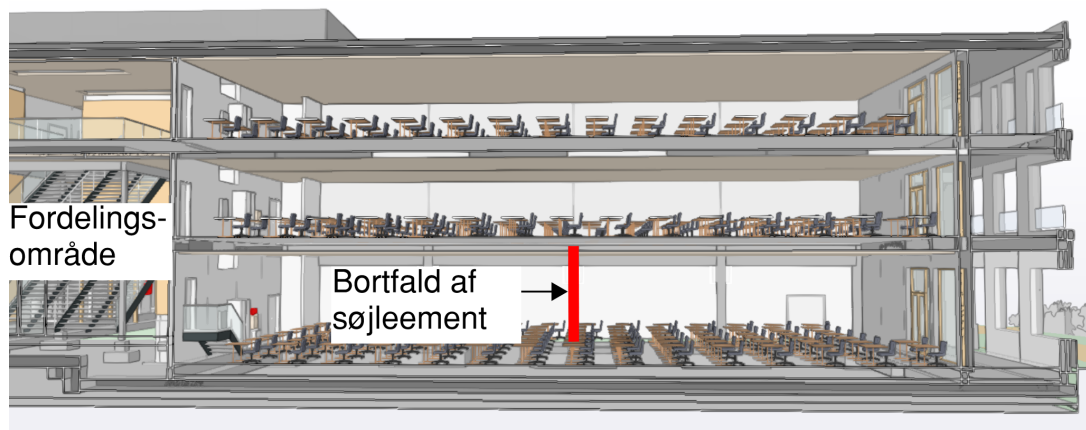
$$l_0 = 1,5 \cdot 240 mm$$

$$l_0 = 360 mm$$

Herved er det den nødvendige længde- og bøjlearmering fundet for alle væggene over stueetagen i forhold til bortfald af vægstykke, hvorved robustheden for dette tilfælde vurderes at være eftervist tilstrækkeligt.

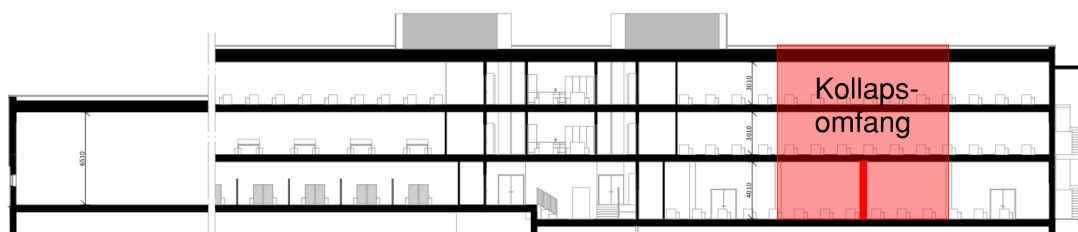
Bortfald af søjle

For bortfald af en vilkårlig søjle er der valgt en søjle inde i eksamenshallerne på stuen, hvor midterskillevæggen er opbygget af KB-bjælker samt søjler. Søjlerne placeret i midterskillevæggen har det største opland. Nedenstående figur 3.19 viser placering af den udvalgte søjle.



Figur 3.19 Bortfald af søjleelement. Udklip fra IFC model. IFC-model udleveret af DS Flexhal

Da de udvalgte søjler i stueetagen understøtter KB-bjælkerne samt overstående væg- og dækelementer vil bortfald af et søjle element resultere i, at de overstående etager vil kollapse. Nedenstående figur 3.20 viser omfanget af kollaps ved bortfald af udvalgt søjle.



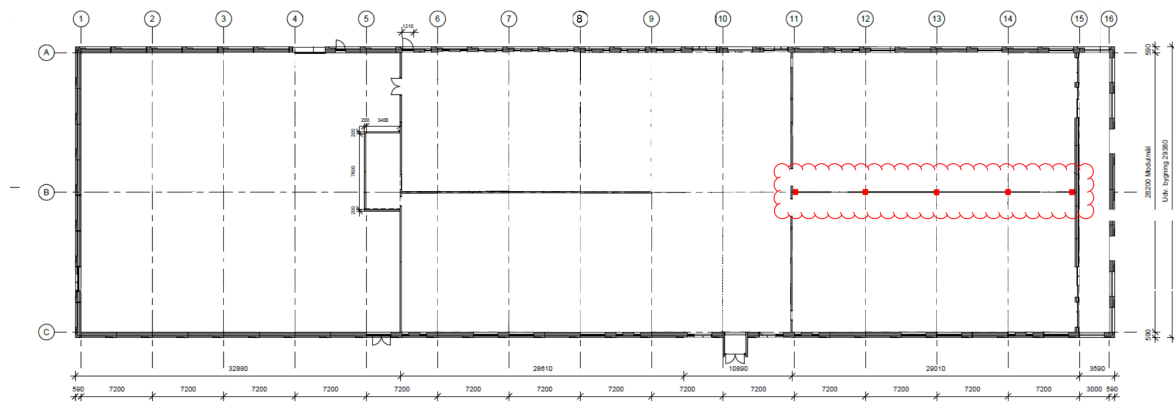
Figur 3.20 Kollapsomfang ved bortfald af søjle. Udklip fra IFC model. IFC-model udleveret af DS Flexhal

Tabel 3.21 angiver kollapsomfanget for bortfald af søjleelement.

Kollapsomfang - Tilfælde 2			
Etage	Kollapsomfang [m^2]	Maks kollaps per etage [m^2]	Kollapsomfang < Krav
Stuen	$392m^2$	$240m^2$	IKKE OK!
1. sal	$392m^2$	$240m^2$	IKKE OK!
2. sal	$392m^2$	$240m^2$	IKKE OK!
Bygværk	Kollapsomfang [m^2]	Maks kollaps [m^2]	Kollapsomfang < Krav
-	$1176m^2$	$360m^2$	IKKE OK!
Bygværk	Etagekollaps [Stk]	Maks antal etager - Kollaps [Stk]	Etagekollaps < Krav
-	3	2	IKKE OK!

Tabel 3.21 Kollapsomfang for tilfælde 2 - Bortfald af søjleelement.

Herved kan hovedkonstruktionen ikke dokumenteres ved metode 2 med bortfald af element, da kollapsomfanget vil være for stort. Dette resulterer i, at disse elementer ifølge metode 3 henføres som nøgleelementer, hvilket medfører at materialepartialkoefficienten øges med 1,2 for de udvalgte søjler. Omfanget af søjler, som hengives til nøgleelementer, er angivet på nedenstående figur 3.21 over stueetagen:



Figur 3.21 Angivelse af søjler som nøgleelementer på stueplan.

Udover at øge materialepartielkoefficienten angiver DS/EN 1990 at ved angivelse af pendulsøjler som nøgleelementer skal der sikres en kontinueret trækforbindelse gennem hver etage. Dette resulterer i, at der skal sikres en trækforbindelse igennem søjlerne fra fundament til tagdæk. Dette udføres ved anvendelse af korrugeret rør igennem henholdsvis søjler samt vægelementer, hvori der udføres en tilstrækkelig trækforbindelse. For dimensionering af trækforbindelse i søjler henvises til afsnit 3.4.3.

Selvbærende vægelementer over KB-bjælker

For yderligere at optimere hovedkonstruktionens robusthed og undgå yderligere nøgleelementer, hvilket ifølge DS/EN 1990 [Dansk Standard, 2021c] bør tilstræbes skal de bærende vægelementer over KB-bjælkerne på stueetagen eftervises som selv bærende af betonelementleverandøren. Kollaps af KB-bjælkerne vil forårsage i kollaps af tre etager, hvilket medfører, at de vil skulle angives som nøgleelementer. Dette undgås ved at eftervise de overstående vægelementer som selv bærende mellem søjleelementerne. KB-bjælkerne og vægelementerne vil dermed blive statisk uafhængige. Angivelse af de selv bærende vægelementer kan ses på nedenstående figur 3.22.



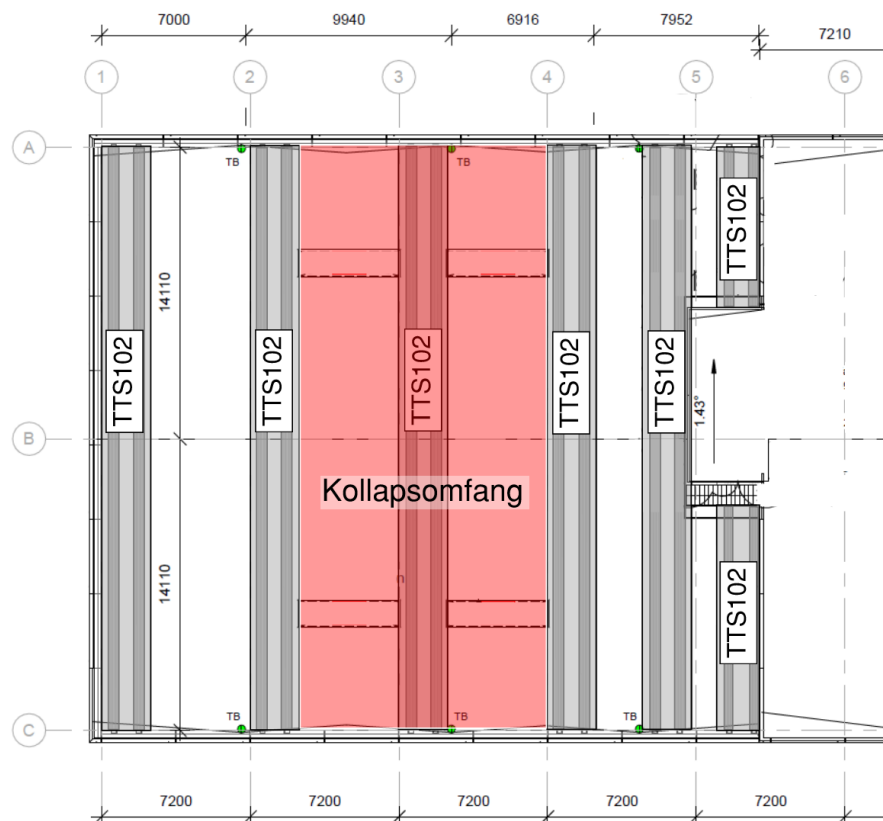
Figur 3.22 Angivelse af de selv bærende vægelementer for hovedkonstruktionen. Udklip fra IFC model. IFC-model udleveret af DS Flexhal

Samlingen mellem KB-bjælkerne og vægelementerne kan ses på detaljetegning 501 i afsnit 4 A3 - Konstruktionstegninger og Modeller, og skal udføres med en ekspansionsfuge.

Med tiltag i form af øget materialepartielkoefficienter for søjlelementer, kontinueret trækforbindelser igennem søjlelementer samt selv bærende vægelementer over KB-bjælkerne anses robustheden at være opfyldt tilstrækkelig for hovedkonstruktionen.

3.4.2 Sekundærkonstruktion

For sekundærkonstruktionen er en vurdering af robustheden tilstrækkelig grundet normal konsekvensklasse. Anvendelsen for sekundærkonstruktionen er primært til opbevaring af dyrefoder, hvorved det ikke skønnes nødvendigt med samme begrænsning af kollapsomfanget, som udført for hovedkonstruktionen. Det værste bortfald af konstruktionselement for sekundærkonstruktionen skønnes at være et TTS-element, da de bærende trapezpladerne mellem TTS'erne vil kollapse. Nedenstående figur 3.23 viser kollapsomfanget for sekundærkonstruktionen ved bortfald af TTS-element.



Figur 3.23 Kollapsomfang for sekundærkonstruktion ved bortfald af TTS-element. Udklip fra IFC model. IFC-model udleveret af DS Flexhal

Kollapsomfanget for sekundærkonstruktionen kan dermed vurderes jf. tabel 3.22 til følgende:

Kollapsomfang - TTS-Element ved sekundærkonstruktion			
Etage	Kollapsomfang [m^2]	Maks kollaps per etage [m^2]	Kollapsomfang < Krav
Stuen	338 m^2	240 m^2	IKKE OK!
Bygværk	Kollapsomfang [m^2]	Maks kollaps [m^2]	Kollapsomfang < Krav
-	338 m^2	360 m^2	OK!
Bygværk	Etagekollaps [Stk]	Maks antal etager - Kollaps [Stk]	Etagekollaps < Krav
-	1	2	OK!

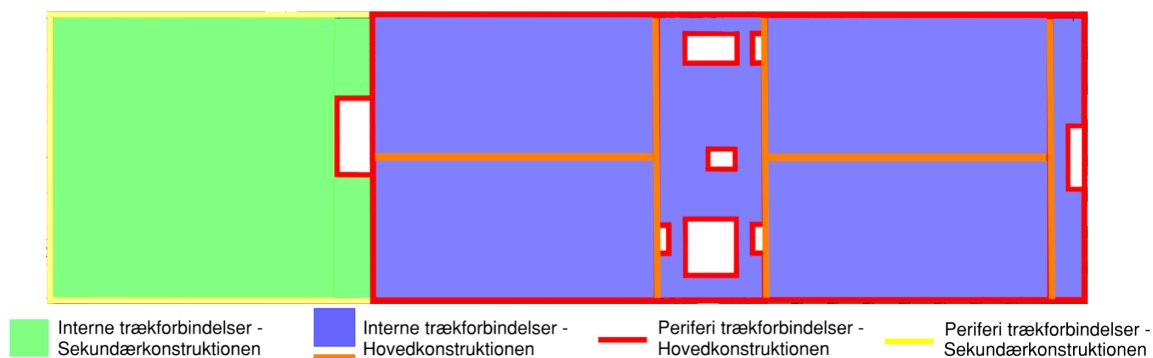
Tabel 3.22 Kollapsomfang for sekundærkonstruktion ved bortfald af TTS-element.

Som det kan ses på tabel 3.22 overskrider kollapsomfanget det maksimale kollapsomfang per etage. Dog vurderes robustheden stadig at være acceptabel, da funktionen for arealet udelukkende vil være til opbevaring af foder. Ydermere vil robustheden stadig forbedres med tiltag i form af trækforbindelser for sekundærkonstruktionen. Eventuelt kunne TTS-elementerne for yderligere at undgå kollaps angives som

nøgleelementer, hvilket der ikke valgt at gøre grundet bygningens anvendelse samt angivelse i DS/EN 1990 [Dansk Standard, 2021c] omkring så vidt muligt at undgå nøgleelementer, hvor det ikke er relevant.

3.4.3 Trækforbindelser

Der er jf. konstruktionsnormen DS/EN 1992-1-1 [Dansk Standard, 2021d] krav til betonkonstruktioners trækforbindelser for at sikre alternative lastveje og dermed forbedre en konstruktions robusthed. Disse trækforbindelser vil blive eftervist i dette afsnit, hvor der skelnes mellem hoved- og sekundærkonstruktionen. Krav til de enkelte konstruktioner differentiere grundet de forskellige konsekvensklasser. Figur 3.24 angiver placeringen af periferitrækforbindelser samt interne trækforbindelser for bygværket.



Figur 3.24 Placering af trækforbindelser for bygværket.

Hovedkonstruktionen

For hovedkonstruktionen vil trækforbindelserne findes for grænsefladerne som støder op til etageadskillelserne. Etageadskillelserne består af huldæk, hvori det skal sikres, at de interne trækforbindelser er tilstrækkelige. Der er i konstruktionsnormen DS/EN 1992-1-1 [Dansk Standard, 2021d] angivet, at der ved dimensionering af trækforbindelser kan anvendes karakteristiske værdier. Da hovedkonstruktionen er placeret i høj konsekvensklasse anvendes skærpede krav til trækforbindelserne.

Periferitrækforbindelse

Hovedkonstruktionen dimensioneres ud fra den længden af det sidste fag. Det længste fag for hovedkonstruktionen befinder sig fra gavlen til den nærmeste tværvæg, hvor huldækkene spænder 14,2 m. Ud fra denne længde kan kravet til periferitrækforbindelsen for høj konsekvensklasse jf. afsnit 2.4.5 findes som vist herunder.

$$F_{tie,per} = 14,6m \cdot 15 \frac{kN}{m}$$

$$F_{tie,per} = 219kN \geq 80kN$$

Herved skal periferitrækforbindelsen for hovedkonstruktionen mindst kunne optage et træk på 213kN. Ved en iterativ proces findes frem til 2Y16 med en karakteristisk trækstyrke på 550 MPa.

$$F_{2Y16} = 2 \cdot \left(\frac{550 \frac{N}{mm^2} \cdot \pi \cdot (8mm)^2}{1000} \right)$$

$$F_{2Y16} = 221kN \geq 219kN \rightarrow OK!$$

Herved vil periferitrækforbindelsen for hovedkonstruktionen være tilstrækkelig med 2Y16.

Interne trækforbindelser

Der skelnes for hovedkonstruktionen mellem to interne trækforbindelser. Henholdsvis de interne trækforbindelser mellem to uafhængige dækfelter samt interne trækforbindelser mellem de enkelte huldæk. Trækforbindelserne i fugen mellem dækelementerne er angivet med blå på figur 3.24 for hovedkonstruktionen i de enkelte områder. Kravet til de interne trækforbindelser ved høj konsekvensklasse er givet i afsnit 2.4.5 som følgende.

$$F_{tie} = \frac{30 \frac{kN}{m} \cdot (1,2m + 1,2m)}{2}$$

$$F_{tie} = 36kN \geq 80kN \rightarrow IKKE OK!$$

Da trækforbindelsen i samlingsfugen mellem huldækelementerne regnes til 36 kN anvendes mindsteværdien på de 80 kN for denne trækforbindelse. Ved en iterativ proces dimensioneres samlingen til henholdsvis en Ø16 U-bøjle. Grunden til at der anvendes en bøjle er for at sikre tilstrækkelig bindeled mellem dækfuge og stringeren ved periferien. En Ø16 kan optage følgende trækraft.

$$F_{Y16} = \frac{550 \frac{N}{mm^2} \cdot \pi \cdot (8mm)^2}{1000}$$

$$F_{Y16} = 110kN \geq 80kN \rightarrow OK!$$

Der regnes på den interne trækforbindelse mellem de to dækfelter i modul B er markeret med orange på figur 3.24. Kravet til denne trækforbindelse udregnes på samme måde til følgende.

$$F_{tie} = \frac{30 \frac{kN}{m} \cdot (14,6m + 14,6m)}{2}$$

$$F_{tie} = 438kN$$

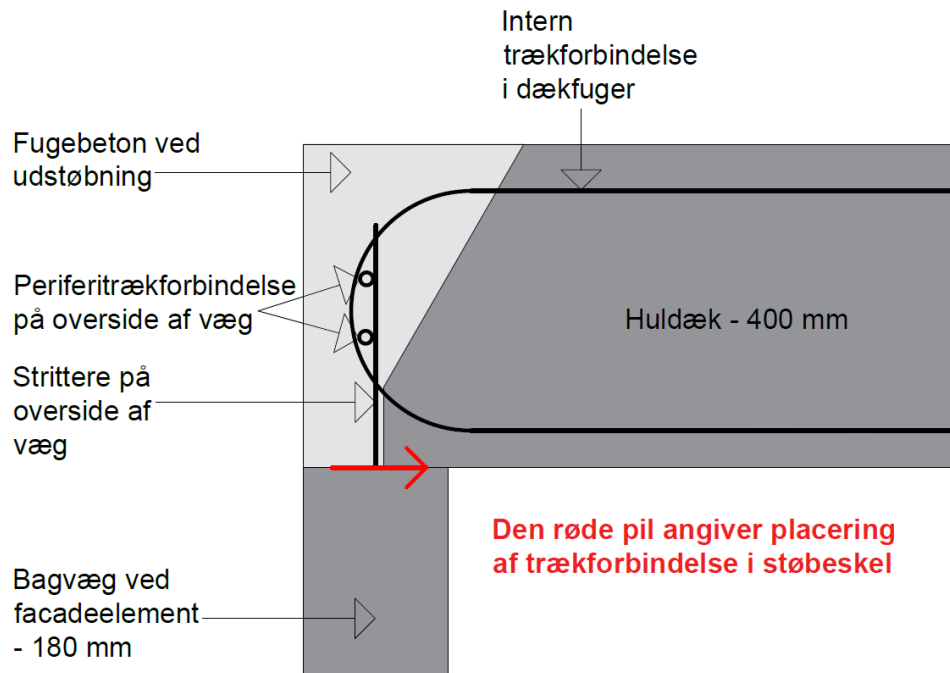
Ved en iterativ proces dimensioneres trækforbindelsen til 4Y16, hvilket giver en samlet trækforbindelse, der udledes herunder.

$$F_{4Y16} = 4 \cdot \left(\frac{550 \frac{N}{mm^2} \cdot \pi \cdot (8mm)^2}{1000} \right)$$

$$F_{4Y16} = 442kN \geq 438kN \rightarrow OK!$$

Vandret søjle- eller vægtrækforbindelser

Kravet til de vandrette trækforbindelser for væg- og søjleelementer er givet på tabel 2.11. For vægelementerne regnes kravet som en vandret linjelast i toppen af elementerne. Til at optage denne trækraft indstøbes strittere i toppen af vægelementerne. For søjleelementerne kan den vandrette trækforbindelse eftervises ved at påsætte trækket som en lodret opadrettede punktlast jf. DS/EN 1992-1-1 [Dansk Standard, 2021e]. I forhold til vægelementerne skal forskydningspændingerne først findes i toppen af væggene ved støbeskel mellem vægelement og huldæk. Nedenstående figur 3.25 viser placering af trækraft i støbestellet ved samlingen.



Figur 3.25 Placering af vægtrækforbindelse ved støbeskel.

Forskydningsspændingen over fladen findes ved følgende [Jensen, 2008]:

$$\tau = \frac{V}{t \cdot h} \quad (3.4.7)$$

Hvor:

τ	Forskydningsspænding over areal	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$
V	Linjelast for høj konsekvensklasse - Minimum 30 kN/m	
t	Vægtykkelse	$[\text{mm}]$
h	Længde af vægstykke	$[\text{mm}]$

Der regnes med vægtykkelse på 180 mm. Herved kan forskydningsspændingen for trækkravet over arealet findes:

$$\tau = \frac{30 \frac{\text{N}}{\text{mm}} \cdot 1000 \text{ mm}}{180 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}}$$

$$\tau = 0,17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Herved kan den karakteristiske forskydningsevne for trækforbindelsen findes for støbeskel ved følgende [Jensen, 2008]:

$$\tau_{T,K} = c \cdot f_{ctk} + \mu(\rho \cdot f_{yk} + \sigma_n) \quad (3.4.8)$$

Hvor:

$\tau_{T,k}$	Karakteristisk forskydningsevne	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$
c	Kohæsionsfaktor	$[-]$
f_{ctk}	Betonens karakteristiske trækstyrke	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$
μ	Friktionskoefficient	$[-]$
ρ	Armeringsforhold	$[-]$
f_{yk}	Karakteristiske flydespænding for armering	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$
σ_n	Spænding fra overstående vægelementer	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$

Konservativt regnes samlingen med glat støbeskel, hvilket resulterer i følgende $\mu = 0,5$ samt $c = 0,025$. Ydermere eftervises samlingen med en Ø10 stritter per meter. Den karakteristiske trækstyrke for betonen er i foregående afsnit 3.4.1 fundet til $2 \frac{N}{mm^2}$. Dog vil bidraget fra den karakteristiske trækstyrke fra betonen ikke medtages, da trækforbindelserne ønskes at kunne optages i kamstålet alene. Derved sættes den karakteristiske trækstyrke for betonen $f_{ctk} = 0 \frac{N}{mm^2}$. Ydermere sættes konservativt $\sigma_n = 0$, da det statiske system ønskes at kunne virke for de enkelte etager, og at $\sigma_n \geq 0$ vil virke til gunst. Før den karakteristiske forskydningsevne for trækforbindelsen kan findes med ligning 3.4.8 skal forskydningsarmeringstrækstyrken reduceres, da stritterne ikke vil have mulighed for at være fuldt forankret i fugebetonen grundet etageadskillens tykkelse.[Jensen, 2019].

$$l_{b,rqd} = \frac{l_b}{\emptyset} \cdot \emptyset \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{ysd}} \quad (3.4.9)$$

Hvor:

$l_{b,rqd}$	Basisforankringslængden	[mm]
l_b	Forankringslængden	[—]
$\emptyset$	Diameteren for armeringsstål	[mm]
σ_{sd}	De effektive spændinger i armeringen	$[\frac{N}{mm^2}]$
f_{ysd}	Armeringens regningsmæssige styrke	$[\frac{N}{mm^2}]$

Da der ses på den fulde trækkapacitet af stritterne ses der bort fra det sidste led i ligning (3.4.9), som er forholdet mellem de effektive spændinger i armeringsstålet samt stålets trækstyrke. Herved kan basisforankringslængden for den fulde styrke af Ø10 stritterne findes til. [Jensen, 2008]

$$l_{b,rqd} = 55 \cdot 10mm$$

$$l_{b,rqd} = 550mm$$

Reduktionsfaktoren fra den reducerede forankrings af stritter ved etageadskillens tykkelse kan nu findes. Det antages, at stritterne rager 350mm op i vægelementerne for at opnå tilstrækkelig dæklag for fugebetonen.

$$Forankring_{reduceret} = \frac{350mm}{550mm}$$

$$Forankring_{reduceret} = 0,64$$

Herved kan forskydningsevnen findes jf. ligning (3.4.8) uden bidrag fra trækstyrken af betonen samt med reduceret forankringslængde på faktor 0,64.

$$\tau_{T,K} = 0,025 \cdot 0 \frac{N}{mm^2} + 0,50 \left(\frac{\pi \cdot (5mm)^2}{200mm \cdot 1000mm} \cdot 550 \frac{N}{mm^2} + 0 \frac{N}{mm^2} \right) \cdot 0,64$$

$$\tau_{T,K} = 0,07 \frac{N}{mm^2}$$

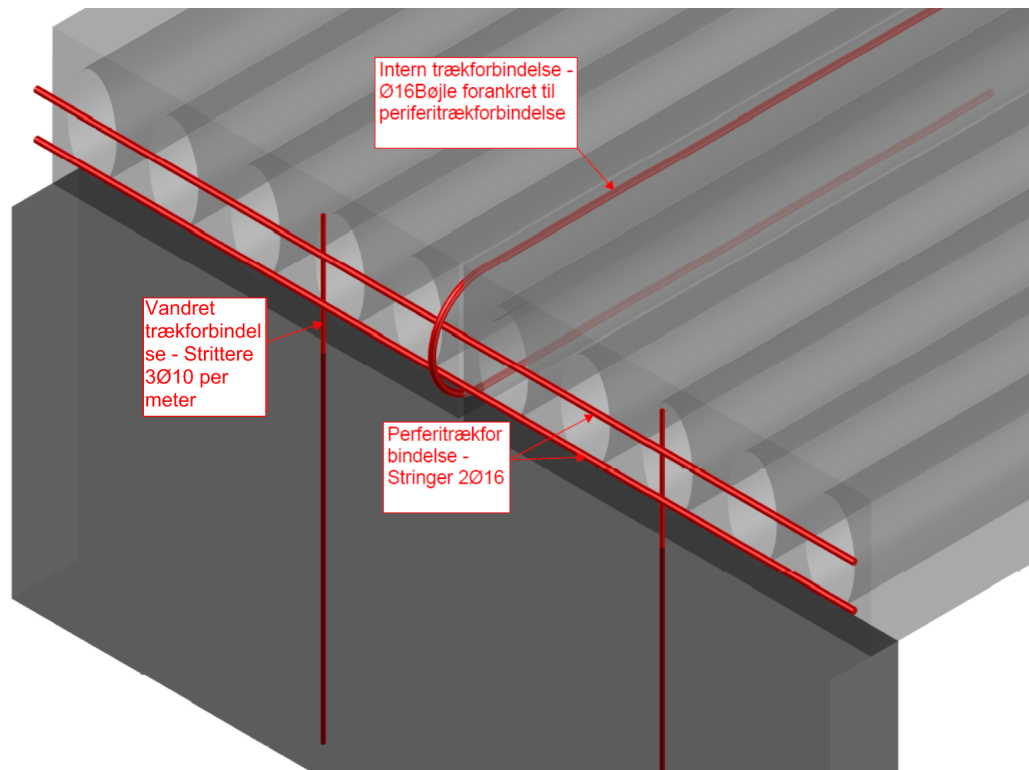
For at komme over grænsekravet til forskydningsspændingerne fundet ud fra ligning (3.4.3) på $\tau = 0,17 \frac{N}{mm^2}$ er der ved iterativ proces fundet frem til 3Ø10 strittere per meter jf. nedenstående.

$$\tau_{T,K} = 3 \cdot \left(0,07 \frac{N}{mm^2} \right)$$

$$\tau_{T,K} = 0,21 \frac{N}{mm^2} \geq 0,17 \frac{N}{mm^2} \rightarrow OK!$$

Herved vil kravet til trækforbindelsen over vægelementerne overholdes med 3Ø10 stritter per meter.

På nedenstående figur 3.26 opsummeres de forskellige trækforbindelser for hovedkonstruktionen. Yderligere henvises til fugearmeringsplanen, der ses i afsnit 4 A3 - Konstruktionstegninger og Modeller.



Figur 3.26 Periferitrækforbindelse samt intern- og vandret trækforbindelser for hovedkonstruktionen.

I forhold til søjlerne er der i DS/EN 1992-1-1 angivet, at der for nøgleelementer i CC3 samt CC3+ skal være en kontinueret trækforbindelse fra fundament til tagkonstruktion, som for søjler skal kunne optage 240kN. Dette vil opfylde kravet til trækforbindelsen for søjlerne i eksamenshallerne på stueplan. Der er ved en iterativ proces fundet, at en Ø25 armeringsstang vil kunne optage dette med karakteristisk styrke. Dette kan ses på nedenstående ligning:

$$F_{Y25} = \frac{\pi \cdot (12,5\text{mm})^2 \cdot 550 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1000}$$

$$F_{Y25} = 270\text{kN}$$

$$270\text{kN} \geq 240\text{kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Sekundærkonstruktionen

I forhold til sekundærkonstruktionen dimensioneres trækforbindelserne ækvivalent som hovedkonstruktionen. Dog lempes kravet til trækforbindelserne til det halve grundet normal konsekvensklasse jf. DS/EN 1992-1-1. [Dansk Standard, 2021e]

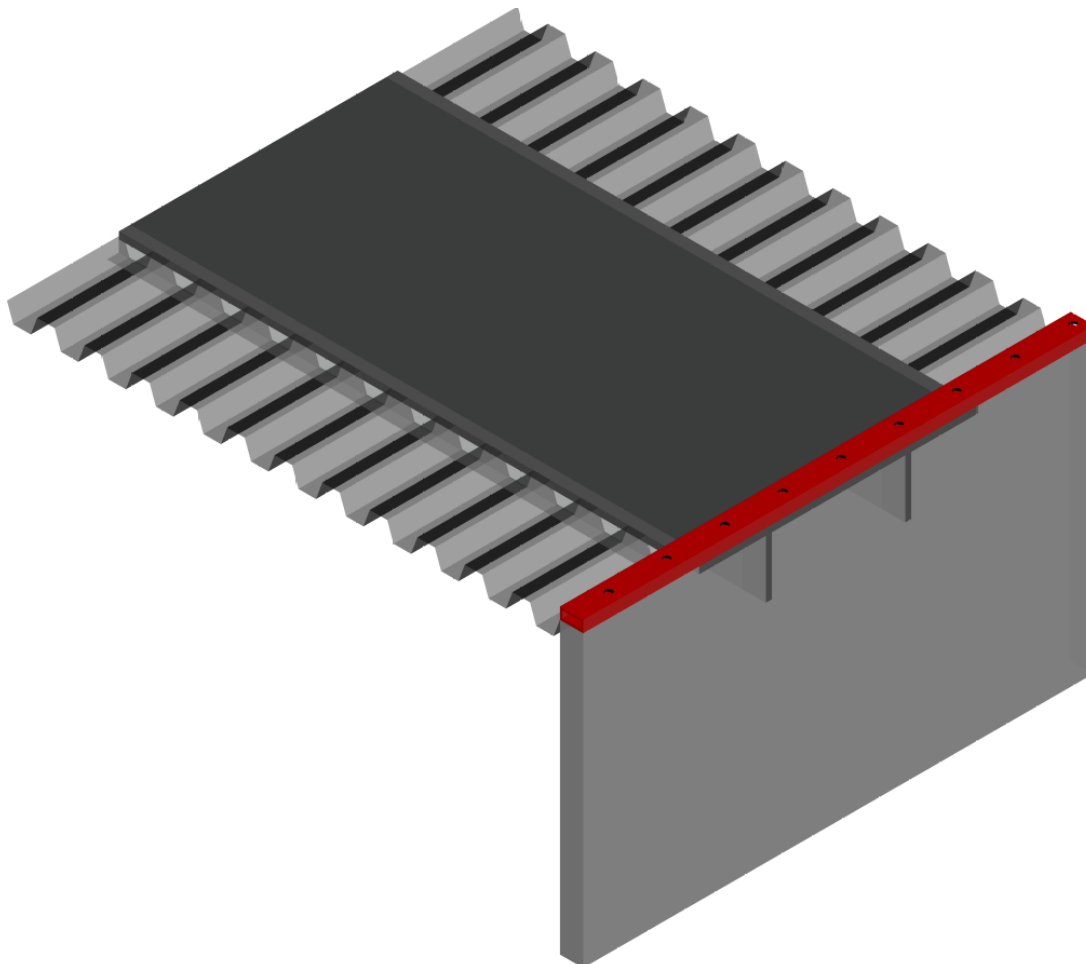
Periferitrækforbindelse

Spændvidden for periferitrækforbindelsen ved det sidste fag for sekundærkonstruktionen er 29,4 m. Dette medfører følgende krav til trækforbindelsen:

$$F_{tie,per} = 29,4\text{m} \cdot 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{tie,per} = 221kN \geq 80kN$$

Herved skal forbindelsen kunne optage et træk på 221 kN. Sekundærkonstruktionen differentierer sig fra hovedkonstruktionen, da sekundærkonstruktionen ikke bliver støbt ud på taget. Derved skal trækforbindelsen monteres eksternt ved hjælp af montagebolte. Først findes det rette profil til optagelse af trækforbindelsen, hvor der i projektet er valgt at anvende et rektangulært rør. Nedenstående figur 3.27 viser konstruktionsopbygningen med periferitrækforbindelsen markeret med rød.



Figur 3.27 Illustration af rektangulært rør til optagelse af trækforbindelse i periferien ved sekundærkonstruktionen. Trækforbindelsen er markeret med rød.

Som det kan ses på figur 3.27 vil der i det rektangulære profil være huller til montage af bolte. Disse huller vil være Ø60 i toppen og Ø30 i bunden til fastgørelse. Dette trækkes fra det totale areal af tværsnittet. Ved en iterativ proces er der fundet frem til et rektangulært profil med tværsnit på 100x50mm med en tykkelse på 4mm. Tværsnitsarealet for dette profil er angivet til $1,12 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$ jf. i Teknisk Ståbi. Til den karakteristiske trækstyrke for konstruktionsstål anvendes jf. afsnit 2.5.4 $f_u = 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$. Konservativt fratrækkes hullerne for montage og hæftigelse i tværsnittet, hvilket dermed bliver følgende [Jensen, 2019]:

$$A_s = 1,12 \cdot 10^3 \text{ mm}^2 - (60 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm}) - (30 \text{ mm} \cdot 4 \text{ mm})$$

$$A_s = 760 \text{ mm}^2$$

Hermed bliver den karakteristiske trækraft regnes med formel (3.4.10)

$$F_{Træk} = \frac{A_s \cdot f_u}{1000} \quad (3.4.10)$$

$$F_{Traek} = \frac{760mm^2 \cdot 360 \frac{N}{mm^2}}{1000}$$

$$F_{Traek} = 273kN \geq 221kN \rightarrow OK!$$

I forhold til perferitrækforbindelsen ved samlingen mellem hoved- og sekundærkonstruktion er det nødvendigt at montere en trækforbindelse, som kan aflevere lasten til det tilstødende vægelement. Der er valgt at placere et L-profil ved denne forbindelse, som efterfølgende monteres i vægelementet for hovedkonstruktionen. Ved iterativ proces er der fundet frem til et skarpkantet vinkelprofil på 100x100x8mm, hvilket jf. Teknisk Ståbi har et tværsnitsareal $1,55 \cdot 10^3 mm^2$. Der vil for denne trækforbindelse også være Ø30 montagehuller, som fratrækkes det totale tværsnitsareal. Den karakteristiske trækraft for dette profil er jf. afsnit 2.5.4 $f_u = 360 \frac{N}{mm^2}$, hvorved den samlede trækraft for profilet er følgende:[Jensen, 2019].

$$A_s = 1,55 \cdot 10^3 mm^2 - (30mm \cdot 8mm) - (30mm \cdot 8mm)$$

$$A_s = 640mm^2$$

$$F_{Traek} = \frac{640mm^2 \cdot 360 \frac{N}{mm^2}}{1000}$$

$$F_{Traek} = 230kN \geq 221kN \rightarrow OK!$$

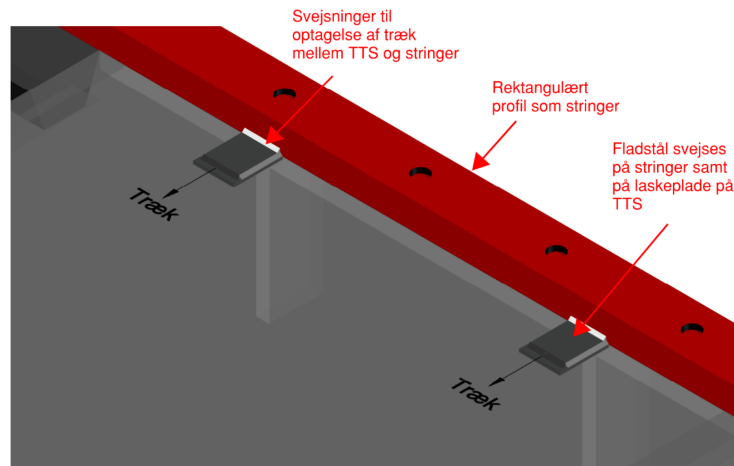
Interne trækforbindelser

Der er for sekundærkonstruktionen ingen interne trækforbindelser.

Vandret søjle- eller vægtrækforbindelser

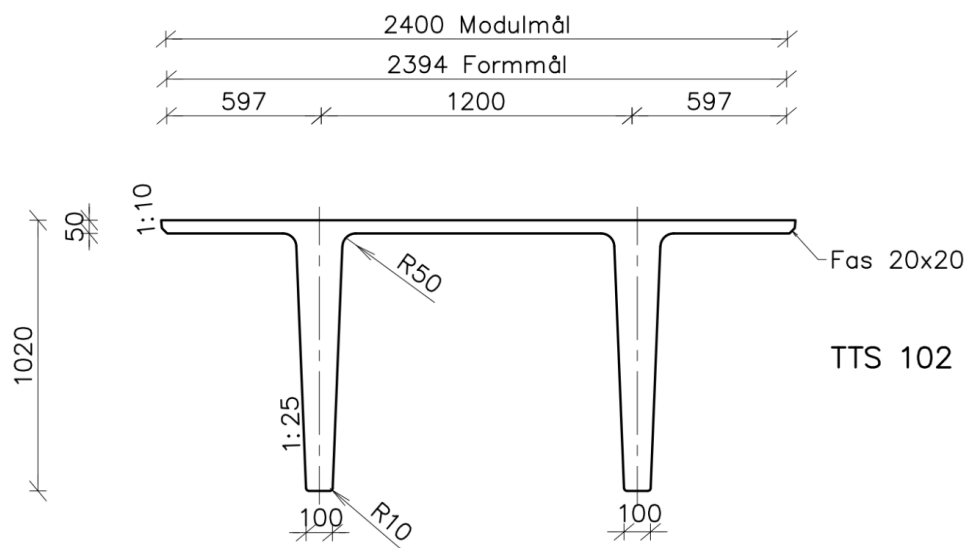
For sekundærkonstruktionen vil kravet til den vandrette trækforbindelse i toppen af vægelementet blive løst med montagebolte. For projektet anvendes Hilti forankringsbolte af modellen HST-3 M12 med en forankringsdybde på 50 mm, som har en karakteristisk forskydningstyrke på 31,1 kN, hvilket er større end kravet på $15 \frac{kN}{m}$ for normal konsekvensklasse. Dette medfører, at det rektangulære rør på figur 3.27 skal forankres med en HST-3 M12 forankringsbolt per meter [Hilti, 2023].

I forhold til at kunne overføre trækkræfterne mellem TTS og stringer er det nødvendigt at påsejse fladjern mellem stringer og laskeplade på TTS. Dette skal eftervises ved at tage udgangspunkt i en samlingsdetalje fra Spæncom mellem TTS og stringer. Konstruktionsprincippet ses på nedenstående figur 3.28 [Spæncom, 2024].



Figur 3.28 Princip for samling mellem TTS og stringer.

For at finde trækket mellem laskepladerne er det nødvendigt at finde oplandet for den enkelte laskeplade på TTS'erne. Laskepladerne sidder over ribberne på TTS'erne, da laskepladerne skal kunne forankres retmæssigt i TTS-elementet. TTS-elementerne er 2,4 m bredde i toppladen, og ribberne sidder med 1,2 m mellemrum. Ydermere er c/c afstanden mellem TTS-elementerne i sekundærkonstruktionen 7,2 m. Se nedenstående figur for tværsnit af TTS102.



Figur 3.29 Tværsnit af TTS102. [Spæncom, 2003]

Herved kan punktlasten på den enkelte lastplade findes ud fra nedenstående ligning:

$$F_{Laskeplade} = L_{Laskeplade} \cdot q_1 \quad (3.4.11)$$

Hvor:

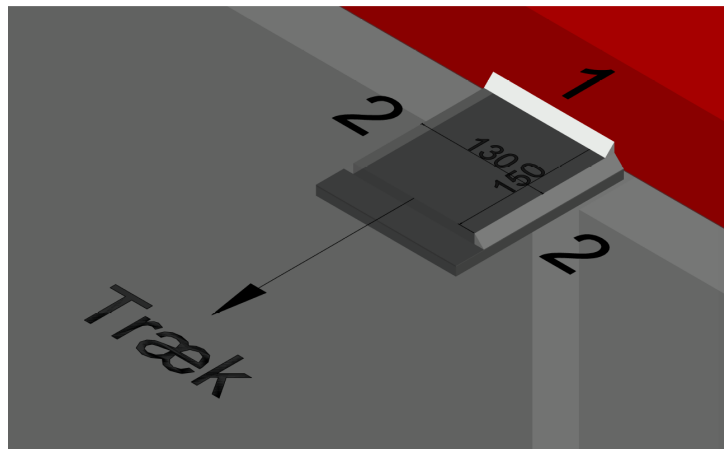
$F_{Laskeplade}$	Punktlasten på den enkelte laskeplade	[kN]
$L_{Laskeplade}$	Lastoplandet for den enkelte lastplade	[m]
q_1	Trækkraft til normal konsekvensklasse	$[7,5 \frac{kN}{m}]$

Punktlasten for den enkelte laskeplade bliver dermed jf. 3.4.11:

$$F_{Laskeplade} = 3,6m \cdot 7,5 \frac{kN}{m}$$

$$F_{Laskeplade} = 27kN$$

Herved kan svejsningerne eftervises med følgende punktlast på laskepladen. Svejsningerne deles op i par ved eftervisningen. Nedenstående figur 3.30 viser opdelingen af svejsningerne.



Figur 3.30 Inddeling af svejsninger til optagelse af punktlast. Mål for fladjern angivet i mm.

Svejsning 1 optager trækket på tværs af svejsningens længde, hvorimod svejsning 2 optager trækket i svejsningens længderetning. Styrken for de enkelte svejsninger kan jf. normen for stålkonstruktioner eftervises for de effektive spændinger i svejsningen, som er givet ved [et al., 2009]:

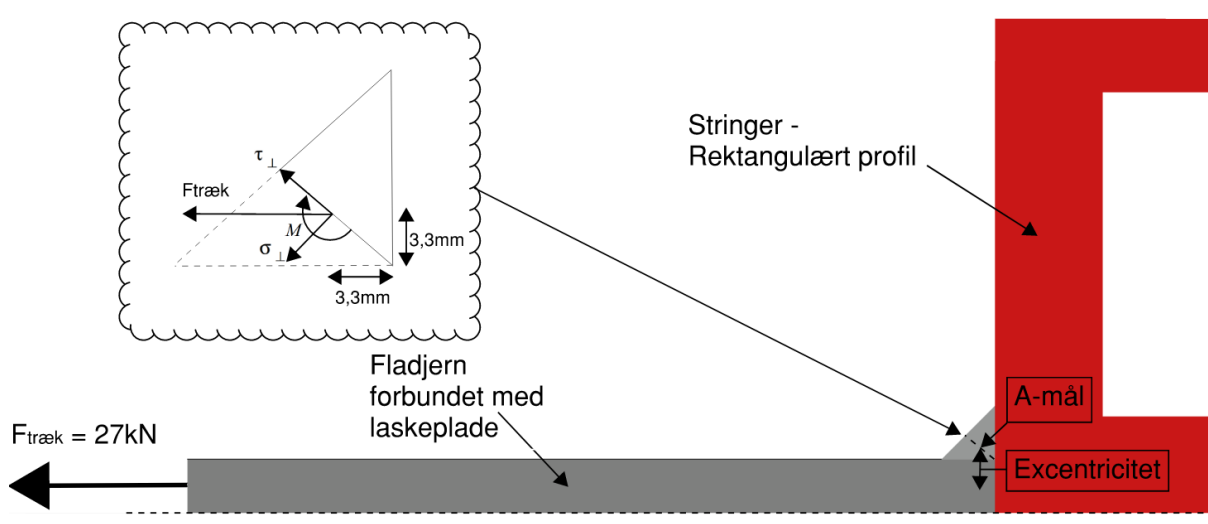
$$\sigma_{eff,s} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel} + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (3.4.12)$$

Hvor:

$\sigma_{eff,s}$	De effektive spændinger i svejsningen	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
$\sigma_{\perp}$	Spændinger vinkelret A-mål	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
$\tau_{\parallel}$	Spændingen langs med A-mål	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
$\tau_{\perp}$	Forskydningsspændingen langs med A-mål	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
f_u	Karakteristisk trækstyrken for svejsningen	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
β_w	Korrelationsfaktor - 0,8 for S235 jf. [et al., 2009]	$[-]$
γ_{M2}	Partialkoefficient - 1,35 for svejsesamlinger	$[-]$

Svejsning 1

Svejsning 1 skal kunne overføres lasten fra laskepladen til stringeren. Denne svejsning vil være usymmetrisk, hvilket vil resultere i en excentrisk lastpåvirkning. Nedenstående figur 3.31 viser dette princip:



Figur 3.31 Eftervisning af excentrisk svejsning til trækforbindelse.

Svejsningen eftervises elastisk for normalkræfterne og plastisk for forskydningsspændingerne. Nedenstående ligning 3.4.13 samt 3.4.14 anvendes for de enkelte spændinger [et al., 2009]:

$$\sigma_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} \cdot a \cdot l} + \frac{6 \cdot F \cdot e}{l \cdot a^2} \quad (3.4.13)$$

$$\tau_{\perp} = \frac{F}{\sqrt{2} \cdot a \cdot l} \quad (3.4.14)$$

Hvor:

F	Trækkræft på Fladjern	[N]
a	A-mål for svejsning	[mm]
l	Længde for svejsning	[mm]
e	Excentricitet mellem tyngdepunkter	[mm]

Excentriciteten mellem tyngdepunkterne udregnes af ligning 3.4.15. Der antages et A-mål på 7 mm.

$$e_{svejsning} = \frac{t_{flange}}{2} + A_{Tyngde} \quad (3.4.15)$$

Hvor:

t_{flange}	Tykkelse af fladjern	[mm]
A_{Tyngde}	Afstand til center af svejsesøm	[mm]

$$e_{svejsning} = \frac{10mm}{2} + 3,3mm$$

$$e_{svejsning} = 8,3mm$$

Herved kan normal- samt forskydningsspændinger for svejsesømmet findes jf. ligning 3.4.13 og 3.4.14 til følgende:

$$\sigma_{\perp} = \frac{27 \cdot 10^3 N}{\sqrt{2} \cdot 7mm \cdot (130mm - (2 \cdot 7mm))} + \frac{6 \cdot 27 \cdot 10^3 N \cdot 8,3mm}{(130mm - (2 \cdot 7mm)) \cdot (7mm)^2}$$

$$\sigma_{\perp} = 260,1 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{27 \cdot 10^3 N}{\sqrt{2} \cdot 7mm \cdot (130mm - (2 \cdot 7mm))}$$

$$\tau_{\perp} = 23,5 \frac{N}{mm^2}$$

De effektive spændinger i svejsningen findes ud fra følgende udtryk 3.4.12:

$$\sigma_{eff,s} = \sqrt{\left(260,1 \frac{N}{mm^2}\right)^2 + 3 \left(0 \frac{N}{mm^2} + \left(23,5 \frac{N}{mm^2}\right)^2\right)} \leq 360 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{eff,s} = 263,3 \frac{N}{mm^2} \leq 360 \frac{N}{mm^2} \rightarrow OK!$$

Svejsning 2

Svejsning 2 efterviser de effektive spændinger i svejsningen ved forskydningsspændinger langs svejsningens længderetning. Da svejsningerne ligger symmetrisk kan forskydningsspændingerne langs svejsningen plastisk findes som nedenfor. Der antages at svejsningerne har et a mål på 5 mm. [et al., 2009]

$$\tau_{\parallel} = \frac{V}{2 \cdot a \cdot l} \quad (3.4.16)$$

Herved kan spændingen findes og indsættes i ligning 3.4.12:

$$\tau_{\parallel} = \frac{27 \cdot 10^3 N}{2 \cdot 5mm \cdot (150mm - (2 \cdot 5mm))}$$

$$\tau_{\parallel} = 31,3 \frac{N}{mm^2}$$

Herved kan de effektive spændinger i svejsningen findes med 3.4.12:

$$\sigma_{eff,s} = \sqrt{0^2 + 3 \left(31,3 \frac{N}{mm^2} + 0^2\right)} \leq 360 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{eff,s} = 9,7 \frac{N}{mm^2} \leq 360 \frac{N}{mm^2} \rightarrow OK!$$

Der er for sekundærkonstruktionen ingen søjler, hvorved der ikke kan dimensioneres trækforbindelse.

3.5 Overslagsberegninger

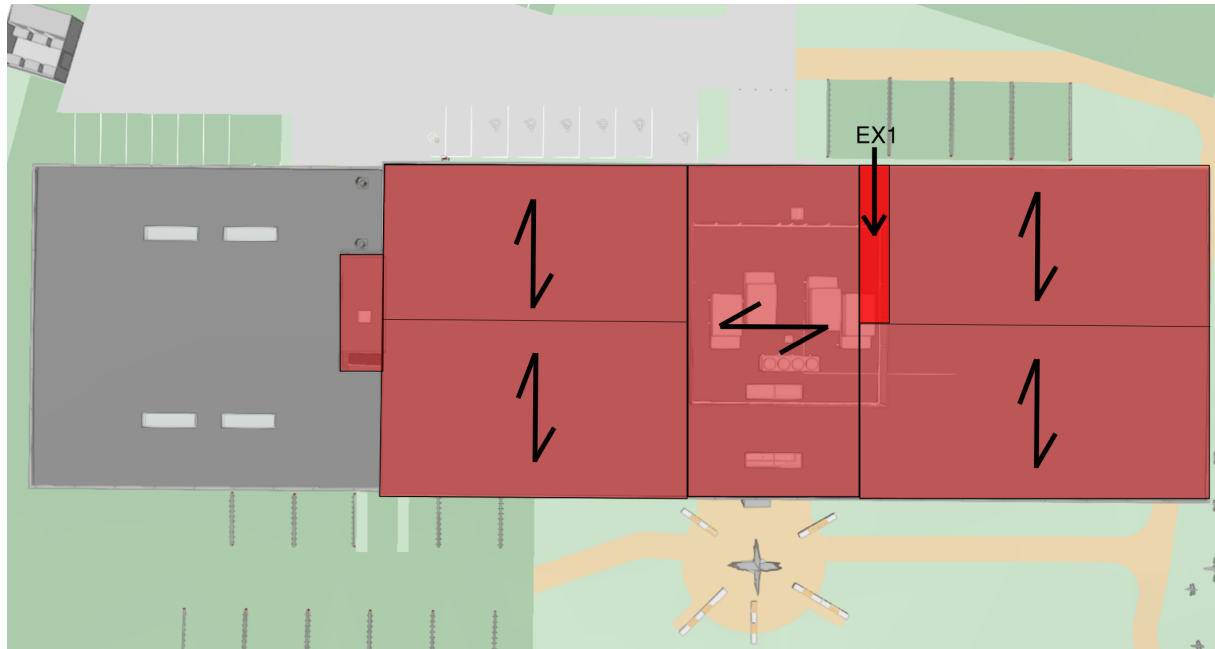
Ved overslagsberegninger anvendes bæreevnetabeller for de enkelte konstruktionselementer. Der vil for de enkelte elementer først blive gjort rede for lastpåvirkningen, hvorefter den rette elementtype kan anvendes. Lastpåvirkningen af de dimensionsgivende elementer vil tages fra tabel 3.4, hvor alle fladelasterne er samlet. Ydermere er lastkombinationerne regnet ud fra tabel 2.20.

3.5.1 Huldæk

For at finde det dimensionsgivende huldækelement for de eksisterende elementer af samme type analyseres der på lastpåvirkning, spændvidde samt udsparinger for elementerne. Der skelnes mellem elementer ved taget samt ved etageadskillelserne. Først findes det dimensionsgivende huldækelementet for taget.

Tag

Det vurderes, at de mest belastede huldæk på taget er dækelementet som er påvirket af naturlaster i form af vind- og snelast samt permanent last fra køle- og ventilationsanlæg. Last fra køle- og ventilationsanlæg vil ikke påvirke hele huldækkets længde, men ved overslagsberegningen antages det at påvirke hele arealet. Nedenstående figur 3.32 ses placeringen af det dimensionsgivende huldæk.



Figur 3.32 Placering af dimensionsgivende huldækelement i tag til overslagsberegning. Udklip fra IFC model. IFC-model udleveret af DS Flexhal

Lastpåvirkning af det udvalgte dæk ses på nedenstående beregninger. Først findes den karakteristiske permanente last for huldækket med huldækkets egenlast fratrasket. Huldækkets egenlast fratrækkes, da bæreevnetabellerne tager udgangspunkt i den regningsmæssige lastkombination uden egenlast for huldækket.

$$G_k = 6,3 - 4,7 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_k = 1,6 \frac{kN}{m^2}$$

Egenlasten fra ventilations- samt køleanlæg tillægges den permanente last.

$$G_k = 1,6 + 4 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_k = 5,6 \frac{kN}{m^2}$$

Herefter anvendes den karakteristiske snelast. Da huldækket befinder sig i området med ventilationsanlæg anvendes der i overslagsberegningerne den fulde sneophobning:

$$S_k = 2 \frac{kN}{m^2}$$

For vindlasten anvendes den største mulige trykzone til lastkombinationen. Det vil være i zone I, hvor vindlasten er:

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

Herefter regnes findes henholdsvis den regningsmæssige lastkombination for dominerende egenlast samt snelast, der er angivet i tabel 2.20 som kombination 6.10a og 6.10b-2.

$$E_{d,6.10a} = K_{FI} \cdot 1,2 \cdot G_k$$

$$E_{d,6.10a} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 5,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10a} = 7,4 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-2} = K_{FI} \cdot 1 \cdot G_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot S_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot V_k$$

$$E_{d,6.10b-2} = 1,1 \cdot 1 \cdot 5,6 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,2 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-2} = 9,6 \frac{kN}{m^2}$$

Hermed vil det være dominerende sne, som vil være dimensionsgivende for området. Lastkombinationen med dominerende sne vil give en regningsmæssig fladelast på $9,6 \frac{kN}{m^2}$. Herefter kan denne regningsmæssige fladelast findes på bæreevnetabel fra den aktuelle elementleverandør. Det anvendes bæreevnetabel fra Spæncom i dette projekt [Spæncom, 2021].

		Spændvidde		7,2	7,8	8,4	9,0	9,6	10,2	10,8	11,4	12,0	12,6	13,2	13,8	14,4
10 L12,5	M _{Rd}	524,89 kNm	Q _{Rd}	-	-	44,9	38,5	33,3	28,9	25,3	22,2	19,6	17,3	15,4	13,7	12,2
	V _{Rd}	187,41 kN	Q _{vRd}	-	-	32,5	30,0	27,8	25,9	24,2	22,7	21,3	20,1	19,0	17,9	17,0
	M _{mRE60}	414,35 kNm	Q _{mRE60}	-	-	34,4	29,4	25,3	21,9	19,0	16,6	14,5	12,7	11,2	9,8	8,6
	V _{mRE60}	88,24 kN	Q _{vRE60}	-	-	12,8	11,6	10,6	9,7	8,9	8,2	7,6	7,0	6,4	6,0	5,5
	M _{mRE120}	204,88 kNm	Q _{mRE120}	-	-	14,7	12,2	10,1	8,4	7,0	5,8	4,8	3,9	3,1	2,5	1,9
	M _{mRE120} *	372,93 kNm	Q _{mRE120} *	-	-	30,5	26,0	22,3	19,2	16,6	14,4	12,6	11,0	9,6	8,4	7,3
	V _{mRE120}	72,98 kN	Q _{vRE120}	-	-	9,8	8,8	8,0	7,2	6,6	6,0	5,4	5,0	4,5	4,1	3,7
	M _{rev}	364,74 kNm	Q _{rev}	-	-	29,8	25,3	21,7	18,7	16,1	14,0	12,2	10,6	9,3	8,1	7,0
	M _{bal}	169,84 kNm	Q _{bal}	-	-	11,3	9,3	7,6	6,2	5,0	4,0	3,2	2,4	1,8	1,2	0,8
	f _{lev} i mm		f _{lev}	-	-	15,5	16,8	17,9	18,7	19,3	19,4	19,1	18,3	16,9	14,8	11,9
	f _{st} i mm		f _{st}	-	-	0,6	0,8	1,0	1,3	1,6	2,0	2,4	3,0	3,6	4,3	5,0
	Egensvingning	Hz	f ₁	-	-	12	11	10	9	9	8	7	7	6	6	6

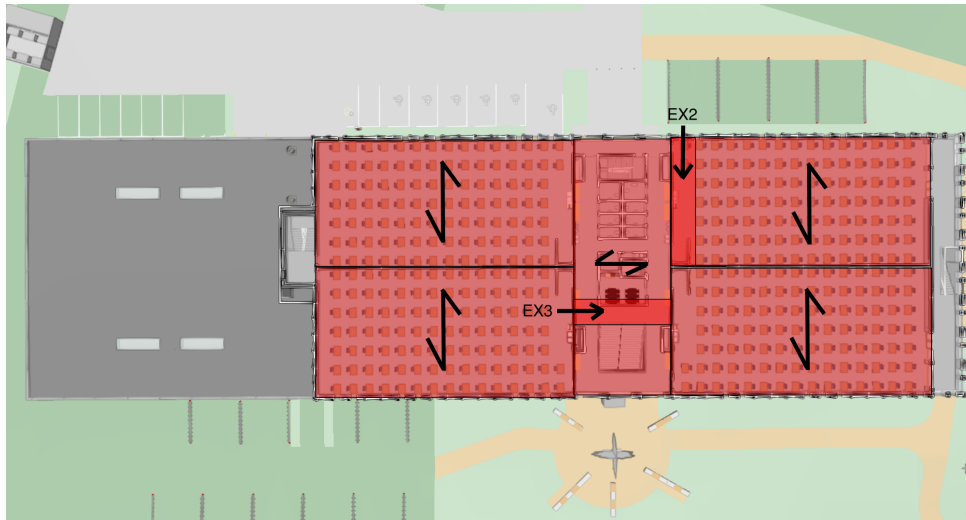
Figur 3.33 Overslagsberegning for EX40 ved taget. [Spæncom, 2021]

$$9,6 \frac{kN}{m^2} < 12,2 \frac{kN}{m^2} \rightarrow OK! \quad (3.5.1)$$

Dette medfører, at der for EX1 dækelement skal vil være 10 styks 12,5 mm liner.

Etageadskillelse

For etageadskillelsen antages det dimensionsgivende dækelement at være elementet med den største spændvidde i eksamenshallen. Ydermere vil der blive lavet overslagsberegning på et af dækelementerne i fordelingsområdet grundet den større nyttelast. Nedenstående figur 3.34 viser placering for de dimensionsgivende elementer.



Figur 3.34 Placering af dimensionsgivende huldæksel i etageadskillelsen til overslagsberegning. Udklip fra IFC model. IFC-model udleveret af DS Flexhal

Først findes lastpåvirkning for elementet EX2 i eksamenshallen. Først findes de karakteristiske laster for dækket.

$$G_k = 8,9 - 4,7 \frac{kN}{m^2}$$

$$G_k = 4,2 \frac{kN}{m^2}$$

Nyttelasten for området med EX2 er som følgende:

$$N_k = 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

Hermed kan den dimensionsgivende lastkombination findes for enten dominerende egen- eller nyttelast, og disse er angivet som 6.10a og 6.10b-1 i tabel 2.20.

$$E_{d,6.10a} = K_{FI} \cdot 1,2 \cdot G_k$$

$$E_{d,6.10a} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 4,2 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10a} = 5,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-1} = K_{FI} \cdot 1 \cdot G_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot N_k$$

$$E_{d,6.10b-1} = 1,1 \cdot 1 \cdot 4,2 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-1} = 8,8 \frac{kN}{m^2}$$

Herved vil det være dominerende nyttelast ved EX2 i eksamenshallen. For EX3 ude i fordelingsområdet findes den dimensionsgivende lastkombination som følgende:

$$E_{d,6.10a} = K_{FI} \cdot 1,2 \cdot G_k$$

$$E_{d,6.10a} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 4,2 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10a} = 5,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-1} = K_{FI} \cdot 1 \cdot G_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot N_k$$

$$E_{d,6.10b-1} = 1,1 \cdot 4,2 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 5,0 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-1} = 12,9 \frac{kN}{m^2}$$

Den kritiske lastkombination for begge typer af dæk er derfor lastkombination 6.10b-1, hvor nyttelast er dominerende. Herved kan EX2 og EX3 findes i samme bæreevnetabellen som EX1.

		Spændvidde		7,2	7,8	8,4	9,0	9,6	10,2	10,8	11,4	12,0	12,6	13,2	13,8	14,4
EX3	M _{rd}	524,89 kNm	Q _{rd}	-	-	44,9	38,5	33,3	28,9	25,3	22,2	19,6	17,3	15,4	13,7	12,2
	V _{rd}	187,41 kN	Q _{rd}	-	-	32,5	30,0	27,8	25,9	24,2	22,7	21,3	20,1	19,0	17,9	17,0
	M _{mRE60}	414,35 kNm	Q _{mRE60}	-	-	34,4	29,4	25,3	21,9	19,0	16,6	14,5	12,7	11,2	9,8	8,6
	V _{mRE60}	89,24 kN	Q _{mRE60}	-	-	12,8	11,6	10,6	9,7	8,9	8,2	7,6	7,0	6,4	6,0	5,5
	M _{mRE120}	204,88 kNm	Q _{mRE120}	-	-	14,7	12,2	10,1	8,4	7,0	5,8	4,8	3,9	3,1	2,5	1,9
	M _{mRE120} *	372,93 kNm	Q _{mRE120} *	-	-	30,5	26,0	22,3	19,2	16,6	14,4	12,6	11,0	9,6	8,4	7,3
	V _{mRE120}	72,96 kN	Q _{mRE120}	-	-	9,8	8,8	8,0	7,2	6,6	6,0	5,4	5,0	4,5	4,1	3,7
	M _{rev}	364,74 kNm	Q _{rev}	-	-	29,8	25,3	21,7	18,7	16,1	14,0	12,2	10,6	9,3	8,1	7,0
	M _{bal}	169,84 kNm	Q _{bal}	-	-	11,3	9,3	7,6	6,2	5,0	4,0	3,2	2,4	1,8	1,2	0,8
	f _{lev} i mm		f _{lev}	-	-	15,5	16,8	17,9	18,7	19,3	19,4	19,1	18,3	16,9	14,8	11,9
EX2	f _{et} i mm		f _{et}	-	-	0,6	0,8	1,0	1,3	1,6	2,0	2,4	3,0	3,6	4,3	5,0
	Egensvingning	Hz	f _i	-	-	12	11	10	9	9	8	8	7	7	6	6

Figur 3.35 Overslagsberegning for EX40 ved etageadskillelser.

$$\text{For EX2} \quad 8,8 \frac{kN}{m^2} < 12,2 \frac{kN}{m^2} \rightarrow OK!$$

$$\text{For EX3} \quad 12,9 \frac{kN}{m^2} < 22,2 \frac{kN}{m^2} \rightarrow OK!$$

Herved kan det samme huldækselement anvendes for alle huldæk i bygværket ud fra overslagsberegninger. Benyttelsen af samme linemønster og tykkelse, gør det nemmere at få produceret ved elementproducent.

3.5.2 KB bjælker

For KB-bjælkerne i stueetagen vil overslagsberegningerne tages udgangspunkt i lastskemaet på tabel 3.4 for linjelasten over væggen i stuen, hvor den dimensionsgivende lastkombination skal findes. Da væggene over KB-bjælkerne er selvbærende jf. afsnit 3.4.1 skal KB-bjælkerne kun optage egen- samt nyttelasten fra en enkelt etage. Herved kan de karakteristiske laster dermed findes i tabel 3.4 til følgende:

$$g_{sup,k} = 129,94 \frac{kN}{m}$$

$$q_k = 36,50 \frac{kN}{m}$$

Herefter kan de forskellige lastkombinationer regnes som følgende:

$$E_{d,6.10a} = K_{FI} \cdot 1,2 \cdot g_{sup,k}$$

$$E_{d,6.10a} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 129,94 \frac{kN}{m}$$

$$E_{d,6.10a} = 171,52 \frac{kN}{m}$$

$$E_{d,6.10b-1} = K_{FI} \cdot 1,0 \cdot g_{sup,k} + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot q_k$$

$$E_{d,6.10b-1} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 129,94 \frac{kN}{m} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 36,50 \frac{kN}{m}$$

$$E_{d,6.10b-1} = 203,16 \frac{kN}{m}$$

Herved bliver nyttelasten dominerende for KB-bjælken. Det maksimale moment kan dermed findes som følgende:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot 203,16 \frac{kN}{m} \cdot (7,2m)^2$$

$$M_{Ed} = 1316 kN \cdot m$$

Herved kan KB-bjælken overslagsdimensioneres ud fra følgende bæreevnetabel til følgende:

Bæretabel KB

KB80/40

Egenvægt i kN/m 8,16

CONSOLIS

SPÆNCOM

07-05-2014

MRd	1076,2 kNm	Lgd m	6,0	7,2	8,4	9,6	10,8	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0
Mrevne	723,8 kNm	qRd kN/m		157,9	113,9	85,3	65,7	51,6	41,3	33,4	27,2	22,3	18,4
Mbal	350,5 kNm	qrev kN/m		103,5	73,9	54,7	41,5	32,1	25,1	19,8	15,6	12,4	9,7
		qbal kN/m		45,9	31,6	22,3	15,9	11,3	7,9	5,4	3,4	1,8	0,5
I: 17876 *10 ⁶ mm ⁴		flev mm		7,2	9,2	11,0	12,6	13,7	14,0	13,4	11,6	8,3	3,1
12 L12,5+ 2 L 12,5		f10 mm		0,7	1,3	2,2	3,5	5,3	7,7	11,0	15,1	20,3	26,8
		Egenf Hz		13,7	11,5	9,8	8,5	7,4	6,6	5,8	5,2	4,7	4,3
MRd	1211,5 kNm	Lgd m	6,0	7,2	8,4	9,6	10,8	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0
Mrevne	815,5 kNm	qRd kN/m		129,2	97,0	74,9	59,1	47,5	38,6	31,7	26,2	21,8	
Mbal	416,5 kNm	qrev kN/m		84,3	62,6	47,8	37,1	29,3	23,3	18,6	15,0	12,0	
		qbal kN/m		39,1	28,0	20,4	15,0	11,0	7,9	5,5	3,6	2,1	
I: 18002 *10 ⁶ mm ⁴		flev mm		11,3	13,8	16,1	18,0	19,3	19,7	19,0	16,8	12,9	
14 L12,5+ 2 L 12,5		f10 mm		1,3	2,2	3,4	5,2	7,7	10,9	15,0	20,2	26,6	
		Egenf Hz		11,0	9,4	8,2	7,2	6,3	5,6	5,1	4,6	4,1	
MRd	1340,6 kNm	Lgd m	6,0	7,2	8,4	9,6	10,8	12,0	13,2	14,4	15,6	16,8	18,0
Mrevne	907,0 kNm	qRd kN/m				108,2	83,8	66,3	53,4	43,6	35,9	29,8	24,9
Mbal	481,8 kNm	qrev kN/m				70,6	54,0	42,2	33,5	26,8	21,7	17,5	14,2
		qbal kN/m				33,7	24,9	18,6	14,0	10,4	7,7	5,5	3,7
I: 18127 *10 ⁶ mm ⁴		flev mm				16,9	19,8	22,5	24,6	25,9	26,3	25,3	22,7
16 L12,5+ 2 L 12,5		f10 mm				2,1	3,4	5,2	7,6	10,8	14,9	20,0	26,4
		Egenf Hz				9,0	7,9	6,9	6,1	5,5	4,9	4,4	4,0

Figur 3.36 Bæreevnetabel for KB-bjælke typen KB80/40. [Spæncom, 2014]

Herved er KB-bjælken overslagsdimensioneret til KB-bjælke af typen KB80/40.

3.5.3 Søjler

Der laves ikke overslagsberegning for søjlen, da der ikke findes bæreevne tabeller for søjler. Eftervisning af søjler overdrages derfor til elementleverandør.

3.5.4 TTS-elementer

Sekundærkonstruktionen er udført med TTS-elementer som spær. De spænder mellem de bærende vægelementer, hvilket ved sekundærkonstruktionen er et spænd på 29,4 meter. Konstruktionsopbygningen tages ud fra tabel 2.29 fra afsnit 2.6.4. Det skal først eftervises, at trapezpladerne kan holde til spændet mellem TTS-elementerne. Spændretningen for sekundærkonstruktionen kan ses på figur 2.19, og trapezpladerne spænder 4,8 meter. Lastpåvirkningen på trapezpladerne tager udgangspunkt i tabel 2.29 samt snelast med ophobning. Hermed kan den dimensionsgivende lastkombination findes for enten lastkombination 6.10a eller 6.10b-2, som er dominerende egen- eller snelast. Da sekundærkonstruktionen er placeret i CC2, medfører dette, at $K_{FI} = 1,0$.

$$E_{d,6.10a} = K_{FI} \cdot 1,2 \cdot G_k \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10a} = 1,0 \cdot 1,2 \cdot (0,51 - 0,16) \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10a} = 0,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-2} = K_{FI} \cdot 1,0 \cdot G_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot S_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot V_k$$

$$E_{d,6.10b-2} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot (0,51 - 0,16) \frac{kN}{m^2} + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 2,0 \frac{kN}{m^2} + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,2 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-2} = 3,5 \frac{kN}{m^2}$$

Hermed vil dominerende snelast være dimensionsgivende for trapezpladerne. Hermed kan bæreevnetabel anvendes fra Munchholm for trapeztypen EM-158R/750 [Munchholm, 2020]:

- 1: Styrke - regningsmæssig bæreevne i kN/m²
 2: Deformation - karakteristisk bæreevne i kN/m² - forudsætning L/150 for L < 4,50 m, 30 mm for 4,50 m < L < 6,00 m og L/200 for L > 6,00 m

Lastretning: NED

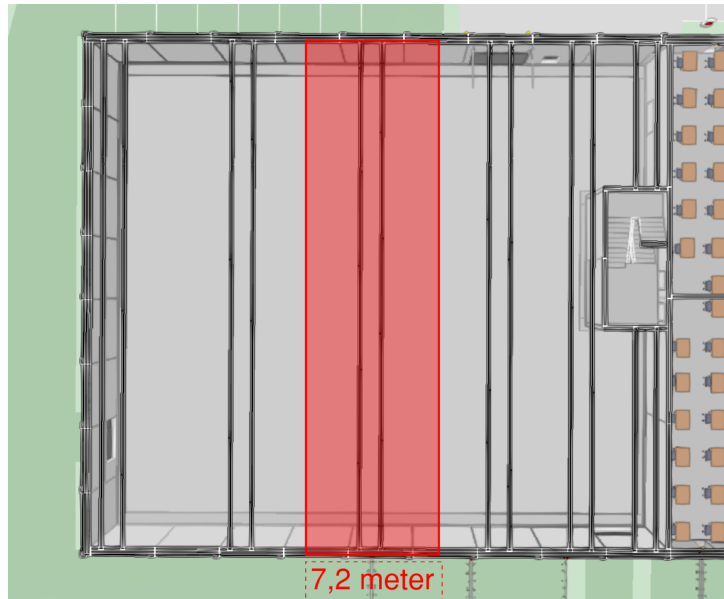
SPÆND 1-FAG

Spændvidde i m	5,00	5,20	5,40	5,60	5,80	6,00	6,20	6,40	6,60	6,80	7,00	7,20	7,40	7,60	7,80	8,00	8,20
0,75 mm	1: 2,44	2,35	2,26	2,18	2,10	2,03	1,97	1,91	1,85	1,79	1,74	1,69	1,65	1,61	1,56	1,53	1,49
	2: 3,32	2,89	2,51	2,19	1,91	1,67	1,51	1,38	1,26	1,15	1,05	0,97	0,89	0,82	0,76	0,71	0,65
0,88 mm	1: 3,44	3,31	3,19	3,07	2,97	2,87	2,78	2,69	2,61	2,53	2,46	2,39	2,33	2,26	2,20	2,09	1,99
	2: 4,08	3,50	3,01	2,61	2,26	1,98	1,79	1,63	1,49	1,36	1,25	1,14	1,05	0,97	0,90	0,83	0,77
1,00 mm	1: 4,51	4,34	4,17	4,03	3,89	3,76	3,64	3,52	3,42	3,32	3,22	3,11	2,95	2,79	2,65	2,52	2,40
	2: 4,68	4,00	3,44	2,98	2,59	2,26	2,05	1,86	1,70	1,55	1,42	1,31	1,20	1,11	1,03	0,95	0,89
1,13 mm	1: 5,81	5,59	5,38	5,19	5,01	4,84	4,69	4,54	4,34	4,09	3,86	3,65	3,46	3,28	3,11	2,96	2,81
	2: 5,32	4,55	3,91	3,38	2,94	2,56	2,32	2,11	1,93	1,76	1,61	1,48	1,37	1,26	1,17	1,08	1,00
1,25 mm	1: 7,15	6,88	6,62	6,39	6,17	5,96	5,66	5,31	4,99	4,70	4,44	4,20	3,97	3,77	3,58	3,40	3,23
	2: 5,90	5,04	4,34	3,75	3,26	2,85	2,58	2,34	2,14	1,95	1,79	1,65	1,52	1,40	1,30	1,20	1,11

Figur 3.37 Bæreevnetabel for trapezplader af typen EM-158R/750. [Munchholm, 2020]

$$S_{Rd} = 3,50 \frac{kN}{m^2} \leq 4,51 \frac{kN}{m^2} \rightarrow OK!$$

Herved kan trapeztypen EM-158R/750 anvendes både for styrke- og deformationsparametre. TTS'erne kan nu overslagsdimensioneres. Der anvendes ved beregningerne det største lastopland for TTS'erne, hvilket er angivet på nedenstående figur 3.38.



Figur 3.38 Lastopland for TTS-elementerne

Bæreevnetabellen fra Spæncom tager udgangspunkt i fladelasten, som påvirker selve overpladen af TTS-elementet. TTS-elementerne har i sig selv et lastopland på 2,4 meter. Lastoplandet fra laster er 7,2 meter, hvilket betyder, at lasterne skal multipliceres med tre for at kunne anvende tabellen. Der vil for elementerne anvendes en gennemsnitlig værdi for snelast med ophobning. Nedenstående angiver henholdsvis dominerende egen- samt snelast for TTS-elementet.

$$E_{d,6.10a} = 3 \cdot (K_{FI} \cdot 1,2 \cdot G_k)$$

$$E_{d,6.10a} = 3 \cdot (1,0 \cdot 1,2 \cdot 0,51 \frac{kN}{m^2})$$

$$E_{d,6.10a} = 1,9 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-2} = 3 \cdot (K_{FI} \cdot 1,0 \cdot G_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot S_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot V_k)$$

$$E_{d,6.10b-2} = 3 \cdot \left(1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,51 \frac{kN}{m^2} + 1,0 \cdot 1,5 \cdot \left(\frac{2-0,8}{2} + 0,8 \right) \frac{kN}{m^2} + 1,0 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,2 \frac{kN}{m^2} \right)$$

$$E_{d,6.10b-2} = 8,1 \frac{kN}{m^2}$$

Herved dimensioneres TTS-elementerne efter lastkombinationen med dominerende snelast. Nedenstående bæreevnetabel 3.39 angiver en maksimal regningsmæssig bæreevne på $8,5 \frac{kN}{m^2}$ i brudgrænsetilstanden for TTS102/240 elementer.

$$S_{Rd} = 8,1 \frac{kN}{m^2} \leq 8,5 \frac{kN}{m^2} \rightarrow OK!$$

24 L12,5	Lgd m	26,4	27,6	28,8	30,0	31,2	32,4	33,6	34,2	34,8
	qRd kN/m ²	10,8	9,6	8,5	7,5	6,7	5,9	5,2	4,9	4,6
	Afst kritisk snit til kip m	2,6	2,8	2,9	3,0	3,6	3,8	3,9	4,0	4,6
	qrev kN/m ²	7,4	6,5	5,6	4,9	4,2	3,7	3,1	2,9	2,7
	qbal kN/m ²	3,5	2,9	2,4	1,9	1,4	1,1	0,7	0,6	0,4
	flev mm	128,1	128,2	124,7	118,1	109,4	95,1	76,1	67,1	54,4
	fe1 mm	15,9	19,2	23,2	27,8	33,1	39,2	46,2	49,9	54,0
	Egenv ton	21,2	22,0	22,7	23,5	24,3	25,0	25,8	26,1	26,5

Figur 3.39 Bæreevnetabel for TTS102/240.

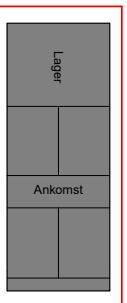
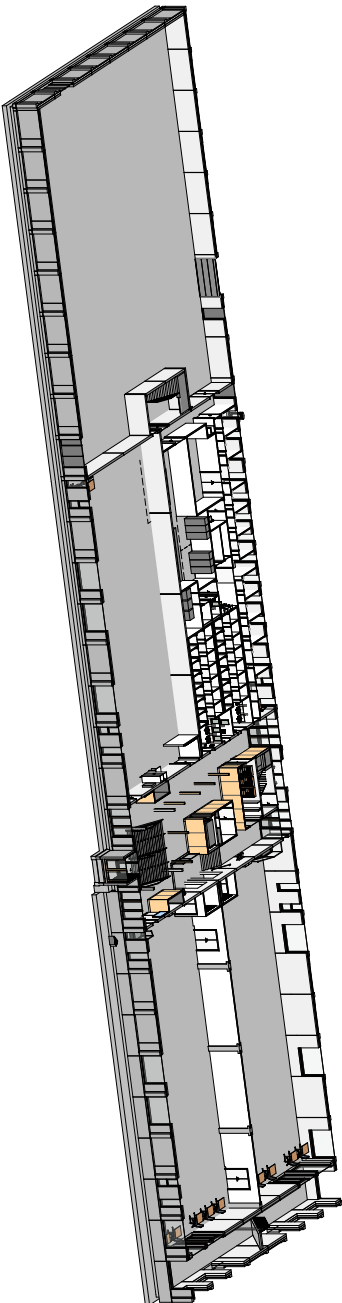
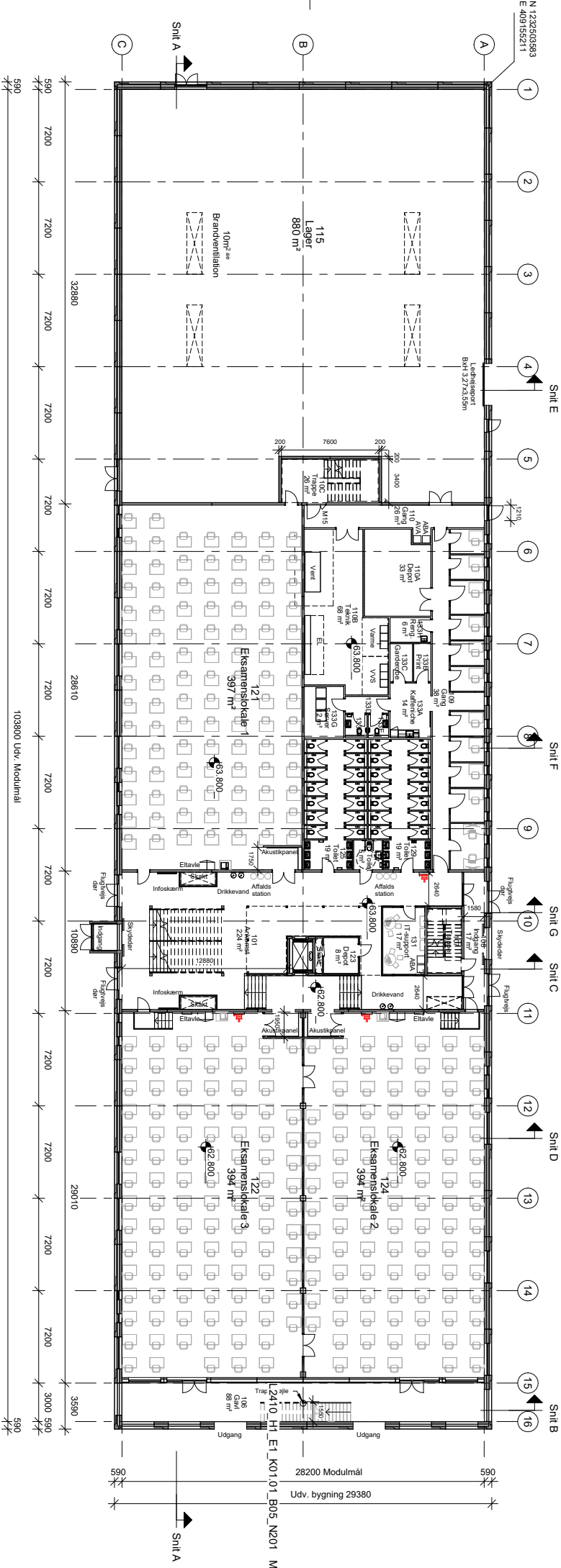
Ydermere kan det ses, at der vil være 24 Ø12,5 liner i profilet. Herved er TTS-elementerne overslagsdimensioneret til typen TTS102/240.

A3 - KONSTRUKTIONSTEGNINGER OG MODELLER

Nedenstående tabel 4.1 angiver er en oversigt over tegningerne, der inddrages i dette kapitel. Herunder konstruktionsplaner samt dertilhørende detaljer kommer er præsenteret efter tabellen i dette afsnit.

Detaljeoversigt til Konstruktionsplan - 1. sal	
Detajlenavn	Tegningsnummer
Etageplan - stueetagen	201 (Fra DS Flexhal)
Etageplan - første etage	202 (Fra DS Flexhal)
Etageplan - anden etage	203 (Fra DS Flexhal)
Plan for detalje placering	
Snit 1	501
Snit 2	502
Snit 3	503
Snit 4	504
Dækplan for 1. sal	
Fugearmeirngsplan - 1 sal	

Tabel 4.1 Oversigt over detaljer angivet på Konstruktionsplan - 1. sal.



M	23.09.2024	Løsthold der melder til Brand
L	21.08.2024	Finale 2. etape af projekteringen
K	31.07.2024	Ny udarbejdelse af projekteringen
J	18.04.2024	Udarbejdelse af projekteringen
U	08.02.2024	Udarbejdelse af projekteringen
Rev.	Dato	Beskrivelse

FEAS

DS

flexhal

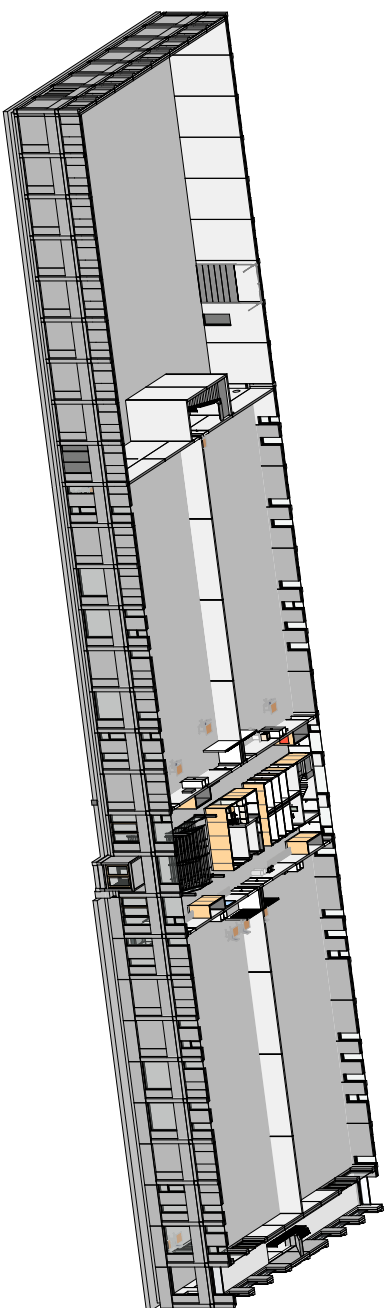
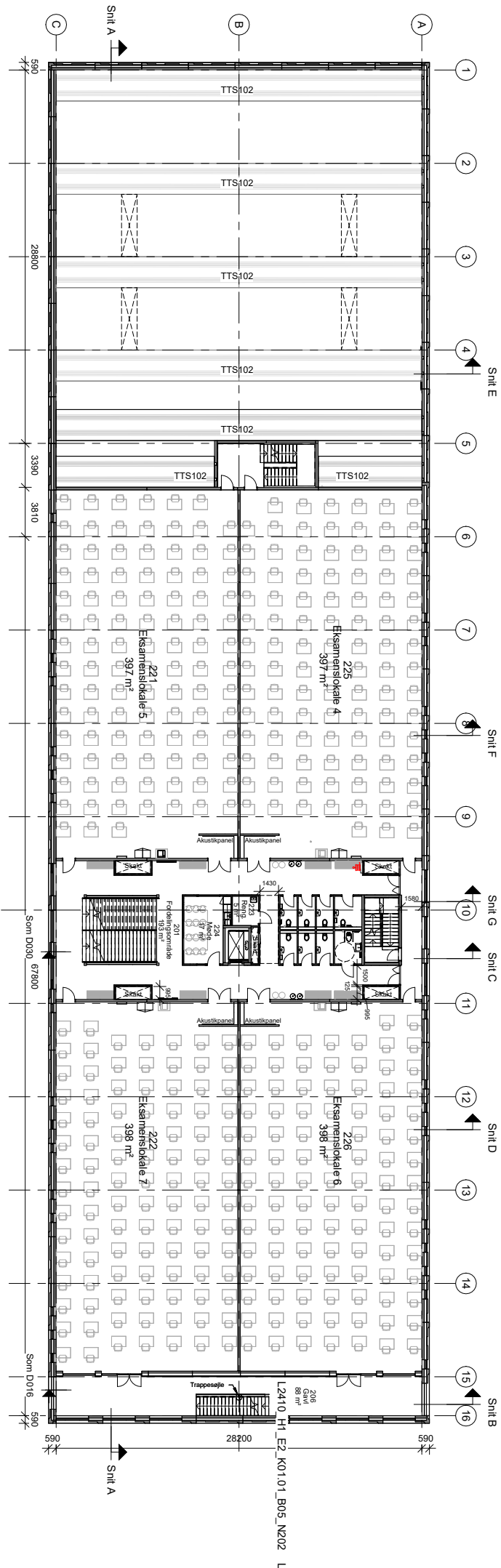
HOVEDPROJEKT

ERHVERV P/S

Sensvej 2 - DK - 8600 Heden - CVR 44 41 69 98 - Email: ds@ds-flexhal.dk - www.ds-flexhal.dk

Projekt: FEAS Klokhøjen eksamenstaller		Emne: Planlægning etage 1	Rev.: M
Tegner: L2410_H1_E1_K0101_B05_N201			
Projektleder: PST		Ingeniør: Tri-Conault	Tegner: DLN
Byggeskemaer: Ib Spang Olesen gade			
Bygherre: FEAS			
Dato: 13.07.2023			
Måle: 1 : 200			

Denne tegning er ikke overdraget til bygges eller udbydere af overkomende

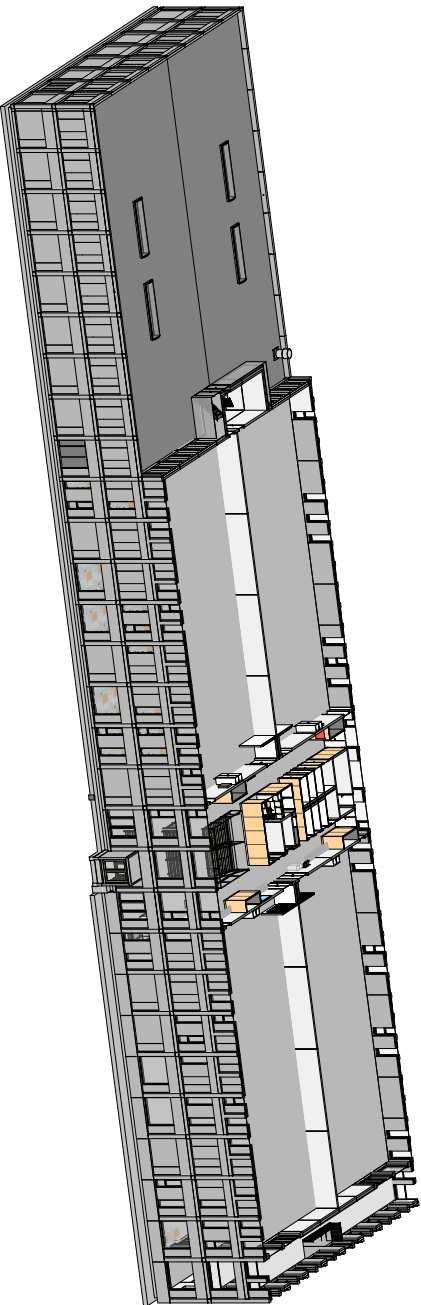
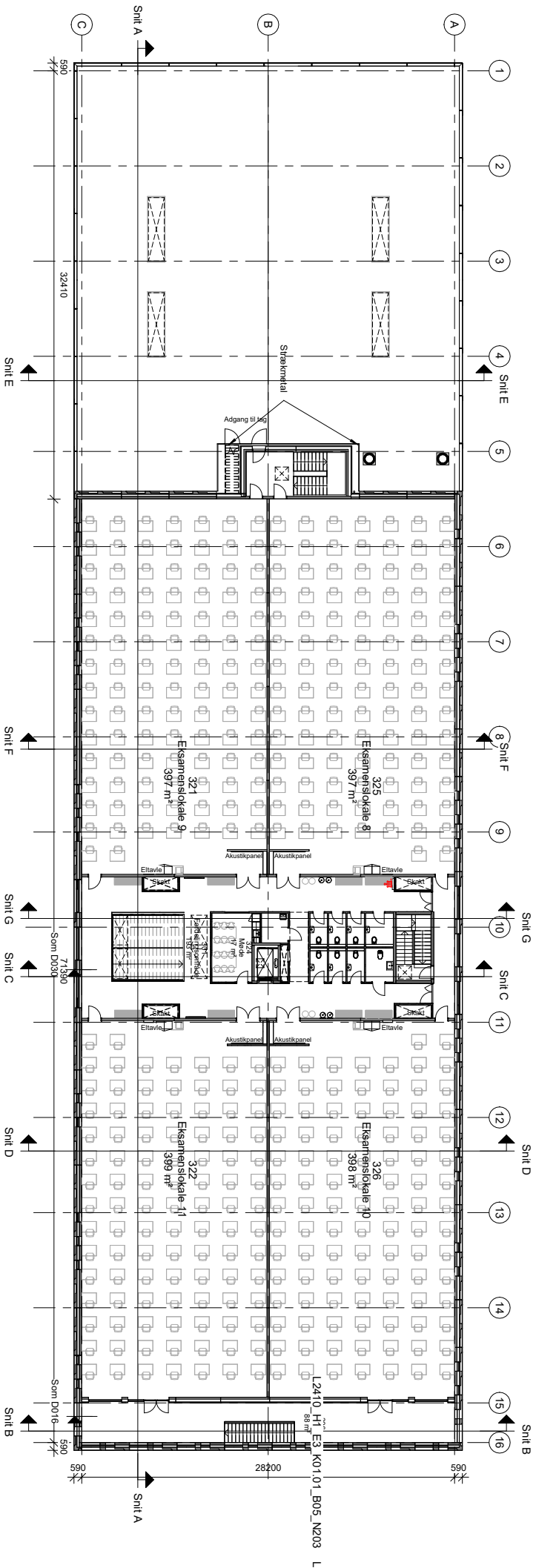


13.07.2024	Inviteringsbrev
18.04.2024	Opstart af projekt til BH-kommunikation
01.03.2024	Samtale med bygherre
08.02.2024	Færdig med mellem eksamenstokale på etage 1 og etage 2
18.01.2024	Tilføjet skat skemaer 10002700, Tilføjet forslag til eksamenstokale
Dato	Beskrivelse

FEAS **OS flexhal** **HOVEDPROJEKT**
Samsøvej 2 - DK - 8600 Høbo - CVR 41 41 69 89 - E-mail: ds@os-flexhal.dk - www.ds-flexhal.dk

Projekt: FEAS Klokhøjen eksamenstokale	Emne: Planlægning etage 2	Rev.: L
Tegn.: L2410_H1_E2_K0101_B05_N202		
Projektleder: PST	Ingeniør: Tri-Consult	Tegner: DLN
Bygherre: Ib Spang Olsen's gade		
Bygherre: FEAS		
Dato: 13.07.2023		
Måle: 1:200		

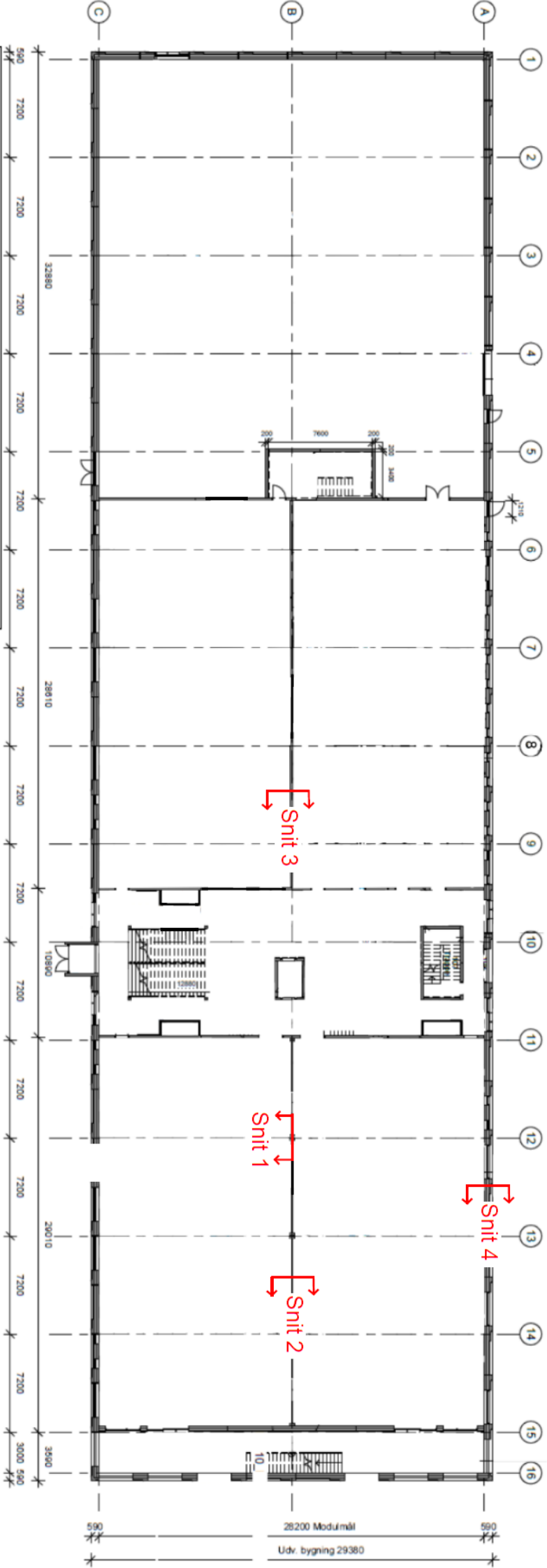
Denne tegning må ikke overdrages til tredjemand eller udgives af anden måde end den, den er beregnet til.



L	31.07.2024	Ny anslagsplan
K	18.04.2024	Opdatering af projekt i BH kommentarer
J	01.03.2024	Sammenlever i bynet
J	08.02.2024	Færdig del mellem eksamenslokaler på etage 1 og etage 2
H	18.01.2024	Tilføjet skabt skærm 1000x2700, Tilføjet foranstaltning i eksamenslokaler
Rev.	Dato	Beskrivelse

ERHVERV P/S
FEAS
Samsøvej 2 - DK - 8600 Heden - CVR 41 41 69 98 - Email: ds@ds-hexhal.dk - www.ds-hexhal.dk
DS Hexhal
HOVEDPROJEKT

Projekt: FEAS Klokhøjen eksamenshalter Emne: Planlægning etage 3
Tegner: L2410_H1_E3_K0101_B05_N203
Projektleder: PST Ingeniør: Tri-Consult Tegner: DLN
Byggeselskab: Ib Spang Olsens gade
Bygherre: FEAS
Rev.: 1 : 200
Dette tegning er ikke overdraget til byggeselskab eller udbyder af overkommission



Specifikke detaljer kan findes under afsnit i A3
- Konstruktionsdetaljer og modeller.

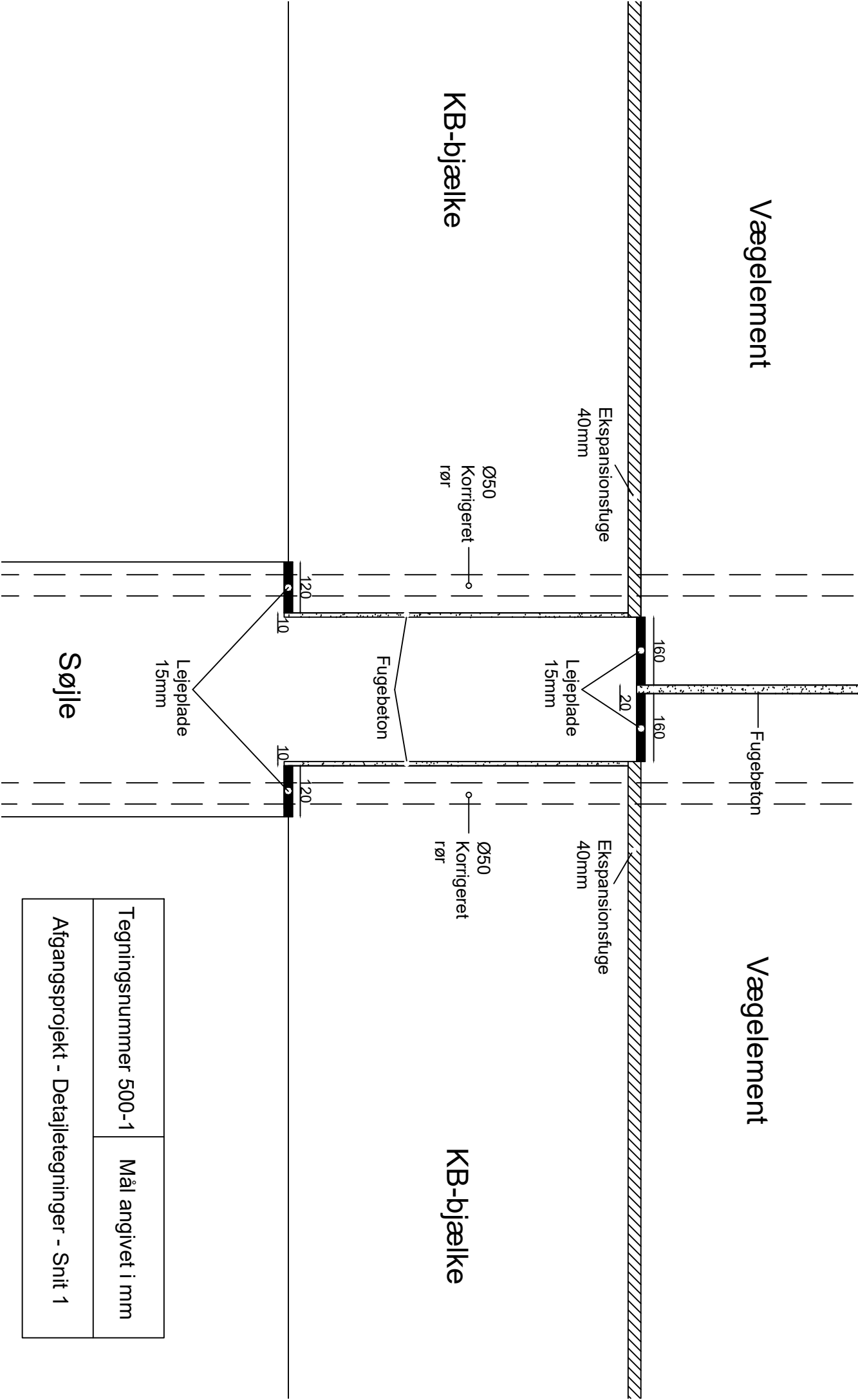
Konstruktionsplan - 1. sal

Vægelement

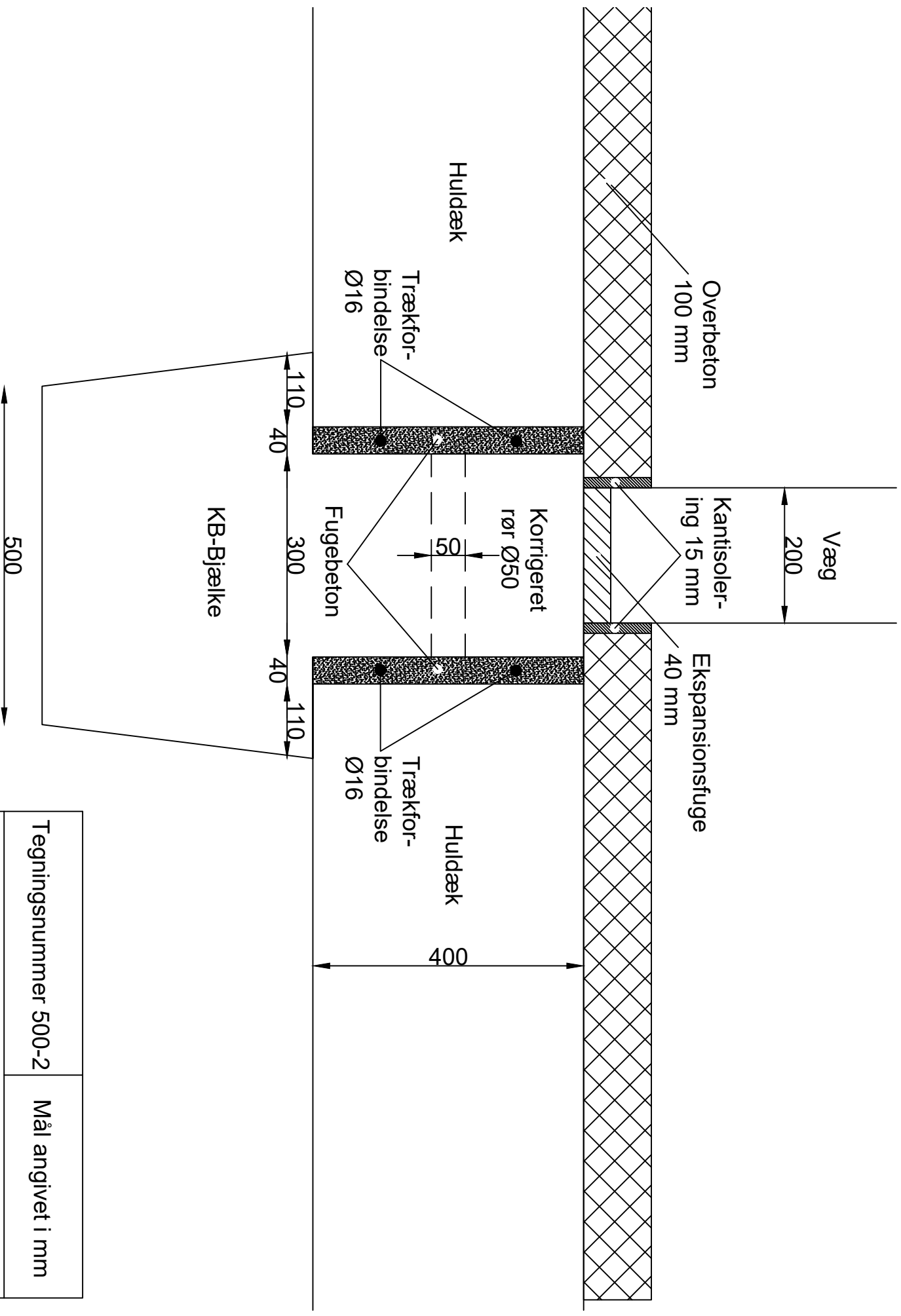
Vægelement

KB-bjælke

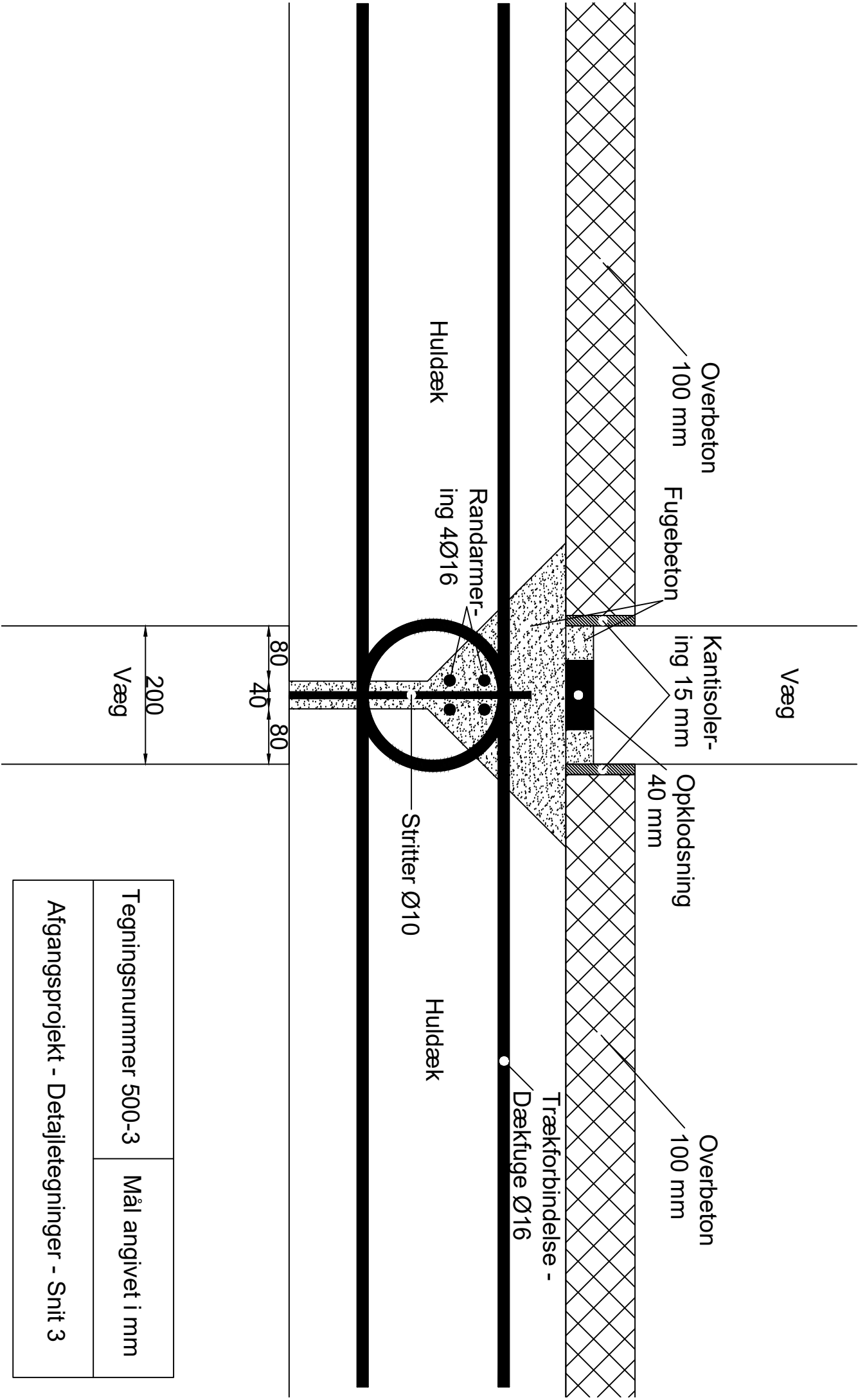
KB-bjælke



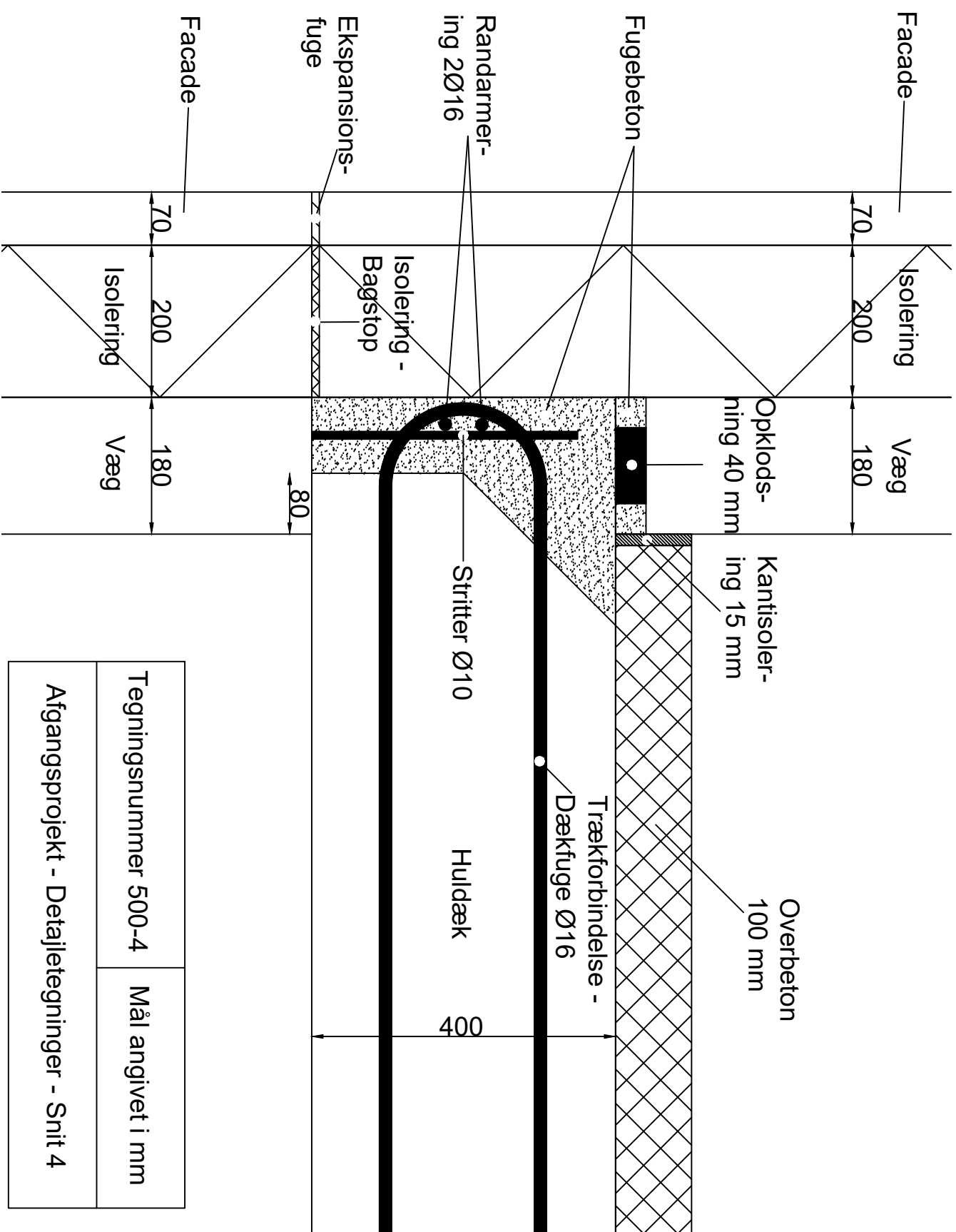
Tegningsnummer 500-1	Mål angivet i mm
Afgangprojekt - Detaljetegninger - Snit 1	



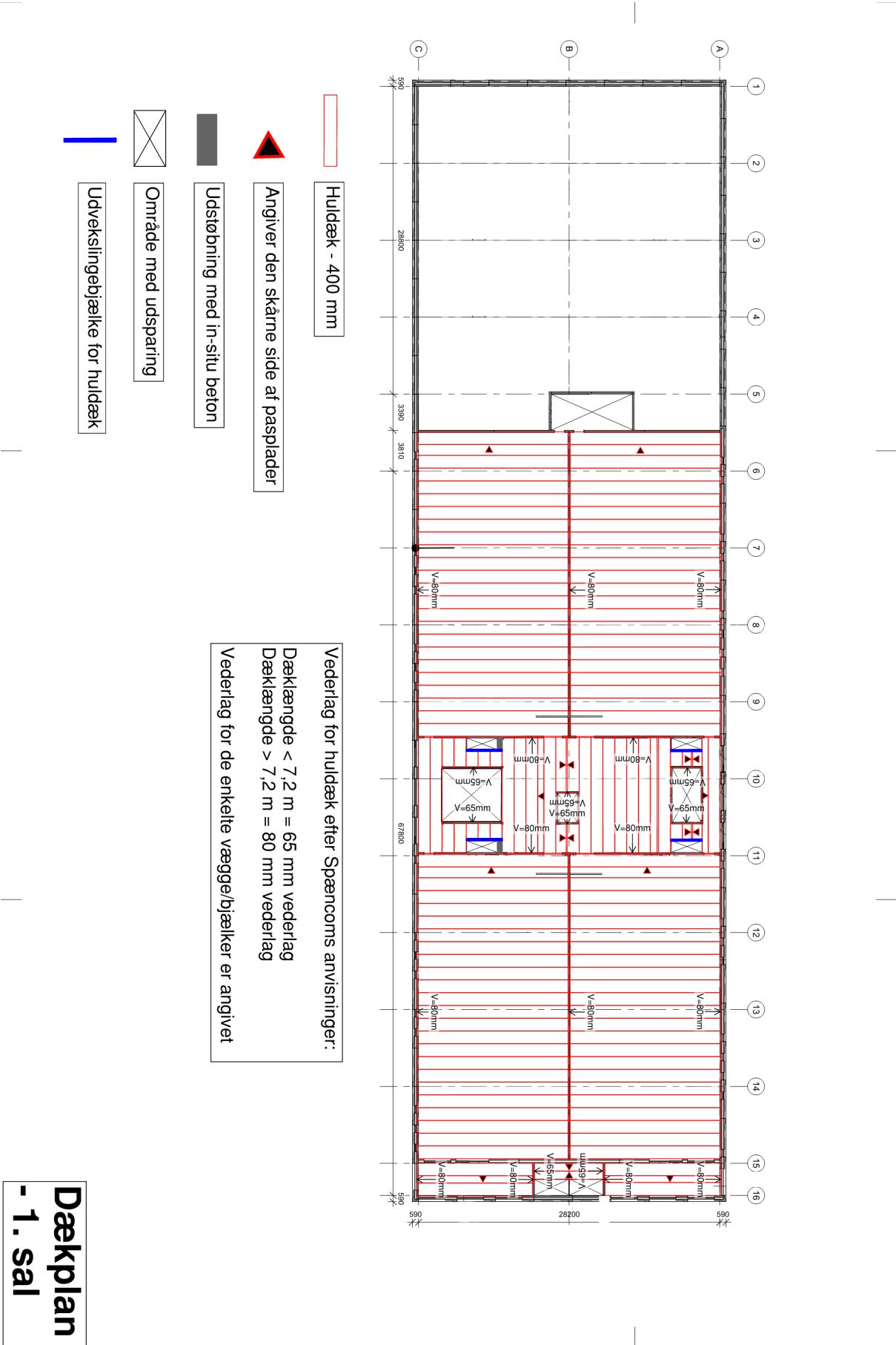
Tegningsnummer 500-2	Mål angivet i mm
Afgangsprojekt - Detaljetegninger - Snit 2	

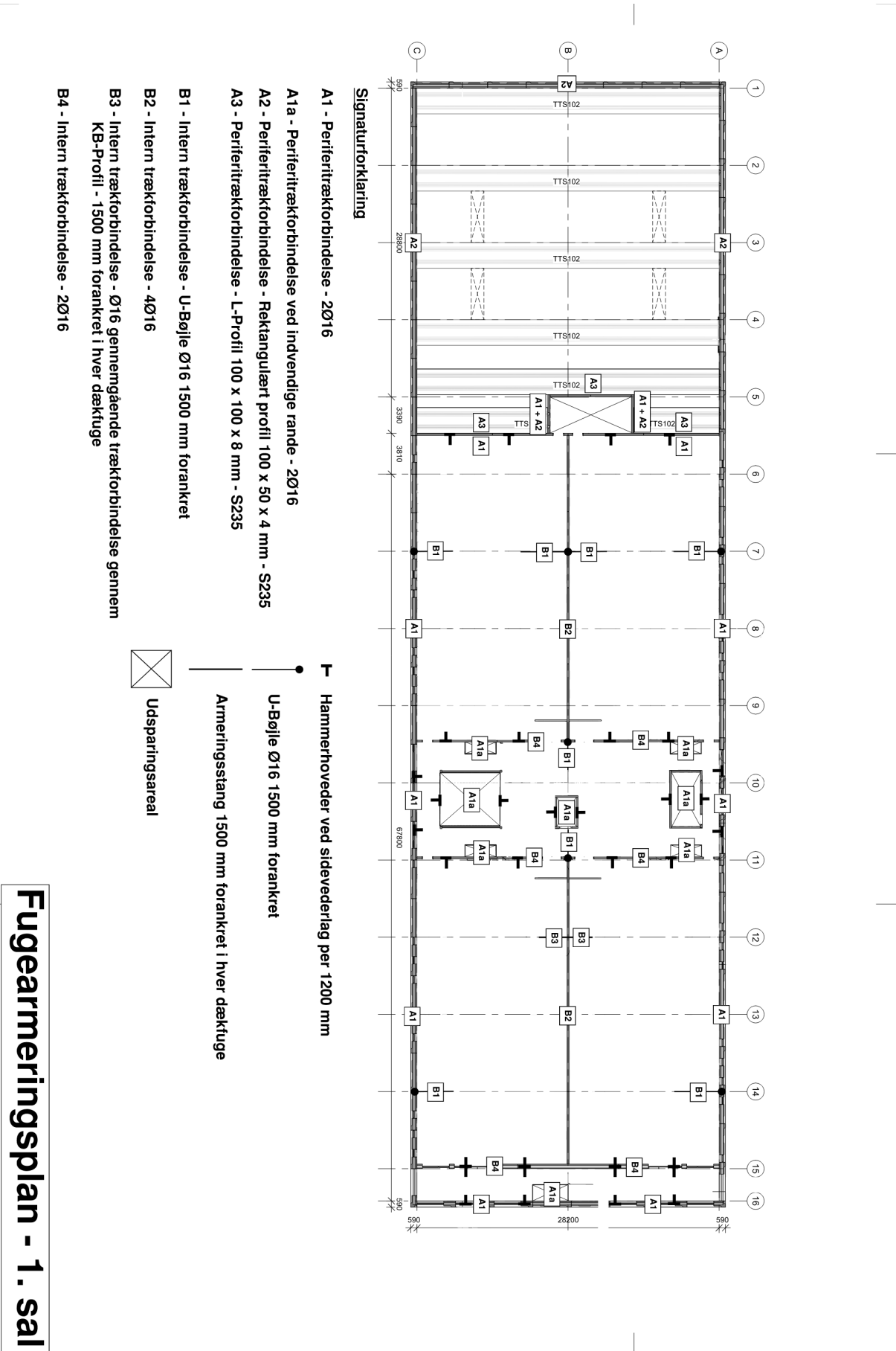


Tegningsnummer 500-3	Mål angivet i mm
Afgangsprojekt - Detaljetegninger - Snit 3	



Tegningsnummer 500-4	Mål angivet i mm
Afgangsprojekt - Detaljetegninger - Snit 4	





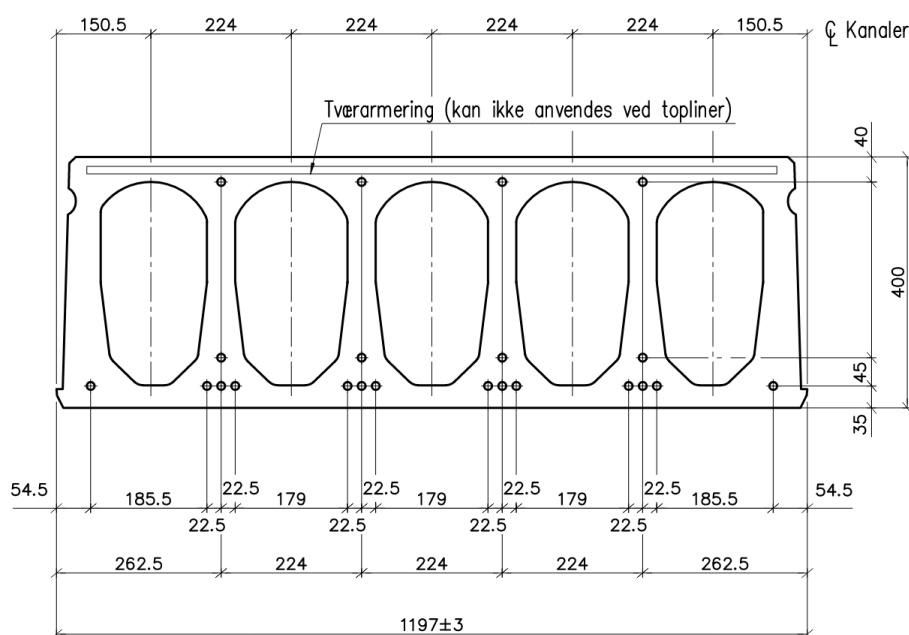
Figur 4.2 Fugearmeringsplan for 1. sal.

A2.2.2 - STATISKE BEREGNINGER - HULDÆK

I dette kapitel udarbejdes statisk dokumentation for konstruktionsafsnit 2, der omfatter hovedkonstruktionens huldæk. Der vil blive regnet på et af de udvalgte dækelementer redegjort for på figur 3.32 samt 3.34. Grundet den ujævne lastfordeling fra køleanlægget på tagdækket er det valgt at detaillimensionere EX1, som er skønnet at være dimensionsgivende for alle dækelementer i tagdækket.

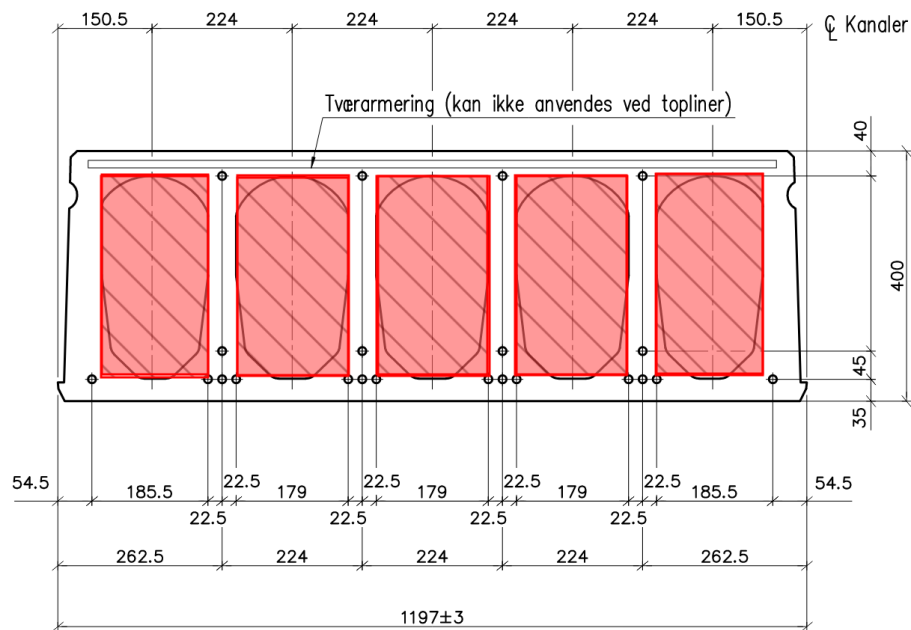
5.1 Grundlag

Huldækkene regnes som simpelt understøttet ved endevederlag. Lastpåvirkningen vil tages ud fra fladelasterne for taget angivet i tabel 3.1. Der vil for de enkelte afsnit blive dimensioneret for henholdsvis brudgrænse- og anvendelsesgrænsetilstanden. For at have et retmæssigt grundlag for dimensioneringen, tages der udgangspunkt i en tværsnitstegning for 400 mm huldæk, som er udleveret af Spæncom med angivelse af lineplaceringerne. Tværsnittet af huldækket fremgår af figur 5.1.



Figur 5.1 Angivelse af lineplaceringen for 400 mm huldæk. Udleveret af Spæncom.

For beregningsteknisk at kunne eftervise huldækket vil udsparingerne for huldækket regnes som rektangulære. De rektangulære udsparinger er markeret på nedenstående figur 5.2. Denne simplificering af konservativ, da rektanglerne er større end de egentlige huller, hvorfor der forsvinder noget beton, som ellers bidrager til stivheden og styrken af huldækkene.



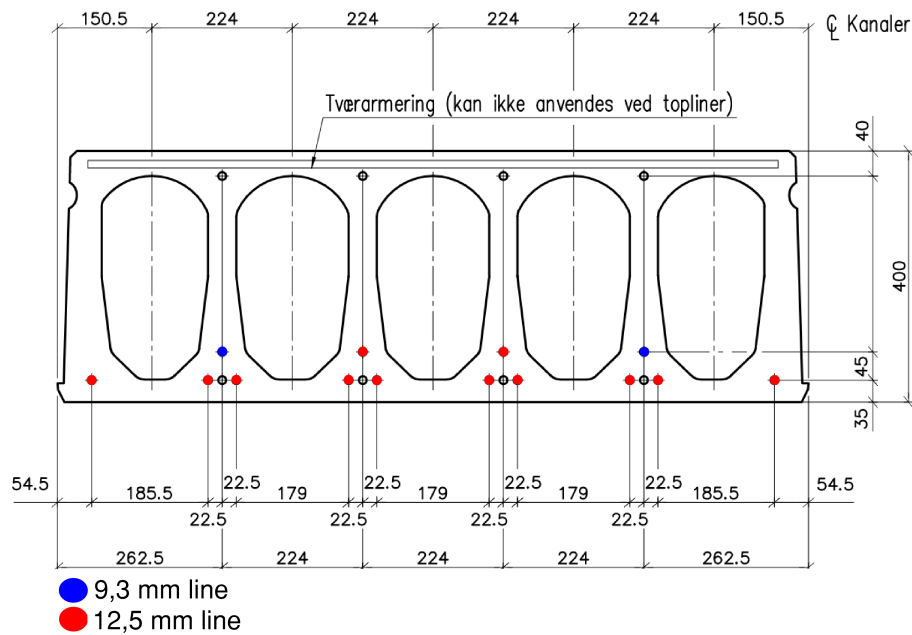
Figur 5.2 Antaget udsparinger for huldækkene.

Ydermere vil der ved detailldimensioneringen af huldækkene anvendes materialeparametrene, som er angivet på tabel 5.1.

Definition	Symbol	Værdi	Enhed
Betonens trykstyrke - Karakteristisk	f_{ck}	50	$\frac{N}{mm^2}$
Betonens elasticitetsmodul	E_c	$37 \cdot 10^3$	$\frac{N}{mm^2}$
Armeringens flydespænding - Karakteristisk	f_{yk}	1440	$\frac{N}{mm^2}$
Armeringens Elasticitetsmodul	E_s	$195 \cdot 10^3$	$\frac{N}{mm^2}$
Forspændingskraft for hver 12,5 mm line	$P_{F,12}$	103	kN
Forspændingskraft for hver 9,3 mm line	$P_{F,9}$	58	kN

Tabel 5.1 Materialeparametre for eftervisning af huldæk

Der er igennem beregningssoftwaren fra Spæncom angivet i bilag C.1 fundet frem til et linemønster for huldækket, som er angivet til 2-12-0-0, som hengiver til tykkelsen af de enkelte liner. Det vil sige, at med linemønsteret 2-12-0-0 vil der være 12 Ø12,5mm liner samt 2 Ø9,3mm og ingen liner i oversiden. 10 Ø12,5mm vil ligge i det første lag fra bunden af huldækket, hvilket er angivet til 35mm og de resterende vil ligge i andet lag, hvilket er angivet til 80mm. Nedenstående figur 5.3 angiver placering for de enkelte liner.

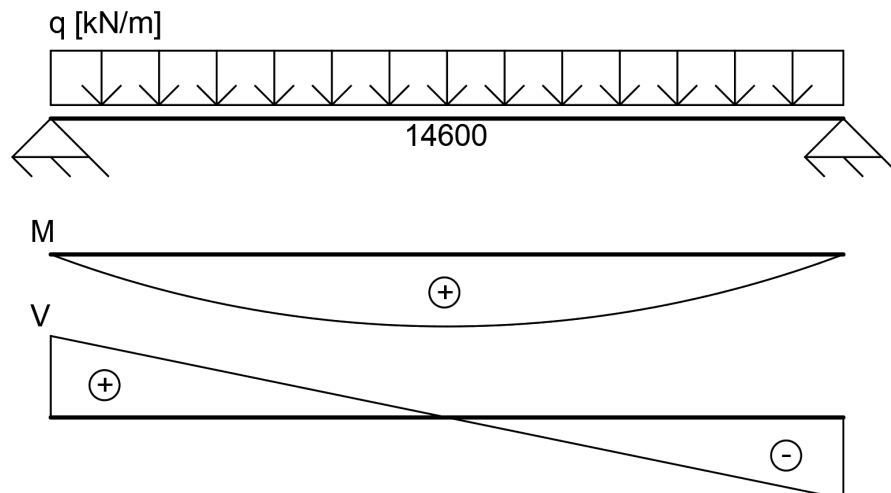


Figur 5.3 Angivelse af placering for de enkelte liner i huldæk.

For ikke at skulle regne på alle de mulige linemønstre ved håndberegningerne anvendes dette linemønster som grundlag.

5.2 Statisk system og laster

Det statiske system for huldækkene vil være som en simpelt understøttet bjælke. Nedenstående figur 5.4 viser opbygningen af systemet. Ydermere er moment- samt forskydningskurven for bjælken vist for en jævnt fordelt last.



Figur 5.4 Statisk opbygning for huldækelementer samt lastpåvirkning fra moment og forskydning.

5.3 Eftervisning af brudgrænsestilstand

I forhold til eftervisning for brudgrænsetilstanden vil huldækkene dimensioneres for henholdsvis optagelse af momentet samt forskydningskapaciteten ved endevederlag.

5.3.1 Momentbæreevne

I forhold til den dimensionsgivende lastkombination for brudgrænsestanden vil der undersøges for henholdsvis dominerende egenlast samt variable laster jf. tabel 2.20.

Dækelement EX1 er beliggende i tagdækket og vil regnes for følgende lastkombinationer:

$$E_{d,6.10a} = K_{FI} \cdot 1,2 \cdot G_k \quad (5.3.1)$$

$$E_{d,6.10a} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot (6,3 + 4) \frac{kN}{m^2}$$

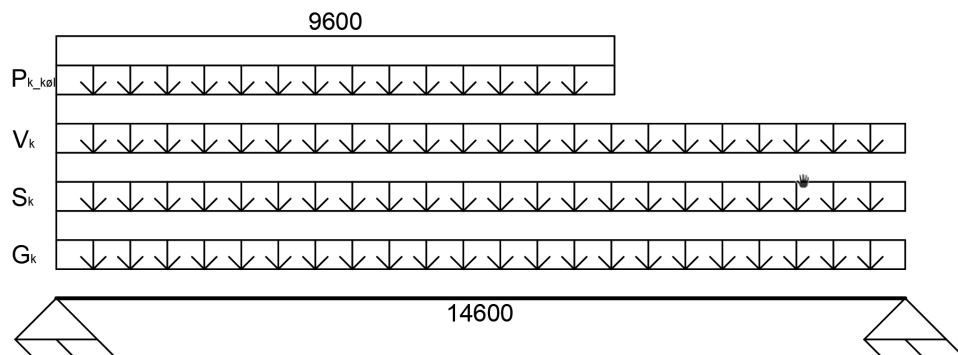
$$E_{d,6.10a} = 13,6 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{d,6.10b-2} = K_{FI} \cdot 1,0 \cdot G_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot S_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot V_k \quad (5.3.2)$$

$$E_{d,6.10b-2} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot (6,3 + 4) \frac{kN}{m^2} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,18 \frac{kN}{m^2}$$

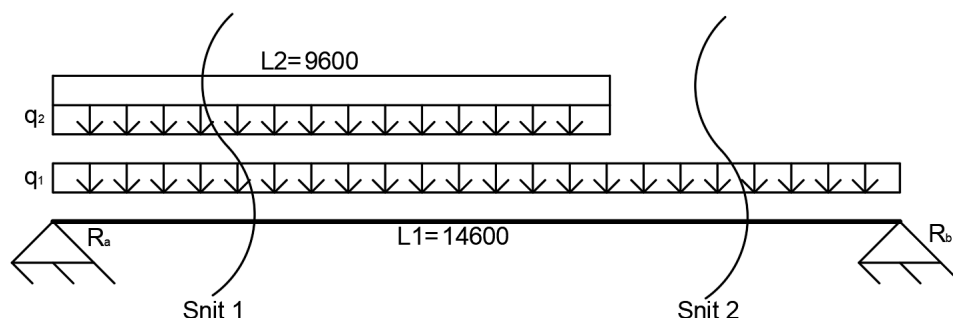
$$E_{d,6.10b-2} = 14,7 \frac{kN}{m^2}$$

For lastkombinationen med dominerende sne er der anvendt den karakteristiske vindlast som vil skabe tryk på taget fra vind på facaderne, da vindretningen for EX1 vil skabe det største tryk. Det kan ses, at dominerende sne vil blive dimensionsgivende. Herved kan der opstilles et statisk system for EX1 med placering af de forskellige lastpåvirkninger, som kan ses på figur 5.5. Lasten fra ventilations- og køleanlæg vil ikke påvirke hele længden af hulækket.



Figur 5.5 Lastpåvirkning på huldek - EX1.

For at finde det maksimale moment i hulækket inddeles bjælken i 2 snit, hvorved en funktion af momentet kan laves for hvert af snittene. Det maksimale moment vil ikke være placeret midt på hulækket grundet længden af lasten fra køl- og ventilationsanlæg. Ydermere regnes reaktionerne ved hjælp af ligevægtsligningerne. Nedenstående figur 5.6 viser indlagte snit:



Figur 5.6 Indlagte snit for huldek for at finde maksimalt moment samt placering heraf.

Ved anvendelse af ligevægtsligningerne med udregning af momentet omkring R_a fås følgende reaktioner:

$$R_a = 124,3 \text{ kN} \quad (5.3.3)$$

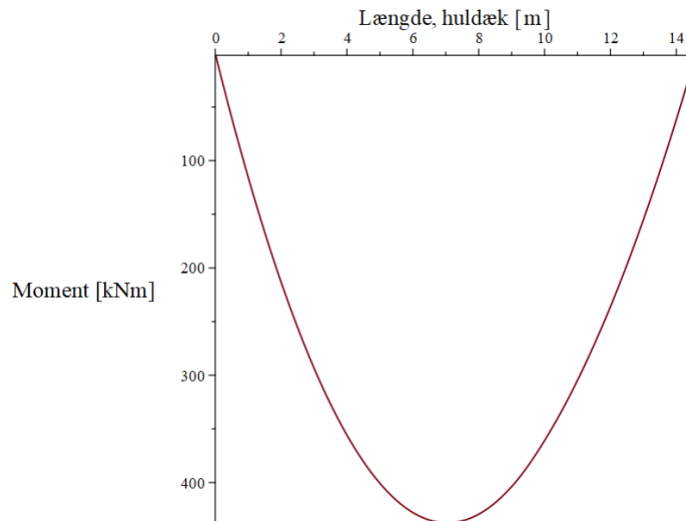
$$R_b = 106,9 \text{ kN} \quad (5.3.4)$$

Ydermere er der for de enkelte snit opstillet momentligninger, som er følgende:

$$M(x)_{Snit1} = (q_1 \cdot x) \cdot \frac{x}{2} + (q_2 \cdot x) \cdot \frac{x}{2} - R_a \cdot x \quad (5.3.5)$$

$$M(x)_{Snit2} = (q_1 \cdot x) \cdot \frac{x}{2} + (q_2 \cdot L_2) \cdot (x - \frac{L_2}{2}) - R_a \cdot x \quad (5.3.6)$$

Ud fra momentligningerne kan momentkurven opstilles for henholdsvis $M(x)_{Snit1}$ i intervallet $0 \text{ m} < L < 9,6 \text{ m}$ samt $M(x)_{Snit2}$ i intervallet $9,6 \text{ m} < L < 14,6 \text{ m}$. Momentkurven for lasttilfældet kan ses på nedenstående figur.



Figur 5.7 Momentkurve over huldæk EX1.

Som det kan ses på momentkurven opnås det største moment i intervallet $0 \text{ m} < L < 9,6 \text{ m}$, hvorved kan placeringen for det største moment på huldækket findes ved at differentiere $M(x)_{Snit1}$ samt sætte hældningen lig nul, hvorved længden findes til $L = 7,1 \text{ m}$ målt fra understøtning R_a . Lasterne deles op i q_1 for lastkombinationen med dominerende sne uden merlasten fra køleanlægget samt q_2 for den permanente last fra køleanlægget.

$$q_{1,6.10b-2} = K_{FI} \cdot 1,0 \cdot G_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot S_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot \psi_0 \cdot V_k \quad (5.3.7)$$

$$q_{1,6.10b-2} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 6,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 0,3 \cdot 0,16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{1,6.10b-2} = 10,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bredden af huldækket ganges på for at få en linjelast.

$$q_{1,6.10b-2} = 10,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,2 \text{ m}$$

$$q_{1,6.10b-2} = 12,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det samme gøres for den permanente last fra køleanlægget, hvilket giver en linjelast på følgende:

$$q_{2,6.10b-2} = \left(1, 1 \cdot 1, 0 \cdot 4 \frac{kN}{m^2}\right) \cdot 1, 2m$$

$$q_{2,6.10b-2} = 5, 3 \frac{kN}{m}$$

Herved kan det maksimale moment findes ved ligning (5.3.5) med input for placeringen $x = 7, 1m$ som følgende:

$$M(7, 1m)_{S_{nit1}} = 437, 6kNm$$

Herved kan den plastiske momentbæreevne for huldækket findes ud fra ligevægt i tværsnittet, hvilket er beskrevet med følgende ligning [Jensen, 2008].

$$\lambda \cdot x \cdot b \cdot \eta \cdot f_{ck} = A_s \cdot f_{yk} \quad (5.3.8)$$

Hvor:

λ	Faktor i henhold til styrkeklassen. $\lambda = 0, 8$ for C50.	$[-]$
x	Højden for trykzonen	$[mm]$
b	Bredden af tværsnittet	$[mm]$
η	Faktor i henhold til styrkeklassen- $\eta = 1, 0$ for C50.	$[-]$
f_{ck}	Karakteristiske trykstyrke for betonen	$[\frac{N}{mm^2}]$
A_s	Areal for stålet	$[mm^2]$
f_{yk}	Karakteristisk flydespænding for stålet	$[\frac{N}{mm^2}]$

Det er nødvendigt at eftervise, at tværsnittet er normalarmeret for at kunne anvende ligning (5.3.8), hvilket gøres ud fra armeringsgraden givet ved ligning (5.3.9). [Jensen, 2019]

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad (5.3.9)$$

Hvor:

ω	Armeringsgraden	$[-]$
f_{yd}	Regningsmæssig flydespænding for armeringen	$[\frac{N}{mm^2}]$
d	Tværsnittet effektive højde	$[mm]$
f_{cd}	Regningsmæssig trykspænding for betonen	$[\frac{N}{mm^2}]$

Armeringsgraden skal opfylde følgende kriterier i forhold til tværsnittet. [Jensen, 2019]

$$\omega \geq \omega_{min} = \max \begin{cases} 0, 26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0, 0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{cases} \quad (5.3.10)$$

$$\omega \leq \omega_{bal} = \lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}} \quad (5.3.11)$$

$$\omega \leq \omega_{max} = 0, 044 \cdot \frac{f_{yd}}{\eta \cdot f_{cd}} \quad (5.3.12)$$

Hvor:

f_{ctm}	Middeltrækstyrken	$[\frac{N}{mm^2}]$
ϵ_{cu3}	Betonens brudtøjning med rektangulær spændingsfordeling	$[-]$
ϵ_{yd}	Flydetøjning for armeringen	$[-]$

For at finde armeringsgraden med ligning 5.3.9 skal den effektive højde d findes. Da linerne ligger i to forskellige lag med placering angivet på figur 5.1, findes tyngdepunktet ud fra arealet i de enkelte lag samt antallet af liner.

$$x_{tp,s} = \frac{10 \cdot \pi \cdot \frac{12,5mm^2}{2} \cdot 35mm + 2 \cdot \pi \cdot \frac{12,5mm^2}{2} \cdot 80mm + 2 \cdot \pi \cdot \frac{9,3mm^2}{2} \cdot 80mm}{\left(12 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12,5mm^2}{2}\right) + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{9,3mm^2}{2}\right)\right)}$$

$$x_{tp,s} = 45,7mm$$

Den effektive højde bliver dermed:

$$d = 400mm - 45,7mm$$

$$d = 354,3mm$$

Ydermere skal bredden af tværsnittet findes, og da der er antaget at hullerne er rektangulære, anvendes middelbredden findes ved følgende.

$$b_{middel} = \frac{2 \cdot (40mm \cdot 1200mm) + ((1200mm \cdot 320mm) - 5 \cdot (180mm \cdot 320mm))}{400mm}$$

$$b_{middel} = 480mm$$

Armeringsarealet A_s for linerne i huldækket findes som følgende:

$$A_s = 12 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12,5}{2}mm\right)^2 + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{9,3}{2}mm\right)^2 \quad (5.3.13)$$

$$A_s = 1608mm^2$$

Hermed kan armeringsgraden ved ligning 5.3.9 regnes og eftervises for ligning 5.3.10, 5.3.11 samt 5.3.12. Dette er samlet i nedenstående tabel 5.2.

$\omega = \frac{1608mm^2 \cdot \frac{1440 - \frac{N}{mm^2}}{1,2 \cdot 0,95}}{480mm \cdot 354,3mm \cdot 1 \cdot \frac{50 \frac{N}{mm^2}}{1,40 \cdot 0,95}}$	$\omega = 0,31$
$\omega_{min} = \begin{cases} 0,26 \cdot \frac{4,1 \frac{N}{mm^2}}{1440 \frac{N}{mm^2}} \cdot \frac{1263 \frac{N}{mm^2}}{37,6 \frac{N}{mm^2}} \\ 0,0013 \cdot \frac{1263 \frac{N}{mm^2}}{37,6 \frac{N}{mm^2}} \end{cases}$	$\omega \geq \omega_{min} = 0,02$
$\omega_{bal} = 0,8 \cdot \frac{0,0035}{0,0035 + 0,0064}$	$\omega \leq \omega_{bal} = 0,28$
$\omega_{max} = 0,044 \cdot \frac{1263 \frac{N}{mm^2}}{1 \cdot 37,6 \frac{N}{mm^2}}$	$\omega \leq \omega_{max} = 1,47$

Tabel 5.2 Armeringsgrad for huldæk.

Som det kan ses på tabel 5.2 går betingelsen for $\omega \leq \omega_{bal}$ lige nøjagtig ikke op med en afvigelse på betingelsen på 0,03, men dette accepteres stadig, da ω af beregningsmæssige årsager er regnet ud fra et mindre areal en det faktiske areal af betonen i tværsnittet, hvilket vil få ω til at falde. Hermed skønnes ligning 5.3.8 at kunne anvendes til at finde momentbæreevnen for tværsnittet.

For at finde den regningsmæssige momentbæreevne for tværsnittet vil der regnes moment omkring tyngdepunktet for trykzonen af betonen. For at finde det nødvendige areal for trykzonen af betonen anvendes ligning (5.3.8). Der vil anvendes de regningsmæssige materialeparametre:

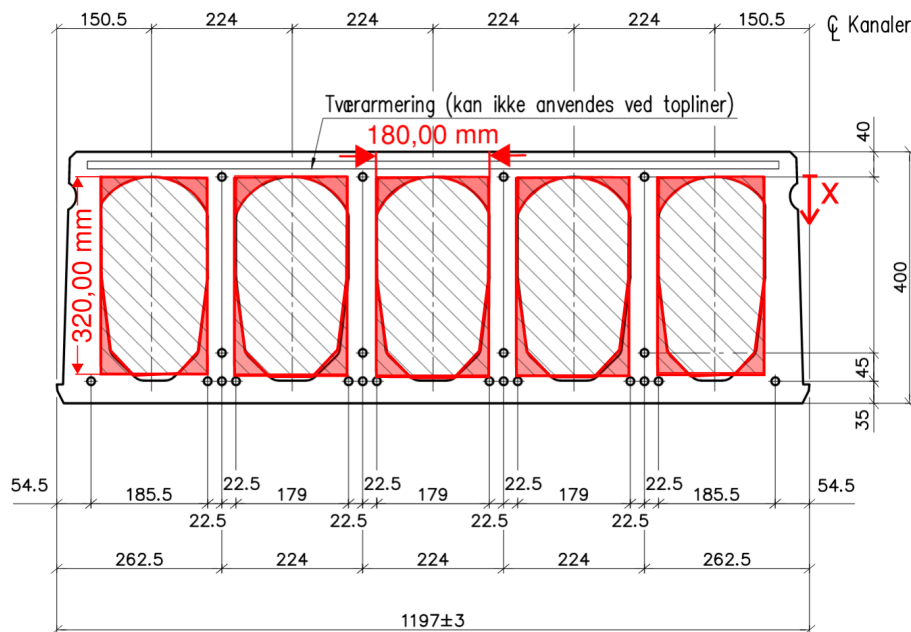
$$x \cdot b = \frac{A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}}{\lambda \cdot \eta \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \quad (5.3.14)$$

Da ligning (5.3.8) henholder sig til rektangulære tværsnit må udtrykket $x \cdot b$ henholde sig til det nødvendige areal for trykzonen er betonen, hvilket kan regnes til følgende:

$$x \cdot b = \frac{1608 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1440 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,2 \cdot 0,95}}{0,8 \cdot 1 \cdot \frac{50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,40 \cdot 0,95}}$$

$$x \cdot b = 67536 \text{ mm}^2$$

Placering af hullerne i tværsnittet for huldækkene medfører, at tyngdepunktet for trykzonen regnes med antagelse af rektangulært udsparring for tværsnittet som vist på nedenstående figur 5.8:



Figur 5.8 Antagelse om rektangulær udsparring for overside af huldækkene.

Herved kan afstanden findes fra undersiden af overpladen og ned igennem tværsnittet for at finde det nødvendigt real for trykzonen. Afstanden x er markeret på figur 5.8, og regnes som følgende:

$$40 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm} + x \cdot (1200 \text{ mm} - (5 \cdot 180 \text{ mm})) = 67536 \text{ mm}^2$$

$$x = \frac{67536 \text{ mm}^2 - 40 \text{ mm} \cdot 1200 \text{ mm}}{(1200 \text{ mm} - (5 \cdot 180 \text{ mm}))}$$

$$x = 65,1 \text{ mm}$$

Herefter kan tyngdepunktet for trykzonen findes som følgende:

$$x_{tp,c} = \frac{20 \text{ mm} \cdot 48000 \text{ mm}^2 + \left(40 \text{ mm} + \frac{65,1}{2} \text{ mm}\right) \cdot (67536 \text{ mm}^2 - 48000 \text{ mm}^2)}{67536 \text{ mm}^2}$$

$$x_{tp,c} = 35,2mm$$

Moment omkring tyngdepunktet for trykzonen af betonen kan nu regnes for at finde huldækkets regningsmæssige bæreevne jf. nedenstående:

$$M_{Rd} = F_{yd} \cdot A_s \cdot z \quad (5.3.15)$$

$$M_{Rd} = 1263,2 \frac{N}{mm^2} \cdot 1608mm^2 \cdot (400mm - 45,7mm - 35,2mm)$$

$$M_{Rd} = 648,2kNm$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

$$437,6kNm \leq 648,2kNm \rightarrow OK!$$

5.3.2 Forskydningsbæreevne

Herefter skal huldækket eftervises i forhold til forskydningsbæreevnen. Forskydningskraften vil være størst ude ved endevederlag, hvilket skønnes dimensionsgivende for beregningerne. Da huldæk ikke er forskydningsarmeret vil gittervirkningen foregå igennem betonens egen trækstyrke. For ikke forskydningsarmerede bjælker findes forskydningsbæreevnen til ved formel (5.3.16) eller (5.3.17). [Jensen, 2008]

$$V_{Rd,c,a} = \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{sp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (5.3.16)$$

Bæreevnen er dog som minimum:

$$V_{Rd,c,b} = \left(0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{f_{ck}} + 0,15 \cdot \sigma_{sp} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (5.3.17)$$

Hvor:

$V_{Rd,c}$	Regningsmæssig forskydningsbæreevne	[N]
γ_c	Partialkoefficient fra beton	[-]
k	Faktor $k = \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$	[-]
ρ_l	Faktor $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$	[-]
σ_{sp}	Trykspænding i betonen fra forspændingen	$[\frac{N}{mm^2}]$
b_w	Mindste bredde af tværsnit	[mm]
d	Effektiv højde af tværsnit	[mm]
f_{ck}	Karakteristisk trykspænding for beton	$[\frac{mm}{mm^2}]$

Herved kan den effektive højde findes fra overkant tværsnit til tyngdepunktet for længdearmring.

$$d = 400mm - 45,7mm = 354,3mm$$

Med den effektive højde fundet kan k -faktoren udledes.

$$k = \sqrt{\frac{200}{354,3}} = 1,75 \leq 2,0 \rightarrow OK$$

For at regne ρ_l skal tværsnitsarealet findes for den længdearmring, som spænder over $l_{bd}+d$ for tværsnittet, hvilket ved huldæk vil være summen af arealet for de forspændte liner. A_{sl} bliver dermed følgende:

$$A_{sl} = 12 \cdot (\pi \cdot (12,5mm)^2) + 2 \cdot (\pi \cdot (9,3mm)^2) = 1608mm^2$$

ρ_l kan nu regnes som følgende med en effektiv minimumsbredde for huldækket på $b_w = 300\text{mm}$ jf. figur 5.8 :

$$\rho_l = \frac{1608\text{mm}^2}{300\text{mm} \cdot 354,3\text{mm}} = 0,014 \leq 0,02 \rightarrow OK$$

Trykspændingerne i betonen fra forspændingskraften vil virke til gunst for forskydningsbæreevnen. Trykspændingen i betonen findes ved formel (5.3.18).

$$\sigma_{sp} = \frac{P_F}{A_c} \quad (5.3.18)$$

Hvor:

$$\begin{array}{l|l} P_F & \text{Forspændingskraften} \quad [\text{N}] \\ A_c & \text{Areal for tværsnittet af beton} \quad [\text{mm}^2] \end{array}$$

Forspændingskraften findes ud fra forspændingen af de enkelte liner, som er angivet i tabel 5.1.

$$P_F = 12 \cdot 103\text{ kN} + 2 \cdot 58\text{ kN} = 1352\text{ kN}$$

Trykspændingen kan herved regnes på baggrund af forspændingskraften.

$$\sigma_{sp} = \frac{1352\text{ kN}}{1200\text{mm} \cdot 400\text{mm} - 5 \cdot (180\text{mm} \cdot 320\text{mm})}$$

$$\sigma_{sp} = 7,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Herefter kan den regningsmæssige forskydningsbæreevne regnes jf. ligning (5.3.16) og (5.3.17) til følgende:

$$V_{Rd,c,a} = \left(\frac{0,18}{1,40 \cdot 0,95} \cdot 1,75 \left(100 \cdot 0,014 \cdot 50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 7,4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \cdot 300\text{mm} \cdot 354,3\text{mm} = 214\text{ kN}$$

$$V_{Rd,c,b} = \left(0,035 \cdot 1,75^{\frac{3}{2}} \cdot \sqrt{50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} + 0,15 \cdot 7,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \cdot 300\text{mm} \cdot 354,3\text{mm} = 174\text{ kN}$$

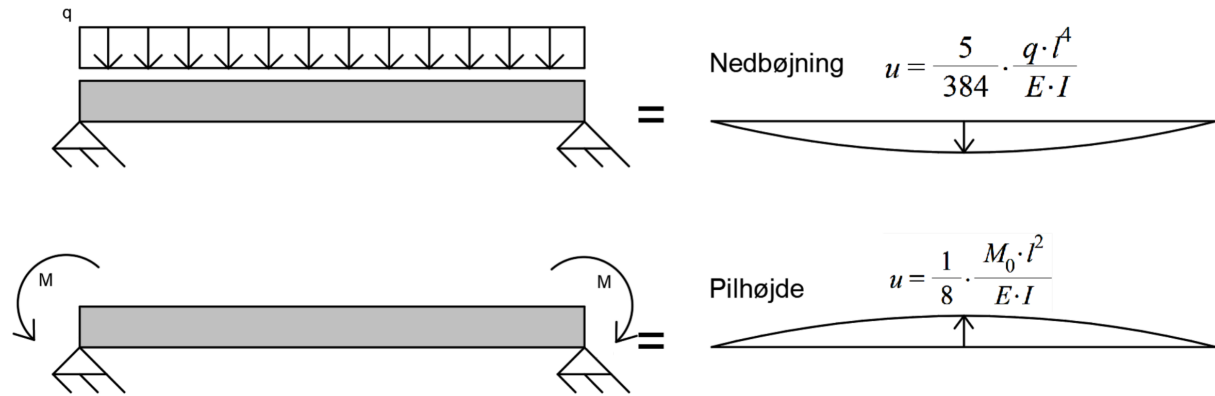
Herefter kan den regningsmæssige forskydningsbæreevne sammenlignes med den største af reaktionerne angivet ved 5.3.3 samt 5.3.4.

$$V_{Rd,c,Max} = 214\text{ kN} \geq 124,3\text{ kN} \rightarrow OK!$$

Huldækkenes forskydningsbæreevne er derfor tilstrækkelig.

5.4 Eftervisning af anvendelsesgrænsetilstanden

For at eftervise udbøjningen for huldækkene anvendes ligninger for udbøjning fra Teknisk Ståbi [Jensen, 2019] med antagelsen om en simpelt understøttet bjælke. Der vil være to udbøjningsbidrag for de forspændte huldæk. Et bidrag fra linjelasten over huldækket, som vil give en nedadrettet udbøjning samt en opadrettet udbøjning fra det konstante moment fra forspændingen. Det konstante moment stammer fra forspænding i armering samt excentriciteten fra tværsnittets tyngdepunktet. Nedenstående figur 5.9 viser de to tilfælde samt de to ligninger for udbøjning:



Figur 5.9 Udbøjning for forspændte huldækelementer.

Ved anvendelsesgrænsetilstanden regnes med en forsimpning af linjelasten som jævnt fordelt virkende over huldækket. Den totale udbøjningen for huldækket er dermed defineret som summen af de to tilfælde på figur 5.9:

$$u_{total} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} + \frac{1}{8} \cdot \frac{M_0 \cdot l^2}{E \cdot I} \quad (5.4.1)$$

Hvor:

u_{total}	Totale udbøjning	[mm]
q	Linjelast for AGT	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}}\right]$
l	Længden af huldækket	[mm]
E	Elasticitetsmodul for betonen	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$
I	Inertimomentet	$[\text{mm}^4]$
M_0	Moment fra forspænding	[N · mm]

Herved skal inertimomentet for huldækkets tværsnit regnes. For at kunne regne inertimomentet skal tyngdepunktet for tværsnittet først regnes, hvor der tages højde for differencen i henholdsvis betonens og armeringens elasticitetsmodul, som defineres ved følgende. [Jensen, 2008]

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (5.4.2)$$

Hvor:

α	Elasticitetsfaktor	[-]
E_s	Elasticitetsmodul for armeringsstål	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$
E_c	Elasticitetsmodul for betonen	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$

$$\alpha = \frac{195 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{37 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

$$\alpha = 5,8$$

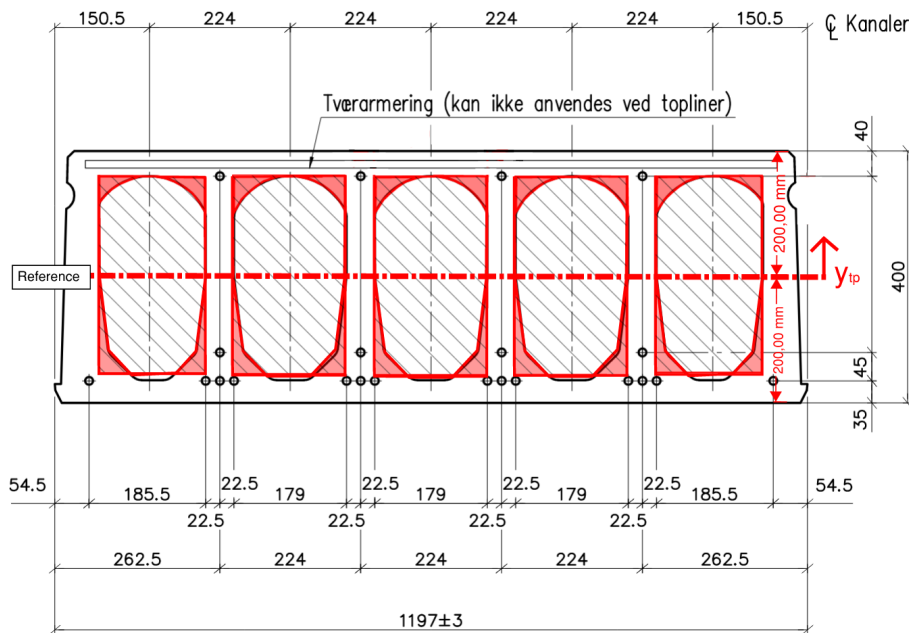
Herved kan tyngdepunktet fra bunden af tværsnittet regnes til ud fra ligning 5.4.3. [Jensen, 2008]

$$y_{tp} = \frac{A_c \cdot d_c + A_s \cdot \alpha \cdot d_s}{A_c + A_s \cdot \alpha} \quad (5.4.3)$$

Hvor:

A_c	Tværsnitsareal for betonen	[mm ²]
A_s	Tværsnitsareal for armeringen	[mm ²]
d	Afstanden fra referencelinje til tyngdepunkt	[mm]
α	Faktor for elasticitetsmoduler	[–]

Referencelinjen sættes i center for tyngdepunktet for betonen angivet på figur 5.10.



Figur 5.10 Referencelinje for tværsnit af huldæk.

Herved kan tyngdepunktet regnes ud fra ligning 5.4.3. Det antages, at tyngdepunktet for betonen ligger i referencelinjen, hvorved dette bidrag vil falde fra som følgende:

$$y_{tp} = \frac{(1608 \cdot 5,8) \text{ mm}^2 \cdot (-200 \text{ mm} + 45,7 \text{ mm})}{((1200 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm})) - 5 \cdot (320 \text{ mm} \cdot 180 \text{ mm}) + (1608 \cdot 5,8) \text{ mm}^2} = -7,2 \text{ mm}$$

Herved vil tyngdepunktet for det antaget tværsnit ligge 192,8 mm fra bunden. Det transformerede intertimomentet kan dermed regnes med udgangspunkt i tyngdepunktet .[Bjarne Chr. Jensen, 2014]

$$I_{tr} = I_c + A_c \cdot d_c^2 + (\alpha - 1) \cdot A_s \cdot d_s^2 \quad (5.4.4)$$

Hvor:

I_{tr}	Transformeret inertimoment	[mm ⁴]
I_c	Inertimoment for betonen	[mm ⁴]
A_c	Areal for beton	[mm ²]
d_c	Flytningsbidrag for beton	[mm]
α	Faktor for elasticitetsmoduler	[–]
A_s	Areal for armering	[mm ²]
d_s	Flytningsbidrag for armering	[mm]

Ved indsættelse af de kendte værdier samt længder mellem tyngdepunkterne findes det transformerede inertimoment for huldækket til følgende:

$$I_c = \frac{1}{12} \cdot 1200 \text{ mm} \cdot (400 \text{ mm})^3 + (1200 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm}) \cdot (7,2 \text{ mm})^2 = 6,42 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{c,Frdrag} = 5 \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot 180mm \cdot (320)^3 + (180mm \cdot 320mm) \cdot (7,2mm)^2 \right) = 2,46 \cdot 10^9 mm^4$$

$$I_{tr} = 6,42 \cdot 10^9 mm^4 - 2,46 \cdot 10^9 mm^4 + (5,8 - 1) \cdot 1608,5 mm^2 \cdot (192,8mm - 45,7mm)^2 = 4,13 \cdot 10^9 mm^4$$

Herved kan udbøjningen for huldækket findes. Først eftervises leveringspilhøjden, hvor kun egenlasten af huldækket vil medvirke til nedbøjning, hvorfor fugebetonens bidrag fratrækkes. Pilhøjden vil stamme fra det konstante moment ved forspændingen. Det negative momentbidraget jf. ligning 5.4.1 findes ud fra forspændingskraften samt afstanden mellem tyngdepunkt tværsnit og tyngdepunkt armering som følgende:

$$M_0 = -(1352 \cdot 10^3 N \cdot (192,8mm - 45,7mm)) = -198,9 N \cdot mm$$

Pilhøjden kan dermed regnes til med ligning (5.4.1) til følgende:

$$u_{\text{pilhøjde}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(4,42 \cdot 1,2 \frac{N}{mm}) \cdot (14,6 \cdot 10^3 mm)^4}{37 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2} \cdot 4,13 \cdot 10^9 mm^4} + \frac{1}{8} \cdot \frac{-198,9 \cdot 10^6 N \cdot mm \cdot (14,6 \cdot 10^3 mm)^2}{37 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2} \cdot 4,13 \cdot 10^9 mm^4}$$

$$u_{\text{pilhøjde}} = -15,6 mm$$

Herefter vil udbøjningen eftervises for den kvasipermanent tilstand. For at kunne eftervise for den kvasipermanente tilstand skal slutkrybetallet findes for den anvendte betonstyrke. For at kunne anvende figur 5.11 fra DS/EN 1992-1-1 [Dansk Standard, 2021e] til at bestemme slutkrybetallet er det nødvendigt at finde den teoretiske størrelse h_0 , som er givet herunder. [Jensen, 2008]

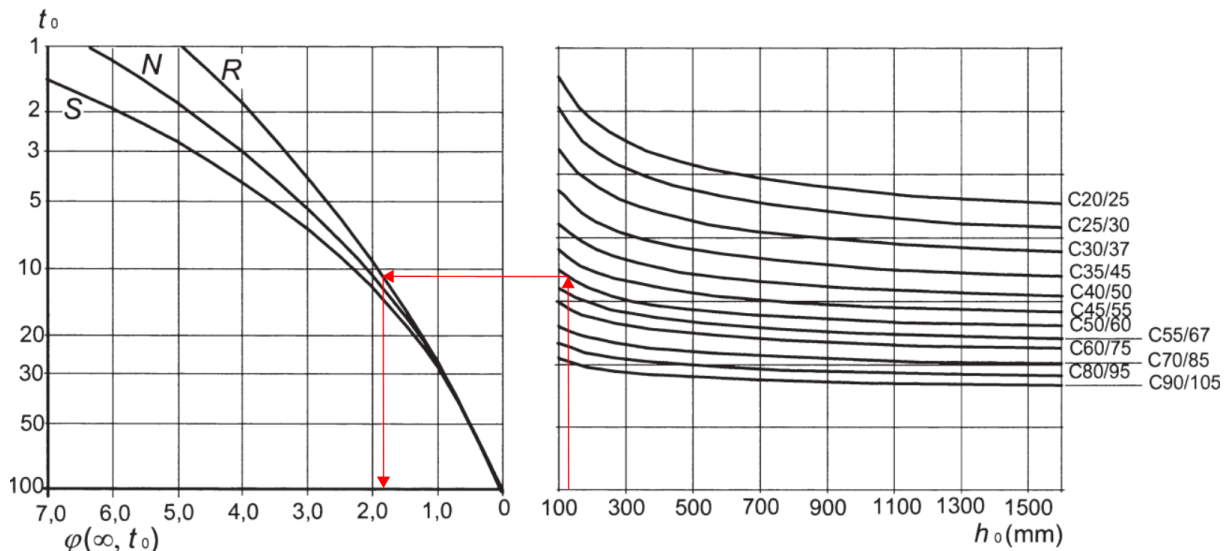
$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (5.4.5)$$

Hvor:

h_0	Teoretisk størrelse	[mm]
A_c	Tværsnitsareal for betonen	[mm ²]
u	Omkreds af tværsnittet	[mm]

$$h_0 = \frac{2 \cdot ((1200mm \cdot 400mm) - 5 \cdot (180mm \cdot 320mm))}{2 \cdot 1200mm + 2 \cdot 400mm} = 120mm$$

Nedenstående figur 5.11 fra DS/EN 1992-1-1 [Dansk Standard, 2021e] kan nu anvendes til at bestemme slutkrybetallet:



a) indendørs betingelser – RH = 50 %

Figur 5.11 Bestemmelse af krybetal ud fra figur [Dansk Standard, 2021d].

Ud fra figur 5.11 bestemmes slutkrybetallet til $\varphi(\infty, t_0) = 1,8$. Den effektive elasticitetskoefficient kan nu findes ud fra det fundne slutkrybetal som følgende:

$$E_{c,eff} = \frac{E_c}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (5.4.6)$$

$$E_{c,eff} = \frac{37 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}}{1 + 1,8} = 13,2 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2}$$

Herved kan udbøjningen for den kvasipermanente tilstand findes med det korrigerede elasticitetsmodul jf. ligning 5.4.1.

$$u_{udbøjning} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(10,3 \cdot 1,2) \frac{N}{mm} \cdot (14,6 \cdot 10^3 mm)^4}{13,2 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2} \cdot 4,13 \cdot 10^9 mm^4} + \frac{1}{8} \cdot \frac{-198,9 \cdot 10^6 N \cdot mm \cdot (14,6 \cdot 10^3 mm)^2}{13,2 \cdot 10^3 \frac{N}{mm^2} \cdot 4,13 \cdot 10^9 mm^4}$$

$$u_{udbøjning} = 36,9 mm$$

I forhold til kravet for den kvasipermanente udbøjning fra A1 - Konstruktionsgrundlag tabel 2.6 på $\frac{L}{400} = 36,5 mm$ antages den udregnet deformation at være acceptabel af bygherre, selvom den overskrider det ønskede krav med 0,4mm.

5.4.1 Sammenligning af håndberegninger samt beregningsprogram

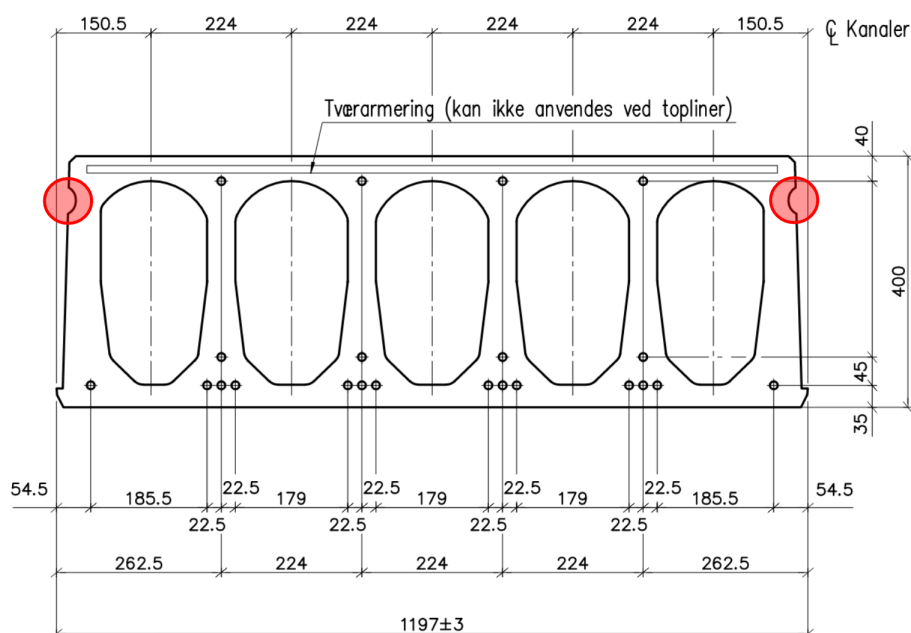
Dette afsnit har til formål at sammenligne resultater fra håndberegninger med resultaterne fra Spæncoms beregningsprogram, som fremgår af bilag C.1. Ydermere vil der reflekteres over, hvad eventuelle afvigelser kan skyldes.

Nedenstående tabel 5.3 giver en oversigt over fundne resultater samt hvor store afvigelser der er for de enkelte beregninger.

Maksimalt moment - M_{Ed}			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	437,6	$kN \cdot m$	+1%
Beregningssoftware - Spæncom	433,5		
Momentbæreevne - M_{Rd}			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	648,2	$kN \cdot m$	+4,1%
Beregningssoftware - Spæncom	622,9		
Maksimal forskydning - V_{Ed}			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	124,3	kN	+2,3%
Beregningssoftware - Spæncom	121,4		
Forskydningsbæreevne - V_{Rd}			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	214,0	kN	+9,9%
Beregningssoftware - Spæncom	194,7		
Udbøjning - Kvasipermanent - u			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	36,9	mm	+15,3%
Beregningssoftware - Spæncom	32		

Tabel 5.3 Sammenligning af resultater fra håndberegninger samt beregningssoftware fra Spæncom.

Det er forventeligt, at der vil være mindre afvigelser mellem håndberegningerne og beregninger udført med beregningssoftware, da antagelser for beregninger kan afvige fra hinanden. Ved håndberegningerne tages udgangspunkt i tværsnittet angivet på figur 5.2, hvilket dermed blandt andet vil have indflydelse på betonarealet i tværsnittet, stivheden af elementet, forskydningsbæreevnen samt momentbæreevnen. De største afvigelser ses dog ved forskydningsbæreevnen samt udbøjningen. Ved forskydningsbæreevnen kan afvigelsen komme fra den effektive bredde af tværsnittet, hvor der ved håndberegningerne er anvendt en bredde på 300mm, og derved er der ikke taget højde for de små udsparinger markeret med røde cirkler på nedenstående figur 5.12. Ydermere er hældningen ved siderne for huldækkene heller ikke medtaget ved håndberegningerne.

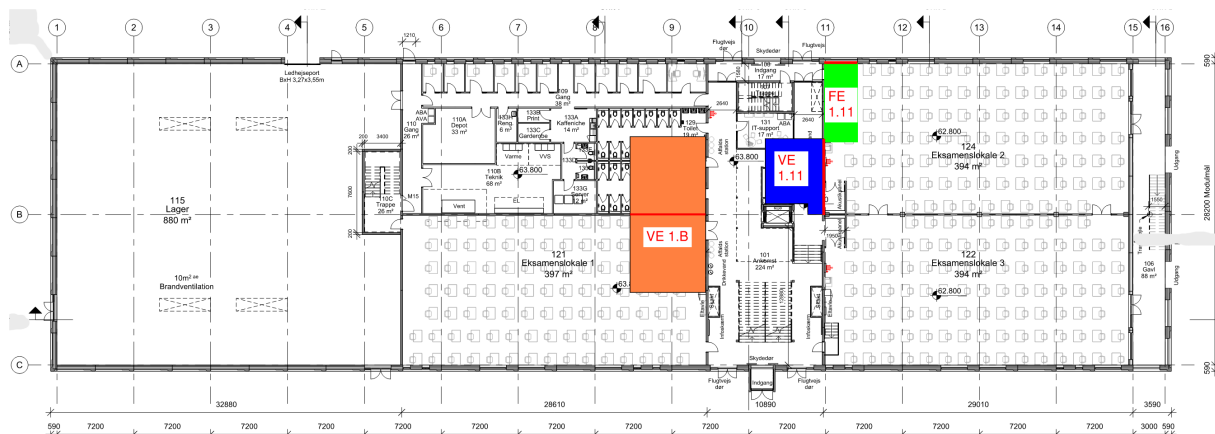


Figur 5.12 Udsparring markeret med rød i forhold til den effektive bredde for forskydningsbæreevnen.

Den største afvigelse mellem håndberegningerne samt beregningssoftwaren findes ved udbøjningerne. Ved udbøjningsberegninger laves der i beregningsprogrammet mange antagelser i forhold til krybetal, håndtering af elementer på fabrikken, afformningstiden, afstand mellem understøtningerne til opbevaring ude på pladsen osv. Summen af disse faktorer resultere i afvigelsen. Det kan nævnes, at i forhold til udbøjning af huldækselementer arbejder Spæncom med en afvigelsestolerance på 50% på pilhøjder for ens elementer, hvilket også indikerer, at der er en del usikkerhed forbundet med netop disse beregninger. [Spæncom, 2022].

6.1 Grundlag

I hovedkonstruktionen findes der indvendige vægelementer langs modullinje B, mens også ved modullinje 5/6, 9 og 11. Det ønskes fra bygherre, at vægelementerne der spænder mellem facaderne skal have samme størrelse, af hensyn til, at udtrykkene omkring dørene til lokalerne skal være ens. Desuden ønsker bygherre også, at alle vægelementerne skal have samme størrelse på de forskellige etager, og ved udvælgelse af kritiske elementer, vælges derfor elementer i stueetagen, da disse skal videreføre de største laster. Der vælges i nedenstående at detailprojektere et kritisk indvendigt vægelement, hvorpå der lægger to huldæk, et kritisk indvendigt vægelement, hvorpå der ligger et huldæk, samt et kritisk facadeelement. De tre udvalgte vægelementer, fremgår af figur 6.1 herunder.



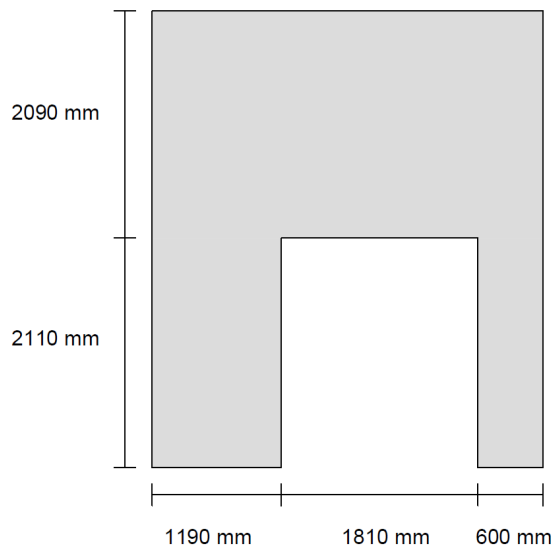
Figur 6.1 Lastoplandet for VE 1.B er markeret med orange, for VE 1.11 er markeret med blå og for FE1.11 er markeret med grøn.

Grundlaget for udarbejdelse af statisk dokumentation for hovedkonstruktionen er tidligere gennemgået i afsnit 2.1, og de lodrette laster er beskrevet i afsnit 3.2 og bilag B.1.

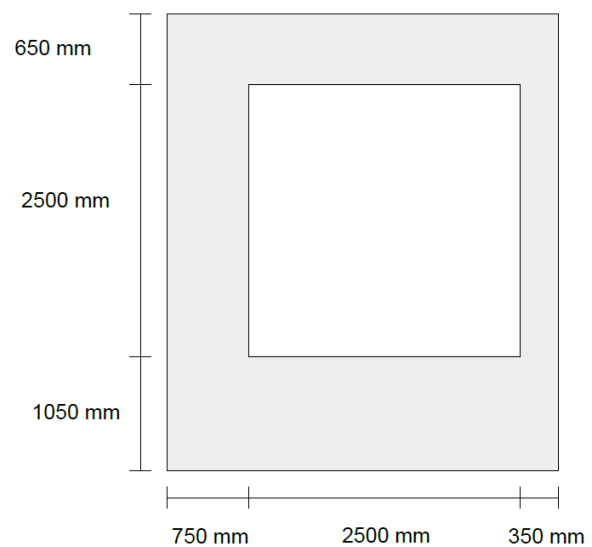
Af tabel 6.1 fremgår væggenes geometri samt eventuelle udsparringer. Dette anvendes senere til detailprojektering, og er hentet fra de målfaste tegninger i kapitel 4 A3 - Konstruktionstegninger og Modeller.

Væg	Vægelement			Udsparring	
	Længde	Tykkelse	Højde	Længde	Højde
VE 1.B	7080	200	3200	-	-
VE 1.11	3600	200	4200	1810	2110
FE 1.11	3600	160	4200	2500	2500

Tabel 6.1 Tabellen angiver væggenes geometri samt udsparringer, der er i nogle af de udvalgte elementer. Væggene med udsparringer fremgår af fig 6.2 og 6.3.



Figur 6.2 Skitse af VE1.11, hvor udsparringen til en dør ses.



Figur 6.3 Skitse af FE1.11, hvor udsparringen til et vindue fremgår.

Fra stabilitetsberegningerne og ved udarbejdelse af samplingsdetaljer, med afsæt i de nødvendige trækforbindelser, er det fundet, at væggene langs modullinje B skal have en tykkelse på 200 mm, mens bagpladerne i facaderne skal have en tykkelse på 180 mm.

Til at undersøge om bæreevnen af disse vægelementer er tilstrækkelige, tages der afsæt i *Bygningsberegninger* [Bjarne Chr. Jensen, 2014].

Resultaterne og beregningerne der præsenteres herunder, er slutproduktet fra en iterativ proces, hvorfra det kunne konkluderes at de indvendige vægge samt facebagpladerne kan opføres i C30 beton.

Materiale parametrene der bruges til beregninger fremgår herunder af tabel 6.2.

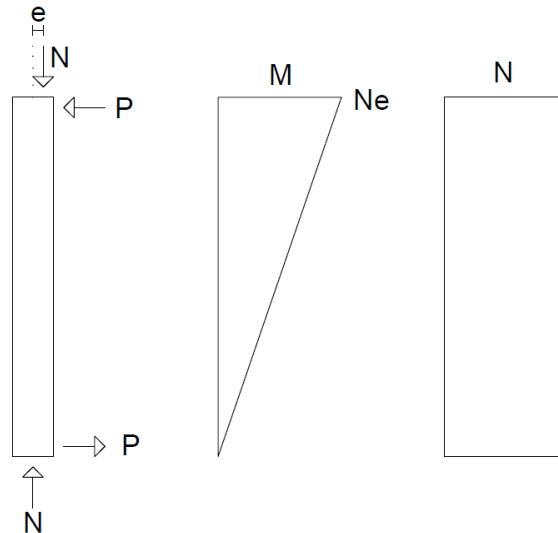
Definition	Symbol	VE 1.B	VE 1.11	FE 1.11
Betonens trykstyrke - karakteristisk	f_{ck}	30 MPa	30 MPa	30 MPa
Armerings flydespænding - karakteristisk	f_{yk}	550 MPa	550 MPa	550 MPa
Armerings elasticitets modul	E	195 GPa	195 GPa	195 GPa

Tabel 6.2 Parametre til undersøgelse af bæreevne for de forskellige vægelementer.

6.2 Statisk system og laster

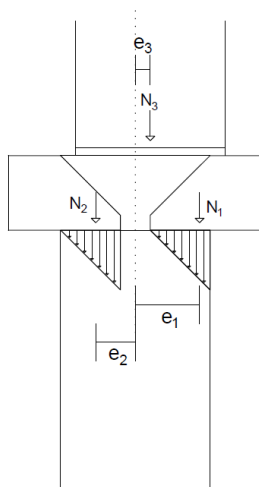
Ved et betonelementbyggeri, anses væggene som værende simpelt understøttet i begge ender [Bjarne Chr. Jensen, 2014]. Dette er illustreret på figur 6.4, hvor der kun vil være et moment i den ene ende

af væggene, hvilket stammer fra excentriciteten mellem charniet i toppen og vægtværsnittets tyngdepunkt. Charnieret i toppen er placeret i angrebepunktet for den samlede last. Normalkraften vil være stigende igennem elementet, grundet elementets egenvægt, men ved dimensionering vælges i dette projekt, at egenlasten anføres i toppen af elementet, hvorfor normalkraften vil være den samme igennem hele elementet.

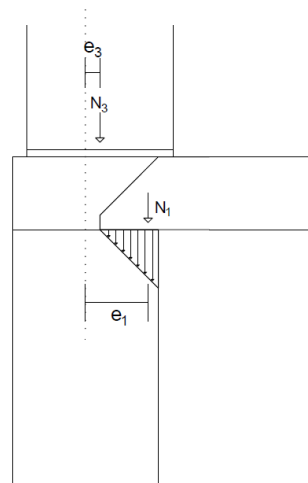


Figur 6.4 Det statiske system med en excentrisk virkende trykkraft N , hvor væggen er fastindspændt i toppen, men simpelt understøttet i bunden.

Ved undersøgelse af væggenes bæreevne, tages der udgangspunkt i de to principskitser, der fremgår af figur 6.5 og 6.6. Ved det statiske system, for væggen i modullinje B, tages der afsæt i figur 6.5, hvor der ligger huldæk af på begge sider. For denne væg undersøges der derfor flere lasttilfælde. Der undersøges et lasttilfælde, hvor huldækkene på begge sider påvirkes af nyttelast, svarende til et lasttilfælde med maksimal karakteristisk last. Derudover undersøges også et tilfælde, hvor der kun er nyttelast på huldækkene i den ene side svarende til et excentrisk tilfælde. Som statisk system for VE 1.11 og FE 1.11, tages der afsæt i figur 6.6. Der undersøges kun det ene tilfælde, hvor der er maksimal nyttelast på huldækkene på den ene side.



Figur 6.5 Principskitse der viser, hvordan dækkene ligger af på væggen og mulig spændingsfordeling.



Figur 6.6 Principskitse der viser, hvordan dækkene ligger af på facaden og mulig spændingsfordeling.

Lastoplandene for de tre vægge fremgår herunder af figur 6.1, hvor lastoplandene kun er markeret på en enkelt etage, men da alle etagerne er opbygget ens, vil lasterne på de overliggende dæk også føres ned til væggen som en del af N_3 , der fremgår af figur 6.5 og 6.6.

Lastoplandet kan kombineres med lastsplanerne, der er beskrevet i afsnit 3.2, hvorved de karakteristiske laster, der føres til væggen kan udledes. Disse kan også findes med afsæt i bilag B.1.

De karakteristiske linjelaster for væggene er fundet i bilag B.1, og opsummeret som N_1 , N_2 og N_3 for VE 1.B og FE 1.11 i tabel 6.3.

VE 1.11 vil langs væggen være påvirket af en ikke konstant linjelast, eftersom lastoplandets størrelse ikke er den samme langs hele væggen, hvilket også fremgår af figur 6.1. Det vurderes her, at det er rimeligt at anvende den største linjelast langs hele væggen, da det kun er den sidste del af væggen, der påvirkes af et mindre lastopland.

	VE 1.B				VE 1.11				FE 1.11			
	G_k	N_k	S_k	V_k	G_k	N_k	S_k	V_k	G_k	N_k	S_k	V_k
N_1	64,97	18,25			48,51	27,25			64,97	18,25		
N_2	64,97	18,25 / 0*										
N_3	282,62	36,50	29,20	2,63	154,14	27,25	10,90	0,98	178,03	18,25	14,60	1,31

Tabel 6.3 Karakteristiske laster til udregning af N_1 , N_2 og N_3 . Laster angivet i $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

*Da der er to lasttilfælde for VE 1.B, vil nyttelasten i N_2 varierer afhængigt af lasttilfældet.

Lasterne laves regningsmæssige med afsæt i lastkombinationerne fra afsnit 2.6.1, hvor lastkombinationerne til undersøgelse af BGT fremgår af tabel 2.20. Da påkørselslast ikke er relevant for disse vægge, laves der ikke en lastkombination for ALS.

6.2.1 VE 1.B - Maksimal karakteristisk last

Ved undersøgelse af den maksimale karakteristiske opstilles lastkombinationerne på baggrund af tabel 6.3. For BGT undersøges lastkombinationerne 6.10a og 6.10b-1, da egenlast og nyttelast udgør de største karakteristiske laster i tabel 6.3.

Først laves lasterne regningsmæssige, hvorefter N_1 , N_2 og N_3 kan udledes for dette lasttilfælde. Resultater heraf fremgår af tabel 6.4.

	Karakteristiske laster				Regningsmæssigelaster	
	G_k	N_k	S_k	V_k	6.10a	6.10b-1
N1	64,97	18,25			85,76	101,58
N2	64,97	18,25			85,76	101,58
N3	282,62	36,50	29,20	2,63	373,06	386,86
Σ					544,58	590,02

Tabel 6.4 De regningsmæssige størrelser af N_1 , N_2 og N_3 for VE 1.B i lasttilfældet med maksimal karakteristisk last. Laster angivet i $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

Det vurderes på baggrund af tabel 6.4, at lastkombination 6.10b-1 er mest kritisk, eftersom den samlede linjelast her er størst og N_1 og N_2 i begge tilfælde er lige store, hvorfor excentricitets bidragene er ens.

Excentricitet

Til senere undersøgelse af væggens bæreevne, er det nødvendigt at fastlægge excentriciteterne e_1 , e_2 , e_3 , e_4 og e_5 .

Excentriciteterne e_1 og e_2 stammer fra huldækkene, og for betonelementer, herunder plader og bjælker, regnes der ofte med at lasten angriber i det tredjedelspunkt, der giver anledning til den største samlede excentricitet. Da huldækkene har et vederlag på 80 mm kan excentriciteterne udregnes herunder. [Bjarne Chr. Jensen, 2014]

$$e_1 = 20 \text{ mm} + \frac{80 \text{ mm}}{3} \cdot 2 = 73,3 \text{ mm}$$

$$e_2 = 20 \text{ mm} + \frac{80 \text{ mm}}{3} = 46,7 \text{ mm}$$

Excentriciteten e_3 tager højde for, at væggen på etagen over kan være forsæt, da der er støbt ud, inden denne placeres. Excentricitet for denne skal minimum være, som angivet i formel (6.2.1). [Bjarne Chr. Jensen, 2014]

$$e_3 = \frac{h}{200} \quad (6.2.1)$$

Hvor:

e_3	Excentricitet fra forsæt væg	[mm]
h	Væggens højde	[mm]

e_3 udregnes med afsæt i væggene i stuen, som har en højde på 3200 mm.

$$e_3 = \frac{3200 \text{ mm}}{200} = 16 \text{ mm}$$

Med disse tre excentriciteter fra væggene, kan den vægtede excentricitet fra kraften, der overføres fra dæk og ovenstående væg udledes med formel (6.2.2). [Bjarne Chr. Jensen, 2014]

$$e_{top} = \frac{N_1 \cdot e_1 - N_2 \cdot e_2 + N_3 \cdot e_3}{N_1 + N_2 + N_3} \quad (6.2.2)$$

Hvor:

e_{top}	Samlet excentricitet fra N_1 , N_2 og N_3	[mm]
e_1	Excentricitet til N_1	[mm]
e_2	Excentricitet til N_2	[mm]
e_3	Excentricitet for forsæt væg, N_3	[mm]

Den vægtede excentricitet udregnes for last tilfældet med maksimal karakteristisklast for VE 1.B herunder.

$$e_{top} = \frac{101,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 73,3 \text{ mm} - 101,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 46,7 \text{ mm} + 386,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 16,0 \text{ mm}}{101,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 101,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 386,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 15,08 \text{ mm}$$

e_4 angiver væggens afvigelse fra planhed, der for betonvægge afhænger af væggens højde. For betonvægge kan minimums excentriciteten til at tage højde for væggens planhed regnes med formel (6.2.3). [Bjarne Chr. Jensen, 2014]

$$e_4 = \frac{l_o}{400} \quad (6.2.3)$$

Hvor:

e_4	Excentricitet for væggens afvigelse fra planhed	[mm]
l_0	Den frie søjlelængde for væggen	[mm]

e_4 udregnes med afsæt i stuevæggens højde på 3200 mm, og forudsætningerne for vægberegninger, der angiver at væggen er simpelt understøttet i top og bund, hvorfor $l_0 = h$.

$$e_4 = \frac{3200 \text{ mm}}{400} = 8 \text{ mm}$$

Der kan forekomme yderligere excentricitet for lastaflevering, hvis væggen påvirkes af en tværlast, og denne excentricitet udtrykkes af e_5 , som regnes som angivet i formel (6.2.4). [Bjarne Chr. Jensen, 2014]

$$e_5 = \frac{M_v}{N} \quad (6.2.4)$$

Hvor:

e_5	Excentricitet fra tværlast på væg	[mm]
M_v	Moment fra tværlast	[kNm]
N	Samlet normalkraft i væg	[kN]

Der er ingen direkte vindlast på væggen, men for indvendige vægge skal der tages højde for, at der kan forekomme tryk forskelle på væggen, hvorfor der skal anvendes en formfaktor på $c = 0,4$. [Bjarne Chr. Jensen, 2014]

Vindlasten regnes med afsæt i det største peakhastighedstryk, som er fundet ved vind fra VNV. Vindlasten indgår ikke i lastkombination 6.10a, men i 6.10b-1, for hvilken partialkoefficienten, der ganges på vindlasten, kan udledes. e_5 beregnes herunder. Ved beregning af moment og normalkraft N , tages der afsæt i et vægstykke med en bredde på 1,00 m.

Vindlasten på væggens overflade bliver derfor $0,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,5 \cdot 1,1 \cdot 0,3 \cdot 0,4 = 0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

$$e_5 = \frac{1/8 \cdot 0,18 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (3,2 \text{ m})^2}{386,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 101,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 101,58 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 0,39 \text{ mm}$$

Med e_{top} , e_4 og e_5 kan den totale excentricitet udledes som vist i formel (6.2.5). [Bjarne Chr. Jensen, 2014]

$$e_t = \frac{2}{3} \cdot e_{top} + e_4 + e_5 \quad (6.2.5)$$

Hvor:

e_t	Samlet excentricitet	[mm]
e_{top}	Excentricitet for normalkraft	[mm]
e_4	Excentricitet for væggens afvigelse fra planhed	[mm]
e_5	Excentricitet fra tværlast på væg	[mm]

Den samlede excentricitet, der bruges til beregning udledes herunder.

$$e_t = \frac{2}{3} \cdot 15,08 \text{ mm} + 8,00 \text{ mm} + 0,39 \text{ mm} = 18,44 \text{ mm}$$

Excentriciteterne er samlet herunder i tabel 6.5

	Excentricitet [mm]	Udregning
e_1	73,33	Principskitse 6.5
e_2	46,67	Principskitse 6.5
e_3	16,00	Formel (6.2.1)
e_{top}	15,08	Formel (6.2.2)
e_4	8,00	Formel (6.2.3)
e_5	0,39	Formel (6.2.4)
e_t	18,44	Formel (6.2.5)

Tabel 6.5 De udregnede excentriciteter for lasttilfælde 2 for VE 1.9.

6.2.2 VE 1.B - Excentrisk last

Ved dette lasttilfælde tages der også udgangspunkt i de karakteristiske laster fra tabel 6.3, men nyttelasten på det ene etagedæk fjernes. Nyttelasten, der indgår i N2, fjernes, da dette giver anledning til det mest excentriske tilfælde.

De regningsmæssige størrelser af N_1 , N_2 og N_3 er udledt herunder og fremgår af tabel 6.6

	Karakteristiske laster [$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$]				Regningsmæssigelaster [$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$]	
	G_k	N_k	S_k	V_k	6.10a	6.10b-1
N1	64,97	18,25			85,76	101,58
N2	64,97				85,76	71,47
N3	282,62	36,50	29,20	2,63	373,06	386,86
Σ					544,58	559,91

Tabel 6.6 De regningsmæssige størrelser af N1, N2 og N3 for VE 1.B i lasttilfældet med excentrisk last.

Det vurderes på baggrund af tabel 6.6, at lastkombination 6.10b-1 er mest kritisk, eftersom der her er forskel mellem N_1 og N_2 , hvilket vil give anledning til større excentrisk påvirkning, og dens samlede linjelast er større.

Excentricitet

Excentriciteterne e_1 , e_2 , e_3 , e_4 og e_5 er de samme som tidligere beskrevet for lasttilfældet med maksimal karakteristisk last.

Dog er lasten N2 mindre, som det fremgår af tabel 6.6, hvorfor der skal udregnes en ny samlet excentricitet. De nye beregnede størrelser fremgår herunder af tabel 6.7, hvoraf beregningsgrundlaget også er noteret.

	Excentricitet [mm]	Udregning
e_1	73,33	Principskitse 6.5
e_2	46,67	Principskitse 6.5
e_3	16,00	Formel (6.2.1)
e_{top}	18,40	Formel (6.2.2)
e_4	8,00	Formel (6.2.3)
e_5	0,39	Formel (6.2.4)
e_t	20,66	Formel (6.2.5)

Tabel 6.7 De udregnede excentriciteter for lasttilfælde 2 for VE 1.9.

6.2.3 VE 1.11 - Maksimal karakteristisk last

For væg VE 1.11 er de karakteristiske laster fundet i tabel 6.3. Der tages stadig udgangspunkt i principskitsen fra figur 6.6. Der ligger et halv dæk af på væggens anden side, men der ses bort herfra, da alt

egenlasten fra dækkene i hallerne er ført til fundamentet gennem facaden og væggene i modullinje B.

De regningsmæssige størrelser af N_1 , N_2 og N_3 er udledt herunder og fremgår af tabel 6.8

	Karakteristiske laster [$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$]				Regningsmæssigelaster [$\frac{\text{kN}}{\text{m}}$]	
	G_k	Q_k	S_k	V_k	6.10a	6.10b-1
N1	48,51	27,25			64,03	98,32
N2						
N3	154,14	27,25	10,90	0,98	203,46	220,40
Σ					267,50	318,72

Tabel 6.8 De regningsmæssige laster for lasttilfældet med maksimal karakteristisk last og excentricitet for VE 1.11

På baggrund af tabel 6.8 vurderes det, at lastkombination 6.10b-1 er den kritiske lastkombination og denne anvendes til senere beregning.

Excentricitet

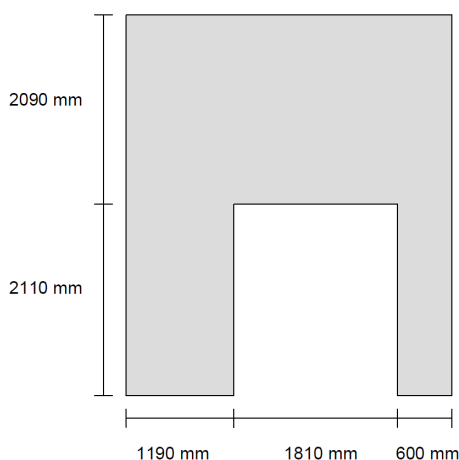
Excentriciteterne er fundet på samme måde som i tidligere afsnit, og er opsummeret herunder i tabel 6.9, hvoraf det også er angivet, hvilken formel, der er anvendt til udregningen.

	Excentricitet [mm]	Udregning
e_1	73,33	Principskitse 6.5
e_2	-	
e_3	21,00	Formel (6.2.1)
e_{top}	37,14	Formel (6.2.2)
e_4	10,50	Formel (6.2.3)
e_5	1,23	Formel (6.2.4)
e_t	36,50	Formel (6.2.5)

Tabel 6.9 De udregnede excentriciteter for lasttilfældet med maksimal karakteristisk last for VE 1.11.

Linjelast ved inddragelse af udsparring

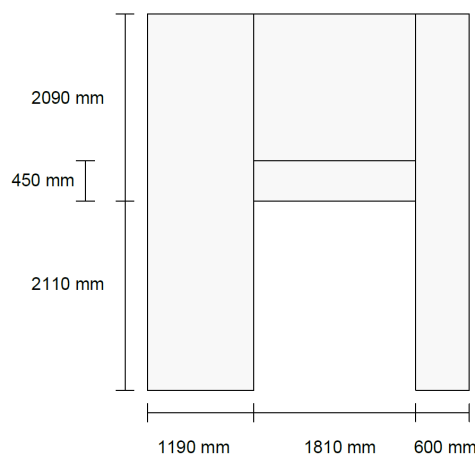
På figur 6.7, fremgår en skitse af vægelement VE 1.11 med mål. I vægelementet indgår der en udsparring til en dobbeltdør, og det skal sikres, at spændingerne i betonen kan fordeles.



Figur 6.7 Skitse af VE 1.11 med mål i mm.

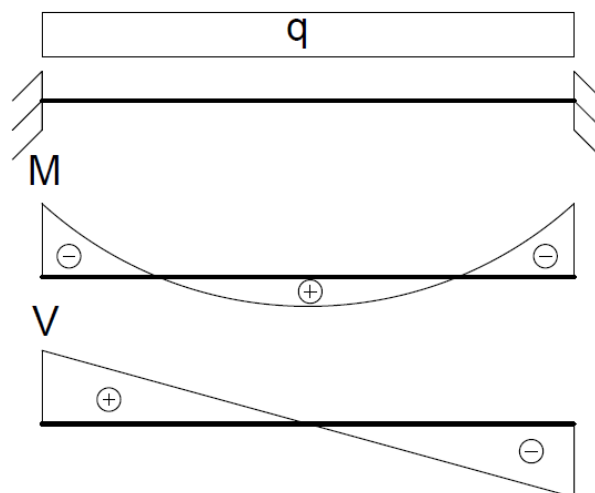
I det følgende ønskes det at finde de regningsmæssige linjelaster, som væggen skal kunne optage, hvorefter disse skal sammenlignes med væggenes bæreevne.

Jf. tabel 6.3 kendes den linjelast, der løber langs vægelementets overside, men da væggen har en udsparring, kan denne linjelast ikke blot fordeles jævnt. Ved beregninger af forskydningsspændinger, kan der anvendes et skrå betontryk, der fordeler sig med 45° . For denne væg, kan linjelasterne ved siderne ikke fordeles ud til hele vægelementet på grund af udsparringen. Lasten skal afleveres til fundamentet gennem de to vægstykker rundt om udsparringen og for at finde de regningsmæssige linjelaster, der skal optages i de to vægstykker, betragtes væggen i stedet som vægstykker og én bjælke. Dette er illustreret på figur 6.8.



Figur 6.8 Illustration af hvordan der indlægges en bjælke henover udsparringen.

Bjælken, der spænder mellem de to vægstykker, vurderes at være fastindspændt i begge ender, eftersom det i praksis vil blive et præfabrikeret betonelement. Det statiske system, der betragtes for bjælken er illustreret på figur 6.9.



Figur 6.9 Dobbeltindspændt bjælke med tilhørende snitkraftkurver. [Jensen, 2019]

Til at udregne hvor stor en last der afleveres i de to vægstykker ved siden af udsparringen tages der afsæt i et standardtilfælde fra Teknisk Ståbi. Heraf findes formlerne for bjælkens lodrette reaktion og momentreaktion, der fremgår af formel (6.2.6), (6.2.7) og (6.2.8). [Jensen, 2019]

$$R_A = R_B = l \cdot q \cdot \frac{1}{2} \quad (6.2.6)$$

$$M_A = M_B = -\frac{1}{12} \cdot q \cdot l^2 \quad (6.2.7)$$

$$M_{L/2} = \frac{1}{24} \cdot q \cdot l^2 \quad (6.2.8)$$

Lasterne der afleveres ude i væggene regnes herunder.

$$R_A = R_B = 1,810 \text{ m} \cdot 318,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{2} = 288,44 \text{ kN}$$

$$M_A = M_B = -\frac{1}{12} \cdot 318,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (1,810 \text{ m})^2 = -87,01 \text{ kNm}$$

$$M_{L/2} = \frac{1}{24} \cdot 318,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (1,810 \text{ m})^2 = 43,51 \text{ kNm}$$

Punktlasten der afleveres i de to vægelementer antages at fordele sig jævnt over vægstykket, eftersom punktlasten afleveres i højde med udsparingen, og beton kan trykfordeles med en vinkel op til 45°. [Jensen, 2008]

Tillægs linjelasten i det korteste vægstykke udledes.

$$q_{\text{tillæg}} = \frac{288,44 \text{ kN}}{0,6 \text{ m}} = 480,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Den totale linjelast, langs det korteste vægstykke udledes.

$$q_{\text{total}} = 318,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 480,73 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 799,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Derudover skal væggene også kunne optage et moment på $-87,01 \text{ kNm}$.

For det lange vægstykke forudsættes det også, at punktlasten kan fordeles over hele vægstykket, hvorfor der også her findes en tillægs linjelast og en ny total linjelast.

$$q_{\text{total, lang}} = 318,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{288,44 \text{ kN}}{1,190 \text{ m}} = 561,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det lange vægstykke skal ligeledes optage et moment på $-87,01 \text{ kNm}$.

Resultaterne er samlet i tabel 6.10 herunder.

	Langt vægstykke	Kort vægstykke	Bjælke*
Lodret last	$561,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$799,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	288,44 kN
Moment	$-87,01 \text{ kNm}$	$-87,01 \text{ kNm}$	43,51 kNm / $-87,01 \text{ kNm}$

Tabel 6.10 Opsummeringen af ovenstående laster, der skal optages af vægstykker.

*For bjælken er momentet ved midten og enderne angivet. Den lodrette last er forskydningen ved enderne.

6.2.4 FE 1.11 - Maksimal karakteristisk last

For væg FE 1.11 er de karakteristiske laster fundet i tabel 6.3. Der tages stadig udgangspunkt i principskitsen fra figur 6.6. Der hænger en forplade og isolering på den side, hvor der ikke ligger huldæk, men der ses bort fra denne last, og N_2 sættes derfor til 0.

De regningsmæssige størrelser af N_1 , N_2 og N_3 er udledt herunder og fremgår af tabel 6.11

	Karakteristisk laster				Regningsmæssige laster	
	G_k	N_k	S_k	V_k	6.10a	6.10b-1
N_1	64,97	18,25			85,76	101,58
N_2						
N_3	157,84	18,25	29,20	2,63	208,34	219,49
Σ					294,11	321,07

Tabel 6.11 De regningsmæssige laster for lasttilfældet med maksimal karakteristisk last og excentricitet for FE 1.11

På baggrund af tabel 6.11, vurderes det, at lastkombination 6.10b-1 er den kritiske lastkombination, da den største linjelast og samlede excentricitet vil forekomme ved denne lastkombination.

Excentriciteter

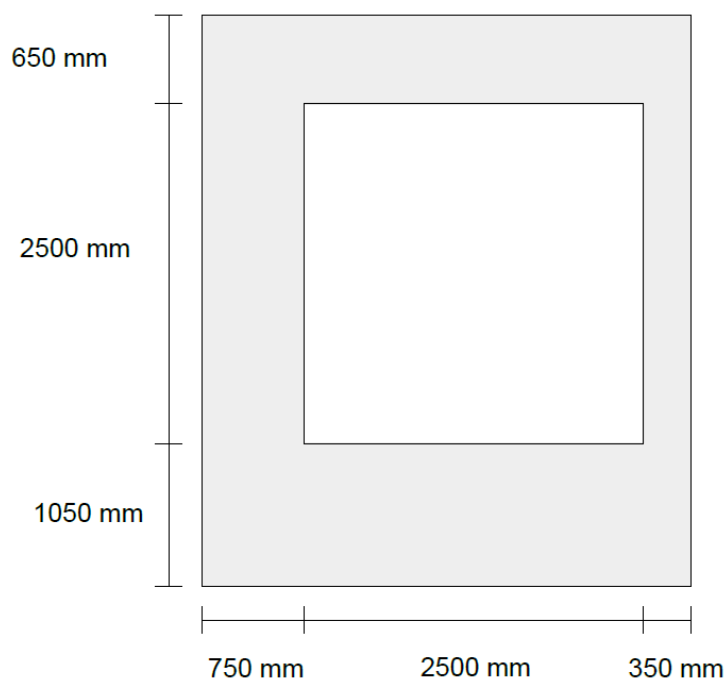
Excentriciteterne er fundet på samme måde som i tidligere afsnit, og er opsummeret herunder i tabel 6.12, hvoraf det også er angivet, hvilken formel, der er anvendt til udregningen.

	Excentricitet [mm]	Udregning
e_1	63,33	Principskitse 6.5
e_2	-	Principskitse 6.5
e_3	21,00	Formel (6.2.1)
e_{top}	34,39	Formel (6.2.2)
e_4	10,50	Formel (6.2.3)
e_5	2,45	Formel (6.2.4)
e_t	35,88	Formel (6.2.5)

Tabel 6.12 De udregnede excentriciteter for lasttilfældet med maksimal karakteristisklast for VE 1.11.

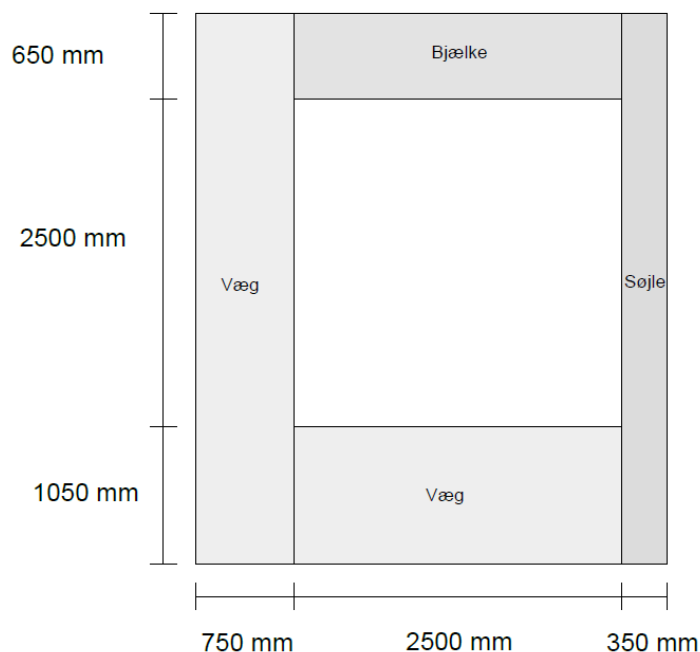
Linjelast ved inddragelse af udsparring

Figur 6.10 viser en skitse af vægelement FE 1.11 med mål. Dette vægelement indgår i facaden, og der skal i vægelementet være et vinduesparti, hvorfor det også her er nødvendigt, at sikre, at spændingerne fra linjelasten kan fordeles omkring udsparringen.



Figur 6.10 Skitse af FE 1.11 med mål i mm.

For vægelement FE 1.11 er det heller ikke muligt at eftervise, at der ved en 45° hældning for trykspredning i beton kan spændingsfordeles omkring udsparringen. Vægelementet betragtes derfor som et vægelement, en bjælke og en søjle. Der vælges i denne omgang at betragte vægelementet til højre som en betonsøjle, hvilket er illustreret på figur 6.11.



Figur 6.11 Inddeling af FE 1.11.

Det forudsættes at bjælken er fastindspændt i søjlen og vægelementet, og lasterne der afleveres fra bjælken til vægelementet og søjlen kan derfor udledes med formel (6.2.6) og (6.2.7), som for vægelement VE 1.11. Bjælkens statiske system og fordeling af snitkræfter forventes også at være det samme, som for bjælken ved VE 1.11, og dette fremgår af figur 6.9.

$$R_A = R_B = 2,50 \text{ m} \cdot 321,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot \frac{1}{2} = 401,34 \text{ kN}$$

$$M_A = M_B = -\frac{1}{12} \cdot 321,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2,50 \text{ m})^2 = -167,22 \text{ kNm}$$

$$M_{L/2} = \frac{1}{24} \cdot 321,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (2,50 \text{ m})^2 = 83,61 \text{ kNm}$$

Det forudsættes, at punktlasten kan fordeles jævnt langs vægelementet. Den regningsmæssige linjelast, som vægelementet skal kunne optage udledes herunder.

$$q_{total, FE1.11} = 321,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + \frac{401,34 \text{ kN}}{0,750 \text{ m}} = 856,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Udover denne linjelast skal væggen også kunne optage et moment, ligesom søjlen, på $-167,22 \text{ kNm}$.

Søjlen skal kunne optage punktlasten, der afleveres fra bjælken, men også den resulterende punktlast, fra linjelasten på søjlen.

$$P_{total} = 401,34 \text{ kN} + 0,35 \text{ m} \cdot 321,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 513,71 \text{ kN}$$

Derudover skal søjlen også kunne optage momentet, der afleveres fra bjælken på $-167,22 \text{ kNm}$.

	Vægstykke	Søjle	Bjælke*
Lodret last	$856,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$513,71 \text{ kN}$	$401,34 \text{ kN}$
Moment	$-167,22 \text{ kNm}$	$-167,22 \text{ kNm}$	$83,61 \text{ kNm} / -167,22 \text{ kNm}$

Tabel 6.13 Opsummering af ovenstående laster, der skal optages af vægstykker.

*For bjælken er momentet ved $L/2$ og ved enderne. Den lodrette last for bjælken er forskydningskraften ved enderne.

6.3 Eftervisning af brudgrænsetilstande

Den regningsmæssige bæreevne af beton uden armering for en væg kan udledes i henhold til *Eurocode 2 - Betonkonstruktioner* [Dansk Standard, 2021d], som angivet i formel (6.3.1), hvor søjlereduktionsfaktoren bestemmes med formel (6.3.2). Kan der ikke findes tilstrækkelig bæreevne, for de udvalgte tværsnit med denne formel, undersøges det, hvor meget armering, som er nødvendig. [Bjarne Chr. Jensen, 2014]

$$N_{Rd} = \Phi \cdot f_{cd} \cdot A \quad (6.3.1)$$

$$\Phi = \min \begin{cases} 1,14 \left(1 - 2 \frac{e_t}{t}\right) - 0,02 \frac{l_s}{t} \\ 1 - 2 \frac{e_t}{t} \end{cases} \quad (6.3.2)$$

Hvor:

N_{Rd}	Regningsmæssig bæreevne	$\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$
e_t	Den samlede excentricitet	$[\text{mm}]$
l_s	Væggens søjlelængde	$[\text{mm}]$
t	Regningsmæssig tykkelse	$[\text{mm}]$
Φ	Søjlereduktionsfaktor	$[-]$

Den regningsmæssige bæreevne udledes for de forskellige vægge, men da det fremgår af tabel 6.1, at der i VE 1.11 og FE 1.11 er udsparinger, skal det for disse vægge sikres, at der kan spændingsfordeles

rundt langs disse udsparringer. Ved disse vægelementers betragtes dele af væggen som søjler eller bjælker, hvorfor bæreevnen af disse elementer også skal eftervises.

Teori vedrørende eftervisning af brudgrænsetilstand for VE 1.11 og FE 1.11 gennemgås i senere underafsnit.

6.3.1 VE 1.B - Maksimal karakteristisk last

Den regningsmæssige bæreevne for betonen i væggen udledes med formel (6.3.1), først er det dog nødvendigt at udlede søjlereduktionsfaktoren for væggen med formel (6.3.2), og denne kan regnes på baggrund af væggens tværsnitsdata, der fremgår af tabel 6.1, den regningsmæssige linjelast der påvirker væggen, som fremgår af tabel 6.4 og væggens samlede excentricitet, der fremgår af tabel 6.5.

$$\Phi = \min \begin{cases} 1,14 \left(1 - 2 \frac{18,44 \text{ mm}}{200 \text{ mm}}\right) - 0,02 \frac{3200 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,61 \\ 1 - 2 \frac{18,44 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,82 \end{cases}$$

Der anvendes derfor en søjlereduktionsfaktor på 0,61 til videre beregning.

$$N_{Rd} = 0,61 \cdot 22,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (200 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}) = 2751 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Det vil sige, at den indvendige væg har tilstrækkelig bæreevne, når der ses bort fra rionettene i væggen, og væggen herved har en udnyttelsesgrad på $\frac{590,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2751 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 20\%$.

6.3.2 VE 1.B - Excentrisk last

Den regningsmæssige bæreevne findes på samme vis som i ovenstående afsnit. Den kan regnes på baggrund af væggens tværsnitsdata, der fremgår af tabel 6.1, den regningsmæssige linjelast, der fremgår af tabel 6.6 og væggens samlede excentricitet, der fremgår af tabel 6.7.

$$\Phi = \min \begin{cases} 1,14 \left(1 - 2 \frac{20,66 \text{ mm}}{200 \text{ mm}}\right) - 0,02 \frac{3200 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,58 \\ 1 - 2 \frac{20,66 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,79 \end{cases}$$

Der anvendes derfor en søjlereduktionsfaktor på 0,58 til videre beregning.

$$N_{Rd} = 0,58 \cdot 22,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (200 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}) = 2637 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Væggens bæreevne er tilstrækkelig og væggens udnyttelsesgrad bliver derfor $\frac{559,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2637 \frac{\text{kN}}{\text{m}}} = 21\%$.

For begge lasttilfælde, er der som udgangspunkt fundet en lav udnyttelsesgrad, hvilket ikke er optimalt. Dog er en vægtykkelse på 200 mm nødvendig, før der kan laves en samling med de fundne trækforbindelser, og Spæncom laver ikke vægelementer af beton med en lavere karakteristisk trykstyrke end C30 beton, hvorfor det er svært at optimere væggen og dens udnyttelsesgrad. [Spæncom, U.Å.a]

Det vurderes derfor, at den lave udnyttelsesgrad er acceptabel.

6.3.3 VE 1.11 - Maksimal karakteristisk last

Før det eftervises, at vægstykkerne kan optage den afleverede linjelast og momentet fra den indlagte bjælke, skal det kontrolleres, at den indlagte bjælke har tilstrækkelig bæreevne, så den kan omfordele lasterne.

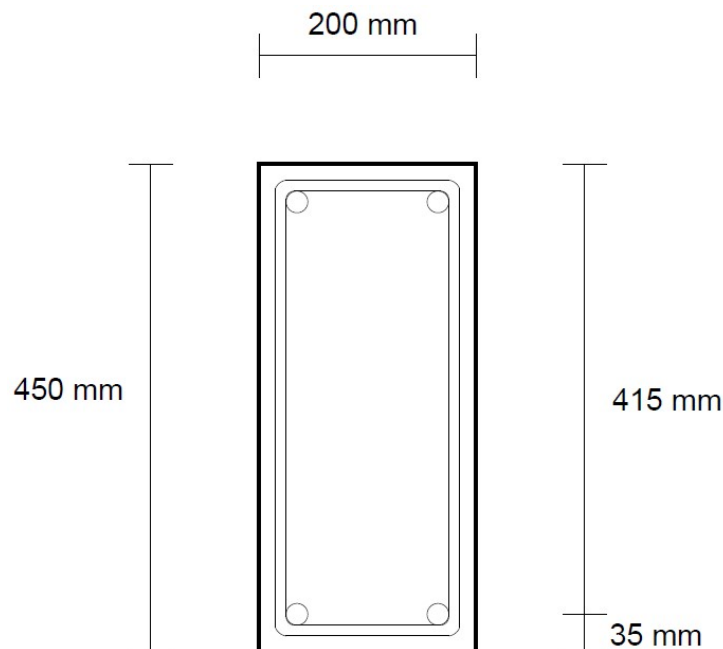
Kontrol af indlagt bjælke

Bjælkens geometri fremgår af figur 6.9 og lasterne der skal optages fremgår af tabel 6.10.

Momentbæreevne

Det vælges, at der i bjælken skal indlægges 2 Ø20 armeringsstænger i toppen og bunden af bjælken til optagelse af moment.

Bjælkens tværsnit fremgår af figur 6.12 herunder.

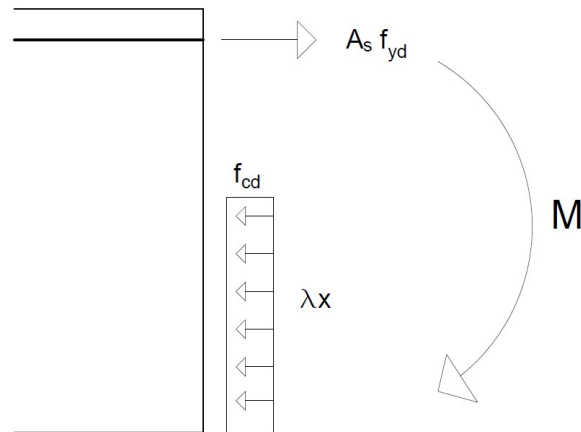


Figur 6.12 Tværsnit af bjælke med Ø20 armeringsstænger og Ø10 bøjle.

Herunder eftervises det, at bjælken har tilstrækkelig bæreevne. Bjælken undersøges med metoden for bjælker udsat for bøjning beskrevet i *Betonkonstruktioner efter DS/en 1992-1-1* [Jensen, 2008].

Til bæreevne eftervisning skal nyttehøjden først udledes. Denne benævnes d og kan aflæses af figur 6.12 hvor den findes til $d = 415$ mm for armeringen i både toppen og bunden af tværsnittet.

Ved optagelse af moment, antages det at trækarmeringen vil flyde og herefter findes en trykzone ved at opstille ligevægt og med afsæt i denne ligevægt kan trykzonen findes. Ligevægt er illustreret på figur 6.13 herunder.



Figur 6.13 Trykzone og trækarmring, når tværsnittet udsættes for ren bøjning.

Et udtryk for trykzonen for en normalarmeret bjælke kan regnes som vist i formel (6.3.3).

$$x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda} \quad (6.3.3)$$

Med afsæt i trykzonen kan bjælkens momentbæreevne udledes. Eftersom der er ækvivalent længdearmring i over- og undersiden af bjælken, vil trykzonen og momentbæreevnen ved træk i over- og underside være ens.

$$x = \frac{2 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot 482,46 \text{ MPa}}{1,0 \cdot 22,56 \text{ MPa} \cdot 200 \text{ mm} \cdot 0,8} = 83,98 \text{ mm}$$

Bjælkens momentbæreevne kan findes ved at tage moment omkring centrum af trykzonen, som det fremgår af formel (6.3.4).

$$M_{Rd,b} = A_s \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) \quad (6.3.4)$$

Bjælkens momentbæreevne udledes.

$$M_{Rd,b} = 2 \cdot \pi \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot 482,43 \text{ MPa} \cdot \left(415 \text{ mm} - \frac{83,98 \text{ mm}}{2}\right) = 113,07 \text{ kNm}$$

Bjælken har derfor tilstrækkelig momentbæreevne, da det regningsmæssige maksimale moment, som bjælken skal optage er $-87,01 \text{ kNm}$ og $43,51 \text{ kNm}$.

Det kontrolleres at bjælken er normalarmeret, hvilket var en af forudsætningerne for ligevægten, der danner grundlag for udledning af trykzonen. Hvis armeringsgraden, der findes med formel (6.3.5), er i intervallet $0,052 \leq \omega \leq 0,482$, så er den normalt armeret. [Jensen, 2008]

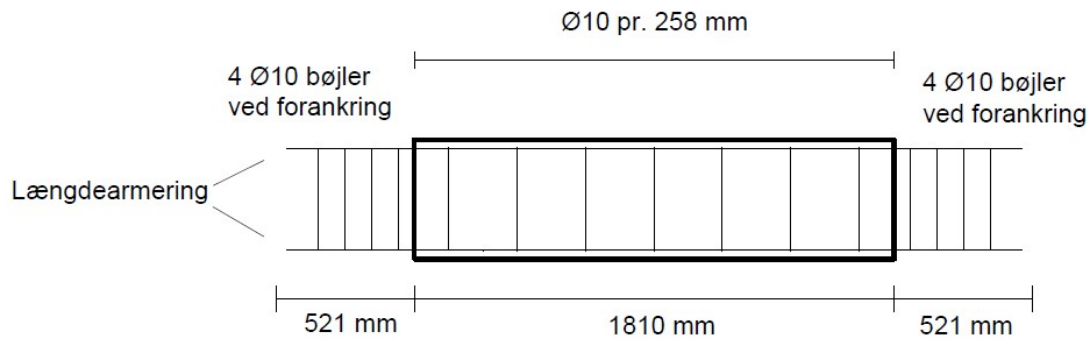
$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}} \quad (6.3.5)$$

$$\omega = \frac{2 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi \cdot 482,43 \text{ MPa}}{200 \text{ mm} \cdot 415 \text{ mm} \cdot 1,0 \cdot 22,56 \text{ MPa}} = 0,16$$

Forskydningsbæreevne

Det skal yderligere kontrolleres at bjælken har tilstrækkelig forskydningsbæreevne.

Placeringen af bøjler i bjælken fremgår af figur 6.14, hvor det er valgt, at der skal være Y10 bøjler pr. 258 mm, svarende til 7 bøjler i bjælken.



Figur 6.14 Tværsnit af bjælke med bøjler

Ved eftervisning af forskydningsbæreevne tages der udgangspunkt i *Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1*. [Jensen, 2008]

Først skal der vælges en trykhældning $1 \leq \cot(\theta) \leq 2,5$. For denne bjælke vælges der at bruge $\cot(\theta) = 1,5$. Der vælges ikke 2,5, da reaktionen skal optages i længdearmeringen, gav anledning til for lang en forankringslængde.

Herefter kontrolleres det, at det skrå betontryk, σ_c , ikke er større end den plastiske styrke, der regnes som vist i formel (6.3.6).

$$\sigma_c \leq v_v \cdot f_{cd} \quad (6.3.6)$$

Det skrå betontryk udregnes herunder, hvor v_v er fundet ved tabelopslag i *Betonkonstruktioner*. [Jensen, 2008]

$$\sigma_c \leq (0,7 - \frac{30 \text{ MPa}}{200}) \cdot 22,56 \text{ MPa} = 12,41 \text{ MPa}$$

Dette plastiske skrå betontryk sammenlignes med de maksimale forskydningsspændinger, der udledes med formel (6.3.7).

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} \quad (6.3.7)$$

Den indre momentarm kan for normalt armeret tværsnit findes med formel (6.3.8).

$$z = (1 - \frac{1}{2} \cdot \omega) \cdot d \quad (6.3.8)$$

Momentarmen kan nu udledes, da faktorerne der indgår er fundet ved undersøgelse af bjælkens momentbæreevne.

$$z = (1 - \frac{1}{2} \cdot 0,16) \cdot 415 \text{ mm} = 381,41 \text{ mm}$$

De maksimale forskydningsspændinger udregnes med formel (6.3.7).

$$\tau_{Ed} = \frac{288,44 \text{ kN}}{200 \text{ mm} \cdot 381,41 \text{ mm}} = 3,78 \text{ MPa}$$

Trykspændingen i betonen udregnes med formel (6.3.9).

$$\sigma_c = \tau_{Ed, \max} \left(\cot(\theta) + \frac{1}{\cot(\theta)} \right) \quad (6.3.9)$$

σ_c	Trykspændingen i betonen [MPa]
$\cot(\theta)$	Trykhældningen [–]

Trykspændingen i betonen regnes på baggrund af den valgte trykhældning $\cot(\theta) = 1,5$

$$\sigma_c = 3,78 \text{ MPa} \cdot \left(1,5 + \frac{1}{1,5}\right) = 8,19 \text{ MPa}$$

Denne trykspænding er mindre end den plastiske trykspænding, som betonen kan optage, hvorfor det nu er muligt at projektere tværarmeringen.

Det er tilladt at dimensionere bøjlerne efter den mindste forskydningsspænding fundet over længden l , som bestemmes med formel (6.3.10).

$$l = z \cot(\theta) \quad (6.3.10)$$

l	Afstand til dimensionering efter den mindste forskydningsspænding [m]
-----	---

Længden l udregnes med formel (6.3.10).

$$l = 381,41 \text{ mm} \cdot 1,5 = 572,11 \text{ mm}$$

Da der anvendes Ø10 bøjler i bjælken udregnes armeringsarealet af disse bøjler.

$$A_{sw} = \left(\frac{10 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot 2 = 157,08 \text{ mm}^2$$

Nu skal minimumsbøjleafstanden findes, for at sikre, at forskydningskræfterne kan optages. Denne findes med formel (6.3.11).

$$s = \min \begin{cases} 0,75 d \\ 15,9 \frac{A_{sw}}{b_w} \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \end{cases} \quad (6.3.11)$$

s	Bøjleafstanden [mm]
A_{sw}	Tværsnitsareal af forskydningsarmering [mm ²]
b_w	Mindste kropsbredde i forskydningszonen [m]

Minimumsafstanden regnes.

Den maksimale afstand mellem armeringsbøjlerne regnes med formel (6.3.11).

$$s = \min \begin{cases} 0,75 \cdot 415 \text{ mm} = 311,25 \text{ mm} \\ 15,9 \cdot \frac{157,08 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm}} \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{\sqrt{30 \text{ MPa}}} = 1253,98 \text{ mm} \end{cases}$$

Bøjleafstanden på 258 mm overholder derfor kravene hertil, og det svarer til 7 bøjler over bjælkens længde.

Med afsæt i denne afstand er det muligt at beregne den mindste forskydningsspænding, $\tau_{min,d}$, som findes med formel (6.3.12).

$$\tau_{min,d} = \frac{A_{sw} f_{yd}}{s b_w} \cdot \cot(\theta) \quad (6.3.12)$$

$\tau_{min,d}$	Mindste regningsmæssige forskydningsspænding [MPa]
----------------	--

Den mindste forskydningsspænding regnes med formel (6.3.12).

$$\tau_{min,d} = \frac{157,08 \text{ mm}^2 \cdot 482,43 \text{ MPa}}{258 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} \cdot 1,5 = 1,47 \text{ MPa}$$

Bøjlerne kan projekteres efter den mindste forskydningsspænding i afstanden l_1 fra midten af bjælken hvor $V_{Ed} = 0$. Afstanden regnes med formel (6.3.13).

$$l_1 = l_0 \frac{\tau_{min,d}}{\tau_{Ed,max}} \quad (6.3.13)$$

l_1	Afstand fra momentpunkt til mindste forskydningsspænding [m]
l_0	Afstand til ingen forskydningskraft fra 0 [m]

$$l_1 = \frac{1,810 \text{ m}}{2} \cdot \frac{1,47 \text{ MPa}}{3,78 \text{ MPa}} = 351,49 \text{ mm}$$

Den fundne bøjleafstand må bruges over længden $l_2 = l_1 + l$, hvorfor den må bruges over 923,60 mm fra bjælkens midte, og den kan bruges over hele bjælkens længde.

Det kontrolleres nu, at forskydningen kan optages i længdearmeringen ude ved enden. Det vides at længdearmeringen i bunden af bjælken er i tryk ved enderne, da der her er et negativt moment, hvorfor hele armeringens styrke kan udnyttes.

Den reaktion, der skal optages i længdearmeringen findes med formel (6.3.14)

$$F = \frac{1}{2} V_{Ed} \cot(\theta) \quad (6.3.14)$$

F | Kraft i armering [kN]

Kraften der overføres til trækarmingen regnes med formel (6.3.14).

$$F = \frac{1}{2} \cdot 288,44 \text{ kN} \cdot 1,5 = 216,33 \text{ kN}$$

Spændingen i længdearmeringen kan udledes med afsæt i kraften F .

$$\sigma_{sb} = \frac{216,33 \text{ kN}}{2 \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot \pi} = 344,30 \text{ MPa}$$

Når spændingerne i længdearmeringen er fundet, kan basisforankringslængden, $l_{b,rqd}$, findes med formel (6.3.15).

$$l_{b,rqd} = \frac{l_b}{\phi} \frac{\sigma_s}{f_{yd}} \quad (6.3.15)$$

l_b	Forankringslængde [m]
$l_{b,rqd}$	Regningsmæssig basisforankringslængde [m]
ϕ	Længdearmeringens diameter [mm]

Forholdet mellem forankringslængden, l_b , og diameteren, ϕ , findes i Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1, tabel 3.1, til 43. [Jensen, 2008].

Basisforankringslængden findes med formel (6.3.15).

$$l_{b,rqd,l\ddot{a}ngde,bund} = 43 \cdot 20 \text{ mm} \cdot \frac{344,30 \text{ MPa}}{482,43 \text{ MPa}} = 613,77 \text{ mm}$$

Herudover kan forankringslængden reduceres på baggrund af tværtryk og og fordi der ligger ekstra bøjler over forankringslængden, hvor der er placeret 4 bøjler istedet for den ene, der skal være. [Jensen, 2008]

Reduktionsfaktorerne kan regnes med formel (6.3.16) og (6.3.17)

$$\alpha_3 = 1 - K \frac{\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}}{A_s} \quad (6.3.16)$$

K faktoren findes ved opslag til 0,1. [Jensen, 2008]

$$\alpha_3 = 1 - 0,1 \frac{4 \cdot \left(\frac{10 \text{ mm}}{2}\right)^2 \cdot \pi - 0,25 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi}{2 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi} = 0,956$$

Herudover kan forankringslængden reduceres på grund af tværlast, som angivet i formel (6.3.17)

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 \cdot p \quad (6.3.17)$$

Reduktionsfaktoren udregnes på baggrund af linjelasten fundet i tabel 6.10. Der tages her udgangspunkt i den mindste linjelast, som findes over det lange vægstykke.

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 \cdot \frac{561,11 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{200 \text{ mm}} = 0,8877$$

Den regningsmæssige forankringslængde for længdearmeringen og U-bøjlen udledes herunder.

$$l_{bd,l\ddot{a}ngde,bund} = 613,77 \text{ mm} \cdot 0,956 \cdot 0,8877 = 521,05 \text{ mm}$$

Kontrol af vægelementer

Den regningsmæssige bæreevne findes på samme vis som i tidligere afsnit. Den kan regnes på baggrund af væggens tværsnitsdata, der fremgår af tabel 6.1, den regningsmæssige linjelast, der fremgår af tabel 6.8 og væggens samlede excentricitet, der fremgår af tabel 6.9.

$$\Phi = \min \begin{cases} 1,14 \left(1 - 2 \frac{36,50 \text{ mm}}{200 \text{ mm}}\right) - 0,02 \frac{4200 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,30 \\ 1 - 2 \frac{36,50 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,63 \end{cases}$$

Der anvendes derfor en søjlereduktionsfaktor på 0,30 til videre beregning.

$$N_{Rd} = 0,30 \cdot 22,56 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot (200 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}) = 1371 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Væggen har derfor tilstrækkelig bæreevne til at optage den lodrette linjelast på $799,45 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, og har en udnyttelsesgrad på 58%. Da det lille vægstykke har tilstrækkelig bæreevne, vil det større vægstykke også have tilstrækkelig bæreevne, da punktlasten fra bjælken her kan fordeles over et større vægstykke.

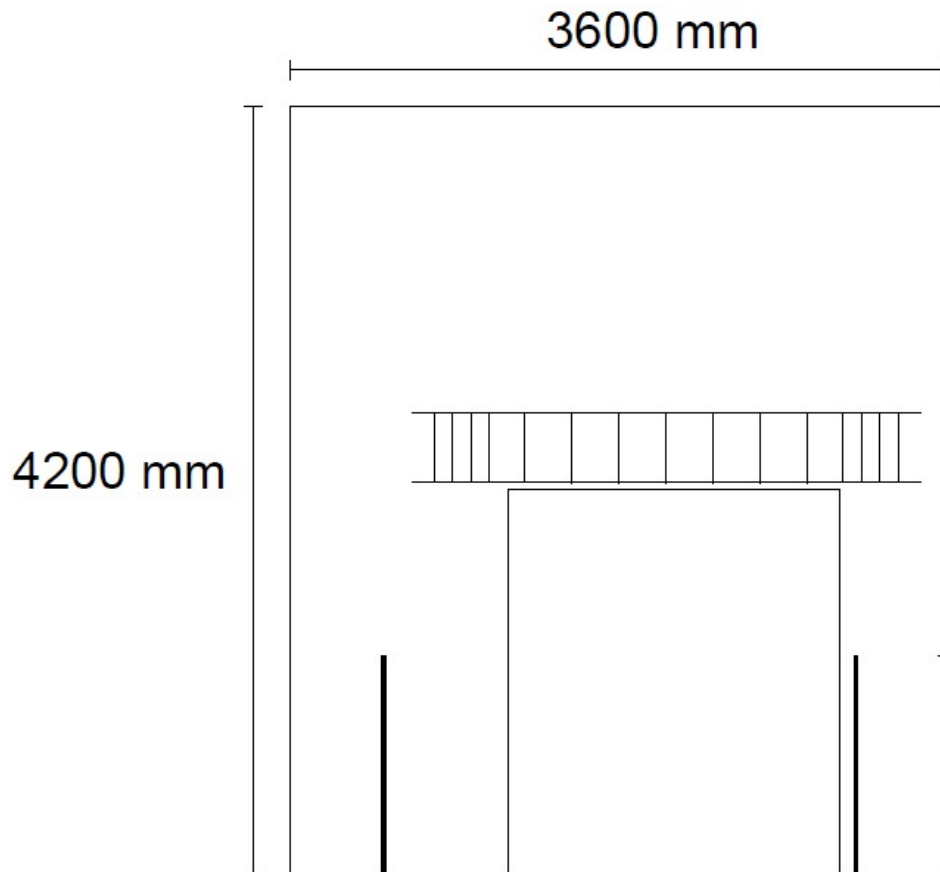
Derudover skal det vises, at væggen kan optage momentet på $-87,01 \text{ kNm}$. Dette moment optages ved at indlægge et korrugeret rør i væggen, hvorved der laves en trækforbindelse.

Der er indlagt et korrugeret og en Ø25 armeringsstang i væggen, og det er placeret 500 mm fra kanten som væggen vil dreje omkring, hvorfor det kan optage et moment på $118,41 \text{ kNm}$. Der indlægges derfor

et korrugeret rør til en Ø25 armeringsstang i begge vægstykker, i en afstand på 500 mm fra kanten, som væggen vil dreje omkring.

Armeringsjernene har en forankringslængde på $43 \cdot 25 \text{ mm} = 1075 \text{ mm}$.

Det endelige vægelement fremgår af figur 6.15



Figur 6.15 Vægelement VE 1.11

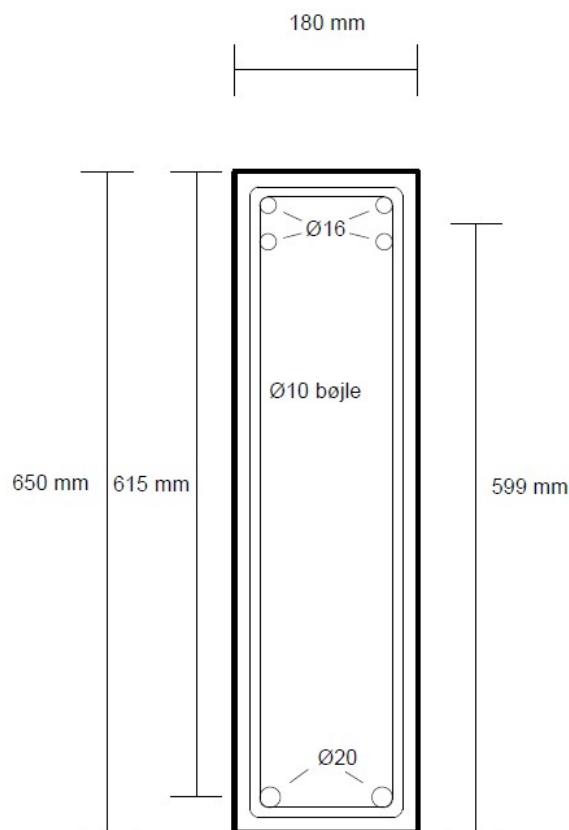
6.3.4 FE 1.11 - Maksimal karakteristisk last

Vægelement FE 1.11 er opdelt i en væg, bjælke og en søjle. Disse elementer eftervises hver for sig, hvor bjælken og væg elementet eftervises ved metoden, der er gennemgået for VE 1.11. For disse opsummeres beregningerne derfor på tabelform, mens metoden gennemgås for søjlen.

Kontrol af indlagt bjælke

Bjælkens geometri fremgår af figur 6.11 og lasterne som bjælken skal optage fremgår af tabel 6.13. Bjælkens tværsnit fremgår desuden af figur 6.16 og forskydningsarmeringen i bjælken fremgår af figur 6.17.

Af tabel 6.14 og 6.15 herunder fremgår de udledte størrelser, samt der er henvist til den anvendte formel.

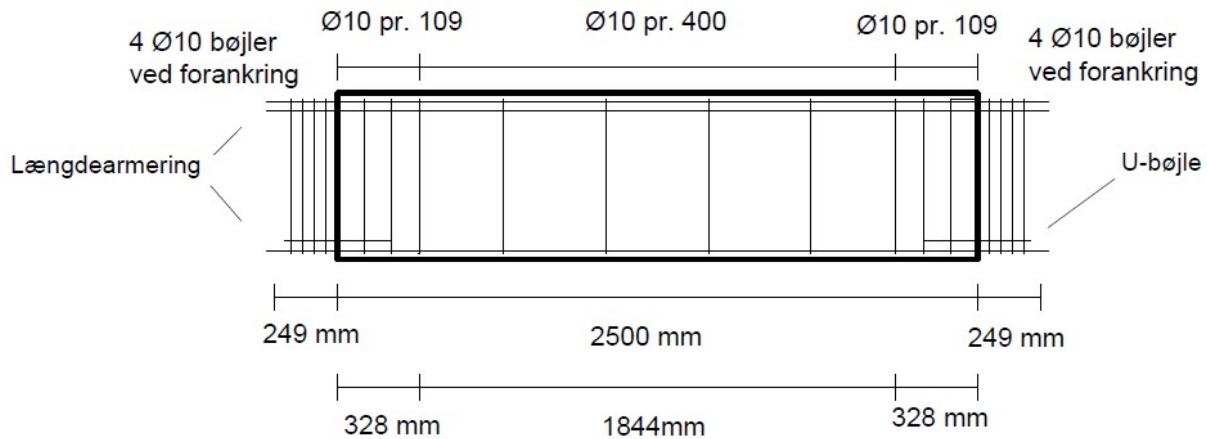


Figur 6.16 Tværsnit af "bjælkeelementet" der er indlagt i FE 1.11.

Moment	Resultat	Henvisning
d_t	599,00 mm	Figur 6.16
$A_{s,top}$	804,25 mm ²	Areal formel
x_t	119,43 mm	(6.3.3)
$M_{Rd,t}$	−209,24 kNm	(6.3.4)
ω_t	0,16	(6.3.5)
d_b	617,00 mm	Figur 6.16
$A_{s,bund}$	402,12 mm ²	Areal formel
x_b	93,31 mm	(6.3.3)
$M_{Rd,b}$	172,88 kNm	(6.3.4)
ω_b	0,12	(6.3.5)
ω_{bal}	0,469	(5.3.11)

Tabel 6.14 Udregnede størrelser til eftervisning af moment optagelse.

Da de regningsmæssige momenter er 83,61 kNm og −167,22 kNm er bæreevnerne tilstrækkelige.



Figur 6.17 Tværsnit af tværarmering i med antagelse af bjælke fra FE1.11.

Forskydning	Resultat	Henvisning
$\cot(\theta)$	1,0	[Jensen, 2008]
z	579,68 mm	(6.3.8)
$\tau_{Ed,max}$	3,85 MPa	(6.3.7)
σ_c	7,69 MPa	(6.3.6)
$A_{sw} (\text{Ø10})$	157,08 mm ²	Areal formel
s	462,75 mm	(6.3.11)
Bøjleafstand, midt	400 mm → OK	
$\tau_{Ed,min}$	1,05 MPa	(6.3.12)
l	579,68 mm	(6.3.10)
l_1	324,04 mm	(6.3.13)
l_2	921,72 mm	$l_1 + l$
τ_{328mm}	2,81 MPa	Iht. snitkraft
s_{328mm}	150,07 mm	(6.3.18)
Bøjleafstand, ende	109,33 mm – 3 bøjler → OK	
F	200,67 kN	(6.3.14)
$A_{u-bøjle}(\text{Ø16})$	402,12 mm ²	Areal formel
$A_{s,bund}$	628,32 mm ²	Areal formel
σ_s	194,74 MPa	F/A
α_3	0,962	(6.3.16)
α_5	0,929	(6.3.17)
$l_{b,rqd,længde}$	248,24 mm	(6.3.15)

Tabel 6.15 Udregnede størrelser til eftervisning af forskydningsbæreevne.

Da bøjlerne ikke fungerer over hele bjælkens længde udregnes bøjleafstanden i over de sidste 328 mm med afsæt i snitkraften fundet her med formel (6.3.18).

$$s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{\tau_{Ed} \cdot b_w} \quad (6.3.18)$$

Bøjleafstanden ved enderne kontrolleres.

$$s = \frac{157,08 \text{ mm}^2 \cdot 482,43 \text{ MPa}}{2,81 \text{ MPa} \cdot 180 \text{ mm}} = 150,07 \text{ mm}$$

Der vælges en afstand på 109,33 mm, svarende til 3 bøjler over de 328 mm.

Af tabel 6.14 og 6.15 fremgår det, at bjælken kan optage lasterne og fordele dem til væggen og søjlen.

Kontrol af vægstykke

Vægstykket kontrolleres på samme vis som tidligere, med afsæt i excentriciteten fra tabel 6.12 og formel (6.3.1). Først skal søjlereduktionsfaktoren udledes med formel (6.3.2).

$$\Phi = \min \begin{cases} 1,14 \left(1 - 2 \frac{35,88 \text{ mm}}{180 \text{ mm}}\right) - 0,02 \frac{4200 \text{ mm}}{180 \text{ mm}} = 0,22 \\ 1 - 2 \frac{35,88 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 0,60 \end{cases}$$

Væggens bæreevne regnes med den mindste søjlereduktionsfaktor 0,22.

$$N_{Rd} = 0,22 \cdot 22,56 \text{ MPa} \cdot (180 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm}) = 888,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

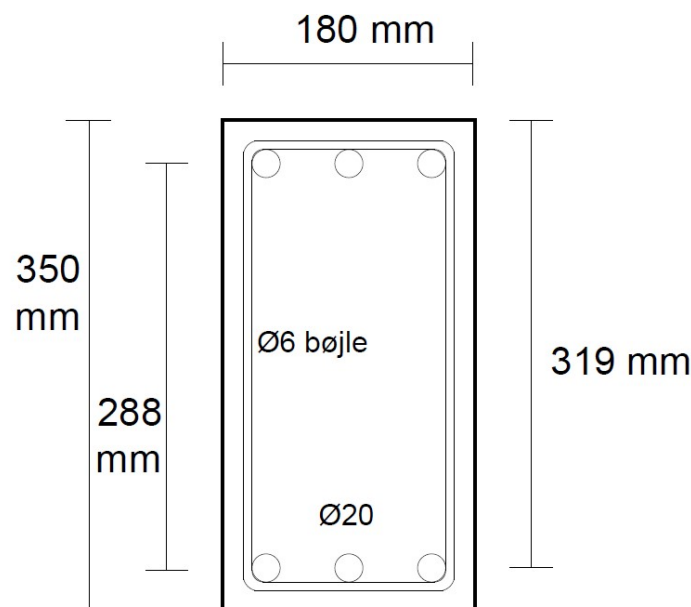
Væggen kan derfor godt optage den lodrette linjelast på $856,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$, hvorved vægstykket vil have en udnyttelsesgrad på 96%.

Væggen påvirkes desuden af et moment på $-167,22 \text{ kNm}$, som den også skal kunne optage. Til optagelse af dette moment indlægges der i væggen et korrugeret rør til en Ø32 armeringsstang. Denne skal placeres 550 mm fra kanten, som væggen vil dreje omkring, hvorved den kan optage et moment på $213,40 \text{ kNm}$, og væggen har herved tilstrækkelig bæreevne.

Kontrol af indlagt søjle

Ved søjlen medtages der ikke anden ordens effekter, da den vil være fast indspændt i begge ender, og søjlen betragtes derfor i bund og grund som en bjælke. [Jensen, 2008]

Et tværsnit af søjlen fremgår herunder af figur 6.18, hvor i det fremgår, at der ved momentoptagelse også vil være trykpåvirket armering. Søjlen påvirkes desuden af en punktlast, hvilket også får betydning for trykzonen.



Figur 6.18 Tværsnit af søjlen.

De samlede laster som søjlen skal kunne optage fremgår af tabel 6.13. For søjlen opstilles en ligevægt hvor trykarmering og normalkraft indgår. Ved opstilling af denne ligevægt antages det, at trykzonen bliver så

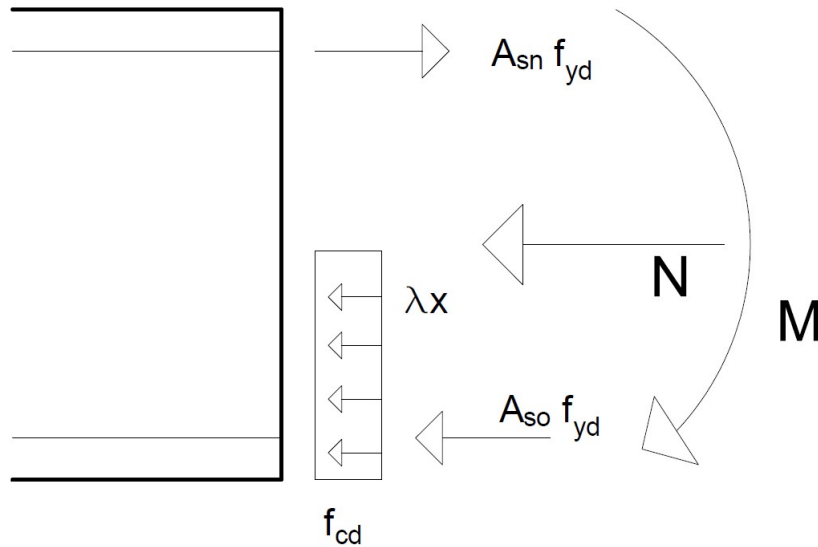
stor, at trykarmeringen vil flyde. Den samlede trykkraft, som tværsnittet skal optage udledes som vist i formel (6.3.19) herunder.

$$N_{Ed} = P + q \cdot l \quad (6.3.19)$$

Den regningsmæssige trykkraft kan nu udledes.

$$N_{Ed} = 321,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 0,35 \text{ m} + 410,34 \text{ kN} = 513,71 \text{ kN}$$

Da både momentet og trykkraften kendes, kan der udledes en ligevægt for tværsnittet, da tværsnittet kendes fra figur 6.18. Ligevægten udledes med afsæt i figur 6.19.



Figur 6.19 Kræfter der påvirker søjlen.

Trækkraften fra armeringen, forudsat de nederste 3 armeringsstænger på figur 6.18 flyder i træk, og de øverste 3 i tryk kan udledes, da det vides de alle er Ø20 stænger.

$$F_{arm} = (3 - 3) \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi \cdot 482,43 \text{ MPa} = 0 \text{ kN}$$

Trykzonens størrelse findes nu ved at undersøge, hvor stor en del af tværsnittet, der skal bruges til at optage N_{Ed} forudsat bjælke påvirket af moment samt at betonen opnår den regningsmæssige trykspænding på 22,56 MPa. Trykzonen findes som angivet i formel (6.3.20).

$$x = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot \eta \cdot b \cdot \lambda} \quad (6.3.20)$$

Trykzonen udregnes med de udregnede størrelser.

$$x = \frac{513,71 \text{ kN}}{22,56 \text{ MPa} \cdot 1 \cdot 180 \text{ mm} \cdot 0,8} = 158,16 \text{ mm}$$

Herefter kan momentbæreevnen udregnes som tidligere vist for en bjælke, der skal dog også tages højde for punktlasten, der påvirker tværsnittet. Til dette anvendes formel (6.3.21).

$$M_{Rd} = (d_b - \frac{x}{2}) \cdot N_{Ed} + A_{so} \cdot f_{yd} \cdot z - N_{Ed} \cdot (d_b - \frac{h}{2}) \quad (6.3.21)$$

Længderne d_b , z og h kan alle aflæses af figur 6.18. Arealet af armeringen i tryk er $A_{sc} = 3 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 942,48 \text{ mm}^2$.

Momentbæreevnen kan herved udledes. Dette gøres bidrags opdelt, da ligningen ellers bliver for lang.

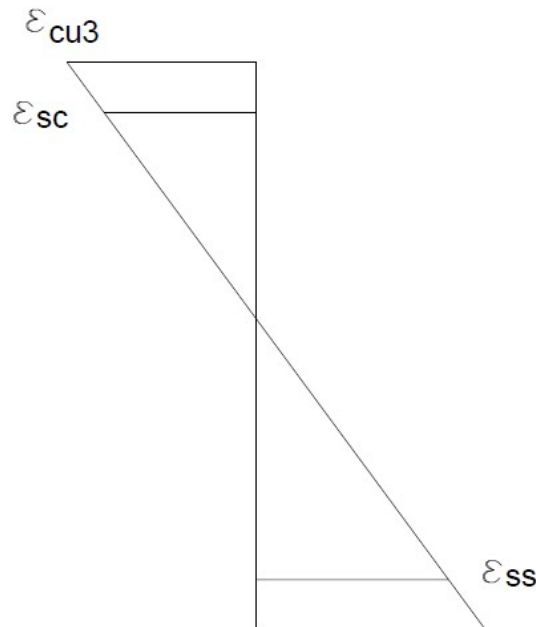
$$(d_b - \frac{x}{2}) \cdot N_{Ed} = (317 \text{ mm} - \frac{158,16 \text{ mm}}{2}) \cdot 513,71 \text{ kN} = 122,09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{so} \cdot f_{yd} \cdot z = 942,48 \text{ mm}^2 \cdot 482,43 \text{ MPa} \cdot 288 \text{ mm} = 130,95 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed} \cdot (d_b - \frac{h}{2}) = 513,71 \text{ kN} \cdot (317 \text{ mm} - 175 \text{ mm}) = 72,87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = 122,09 \text{ kN} \cdot \text{m} + 130,95 \text{ kN} \cdot \text{m} - 72,87 \text{ kN} \cdot \text{m} = 180,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Før denne bæreevne godtages, skal det dog kontrolleres at armeringen i tryk og armeringen i træk flyder. Dette kan undersøges, da det vides, at tøjningen fordeler sig lineært igennem tværsnittet, og det er i formelen antaget, at betonen når brudtøjningen i den ene side. Dette fremgår af figur 6.20



Figur 6.20 Tøjningsfordelingen gennem tværsnittet.

Tøjningerne i armeringen kan udledes, ved hjælp af trykzonens størrelse.

$$\epsilon_{sc} = 0,0035 + \frac{0,0035 - 0}{0 - 158,16 \text{ mm}} \cdot 31 \text{ mm} = 0,0028$$

$$\epsilon_{ss} = 0,0035 + \frac{0,0035 - 0}{0 - 158,16 \text{ mm}} \cdot 319 \text{ mm} = -0,0036$$

Disse skal sammenlignes med flydetøjningen.

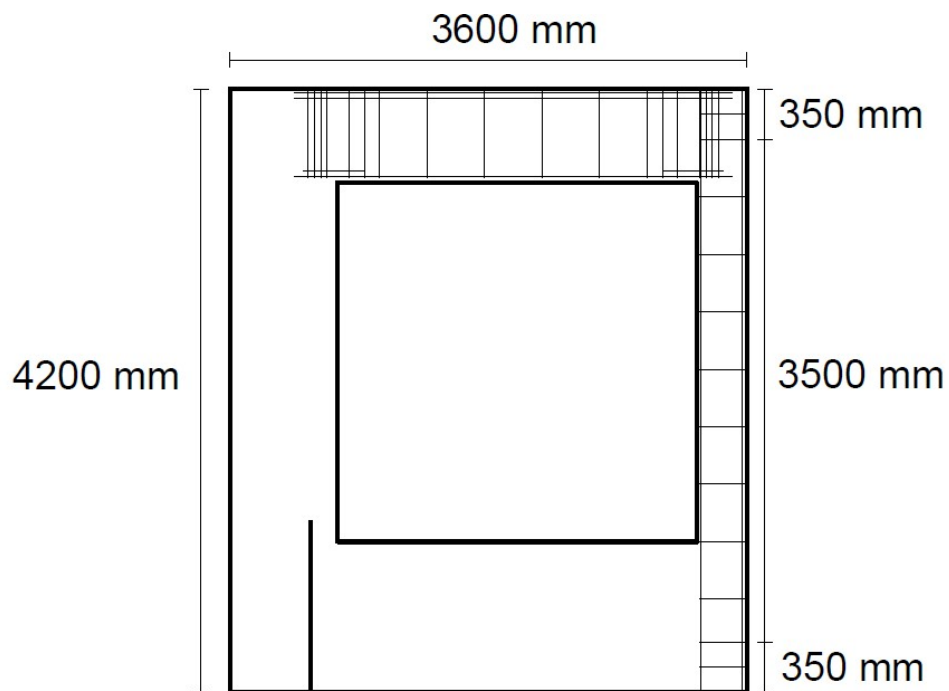
$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{482,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{195\,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,0025$$

Herved er det kontrolleret at alle armeringsstængerne flyder.

Søjlen har derfor tilstrækkelig bæreevne til at optage trykket fra punktlasten og momentet fra "bjælken" over udsparringen på $-167,22 \text{ kN} \cdot \text{m}$. Der vil også være et moment omkring bjælkens anden akse fra de excentriske huldæk, der ligger af på væggen, men dette moment bliver kun $4,03 \text{ kNm}$ og det antages derfor, at det kan optages af armeirngs rest-bæreevne. Dette eftervises dog ikke på grund af tidsmæssig begrænsning.

Der indlægges desuden tværarmering i søjlen. Hvordan dette gøres er yderligere beskrevet i afsnit 8.2, men der vælges at indlægge Ø6 bøjler, med en c-c afstand på 175 mm over de 350 mm ved søjlens ender, og i resten af søjlen lægges bøjlerne med en afstand på 350 mm.

Væggen kommer til at se ud, som det fremgår af figur 6.21.

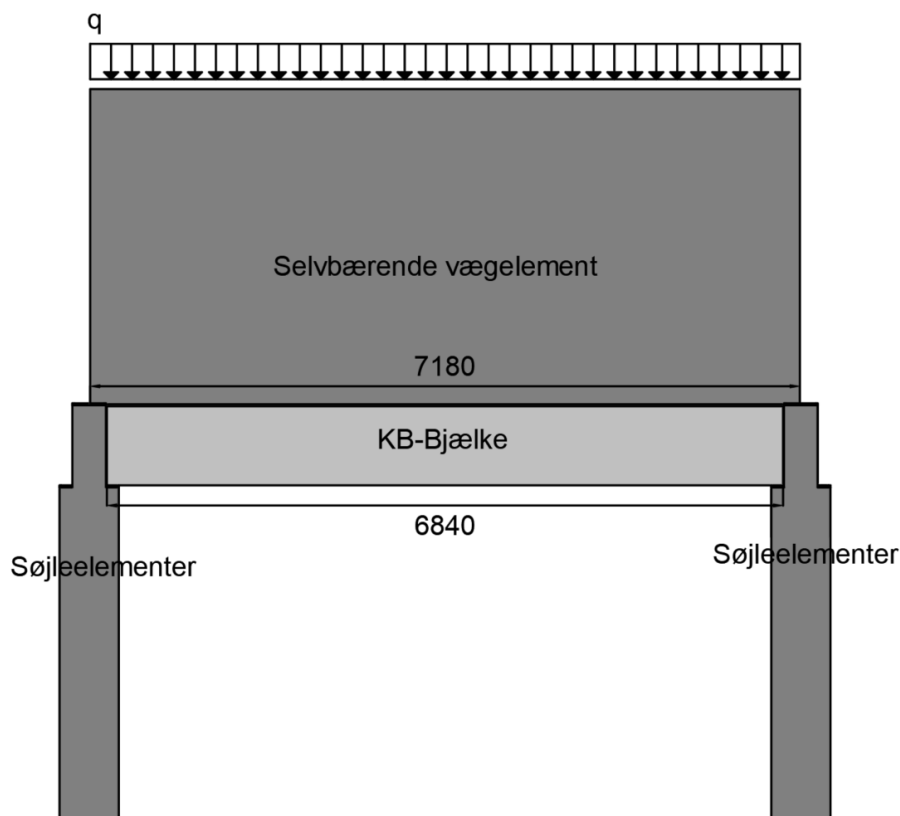


Figur 6.21 Væg FE 1.11 med armering.

6.3.5 Selvbærende vægelementer

Ift. robusthed, skal det yderligere eftervises at vægelementerne på første sal er selvbærende. Der laves derfor et ekstra afsnit, hvor der redegøres for netop dette.

Ifølge A2 - Statiske Beregninger afsnit 3.4.1 skal vægelementerne over stuen eftervises for, at de kan spænde mellem søjleelementerne som selvbærende grundet robusthedskrav. Nedenstående figur 6.22 viser opbygningen af de selvbærende vægelementer, som spænder mellem søjleelementerne.



Figur 6.22 Selvbærende vægelement over stueetagen. Mål angivet i mm.

Vægelementerne vil eftervises for moment, forskydning samt forankring for reaktionen for vederlag på søjlen. Der vil for de enkelte afsnit så vidt muligt blive anvendt tabeller.

Lastpåvirkning

For at eftervise vægelementerne er det nødvendigt at finde den dominerende lastkombination. Nedenstående tabel 6.16 angiver de karakteristiske linjelaster som påvirker vægelementerne. Disse er beskrevet i bilag B.1.

Selvbærende vægelementer - Karakteristiske linjelaster		
Lasttype	Værdi	Enhed
Egenlast (Inkl væggenes egenlast)	282,6	kN/m
Nyttelast	36,5	kN/m
Snelast	29,2	kN/m
Vindlast	2,6	kN/m

Tabel 6.16 Karakteristisk linjelaster på de selvbærende vægelementer

Herved regnes lastkombinationen for de enkelte dominerende laster jf. nedenstående tabel 6.17. For udregning af lastkombinationer anvendes koefficienter samt faktorer fra A1 - Konstruktionsgrundlag afsnit 2.6.1:

Selvbærende vægelementer - Lastkombinationer		
Dominerende last	Værdi	Enhed
Egenlast (Inkl væggens egenlast)	373,0	kN/m
Nyttelast	386,8	kN/m
Snelast	396,4	kN/m
Vindlast	339,2	kN/m

Tabel 6.17 Lastkombinationer for de selvbærende vægelementer

Herved bliver eftervises for dominerende snelast. Den regningsmæssige momentpåvirkning på vægstykket bliver dermed følgende [Jensen, 2019]:

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot l^2 \quad (6.3.22)$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{8} \cdot 396,4 \frac{kN}{m} \cdot (7,180m)^2$$

$$M_{Ed} = 2554kN \cdot m$$

Den maksimale forskydningskraft vil være ude ved vederlag ved søjlen, hvilket findes som følgende [Jensen, 2019]:

$$V_{Ed,max} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot l \quad (6.3.23)$$

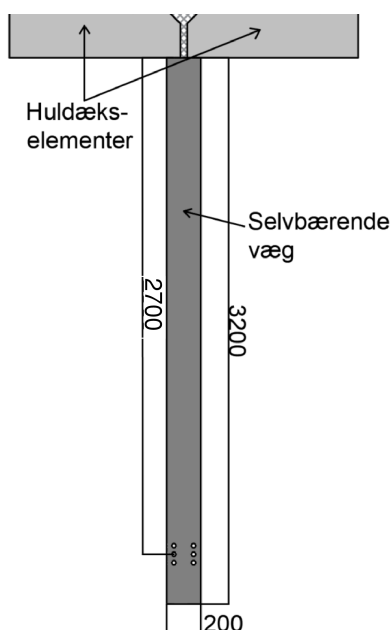
$$V_{Ed,max} = \frac{1}{2} \cdot 396,4 \frac{kN}{m} \cdot 7,180m$$

$$V_{Ed,max} = 1423kN$$

Hermed er lastpåvirkningerne for vægelementer fundet, hvorved eftervisning for moment, forskydning samt forankring kan eftervises i følgende afsnit.

Eftervisning for momentbæreevne

For at kunne have plads til forankringsarmering ved vederlag af væggen løftes længdearmeringen op i tværsnittet. Der vælges at indlægge 6Ø25 som længdearmering, og de placeres med en nyttehøjde på $d = 2700mm$. Nedenstående figur 6.23 viser vægelement med placering af længdearmering



Figur 6.23 Selvbærende vægelement med placering for længdearmering angivet.

Først skal tværsnittet eftervises som normalarmeret, hvilket er samlet i nedenstående tabel 6.18.

Input til armeringsgrad		
Beskrivelse	Symbol	Værdi
Middelværdi af betonens trækstyrke	f_{ctm}	2,9 N/mm ²
Betonens regningsmæssige trykstyrke	f_{cd}	22,6 N/mm ²
Armeringens karakteristiske flydespænding	f_{yk}	550 N/mm ²
Armeringens regningsmæssige flydespænding	f_{yd}	482 N/mm ²
Betonens rektangulære brudtøjning	ϵ_{cu3}	0,0035
Armeringens regningsmæssige flydetøjning	ϵ_{yd}	0,00235
Armeringsareal - Underside	A_{su}	2945mm ²
Nyttehøjden	d	2900mm
Dimensionsløs størrelse	η	1

Tabel 6.18 Input til eftervisning af armeringsgrad for selvbærende vægelement.

Armeringsgraden er eftervist i nedenstående tabel 6.19 med input fra tabel 6.18:

Armeringsgrad		
Beskrivelse	Ligning	Output
Minimum = $\omega_{min} \leq \omega$	$\begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0,0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{cases}$	$\begin{cases} 0,032 \\ 0,064 \end{cases}$
Balanceret = $\omega_{bal} \geq \omega$	$\lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}}$	0,479
Maksimum = $\omega_{max} \geq \omega$	$0,044 \cdot \frac{f_{yd}}{\eta \cdot f_{cd}}$	0,941
Aktuel = ω	$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}$	0,109

Tabel 6.19 Eftervisning af normal armeringsgrad.

Herved er tværsnittet normalarmeret, og den regningsmæssige momentbæreevne kan dermed udledes jf. følgende ligning [Jensen, 2008]:

$$M_{Rd} = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \cdot \omega \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \quad (6.3.24)$$

Den indre momentarm kan findes jf. ligning:

$$\begin{aligned} z &= d \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega\right) \\ z &= 2900mm \cdot \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,109\right) \\ z &= 2743mm \end{aligned} \quad (6.3.25)$$

Den regningsmæssige momentbæreevne bliver dermed jf. ligning 6.3.24:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \left(1 - \frac{1}{2} \cdot 0,109\right) \cdot 0,109 \cdot 200mm \cdot (2900mm)^2 \cdot 22,6 \frac{N}{mm^2} \\ M_{Rd} &= 3918kN \cdot m \geq 2554kN \cdot m \rightarrow OK! \end{aligned}$$

Eftervisning for forskydning

De maksimale forskydningsspændinger findes ved vederlaget af væggen som følgende [Jensen, 2008]:

$$\begin{aligned}\tau_{max,d} &= \frac{V_{Ed}}{b \cdot z} \\ \tau_{max,d} &= \frac{1423 \cdot 10^3 N}{200 mm \cdot 2743 mm} \\ \tau_{max,d} &= 2,59 \frac{N}{mm^2}\end{aligned}\tag{6.3.26}$$

Herved skal der eftervises, at det skrå betontryk ikke overskrider den plastiske regningsmæssige stryke. Dette er givet ved [Jensen, 2008]:

$$\sigma_c = \tau_{max,d} \cdot \left(\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta} \right) \leq v_v \cdot f_{cd}\tag{6.3.27}$$

I forhold til at forankre reaktionen er $\cot\theta = 1$. Effektivitetsfaktoren v_v er for ren forskydning fundet til 0,55 for C30 beton, hvorved udtrykket kan eftervises som følgende [Jensen, 2008]:

$$\begin{aligned}\sigma_c &= \tau_{max,d} \cdot \left(1 + \frac{1}{1} \right) \leq 0,55 \cdot 22,6 \frac{N}{mm^2} \\ \sigma_c &= 5,2 \frac{N}{mm^2} \leq 12,4 \frac{N}{mm^2} \rightarrow OK!\end{aligned}$$

Afstanden hvorved de minimumsforskydningen kan dimensioneres over er givet ved [Jensen, 2008]:

$$\begin{aligned}l &= z \cdot \cot\theta \\ l &= 2743 mm \cdot 1 \\ l &= 2743 mm\end{aligned}\tag{6.3.28}$$

Der vælges Ø6 bøjlearmering, hvorved minimumsafstandende kan findes ved ligning (6.3.11):

$$s = \min \begin{cases} 0,75 \cdot 2900 \text{ mm} = 2175 \text{ mm} \\ 15,9 \cdot \frac{56,5 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm}} \cdot \frac{550 \text{ MPa}}{\sqrt{30 \text{ MPa}}} = 451 \text{ mm} \end{cases}$$

Der vælges Ø6/400, hvorved de mindste regningsmæssige forskydningsspændinger kan findes ved ligning (6.3.12) til følgende:

$$\tau_{min,d} = \frac{56,5 \text{ mm}^2 \cdot 482 \text{ MPa}}{400 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}} \cdot 1,0 = 0,34 \frac{N}{mm^2}$$

Spændingen for minimumsafstanden findes i afstanden l_1 fra bjælkemidten af som følgende [Jensen, 2008]:

$$\begin{aligned}l_1 &= \frac{l_{vaeg}}{2} \cdot \frac{\tau_{min,d}}{\tau_{max,d}} \\ l_1 &= \frac{7180 mm}{2} \cdot \frac{0,34 \frac{N}{mm^2}}{2,59 \frac{N}{mm^2}} \\ l_1 &= 471 mm\end{aligned}\tag{6.3.29}$$

Afstanden hvor $s = 400 mm$ kan anvendes er dermed $l + l_1 = 2743 mm + 471 mm = 3214 mm$. Da denne afstand ikke dækker over halvdelens af vægstykkets længde kan bøjleafstanden findes for de resterende stykke med ved at finde spændingerne $l = 2743 mm$ fra vederlag af vægstykket som følgende [Jensen, 2008]:

$$\tau_{Sd} = \tau_{max,d} \cdot \frac{\frac{l_{vaeg}}{2} - l}{\frac{l_{vaeg}}{2}} \quad (6.3.30)$$

$$\tau_{Sd} = 2,59 \frac{N}{mm^2} \cdot \frac{\frac{7180mm}{2} - 2743mm}{\frac{7180mm}{2}}$$

$$\tau_{Sd} = 0,61 \frac{N}{mm^2}$$

Bøjleafstanden for det sidste stykke kan dermed findes med følgende ligning [Jensen, 2008]:

$$s_{rest} = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd}}{\tau_{Sd} \cdot b} \cdot \cot\theta \quad (6.3.31)$$

$$s_{rest} = \frac{56,5mm^2 \cdot 482 \frac{N}{mm^2}}{0,61 \frac{N}{mm^2} \cdot 200mm} \cdot 1$$

$$s_{rest} = 222mm$$

Herved vælges de sidste armeringsbøjler monteret med 200mm afstand. Ydermere er der krav om 5Ø6 bøjler over vederlagslængden til søjleelementet.

Forankring for reaktion

Forankringslængden for vægelementerne på søjlevederlag er 160mm, hvilket vil eftervises i dette afsnit. Først regnes spændingerne i armeringen ude i vederlaget fra forskydningskraften som følgende [Jensen, 2008]:

$$F = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed} \cdot \cot\theta \quad (6.3.32)$$

$$F = \frac{1}{2} \cdot 1423kN \cdot 1$$

$$F = 711,5kN$$

Der er ved iterativ proces regnet frem til, at der i de selvbærende vægelementer skal indstøbet 3Ø25 U-bøjler. Ydermere skal der på lejepladen i væggen påsvejses 2Ø25 forankringsstænger. Dette vil sammen med længdearmeringen give et samlet areal på følgende:

$$A_{s,forankring} = A_{su} + 6 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25}{2}mm\right)^2 + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25}{2}mm\right)^2$$

$$A_{s,forankring} = 6872mm^2$$

Herved kan de effektive spændinger i armeringen findes ud fra følgende [Jensen, 2008]:

$$\sigma_{forankring} = \frac{F}{A_{s,forankring}} \quad (6.3.33)$$

$$\sigma_{forankring} = \frac{711,5 \cdot 10^3N}{6872mm^2}$$

$$\sigma_{forankring} = 103,5 \frac{N}{mm^2}$$

Herved kan den regningsmæssige basisforankringslængde findes ud fra følgende formel samt $\frac{l_b}{\emptyset} = 43$ for C30 beton samt $f_{uk} = 550 \frac{N}{mm^2}$ for armeringen:

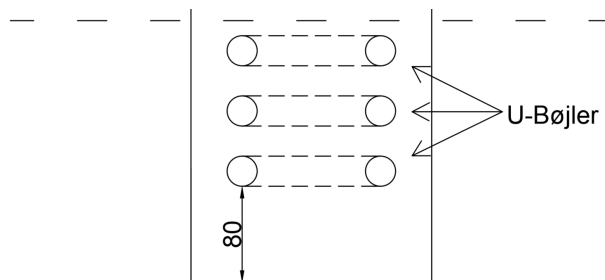
$$l_{b,rqd} = \frac{l_b}{\phi} \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{ysd}} \quad (6.3.34)$$

$$l_{b,rqd} = 43 \cdot (25mm) \cdot \frac{103,5 \frac{N}{mm^2}}{482 \frac{N}{mm^2}}$$

$$l_{b,rqd} = 230mm$$

Dette er mere end de 160mm, som er til rådighed for søjlevederlaget. Der er nogle faktorer, som reducerer den regningsmæssige basisforankringslængde. Det er blandt andet tværtryk for vederlaget samt anvendelse af U-bøjler, som begge vil anvendes i dette tilfælde. Da dæklaget under den nederst U-bøjle er større end 3Ø, medfører dette, at forankringslængden kan reduceres med $\alpha_1 = 0,7$. [Jensen, 2008]

Nedenstående 6.24 figur angiver denne afstand.



Figur 6.24 Dæklag under U-Bøjle er større end 3Ø. Mål angivet i mm.

Da $80mm \geq 3 \cdot 25mm$ er betingelsen opfyldt, hvilket medfører at $\alpha_1 = 0,7$ kan anvendes. Dette gør sig kun gældende for U-bøjlerne areal, hvorved det skønnes acceptabelt at korrigere α_1 i forhold til U-bøjlerens areal og det samlede areal i intervallet $0,7 \leq \alpha_1 \leq 1,0$. Faktoren korrigeres hermed herunder:

$$\alpha_{korr} = \frac{A_{s,U-bøjler}}{A_{s,forankring}} \quad (6.3.35)$$

$$\alpha_{korr} = \frac{2945mm^2}{6872mm^2}$$

$$\alpha_{korr} = 0,43$$

Herved kan α_1 udregnes med korrektionsfaktoren i intervallet $0,7 \leq \alpha_1 \leq 1,0$ til følgende:

$$\alpha_1 = 0,7 + (1 - \alpha_{korr}) \cdot 0,3 \quad (6.3.36)$$

$$\alpha_1 = 0,7 + (1 - 0,43) \cdot 0,3$$

$$\alpha_1 = 0,87$$

Hermed er reduktionsfaktoren fundet for anvendelse af U-bøjler. Ydermere kan findes en reduktionsfaktor for tværtryk ved følgende ligning [Jensen, 2008]:

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 \cdot p \quad (6.3.37)$$

Hvor:

$$p \mid \text{Tværtrykket over vederlag} \left[\frac{N}{mm^2} \right]$$

Tværtrykket over vederlaget findes som følgende:

$$p = \frac{V_{Ed}}{160mm \cdot 200mm}$$

$$p = 44,5 \frac{N}{mm^2}$$

Dette medfører at reduktionsfaktoren bliver lig:

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 \cdot 44,5$$

$$\alpha_5 = -0,78$$

α_5 kan dog minimum sættes til 0,7 [Jensen, 2008]. Med de to reduktionsfaktorer α_1 og α_5 bliver den regningsmæssige forankringslængde dermed:

$$l_b = l_{b,rqd} \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_5 \tag{6.3.38}$$

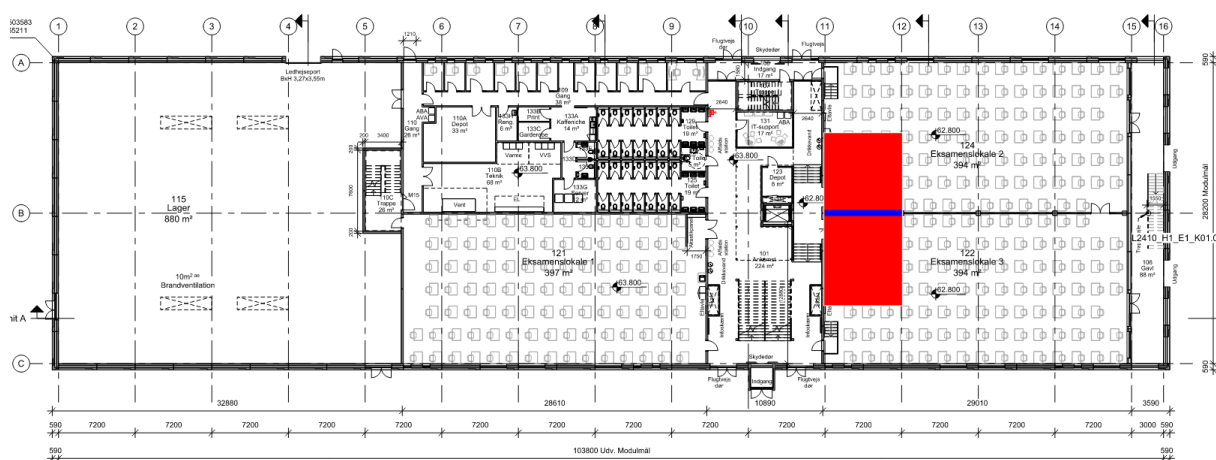
$$l_b = 225mm \cdot 0,87 \cdot 0,7$$

$$l_b = 140,5mm \leq 160mm \rightarrow OK!$$

Herved er det eftervist, at reaktionen kan forankres over vederlagslængden på søjlens lejeplade.

A2.2.4 - STATISKE BEREKNINGER - BJÆLKER

I dette kapitel udarbejdes statisk dokumentation for konstruktionsafsnit 4, der omfatter hovedkonstruktionens bjælker. Der vil specifikt blive eftervist for KB-bjælkerne, som er placeret i stueetagen i hovedkonstruktionen. KB-bjælkerne er markeret på nedenstående figur 7.1.



Figur 7.1 KB-bjælke markeret med blå, og lastoplandet er markeret med rød. Konstruktionsplan udleveret af DS Flexhal.

For at simplificere eftervisningerne vil der opstilles tabeller med resultater fra beregningerne. Hvis det er første gang en metode bliver anvendt, så vil metoden blive indgå.

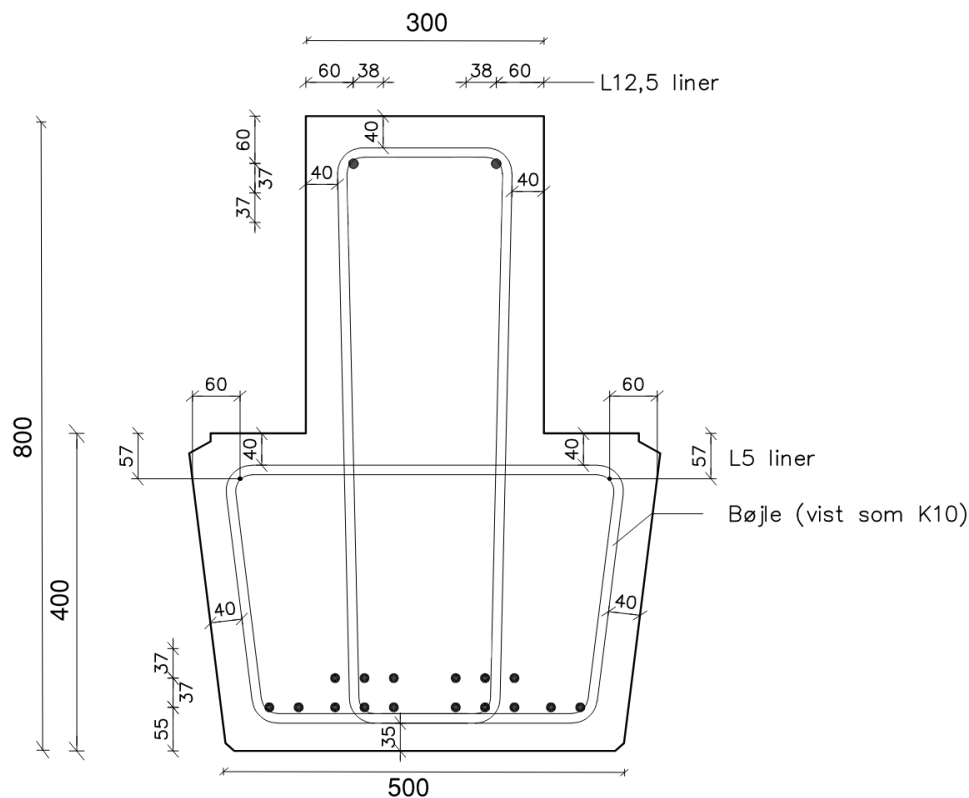
7.1 Grundlag

KB-bjælkerne vil blive eftervist for henholdsvis moment- samt forskydning, men da KB-bjælken vil have et vridende moment fra excentriciteterne af vederlag fra huldækkene, så vil eftervisning af vridning ydermere blive eftervist. Nedenstående tabel 7.1 angiver materialeparametrene for KB-bjælken:

Definition	Symbol	Værdi	Enhed
Betonens trykstyrke - Karakteristisk	f_{ck}	50	$\frac{N}{mm^2}$
Betonens begyndelseselasticitetsmodul	E_c	$37 \cdot 10^3$	$\frac{N}{mm^2}$
Armeringens flydespænding - Karakteristisk	f_{yk}	1260	$\frac{N}{mm^2}$
Armeringens lasticitetsmodul	E_s	$195 \cdot 10^3$	$\frac{N}{mm^2}$
Forspændingakraft for hver 12,5 mm line	$P_{F,12}$	110	kN

Tabel 7.1 Materialeparametre for eftervisning af huldæk

For at undgå en for iterativ proces ved håndberegningerne er der eftervist et tværsnit ved hjælp af Spæncoms beregningssoftware, som der tages udgangspunkt i. Spæncomsberegninger af KB-Bjælken fremgår af bilag D.1. Det efterviste tværsnit for KB-bjælken er vist på nedenstående figur 7.2.

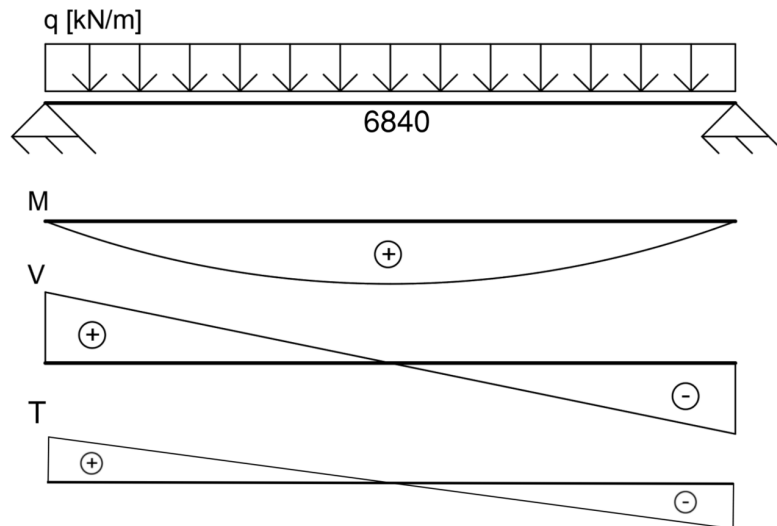


Figur 7.2 Tværsnit til grundlag for håndberegninger. Tegning udleveret af Spæncom.

Som det kan ses på figur 7.2 er der forneden 16Ø12,5 liner samt 2Ø12,5 liner i toppen. Der ses bort fra de små Ø5 liner ude i hylderne, da de er monteret for at holde bøjlerne på plads. Ydermere kan det ses, at der er 40mm dæklag, og dette er selvom miljøklassen for elementet jf. A1 - Konstruktionsgrundlag tabel 2.8 er angivet til passiv. Bøjlerne er bukket, så de kan anvendes i alle miljøklasser, hvilket gør det nemmere for produktionen.

7.2 Statisk system og laster

KB-bjælken vil anses som en simpelt understøttet bjælke med en jævnt fordelt linjelast, hvilket medfører, at bjælken vil blive eftervist for momentoptagelse ved $l/2$ samt et stigende bøjlebehov ud mod understøtningen fra henholdsvis forskydning samt vridning. Det statiske system ses på nedenstående figur 7.3.



Figur 7.3 Statisk system for KB-bjælken. T angiver det vridende moment.

Lastpåvirkningen tages fra A2 - Statiske Beregninger tabel 3.2. Herved kan der regnes for henholdsvis dominerende egen- eller nyttelast jf. nedenstående:

$$E_{D,6.10a} = K_{FI} \cdot 1,2 \cdot G_k \quad (7.2.1)$$

$$E_{D,6.10a} = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 8,9 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{D,6.10a} = 11,7 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{D,6.10b-1} = K_{FI} \cdot 1,0 \cdot G_k + K_{FI} \cdot 1,5 \cdot N_k \quad (7.2.2)$$

$$E_{D,6.10b-1} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 8,9 \frac{kN}{m^2} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 2,5 \frac{kN}{m^2}$$

$$E_{D,6.10b-1} = 13,9 \frac{kN}{m^2}$$

Herved dimensioneres KB-bjælken for dominerende nyttelast. De karakteristiske linjelaster på bjælken kan findes jf. nedenstående:

$$q_{k,egen} = 8,9 \frac{kN}{m^2} \cdot 14,6m$$

$$q_{k,egen} = 129,9 \frac{kN}{m}$$

$$q_{k,nytte} = 2,5 \frac{kN}{m^2} \cdot 14,6m$$

$$q_{k,nytte} = 36,5 \frac{kN}{m}$$

I forhold til bjælkens egenlast angiver Spæncoms beregningssoftware en regningsmæssig linjelast på $8,5 \frac{kN}{m}$, hvilket vil tillægges. Den regningsmæssige linjelast på bjælken bliver dermed:

$$q_{Ed,6.10-b} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot 129,9 \frac{kN}{m} + 1,1 \cdot 1,5 \cdot 36,5 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed,6.10-b} = 203,2 \frac{kN}{m} \quad (7.2.3)$$

Herved er den regningsmæssige lastpåvirkning af bjælken fundet, hvorved det maksimale moment kan regnes til følgende:

$$M_{Max} = \frac{1}{8} \cdot q_{Ed,6.10-b} \cdot l^2$$

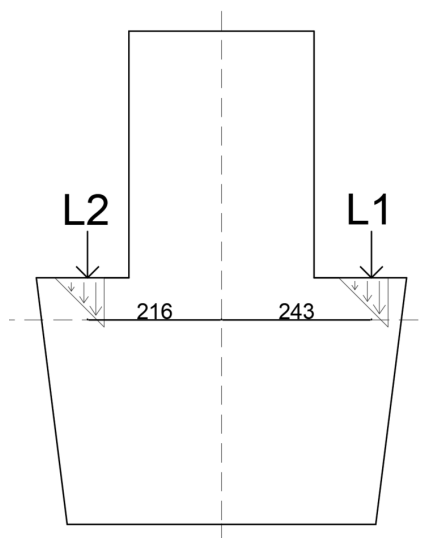
$$M_{Max} = 1237,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Reaktionerne kan findes som følgende:

$$R_a = R_b = \frac{1}{2} \cdot q_{Ed,6.10-b} \cdot l$$

$$R_a = R_b = 723,8 \text{ kN}$$

KB-bjælken vil yderligere være påvirket af et vridende moment fra excentriciteterne fra dækelementerne. Ved excentriciteterne tages udgangspunkt i tredjedelspunkterne for vederlaget, hvorved det mest ugunstige tilfælde vælges. Påførsel af lasten med excentriciteter kan ses på figur 7.4:



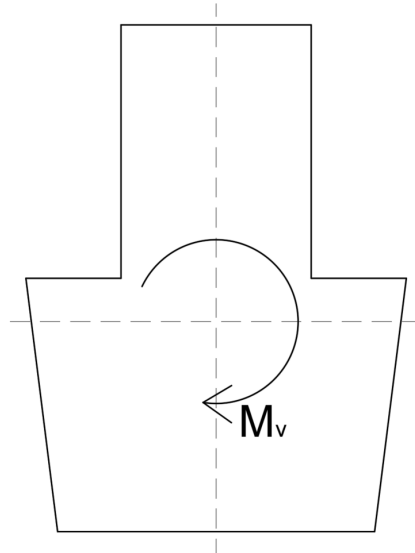
Figur 7.4 Excentrisk lastpåvirkning af KB-bjælke. Mål angivet i mm.

Det er forskellen i excentriciteten fra tyngdepunkt af tværsnittet som vil bidrage til det vridende moment. Excentriciteten til det vridende moment bliver dermed:

$$e_v = 243 \text{ mm} - 216 \text{ mm}$$

$$e_v = 27 \text{ mm}$$

Den fundne excentricitet vil medføre det vridende moment, som er angivet på nedenstående figur 7.5:



Figur 7.5 Vridende moment fra excentricitet af KB-bjælke.

Det vridende moment kan regnes ud som halvdelen af den fundne regningsmæssige linjelast ved ligning 7.2.3 multipliceret med differencen i excentriciteter. Dette er regnet ud som følgende:

$$M_{v1} = \frac{q_{Ed,6.10-b}}{2} \cdot e_v \quad (7.2.4)$$

$$M_{v1} = \frac{203,2 \text{ kN}}{2} \cdot \frac{1}{m} \cdot 0,027m$$

$$M_{v1} = 2,74 \frac{\text{kN} \cdot m}{m}$$

Herved kan det vridende moment findes ved endevedlaget som følgende:

$$M_{v1,vederlag} = M_{v1} \cdot \frac{l}{2} \quad (7.2.5)$$

$$M_{v1,vederlag} = 2,74 \frac{\text{kN} \cdot m}{m} \cdot \frac{6,840m}{2}$$

$$M_{v1,vederlag} = 9,37 \text{ kN} \cdot m$$

Det vridende moment er fundet ud fra den fulde lastpåvirkning fra lastoplandet. Egenlasten vil ikke variere, men det vil nyttelasten, hvor der vil regnes et tilfælde, hvor der er fuld nyttelast for den mest excentriske linjelast L1, men hvor nyttelasten sættes til lig nul ved L2, som er den mindst excentriske last. Linjelasternes placering kan ses på figur 7.4. For at finde det vridende moment ud fra dette tilfælde er det nødvendigt at inddele egen- samt nyttelasten i regningsmæssige linjelaster for henholdsvis L1 samt L2. Dette gøres nedenfor:

$$q_{Ed,Egen} = 1,1 \cdot 1,0 \cdot \frac{129,9 \text{ kN}}{2} \frac{1}{m}$$

$$q_{Ed,Egen} = 71,5 \frac{\text{kN}}{m}$$

$$q_{Ed,Nytte} = 1,1 \cdot 1,5 \cdot \frac{36,5 \text{ kN}}{2} \frac{1}{m}$$

$$q_{Ed,Nytte} = 30,1 \frac{\text{kN}}{m}$$

Det vridende moment med reduceret nyttelast for den mindst excentriske last bliver dermed:

$$M_{v2} = (q_{Ed,Egen} + q_{Ed,Nytte}) \cdot (0,0243m) - (q_{Ed,Egen}) \cdot (0,0216m)$$

$$M_{v2} = 9,25 \frac{kN \cdot m}{m}$$

Ved endevederlaget bliver det vridende moment dermed:

$$M_{v1,vederlag} = M_{v2} \cdot \frac{l}{2} \quad (7.2.6)$$

$$M_{v1,vederlag} = 9,25 \frac{kN \cdot m}{m} \cdot \frac{6,840m}{2}$$

$$M_{v1,vederlag} = 31,6 kN \cdot m$$

Herved kan antagelsen om ujævn fordelt nyttelast resulterer i et over tre gange så stort vridende moment over hele bjælken, hvilket skønnes at være dimensionsgivende. Herved er de dimensionsgivende lasterne for moment, forskydning samt vridning opsummeret i nedenstående tabel 7.4:

Lastpåvirkning	
Last	Værdi
Moment	1237,8 kN · m
Forskydning	723,8 kN
Vridning	31,6 kN · m

Tabel 7.2 Dimensionsgivende lastpåvirkning af KB-bjælke.

7.3 Eftervisning af brudgrænsetilstand

Der vil i dette afsnit blive eftervist for henholds moment-, forskydning- samt vridningsbæreevnen. Eftervisning af forskydning samt vridning er lagt sammen i et afsnit, da begge eftervisninger tager udgangspunkt i behovet for bøjlearmering.

7.3.1 Momentbæreevne

Momentbæreevnen vil tage udgangspunkt i ligevægt i tværsnittet med moment omkring trykzonen for betonen. Før momentbæreevnen kan regnes skal armeringsgraden eftervises. Nedenstående tabel 7.3 angiver værdier, som anvendes til at eftervise armeringsgraden:

Input til armeringsgrad		
Beskrivelse	Symbol	Værdi
Middelværdi af betonens trækstyrke	f_{ctm}	4,1 N/mm ²
Betonens regningsmæssige trykstyrke	f_{cd}	37,6 N/mm ²
Armeringens karakteristiske flydespænding	f_{yk}	1260 N/mm ²
Armeringens regningsmæssige flydespænding	f_{yd}	1105 N/mm ²
Betonens rektangulære brudtøjning	ϵ_{cu3}	0,0035
Armeringens regningsmæssige flydetøjning	ϵ_{yd}	0,0056
Armeringsareal - Underside	A_{su}	1963mm ²
Nytteøjden	d	732mm
Dimensionsløs størrelse	η	1

Tabel 7.3 Input til eftervisning af armeringsgrad for KB.

Kravene for henholdsvis minimums-, maksimum- samt balanceret armeringsgrad er samlet i nedenstående tabel 7.4:

Armeringsgrad		
Beskrivelse	Ligning	Output
Minimum = $\omega_{min} \leq \omega$	$\begin{cases} 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \\ 0,0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \end{cases}$	$\begin{cases} 0,025 \\ 0,088 \end{cases}$
Balanceret = $\omega_{bal} \geq \omega$	$\lambda \cdot \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}}$	0,283
Maksimum = $\omega_{max} \geq \omega$	$0,044 \cdot \frac{f_{yd}}{\eta \cdot f_{cd}}$	1,283
Aktuel = ω	$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot \eta \cdot f_{cd}}$	0,261

Tabel 7.4 Eftervisning af normal armeringsgrad.

Herved er tværsnittet eftervist som normalarmeret, hvorved momentbæreevnen kan findes som moment omkring tyngdepunkt af trykzonen med nedenstående ligning:

$$M_{Rd} = A_{su} \cdot f_{yd} \cdot z \quad (7.3.1)$$

Trykzonens længde findes ud fra nedenstående ligevægtsligningen:

$$b \cdot \lambda \cdot x \cdot f_{cd} = f_{yd} \cdot A_{su} \quad (7.3.2)$$

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{su}}{b \cdot \lambda \cdot f_{cd}} \quad (7.3.3)$$

$$x = 240mm$$

Tyngdepunktet for armeringen i undersiden af bjælken bliver som følgende:

$$T_{p,Asu} = \frac{10 \cdot 55mm + 6 \cdot 92mm}{16}$$

$$T_{p,Asu} = 68mm$$

Herved bliver den indre momentarm:

$$z = 800mm - \frac{240}{2}mm - 68mm$$

$$z = 612mm$$

Momentbæreevnen bliver dermed ifølge ligning 7.3.1 lig:

$$M_{Rd} = 1963mm^2 \cdot 1105 \frac{N}{mm^2} \cdot 612mm$$

$$M_{Rd} = 1327kN \cdot m$$

7.3.2 Forskydning og vridning

I forhold til eftervisning af forskydningen samt vridningen i KB-bjælken vil betonspændingerne i trykstringerne vises ved vederlaget, hvor spændingerne er størst. Herefter vil det nødvendige bøjlearmeringsareal findes som summen af bøjlearmering fra de enkelte bidrag. For at eftervise betontrykspændingerne overholdes fra summen af vridning- samt forskydningsspændinger anvendes følgende ligning [Jensen, 2008]:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (7.3.4)$$

Hvor:

T_{Ed}	Regningsmæssige vridningsmoment	[kN · m]
$T_{Rd,max}$	Regningsmæssige vridningsmomentbæreevne	[kN · m]
V_{Ed}	Regningsmæssige forskydningskraft	[kN]
$V_{Rd,max}$	Regningsmæssige forskydningsbæreevne	[kN]

De dimensionsgivende kraftpåvirkninger er fundet og kan tages fra tabel 7.2. Vridningsmomentbæreevnen kan findes som følgende [Jensen, 2008]:

$$T_{Rd,max} = \frac{2 \cdot v_t \cdot f_{cd} \cdot t_{ef} \cdot A_k}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}} \quad (7.3.5)$$

Hvor:

v_t	Effektivitetsfaktoren for vridning	[-]
t_{ef}	Effektive vægtykkelse	[mm]
A_k	Areal indsluttet af midterlinje i tyndvægget profil	[mm ²]

Som det kan ses af ligning 7.3.5 anvendes den plastiske betonstyrke. Ydermere anvendes benævnelserne t_{ef} samt A_k , som anvendes ved vridningsspændinger. Massive tværsnit betragtes som tyndvæggede for vridningsberegninger. Antagelsen er en nedreværdimetode, da kun en mindre del af tværsnittet medregnes. Den effektive vægtykkelse af et massivt profil regnes som den største værdi af følgende udtryk [Jensen, 2008]:

$$t_{ef} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{u} \\ 2 \left(c + \phi_t + \frac{\phi}{2} \right) \end{array} \right. \quad (7.3.6)$$

Hvor:

A	Det totale tværsnitsareal for betonen	[mm ²]
u	Omkredsen af det totale areal for betonen	[mm]
c	Dæklaget for tværsnittet	[mm]
ϕ_t	Diameter af tværarmering	[mm]
ϕ	Diameter af hovedarmering	[mm]

Arealet for det totale betontværsnit samt omkredsen heraf findes ud fra figur 7.2 og kan ses på nedenstående beregninger:

$$A = (300mm \cdot 800mm) + (2 \cdot 100mm \cdot 400mm) + (2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 50mm \cdot 400mm)$$

$$A = 320 \cdot 10^3 mm^2$$

$$u = 300mm + 500mm + (2 \cdot 400mm) + (2 \cdot 150mm) + (2 \cdot \sqrt{(400mm)^2 + (50mm)^2})$$

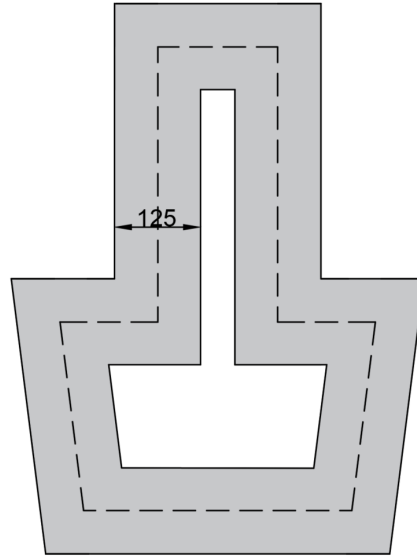
$$u = 2706mm$$

Den effektive vægtykkelse regnes dermed til følgende:

$$t_{ef} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{320 \cdot 10^3 mm^2}{2706mm} \\ 2 \left(40mm + 10mm + \frac{12,5}{2} mm \right) \end{array} \right.$$

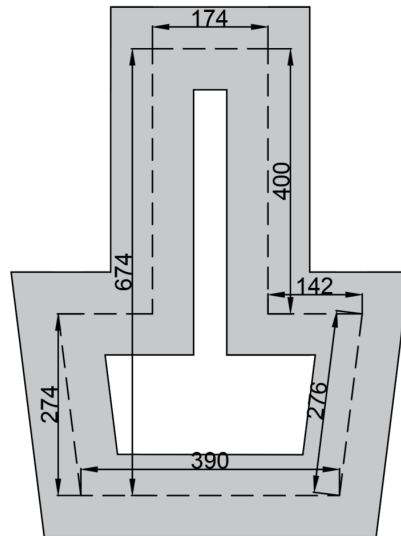
$$t_{ef} = \max \left\{ \begin{array}{l} 125mm \\ 65mm \end{array} \right.$$

Herved anvendes den effektive vægtykkelse til $t_{ef} = 125mm$. Dette er for KB-bjælken illustreret på nedenstående figur 7.6:



Figur 7.6 Tyndvægget tværsnit for KB-bjælken i forbindelse med vridningsberegninger.

A_k i ligning 7.3.5 til vridningsmomentbæreevnen kan nu findes ved at trække en halv vægtykkelse fra det totale tværsnit hele vejen rundt. Ved udledning tages udgangspunkt i nedenstående figur 7.7:



Figur 7.7 Mål for tværsnittet af A_k i forbindelse med vridningsberegninger.

A_k er udregnet til følgende:

$$A_k = (174mm \cdot 674mm) + 2 \cdot \left(\left(\frac{390}{2}mm - \frac{174}{2}mm \right) \cdot 274mm \right) + \left(\left(142 + \frac{174}{2} - \frac{390}{2} \right) \cdot 274mm \right)$$

$$A_k = 186,5 \cdot 10^3 mm^2$$

Effektivitetsfaktoren v_t fra ligning 7.3.5 er givet [Jensen, 2008]:

$$v_t = 0,7 \cdot \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \quad (7.3.7)$$

$$v_t = 0,7 \cdot \left(0,7 - \frac{50}{200}\right)$$

$$v_t = 0,32$$

Som det kan ses ud fra ligning 7.3.7 er effektivitetsfaktoren reduceret med 0,7 i forhold til effektivitetsfaktoren for ren forskydningsspændinger. Herved kan den regningsmæssige vridningsmomentbæreevne udregnes jf. ligning 7.3.5 til følgende:

$$T_{Rd,max} = \frac{2 \cdot 0,32 \cdot 37,6 \frac{N}{mm^2} \cdot 125mm \cdot 186,5 \cdot 10^3 mm^2}{1,5 + \frac{1}{1,5}}$$

$$T_{Rd,max} = 258,9 kN \cdot m$$

Den regningsmæssige forskydningsbæreevne er givet ved følgende ligning [Jensen, 2008]:

$$V_{Rd} = \frac{b_w \cdot z \cdot v_v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}} \quad (7.3.8)$$

Herved kan forskydningsbæreevnen eftervises, hvor effektivitetsfaktoren for forskydningen er givet ved $v_v = \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200}\right)$ som følgende:

$$V_{Rd} = \frac{300mm \cdot 612mm \cdot \left(0,7 - \frac{50}{200}\right) \cdot 37,6 \frac{N}{mm^2}}{1,5 + \frac{1}{1,5}}$$

$$V_{Rd} = 1434 kN$$

Herved kan de samlede betonspændinger fra forskydning og vridning eftervises jf. ligning 7.3.4 til følgende:

$$\frac{31,6 kN \cdot m}{258,9 kN \cdot m} + \frac{723,8 kN}{1434 kN} \leq 1$$

$$0,63 \leq 1 \rightarrow OK!$$

Herved overskrider betontrykspændingerne ikke de tilladelige i forhold til kraftpåvirkning fra forskydning samt vridning. Bøjlearmeringsafstanden kan hermed findes som summen fra bøjlebehovet fra forskydning og vridning. For at regne bøjlebehovet skal de regningsmæssige forskydningsspændinger først findes som følgende [Jensen, 2008]:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z} \quad (7.3.9)$$

$$\tau_{Ed} = \frac{723,8 \cdot 10^3 N}{300mm \cdot 612mm}$$

$$\tau_{Ed} = 3,9 \frac{N}{mm^2}$$

For at få et udtryk, som dækker over bøjlebehovet over en afstand anvendes følgende ligning for forskydningsbehovet [Jensen, 2008]:

$$\frac{A_{sw,v}}{s} = \frac{\tau_{Ed} \cdot b_w}{f_{yd} \cdot \cot\theta} \quad (7.3.10)$$

$$\frac{A_{sw,v}}{s} = \frac{3,9 \frac{N}{mm^2} \cdot 300mm}{482 \frac{N}{mm^2} \cdot 1,5}$$

$$\frac{A_{sw,v}}{s} = 1618 \frac{mm^2}{m}$$

Det samme gøres for bøjlebehovet fra vridningsmomentet med følgende formel [Jensen, 2008]:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw,t}}{s} &= \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1}{\cot \theta} \\ \frac{A_{sw,t}}{s} &= \frac{31,6 \cdot 10^6 N \cdot mm}{2 \cdot 186,5 \cdot 10^3 mm^2 \cdot 482 \frac{N}{mm^2}} \cdot \frac{1}{1,5} \\ \frac{A_{sw,t}}{s} &= 117 \frac{mm^2}{m} \end{aligned} \quad (7.3.11)$$

Ved summation af behovet for bøjlearmering fra henholdsvis forskydning og vridningsmoment skal behovet ved vridningsmomentet multipliceres med to, da ligning 7.3.11 tager udgangspunkt i et snit, mens behovet fra forskydning ved ligning 7.3.10 tager udgangspunkt i et vandret snit med en tosnitsbøjle. Herved bliver det samlede bøjlebehov [Jensen, 2008]:

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw}}{s} &= 1618 \frac{mm^2}{m} + 2 \cdot 117 \frac{mm^2}{m} \\ \frac{A_{sw}}{s} &= 1852 \frac{mm^2}{m} \end{aligned}$$

For at finde bøjleafstanden er der ved kombination med forskydning samt vridningsmoment yderligere to betingelser end der er ved ren forskydning. Der vælges Ø10 bøjler for KB-bjælken, hvilket ved et vandret snit igennem bjælken har et areal på $A_{sw} = 157 mm^2$. Nedenfor kan ses, hvordan bøjleafstanden udledes [Jensen, 2008]:

$$s = \begin{cases} 0,75 \cdot d \\ 15,9 \cdot \frac{A_{sw}}{b_w} \cdot \frac{f_{yk}}{\sqrt{f_{ck}}} \\ \frac{u}{8} \\ b_w \end{cases} \quad (7.3.12)$$

Omkredsen af det totale KB-bjælke tværsnit regnes til:

$$\begin{aligned} u &= 500mm + 300mm + (2 \cdot 400mm) + (2 \cdot 150mm) + (2 \cdot \sqrt{(400mm)^2 + (50mm)^2}) \\ u &= 2706mm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \begin{cases} 0,75 \cdot 732mm \\ 15,9 \cdot \frac{157mm^2}{300mm} \cdot \frac{550 \frac{N}{mm^2}}{\sqrt{50 \frac{N}{mm^2}}} \\ \frac{2706mm}{8} \\ 300mm \end{cases} \\ s &= \begin{cases} 549mm \\ 647mm \\ 338mm \\ 300mm \end{cases} \end{aligned}$$

Hvis $s = 300\text{mm}$ vælges ville det give følgende bøjleareal per meter:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{157\text{mm}^2}{0,3\text{m}}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 523 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \leq 1852 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \rightarrow \text{IKKE OK!}$$

Herved skal bøjlerne sidde tættere end den fundne bøjleafstand. Bøjleafstanden kan findes ved at dividere de enkelte bøjlers armeringsareal med det krævede armeringsareal fra forskydning samt vridning, hvilket medfører:

$$s = \frac{157\text{mm}^2}{1852 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}}$$

$$s = 0,085\text{m}$$

Bøjlerne skal dermed sidde med en afstand på 85mm nær vederlaget af KB-bjælken, hvor forskydningen samt vridningen er størst. Herefter kan der regnes flere snit ind mod midten for at optimere bøjleforbruget.

7.3.3 Forankring for reaktionen

Da KB-bjælken skal aflevere lasten over lejepladens bredde svarer dette til en forankringslængde på 100mm . Længdearmering samt indstøbning af u- og c-bøjler vil opfylde denne forankringslængde. De aktuelle spændinger fra forskydningen i længdearmeringen findes som følgende [Jensen, 2008]:

$$F = \frac{1}{2} \cdot V_{Ed} \cdot \cot \theta \quad (7.3.13)$$

$$F = \frac{1}{2} \cdot 723,8\text{kN} \cdot 1,5$$

$$F = 542,9\text{kN}$$

Spændingerne ved vederlag i længdearmeringen placeret i undersiden af tværsnittet kan dermed findes som [Jensen, 2008]:

$$\sigma_s = \frac{F}{A_{su}} \quad (7.3.14)$$

$$\sigma_s = \frac{542,9 \cdot 10^3\text{N}}{1963\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s = 276,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Der antages gode og kontrollerede forankringsforhold for KB-bjælken, hvorved basisforankringslængden kan findes som:

$$\frac{l_b}{\phi} = \frac{f_{yd} \cdot \gamma_c}{9 \cdot f_{ctk0,05}} \quad (7.3.15)$$

Ud fra den karakteristiske betontrykstyrke på $50 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ for KB-bjælken kan den karakteristiske trækstyrke svarende til 5%-fraktilen findes til $f_{ctk0,05} = 2,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$, hvilket medfører, at basisforankringslængden bliver lig:

$$l_b = \frac{f_{yd} \cdot \gamma_c}{9 \cdot f_{ctk0,05}} \cdot \phi \quad (7.3.16)$$

$$l_b = \frac{1105 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 1,4 \cdot 0,95}{9 \cdot 2,9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 12,5\text{mm}$$

$$l_b = 703,7 \text{ mm}$$

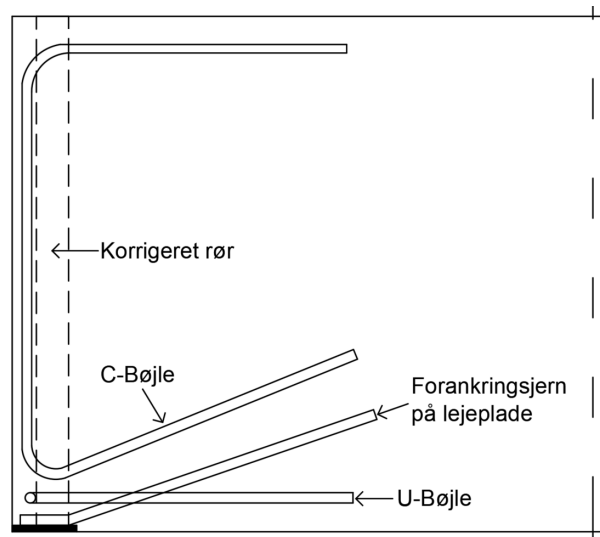
Herved kan den regningsmæssige forankringslængde findes ud fra de effektive spændinger i længdearmeringen fundet ud fra ligning [Jensen, 2008]:

$$l_{b,rqd} = l_b \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}} \quad (7.3.17)$$

$$l_{b,rqd} = 703,7 \text{ mm} \cdot \frac{276,5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1105 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}$$

$$l_{b,rqd} = 176 \text{ mm}$$

Herved kan det ses, at forankringslængden er for stor i forhold til en bredde af lejepladen på 100 mm. Der er på lejepladen påsvejet 4Ø16 forankringsjern, som vil tages med i arealet af armeringsjern til forankring. Ydermere indsættes ved enden af KB-bjælken 2Ø16 C-bøjler for at undgå flækrevner, og der indlægges omkring det korrigerede rør 1Ø16 U-bøjle. Nedenstående figur 7.8 viser KB-bjælken set fra siden, hvor de forskellige armeringstyper er angivet:



Figur 7.8 Armering anvendt til forankring udover længdearmeringen.

Forankringsjern på lejepladen, C-bøjler samt U-bøjle kan vil give mere armering i undersiden til forankring for reaktionen. Det ekstra areal regnes som følgende:

$$A_{forankring} = 4 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi + 2 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi + 2 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi$$

$$A_{forankring} = 1608 \text{ mm}^2$$

Herved kan de nye effektive spændinger i armeringen regnes ud fra forskydningskraften ved ligning (7.3.14) til følgende:

$$\sigma_{s1} = \frac{F}{A_{su} + A_{forankring}} \quad (7.3.18)$$

$$\sigma_{s1} = \frac{542,9 \cdot 10^3 \text{ N}}{1963 \text{ mm}^2 + 1608 \text{ mm}^2}$$

$$\sigma_{s1} = 152 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

De reducerede effektive spændinger i armeringen vil medføre en regningsmæssig forankringslængde jf. ligning 7.3.17 på følgende:

$$l_{b,rqd} = 703,7mm \cdot \frac{152 \frac{N}{mm^2}}{1105 \frac{N}{mm^2}}$$

$$l_{b,rqd} = 96,8mm \leq 100mm \rightarrow OK!$$

Herved kan reaktionen forankres over lejepladens bredde.

7.4 Eftervisning af anvendelsesgrænstilstand

I forhold til eftervisning for udbøjning af KB-bjælken vil der anvendes samme metode som ved huldækkene i afsnit 5.4, hvor der vil tages udgangspunkt i figur 5.4.1. Der anvendes samme slutkrybetal som for huldækket, da det er samme betonstyrke som anvendes samt er det transformerede inertimoment for KB-bjælken fundet ud fra samme metode som ved huldækket. Pilhøjden regnes med egenlasten for KB-bjælken, og udbøjningen i det kvasipermanente tilfælde regnes med egenlasten samt reduceret nyttelast. Nedenstående tabel 7.5 angiver værdier til udregning af udbøjningen for henholdsvis leveringspilhøjden samt udbøjning for det kvasipermanente tilfælde.

Input - Udbøjning			
Beskrivelse	Symbol	Værdi	Enhed
Begyndelseselasticitetsmodul	E_c	$37 \cdot 10^3$	$\frac{N}{mm^2}$
Langtidselasticitetsmodul	$E_{c,\infty}$	$13,2 \cdot 10^3$	$\frac{N}{mm^2}$
Egenlasten - KB-bjælken	q_{Egen}	8,5	$\frac{kN}{m}$
Last - Kvasipermanent	q_{Kvasi}	145,8	$\frac{kN}{m}$
Transformeret inertimoment	I_{tr}	$18,0 \cdot 10^9$	mm^4
Moment fra forspænding	M_0	522,2	$kN \cdot m$

Tabel 7.5 Input til beregninger for udbøjning af KB-bjælke.

Herved kan pilhøjden samt den kvasipermanente udbøjning findes jf. nedenstående ligninger [Jensen, 2019]:

$$u_{pilhøjde} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{Egen} \cdot l^4}{E_c \cdot I_{tr}} + \frac{1}{8} \cdot \frac{M_0 \cdot l^2}{E_c \cdot I_{tr}} \quad (7.4.1)$$

$$u_{pilhøjde} = -4,3mm$$

$$u_{kvasi} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{kvasi} \cdot l^4}{E_{c,\infty} \cdot I_{tr}} + \frac{1}{8} \cdot \frac{M_0 \cdot l^2}{E_{c,\infty} \cdot I_{tr}}$$

$$u_{kvasi} = 4,6mm$$

7.5 Sammenligning af håndberegninger samt beregningsprogram

Dette afsnit har til formål at sammenligne resultater fra håndberegninger med resultaterne fra Spæncoms beregningsprogram, som findes i bilag D.1. Ydermere vil der reflekteres over, hvad eventuelle afvigelser kan skyldes.

Nedenstående tabel 7.6 giver en oversigt over fundne resultater samt hvor store afvigelser der er for de enkelte beregninger. Bøjlebehovet fra vridning er fundet ud fra en ekstra beregning, hvor nyttelasten for den mindst excentriske last er sat lig nul.

Maksimalt moment - M_{Ed}			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	1237,8	$kN \cdot m$	0%
Beregningssoftware - Spæncom	1237,8		
Momentbæreevne - M_{Rd}			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	1327	$kN \cdot m$	-0,01%
Beregningssoftware - Spæncom	1339		
Maksimale Bøjlebehov - Forskydning			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	1618	$\frac{mm^2}{m}$	+5,6%
Beregningssoftware - Spæncom	1532		
Maksimale Bøjlebehov - Vridning			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	234	$\frac{mm^2}{m}$	-4,9%
Beregningssoftware - Spæncom	246		
Udbøjning - Leveringspilhøjde - $u_{\text{pilhøjde}}$			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	4,2	mm	-53%
Beregningssoftware - Spæncom	9		
Udbøjning - Kvasipermanent - u_{kvasi}			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	4,6	mm	+15%
Beregningssoftware - Spæncom	4		

Tabel 7.6 Sammenligning af resultater fra håndberegninger samt beregningssoftware fra Spæncom.

Som det kan ses på tabel 7.6 findes de største afvigelser ved beregningerne for udbøjning. Dermed ses samme tendens som for huldækkene. Afvigelsen fra udbøjningen kan stamme fra antagelser ved beregningerne, elasticitetsmoduler, afformningsstyrker, relativ luftfugtighed med flere. Udbøjningen i den kvasipermanente tilstand varierer mindre, men de overholder begge kravet stillet i A1 - Konstruktionsgrundlag på $\frac{L}{400} = 17,1mm$.

A2.2.6 - STATISKE BEREGNINGER - SØJLER

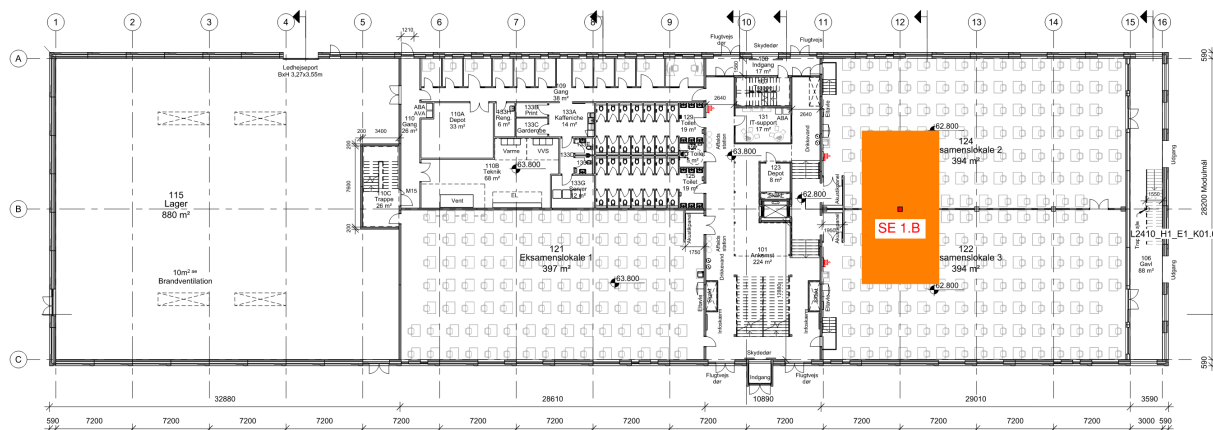
I dette kapitel udarbejdes statisk dokumentation for konstruktionsafsnit 6, der omfatter hovedkonstruktionens søjler. Der detailprojekteres 1 søjle i rollen som elementleverandør. Den udvalgte søjle vurderes at være kritisk, og dimensionerne for den kan anvendes for alle søjlerne i hovedkonstruktionen.

Resultaterne der fremgår i dette kapitel er resultatet fra en iterativ proces. Grundlaget for beregningerne har været lasterne fra kapitel 2.6.1 og 3.2.

8.1 Grundlag

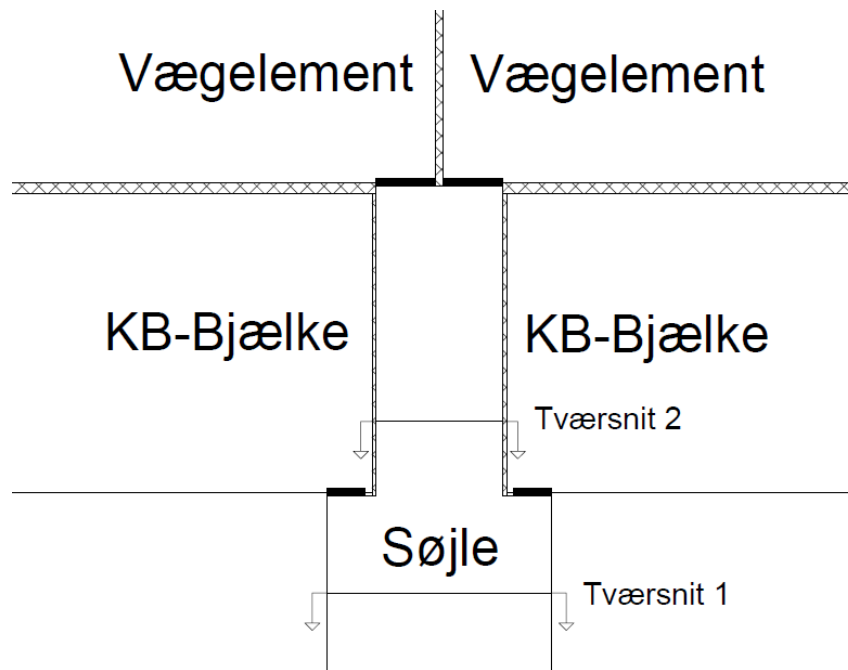
I hovedkonstruktionen er der placeret søjler langs modullinje B ved modullinjerne 11-15. Disse er beskrevet i 3.4, hvor det også fremgår at søjlerne er nøgleelementer. Det vides desuden, at der både er vægge og KB-bjælker, som ligger af på søjlen.

Ved projektering vurderes det, at søjle SE 1.B er kritisk, og denne søjle er markeret herunder på figur 8.1. På figuren er søjlens lastopland også markeret.



Figur 8.1 Markering af den udvalgte søjle og dens lastopland.

Ved søjle SE 1.B lægger der to KB-bjælker af på den, og to vægelementer, hvorfor den også er vurderet som et nøgleelement. En detalje over af hvordan samlingen ved søjletoppen laves, kan ses på figur 8.2, hvor lejepladerne er markeret med sort.



Figur 8.2 Principskitse, der viser hvordan samlingen omkring søjlens top skal laves, og markering af tværsnit, der fremgår af senere figur.

For søjlen undersøges der to lasttilfælde. Det ene lasttilfælde er med maksimal karakteristisk last, og det andet lasttilfælde er med maksimal excentrisk last. I dette lasttilfælde, antages det, at eleverne kun er til eksamen i den ene ende af eksamenshallen, hvorfor nyttelasten kun anføres på KB-bjælken og vægelementet i den ene side.

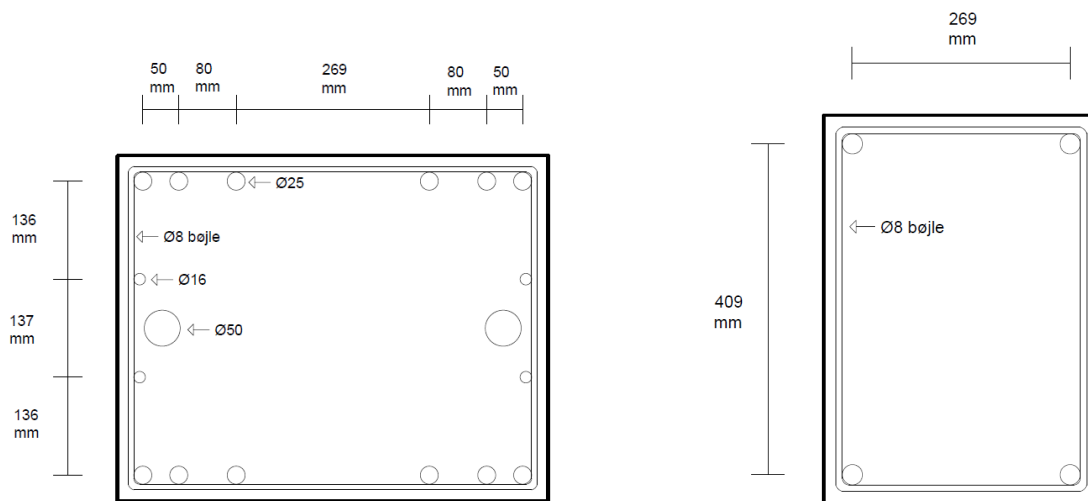
De materialeparametre, der skal bruges til beregning af søjlen er angivet herunder i tabel 8.1. I tabellen fremgår de karakteristiske parametre og de regningsmæssige, som er udregnet på baggrund af partialkoefficienter fra afsnit 2.5. Desuden er de regningsmæssige materialeparametre reduceret med en faktor 1,2, da de er nøgle elementer.

Definition	Symbol	Værdi	Enhed
Betonens trykstyrke - Karakteristisk	f_{ck}	50	$\frac{N}{mm^2}$
Betonens trykstyrke - Regningsmæssig	f_{cd}	31,32	$\frac{N}{mm^2}$
Betonens elasticitetsmodul	E_{cm}	$37 \cdot 10^3$	$\frac{N}{mm^2}$
Betonens elasticitetsmodul - Regningsmæssig	E_{cmd}	$23,18 \cdot 10^3$	$\frac{N}{mm^2}$
Armeringens flydespænding - Karakteristisk	f_{yk}	550	$\frac{N}{mm^2}$
Armeringens flydespænding - Regningsmæssig	f_{yd}	402,05	$\frac{N}{mm^2}$
Armeringens lasticitetsmodul	E_s	$195 \cdot 10^3$	$\frac{N}{mm^2}$

Tabel 8.1 Materialeparametre for eftervisning af søjlen

Søjlerne overordnede geometri er angivet herunder. Det undersøges om en søjle med dimensionerne 480 mm x 600 mm har tilstrækkelig bæreevne, hvis der i denne indlægges 12 Ø25 og 4 Ø16 armeringsjern og Ø8 bøjler.

Søjlen tværsnit fremgår herunder af figur 8.3 og 8.4, hvor figur 8.3 er et snit igennem den brede del af søjlen, og figur 8.4 er et snit igennem den smalle del af søjlen, hvor det kun er væggene der ligger af.

**Figur 8.3** Tværsnit 1, der er markeret på figur 8.2.**Figur 8.4** Tværsnit 2, der er markeret på figur 8.2

8.2 Armering

Der opstilles i DS/EN 1992-1-1 [Dansk Standard, 2021e] krav til minimumsarmering i søjlerne, og det eftervises i dette afsnit, at disse krav overholdes. Søjlen armeres udelukkende med slap armering, hvilket også fremgår af tabel 8.1 med materiale parametre.

Det blev desuden konstateret i afsnit 2.4.4, at søjlerne er nøgleanter, hvorfor der skulle være en gennemgående trækforbindelse. Denne trækforbindelse løber i de Ø50 korrugerede rør, der er indtegnet på figur 8.3.

8.2.1 Længdearmering

I dette afsnit tages der udgangspunkt i tværsnit 1, der fremgår af figur 8.3, da det er i dette tværsnit der er indlagt mest armering. Forholdene er også kontrolleret for tværsnit 2, men af hensyn til tid og rapportens længde gennemgås dette ikke i rapporten.

For betonsøjler gælder det, at længdearmeringen ikke bør have en diameter på mindre end 8 mm, og det samlede areal bør ikke være mindre end det er angivet i formel (8.2.1).

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot A_c \quad (8.2.1)$$

I dette tilfælde vides det, at betonsøjlen laves som 600 mm x 480 mm, hvorfor betonens areal kan udregnes.

$$A_{s,min} = 0,002 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 480 \text{ mm} = 576,00 \text{ mm}^2$$

I forlængelse heraf skal det også kontrolleres, at der ikke indlægges for meget armering i tværsnittet, hvor man ikke ønsker at armeringen skal udgøre mere end 4% af betonens areal, hvilket også fremgår af formel (8.2.2).

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c \quad (8.2.2)$$

Det maksimale samlede areal af længde armernignen kan herved udledes.

$$A_{s,max} = 0,04 \cdot 600 \text{ mm} \cdot 480 \text{ mm} = 11\,520,00 \text{ mm}^2$$

Det er valgt, at der i søjlen skal indlægges 12 Ø25 og 4 Ø16 armeringsstænger, og det kontrolleres om kravene overholdes.

$$A_s = \left(12 \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 + 4 \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 \right) \cdot \pi = 6694,73 \text{ mm}^2$$

Det ses derfor, at alle krav til længde armeringen overholdes.

8.2.2 Tværarmering

For søjler bør der ikke anvendes bøjler med en diameter på mindre end 6 mm eller en fjerdedel af længde armeringens diameter, og det vælges derfor at anvende Ø8 bøjler, da disse krav herved overholdes.

Afstanden mellem bøjlerne kan fastlægges på baggrund af tre kriterier til minimumsafstanden mellem forskydningsbøjlerne, som alle skal overholdes.

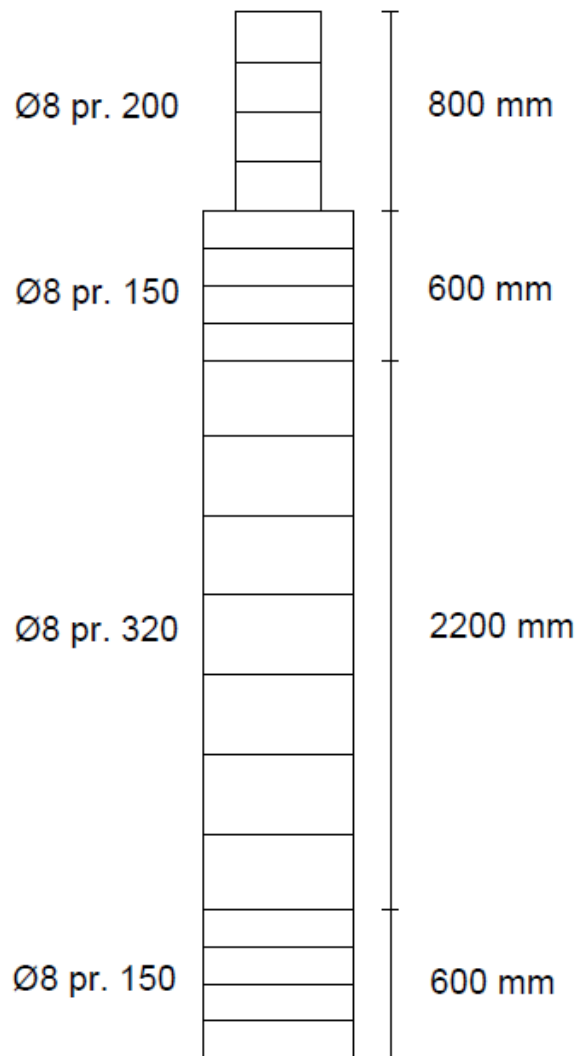
- 20 gange længdearmeringens mindste diameter - $20 \cdot 16 \text{ mm} = 320 \text{ mm}$.
- Den mindste søjledimension - 480 mm.
- Minimum 400 mm

I dette tilfælde, vælges der derfor at bruge en bøjleafstand på 320 mm, da alle kriterierne herved overholdes.

Ved søjleenderne eller ved stød af længdearmeringen reduceres bøjleafstanden med en faktor 0,6, hvorfor bøjleafstanden ved enderne og stød minimum skal være 192 mm. En bøjleafstand på 150 mm anvendes derfor ved søjleenderne, op i en afstand svarende til søjlens længste side væk fra enden. Det vurderes ikke, at det er nødvendigt at støde længdearmeringen i søjlen.

I den del af søjlen, som understøtter vægelementerne, og som er vist på figur 8.4, vælges der at bruge Ø8 bøjler med en c-c afstand på 200 mm, eftersom den mindste søjle side heroppe har en længde på 340 mm jf. figur 8.4.

En principskitse for tværarmeringen fremgår af figur 8.5, hvor bøjleafstandene er angivet.



Figur 8.5 Armeringsbøjler i søjlen, hvor der er angivet hvilken længde de forskellige bøjleafstande er brugt.

8.3 Statisk system og laster

Ved undersøgelse af søjlerne antages disse at være pendulsøjler med charnier i top og bund. Dette vurderes på baggrund af, at der i søjlerne skal være korrugeret rør til trækforbindelser jf. afsnit 3.4. Det vurderes dog ikke disse trækforbindelser er medfører at søjlen kan betragtes som fastindspændt i enderne, da man herved skulle have anvendt en søjlesko eller anden løsning.

De lodrette laster der skal optages langs modullinje B er beskrevet i bilag B. Som det fremgår af figur 8.2 påvirkes søjlen både af de selvbærende vægge, der er beskrevet i forbindelse med robusthed i afsnit 3.4 og projekteret i kapitel 6 A2.2.3 - Statistiske Beregninger - Betonvægge, men også af to KB-Bjælker, der er projekteret i afsnit 7 A2.2.4 - Statistiske Beregninger - Bjælker. Både de selvbærende vægge og KB-Bjælkerne betragtes som simpelt understøttede bjælker, hvorfor den samlede påførte last deles ud til de to understøtninger.

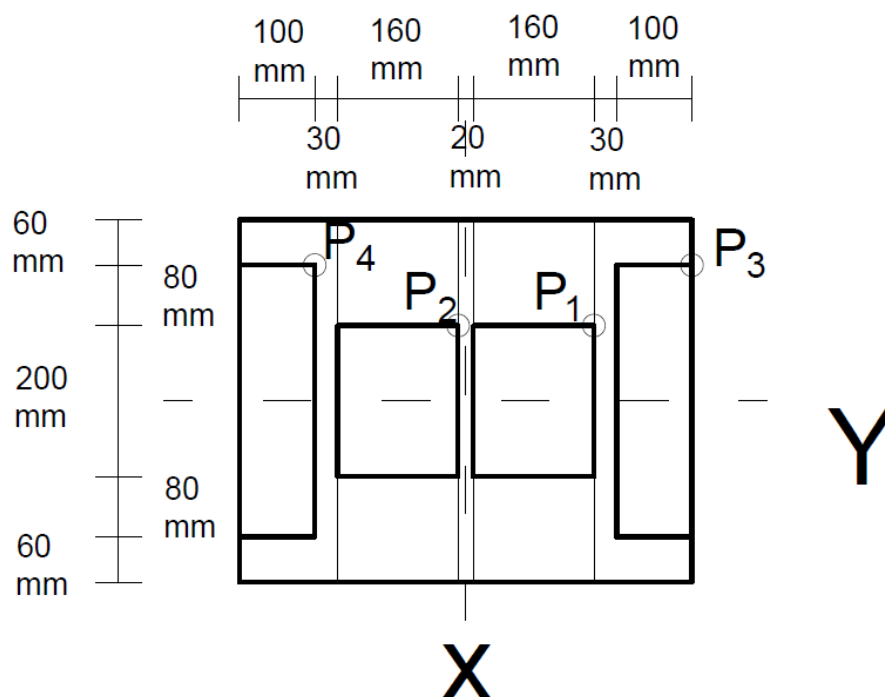
Det vælges at søjlens egenlast også skal placeres som en punktlast ovenpå søjlen.

I det følgende undersøges to lasttilfælde. Et lasttilfælde, hvor der er maksimal karakteristisk lastpåvirkning

og et tilfælde med maksimal excentrisk påvirkning, svarende til, at der kun angives nyttelast i halvdelen af lastoplandet.

8.3.1 Excentricitet

Til at styre excentriciteterne fra søjlerne og bjælkerne anvendes lejeplader. Lejepladerne er placeret, som det er angivet på figur 8.6, hvor lejepladernes mål også fremgår i mm.



Figur 8.6 Lejepladernes placering på søjlen, sammen med afstandene ud til kanten af lejepladerne.

Fordelen ved at bruge lejeplader er, at lasten kun kan overføres fra bjælke/væg til søjlen inden for lejepladens areal, og lejepladen kan derfor bruges til at styre excentriciteten.

For begge lasttilfælde vælges det, at anvende den mindst gunstige placering af lasterne, som er angivet på figur 8.6.

Ved denne placering af lasterne findes det største mulige moment omkring begge akser. Excentriciteterne kan aflæses af figur 8.6, men er også opsummeret i tabel 8.2 herunder.

	Afstand langs y-akse	Afstand langs x-akse
e_1	170 mm	100 mm
e_2	10 mm	100 mm
e_3	300 mm	180 mm
e_4	200 mm	180 mm

Tabel 8.2 Excentriciteterne der kan aflæses af figur 8.6, der bruges til senere søjle beregninger.

8.3.2 SE 1.B - Maksimal karakteristisk last

Med afsæt i ovenstående er lasterne, der påvirker søjlen i lasttilfældet med maksimal karakteristisk last opsummeret herunder i tabel 8.3. Udover de karakteristiske laster, kan de regningsmæssige laster også

udledes. Ved opstilling af regningsmæssige laster undersøges lastkombination 6.10a og 6.10b-1, som begge er beskrevet i afsnit 2.6.1.

Linjelast til beregning af	Karakteristisk $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$				Regningsmæssig $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$		
	G_k	N_k	S_k	V_k	6.10a	6.11b-1	6.16b
P_1 - Last fra væg	282,62	36,50	29,20	2,63	373,06	386,86	300,87
P_2 - Last fra væg	282,62	36,50	29,20	2,63	373,06	386,86	300,87
P_3^* - Last fra KB	137,67	36,50			181,72	211,66	155,92
P_4^* - Last fra KB	137,67	36,50			181,72	211,66	155,92

Tabel 8.3 Opsummering af de karakteristiske linjelaster, der påvirker væggene og bjælkerne der lægger af på søjle SE 1.B. Herefter udledes de regningsmæssige samlede linjelaster, der påvirker bjælkerne og væggene.

*Egenlasten fra KB Bjælken er hentet fra kapitel A2.2.4 - Statisk Beregninger - Bjælker 7.

Med afsæt i de samlede regningsmæssige linjelaster, kan punktlasterne der påvirker søjlen udledes, da det vides at væggene og bjælkerne antages at være simpelt understøttet i begge ender. Det vurderes at lastkombination 6.11b-1 er kritisk, da den for både vægge og KB-bjælker giver anledning til den største regningsmæssige linjelast. For anvendelsesgrænsetilstande anvendes den kvasipermanente lastkombination.

$$P_{max,1} = P_{max,2} = 386,86 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7200 \text{ mm} - 20 \text{ mm}) \cdot 0,5 = 1388,83 \text{ kN}$$

$$P_{max,3} = P_{max,4} = 211,66 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7200 \text{ mm} - 2 \cdot 10 \text{ mm} - 2 \cdot 160 \text{ mm} - 2 \cdot 10 \text{ mm}) \cdot 0,5 = 723,87 \text{ kN}$$

$$P_{kvasi,1} = P_{kvasi,2} = 300,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7200 \text{ mm} - 20 \text{ mm}) \cdot 0,5 = 1080,12 \text{ kN}$$

$$P_{kvasi,3} = P_{kvasi,4} = 155,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot (7200 \text{ mm} - 2 \cdot 10 \text{ mm} - 2 \cdot 160 \text{ mm} - 2 \cdot 10 \text{ mm}) \cdot 0,5 = 534,81 \text{ kN}$$

Derudover skal søjlen også kunne optage egenlasten, som er fundet i Spæncoms beregningsprogram til regningsmæssigt at være 37,5 kN.

Punktlasterne opsummeres herunder i tabel 8.4.

	6.10b-1	6.16b
$P_1 [\text{kN}]$	1388,83	1080,12
$P_2 [\text{kN}]$	1388,83	1080,12
$P_3 [\text{kN}]$	723,87	534,81
$P_4 [\text{kN}]$	723,87	534,81
$P_S [\text{kN}]$	37,5	34,09
$N_{Ed} [\text{kN}]$	4262,90	3263,95

Tabel 8.4 Opsummering af punktlasterne for lastkombinationen der anvendes for brudgrænsetilstand og anvendelsesgrænsetilstand.

Søjlen belastes excentrisk, og denne excentriske belastning giver anledning til et moment, som søjle tværsnittet skal kunne optage samtidigt med trykkraften, der virker normalt på søjlen. Ved beregning af excentrisk belastede søjler, tages der udgangspunkt i metoden, der er beskrevet i *Betonkonstruktioner* [Jensen, 2008].

Ved undersøgelse af excentrisk belastede søjler, skal det endelige moment, som søjlen skal kunne optage bestemmes. Dette moment er en kombination af momentet fra excentriciteten og moment fra eventuelle anden ordens effekter. Dette regningsmæssige totale moment er beskrevet i formel (8.3.1).

$$M_E = M_{0E} + N_E \cdot u \quad (8.3.1)$$

M_E	Momentet som tværsnittet skal kunne optage [kN m]
M_{0E}	Momentet fra excentriciteten [kN]
N_E	Påførte normalkraft [kN]
u	Søjle's udbøjning [mm]

For at undersøge, om der skal tages højde for anden ordens effekterne sammenlignes søjlens slankhedstal med en grænseværdi for slankhedstallet. Dette skal gøres både ved undersøgelse af moment om den ene akse, men også ved undersøgelse af moment omkring den anden akse. På figur 8.6 er de to akser x og y angivet.

Først udledes slankhedstallet for søjlen, hvilket kan bestemmes på baggrund af den effektive søjlelængde og intertiradius, som angivet i formel (8.3.2).

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (8.3.2)$$

Eftersom det er en pendulsøjle, vil den effektive søjlelængde være tilsvarende søjlens egentlige længde på 4200 mm.

Søjle's interiradius ift. x- og y-aksen kan udledes med formel (8.3.3).

$$i = \sqrt{\frac{I}{A_c}} \quad (8.3.3)$$

Da søjlen er rektangulær, kan søjlens inertimoment bestemmes som $I = \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3$.

Søjle's slankhedsforhold omkring de to akser udledes herunder, og fremgår af tabel 8.5.

	Værdi	Formel
l_0	4200 mm	$l_0 = l$ for pendulsøjle.
A_c	288,000 mm ²	Areal formel for rektangel.
I_x	8,64 · 10 ⁹ mm ⁴	Inertimoment for rektangel.
i_x	173,21 mm	(8.3.3)
λ_x	24,25	(8.3.2)
I_y	5,53 · 10 ⁹ mm ⁴	Inertimoment for rektangel.
i_y	138,56 mm	(8.3.3)
λ_y	30,31	(8.3.2)

Tabel 8.5 Udledning af søjlens slankhedsforhold omkring x- og y-aksen.

Grænseværdien for slankhedstallet skal nu udledes, for at bestemme hvorvidt der skal tages højde for anden ordens effekter. Grænseværdien for slankhedstallet bestemmes med formel (8.3.4).

$$\lambda_{lim} = 20 A B C \sqrt{\frac{A_c f_{cd}}{N_{Ed}}} \quad (8.3.4)$$

Faktorerne A, B og C udledes med formlerne (8.3.5), (8.3.6) og (8.3.7).

$$A = \frac{1}{1 + 0,2 \cdot \sigma_{ef}} \quad (8.3.5)$$

$$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega} \quad (8.3.6)$$

$$C = 1,7 - r_m \quad (8.3.7)$$

Det er nu nødvendigt at bestemme det effektive krybetal og armeringsgraden, da disse er de eneste ubekendte.

Det effektive krybetal afhænger af forholdet mellem momentet fra excentricitet i BGT og AGT, som det fremgår af formel (8.3.8).

$$\sigma_{ef} = \sigma_{\infty,t0} \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}} \quad (8.3.8)$$

$$\begin{array}{l|l} \sigma_{ef} & \text{Det effektive krybetal [-]} \\ \sigma_{\infty,t0} & \text{Slut krybetal} = 3 \text{ [Jensen, 2008] [-]} \end{array}$$

Punktlasterne fra lastkombination 6.10b-1 og 6.16b, som alle er angivet i tabel 8.4, anvendes til at udregne momentet fra excentriciteterne. De regningsmæssige momenter fra excentricitet for BGT og AGT kan derfor udledes, da disse kombineres med excentriciteterne fra tabel 8.2.

De fundne momenter er opsummeret i tabel 8.6 herunder.

	[kN · m]
$M_{0Ed,x}$	294,81
$M_{0Eqp,x}$	226,30
$M_{0Ed,y}$	539,12
$M_{0Eqp,y}$	408,56

Tabel 8.6 Momenterne, der skal anvendes til udledning af regningsmæssige momenter.

De effektive krybetal for bøjning om x- og y-aksen fremgår af tabel 8.7.

	[-]
$\sigma_{ef,x}$	2,30
$\sigma_{ef,y}$	2,27

Tabel 8.7 De effektive krybetal for bøjning om x- og y-aksen.

Det ønskes nu at bestemme armeringsgraden, hvilket kan gøres med formel (5.3.9). Det vides desuden at søjlens forhold mellem endemomenterne, r_m , som sættes til $r_m = 1,0$, da søjlen er simpelt understøttet.

Armeringsarealet der indgår i formlen er beskrevet i afsnit 8.2 og armeringsgraden udregnes.

$$\omega_{søjle} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{6694,73 \text{ mm}^2 \cdot 402,05 \text{ MPa}}{288\,000 \text{ mm}^2 \cdot 31,33 \text{ MPa}} = 0,30$$

Grænseværdien for slankhedstallet kan nu udledes, og dette er opsummeret i tabel 8.8.

	x-akse	y-akse	Formel
A	0,68	0,69	(8.3.5)
B	1,26	1,26	(8.3.6)
C	0,70	0,70	(8.3.7)
λ_{lim}	17,62	17,69	(8.3.4)

Tabel 8.8 Grænseværdien for slankhedstallet udledes sammen med de sidste faktorer.

Det fremgår derfor af ovenstående, at slankhedstallet for bøjning omkring x- og y-aksen begge er større end grænseværdien for slankhedstallet, og der skal derfor tages højde for anden ordens effekter.

For at gøre netop dette omskrives formel (8.3.1), under antagelse af, at 1. og 2. ordensmomenterne kan findes på samme form. Det samlede moment findes herved med formel (8.3.9).

$$M_{Ed} = \frac{M_{0Ed}}{1 - N_{Ed}/N_{cr}} \quad (8.3.9)$$

M_{Ed}	Det regningsmæssige moment [kN m]
N_{Ed}	Den regningsmæssige normalkræft [kN]
M_{0Ed}	Det regningsmæssige 1. ordens moment [kN m]
N_{cr}	Søjlels kritiske last [kN]

Søjlels kritiske last findes ved formel (8.3.10).

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (8.3.10)$$

N_{cr}	Søjlels kritiske last [kN]
EI	Nominelle stivhed [N mm ²]
l_0	Effektive søjlelængde [m]

Inden søjlels kritiske last kan bestemmes, er det først nødvendigt at bestemme søjlels bøjningsstivhed EI. Som søjlels stivhed anvendes den nominelle stivhed, hvori der er bidrag fra betonen og stålet. Den nominelle stivhed udregnes som angivet i formel (8.3.11).

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (8.3.11)$$

Hvis armeringsforholdet $\rho \geq 0,002$, så kan K_s sættes til 1,0 og K_c kan udregnes med formel (8.3.12). Armeringsforholdet er beskrevet i afsnit 8.2, hvoraf det fremgår, at armeringsforholdet er større end 0,002.

$$K_c = \frac{k_1 k_2}{1 + \sigma_{ef}} \quad (8.3.12)$$

$$k_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}} \quad (8.3.13)$$

$$k_2 = \frac{N_{Ed} \lambda}{A_c f_{cd} 170} \quad (8.3.14)$$

De regningsmæssige momenter kan nu udregnes med ovenstående formler. Beregningerne er opsummeret i tabel 8.9.

	Bøjning om x-aksen	Bøjning om y-aksen	Formel
k_1	1,58	1,58	(8.3.13)
k_2	0,067	0,084	(8.3.14)
K_c	0,032	0,041	(8.3.12)
I_s	$3,21 \cdot 10^8 \text{ mm}^4^*$	$2,46 \cdot 10^8 \text{ mm}^4^{**}$	Inertimoment fra flyttebidrag
EI	$6,91 \cdot 10^{10} \text{ GPa mm}^4$	$5,33 \cdot 10^{10} \text{ GPa mm}^4$	(8.3.11)
M_{Ed}	331,35 kN · m	629,13 kN · m	(8.3.9)

Tabel 8.9 Opsummering af regningsmæssige momenter omkring x- og y-aksen.

*Alt stålet, der fremgår af søjlens tværsnit på figur 8.3 er medtaget

**De 12 Ø25 stænger er taget i regning ift. centrum.

8.3.3 SE 1.B - Maksimal excentrisk last

Lasterne opstilles efter samme princip, som i det forrige lasttilfælde. Lastkombinationerne 6.10a og 6.11b-1 opstilles igen, hvorefter en kritisk lastkombination kan udvælges. Lasterne for dette lasttilfælde er opsummeret i tabel 8.10.

Linjelast til beregning af	Karakteristisk $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$				Regningsmæssig $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$		
	G_k	N_k	S_k	V_k	6.10a	6.10b-1	6.16b
P_1 - Last fra væg	282,62	36,50	29,20	2,63	373,06	386,86	300,87
P_2 - Last fra væg	282,62		29,20	2,63	373,06	326,64	282,62
P_3 - Last fra KB	137,67	36,50			181,72	211,66	155,92
P_4 - Last fra KB	137,67				181,72	151,44	137,67

Tabel 8.10 Opsummering af de karakteristiske linjelaster, der påvirker væggene og bjælkerne der lægger af på søjle SE 1.B. Herefter udledes de regningsmæssige samlede linjelaster, der påvirker bjælkerne og væggene.

Herved kan punktlasterne, der skal anvendes for lasttilfældet med maksimal excentricitet udledes. Det vurderes på baggrund af ovenstående, at det er lastkombination 6.10b-1, der er kritisk, da denne giver anledning til den største excentriske påvirkning, da forskellen i lasterne fra vægge og bjælker her er forskellige. Som det fremgår af tabel 8.10 kommer forskellene fra, at det vurderes, at det kun er den ene ende af hallerne, der påvirkes af nyttelast.

De regningsmæssige punktlaster og momenter, der påvirker søjlen i dette lasttilfælde udledes på samme vis som det forrige lasttilfælde, men beregningerne gennemgås ikke igen, men opsummeres i stedet på tabelform.

	6.10b-1	6.16b
P_1 [kN]	1388,83	1080,12
P_2 [kN]	1172,64	1014,61
P_3 [kN]	723,87	534,81
P_4 [kN]	517,32	483,22
P_S [kN]	37,5	34,09
N_{Ed} [kN]	3840,16	3146,85

Tabel 8.11 Opsummering af punktlasterne for lastkombinationen der anvendes for brudgrænsetilstand og anvendelsesgrænsetilstand.

Herefter kan momenterne omkring x- og y-aksen fra excentriciteterne udregnes. Excentriciteterne er angivet i tabel 8.2 og momenterne fremgår af tabel 8.12.

$M_{0Ed,x} [\text{kN} \cdot \text{m}]$	$M_{0Eqp,x} [\text{kN} \cdot \text{m}]$	$M_{0Ed,y} [\text{kN} \cdot \text{m}]$	$M_{0Eqp,y} [\text{kN} \cdot \text{m}]$
338,28	237,27	480,32	392,72

Tabel 8.12 Opsummering af momenterne, der kommer fra punktlasterne fra tabel 8.11 og excentriciteterne.

Nu skal de regningsmæssige momenter, hvor der tages højde for anden ordens effekter udledes. Dette gøres også ved metoden beskrevet for det tidligere lasttilfælde.

Først undersøges det, om der skal tages højde for anden ordens momenter på baggrund af slankhedstallet og grænseværdien for slankhedstallet. Mange af størrelserne der skal bruges, er de samme som for det tidligere lasttilfælde, men den effektive krybning vil ændre sig, på baggrund af de nye momenter fra excentricitet. Resultaterne herfor fremgår af tabel 8.13.

	Moment om x-aksen	Moment om y-aksen	Formel
I	$8,64 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$	$5,53 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$	Inertimoment rektangel
i	173,21 mm	138,56 mm	(8.3.3)
l_0	4200,00 mm	4200,00 mm	$l_0 = l$ for pendulsøjle.
λ	24,25	30,31	(8.3.2)
σ_{eff}	2,10	2,45	(8.3.8)
$\omega_{søjle}$	0,30	0,30	(6.3.5)
A	0,70	0,67	(8.3.5)
B	1,26	1,26	(8.3.6)
C	0,70	0,70	(8.3.7)
λ_{lim}	19,08	18,19	(8.3.4)

Tabel 8.13 Undersøgelse af grænseværdi for søjlens slankhed.

Der skal derfor tages højde for anden ordens momenter, og de regningsmæssige momenter udledes nu i tabel 8.14.

	Moment om x-aksen	Moment om y-aksen	Formel
k_1	1,58	1,58	(8.3.13)
k_2	0,061	0,076	(8.3.14)
K_C	0,031	0,035	(8.3.12)
E_{mcd}	23,18 GPa	23,18 GPa	Fra tabel 8.1.
I	$8,64 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$	$5,53 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$	Inertimoment for rektangel.
K_S	1,0	1,0	Sættes til 1,0 [Jensen, 2008].
I_S	$3,19 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 *$	$2,46 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 **$	Inertimoment fra flyttebidrag
E_s	195,00 GPa	195,00 GPa	Fra tabel 8.1.
EI	$6,84 \cdot 10^{10} \text{ GPa} \cdot \text{mm}^4$	$5,25 \cdot 10^{10} \text{ GPa} \cdot \text{mm}^4$	(8.3.11).
M_{Ed}	375,99 kN · m	552,58 kN · m	(8.3.9)

Tabel 8.14 De regningsmæssige momenter, der skal bruges for lasttilfælde 2.

*Alt stålet, der fremgår af søjlens tværsnit på figur 8.3 er medtaget

**De 12 Ø25 stænger er taget i regning ift. centrum.

Herved er det regningsmæssige moment og den regningsmæssige trykkraft fundet for lasttilfældet med maksimal excentrisk last.

8.4 Eftervisning af bæreevne

Søjlens bæreevne eftervises for lasterne der blev udledt tidligere i afsnit 8.3. Først gennemgås lasttilfældet med maksimal karakteristisk last og derefter tilfældet med maksimal excentrisk last. Ved gennemgang af andet lasttilfælde, gennemgås beregningerne ikke igen, men samles i stedet på tabelform, da metoden er

den samme, som er beskrevet og gennemgået for første lasttilfælde.

8.4.1 MN-Diagram

Ved undersøgelse af betonsøjls bæreevne optegnes der et MN-diagram, som beskriver søjls bæreevne ved kombinationer af normalkraft og moment. Diagrammet er en brudbetingelse for moment og normal-kraft, men er en tilnærmelse som ofte benyttes, da nøjagtige brudbetingelse er kompliceret at beskrive. [Jensen, 2008]

Ved undersøgelse af tværsnittet ses der bort fra de 4 midterste armeringsstænger omkring y-aksen på figur 8.3, og istedet angives de seks øverste armeringsstænger som A_{so} og de seks nederste armeringsstænger som A_{su} .

$$A_{so,x} = A_{sn,x} = (2 \cdot (12,5 \text{ mm})^2 + 2 \cdot (8,0 \text{ mm})^2) \cdot \pi = 1383,87 \text{ mm}^2$$

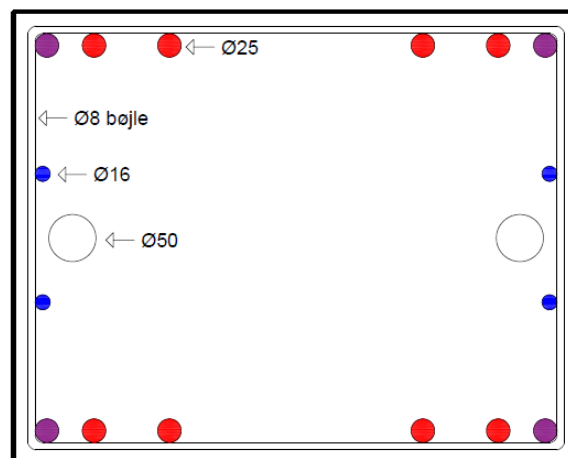
$$A_{so,y} = A_{sn,y} = 6 \cdot (12,5 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 2945,24 \text{ mm}^2$$

Til beregningerne skal nytte højder også anvendes, og denne er forskellig, afhængig af om der undersøges moment om x- eller y-aksen. Ved moment omkring x-aksen, anvendes nyttehøjden til Ø25 armeringsstængerne, men da dette giver en lavere bæreevne vurderes det ok.

$$d_x = 600 \text{ mm} - 15 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm} = 564,5 \text{ mm}$$

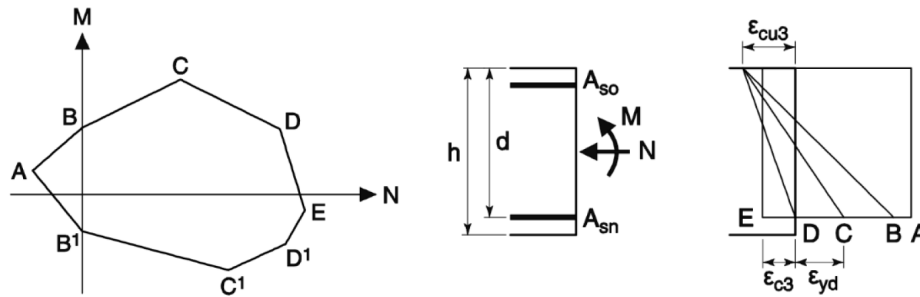
$$d_y = 480 \text{ mm} - 15 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 12,5 \text{ mm} = 444,5 \text{ mm}$$

Det er på figur 8.7 markeret, hvilket armering der bruges til optagelse af moment omkring x- og y-aksen. Armeringsstængerne markeret med rød optager moment omkring y-aksen, sammen med armeringen der er markeret med lilla. Markeringen markeret med blå optager moment omkring x-aksen sammen med markeringen markeret med lilla.



Figur 8.7 Markering af armeringen der anvendes til optagelse af moment omkring forskellige akser.

Ved MN-diagrammet undersøges punkterne A, B, C, D og E, som gennemgås herunder. Punkterne er også beskrevet af figur 8.8, som er figur 4.24 og 4.25 fra *Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992* [Jensen, 2008].



Figur 8.8 Forklaring af punkter A-E ift. opstilling af MN-Diagram. Billederne er et udklip fra *Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992* [Jensen, 2008]

Ved udledning af punkterne laves der kun en beregning for hvert punkt, eftersom tværsnittet er symmetrisk, og derfor vil $B = B'$.

Punkt A - Flydning i armering.

Normalkraften og momentet, der kan optages af søjlen, når alt armeringen flyder udledes herunder. Først præsenteres formel (8.4.1) og (8.4.2) og derefter samles resultaterne i tabel 8.15.

$$N = -(A_{sn} + A_{so}) \cdot f_{yd} \quad (8.4.1)$$

$$M = (A_{sn} - A_{so}) \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \cdot f_{cd} \quad (8.4.2)$$

N_A [kN]	$M_{A,x}$ [kN · m]	$M_{A,y}$ [kN · m]
-2691,60	0	0

Tabel 8.15 Opsummering af normalkraft og moment i punkt A, hvor alt armeringen flyder.

Punkt B - Ren bøjning, hvor der ses bort fra trykarmering.

Normalkraften og momentet, der kan optages af søjlen, når alt armeringen flyder udledes herunder. Først præsenteres formel (8.4.3) og (8.4.4) og derefter samles resultaterne i tabel 8.16. Da det kun er trækarmeringen, som medregnes er $\omega_{søjle}$, der er udledt tidligere halveres ved beregning.

$$N = 0 \quad (8.4.3)$$

$$M = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \omega_{søjle}\right) \cdot \omega_{søjle} \cdot b \cdot d^2 \cdot \eta \cdot f_{cd} \quad (8.4.4)$$

N_B [kN]	$M_{B,x}$ [kN · m]	$M_{B,y}$ [kN · m]
0	666,14	512,65

Tabel 8.16 Opsummering af normalkraft og moment i punkt B, hvor tværsnittet udsættes for ren bøjning, og der ses bort fra trykarmeringen.

Punkt C - Brudtøjning i betonen ved den ene kant og flydetøjning i armeringen i den modsatte side.

Normalkraften og momentet, der kan optages af søjlen, når tøjningen i betonen i den ene side er brudforkortelse og armeringen i den modsatte side flyder. Først præsenteres formel (8.4.7) og (8.4.8) og derefter

samles resultaterne i tabel 8.17.

Først skal trykzonen for ovenstående tøjningstilstand udledes. Denne udledes med formel (8.4.5).

$$X_C = \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{cu3} + \epsilon_{yd}} \cdot d \quad (8.4.5)$$

Herefter skal det kontrolleres at armeringen i toppen af tværsnittet, hvor betonen har opnået brudforkortelse, flyder. Dette kontrolleres med formel (8.4.6).

$$\epsilon_{so} = 3,5 \cdot \frac{X_C - (15 \text{ mm} + 8 \text{ mm} + 12,5 \text{ mm})}{X_C} \quad (8.4.6)$$

Herefter kan normalkraften og momentet, som tværsnittet kan optage udledes.

$$N_C = \lambda \cdot X_C \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} - (A_{sn} - A_{so}) \cdot f_{yd} \quad (8.4.7)$$

$$M_C = \lambda \cdot X_C \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot X_C\right) + (A_{sn} + A_{so}) \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (8.4.8)$$

$X_{C,x} [\text{mm}]$	$\epsilon_{so,x} [\%]$	$N_{C,x} [\text{kN}]$	$M_{C,x} [\text{kN} \cdot \text{m}]$	$X_{C,y} [\text{mm}]$	$\epsilon_{so,y} [\%]$	$N_{C,y} [\text{kN}]$	$M_{C,y} [\text{kN} \cdot \text{m}]$
356,50	0,315 $\rightarrow OK$	4288,67	971,60	279,72	0,306	4206,34	1023,19

Tabel 8.17 Opsummering af normalkraft og moment i punkt C, hvor betonen bryder ved sin brudtøjning i den ene side af tværsnittet og armeringen i den modsatte side flyder.

*Flydetøjningen for armeringen, når denne indgår i et nøgleelement er fundet til $\epsilon_{yd} = [0, 206\%]$

Punkt D - Brudtøjning i betonen ved den ene kant og nul-tøjning i armeringen i den modsatte side.

Normalkraften og momentet, der kan optages af søjlen, når tøjningen i betonen i den ene side er brudforkortelse og tøjningen er nul i armeringen i den modsatte side. Først præsenteres formel (8.4.9) og (8.4.10) og derefter samles resultaterne i tabel 8.18.

$$N_D = \lambda \cdot d \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_{so} \cdot f_{yd} \quad (8.4.9)$$

$$M_D = \lambda \cdot d \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{1}{2} \cdot \lambda \cdot d\right) + A_{so} \cdot f_{yd} \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (8.4.10)$$

$N_{D,x} [\text{kN}]$	$M_{D,x} [\text{kN} \cdot \text{m}]$	$N_{D,y} [\text{kN}]$	$M_{D,y} [\text{kN} \cdot \text{m}]$
7341,42	610,80	7868,35	802,37

Tabel 8.18 Opsummering af normalkraft og moment i punkt D, hvor betonen bryder ved sin brudtøjning i den ene side af tværsnittet og armeringen i den modsatte side har nul tøjning.

Punkt E - Ensformig fordelt tryktøjning svarende til betontrykarbejdsliniens maksimale ordinat, ϵ_{c3} .

Normalkraften og momentet, der kan optages af søjlen, der er en ensformig fordelt tryktøjning svarende til betontrykarbejdsliniens maksimale ordinat, ϵ_{c3} .

Spændingerne i armeringen findes ud fra tøjningen ϵ_{c3} og stålets E-modul. ϵ_{c3} er fundet til 0,175. [Jensen, 2008]

$$\sigma_s = 0,175 \cdot 195 \text{ GPa} = 341,25 \text{ MPa}$$

[Jensen, 2008] Først præsenteres formel (8.4.11) og (8.4.12) og derefter samles resultaterne i tabel 8.19.

$$N_E = h \cdot b \cdot \eta \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s \quad (8.4.11)$$

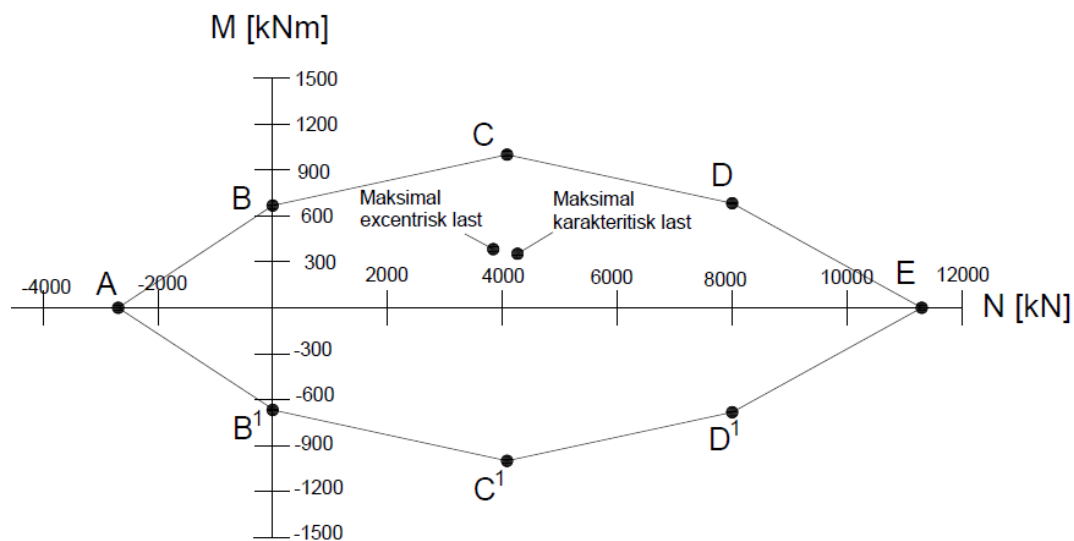
$$M_E = (A_{so} - A_{sn}) \cdot \sigma_s \cdot (d - \frac{h}{2}) \quad (8.4.12)$$

N_E [kN]	$M_{E,x}$ [kN · m]	$M_{E,y}$ [kN · m]
11307,13	0	0

Tabel 8.19 Punkt E hvor der er ensformig fordelt tryktøjning svarende til betontrykarbejdsliniens maksimale ordinat.

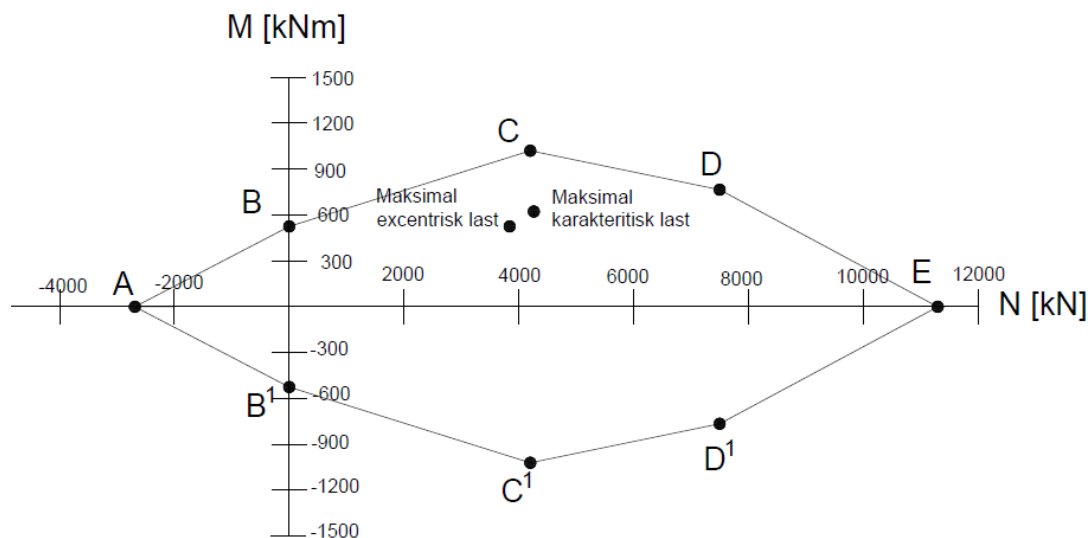
Nu kan punkterne indtegnes, og plottes sammen med de fundne laster. Dette er illustreret på figur 8.9 for normalkraft og moment omkring x-aksen. Der laves en tilsvarende figur for moment omkring y-aksen, hvor de to lasttilfælde også plottes og dette fremgår af figur 8.10.

For moment omkring x-aksen



Figur 8.9 MN-Diagram for moment omkring x-aksen og normalkraft plottet sammen med lasterne fundet for de to lasttilfælde.

For moment omkring y-aksen



Figur 8.10 MN-Diagram for moment omkring y-aksen og normalkraft plottet sammen med lasterne fundet for de to lasttilfælde.

Af figurene fremgår det, at søjlen har tilstrækkelig bæreevne til at optage den kritiske kombination af moment og normalkraft for begge lasttilfælde, når der undersøges moment omkring én akse.

8.4.2 Moment omkring to akser

Ved moment omkring to akser, kan man tage højde for bøjning omkring to akser og anden ordenseffekter ved at bruge en forenklet kombinationsformel, der fremgår af formel (8.4.13). [Jensen, 2008]

$$\left(\frac{M_{Ed,x}}{M_{Rd,x}}\right)^a + \left(\frac{M_{Ed,y}}{M_{Rd,y}}\right)^a \leq 1,0 \quad (8.4.13)$$

Dette undersøges ved at bruge de tidligere udledte momentbæreevner, og de fundne momenter med hensyntagen til anden ordens momenter. Da disse var forskellige for de to lasttilfælde behandles de særskilt.

SE 1.B - Maksimal karakteristisk last

Disse var hhv. $M_{0Ed,x} = 294,81 \text{ kN} \cdot \text{m}$ og $M_{0Ed,y} = 539,12 \text{ kN} \cdot \text{m}$. Desuden skal faktoren a udledes, og denne kan findes ud fra forholdet mellem N_{Ed} og N_{Rd} , hvor N_{Rd} findes med formel (8.4.14).

$$N_{Rd} = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} \quad (8.4.14)$$

Ved indsættelse i formelen fås.

$$N_{Rd} = 480 \text{ mm} \cdot 600 \text{ mm} \cdot 31,32 \text{ MPa} + 6694,73 \text{ mm}^2 \cdot 402,05 \text{ MPa} = 11\,714,15 \text{ kN}$$

Herved findes et forhold mellem N_{Ed} og N_{Rd} på.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{4262,90 \text{ kN}}{11\,714,15 \text{ kN}} = 0,34$$

På baggrund af dette forhold kan faktoren a findes ved interpolation på baggrund af værdier fra tabel 7.3 i *Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992* [Jensen, 2008].

$$a = 1,0 \frac{1,5 - 1,0}{0,7 - 0,1} \cdot (0,34 - 0,1) = 1,19$$

Det ses nu at normalkraften N_{Ed} , der fremgår af tabel 8.4, hvor denne er 4262,90 kN, hvorfor moment bæreevnerne, ved bøjning om x-aksen kan findes ved lineær interpolation mellem punkt B og C. Ved bøjning om y-aksen findes moment bæreevnen ved interpolation mellem C og D.

$$M_{Rd,x} = 666,14 \text{ kN} \cdot \text{m} - \frac{666,14 \text{ kN} \cdot \text{m} - 971,60 \text{ kN} \cdot \text{m}}{4288,67 \text{ kN} - 0 \text{ kN}} \cdot (4262,90 \text{ kN}) = 969,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd,y} = 1023,19 \text{ kN} \cdot \text{m} - \frac{1023,19 \text{ kN} \cdot \text{m} - 802,37 \text{ kN} \cdot \text{m}}{7868,35 \text{ kN} - 4206,34 \text{ kN}} \cdot (4262,90 \text{ kN} - 4206,34 \text{ kN}) = 1019,78 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Nu kontrolleres det at ligning (8.4.13).

$$\left(\frac{331,35 \text{ kN} \cdot \text{m}}{969,76 \text{ kN} \cdot \text{m}} \right)^{1,19} + \left(\frac{629,13 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1019,78 \text{ kN} \cdot \text{m}} \right)^{1,19} = 0,84 \leq 1$$

SE 1.B - Maksimal excentrisk last

Først bestemmes a , ud fra forholdet mellem N_{Ed} , som er 3840,16 kN for dette lasttilfælde, og N_{Rd} som stadig er 11 336,25 kN. Der anvendes samme metode, som er gennemgået ovenfor, men resultaterne opsummeres denne gang i tabel 8.20.

	Størrelse	Formel
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$	0,34	Forhold mellem to kendte størrelser.
a	1,19	Lineær interpolation.
$M_{Rd,x}$	939,65 kN · m	Lineær interpolation.
$M_{Rd,y}$	978,75 kN · m	Lineær interpolation.

Tabel 8.20 Udregning af faktoren a og momentbæreevnerne, der indgår i ligning (8.4.13).

Nu anvendes ligning (8.4.13) til at undersøge om kravet til to-akset bøjning overholdes.

$$\left(\frac{375,99 \text{ kN} \cdot \text{m}}{939,65 \text{ kN} \cdot \text{m}} \right)^{1,19} + \left(\frac{552,53 \text{ kN} \cdot \text{m}}{978,75 \text{ kN} \cdot \text{m}} \right)^{1,19} = 0,84 \leq 1,0$$

Søjlen har derfor tilstrækkelig bæreevne ved undersøgelse af begge lasttilfælde, både ved hensynstagen til bøjning omkring én akse, men også ved hensyntagen til bøjning omkring to akser. Søjleens udnyttelsesgrad bliver 84% ved bøjning omkring to akser, for tilfældet med maksimal karakteristisk last.

8.5 Sammenligning af håndberegninger samt beregningsprogram

Sammenligning af håndberegninger og Strusofts beregningssoftware laves for lasttilfældet med maksimal karakteristisk last. Resultaterne kan ses i bilag E.1, og udvalgte resultater fremgår af tabel 8.21.

Trykkraft - N_{Ed}			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	4263	kN	0,12%
Beregningssoftware - Strusoft	4258		
Moment omkring x-aksen - $M_{0Ed,x}$			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	294	$kN \cdot m$	-0,34%
Beregningssoftware - Strusoft	295		
Moment omkring y-aksen - $M_{0Ed,y}$			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	539	$kN \cdot m$	-0,19%
Beregningssoftware - Strusoft	538		
Inddragelse af 2. ordens effekter			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	Ja		
Beregningssoftware - Strusoft	Ja		
Momentbæreevne ved bøjning om x-aksen - $M_{Rd,x}$			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	970	$kN \cdot m$	10,40%
Beregningssoftware - Strusoft	1083		
Momentbæreevne ved bøjning om y-aksen - $M_{Rd,y}$			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	1020	$kN \cdot m$	1,49%
Beregningssoftware - Strusoft	1005		
Udnyttelse moment om 2 - akser			
Beregningsgrundlag	Resultat	Enhed	Afvigelse
Håndberegning	84%	—	+17%
Beregningssoftware - Strusoft	67%		

Tabel 8.21 Sammenligning af resultater fra håndberegninger samt beregningssoftware fra Strusoft.

Af tabellen fremgår det, at de anførte laster er i overensstemmelse med hinanden, da afvigelserne herpå er inden for 0,5 %, hvilket forventes at stamme fra afrundinger. Det kan skyldes, at 2. ordens effekterne inddrages både ved håndberegning og ved brug af software, men i softwaren er det ikke sikkert at momenttillæget fra 2. ordens effekter anvendes over hele søjlens længde. Beregningsprogrammets kritiske moment kan derfor stamme fra momentet fra excentriciteterne, og ikke stykket hvor 2. ordens effekter inddrages, da momentet er aftagende ned gennem søjlen. Dette er årsagen til de store afvigelser i udnyttelsesgraden ved moment om 2 akser. Bæreevnerne ift. bøjning omkring akserne ligger relativt tæt, men der er afvigelse, ved bøjning omkring x-aksen. Dette skyldes, at der for bøjning omkring x-aksen ved håndberegningerne kun er brugt de yderste armeringsstænger, mens der ved software er taget hensyn til alle armeringsstængerne.

På baggrund af ovenstående vurderes resultaterne at være tilfredsstillende.

KONKLUSION

Efter endt projektarbejde kan det konkluderes, at det lykkedes at udarbejde den statiske dokumentation, som udarbejdes af henholdsvis bygværksprojekterende og elementleverandører.

Dette lykkedes at udarbejde A1 - Konstruktionsgrundlag, som dannede grundlag for A2 - Statiske Beregninger, men også for de kapitler, der er udarbejdet i rollen som elementleverandør, herunder A2.2.2 - Statiske Beregninger - Huldæk, A2.2.3 - Statiske Beregninger - Væg- og Facadeelementer, A2.2.4 - Statiske Beregninger - Bjælker og A2.2.6 - Statiske Beregninger - Søjler.

I projektet lykkedes det i henhold til Eurocodes og relevante normer, at eftervise statiske beregninger for både bygværk og udvalgte elementer. For bygværket blev robusthedskravene og konstruktionens stabilitet eftervist, hvorefter udvalgte elementer blev detailprojekteret ved håndberegninger samt beregningssoftware, hvor det var muligt, jævnfør grundlaget angivet i A1 - Konstruktionsgrundlag.

Ydermere blev der udarbejdet udvalgte detaljetegninger, dækplaner samt fugearmeringsplaner, som blev samlet i A3 - Konstruktionstegninger og Modeller.

Projektet har ved anvendelse af SBI 271 anvisningen vist samspillet mellem den bygværksprojekterende samt de involverede leverandører, hvor udvalgte elementer i projektet er udarbejdet i rollen som elementleverandør til et større anlægsprojekt. Det kan konkluderes, at den bygværksprojekterende sætter de overordnede rammer for bygværket, hvorved elementleverandøren skal efterleve disse ønsker og krav. Ydermere har projektet vist den kompleksitet, som et større anlægsprojekt kan have i form af dokumentation samt samspil heraf.

LITTERATUR

- Svend Ole Hansen Bjarne Chr. Jensen. *Bygningsberegninger 2. Udgave*. Nyt Teknisk Forlag 2010, 2014.
- Bygningsreglementet. Konstruktionsklasser. https://bygningsreglementet.dk/Historisk/BR18_Version1/Ovrige-bestemmelser/26/BRV/Indplacering-i-konstruktionsklasser/Indplacering-i-konstruktionsklasser#25193f85-e28f-4525-9927-b8d82d9e113c, U.Å. (Tilgået 23/10/2024).
- Dansk Standard. *Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-1: Generelle laster - Densiteter, egenlast og nyttelast for bygninger*, 2007a.
- Dansk Standard. *Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 1-3: Generelle laster - snelast*, 2007b.
- Dansk Standard. *Eurocode 1: Last på bærende konstruktioner - Del 4: Generelle laster - Vindlast*, 2007c.
- Dansk Standard. *DS/EN 13670:2010 - Udførelse af betonkonstruktioner*, 2010.
- Dansk Standard. *Varmvalsede produkter af konstruktionsstål - Del 2*, 2019.
- Dansk Standard. *DS/EN 1993 FU:2020 - Forkortet udgave af Eurocode 3 - Stålkonstruktioner - 5. Udgave*, 2020a.
- Dansk Standard. *Nationalt anneks til Eurocode 8 - Konstruktioner i seismiske områder*, 2020b.
- Dansk Standard. *Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag og bærende konstruktioner*, 2021a.
- Dansk Standard. *Nationalt anneks til Eurocode 0: Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner*, 2021b.
- Dansk Standard. *DS/EN 1990 FU:2021 - Forkortet udgave af Eurocode 0 - Projekteringsgrundlag for bærende konstruktioner*, 2021c.
- Dansk Standard. *Forkortet udgave af Eurocode 2 - Betonkonstruktioner*, 2021d.
- Dansk Standard. *DS/EN 1992-1-1 FU:2021 - Forkortet udgave af Eurocode 2 - Betonkonstruktioner - 5. Udgave*, 2021e.
- Dansk Standard. *DS/EN1991-1-3 DK NA:2024*, 2024a.
- Dansk Standard. *DS/EN1991-1-4 DK NA:2024*, 2024b.
- Dansk Standard. *DS/INF 1990:2024 - Vejledning om indplacering af konstruktioner i konsekvensklasser*, 2024c.
- Bjarne Chr. Jensen et al. *Stålkonstruktioner efter DS/EN 1993 - 1. udgave*. Nyt Teknisk Forlag 2008, 2009.
- Forskningsfondens Ejendomsselskab, P+P arkitekter. *FEAS Klokkehøjen - Indretning af eksamenshaller*, 2023.

Google. Google maps. https://www.google.com/maps/@56.2159864,10.1482443,18.25z?entry=ttu&g_ep=EgoyMDIOMTIxMS4wIKXMDSoASAFQAw%3D%3D, 2025. (Tilgået 03/01/2025).

Hilti. HST-3 Expansion Anchor - Technical Datasheet. https://www.hilti.dk/medias/sys_master/documents/h18/h48/9989948997662/Technical-data-sheet-for-the-HST3-metal-expansion-anchor-Technical-information-ASSET-DOC-5412122.pdf, 2023. (Tilgået 13/11/2024).

Icopal. Icopal Håndbog 9. https://assets.ctfassets.net/nahzjhs85drk/610u1S2u2EbA6wtKx4Y1UH/1c0ec2780ec4db6123f95d556d9db10e/Kapitel_11_web_Tabel_4.pdf, 2018. (Tilgået 25/11/2024).

Bjarne Chr. Jensen. *Betonkonstruktioner efter DS/EN 1992-1-1 - 1. udgave*. Nyt Teknisk Forlag 2008, 2008.

Bjarne Chr. Jensen. *Teknisk Ståbi*. Nyt Teknisk Forlag, 2019.

Molio. *A113 4. udgave - Fordeling af ydelser og ansvar ved projektering, fremstilling og montage af elementer af beton og letklinkerbeton*, 2022.

Muncholm. Bæreevnetabel for em-158r/750. https://issuu.com/muncholm/docs/em-158r_1c36aeb5847155?fr=sYTM2ZDE5NTA5MQ, 2020. (Tilgået 03/11/2024).

Rockwool. A-batts. <https://www.rockwool.com/dk/produkter-og-konstruktioner/produktoversigt/bygningsisolering/a-batts/>, U.Å. (Tilgået 01/11/2024).

Spæcom. Bæreevnetabel - ex40. <https://spaencom.dk/media/1657/ex40.pdf>, 2021. (Tilgået 01/11/2024).

Spæncom. TTS - Tværsnit ved kip. https://spaencom.dk/media/1855/tvaersnit_tts.pdf, 2003. (Tilgået 14/11/2024).

Spæncom. Bæreevnetabel: KB. <https://spaencom.dk/media/1569/kb40.pdf>, 2014. (Tilgået 03/01/2025).

Spæncom. Bæreevnetabel - EX40. <https://spaencom.dk/media/1657/ex40.pdf>, 2021. (Tilgået 04/12/2024).

Spæncom. Projektering: Xtrumax - dækelement. https://spaencom.dk/media/2569/xtrumax_projekteringskatalog_version5.pdf, 2022. (Tilgået 11/11/2024).

Spæncom. Standardsamling - TTS/VE - UNP Stringer. <https://spaencom.dk/media/1783/d1-505.pdf>, 2024. (Tilgået 14/11/2024).

Spæncom. Projektering: Vægge. https://spaencom.dk/media/2461/vaegge_projekteringskatalog.pdf, U.Å.a. (Tilgået 04/12/2024).

Spæncom. Projektering: Facader. https://spaencom.dk/media/2456/facader_projekteringskatalog.pdf, U.Å.b. (Tilgået 11/11/2024).

Troldtekt. Troldtekt akustik plus. https://www.troldtekt.dk/media/i1nb3r0q/troldtekt_technical_data_plus-_dk_2024.pdf, 2024. (Tilgået 01/11/2024).

A1 - KONSTRUKTIONSGRUNDLAG

A.1 Ophobning af sne ved ventilationsaggregat.

Først undersøges, hvad formfaktoren bliver, når vinden blæser fra VNV, svarende til fra gavlen på figur 2.24 og derefter fra VSV, svarende til fra facaden. Dette har betydning for afstanden fra facade til lægiver. Først findes bredden af sneophobningen, og derefter findes formfaktoren for snelasten.

Det undersøges om der er tale om lokal eller globale lægivere. Til dette anvendes formel (2.6.5). Jf. tegningsmaterialet i bilag A3, kan det aflæses, at afstanden fra strækmetalhegnet til facaden er 8,36 m og afstanden til gavlene er 28,25 m. Det vides desuden at strækmetalhegnet har en højde på 2,50 m,

$$a = \max\left(\frac{(2,5 \text{ m})^2}{8,36 \text{ m} \cdot 12 \text{ m}}; \frac{8,36 \text{ m}}{25 \cdot 2,5 \text{ m}}\right) = \max(0,062; 0,028) = 0,062$$

$$a = \max\left(\frac{(2,5 \text{ m})^2}{28,25 \text{ m} \cdot 12 \text{ m}}; \frac{28,25 \text{ m}}{25 \cdot 2,5 \text{ m}}\right) = \max(0,018; 0,094) = 0,094$$

Der er i begge tilfælde tale om lokale lægivere.

Bredden af sneophobningen findes med formel (2.6.7) og (2.6.9), hvori de kendte værdier indsættes.

$$l_{sw} = \min(28,25 \text{ m}; 2 \cdot 2,5 \text{ m}) = 5,0 \text{ m}$$

$$l_{sw} = \min(8,36 \text{ m}; 2 \cdot 2,5 \text{ m}) = 5,0 \text{ m}$$

$$l_{sl} = 5 \cdot 2,5 \text{ m} = 12,5 \text{ m}$$

$$l_{sl} = 5 \cdot 2,5 \text{ m} = 12,5 \text{ m}$$

Formfaktoren findes med formel (2.6.8). De kendte værdier indsættes i formlen.

$$\mu_w = 2,50 \text{ m} \cdot \frac{2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}}{1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 5,0 \rightarrow 2,0$$

Eftersom der ikke forekommer neddrivende sne, kan formfaktoren nu udregnes med formel (2.6.6). Denne findes til 2,0 og snelasten findes derfor til $s_{ventilation} = 2,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$.

A.2 PolyWind

Vindlastberegninger

Vindlasten fastsættes iht. DS/EN 1991-1-4: 2007 samt tilhørende nationale annekse DS/EN 1991-1-4 DK NA:2024

Forudsætninger

Bygningshøjde over terræn:

$h = 12\text{m}$

Klokhøjen 4, 8200 Aarhus, Danmark

Afstand fra Vesterhavet og Ringkøbing Fjord:

114km

Grundværdien for basisvindhastigheden:

$v_{b,0} = 24\text{m/s}$

Årstidsfaktor:

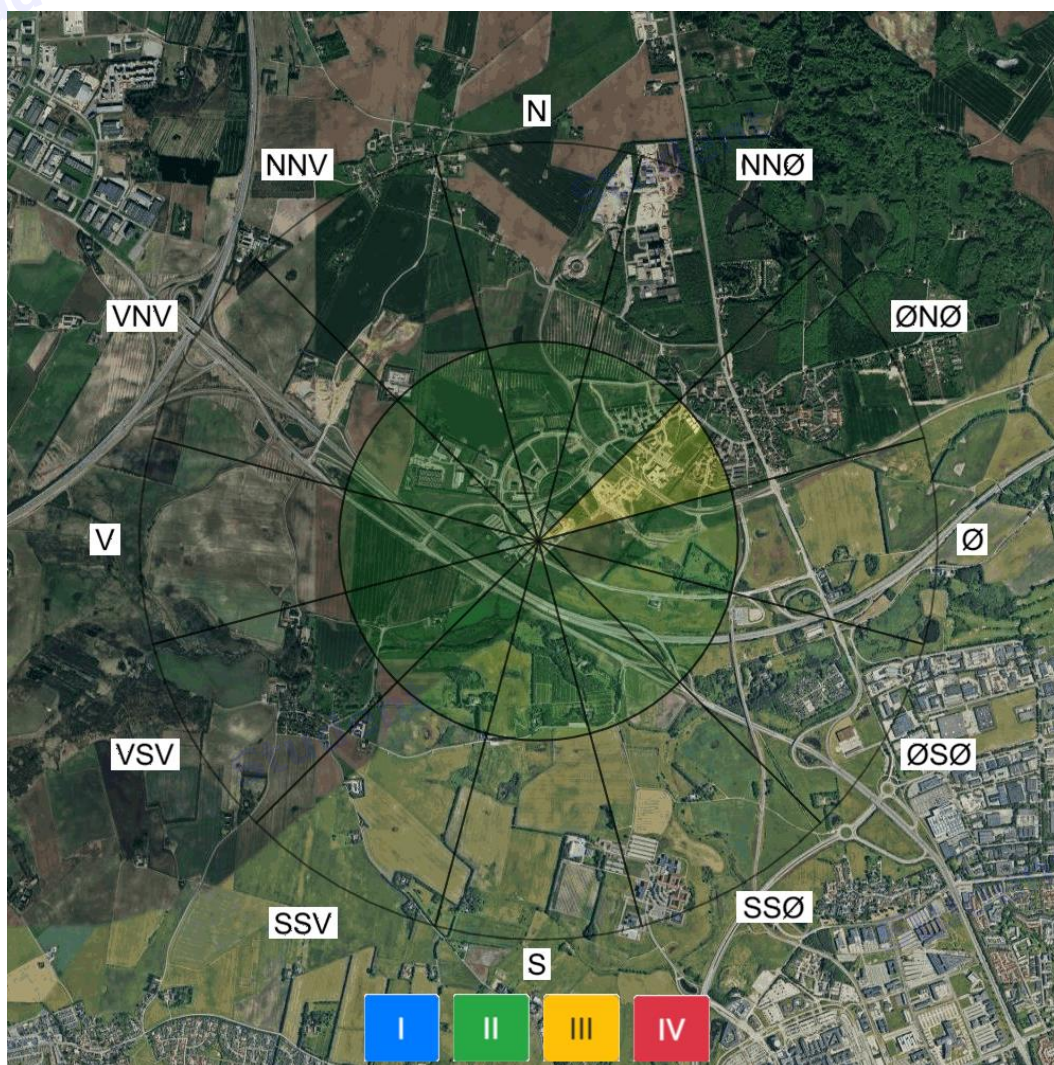
$c_{\text{season}}^2 = 1,00$

Retningsfaktorer iht. DS/EN 1991-1-4 DK NA:2024 anvendes.



Terrænkategori

Terrænkategorierne er anført på nedenstående kort, hvor placeringen af bygningen, samt omgivelserne kan ses.



Radius 1km og 2km.



Peakhastighedstryk

	N	NNØ	ØNØ	Ø	ØSØ	SSØ	S	SSV	VSV	V	VNV	NNV	
Vindretning	0°	30°	60°	90°	120°	150°	180°	210°	240°	270°	300°	330°	[-]
Retningsfaktor C_{dir}^2	0,80	0,70	0,60	0,70	0,70	0,60	0,70	0,70	0,90	1,00	1,00	0,90	[-]
Basisvindhastighed v_b	21,5	20,1	18,6	20,1	20,1	18,6	20,1	20,1	22,8	24,0	24,0	22,8	[m/s]
Terrænkategori	II	II	III	II	II	II	II	II	II	II	II	II	[-]
Minimumshøjde z_{min}	2,00	2,00	5,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	[m]
Ruhedslængden z_0	0,05	0,05	0,30	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	[m]
Terrænfaktor k_r	0,19	0,19	0,22	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	[-]
Ruhedsfaktor $c_r(z)$	1,04	1,04	0,79	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04	[-]
Orografifaktor $c_o(z)$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,16	1,15	1,00	1,00	1,00	1,00	[-]
Middelvindhastighed $v_m(z)$	22,4	20,9	14,8	20,9	20,9	19,4	24,2	24,1	23,7	25,0	25,0	23,7	[m/s]
Turbulensfaktor k_t	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	[-]
Turbulensintensiteten $I_v(z)$	0,18	0,18	0,27	0,18	0,18	0,18	0,16	0,16	0,18	0,18	0,18	0,18	[-]
Peakhastighedstryk $q_p(z)$	0,71	0,62	0,40	0,62	0,62	0,53	0,77	0,76	0,80	0,89	0,89	0,80	[kN/m²]

Formfaktorer

Højde: 12m
 Bredde: 29,4m
 Bygningens orientering: 300°
 Facadernes ruhed: Glat (fx. stål, glat beton)
 Tagets ruhed: Ru (fx. beton, tjærepap)



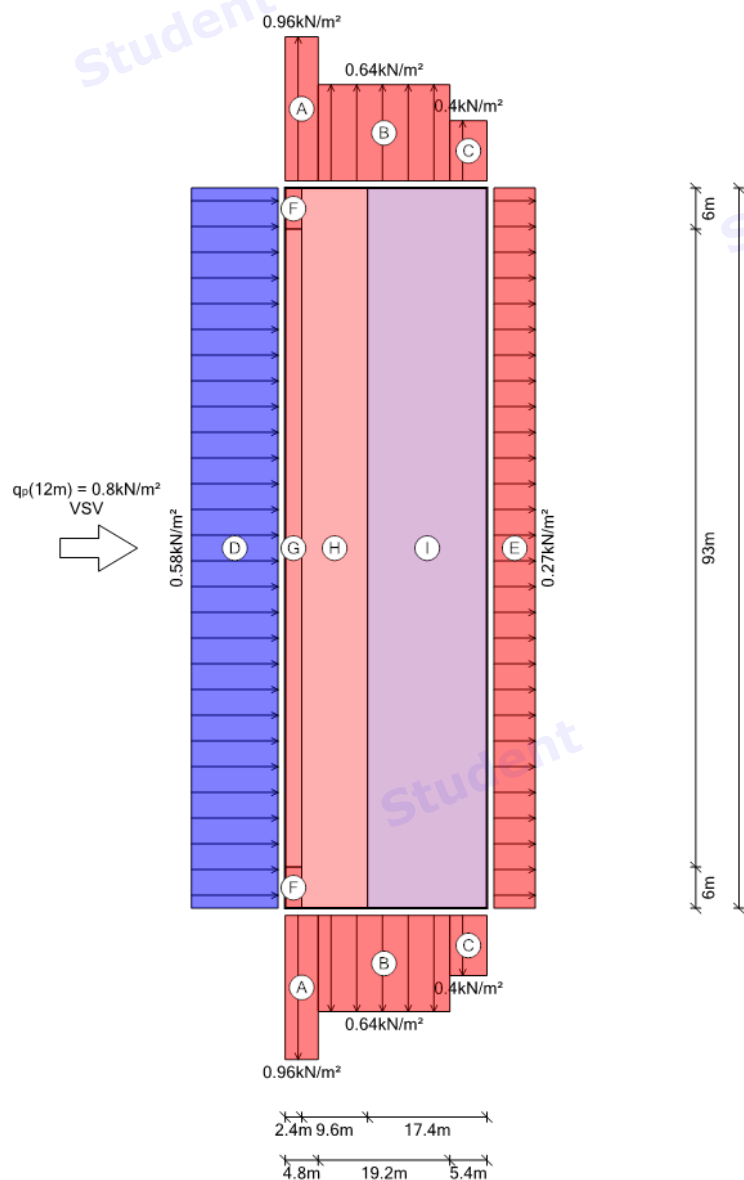
Værdier for $c_{pe,1}$ er beregnet til projektering af små elementer og fastgørelser med et areal pr. element på 1m² eller mindre, fx beklædninger og tagelementer. Værdier for $c_{pe,10}$ kan anvendes ved projektering af bygningers overordnede bærende konstruktion.

Indvendigt vindtryk: Default

Det indvendige vindtryk bestemmes ud fra DS/EN 1991-1-4 7.2.9(6) Note 2 – Når det ikke er muligt eller ikke anses for nødvendigt at vurdere μ , for en bestemt situation, bør c_{pi} regnes til den mindst gunstige af +0,2 og -0,3. Skille vægge kan i dette tilfælde regnes for en vindlast svarende til formfaktoren 0,4 hidrørende fra trykforskelle i de rum, som væggene adskiller.

Vindretning	Venstre		Højre		Nær		Fjern	
	Overtryk	Undertryk	Overtryk	Undertryk	Overtryk	Undertryk	Overtryk	Undertryk
C_{pi}	0.20	-0.30	0.20	-0.30	0.20	-0.30	0.20	-0.30
W_i [kN/m²]	0.16	-0.24	0.14	-0.21	0.12	-0.19	0.18	-0.27

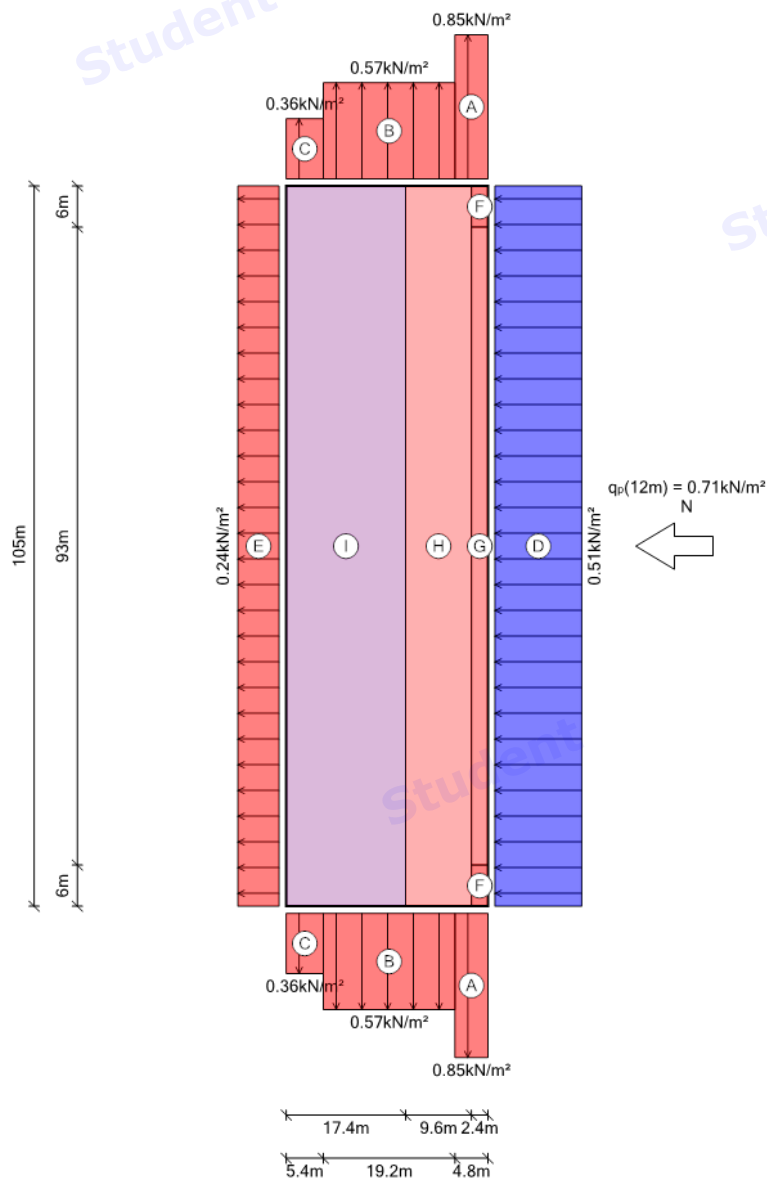




$h/d = 0,41$	A		B		C		D		E		$(D - E) \cdot \rho$
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$
C_{pe}	-1.20	-1.40	-0.80	-1.10	-0.50	-0.50	0.72	1.00	-0.34	-0.34	$(0.72 + 0.34) \cdot 0.85 = 0.90$
W_e [kN/m²]	-0.96	-1.12	-0.64	-0.88	-0.40	-0.40	0.58	0.80	-0.27	-0.27	$(0.58 + 0.27) \cdot 0.85 = 0.72$

Skarp kant	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
C_{pe}	-1.80	-2.50	-1.20	-2.00	-0.70	-1.20	0.20	0.20
							-0.50	-0.50
W_e	-1.44	-2.00	-0.96	-1.60	-0.56	-0.96	0.16	0.16
[kN/m²]							-0.40	-0.40

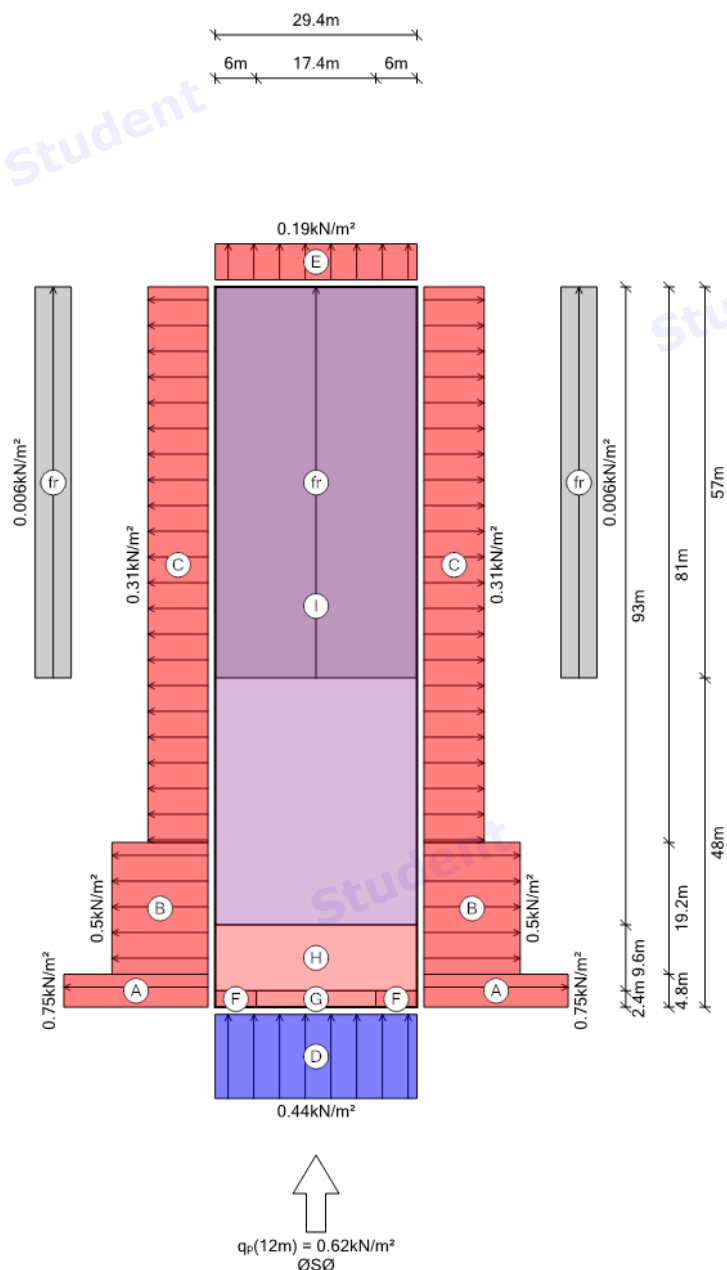




$h/d = 0,41$	A		B		C		D		E		$(D - E) \cdot \rho$
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$
C_{pe}	-1.20	-1.40	-0.80	-1.10	-0.50	-0.50	0.72	1.00	-0.34	-0.34	$(0.72 + 0.34) \cdot 0.85 = 0.90$
W_e [kN/m²]	-0.85	-1.00	-0.57	-0.78	-0.36	-0.36	0.51	0.71	-0.24	-0.24	$(0.51 + 0.24) \cdot 0.85 = 0.64$

Skarp kant	F		G		H		I	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
C_{pe}	-1.80	-2.50	-1.20	-2.00	-0.70	-1.20	0.20	0.20
							-0.50	-0.50
W_e [kN/m²]	-1.28	-1.78	-0.85	-1.42	-0.50	-0.85	0.14	0.14
							-0.36	-0.36



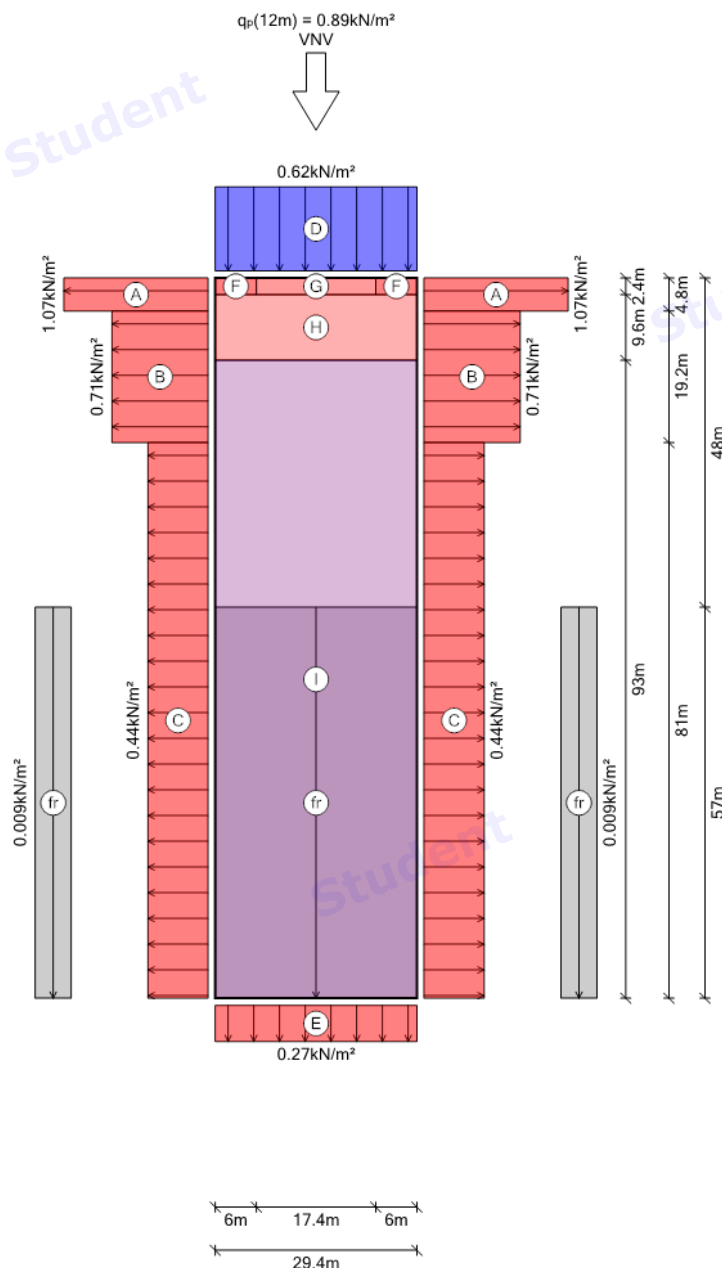


$h/d = 0,11$	A		B		C		D		E		$(D - E) \cdot \rho$
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$
C_{pe}	-1.20	-1.40	-0.80	-1.10	-0.50	-0.50	0.70	1.00	-0.30	-0.30	$(0.70 + 0.30) \cdot 0.85 = 0.85$
$W_e \text{ [kN/m}^2\text{]}$	-0.75	-0.87	-0.50	-0.68	-0.31	-0.31	0.44	0.62	-0.19	-0.19	$(0.44 + 0.19) \cdot 0.85 = 0.53$

Skarp kant	F		G		H		I		Friktionsvind		
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$		Facade	Tag
C_{pe}	-1.80	-2.50	-1.20	-2.00	-0.70	-1.20	0.20	0.20	C_{fr}	0.01	0.02
$W_e \text{ [kN/m}^2\text{]}$	-1.12	-1.56	-0.75	-1.24	-0.44	-0.75	0.12	0.12	W_{fr}	0.006	0.012
							-0.31	-0.31			

Overfladearealet parallelt med vindens retning overstiger 4 gange overfladearealet vinkelret på vindens retning ($5,607\text{m}^2 > 2,822\text{m}^2$). Jf. DS/EN 1991-1-4 5.3(4) skal der tages hensyn til virkningen af vindens friktion. Friktionsvinden medtages i en afstand af 48m iht. DS/EN 1991-1-4 7.5(3).





$h/d = 0,11$	A		B		C		D		E		$(D - E) \cdot \rho$
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$
C_{pe}	-1.20	-1.40	-0.80	-1.10	-0.50	-0.50	0.70	1.00	-0.30	-0.30	$(0.70 + 0.30) \cdot 0.85 = 0.85$
W_e [kN/m²]	-1.07	-1.24	-0.71	-0.98	-0.44	-0.44	0.62	0.89	-0.27	-0.27	$(0.62 + 0.27) \cdot 0.85 = 0.76$

Skarp kant	F		G		H		I		Friktionsvind		
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$		Facade	Tag
C_{pe}	-1.80	-2.50	-1.20	-2.00	-0.70	-1.20	0.20	0.20	C_{fr}	0.01	0.02
W_e [kN/m²]	-1.60	-2.22	-1.07	-1.78	-0.62	-1.07	0.18	0.18	W_{fr} [kN/m²]	-0.009	-
							-0.44	-0.44		0.018	

Overfladearealet parallelt med vindens retning overstiger 4 gange overfladearealet vinkelret på vindens retning ($5,607\text{m}^2 > 2,822\text{m}^2$). Jf. DS/EN 1991-1-4 5.3(4) skal der tages hensyn til virkningen af vindens friktion. Friktionsvinden medtages i en afstand af 48m iht. DS/EN 1991-1-4 7.5(3).



Vindretning ØNØ

Valgt terrænkategori:

III

Automatisk vurderet terrænkategori:

II

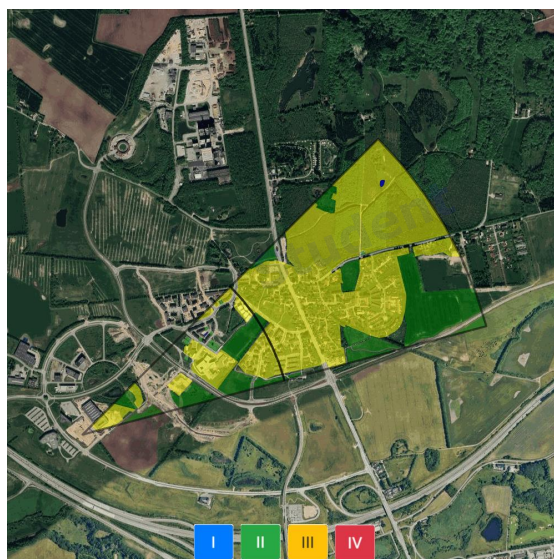
PolyWind vurderer vinkelsektoren til at være terrænkategori II, da 25% (>10%) af vinkelsektorens areal i en radius af 1km er karakteriseret som terrænkategori I eller II og <10% er terrænkategori I indenfor en radius på 2km.

Kategori	Terræn	1km	2km
I	Hav	0%	0%
	Sø	0%	0%
	Andet (I)	0%	0%
	I alt	0%	0%
II	Marker	2%	9%
	Andet (II)	22%	10%
	I alt	25%	19%
III	By	24%	36%
	Skov	0%	24%
	Andet (III)	11%	3%
	I alt	35%	62%
?		40%	19%

Fordeling af terræn områder i vinkelsektoren.

Kategori		Punkter	Andel
IV	Forhindringer over 15m	1 af 207	0%

Forhindringer kan være alle overflader såsom bygninger, træer mv. Punkterne kan ses på figuren, alle punkter med forhindringer over 15m vises med rød.



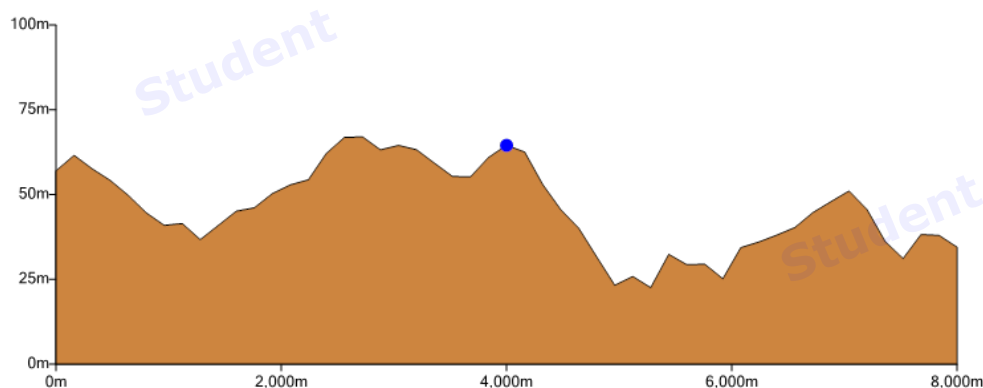
Radius 1km og 2km. Vindretning ØNØ.



Radius 1km. Vindretning ØNØ.

Orografifaktor

Der kan regnes med fladt terræn. Bygningen er placeret uden for området hvor vindhastigheden øges på grund af terrænet.



Vindretning ØNØ, vind fra venstre mod højre. Blå markering er bygningens placering.



Vindretning ØSØ

Valgt terrænkategori:

II

Automatisk vurderet terrænkategori:

II

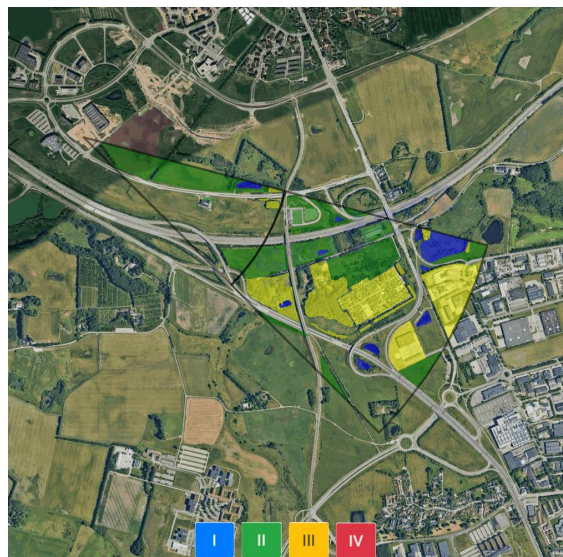
PolyWind vurderer vinkelsektoren til at være terrænkategori II, da 33% (>10%) af vinkelsektorens areal i en radius af 1km er karakteriseret som terrænkategori I eller II og <10% er terrænkategori I indenfor en radius på 2km.

Kategori	Terræn	1km	2km
I	Hav	0%	0%
	Sø	1%	2%
	Andet (I)	0%	2%
	I alt	1%	4%
II	Marker	10%	2%
	Andet (II)	22%	21%
	II alt	31%	24%
III	By	0%	14%
	Skov	0%	6%
	Andet (III)	1%	1%
	III alt	1%	21%
?		66%	52%

Fordeling af terræn områder i vinkelsektoren.

Kategori		Punkter	Andel
IV	Forhindringer over 15m	0 af 208	0%

Forhindringer kan være alle overflader såsom bygninger, træer mv. Punkterne kan ses på figuren, alle punkter med forhindringer over 15m vises med rød.



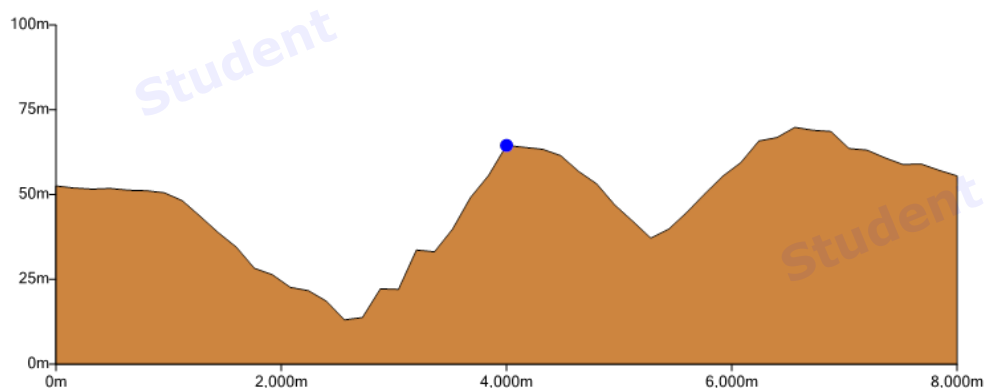
Radius 1km og 2km. Vindretning ØSØ.



Radius 1km. Vindretning ØSØ.

Orografifaktor

Der kan regnes med fladt terræn. Bygningen er placeret uden for området hvor vindhastigheden øges på grund af terrænet.



Vindretning ØSØ, vind fra venstre mod højre. Blå markering er bygningens placering.



Vindretning VSV

Valgt terrænkategori:

II

Automatisk vurderet terrænkategori:

II

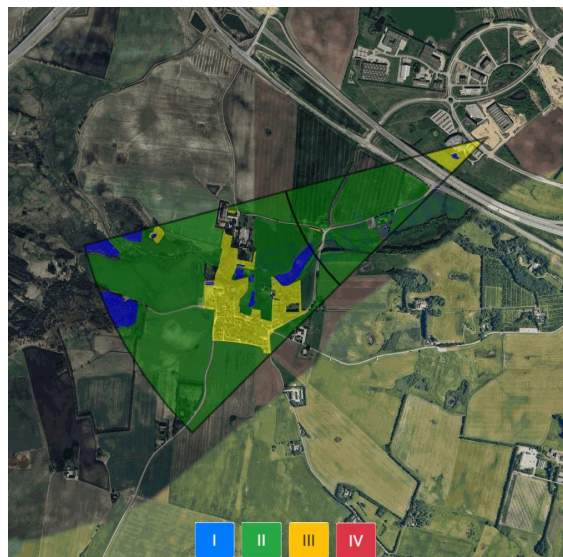
PolyWind vurderer vinkelsektoren til at være terrænkategori II, da 72% (>10%) af vinkelsektorens areal i en radius af 1km er karakteriseret som terrænkategori I eller II og <10% er terrænkategori I indenfor en radius på 2km.

Kategori	Terræn	1km	2km
I	Hav	0%	0%
	Sø	0%	1%
	Andet (I)	0%	4%
	I alt	1%	5%
II	Marker	56%	44%
	Andet (II)	16%	27%
	I alt	72%	70%
III	By	7%	9%
	Skov	0%	4%
	Andet (III)	0%	0%
	I alt	7%	13%
?		21%	12%

Fordeling af terræn områder i vinkelsektoren.

Kategori	Terræn	Punkter	Andel
IV	Forhindringer over 15m	0 af 208	0%

Forhindringer kan være alle overflader såsom bygninger, træer mv. Punkterne kan ses på figuren, alle punkter med forhindringer over 15m vises med rød.



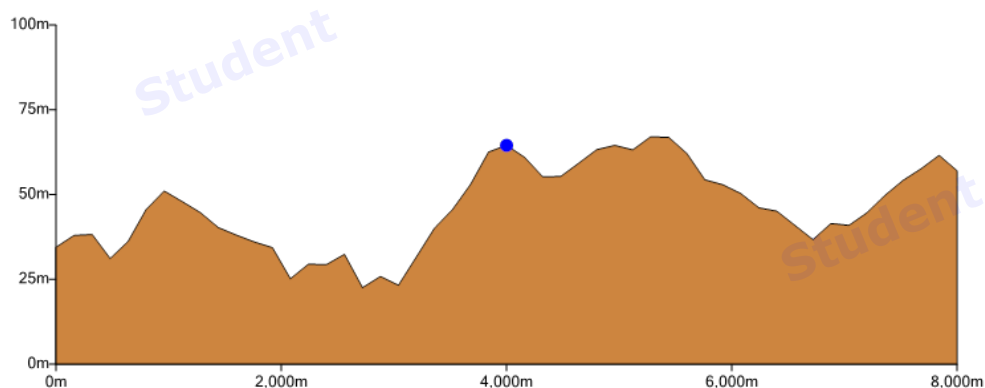
Radius 1km og 2km. Vindretning VSV.



Radius 1km. Vindretning VSV.

Orografifaktor

Der kan regnes med fladt terræn. Bygningen er placeret uden for området hvor vindhastigheden øges på grund af terrænet.



Vindretning VSV, vind fra venstre mod højre. Blå markering er bygningens placering.



Vindretning VNV

Valgt terrænkategori:

II

Automatisk vurderet terrænkategori:

II

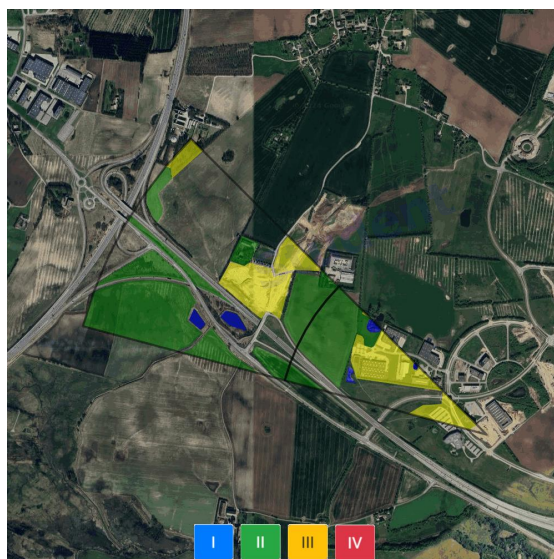
PolyWind vurderer vinkelsektoren til at være terrænkategori II, da 40% (>10%) af vinkelsektorens areal i en radius af 1km er karakteriseret som terrænkategori I eller II og <10% er terrænkategori I indenfor en radius på 2km.

Kategori	Terræn	1km	2km
I	Hav	0%	0%
	Sø	1%	1%
	Andet (I)	1%	0%
	I alt	2%	1%
II	Marker	34%	29%
	Andet (II)	4%	8%
	II alt	38%	38%
III	By	32%	8%
	Skov	1%	1%
	Andet (III)	0%	8%
	III alt	33%	17%
?		27%	44%

Fordeling af terræn områder i vinkelsektoren.

Kategori		Punkter	Andel
IV	Forhindringer over 15m	0 af 210	0%

Forhindringer kan være alle overflader såsom bygninger, træer mv. Punkterne kan ses på figuren, alle punkter med forhindringer over 15m vises med rød.



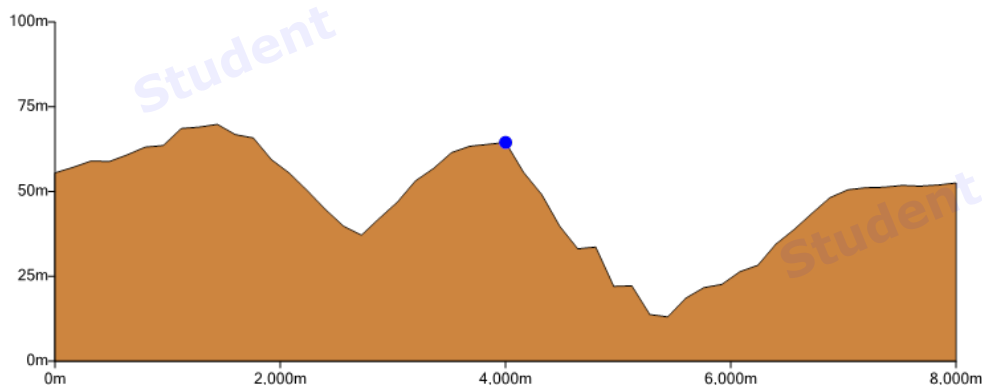
Radius 1km og 2km. Vindretning VNV.



Radius 1km. Vindretning VNV.

Orografifaktor

Der kan regnes med fladt terræn. Bygningen er placeret uden for området hvor vindhastigheden øges på grund af terrænet.



Vindretning VNV, vind fra venstre mod højre. Blå markering er bygningens placering.



A2 - STATISKE BEREKNINGER

B.1 Lodret lastnedføring

I dette bilag er de lodrette laster langs bærelinjerne opsummeret. Alle tabellerne, der fremgår af tabel B.1 til tabel B.5 herunder. I tabellerne er alle de anførte laster karakteristiske, hvorfra at elementproducenter mm. kan indhente de karakteristiske laster her og lave deres egne lastkombinationer. Dette betyder også, at lasterne skal laves regningsmæssige jf. lastkombinationerne beskrevet i afsnit 2.6.1 inden de anvendes til projektering. Her kan eks. elementproducenter finde de største største lodrette linjelaster, hvoraf de kan laves deres egne lastkombinationer. Det er herunder de største laster langs bærelinjerne der er beskrevet, og derfor er det valgt, at der i alle tilfælde antages at være et vindtryk, der øger de lodrette laster, selvom der i dette projekt kun er undersøgt vind fra to retninger.

B.1.1 Modullinje A/C

For facaderne langs modullinje A og C, tages der udgangspunkt i det stykke langs facaderne hvor de største lodrette laster vil forekomme. Lasterne er både fundet for hovedkonstruktionen er angivet i tabel B.1 og for sekundær konstruktionen i tabel B.2.

Hovedkonstruktion - til fundament

Modullinje A + C	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt tagdæk (inf)	T6	4,70	2,30	10,81				
Egenvægt tagdæk (sup)	T6	8,30	2,30		19,09			
Egenvægt tagdæk (inf)	T5	4,70	5,00	23,50				
Egenvægt tagdæk (sup)	T5	6,30	5,00		31,50			
Snelast	T5/T6	2,00	7,30				14,60	
Vindlast	T5/T6	0,18	7,30					1,31
Last på overside af væg 2. sal [kN/m]				34,31	50,59	0,00	14,60	1,31
Egenlast væg (inf)	V2	6,31	3,50	22,09				
Egenlast væg (sup)	V2	6,31	3,50		22,09			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	7,30	43,44				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	7,30		64,97			
Nyttelast dæk	E1	2,50	7,30			18,25		
Last på overside af væg 1. sal [kN/m]				99,83	137,65	18,25	14,60	1,31
Egenlast væg (inf)	V2	6,31	3,20	20,19				
Egenlast væg (sup)	V2	6,31	3,20		20,19			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	7,30	43,44				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	7,30		64,97			
Nyttelast dæk	E1	2,50	7,30			18,25		
Last på overside af væg stuen [kN/m]				163,46	222,81	36,50	14,60	1,31
Egenlast af væg	V2	6,31	3,20	20,19				
Egenlast af væg	V2	6,31	3,20		20,19			
Last på overside af fundament [kN/m]				183,65	243,00	36,50	14,60	1,31

Tabel B.1 Karakteristiske lodrette laster ført til fundament langs modullinje A for hovedkonstruktionen. Der er taget udgangspunkt i det stykke langs modullinje A, hvor man vil have de største lodrette linjelaster.

Sekundækonstruktion - til fundament

Modullinje A+C	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt trapez (inf)	T3 (T2)	0,16	140,16	22,43				
Egenvægt trapez (sup)	T3 (T2)	0,51	140,16		71,48			
Egenvægt TTS (inf)	T3 (T1)	3,30	14,60	48,18				
Egenvægt TTS (sup)	T3 (T1)	3,65	14,60		53,29			
Snelast	T3 (T1/2)	2,00	14,60				29,20	
Vindlast	T3 (T1/2)	0,18	14,60					2,63
Last på overside af væg [kN/m]				70,61	124,77	0,00	29,20	2,63
Egenlast væg (inf)	V2	6,31	7,60	47,96				
Egenlast væg (sup)	V2	6,31	7,60		47,96			
Last på overside af fundament [kN/m]				118,56	172,73	0,00	29,20	2,63

Tabel B.2 Karakteristiske lodrette laster ført til fundament langs modullinje A for sekundækonstruktionen. Der er taget udgangspunkt i det stykke langs modullinje A, hvor man vil have de største lodrette linjelaster.

B.1.2 Modullinje B

Langs modullinje B føres lasterne både til fundamentet, men der findes også en linjelast for lasterne der føres til oversiden af væggen på første salen lagt sammen med væggenes egenlast. Disse laster bruges bl.a. i robusthedsundersøgelsen i afsnit 3.4.

Hovedkonstruktion - til fundament

Tabel B.3 viser de lodrette karakteristiske laster langs modullinje B ført til fundamentet.

Modullinje B	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt tagdæk (inf)	T6	4,70	13,60	63,92				
Egenvægt tagdæk (sup)*	T6	8,30	13,60		112,88			
Egenvægt tagdæk (inf)	T5	4,70	1,00	4,70				
Egenvægt tagdæk (sup)	T5	6,30	1,00		6,30			
Snelast	T5/T6	2,00	14,60				29,20	
Vindlast	T5/T6	0,18	14,60					2,63
Last på overside af væg 2. sal [kN/m]				68,62	119,18	0,00	29,20	2,63
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,50	17,50				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,50		17,50			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	14,60	86,87				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	14,60		129,94			
Nyttelast dæk	E1	2,50	14,60			36,50		
Last på overside af væg 1. sal [kN/m]				172,99	266,62	36,50	29,20	2,63
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,20		16,00			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	14,60	86,87				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	14,60		129,94			
Nyttelast dæk	E1	2,50	14,60			36,50		
Last på overside af væg stuen [kN/m]				275,86	412,56	73,00	29,20	2,63
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20		16,00			
Last på overside af fundament [kN/m]				291,86	428,56	73,00	29,20	2,63

Tabel B.3 Karakteristiske lodrette laster ført til fundament langs modullinje B for hovedkonstruktionen. Der er taget udgangspunkt i det stykke langs modullinje B, hvor man vil have de største lodrette linjelaster.

Hovedkonstruktion - til og med væg på 1. sal

Tabel B.4 viser de lodrette karakteristiske laster ført til overkanten af søjlerne i stuen. Linjelasterne i tabellen er derfor de karakteristiske linjelaster ovenpå de selv bærende vægge lagt sammen med et bidrag

fra væggenes egenlast.

Modullinje B	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt tagdæk (inf)	T6	4,70	13,60	63,92				
Egenvægt tagdæk (sup)*	T6	8,30	13,60		112,88			
Egenvægt tagdæk (inf)	T5	4,70	1,00	4,70				
Egenvægt tagdæk (sup)	T5	6,30	1,00		6,30			
Snelast	T5/T6	2,00	14,60				29,20	
Vindlast	T5/T6	0,18	14,60					2,63
Last på overside af væg 2. sal				68,62	119,18	0,00	29,20	2,63
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,50	17,50				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,50		17,50			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	14,60	86,87				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	14,60		129,94			
Nyttelast dæk	E1	2,50	14,60			36,50		
Last på overside af væg 1. sal				172,99	266,62	36,50	29,20	2,63
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,20		16,00			
Last på overside af væg stuen				188,99	282,62	36,50	29,20	2,63

Tabel B.4 Karakteristiske lodrette laster ført til væggen på førstesal langs modullinje B for hovedkonstruktionen. Der er taget udgangspunkt i det stykke langs modullinje B, hvor man vil have de største lodrette linjelaster.

B.1.3 Modullinje 9 og 11

Ligesom for der for facaderne var taget udgangspunkt i modullinje A, ved udledning af lodrette laster for disse, så er der ved tværgående vægge også taget udgangspunkt i væggene langs modullinje 11, da det vurderes, at det er her væggene udsættes for størst last. De karakteristiske lodrette laster for modullinje 11 er opsummeret i tabel B.5.

Hovedkonstruktion - til fundament.

Modullinje 11	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt tagdæk (inf)	T6	4,70	5,45	25,62				
Egenvægt tagdæk (sup)	T6	10,30*	5,45		56,14			
Snelast	T5/T6	2,00	5,45				10,90	
Vindlast	T5/T6	0,18	5,45					0,98
Last på overside af væg 2. sal [kN/m]				25,62	56,14	0,00	10,90	0,98
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,50	17,50				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,50		17,50			
Egenlast dæk (inf)	E2	5,95	5,45	32,43				
Egenlast dæk (sup)	E2	8,90	5,45		48,51			
Nyttelast dæk side 1	E2	5,00	5,45			27,25		
Last på overside af væg 1. sal [kN/m]				75,54	122,14	27,25	10,90	0,98
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,20		16,00			
Egenlast dæk (inf)	E2	5,95	5,45	32,43				
Egenlast dæk (sup)	E2	8,90	5,45		48,51			
Nyttelast	E2	5,00	5,45			27,25		
Last på overside af væg stuen [kN/m]				123,97	186,65	54,50	10,90	0,98
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20		16,00			
Last på overside af fundament [kN/m]				139,97	202,65	54,50	10,90	0,98

Tabel B.5 Karakteristiske lodrette laster ført til fundamentet langs modullinje 11 for hovedkonstruktionen. Der er taget udgangspunkt i det stykke langs modullinje 11, hvor man vil have de største lodrette linjelaster.*

Her anvendes der $10,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, selvom lasten føres til fundamentet, da ventilationssystemet strækker sig over stort set hele bærelinjen.

B.2 Geomtrisk imperfektionslast

Udregningen af de lodrette laster, der skal bruges til at udregne imperfektionslasten, opsættes på skemaform herunder, og fremgår af tabel B.6 til B.9 for hovedkonstruktionen og sekundærkonstruktionen. Efter de regningsmæssige lodrette laster er fundet kan imperfektionsfaktoren på 0,236%, som blev udledt i afsnit 2.6.7 bruges til at udlede imperfektionslasten.

Hovedkonstruktion

Den vandrette imperfektionslast på tagskiven, etageadskillelsen ved 2. sal og etageadskillelsen ved første sal udregnes i tabellerne herunder. Da der er afgrænset fra at projekterer terrændækket udledes lasten herpå ikke.

Hovedkonstruktion	Kategori	G_{sup}	N_k	S_k	V_k	Lastopland	6.10b-3	6.12b
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]
Egenlast tagdæk	T4	6,30				1.464,44		
Egenlast tagdæk	T5	6,30				400,00		
Egenlast tagdæk	T6	10,30				225,00		
Snelast	T4			0,80		1.464,44		
Snelast ophob	T5 + T6			2,00		625,00		
Vindlast	T4+T5+T6				0,18	2.089,44		
SUM							16.090,38	14.063,47

Tabel B.6 I tabellen opsummeres lasterne der skal bruges til at udregne den geometriske imperfektionslast, og herefter findes de regningsmæssige størrelser for de relevante lastkombinationer.

$$H_{d,tagaskive,vind} = 16\,090,38 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 37,97 \text{ kN}$$

$$H_{d,tagaskive,seis} = 14\,063,47 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 33,19 \text{ kN}$$

Hovedkonstruktion	Kategori	G_{sup}	N_k	S_k	V_k	Lastopland	6.10b-3	6.12b
Etageadskillelse 2. sal	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]
Egenlast tagdæk	E1	8,90				1.590,40		
Egenlast tagdæk	E2	8,90				499,04		
Indvendige vægge	V1	5,00				396,20		
Facadeelementer	V2	6,31				709,80		
Nyttelast tagdæk	E1		2,50			1.590,40		
Nyttelast tagdæk	E2		5,00			499,04		
SUM							33.967,93	28.291,45

Tabel B.7 I tabellen opsummeres lasterne der skal bruges til at udregne den geometriske imperfektionslast, og herefter findes de regningsmæssige størrelser for de relevante lastkombinationer.

$$H_{d,2.sal,vind} = 33\,967,93 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 80,16 \text{ kN}$$

$$H_{d,2.sal,seis} = 28\,291,45 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 66,77 \text{ kN}$$

Hovedkonstruktion	Kategori	G_{sup}	N_k	S_k	V_k	Lastopland	6.10b-3	6.12b
Etageadskillelse 1. sal	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]
Egenlast tagdæk	E1	8,90				1.590,40		
Egenlast tagdæk	E2	8,90				499,04		
Egenlast indvendig væg	V1	5,00				362,24		
Egenlast facade	V2	6,31				648,96		
Nyttelast tagdæk	E1		2,50			1.590,40		
Nyttelast tagdæk	E2		5,00			499,04		
SUM							33.358,86	27.737,75

Tabel B.8 I tabellen opsummeres lasterne der skal bruges til at udregne den geometriske imperfektionslast, og herefter findes de regningsmæssige størrelser for de relevante lastkombinationer.

$$H_{d,1.sal,vind} = 33\,358,86 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 78,73 \text{ kN}$$

$$H_{d,1.sal,seis} = 27\,737,75 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 65,46 \text{ kN}$$

Sekundærkonstruktion

Hovedkonstruktion	Kategori	G_{sup}	N_k	S_k	V_k	Lastopland	6.10b-3	6.12b
Etageadskillelse 1. sal	[-]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m ²]	[kN]	[kN]
Egenlast TTS	T1	3,65				385,92		
Egenlast trapez	T2	0,51				813,88		
Snelast	T1 + T2			0,80		776,80		
Snelast ophob	T3			2,00		423,00		
Vindlast	T1+T2+T3			0,18		1.199,80		
SUM							2.362,40	1.823,69

Tabel B.9 I tabellen opsummeres lasterne der skal bruges til at udregne den geometriske imperfektionslast, og herefter findes de regningsmæssige størrelser for de relevante lastkombinationer.

$$H_{d,sekundær-tag,vind} = 2362,40 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 5,58 \text{ kN}$$

$$H_{d,sekundær-tag,seis} = 1823,69 \text{ kN} \cdot 0,236\% = 4,30 \text{ kN}$$

B.3 Seismisk last

Udledningen af den seismiske last opsættes herunder på skema form. Det blev tidligere i afsnit 2.6.8 udledt, at den seismiske forskydningsacceleration er $0,173 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$. Derfor er det nu nødvendigt at finde summen af de lodrette laster per skive, for at kunne finde den vandrette seismiske last, som det er beskrevet i formel (2.6.14), der også ses herunder.

$$F_{seis} = \left(\sum G_{kj} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \cdot \frac{\alpha_{seis}}{g}$$

De regningsmæssige lodrette seismiske laster er udledt ovenfor i afsnit B.2, hvorfor der med afsæt i disse lodrette laster og formel (2.6.14) kan udledes den vandrette seismiske last. Resultaterne er opsummeret i tabel B.10.

Vandret seismisk last	6.12b [kN]		Vandret last
Hovedkonstruktion	$G_{sup,d}$	N_d	F_{seis}
Tagskive	14.063,47		24,52
Etageskillelse 2. sal	28.603,77	3.235,60	57,35
Etageskillelse 1. sal	24.787,70	3.235,60	50,48
Sekundær konstruktion			
Tagskive	1.823,69		3,29

Tabel B.10 De vandrette seismiske laster er udledt med afsæt i de regningsmæssige lodrette laster på etagerne.

B.4 Stabilisering

I tabel B.11 til B.14 herunder er de de lodrette linjelaster der virker på oversiden af vægelementerne. Der ønskes her at bruge en konservativ værdi, så her er det egenlasten der er angivet som G_{inf} der anvendes. Tabellerne herunder adskiller sig fra tabellerne i det forrige afsnit ved, at der i stedet for et vindtryk over det hele er brugt et sug, svarende til suget i zone F ved vind fra VNV over det hele.

B.4.1 Modullinje A/C

Hovedkonstruktion - til fundament

Modullinje A + C	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt tagdæk (inf)	T6	4,70	2,30	10,81				
Egenvægt tagdæk (sup)	T6	8,30	2,30		19,09			
Egenvægt tagdæk (inf)	T5	4,70	5,00	23,50				
Egenvægt tagdæk (sup)	T5	6,30	5,00		31,50			
Snelast	T5/T6	2,00	7,30				14,60	
Vindlast	T5/T6	0,18	7,30					-10,51
Last på overside af væg 2. sal [kN/m]				34,31	50,59	0,00	14,60	-10,51
Egenlast væg (inf)	V2	6,31	3,50	22,09				
Egenlast væg (sup)	V2	6,31	3,50		22,09			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	7,30	43,44				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	7,30		64,97			
Nyttelast dæk	E1	2,50	7,30			18,25		
Last på overside af væg 1. sal [kN/m]				99,83	137,65	18,25	14,60	-10,51
Egenlast væg (inf)	V2	6,31	3,20	20,19				
Egenlast væg (sup)	V2	6,31	3,20		20,19			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	7,30	43,44				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	7,30		64,97			
Nyttelast dæk	E1	2,50	7,30			18,25		
Last på overside af væg stuen [kN/m]				163,46	222,81	36,50	14,60	-10,51
Egenlast af væg	V2	6,31	3,20	20,19				
Egenlast af væg	V2	6,31	3,20		20,19			
Last på overside af fundament [kN/m]				183,65	243,00	36,50	14,60	-10,51

Tabel B.11 Karakteristiske lodrette laster ført til fundament langs modullinje A for hovedkonstruktionen til stabilitet.

Sekundærkonstruktion - til fundament

Modullinje A+C	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt trapez (inf)	T3 (T2)	0,16	140,16	22,43				
Egenvægt trapez (sup)	T3 (T2)	0,51	140,16		71,48			
Egenvægt TTS (inf)	T3 (T1)	3,30	14,60	48,18				
Egenvægt TTS (sup)	T3 (T1)	3,65	14,60		53,29			
Snelast	T3 (T1/2)	2,00	14,60				29,20	
Vindlast	T3 (T1/2)	0,18	14,60					-21,02
Last på overside af væg [kN/m]				70,61	124,77	0,00	29,20	-21,02
Egenlast væg (inf)	V2	6,31	7,60	47,96				
Egenlast væg (sup)	V2	6,31	7,60		47,96			
Last på overside af fundament [kN/m]				118,56	172,73	0,00	29,20	-21,02

Tabel B.12 Karakteristiske lodrette laster ført til fundament langs modullinje A for sekundærkonstruktionen til stabilitet.

B.4.2 Modullinje B

Hovedkonstruktion - til fundament

Modullinje B	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt tagdæk (inf)	T6	4,70	13,60	63,92				
Egenvægt tagdæk (sup)*	T6	8,30	13,60		112,88			
Egenvægt tagdæk (inf)	T5	4,70	1,00	4,70				
Egenvægt tagdæk (sup)	T5	6,30	1,00		6,30			
Snelast	T5/T6	2,00	14,60				29,20	
Vindlast	T5/T6	0,18	14,60					-21,02
Last på overside af væg 2. sal				68,62	119,18	0,00	29,20	-21,02
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,50	17,50				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,50		17,50			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	14,60	86,87				
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	14,60		129,94			
Nyttelast dæk	E1	2,50	14,60			36,50		
Last på overside af væg 1. sal				172,99	266,62	36,50	29,20	-21,02
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,20		16,00			
Egenlast dæk (inf)	E1	5,95	14,60					
Egenlast dæk (sup)	E1	8,90	14,60					
Nyttelast dæk	E1	2,50	14,60					
Last på overside af væg stuen				188,99	282,62	36,50	29,20	-21,02
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20					
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20					
Last på overside af fundament				188,99	282,62	36,50	29,20	-21,02

Tabel B.13 Karakteristiske lodrette laster ført til fundament langs modullinje B for hovedkonstruktionen til stabilisering.

B.4.3 Modullinje 9 og 11

Hovedkonstruktion - til fundament.

Modullinje 11	Kategori	Last	Lastopland	G_{inf}	G_{sup}	q_k	s_k	v_k
Tagdæk	[-]	[kN/m ²]	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
Egenvægt tagdæk (inf)	T6	4,70	5,45	25,62				
Egenvægt tagdæk (sup)	T6	10,30*	5,45		56,14			
Snelast	T5/T6	2,00	5,45				10,90	
Vindlast	T5/T6	0,18	5,45					-7,85
Last på overside af væg 2. sal [kN/m]				25,62	56,14	0,00	10,90	-7,85
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,50	17,50				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,50		17,50			
Egenlast dæk (inf)	E2	5,95	5,45	32,43				
Egenlast dæk (sup)	E2	8,90	5,45		48,51			
Nyttelast dæk side 1	E2	5,00	5,45			27,25		
Last på overside af væg 1. sal [kN/m]				75,54	122,14	27,25	10,90	-7,85
Egenlast væg (inf)	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast væg (sup)	V1	5,00	3,20		16,00			
Egenlast dæk (inf)	E2	5,95	5,45	32,43				
Egenlast dæk (sup)	E2	8,90	5,45		48,51			
Nyttelast	E2	5,00	5,45			27,25		
Last på overside af væg stuen [kN/m]				123,97	186,65	54,50	10,90	-7,85
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20	16,00				
Egenlast af væg	V1	5,00	3,20		16,00			
Last på overside af fundament [kN/m]				139,97	202,65	54,50	10,90	-7,85

Tabel B.14 Karakteristiske lodrette laster ført til fundamentet langs modullinje 11 for hovedkonstruktionen. Der er taget udgangspunkt i det stykke langs modullinje 11, hvor man vil have de største lodrette linjelaster.

B.5 Lastfordeling i vægge

Lasterne fordeles i vægskiverne i stuen, på først sal og på anden sal. Fordelingen er udarbejdet i excel, men indskrevet i tabel B.15 til B.22.

B.5.1 Stueetagen

For stueetagen fordeles lasterne for væggene der optager i x- og y-retning, og væggene opdeles også efter om de er i hovedkonstruktionen og sekundærkonstruktionen.

Hovedkonstruktion x-retning

	Bredde	Højde	Længde	Areal	Lastfordeling [%]	Lastfordeling efter areal [kN]	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	Procentuel fordeling	Dom. Vind	Dom. Seismisk
VX - 1.01	200	3200	7080	1416000	20,70%	50,42	24,00
VX - 1.02	180	3200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
VX - 1.03	200	3200	7080	1416000	20,70%	50,42	24,00
VX - 1.04	180	3200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
VX - 1.05	200	3200	7080	1416000	20,70%	50,42	24,00
VX - 1.06	200	3200	7080	1416000	20,70%	50,42	24,00
VX - 1.07	180	4200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
VX - 1.08	180	4200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
VX - 1.09	180	4200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
VX - 1.10	180	4200	1090	196200	2,87%	6,99	3,33
SUM				6841200	100,00%	243,61	115,94

Tabel B.15 Tabellen viser fordelingen af laster, i væggene i stuen, der for hovedkonstruktionen optager lasterne fra vind på gavl kombineret med geometrisk imperfektionslast.

Hovedkonstruktion y-retning

	Bredde	Højde	Længde	Areal	Lastfordeling efter areal [%]	Lastfordeling efter areal [kN]	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	Procentuel fordeling	Dom. Vind	Dom. Seismisk
VY - 1.01	200	3200	5680	1136000	14,29%	58,22	16,57
VY - 1.02	200	3200	4350	870000	10,94%	44,59	12,69
VY - 1.03	200	3200	2300	460000	5,79%	23,57	6,71
VY - 1.04	200	3200	4250	850000	10,69%	43,56	12,40
VY - 1.05	200	3200	1900	380000	4,78%	19,47	5,54
VY - 1.06	200	3200	2300	460000	5,79%	23,57	6,71
VY - 1.07	200	3200	3250	650000	8,18%	33,31	9,48
VY - 1.08	200	3200	3500	700000	8,81%	35,87	10,21
VY - 1.09	200	3200	2500	500000	6,29%	25,62	7,29
VY - 1.10	180	3200	3600	648000	8,15%	33,21	9,45
VY - 1.11	180	3200	3600	648000	8,15%	33,21	9,45
VY - 1.12	180	3200	3600	648000	8,15%	33,21	9,45
SUM				7950000	100,00%	407,42	115,94

Tabel B.16 Tabellen viser fordelingen af laster, i væggene i stuen, der for hovedkonstruktionen optager lasterne fra vind på facaden kombineret med geometrisk imperfektionslast.

*Her anvendes der $10,30 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$, selvom lasten føres til fundamentet, da ventilationssystemet strækker sig over stort set hele bærelinjen.

Sekundærkonstruktion x-retning

	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	Procentuel fordeling	[kN]	
	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.21	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.22	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.23	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.24	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
VX - 1.25	180	7600	3600	648000	16,67%	27,72	1,26
SUM				3888000	100,00%	166,30	7,59

Tabel B.17 Tabellen viser fordelingen af laster, i væggene i sekundærkonstruktionen, ved vind på gavl kombineret med geometrisk imperfektionslast.

Sekundærkonstruktion y-retning

	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	Procentuel fordeling	[kN]	
	180	7600	3600	648000	19,57%	26,39	1,48
VY - 1.21	180	7600	3600	648000	19,57%	26,39	1,48
VY - 1.22	180	7600	3600	648000	19,57%	26,39	1,48
VY - 1.23	200	7600	3800	760000	20,65%	30,95	1,57
VY - 1.24	200	7600	3800	760000	20,65%	30,95	1,57
SUM				3680000	100,00%	141,05	7,59

Tabel B.18 Tabellen viser fordelingen af laster, i væggene i sekundærkonstruktionen, ved vind på facaden kombineret med geometrisk imperfektionslast.

B.5.2 Første sal**Hovedkonstruktion x-retning**

	Bredde [mm]	Højde [mm]	Længde [mm]	Areal [mm ²]	Lastfordeling efter areal [%] Procentuel fordeling	Lastfordeling efter areal [kN] Dom. Vind Dom. Seismisk	
VX - 2.01	200	3200	7080	1416000	20,70%	46,20	25,69
VX - 2.02	180	3200	1090	196200	2,87%	6,40	3,56
VX - 2.03	200	3200	7080	1416000	20,70%	46,20	25,69
VX - 2.04	180	3200	1090	196200	2,87%	6,40	3,56
VX - 2.05	200	3200	7080	1416000	20,70%	46,20	25,69
VX - 2.06	200	3200	7080	1416000	20,70%	46,20	25,69
VX - 2.07	180	3200	1090	196200	2,87%	6,40	3,56
VX - 2.08	180	3200	1090	196200	2,87%	6,40	3,56
VX - 2.09	180	3200	1090	196200	2,87%	6,40	3,56
VX - 2.10	180	3200	1090	196200	2,87%	6,40	3,56
SUM				6841200	100,00%	223,19	124,12

Tabel B.19 Tabellen viser fordelingen af laster, i væggene på første sal, der for hovedkonstruktionen optager lasterne fra vind på gavlen kombineret med geometrisk imperfektionslast.

Hovedkonstruktion y-retning

	Bredde	Højde	Længde	Areal	Lastfordeling efter areal [%]	Lastfordeling efter areal [kN]	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	Procentuel fordeling	Dom. Vind	Dom. Seismisk
VY - 2.01	200	3200	5680	1136000	14,29%	52,20	17,74
VY - 2.02	200	3200	4350	870000	10,94%	39,98	13,58
VY - 2.03	200	3200	2300	460000	5,79%	21,14	7,18
VY - 2.04	200	3200	4250	850000	10,69%	39,06	13,27
VY - 2.05	200	3200	1900	380000	4,78%	17,46	5,93
VY - 2.06	200	3200	2300	460000	5,79%	21,14	7,18
VY - 2.07	200	3200	3250	650000	8,18%	29,87	10,15
VY - 2.08	200	3200	3500	700000	8,81%	32,16	10,93
VY - 2.09	200	3200	2500	500000	6,29%	22,97	7,81
VY - 2.10	180	3200	3600	648000	8,15%	29,77	10,12
VY - 2.11	180	3200	3600	648000	8,15%	29,77	10,12
VY - 2.12	180	3200	3600	648000	8,15%	29,77	10,12
SUM				7950000	100,00%	365,29	124,12

Tabel B.20 Tabellen viser fordelingen af laster, i væggene på første sal, der for hovedkonstruktionen optager lasterne fra vind på facade kombineret med geometrisk imperfektionslast.

B.5.3 Anden sal**Hovedkonstruktion x-retning**

	Bredde	Højde	Længde	Areal	Lastfordeling efter areal [%]	Lastfordeling efter areal [kN]	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	Procentuel fordeling	Dom. Vind	Dom. Seismisk
VX - 3.01	200	3500	7080	1416000	20,70%	27,60	12,11
VX - 3.02	180	3500	1090	196200	2,87%	3,82	1,68
VX - 3.03	200	3500	7080	1416000	20,70%	27,60	12,11
VX - 3.04	180	3500	1090	196200	2,87%	3,82	1,68
VX - 3.05	200	3500	7080	1416000	20,70%	27,60	12,11
VX - 3.06	200	3500	7080	1416000	20,70%	27,60	12,11
VX - 3.07	180	3500	1090	196200	2,87%	3,82	1,68
VX - 3.08	180	3500	1090	196200	2,87%	3,82	1,68
VX - 3.09	180	3500	1090	196200	2,87%	3,82	1,68
VX - 3.10	180	3500	1090	196200	2,87%	3,82	1,68
SUM				6841200	100,00%	133,32	58,52

Tabel B.21 Tabellen viser fordelingen af laster, i væggene på anden sal, der for hovedkonstruktionen optager lasterne fra vind på gavlen kombineret med geometrisk imperfektionslast.

Hovedkonstruktion y-retning

BA1	Bredde	Højde	Længde	Areal	Lastfordeling efter areal [%]	Lastfordeling efter areal [kN]	
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	Procentuel fordeling	Dom. Vind	Dom. Seismisk
VY - 3.01	200	3500	5680	1136000	14,29%	32,59	8,36
VY - 3.02	200	3500	4350	870000	10,94%	24,96	6,40
VY - 3.03	200	3500	2300	460000	5,79%	13,20	3,39
VY - 3.04	200	3500	4250	850000	10,69%	24,38	6,26
VY - 3.05	200	3500	1900	380000	4,78%	10,90	2,80
VY - 3.06	200	3500	2300	460000	5,79%	13,20	3,39
VY - 3.07	200	3500	3250	650000	8,18%	18,65	4,78
VY - 3.08	200	3500	3500	700000	8,81%	20,08	5,15
VY - 3.09	200	3500	2500	500000	6,29%	14,34	3,68
VY - 3.10	180	3500	3600	648000	8,15%	18,59	4,77
VY - 3.11	180	3500	3600	648000	8,15%	18,59	4,77
VY - 3.12	180	3500	3600	648000	8,15%	18,59	4,77
SUM				7950000	100,00%	228,06	58,52

Tabel B.22 Tabellen viser fordelingen af laster, i væggene på anden sal, der for hovedkonstruktionen optager lasterne fra vind på facade kombineret med geometrisk imperfektionslast.

BILAG TIL A2.2.2

C.1 Eftervisning med Spæncoms beregningssoftware - Huldæk

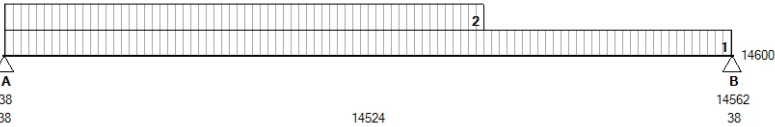
Ordre	Plade	Dækttype	Længde	Bredde	Beregnet dato	DS/EN1992-1 + NA & EN1168
-	-	RN EX40	14600 mm	1200 mm	12-12-2024	BEREGNET UDEN FEJL

Beregnede Linemønstre

Linemønster2-12-0-0

Samlede resultater pr fase

Fase : Brug



Special belastning

Nr	T	A	Værdi	Enh	$\gamma_{(a/b)}$	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Start	Lgd	Enh
1	Q	W	0.19	kN/m ¹	0.0/1.5	0.30	0.20	0.00	38	14524	mm
2	G		4.80	kN/m ¹	1.2/1.0				38	9562	mm

Positivt moment

Pos.	Aktuel	Till.	%Brugt
7028	433.49	622.93	69.59
7028	297.02	392.97	75.58
7028	310.67	556.81	55.79

Nedbøjning

	Aktuel	Till.	Enh.
(G1=Egenvægt G2=permanent last P=Bevægelig last longterm part)			
G1: Leveringspilhøjde	↑ 18		mm
G1+G2: montage	↑ 15		mm
G1+G2+P: begynd at bruge	↓ 7		mm
G1+G2: nedbøjning	↓ 33		mm
G1+G2+P: nedbøjning	↓ 32	↓ 37	mm
G1+G2+P: ekstra	↓ 25	↓ 37	mm
M(x = 7000 mm)	297.03		kNm

Revner

Pos.	Aktuel	Till.	Enh.
7028	0.003	0.300	mm

Forskydning

Pos.	Aktuel	Till.	%Brugt
167 (53)	121.43	194.67	62.38
14263 (14547)	-102.76	-192.30	53.44
3480	62.95	141.96	44.35
10659	-58.17	-141.96	40.98
53	89.26	97.97	91.11
14547	-73.65	-97.97	75.18

Armering 2-12-0-0

type	antal	Ø	A	Y	σ _{pt}	forsp. [kN]	Temp. [°C]	γ _s
S	2	9.3	52.0	80	1108	58	80	1.14
S	2	12.5	93.0	80	1108	103	80	1.14
S	10	12.5	93.0	35	1108	103	276	1.14

Generelt

Konsekvensklasse	CC3
Livstidscyklus	50 år
Eksponeringsklasse	XC1
Structural class	S1
Brandmodstand	60 minutter
Styrkeklasse	C50/60
Betondæklag underside	29 mm

Belastninger

Belastningskategori	S
ψ faktorer	ψ ₀ : 0.60 ψ ₁ : 0.20 ψ ₂ : 0.00
6.10a	γ _{G_slf} : 1.20/1.00, γ _{Q_slf} : 0.00/0.00
6.10b	γ _{G_slf} : 1.00/0.90, γ _{Q_slf} : 1.50/1.50
Egenvægt	4.70 kN/m ² 1.2/1.0
Permanent	1.60 kN/m ² 1.2/1.0
Nyttelast	2.00 kN/m ² 0.0/1.5
Skillelægge	0.00 kN/m ² 0.0/1.5

Huldæk

Kvalitet	C50/60
faktorer	γ _c = 1.33 γ _s = 1.52

Vederlag.

	A	B
Reaktion permanent	86.1	70.3 kN
Reaktion variabel	18.9	18.9 kN
Utilisitet indspænd. M.	nej	nej
Vederlag (a)	80	80 mm
Bærende bredde	1200	1200 mm

Fase Kontrol

Brug

	Pos.	6.10	Aktuel	Till.	Enh.	%Brugt
60 M_d(maks)	3523	(b)	345.45	622.93	kNm	55.46
60 M_d(maks)	7028	(b)	433.49	622.93	kNm	69.59
60 M_d(maks)	10603	(b)	344.67	622.93	kNm	55.33
60 M_d(min)	3523		0.00	-44.23	kNm	0.00
60 M_d(min)	10603		0.00	-44.23	kNm	0.00
60 M_Brand(maks.)	7028		310.67	556.81	kNm	55.79
60 M_Revne(max)	7028		297.02	392.97	kNm	75.58
60 EN 1168 4.3.3.2.2.2 V_d(maks)	167 (53)	(b)	121.43	194.67	kN	62.38
60 EN 1168 4.3.3.2.2.2 Shear uncracked (+) lowest allowable	337		-	192.48	kN	-
60 V_d(maks)	3480	(b)	62.95	141.96	kN	44.35
60 V_d(min)	9600	(b)	-45.07	-141.96	kN	31.75
60 V_d(min)	10659	(b)	-58.17	-141.96	kN	40.98
60 EN 1168 4.3.3.2.2.2 V_d(min)	14263 (14547)	(b)	-102.76	-192.30	kN	53.44
60 V_Brand(maks)	53		89.26	97.97	kN	91.11
60 V_Brand(maks)	3480		45.13	235.48	kN	19.16
60 V_Brand(min)	9600		-33.69	-235.48	kN	14.31
60 V_Brand(min)	10659		-42.24	-235.48	kN	17.94
60 V_Brand(min)	14547		-73.65	-97.97	kN	75.18
60 Revnevidde bund	7028		0.003	0.300	mm	1.00
60 Ekstra udbøjning	Spændvidde 1		25.00	37.00	mm	67.57
60 Total udbøjning	Spændvidde 1		32.00	37.00	mm	86.49

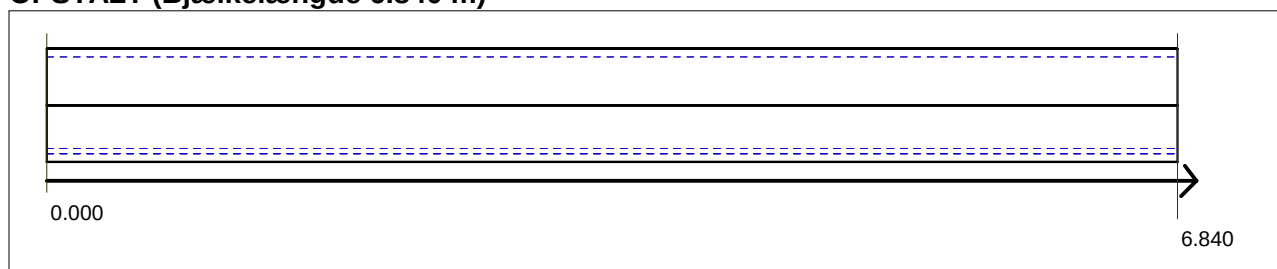
BILAG TIL A2.2.4

D.1 Eftervisning med Spæncoms beregningssoftware - KB

Dato: 30.12.2024	Sag: Afgangsprojekt	Sagsnr:
Init: MICNI	Beregning af: KB - KB80/40	Side:

Beregningsforudsætninger

Normer:	Konsekvensklasse	CC3	Materialer	fck/fyk MPa	Partialkoeff	fcd/fyd MPa
DS/EN 1990	Materialekontrol elementbeto	Skærpet	Element	50	1.330	37.6
DS/EN 1991-1- 1 til 7	Materialekontrol armering	Skærpet	Armering	550	1.140	482.5
DS/EN 1992-1 - 1til 2						

OPSTALT (Bjækelængde 6.840 m)**SNIT Position 0.000 meter**

	Hjørnegeometri (mm)				Armering				
	Element:				Stk	Tp	Diam mm	hjd mm	Forsp kN
	X	Y	X	Y					
	250	0	-150	800	10	L	12.5	55	110
	300	400	-150	400	6	L	12.5	92	110
	150	400	-300	400	2	L	12.5	740	110
	150	800	-250	0					

Bøjler

Dæklag mod venstre 20 mm. Dæklag mod højre 20 mm

Benyttet $\cot(\Theta) = 1.5$

2 snit, 10 mm pr. 75 fra 0.000 meter til 1.254 meter

2 snit, 10 mm pr. 150 fra 1.254 meter til 2.508 meter

2 snit, 10 mm pr. 300 fra 2.508 meter til 4.332 meter

2 snit, 10 mm pr. 150 fra 4.332 meter til 5.586 meter

2 snit, 10 mm pr. 75 fra 5.586 meter til 6.840 meter

Vridningsmoment er reduceret med 0.0 kNm som skal optages på anden måde

Dato: 30.12.2024	Sag: Afgangsprojekt	Sagsnr:
Init: MICNI	Beregning af: KB - KB80/40	Side:



STATISK SYSTEM. Afstand mellem understøtningerne 6.840 m

Fladelaste kN/m ²	PK*Psi	Brand PK*Psi	z1 i m	Permanent i z1	Aktuel i z1	Regnm i z1	z2 i m	Permanent i z2	Aktuel i z2	Regnm i z2	Position i tværsnit	Reaktion V regnm	Reaktion H regnm	Lastbrd
Nyttelast	1.650	0.500	0.000	0.00	2.50	4.12	6.840	0.00	2.50	4.13	(243,400)	103.0	103.0	7.3
Nyttelast	1.650	0.500	0.000	0.00	2.50	4.12	6.840	0.00	2.50	4.13	(-216,400)	103.0	103.0	7.3
Permanent last	1.100	1.000	0.000	8.90	8.90	9.79	6.840	8.90	8.90	9.79	(243,400)	244.4	244.4	7.3
Permanent last	1.100	1.000	0.000	8.90	8.90	9.79	6.840	8.90	8.90	9.79	(-216,400)	244.4	244.4	7.3

Linielaster kN/m	PK*psi	Brand PK*psi	z1 i m	Permanent i z1	Aktuel i z1	Regnm i z1	z2 i m	Permanent i z2	Aktuel i z2	Regnm i z2	Position i tværsnit	Reaktion V regnm	Reaktion H regnm
Beregnet egenvægt	1.000	1.000	0	8.50	8.50	8.50	6.840	8.50	8.50	8.50	(C,top)	29.1	29.1

Reaktioner totalt regnm.	723.8	723.8
Lejespænding ved 100 mm lejedybde	15.94	15.94
Største vinkeldrejning alfa*1000	0.71	1.10
Mindste vinkeldrejning alfa*1000	-5.43	-5.14

Dato: 30.12.2024	Sag: Afgangsprojekt	Sagsnr:
Init: MICNI	Beregning af: KB - KB80/40	Side:

KRITISK SNIT for positivt moment. Position 3.420 meter

Hjørnegeometri (mm)

Element:			
X	Y	X	Y
250	0	-150	800
300	400	-150	400
150	400	-300	400
150	800	-250	0

Armering

Stk	Tp	Diam mm	hjd mm	Forsp kN
10	L	12.5	55	110
6	L	12.5	92	110
2	L	12.5	740	110

Brudtilstand

	MRd kNm	z(hint) mm	x(nullin) mm	Armeringstøjn. promille	MEd kNm	Udn
Positivt moment	1339.2	631	249.7	13.0	1237.8	92.4
Negativt moment	-238.7	696.1	109.0	26.3	0.0	-0.0

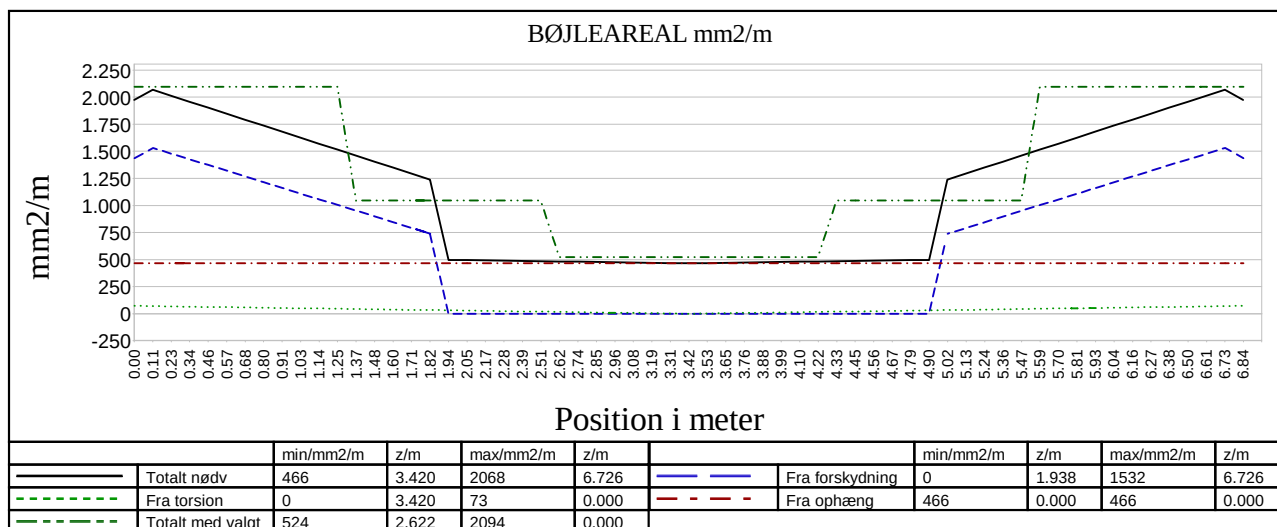
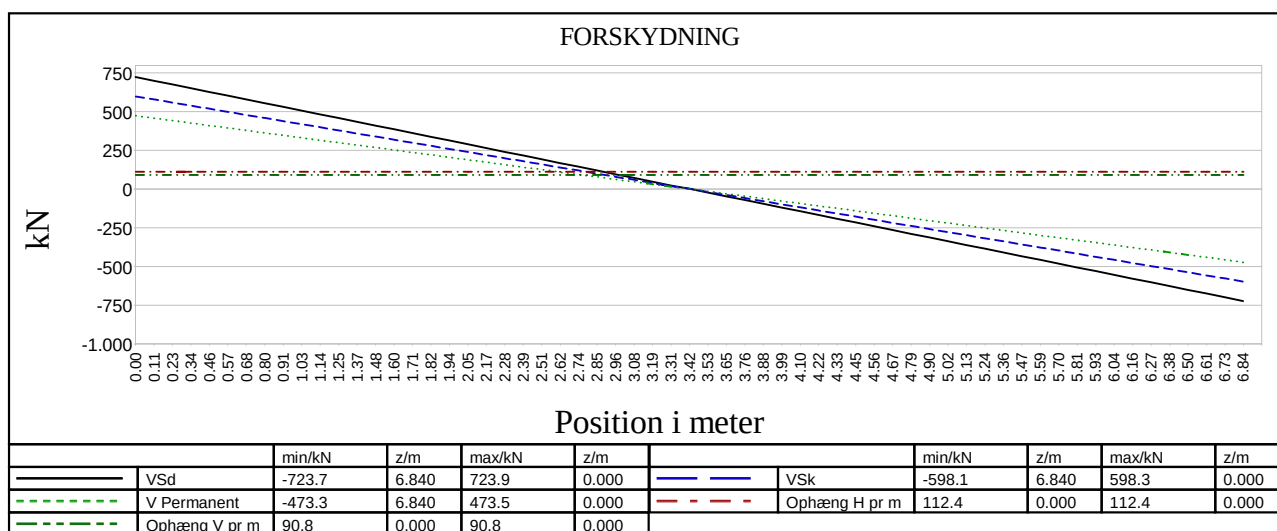
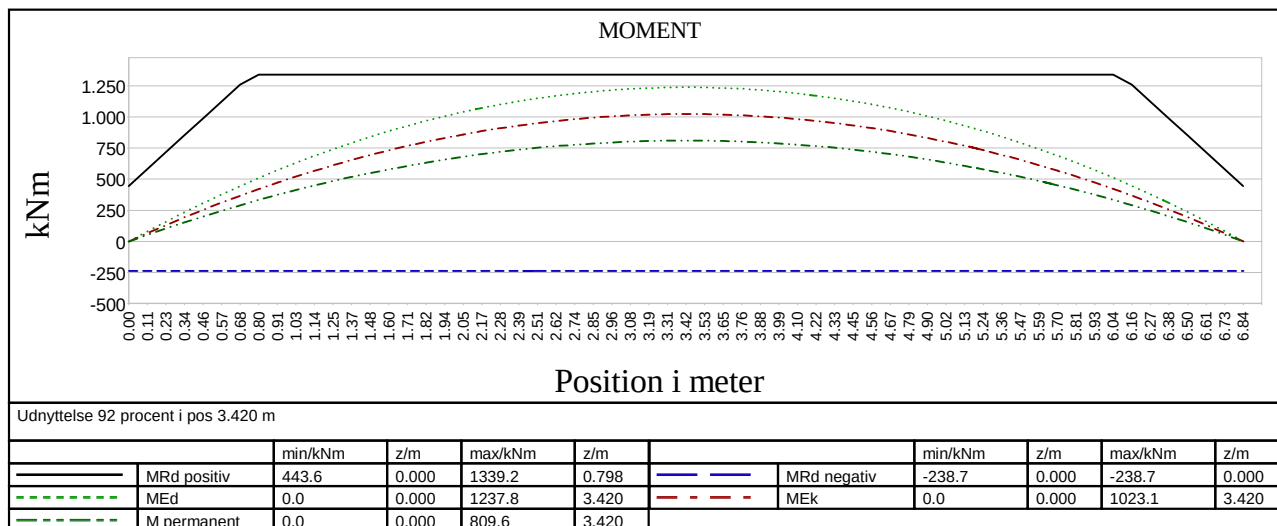
Tværsnitskonstanter element (alfa = 10)

At 356.7 *10^3 mm2	It 17.97 *10^9 mm4	Htp 335.6 mm o.u.s.	Mrevne: 899.6 kNm	Mforsp: -380.5 kNm
--------------------	--------------------	---------------------	-------------------	--------------------

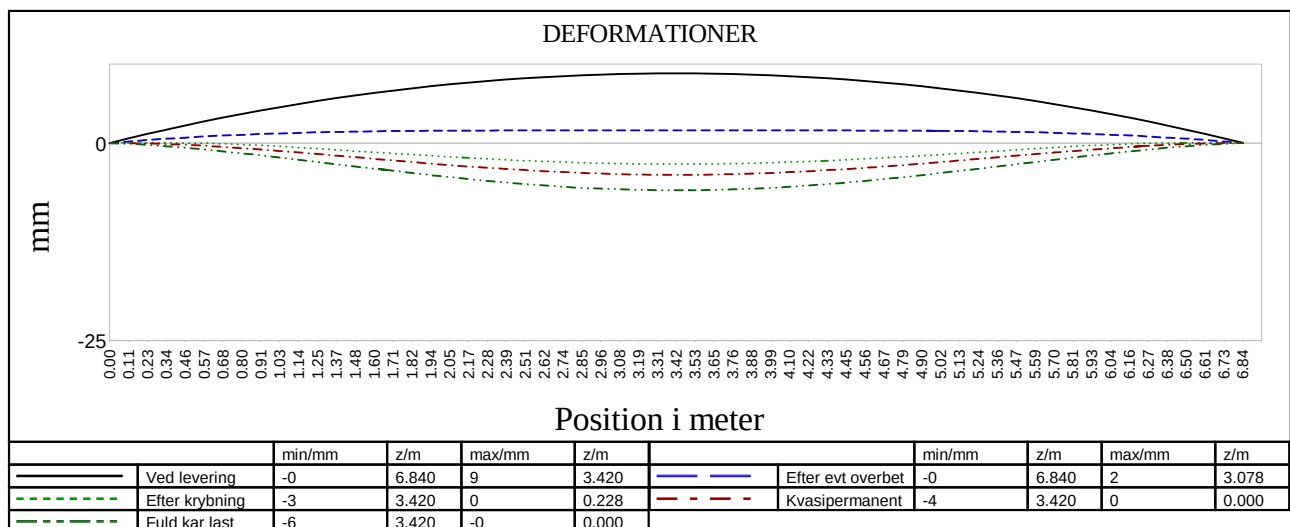
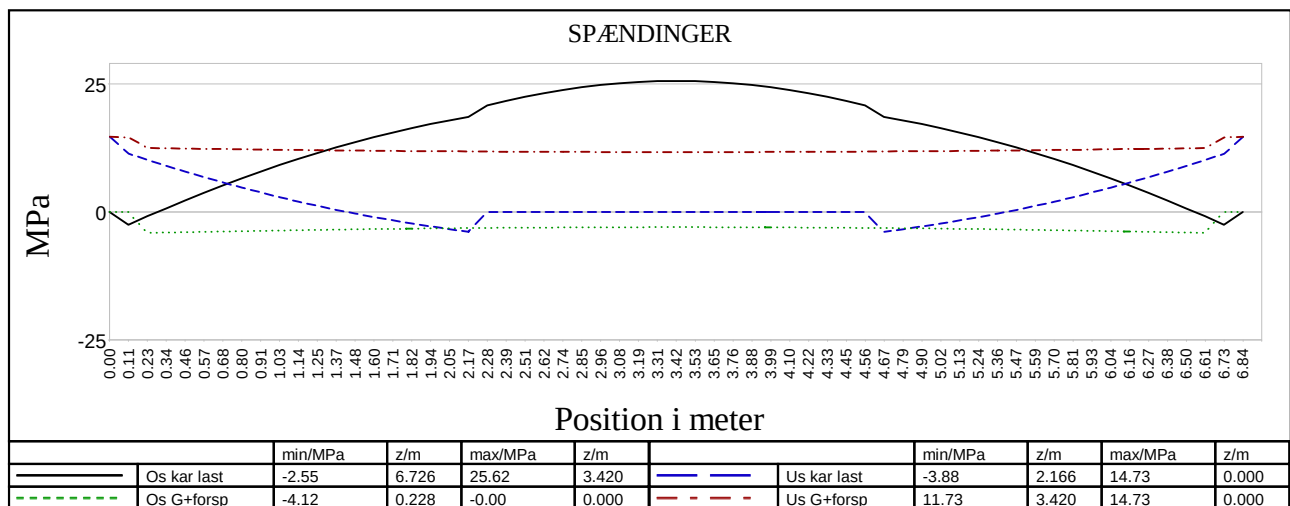
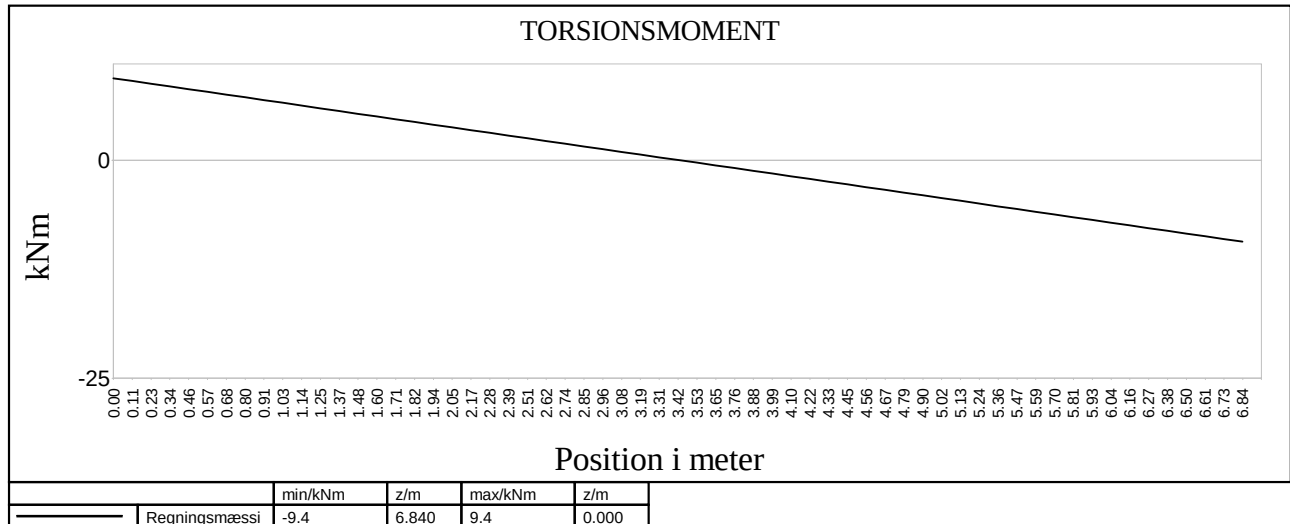
Spændinger	Moment /kNm	US Element revnet /MPa	OS Element revnet /MPa	Nullinie /mm	Revnevidde US /mm	Revnevidde OS /mm	US Element urevnet /MPa	OS Element urevnet /MPa
Pos 3.420m								
Forsp alene	0.0	14.73	-0.00	461.3	-	0.27	12.66	-4.28
Forsp + Egenvægt	49.7	11.73	-3.00	0.0	-	-	11.73	-3.00
Permanent last	809.6	-2.46	16.64	0.0	-	-	-2.46	16.64
Fuld kar last	1023.1	-0.00	25.62	281.3	0.10	-	-6.45	22.15
Pos 0.000m								
Forsp alene	0.0	14.73	-0.00	461.3	-	0.27	12.66	-4.28
Pos 6.612m								
Forsp alene	0.0	14.73	-0.00	461.3	-	0.27	12.66	-4.28
Forsp + Egenvægt	6.4	14.43	-0.00	472.1	-	0.24	12.54	-4.12
Permanent last	104.4	10.71	-1.59	0.0	-	-	10.71	-1.59
Fuld kar last	131.9	10.19	-0.87	0.0	-	-	10.19	-0.87

Største revnevidde i underside 0.10 mm i z= 3.420 m med nullinie Y= 311.5 mm. Største revnevidde i overside 0.27 mm i z= 0.000 m med nullinie Y= 441.7 mm.

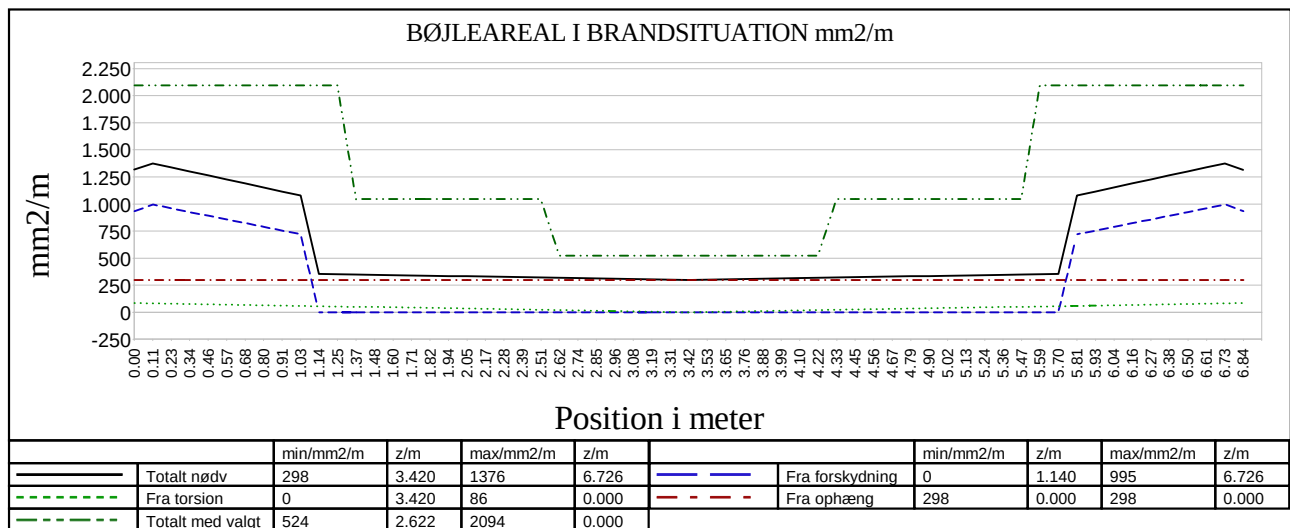
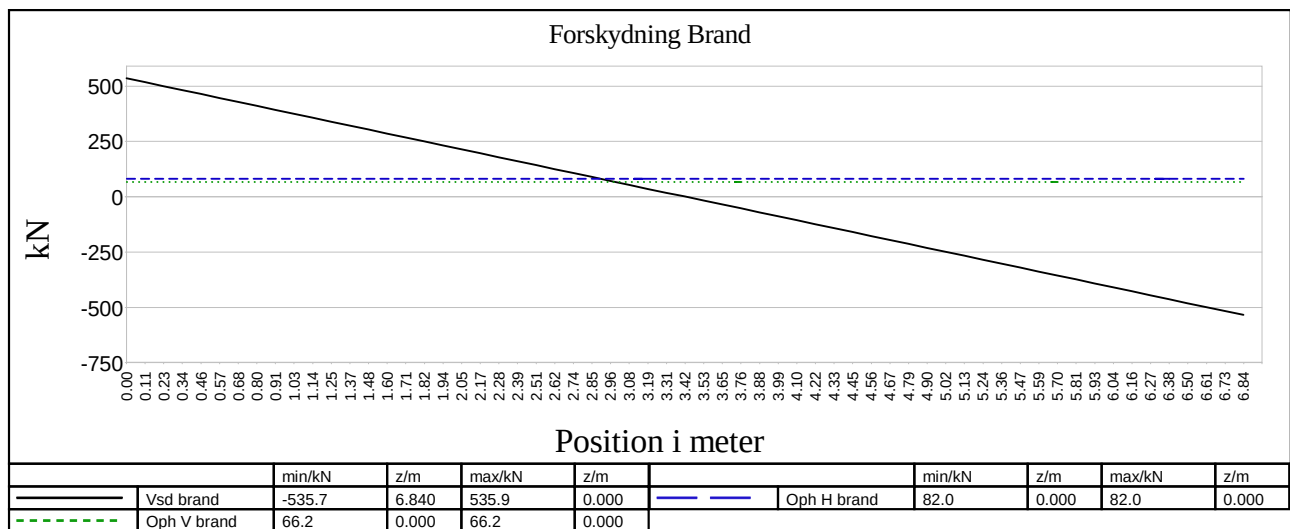
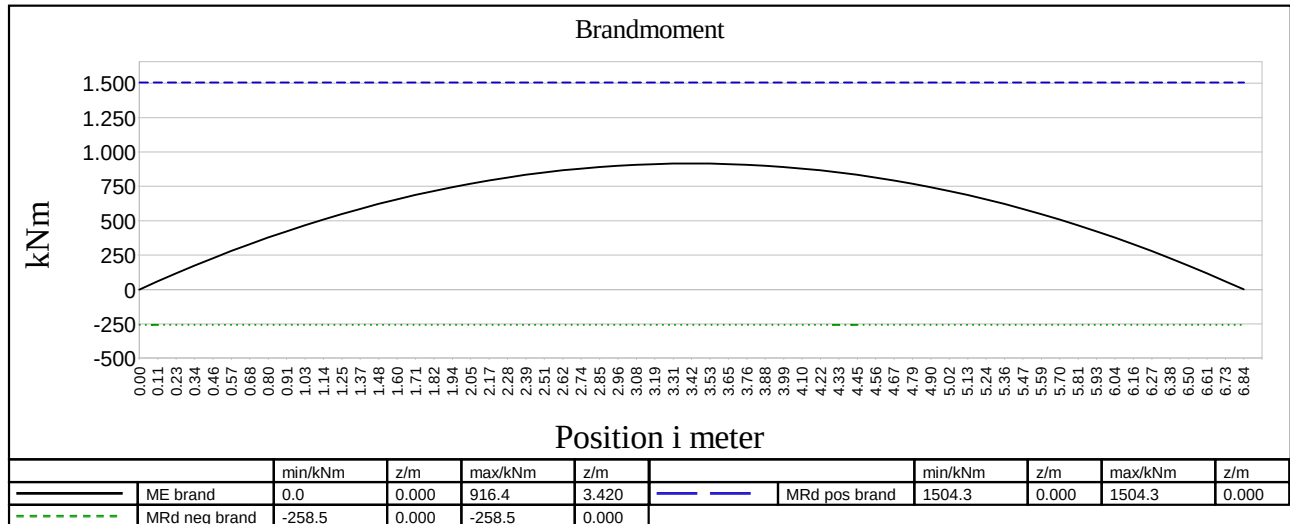
Dato: 30.12.2024	Sag: Afgangsprojekt	Sagsnr:
Init: MICNI	Beregning af: KB - KB80/40	Side:



Dato: 30.12.2024	Sag: Afgangsprojekt	Sagsnr:
Init: MICNI	Beregning af: KB - KB80/40	Side:



Dato: 30.12.2024	Sag: Afgangsprojekt	Sagsnr:
Init: MICNI	Beregning af: KB - KB80/40	Side:

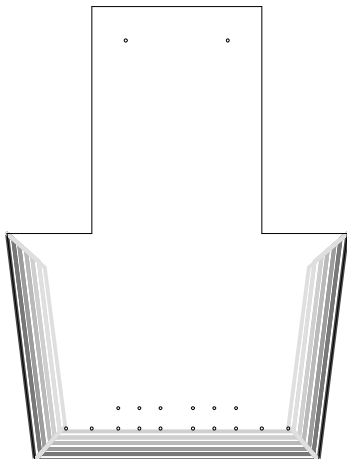


R(EI): 60 , Bøjletemperatur for forskydning og ophæng 20.0 grader. Bøjletemperatur for vridning 191.3 grader , Betonudnyttelse 27 %

Dato: 30.12.2024	Sag: Afgangsprøjet	Sagsnr:
Init: MICNI	Beregning af: KB - KB80/40	Side:

Kritisk snit for brandpåvirket tværsnit R60 i position 3.4 m (positivt moment)

Geometri



Momenter:

ME = 916.4 kNm

MRd = 1504.3 kNm (z = 207.9 mm)

Udnyttelsesgrad 60.9 procent

MRd(negativ) = -258.5 kNm (z = 110.4 mm)

Hjørnegeometri (mm)

Element:			
X	Y	X	Y
250	0	-150	800
300	400	-150	400
150	400	-300	400
150	800	-250	0

Betontemperatur og styrkereduktion elementbeton

Delsnit	Temperatur	Red. faktor	fcd
—————	726.3	0.32	16.1
—————	538.2	0.72	35.9
—————	390.0	0.87	43.7
—————	275.7	0.94	46.8
—————	189.4	0.97	48.4
—————	125.7	0.99	49.3
Øvrig beton	125.7	0.99	49.3

Armering

Plac	Type	Diam/mm	Temp / grader
(-66,55)	L	12.5	126
(66,55)	L	12.5	126
(-196,55)	L	12.5	210
(196,55)	L	12.5	210
(-29,55)	L	12.5	126
(29,55)	L	12.5	126
(-104,55)	L	12.5	126
(104,55)	L	12.5	126
(-150,55)	L	12.5	126
(150,55)	L	12.5	126
(-66,92)	L	12.5	20
(66,92)	L	12.5	20
(-29,92)	L	12.5	20
(29,92)	L	12.5	20
(-104,92)	L	12.5	20
(104,92)	L	12.5	20
(-90,740)	L	12.5	20
(90,740)	L	12.5	20

BILAG TIL A2.2.6

E.1 Eftervisning med Spæncoms beregningssoftware - Søjle

Indholdsfortegnelse

Indholdsfortegnelse	1
Elementdata.	2
Lastgruppeoversigt.	3
Lastoversigt	3
Brand data.	4
Norm grundlag	4
Resultatoversigt	5
Brud	5
Afledte karakteristiske parametre	5

Elementdata

Geometri:

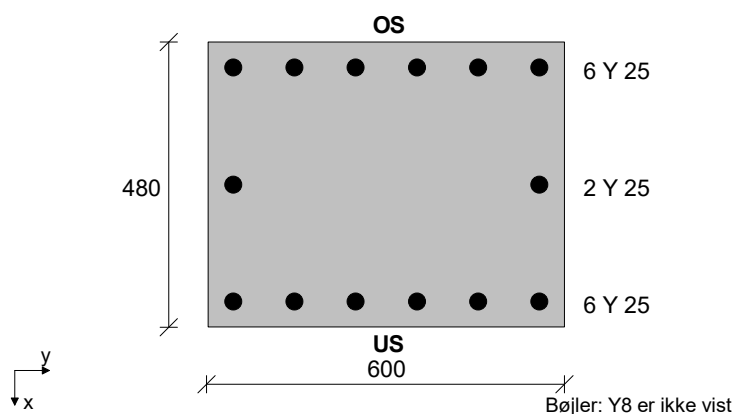
Understøtningsforhold	:	Simpelt-Simpelt
Søjlelængde, l	:	4200 mm
Excentricitet, e_1	:	0 mm
Fri søjlelængde i brud, l_{cr}	:	4200 mm
Fri søjlelængde i brand, l_{cr}	:	4200 mm

Forudsætninger:

Konsekvensklasse	:	CC3 (Høj)
Materialekontrolomfang	:	Skærpet
Miljøpåvirkning	:	Passiv
Trykarmring medtages i deformations-/bæreevneberegning ?	:	Ja
Betontrykstyrke, f_{ck}	:	50 MPa
Maksimal kornstørrelse, d_g	:	8 mm
Dæklag	:	22 mm
Letkonstruktionsbeton ?	:	Nej
Densitet	:	2400 kg/m ³
In situ støbt ?	:	Nej
Krybetal korttidslast	:	0
Krybetal langtidslast	:	3
Funktionsprøvet ?	:	Nej
Faktor 1,2 på materialekoefficienter i brud/ulykke	:	Ja

Tværsnit:

Tværsnitshøjde, h	:	480 mm
Tværsnitbredde, b	:	600 mm
Er søjlen fastholdt mod udbøjning om x-aksen ?	:	Nej



Længdearmring:

Længdearmring	:	Y25/25
armringens type	:	Y - 550/B/Y
Flydespænding, f_{yk}	:	550 MPa
Duktilitetsklasse	:	B

Armering placering	Antal	Antal fastholdte	Betonkant til center [mm]
Overside	6	6	43
Overside	2	2	240
Overside	6	6	437

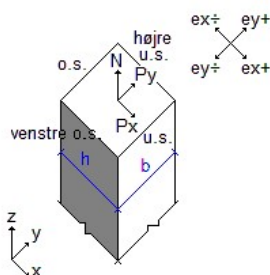
Bøjlearmering:

Bøjlearmering	Y8
Bøjlearmeringens type	Y - 550/B/Y
Flydespænding, f_{yk}	550 MPa
Duktilitetsklasse	B

Lastgruppeoversigt

Gruppe	Lastart	Beskrivelse	Diverse
P1	Permanent	P1 - Egenlast	Kategori C: større forsamlingslokaler;
N1	Nytte	N1 - Nyttelast	
S 1	Naturlast (sne)	S1 - Snelast	
V1	Vind	V1 - Vindlast	
P2	Permanent	P2 - Egenlast	Kategori C: større forsamlingslokaler;
N2	Nytte	N2 - Nyttelast	
S 2	Naturlast (sne)	S2 - Snelast	
V2	Vind	V2 - Vindlast	
P3	Permanent	P3 - Egenlast	Kategori C: større forsamlingslokaler;
N3	Nytte	N3 - Nyttelast	
P4	Permanent	P4 - Egenlast	Kategori C: større forsamlingslokaler;
N4	Nytte	N4 - Nyttelast	
P	Permanent	Egenlast Søjle	Egenlast tillægges

Lastoversigt



z_1 = afstand fra bund, z_2 = afstand fra top

Lasttype	Gruppe	Last
Normalkraft(+=træk)	P1	$N = -1015 \text{ kN}$, $ex = -100 \text{ mm}$, $ey = 170 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	N1	$N = -131,0 \text{ kN}$, $ex = -100 \text{ mm}$, $ey = 170 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	S 1	$N = -104,8 \text{ kN}$, $ex = -100 \text{ mm}$, $ey = 170 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	V1	$N = -9,440 \text{ kN}$, $ex = -100 \text{ mm}$, $ey = 170 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	P2	$N = -1015 \text{ kN}$, $ex = -100 \text{ mm}$, $ey = -10 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	N2	$N = -131,0 \text{ kN}$, $ex = -100 \text{ mm}$, $ey = -10 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	S 2	$N = -104,8 \text{ kN}$, $ex = -100 \text{ mm}$, $ey = -10 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	V2	$N = -9,440 \text{ kN}$, $ex = -100 \text{ mm}$, $ey = -10 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	P3	$N = -470,8 \text{ kN}$, $ex = -180 \text{ mm}$, $ey = 300 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	N3	$N = -124,8 \text{ kN}$, $ex = -180 \text{ mm}$, $ey = 300 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	P4	$N = -470,8 \text{ kN}$, $ex = -180 \text{ mm}$, $ey = -200 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	N4	$N = -124,8 \text{ kN}$, $ex = -180 \text{ mm}$, $ey = -200 \text{ mm}$
Normalkraft(+=træk)	P	$N = 0 \text{ kN}$, $ex = 0 \text{ mm}$, $ey = 0 \text{ mm}$

Brand data

Brandtid	:	60 min
Brandsider	:	Alle
Fremstillingsproces, armering.	:	Ingen krav

Norm grundlag

Normgrundlag	.DS/EN 1990.med.tilhørende nationalt anneks
------------------------	---

Resultatoversigt

Brud

Brud 6.10a: $1,32 \cdot P1 + 0 \cdot N1 + 0 \cdot S1 + 0 \cdot V1 + 1,32 \cdot P2 + 0 \cdot N2 + 0 \cdot S2 + 0 \cdot V2 + 1,32 \cdot P3 + 0 \cdot N3 + 1,32 \cdot P4 + 0 \cdot N4 + 1,32 \cdot P$

Regningsmæssig last, $ N _{Ed}$:	3960 kN
Bæreevne - central, $ N _{Rd}$:	10264 kN
Regningsmæssig positiv moment om y-aksen, $M_{Total,y}^+$:	491,6 kNm
Bæreevne positiv moment om y-aksen, $M_{Rd,y}^+$:	998,2 kNm
Regningsmæssig negativ moment om x-aksen, $M_{Total,x}^-$:	276,5 kNm
Bæreevne negativ moment om x-aksen, $M_{Rd,x}^-$:	1081 kNm
Udnyttelsen ved to akset bøjning:	0,6242
Samlet udnyttelse:	0,6242

Krav til minimumarmering i søjlen overholdes

♦ **Krav overholdes**

Brud 6.10b: $1,65 \cdot N1 + 1,1 \cdot P1 + 0,495 \cdot S1 + 0,495 \cdot V1 + 1,1 \cdot P2 + 1,65 \cdot N2 + 0,495 \cdot S2 + 0,495 \cdot V2 + 1,1 \cdot P3 + 1,65 \cdot N3 + 1,1 \cdot P4 + 1,65 \cdot N4 + 1,1 \cdot P$

Regningsmæssig last, $ N _{Ed}$:	4258 kN
Bæreevne - central, $ N _{Rd}$:	10264 kN
Regningsmæssig positiv moment om y-aksen, $M_{Total,y}^+$:	538,4 kNm
Bæreevne positiv moment om y-aksen, $M_{Rd,y}^+$:	1005 kNm
Regningsmæssig negativ moment om x-aksen, $M_{Total,x}^-$:	294,7 kNm
Bæreevne negativ moment om x-aksen, $M_{Rd,x}^-$:	1083 kNm
Udnyttelsen ved to akset bøjning:	0,6728
Samlet udnyttelse:	0,6728

Krav til minimumarmering i søjlen overholdes

♦ **Krav overholdes**

Afledte karakteristiske parametre

Betonparametre:

Karakteristisk betontrykstyrke benyttet i dimensionering, f_{ck} :	50 MPa
Karakteristisk betontrækstyrke, f_{ctk} :	0 MPa
Momenttrækstyrke, f_{ctm} :	4,072 MPa
Karakteristisk E-modul, E_{mk} :	37278 MPa
Karakteristisk E-modul, E_{0crk} ($\min(1000 \cdot f_{ck}, 0.75 \cdot E_{0k})$):	29356 MPa
Karakteristisk begyndelses E-modul, E_{0k} ($1.05 \cdot E_{mk}$):	39142 MPa
Karakteristisk E-modul for korttidslast, E_k :	37278 MPa
Karakteristisk E-modul for langtidslast, E_k :	9319 MPa
Brudtøjning, ε_{c1} :	0,2465 %
Brudtøjning, ε_{cu3} :	0,3500 %

Armeringparametre, Længdearmering:

Karakteristisk trykflydespænding, f_{yck} :	550 MPa
Karakteristisk E-modul, E_{sk} :	200000 MPa