

Julie W. Stafset
Andreas Bergli
Runar Vedvik

Dimensjonering av bæresystem for Hessa barneskole

Bacheloroppgave i Byggingsteknikk
Veileder: Bartosz Siedziako
Medveileder: Christoffer Dahlstrøm Nilsen
Mai 2023



Julie W. Stafset
Andreas Bergli
Runar Vedvik

Dimensjonering av bæresystem for Hessa barneskole

Bacheloroppgave i Byggteknikk
Veileder: Bartosz Siedziako
Medveileder: Christoffer Dahlstrøm Nilsen
Mai 2023

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for havromsoperasjoner og byggteknikk



Kunnskap for en bedre verden

FORORD

Denne oppgaven er den avsluttende innleveringen av bachelorgraden som byggingeniør ved Norges teknisk-vitenskapelige universitet NTNU i Ålesund, hvor vi har spesialisert oss innenfor retningen byggteknikk. I samarbeid med Norconsult har vi utarbeidet en dimensjoneringsoppgave som er passende for både gruppens faginteresse og fagfelt.

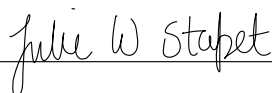
Vi fikk inspirasjon til oppgaven da Marius Alnes fra Norconsult hadde forelesninger for oss i faget modellbasert byggprosjektering. Her fikk vi benyttet tidligere kunnskaper fra Revit, samtidig som vi fikk opplæring i hvordan dimensjonering kan gjøres ved bruk av FEM-design. Dette opplevdes som god og nyttig læring som framtidige byggingeniører, og ble derfor grunnlaget for at vi gjerne ville skrive bachelor i samarbeid med Norconsult.

Oppgaven går ut på å dimensjonere bæresystemet til den nye barneskolen som skal bygges på Hessa. Dimensjoneringen som er utført i oppgaven er gjort i henhold til gjeldende standarder og forskrifter, og vi har benyttet forenklinger som er vanlige å gjøre i bransjen. Det meste i oppgaven er forklart, men det er forutsatt at leseren har kunnskaper knyttet til temaet.


Vi har fått god hjelp og veiledning underveis, og vil derfor rette en spesiell takk til:

- Bartosz Siedziako (Veileder NTNU Ålesund)
- Christoffer Dahlstrøm Nilsen (Veileder Norconsult)
- Terese Kvamme Ødegård (Fadder Norconsult)

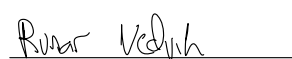
Ålesund 22.05.23



Julie W. Stafset



Andreas Bergli



Runar Vedvik

SAMMENDRAG

I denne oppgaven er det dimensjonert et bæresystem til nye Hessa barneskole. Bæresystemet er dimensjonert med tilstrekkelig bæreevne, og tilfredsstillende funksjonskrav gitt i Eurokode og andre styrende dokumenter. Vi har dimensjonert et bæresystem bestående av stålprofiler, hulldekker og lett-takselementer. Samtidig har vi sett på ulike forenklinger som er vanlig å benytte under dimensjonering. Revit er anvendt som modelleringsverktøy, og til å produsere tegninger i etterkant av dimensjoneringen. FEM-design, Robot og Ove Sletten er programvarene som er benyttet til dimensjonering, analyser og dokumentering. Vi har i tillegg gjort enkelte håndberegninger for å kontrollere beregningene utført i dimensjoneringsprogrammer.

Resultatvis har vi presentert de ulike komponentene som inngår i bæresystemet. Etterfulgt av resultatet kommer drøftingen hvor vi i hovedsak tar for oss, og vurderer forenklingene som er benyttet. Til slutt konkluderer vi med at bæresystemet er fungerende og at forenklingene kan redusere tidsbruk og bidra til mer forståelige resultater, men at bruk av forenklinger må vurderes for hvert enkelt prosjekt siden de kan ha varierende innvirkning på resultater.

INNHold

FORORD	i
SAMMENDRAG	ii
TERMINOLOGI	vi
Symboler	viii
Figurer	viii
Tabeller	ix
1 INNLEDNING	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Formål og problemstilling	1
1.3 Avgrensninger	1
2 TEORETISK GRUNNLAG	2
2.1 Regelverk	2
2.1.1 Plan og bygningsloven	2
2.1.2 Byggteknisk forskrift	2
2.1.3 Byggesaksforskriften	2
2.1.4 Eurokode	2
2.1.5 Norsk standard	3
2.2 Programvarer	4
2.2.1 Revit	4
2.2.2 FEM-design	4
2.2.3 Ove Sletten	4
2.2.4 Robot structural analysis	4
2.2.5 Excel	4
2.3 Prosjekteringsforutsetninger	5
2.3.1 Tiltaksklasse	5
2.3.2 Pålitlighetsklasse	5
2.3.3 Konsekvensklasse	5
2.3.4 Dimensjonerende brukstid	5
2.3.5 Prosjekteringskontrollklasse	6
2.3.6 Kvalitetskontroll	6
2.4 Konstruksjonsmaterialer	7
2.4.1 Betong	7
2.4.2 Plasstøpt	7
2.4.3 Prefabrikerte elementer	7
2.4.4 Armering	7
2.4.5 Eksponeringsklasser	8
2.4.6 Stål	8
2.5 Bæresystem	9
2.5.1 Takkonstruksjon	9
2.5.2 Dekker	9
2.5.3 Bjelker	10
2.5.4 Søyler	10
2.5.5 Fundamenter	10
2.5.6 Støttevegg	11
2.5.7 Avstivning	11
2.6 Laster	13

2.6.1	Egenlast	13
2.6.2	Nyttelast	13
2.6.3	Snølast	13
2.6.4	Vindlast	13
2.6.5	Seismisk last	14
2.6.6	Skjevstillingslaster	14
2.6.7	Jordtrykk	14
2.7	Lastkombinasjoner	15
2.7.1	Materialfaktor	15
2.7.2	Lastfaktorer	15
2.7.3	Bruddgrensetilstand	15
2.7.4	Bruksgrensetilstand	16
2.7.5	Ulykkesgrensetilstand	16
3	MATERIALER OG METODE	17
3.1	Fremgangsmåte	17
3.2	Prosjektgrunnlag	17
3.3	Dimensjoneringsgrunnlag	18
3.4	Valg av programvarer	18
3.5	Bæresystem	18
3.5.1	Tak	18
3.5.2	Dekker	19
3.5.3	Bjelker	20
3.5.4	Søyler	21
3.5.5	Fundamenter	21
3.5.6	Støttevegg	22
3.5.7	Avstivning	22
3.6	Lastgrunnlag	23
3.6.1	Egenlast	23
3.6.2	Nyttelast	24
3.6.3	Snølast	24
3.6.4	Vindlast	26
3.6.5	Seismisk last	28
3.6.6	Skjevstillingslaster	31
3.6.7	Jordtrykk	31
3.6.8	Lastkombinasjoner	32
3.7	Modellering i Revit	32
3.8	FEM-design	33
3.8.1	Global analyse	33
3.8.2	Seismisk analyse	36
3.9	Dimensjonering	40
3.9.1	Søyler	40
3.9.2	Bjelker	40
3.9.3	Fagverk	40
3.9.4	Fundamenter	40
3.9.5	Bakvegg	41
3.9.6	Håndberegninger	41
4	RESULTAT	43
4.1	Søyler	43
4.2	Bjelker	43
4.3	Plassering ståltverrsnitt	44

4.4	Fundamenter	44
4.5	Bakvegg	45
4.6	Avstivende system	45
4.7	Dekker	45
4.8	Tak	45
4.9	Totale mengder	46
5	DRØFTING	47
5.1	Valg av bæresystem	47
5.2	Forenklinger	47
5.3	Andre utfordringer	48
6	KONKLUSJON	50
	Vedlegg	1
	Vedlegg A - Tegninger	2
	Vedlegg B - FEM-design rapport	14
	Vedlegg C - Utelatelsesark seismisk last	50
	Vedlegg D - Ove Sletten	52
	Vedlegg E - Robot	71
	Vedlegg F - Håndberegninger	78

Terminologi

Symboler

A_d	Dimensjonerende verdi for ulykkespåvirkning
A_{Ed}	Dimensjonerende verdi for en seismisk påvirkning
A_{Ek}	Karakteristisk verdi for seismisk påvirkning
$a_g R$	Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon for grunnforhold type A
a_g	Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunnforhold type A
$C_0(z)$	Terrangformfaktor
C_{alt}	Nivåfaktor
C_{dir}	Retningsfaktor
C_e	Eksponeringsfaktor
C_m	Ekvivalent momentfaktor
C_{prob}	Sansynlighetsfaktor
C_{pe}	Utvendig formfaktor
C_{season}	Årstidsfaktor
C_t	Termisk koeffisient
f_d	Dimensjonerende flytespenning
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
K_I	Turbulensfaktor
k_{wt}	Torsjonsparameter
M_{Rd}	Dimensjonerende elastisk momentkapasitet
$M_{b,Rd}$	Dimensjonerende vippekapasitet
M_{cr}	Kritisk moment for vipping
M_{el}	Elastisk momentkapasitet
M_{pl}	Plastisk momentkapasitet
n	Antall etasjer
N_{cr}	Eulerlasten
$N_{R,k}$	Karakteristisk tverrsnittkapasitet
$N_{b,Rd}$	Dimensjonerende kapasitet for knekking
P_{aj}	Kraft fra jordtrykk
P_{ap}	Kraft fra nyttelast
Q	Variabel påvirkning
q	Konstruksjonsfaktor
q_p	Topphastighetstrykk
S	Snølast på tak
S_d	Dimensjoneringspektrum (for elastisk beregning)
S_k	Karakteristisk snølast på mark
T	Egensvingeperiode

V_b	Basisvindhastighet
$V_{b,0}$	Referansevindhastighet
V_m	Stedsvindhastighet
W	Vindtrykk
W_{el}	Elastisk motstandsmoment
W_{pl}	Plastisk motstandsmoment
z	Høyde over terrenget
z_0	Ruhetslengde
z_{max}	Største høyde
z_{min}	Minste høyde
α_A	Reduksjonsfaktor
α_n	Reduksjonsfaktor
γ	Partialfaktor
$\gamma_{G,j}$	Partialfaktor for permanent påvirkning j
$\gamma_{Gj.sup}$	Partialfaktor for permanent påvirkning j ved beregning av øvre dimensjonerende verdier
$\gamma_{Gj.inf}$	Partialfaktor for permanent påvirkning j ved beregning av nedre dimensjonerende verdier
γ_M	Partialfaktor for materialeegenskaper
$\gamma_{Q,i}$	Partialfaktor for variabel påvirkning i
γ_1	Seismisk faktor
ζ_g	Lastangrepspunkt relativt til skjærsenter
ζ_g	Lastangrepspunkt relativt til skjærsenter
ζ_j	Relativ mono symmetrisk parameter
λ	Tyngdetetthet
$\bar{\lambda}_{LT}$	Relativ slankhet
μ_{cr}	Hvelvingsbidrag
μ_i	Formfaktor
Φ_{LT}	Funksjon for beregning av reduksjonsfaktor
χ_{LT}	Reduksjonsfaktor for vipping
ψ_0	Faktor for kombinasjonsverdien av en variabel påvirkning
ψ_1	Faktor for ofte forekommende verdi for en variabel påvirkning
ψ_2	Faktor for en tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning
φ	Friksjonsvinkel

Figurer

2.1	Bilde av hulldekke [29]	9
2.2	Prinsippskisse støttevegg [33].	11
2.3	Forenkling av bruddgrensetilstand [25, s.23]	16
2.4	Brukgrensetilstander [25, s.27]	16
3.1	Fasadetegning øst	17
3.2	Lett-tak illustrasjon [42]	19
3.3	Orienterende bæreevne for hulldekker [28, s.49]	20
3.4	Eksempel bjelketverrsnitt [44]	20
3.5	Eksempel søyleverrsnitt [46]	21
3.6	Plassering av vertikale avstivende skiver, markert i rødt.	22
3.7	Avstiving, vindkryss	23
3.8	Anbefalte verdier for av C_e , Tabell 5.1 fra EC1	25
3.9	Terrengkategori, Tabell 4.1 fra EC1 del 1-4	26
3.10	Seismisk faktor, Tabell NA(901) fra EC8	28
3.11	Oppsummering fra kalkulasjonsarket. Fullstendig ark er vist i Vedlegg C.	29
3.12	Verdier for elastisk responspektrum, Tabell 3.3 fra EC8	29
3.13	Bestemmelse av konstruksjonsfaktor, Tabell 6.1 fra EC8	30
3.14	Påført jordtrykk mot bakvegg	32
3.15	Oversiktsbilde av arkitektmodellen	33
3.16	Oversiktsbilde bæresystem som er modelert i revit	33
3.17	Oversiktsbilde av avstivende sjakter	34
3.18	Oversiktsbilde av modellen i FEM-design	34
3.19	FEM-modellen påført snølast	35
3.20	FEM-modellen påført skjevstillingslaster	35
3.21	Elementmetoden visualisert	35
3.22	Lastkombinasjoner med ulykkeslaster og seismiske laster, Tabell A1.3 fra EC0	36
3.23	Anbefalte verdier for ψ -faktoren, Tabell A1.1 fra EC0	37
3.24	Deformasjoner ved dominerende egenfrekvens	37
3.25	Dimensjonerende responspektrum i FEM-design	38
3.26	Valg av svingeformer	38
3.27	Generering av seismiske lastkombinasjoner i FEM	39
3.28	Fagverket modellert i Robot	41
4.1	Oversikt over plassering av forskjellige ståltverrsnitt	44

Tabeller

2.1	Forkortelser hentet fra Standard Norge [8].	3
3.1	Klassifiseringer og forutsetninger for dimensjonering av Hessa barneskole.	18
3.2	Beregnet egenlast for Hessa barneskole.	23
3.3	Beregnet nyttelast for Hessa barneskole.	24
3.4	Oversikt over resultater fra snølastberegninger, hentet ut fra vedlegg F - Del 1.	26
3.5	Oversikt over resultat fra vindlastberegninger utført i Ove Sletten.	27
3.6	Beregnet skjevstillingslaster for Hessa barneskole.	31
4.1	Resulterende søyleverrsnitt, med type, total lengde og total stålvekt.	43
4.2	Resulterende bjelketverrsnitt, med type, total lengde og total stålvekt.	43
4.3	Punktfundamenter, med dimensjoner og antall.	44
4.4	Stripefundamenter, med dimensjoner og konstruksjonsdel.	44
4.5	Resulterende bakvegg, med nødvendig bankett og tykkelse.	45
4.6	Resulterende veggskiver, med betongkvalitet og tykkelse.	45
4.7	Resulterende vindkryss, med type, total lengde og total stålvekt.	45
4.8	Resulterende hulldekker, med elementtype og lengste spenn.	45
4.9	Resulterende Lett-tak, med elementtype og lengste spenn.	46
4.10	Resulterende totale mengder.	46

1 INNLEDNING

1.1 Bakgrunn

Hessa barneskole skal øke kapasiteten og det skal derfor bygges en helt ny skole. Den nye skolen skal dimensjoneres for 504 elever og ca. 60 ansatte. Prosjektet har et bruttoareal på ca. 6500 m^2 . Skolen skal bestå av tre etasjer og en tilknyttet gymsal. Utformingen av bygget er basert på tegninger som er utarbeidet av Slyngstad Aamlid Arkitekter [1].

Norconsult presenterte prosjektet etter et felles ønske om en dimensjoneringsoppgave fra gruppen. Oppgaven vi har valgt baserer seg i i hovedsak på å dimensjonere og prosjektere et fungerende bæresystem for skolen, men den fokuserer også på hvilke forenklinger som er vanlige å gjøre i bransjen. Dette er dermed bakgrunnen for problemstillingene.

1.2 Formål og problemstilling

Gjennom denne oppgaven håper vi å lære mer om hvordan det er å jobbe på den rådgivende siden av bransjen. Studiets oppbygging gjør at det er mest naturlig å rette seg mot denne siden, og vi er derfor nysgjerrig på hvordan vi kan bruke de tillærte fagkunnskapene våre i praksis. Vi har også et ønske om å videreutvikle kompetansen vår innenfor dimensjonering, både når det gjelder bruk av gjeldene standarder, og programvarer. Med en slik oppgave i bakhånd har vi tro på at vi stiller sterkere når vi eventuelt skal jobbe som rådgivende ingeniører i fremtiden.

Problemstillinger:

1. Dimensjonere et bæresystem for den nye barneskolen på Hessa etter gjeldende forskrifter og standarder.
2. Gjennomføre og vurdere ulike forenklinger det er vanlig å gjøre i bransjen.

1.3 Avgrensninger

Hessa barneskole er et stort prosjekt, og vi har derfor vært nødt til å sette noen begrensninger i forkant. Begrensningene vil bli ramset opp her, og vil ikke bli videre forklart i oppgaven.

- Knutepunkter og innstøpningsgods er ikke dimensjonert.
- Bøyelister armering er ikke utarbeidet.
- Ikke gjort brannteknisk prosjektering.
- Ikke vært i dialog med andre fag som RIV, RIE, RIA og ARK.

2 TEORETISK GRUNNLAG

2.1 Regelverk

Det stilles krav til prosjektering for å sikre ansvarlig utførelse av byggeverk. Under prosjektering er det derfor viktig å vite hvilke lover og regler som skal tas hensyn til.

2.1.1 Plan og bygningsloven

Plan- og bygningsloven (Pbl) er den loven som forvalter bruken av landets arealer og den tar for seg byggevirkosomheter i Norge. Loven består av en plandel og en byggesaksdel. Disse delene tar for seg regler for planer og regler for byggesaksbehandling. Lovens overordnede formål er å fremme bærekraftig utvikling [2].

Byggteknisk forskrift og Byggesaksforskriften er noen av forskriftene som utfyller reglene til plan og bygningsloven. Disse er videre forklart i avsnittene under.

2.1.2 Byggteknisk forskrift

Byggteknisk forskrift (Tek 17) er en av forskriftene som utfyller reglene i plan- og bygningsloven. Tek 17 inneholder minimums krav til egenskaper som et byggverk skal ha i Norge, og er en funksjonsbasert forskrift. Forskriften kommer med en veileder til de tekniske kravene. Veilederen viser til preaksepterte ytelser som vil oppfylle forskriftens krav [3].

2.1.3 Byggesaksforskriften

Byggesaksforskriften (Sak 10) er forskriften om byggesak som utfyller reglene om byggesaksbehandling fra plan- og bygningsloven. Denne forskriften kommer også med en veileder laget av direktoratet for byggkvalitet, slik som byggteknisk forskrift [4].

2.1.4 Eurokode

Eurokode (EC) er en felles samling av gjeldende standarder for prosjektering av byggverk i europeiske land, med dokumentasjon av materialers bæreevne/styrke. Byggverk defineres som et samlebegrep for konstruksjoner, anlegg og bygninger [5]. Eurokodene benyttes til å dokumentere at egenskapene til byggverket er i henhold til forskriftenes krav. Eurokodene kommer med nasjonale tillegg som er tilpasset nasjonale standarder etter hvilket land det prosjekteres i [6].

Det finnes totalt 10 eurokoder, der de som er relevante for denne oppgaven er markert i gult:

- NS-EN 1990 – Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991 – Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- NS-EN 1992 – Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS-EN 1993 – Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner
- NS-EN 1994 – Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong
- NS-EN 1995 – Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner
- NS-EN 1996 – Eurokode 6: Prosjektering av murkonstruksjoner
- NS-EN 1997 – Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering

- NS-EN 1998 – Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning
- NS-EN 1999 – Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner

2.1.5 Norsk standard

Norsk standard (NS) er standardbestemmelser som fastsettet og utgis av Standard Norge. De definerer en standard som en ”oppskrift” på hvordan noe skal lages eller gjennomføres [7]. En standard setter retningslinjer for krav til produkt eller tjenester, og gir forslag til løsninger [8].

Det finnes ulike bokstavforklaringer på hvordan en standard er utviklet. Tabellen under viser hva disse betyr.

NS	Standard som er utviklet i Norge
NS-EN	Standard som er utviklet i Europa (CEN), og deretter fastsatt som Norsk Standard
NS-EN ISO	Standard som er utviklet internasjonalt (ISO), og deretter fastsatt som europeiske standard (CEN). Den kan også være utviklet parallelt i CEN og ISO, og deretter fastsatt som Norsk Standard.
NS-EN ISO/IEC	Standard som er utviklet internasjonalt (i samarbeid mellom ISO og IEC), og deretter fastsatt som europeisk standard (CEN). Den kan også være utviklet parallelt i CEN og ISO/IEC, og deretter fastsatt som Norsk Standard.
NS-INSTA	Standard som er utviklet i et nordisk samarbeid og deretter fastsatt som Norsk Standard.
NS-ISO	Standard som er utviklet internasjonal (ISO), og som Norge har valgt å fastsette som Norsk Standard.

Tabell 2.1: Forkortelser hentet fra Standard Norge [8].

2.2 Programvarer

Introduksjon av aktuelle programvarer som kan benyttes under prosjektering og dimensjonering av byggverk.

2.2.1 Revit

Revit er en BIM-programvare med 3D-modelleringsverktøy egnet for ingeniører og arkitekter. Designe, prosjektere, analysere og dokumentere er noen av mulighetene i programvaren. I Revit kan konstruksjoner prosjekteres ved bruk av 3D-modellering og ønsket materialvalg. Materialene inneholder informasjon slik det kan hentes ut dokumentasjon direkte fra modellen. Videre kan modeller eksporteres ved formatet IFC, som er et standardisert filformat slik at modellen kan åpnes i ulike programvarer uten at informasjonen den inneholder endres [9].

2.2.2 FEM-design

FEM-design er et avansert analyseverktøy som gjennomfører strukturelle analyser av konstruksjoner. Det er et modelleringsverktøy som kan benyttes til analyser av både todimensjonale- og tredimensjonale modeller. Kalkulasjonene er i henhold til gjeldende standarder [10].

FEM er en forkortelse for finite element method, som på norsk betyr endelige elementmetoder. Dette er en numerisk metode som deler komplekse systemer inn i enklere elementer, der egenskapene er kjent [11]. Denne metoden lar informasjonen bevege seg fra element til element i systemet, og simulerer oppførselen til et sammensatt system. Dette er metoden FEM-design er basert på.

2.2.3 Ove Sletten

Sletten programmene eller såkalt "Ove Sletten" er en serie med beregning og dimensjoneringsprogrammer for betongkonstruksjoner. Programmene er laget i henhold til gjeldende norske standarder. Serien inneholder programmer som blant annet BTSnitt, Lastberegning og V-Skive. BTSnitt er et program for beregning av ulike betongtverrsnitt. Lastberegning er et verktøy for å beregne snølast og vindlast iht EC1 del 1-3 og EC1 del 1-4. V-Skiver er et program for beregning av vertikale skiver som blir benyttet som avstivende elementer i konstruksjoner [12].

2.2.4 Robot structural analysis

Robot structural analysis videre omtalt som "Robot", er et BIM-verktøy for lastanalyser på konstruksjoner. Programvaren kan utføre omfattende analyser i henhold til gjeldende standarder, samt presentere analyseresultatene på ulike måter. Robot er utviklet av Autodesk og er tilpasset for samspilt arbeidsflyt med Revit, der informasjonsutveksling mellom de to programvarene er en av funksjonene [13].

2.2.5 Excel

Microsoft Excel er en del av Microsofts Office-pakke. Excel er et regneark som er bygd opp av nummererte kolonner og rader. Programvaren kan benyttes til blant annet dokumentering, analysering og visualisering av data som settes inn i regnearket [14].

2.3 Prosjekteringsforutsetninger

Ved prosjektering av et byggverk er det flere prosjekteringsforutsetninger og klassifiseringer som må bestemmes. De påvirker hvilke krav og dimensjoneringsen må forholde seg til i Eurokode. Eurokode er som nevnt i 2.1.4 "Eurokode" en godkjent standard en kan basere beregningene på. Prosjekteringsforutsetningene angir hvilke krav som ønskes å stille til byggeverket med tanke på levetid, robusthet og konsekvenser ved brudd.

En konstruksjon skal med tilstrekkelig grad av pålitelighet prosjekteres slik at den tilfredsstiller krav til brukbarhet, motstår alle påvirkninger og belastninger, samt ivaretar de nødvendige økonomiske hensyn gjennom den forutsatte brukstiden [15].

2.3.1 Tiltaksklasse

Tiltaksklassene stiller krav til en utførende bedrifts kompetanse. Prosjektets tiltaksklasse er basert på kompleksitet og vanskelighetsgrad av prosjektet, og mulige konsekvenser med tanke på HMS ved avvik eller mangler. Det deles inn i 3 ulike tiltaksklasser, der tiltaksklasse 1 har lav kompleksitet og vanskelighetsgrad, mens tiltaksklasse 3 har høyere kompleksitet, samt større konsekvenser for HMS. Et prosjekts tiltaksklasse bestemmes iht. SAK10 §9.4.

2.3.2 Pålitlighetsklasse

Konstruksjoner deles inn i pålitlighetsklasser avhengig av konsekvensklasse og ønsket sikkerhet. Under valg av pålitelighetsnivåer må det tas hensyn til relevante forhold som årsak for at grensetilstanden blir nådd, konsekvenser av svikt, kostnad for å redusere sjansen for svikt. For å oppfylle krav til pålitelighet er det avgjørende at prosjektering, utførelse og kvalitetssikringstiltak er gjennomført med tilstrekkelig kvalitet. Hvilke krav som settes til pålitlighetsklasse angis i nasjonalt tillegg pkt 2.2 iht tabell NA.A1(901) i EC0.

2.3.3 Konsekvensklasse

Konsekvensklasse fastsettes som et hjelpemiddel ved vurdering av pålitlighetsklasse. Hensikten med konsekvensklasser er å gradere konsekvensene ved brudd eller funksjonssvikt. Boliger, kontorbygg samt offentlige bygninger har ofte betydelige økonomiske, sosiale og miljømessige konsekvenser i tillegg til middels store konsekvenser for tap av menneskeliv, og graderes dermed ofte til konsekvensklasse 2 iht tabell B1 EC0.

2.3.4 Dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstid angir den forventede levetiden for konstruksjonen, gitt at tiltenkt formål forblir uendert, og det blir gjennomført tilstrekkelig vedlikehold uten at det skal være behov for omfattende reparasjon. Det betyr dermed at desto "viktigere" konstruksjonen er, eller hvor kostbar konstruksjonen er å erstatte eller rehabiliterer, desto større burde dimensjonerende brukstid være. Enkle konstruksjoner som eneboliger, boligblokker og mindre offentlige bygg som skoler settes ofte til 50 år. En av grunnene til at denne settes så lavt at innen 50 år har behov og tiltenkt formål endret seg såpass, at det ofte er mer hensiktsmessig og rive bygget og starte fra grunnen av. Dimensjonerende brukstid bestemmes iht Tabell 2.1 i EC0.

Dimensjonerende brukstid har stor innvirkning på de karakteristiske lastene som konstruksjonen dimensjoneres for. Økt dimensjonerende brukstid krever at det tas hensyn til lastsituasjonen

langt frem i tid. Denne lastsituasjonen kan være vanskelig å forutse, og de karakteristiske lastene er dermed mer konservative.

2.3.5 Prosjekteringskontrollklasse

Prosjekteringskontrollklassen (PKK) beskriver behovet for prosjekteringkontroll for prosjektet. De ulike klassene PKK 1 - PKK 4 velges ut fra konsekvens ved feil eller unøyaktigheter under prosjekteringen. PKK 1 stiller krav til egenkontroll av arbeidet som er blitt utført(DSL 1). PKK 2 anbefaler at det blir gjennomført en kontroll av andre personer enn de som opprinnelig hadde ansvaret, såkalt intern systematisk kontroll(DSL 2). Ved PKK 3 kreves det at prosjekteringen blir kontrollert av en tredjepart(DSL 3). Dette innebærer at det kontrolleres av et annet firma eller organisasjon enn de som har foretatt prosjekteringen. Valg av konstruksjonens prosjekteringskontrollklasse kan velges vha tabell B4 og NA.A1(902) i EC0.

2.3.6 Kvalitetskontroll

EC0 setter krav til kvalitetssystem ved prosjektering og utførelse. For pålitelighetsklasse 2, 3 og 4 skal et kvalitetssystem utarbeides og benyttes. I praksis betyr dette en oversikt som spesifiserer kvalifikasjoner hos organisasjon, personell samt prosjekterings omfang og dokumentasjon av beregninger [15].

2.4 Konstruksjonsmaterialer

Det finnes mange typer konstruksjonsmaterialer med ulike egenskaper som egner seg til bruk i konstruksjoner. Konstruksjonsmaterialer velges etter ønskende egenskaper, basert på konstruksjonstype, lokasjon og topografi. Samtidig er det andre faktorer som også kan påvirke valg av konstruksjonsmaterialer som for eksempel kostnad og klimafotavtrykk.

2.4.1 Betong

Betong er ansett som en av de viktigste konstruksjonsmaterialene vi har. Egenskaper som god formbarhet og høy trykkstyrke gjør betong til et allsidig material. Betong har også god brannmotstand og krever lite vedlikehold, og har derfor god bestandighet [16, s.35].

Betong er sammensatt av sement, stein, sand, vann og tilsetningsstoffer. Tilsetningsstoffer benyttes for å optimalisere betongens egenskaper til ønsket bruk. Slike stoffer kan påvirke herdetiden, øke frostsikkerheten og endre konsistensen på betongen.

Trykkfastheten til betong er en av materialets viktigste egenskaper. For herdet betong oppgis karakteristisk sylindrefasthet etter 28 døgn. For å kontrollere trykkfastheten blir standardiserte prøvestykker utsatt for belastning til brudd er oppnådd. Betongen får benevnning gitt av bokstaven B etterfulgt av et tall som oppgir trykkfastheten. For eksempel **B35**, som angir en karakteristisk fasthet på 35 MPa. Betong et et materiale med dårlig strekkfasthet, og kombineres derfor ofte med armering for å fungere som et konstruksjonsmateriale. For å beregne på nedbøyninger og deformasjoner er vi nødt til å vite betongens E-modul. E-moduler kan hentes fra EC2 avhenging av fasthetsklasse [17].

Betong som konstruksjonsmateriale kan deles inn i to typer. Plasstøpt og prefabrikerte elementer. Under vil typene bli beskrevet mer detaljert.

2.4.2 Plasstøpt

Betong som støpes på byggestedet kalles plasstøpt betong. Dette er den tradisjonelle måten å benytte seg av betong i konstruksjoner. Med denne metoden settes det opp forskaling som skal forme betongen der den skal stå. Forskalingen settes opp etter ønsket utforming og med eventuell armering. Forskalingen fjernes så etter at betongen har oppnådd nødvendig herding. Betongen som støpes tilpasses etter nødvendige egenskaper og bruk [18].

2.4.3 Prefabrikerte elementer

Prefabrikerte elementer er betongdeler som er støpt og herdet på en annen lokasjon enn bruksstedet. Elementene blir transportert og monterert etter de har herdet til nødvendig fasthet. Betongelementene kan være slakkarmerte eller spennarmerte. Bruk av betongelementer på byggeplassen kan gi redusert byggetid og redusere risiko for forsinkelser knyttet til værforhold, men er mer omfattende å transportere [16, s.369].

2.4.4 Armering

Armering i betong tilfører strekkstryke og duktilitet til konstruksjonsdelen. Armeringsstål er et duktilt material med stor strekkstyrke. Dette er egenskaper som skaper et godt samvirke med betong, siden betong er et sprøtt materiale med dårligere strekkstyre [16, s.37-38].

Armeringsstålet er omsluttet helt av betong i konstruksjoner, og er forankret ved en direkte heft mellom materialene. Heften forutsettes for at kreftene skal overføres mellom betong og stål. Kamstål er det armeringsstålet som benyttes mest i dag. Fordelen med kamstål er at kammene som gir en viss mekanisk forankring i tillegg til økt overflateareal for heft [19].

Det finnes tre typer armering:

- Slakkarmering
- Spennarmering (forspent og etterspent)
- Fiberarmering

Slakkarmering er armering uten ytre påførte krefter som er støpt inn i betongen. Spennarmering er når armeringen som støpes inn i konstruksjonen er påført strekkrefter for å oppnå trykkspenninger i betongen. Videre kan spennarmering deles inn i forspent og etterspent, der forspent er når armeringen er tilført spenninger i forkant av støping og ved etterspent tilføres spenningen etter støping. Fiberarmering er når fiber tilsettes betongen under støping. Fibrene er gjerne stål, men det er også mulig å benytte fibrer av andre materialer [20, 21].

2.4.5 Eksponeringsklasser

For at betongen skal være bestandig stilles det krav til ulike eksponeringsklasser for betongkonstruksjoner. Dette er for å sikre robuste konstruksjoner, som er slitesterk mot miljøeksponeringen den skal stå i. Eksponeringsklassene angir hvor utsatt betongen er for ytre miljøpåvirkninger. Dersom en konstruksjonsdel i betong faller innefor flere eksponeringsklasser, er det alltid den ”alvorligste” eksponeringsklassen som skal benyttes. Kravene til eksponeringsklassene er gitt i EC2 [22].

2.4.6 Stål

Stål er en legering mellom jern og karbon. Materialet har viktige egenskaper som god strekkfasthet, formbarhet og flytespenning [23]. Stål har moderate kostander og et allsidig konstruksjonsmateriale, der egenskaper kan tilpasses etter bruksområdet. Det er derfor et anvendelig material som benyttes i svært mange konstruksjoner [24].

2.5 Bæresystem

Bæresystemets hovedoppgave er å føre kreftene som blir påført konstruksjonen ned til grunnen. For å klare dette må det prosjekteres i henhold til gjeldende belastninger på den aktuelle bygningen.

2.5.1 Takkonstruksjon

Det finnes flere valgmuligheter når det kommer til valg av takkonstruksjon. For bygninger med flatt tak er aktuelle typer blant annet; Hulldekker, plattendekker, plasstøpt betongdekke, Lett-tak og plassbygde tak i treverk. Det er flere faktorer som må vurderes når man skal velge mellom disse, blant annet spennvidder, brannklassifisering, pris, byggetid, fleksibilitet, egenvekt og stivhet.

Egenvekt og stivhet er faktorer som spiller inn på byggets globale stabilitet og kan ha stor innvirkning på behov for avstivning, og for seismiske beregninger. En tommelfingerregel med tanke på egenskaper mot seismiske belastninger er at det ofte er fordelaktig med så lette konstruksjoner som mulig, spesielt høyt oppe i konstruksjonen. Samtidig kan det være fordelaktig med relativt fleksible materialer [25].

2.5.2 Dekker

Et dekke er en konstruksjonsdel som fungerer som etasjeskiller og bygges i enten betong, lettbetong eller treverk [26, 27]. Dekket er utført som en plate og kan betegnes som en stiv skive. Den skal overføre horisontalkrefter til vertikale avstivende konstruksjonsdeler som vil føre kreftene videre ned i grunnen. Dekker kan stedstøpes eller leveres som prefabrickerte elementer. Valg av dekke må vurderes ut fra nødvendig bæreevne, og av hvilke deformasjoner som kan aksepteres. Betongdekker trenger armering for å oppnå god nok strekkapasitet. Armeringen kan enten utføres som slakkarmering eller spennarmering [28].



Figur 2.1: Bilde av hulldekke [29]

Hulldekker (figur 2.1) er prefabrickerte betongelement med gjennomgående hule kanaler som går med spennretningen. Dette gir elementene lavere vekt og tillater dermed større spenn på dekkene, samtidig som de har gunstig virkning på materialbruk [28, s.48].

God utførelse av detaljer må til for at nødvendig kraftoverføring skal ivaretas dersom elementene skal gi en skivevirkning på konstruksjonen, det betyr at de skal overføre horisontale krefter bort til vertikalt avstivende komponenter som sjakter og vindkryss. Ansvar for detaljprosjekteringen, produksjon, utførelse og etterarbeid ligger ofte primært med produsenten.

2.5.3 Bjelker

Bjelker er horisontalt liggende komponenter som brukes for å bære vertikale laster i en konstruksjon. En bjelke legges ofte på vertikale søyler eller vegger, og spennes mellom to eller flere opplagerpunkt. Bjelker kan brukes enkeltvis eller i kombinasjon med andre bjelker som bjelkelag i etasjeskillere. Det finnes bjelker av forskjellige materialer hvor de mest brukte er tre, stål og betong. I stål- og betongkonstruksjoner brukes bjelker ofte enkeltvis for å bære dekker eller takkomponenter, mens det i trekonstruksjoner er det mer vanlig med bjelkelag [30].

Bjelker blir ofte belastet normalt på tverrsnittsplanet, og vil derfor hovedsaklig påkjennes av moment og skjærkrefter. Ved dimensjonering av bjelker er det ofte nedbøying som blir dimensjonerende.

2.5.4 Søyler

Søyler er stående vertikale bygningskomponenter som blir belastet med trykk, strekk eller momentkrefter. Søylenes primær oppgave er ofte å holde oppe dekker eller bjelker, der de overfører krefter ned til grunnen. De mest vanlige materialene for søyler er stål, betong og treverk. I stål- og betongkonstruksjoner brukes ofte kraftige søyler med god bæreevne da det er vanlig med lengre avstander mellom hver søyle. I trekonstruksjoner blir søyler ofte brukt i en veggkonstruksjon slik at bæreevnen til hver søyle blir mindre fremtredende [31].

Søyler får ofte størst belastning på tverrsnittplanet, slik at trykkrefter blir fremtredende. Ved dimensjonering av søyler er det ofte knekking som blir dimensjonerende. Dette grunnet den lange, slanke utformingen søylene ofte har.

2.5.5 Fundamenter

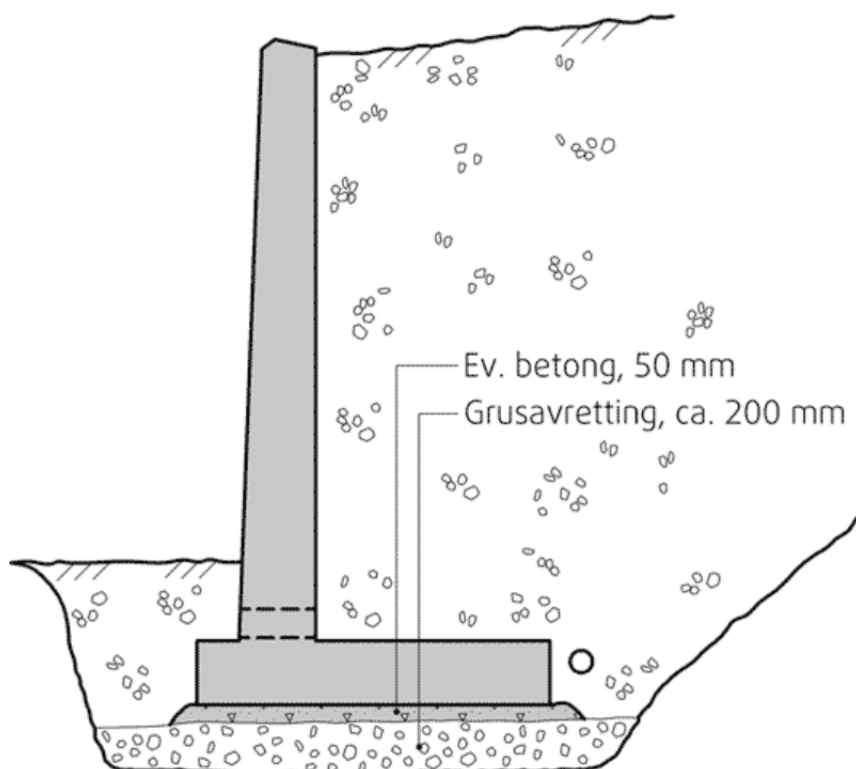
Fundament er den nederste delen av en konstruksjon og har som funksjon å overføre vekten av bygget og alle vertikale krefter ned til grunnen. Utformingen til fundamenter varierer men de skal utformes med tilstrekkelig bæreevne uten å gi store deformasjoner og setninger i grunnen. Fundamentets bæreevne beregnes basert på grunnforhold, lasttype og utforming, hvor prosjektets grunnforhold spiller en vesentlig rolle. Det finnes flere måter å fundamenterer på, også for dårlige grunnforhold.

Den vanligste fundamenteringsmetoden er direkte fundamentering, som er en metode hvor bygget fundamenteres på banketter og punktfundamenter av betong som støpes direkte på grunnen. Her brukes grunnens bæreevne til å beregne nødvendig størrelse på fundamentet. Fundamenter plasseres under frostdybde for å unngå frostsprenging. Denne fundamenteringsmetoden benyttes ofte på steder med gode grunnforhold. Ved dårlige grunnforhold må det ofte gjøres tiltak for å forbedre bæreevnen til grunnen før fundamentering. Eksempler på slike tiltak er dypere fundamentering, masseutskifting eller fundamentering på pæler.

En annen fundamenteringsmetode er kompensert fundamentering. Denne metoden kan benyttes på steder hvor dårlige grunnforhold og stor avstand til fast grunn gjør det uaktuelt med direkte fundamentering, selv med pæler. Kompensert fundamentering vil si at stedlige masser tilsvarende vekten av bygget graves bort, og erstattes med lettere masser. Bygget vil dermed ikke gi noe tilleggslast til grunnen sammenlignet med før byggestart [32].

2.5.6 Støttevegg

En støttevegg er en vegg hvor massene på hver side av veggen har ulike nivå. Funksjonen til støtteveggen er å holde tilbake massene som presser mot den siden av veggen hvor massene når høyest opp (figur 2.2). Støttevegger består ofte av armert betong og kan stå alene eller være en del av ett bygg. Tykkelse og armeringsmengde bestemmes basert på jordtrykket gitt av dybden og vekten av massene. Konstruksjoner i skrått terreng krever ofte en støttevegg da deler av konstruksjonen havner under bakkenivå [33].



Figur 2.2: Prinsippkisse støttevegg [33].

2.5.7 Avstivning

I tillegg til vertikale krefter som tas opp av bæresystemet, vil naturkrefter som vind og jordskjelv gi horisontale krefter til konstruksjonen. For at horisontale krefter skal tas opp av konstruksjonen og føres ned til grunnen, kreves det avstivning av bæresystemet. Lette trekonstruksjoner med bindingsverk som bæresystem krever som regel ikke noe omfattende avstivningsystem, og avstivningen gjøres ved hjelp av skråbånd eller plater i konstruksjonen. Tyngre konstruksjoner av stål og betong krever mer omfattende systemer for avstiving og her brukes metoder som vindkryss, stive skiver eller faste innspennte søyler til avstiving [34].

Vindkryss benyttes ofte i stålkonstruksjoner og består av stag som strekker seg diagonalt mellom to søyler i konstruksjonen. Vindkryss kan bestå av én stav over diagonalen eller to staver som krysser hverandre. I et to-staves vindkryss vil stavene kun påvirkes av strekkrefter som gjør at slanke staver kan benyttes. Avhengig av vindretning vil stavene veksle på å være aktiv påvirket av strekkrefter. I et en-staves vindkryss vil staven også kunne påvirkes av trykkrefter, som gjør at det stilles strengere krav til stavens slankhet, grunnet risiko for knekking. Her vil vindretningen

avgjøre om staven påkjennes av strekk- eller trykkrefter.

Stive skiver er en annen vanlig metode for avstiving av bygninger. Prinsippet går ut på å bruke en del av bygningen, typisk veggparti eller trappesjakt, som vertikale stive skiver mens dekker og takkonstruksjoner utføres som horisontale stive skiver. De vertikale stive skivene følger bygningen fra bunn til topp og er ofte utført i armert betong. Dekker og takkonstruksjoner festes til de vertikale skivene slik at horisontalkrefter føres inn i disse og ned til grunnen. For å sikre tilstrekkelig avstiving av konstruksjonen gjøres det stivhetsberegninger for å bestemme nødvendig armering, dimensjoner og plassering av skivene. Denne metoden benyttes ofte i kombinasjon med vindkryss i en stål- og betongkonstruksjon [35].

2.6 Laster

2.6.1 Egenlast

Alle komponenter i ett bygg har en egenlast som må inkluderes i konstruksjonsanalysen. Egenlasten er konstruksjonens egen tyngde, samt tyngden til komponenter som hviler på denne permanent. Tyngden danner en vertikal lastkomponent som tas opp av bæresystemet og føres ned til grunnen i likhet med andre laster i konstruksjonen. Valg av materialer og bygningssystemer har stor innvirkning på konstruksjonens egenlast [25, s.37].

2.6.2 Nyttelast

Nyttelast er en variabel last hvor verdien bestemmes etter byggets formål og bruksområde. Eksempler på typiske nyttelaster er vekt fra personer, inventar, lager og kjøretøy. For å vite hvilke nyttelaster som er aktuelle må byggets bruksområde bestemmes. Dette kan gjøres ved hjelp av EC1 del 1-1 tabell NA 6.1, hvor byggverk er oppdelt i ulike kategorier. I tabellen er det oppgitt eksempler på hvilke bygg som kommer inn under de ulike kategoriene, slik at det enkelt kan bestemmes hvilken kategori ett bygg tilhører. EC1 del 1-1 tabell NA 6.2 og NA 6.4 fastsetter karakteristiske verdier for nyttelaster på gulvareal i hver kategori. For å unngå å benytte forskjellige brukslaster i hvert enkelt rom, kan det forenklet finnes en felles lastverdi for store gulvarealer. Dersom det er stor sannsynlighet for fremtidig bruksendring av bygget, må dette også betraktes ved bestemmelse av nyttelaster [25, s.39].

2.6.3 Snølast

Snølast er en variabel statisk naturlast som beregnes etter retninglinjer gitt i EC1 del 1-3. Snølasten som virker på konstruksjonene varierer ut fra beliggenhet, høyde over havet, takets form, takets termiske egenskaper, tilgrensede bygninger og omgivende terreng [36].

Vind kan påvirke hvordan en snølast opptrer. Vind kan transportere snø slik at den samler seg og legges i le for vinden, denne oppsamlingen kalles fokksnø. Dette kan opptre på bygninger der takhøyden er varierende og/eller det er innhulinger i konstruksjonsformen [37].

2.6.4 Vindlast

Vindlast er en variabel naturlast som kan opptre som både en statisk- og dynamisk last. En statisk vindlast er tilfeller der konstruksjonen ikke settes i bevegelse, og en dynamisk vindlast er når konstruksjonen tar opp energien fra vinden og settes i svingninger [38].

Vindlast beregnes etter EC1 del 1-4. Beregningene gir karakteristiske verdier for vindbelastningen og er basert på den største vindhastigheten som gjennomsnittlig oppstår i løpet av en returperiode på 50 år. Vindlast varierer med faktorer som beliggenhet, årstid, terrengruhet, topografi, konstruksjonens utforming og omkringliggende bygninger [25, s.56].

Vindlast på vegger vil gi en lastpåvirkning på både yttervegger og innervegger. Det utvendige trykket kan trekke gjennom veggene og skape undertrykk eller overtrykk. Overtrykk oppstår når vinden blåser mot åpninger i veggene, og undertrykk kan oppstå når vinden blåser langs eller fra åpningene. Det skal derfor beregnes vindlast for både utvendig og innvendig vegger [25, s.62].

2.6.5 Seismisk last

Seismisk last kan være en ulykkeslast og/eller variabel last. Dette er avhenging av konstruksjonens beliggenhet. Det skal alltid prosjekteres for seismisk last innenfor seismiske områder. EC8 gir bestemmelsene for prosjektering med seismisk påvirkning. Standarden skal sikre menneskeliv, redusere skader på byggverk og sørge for at viktige bygninger for befolkningen ikke blir ødelagt, dersom jordskjelv oppstår. Standarden skal derfor alltid følges under prosjektering, slik det kan bekreftes om seismisk last skal prosjekteres for eller om en utelatelse er mulig.

Norge er stort sett et lavseismisk land, og det vil derfor være mulig å utelate seismisk last i enkelte tilfeller. En slik utelatelse kan oppnås dersom et av utelatelseskriteriene gitt i EC8 er oppfylt:

- konstruksjoner i seismisk klasse I;
- konstruksjoner der grunntype er A-E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstillende formelen $agS \leq 0,50 \text{ m/s}^2$
- konstruksjoner der grunntype er A-E med beliggenhet der grunnakselerasjon tilfredsstillende formelen $ag \leq 0,30 \text{ m/s}^2$
- konstruksjoner der grunntype er A-E med en dimensjonerende brukstid mindre eller lik 2 år
- konstruksjoner med dimensjonerende akselerasjon $S_d \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ beregnet med a) konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$, b) ingen reduksjon av stivhetsegenskapene etter 4.3.1(7) og c) med en konservativ antakelse av stivhet i grunn.

2.6.6 Skjevstillingslaster

EC2 og EC3 stiller krav til at skjevstillingslaster må tas hensyn til under en konstruksjonsanalyse. Skjevstillingslaster tar stilling til utilsiktede helninger i en konstruksjon eller konstruksjonsdel forårsaket av geometriske avvik som oppstår under produksjon og/eller montering av konstruksjonen. Geometriske avvik fører til en eksentrisitet i vertikale laster, noe som vil gi en horisontal lastkomponent på konstruksjonsdelen. Verdier og krav i henhold til skjevstillingslaster hentes ut fra punkt 5.2 i EC2 og 5.3 i EC3.

2.6.7 Jordtrykk

Jordtrykk er trykket mellom en vegg og bakenforliggende jord, og er en permanent last. Jordtrykk kan deles inn i aktiv tilstand, passiv tilstand og hviletrykktilstand. Ved en aktiv tilstand vil jorden presse konstruksjonen ut og ved en passiv tilstand vil konstruksjonen presses inn mot jorden. I en hviletrykktilstand er det lite bevegelse mellom konstruksjonen og jorden [39]. En faktor som kan skape stort jordtrykk er frostsprenging. Frostsprenging oppstår når vann trenger inn i grunnen og løfter den opp. Dette skjer grunnet vannets økende volum når det fryser [40].

2.7 Lastkombinasjoner

Over har ulike typer laster blitt forklart. I virkeligheten vil laster opptre samtidig, og det er derfor nødvendig å kombinere ulike typer laster når et byggverk skal dimensjoneres. Det ønskelig å finne det mest ugunstigste tilfellet av kombinerte laster, slik at det dimensjoneres etter dette. Det mest ugunstige tilfellet er det tilfellet som gir størst lastpåvirkning. For å finne dette tilfellet settes laster sammen i ulike lastkombinasjoner for å vise at grensekriteriet i de ulike grensetilstandene ikke er overskredet [25, s.22-23].

2.7.1 Materialfaktor

En materialfaktor γ_M er en sikkerhetsfaktor som reduserer den karakteristiske materialfastheten til et gitt materiale. Denne faktoren tar hensyn til usikkerhetsmomenter til materialets fashet, og sikrer at den beregnede bæreevnen til et tversnitt ikke blir for stor. Dersom mulige avvik i tversnittsgeometrien tas hensyn til, kan materialfaktoren reduseres [25, s.17].

2.7.2 Lastfaktorer

En lastfaktor γ tar hensyn til uforutsette laster som påvirker lastens karakteristiske verdi, usikkerheter knyttet til beregninger av lastpåvirkningen og kan virke reduserende i tilfeller der sannsynligheten for at laster opptrer samtidig er lav. Lastfaktorer er også varierende ut ifra hvilke grensetilstand det dimensjoneres i [25, s.21].

De vanligste grensetilstandene er:

- Bruddgrensetilstand - ULS
- Bruksgrensetilstand - SLS
- Ulykkesgrensetilstand - ALS

Ved dimensjonering av et byggverk skal ikke grensekriterier for bruks- eller bruddgrensetilstand overstiges. Det brukes ulike lastfaktorer i bruks- og bruddgrensetilstand, grunnet det varierende omfanget av konsekvenser for en overskridene lastsituasjon. En overskridelse i bruddgrensetilstand kan resultere i store materielle skader og i værste fall tapte liv. Det er derfor nødvendig å ha en større sikkerhetsmargin når det dimensjoneres i bruddgrensetilstand, og denne sikkerhetsmarginen gis av lastfaktoren.

2.7.3 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand er en tilstand som forbindes med brudd i konstruksjonen og kan betegnes som konstruksjonens maksimale bæreevne. Denne grensetilstanden har betydning for konstruksjonssikkerhet og menneskers sikkerhet. Ved beregning av bruddgrensetilstand er det ligning 6.10a og 6.10b som brukes [25, s.23].

Figur 2.3 viser en forenklet versjon av Tabell NA.A1.2(B) fra EC0. I denne tabellen er ligning 6.10a og 6.10b omtalt som B1 og B2. Ligningene viser lastfaktorene til to kombinasjoner av laster. Det er den største lastvirkningen som fås av lastkombinasjoner, som konstruksjonen skal dimensjoneres for.

Lastkombinasjoner som skal påvises	Permanente laster		Dominerende variabel last Q_i	Øvrige variable laster Q_i
	Ugunstig	Gunstig		
	$\gamma_{Gj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf}$	$\gamma_{Q1}\psi_{0,1}$	$\gamma_{Q2}\psi_{0,i}$
B1 (Ligning 6.10a)	1,35	1,00	1,05	1,05(0,90)*
B2 (Ligning 6.10b)	1,20	1,00	1,50	1,05(0,90)*

*Dersom øvrige variable laster er vindlast eller temperaturlast skal verdien 0,90 nyttes.

*Nyttelast på tak (unntatt snølast) skal ikke inkluderes i en lastkombinasjon dersom denne nyttelasten tilhører kategorien *øvrige variable laster*.

Figur 2.3: Forenkling av bruddgrensetilstand [25, s.23]

2.7.4 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden er en grensetilstand som har betydning for funksjonsdyktigheten til konstruksjonen, komforten til mennesker og utseende til konstruksjonen. Med utseende til konstruksjonen menes estetiske skader som store forskyvninger eller oppriss i konstruksjonen. I denne grensetilstanden må det derfor settes noen brukbarhetskriterier som skal fungere som dimensjoneringskriterium i bruksgrensetilstanden. Brukbarhetskriteriene omhandler ofte nedbøyning, vibrasjoner, forskyvninger og rissvidder. Disse kriteriene kan hentes fra både standarder og avtales i samråd med byggherre [25, s.22].

Lastkombinasjoner	Permanente laster	Dominerende last	Øvrige variable laster
	γ_{Gj}	γ_{Q1}	γ_i
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,6	0,6

Figur 2.4: Bruksgrensetilstander [25, s.27]

I figur 2.4 ser man tilfellene ”karakteristisk”, ”Hyppig forekommende” og ”Tilnærmet permanent”. De ulike tilfellene bruker forskjellige lastfaktorer som er uttrykt etter antatt forekomst av samtidige lastvirkninger. Den ”karakteristiske” kombinasjonen er den mest ugunstigste av tilfellene, da den ikke virker reduserende på dominerende last og antar derfor at den variable lasten er permanent. De to andre tilfellene bruker redusert sannsynlighet for at den variable lasten opptrer permanent [25, s.27].

2.7.5 Ulykkesgrensetilstand

I denne grensetilstanden skal det kontrolleres hvordan konstruksjonens oppførsel er i ulykkesituasjoner som for eksempel ved en eksplosjon, jordskjelv eller brann. I slike situasjoner er målet at konstruksjonen skal stå lenge nok til at evakuering og eventuelt slukningsarbeid kan utføres. Denne dimensjonerings situasjonen går også under bruddgrensetilstanden [25, s.22].

3 MATERIALER OG METODE

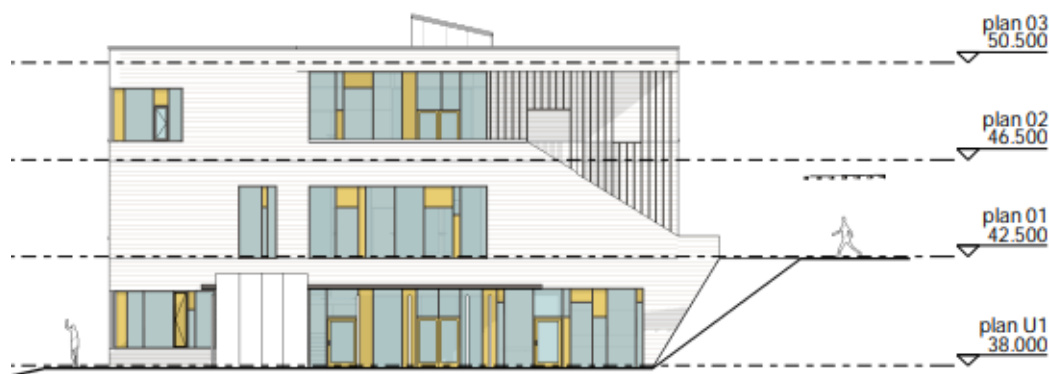
3.1 Fremgangsmåte

I dette kapitlet vil teorien som er beskrevet i det teoretisk grunnlaget brukes til å gjennomføre dimensjoneringen av Hessa barneskole. For å løse problemstillingene til denne oppgaven skal vi i hovedsak dimensjonere et fungerende bæresystem. I gjennomføringen av dimensjoneringen brukes det også noen forenklinger som videre skal diskuteres i kapittel 5 ”Drøfting”.

Når dimensjoneringen starter er lastpåvirkningene på konstruksjonen nødvendig å gjøre rede for i tidlig fase for å kunne videre gjennomføre analyser på bæresystemet og dimensjonere nødvendige tverrsnitt. Beregnede laster vil derfor oppsummeres og fremlegges under de ulike lasttypene, siden vi er avhengig av å påføre lastene for å utarbeide bæresystemet, som vil bli resultatet av oppgaven. Dimensjoner og tverrsnitt av bæresystemet vil så presenteres i resultater.

3.2 Prosjektgrunnlag

Byggested for prosjektet er Hessa i Ålesund kommune. Hessa barneskole skal bestå av tre etasjer og en tilknyttet gymsal. Gymsalen strekker seg fra plan U1 til Plan 02, og har derfor lavere liggende tak enn tak enn hovedbygget. Bygningen skal plasseres i en skråning som medfører at fasade sør har terrenghøyde lik plan U1, mens fasade nord har terrenghøyde lik plan 01, som vist i figur 3.1. Vi har fått tilgang til arkitektens tegninger, og vil benytte oss av disse som modelleringsgrunnlag. Det er ikke utarbeidet en geoteknisk rapport fra byggestedet og vi har derfor valgt anta grunnstype B med bæreevne 300 kN/m^2 .



Figur 3.1: Fasadetegning øst

3.3 Dimensjoneringsgrunnlag

Prosjekteringsforutsetningene i kapittel 2.3 oppgir hvilke klassifiseringer og forutsetninger som må gjøres i forkant av dimensjonering av et byggverk. Tabell 3.1 viser bestemmelsen av disse i henhold til gjeldende standarder og forskrifter nevnt i det teoretiske grunnlaget. Dette er dimensjoneringsgrunnlaget for Hessa barneskole.

Tabell 3.1: Klassifiseringer og forutsetninger for dimensjonering av Hessa barneskole.

Tiltaksklasse	2
Pålitelighetsklasse (CC/RC)	2
Konsekvensklasse (CC)	2
Prosjekteringskontrollklasse (PKK)	2
Dimensjonerende brukstid	50 år

3.4 Valg av programvarer

I det teoretiske grunnlaget er ulike aktuelle programvarer og deres funksjoner blitt presentert. Under viser en liste over hvilke programvarer som vil bli benyttet i gjennomføring av prosjektering og dimensjonering i denne oppgaven, og hva deres tiltenkte bruk er:

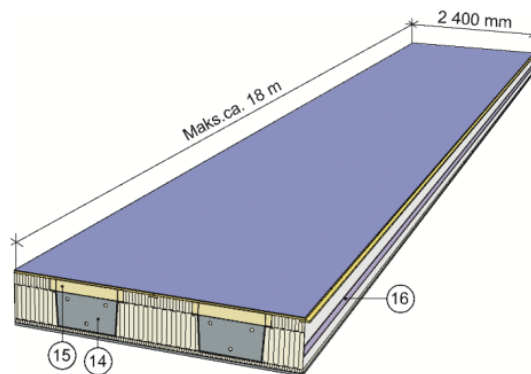
- **Revit:** modellering av bæresystemet
- **FEM-design:** global statikk og dimensjonering
- **Robot:** dimensjonere fagverk
- **Ove sletten:** lastberegninger og isolerte beregninger av bygningskomponenter
- **Excel:** beregningsark gitt av Norconsult

3.5 Bæresystem

3.5.1 Tak

Bygget skal ha flatt tak med innvendige nedløp. Til dette formålet er det flere typer takkonstruksjoner som kan være aktuelle, mest vanlig på slike bygg er kompakt tak med hulldekker/plattendekker, eller lett-tak [41]. Vi har valgt å benytte typen lett-tak. Lett-tak er en type takkonstruksjon som består av elementer laget av en kombinasjon av tynnplater i stål, finerplate, isolasjon og lekter. Lett-tak er et godt alternativ grunnet den lave egenvekten, i tillegg til at det kan benyttes på relativt lange spenn [42]. Figur 3.2 viser en illustrasjon av et lett-takselement.

Lett-takets lave egenvekt kan bidra til å redusere dimensjoner på søyler og avstiving lengre ned i konstruksjonen, sammenlignet med tyngre takkonstruksjoner av for eksempel hulldekker. På grunn av stivheten til kryssfinerplaten i lett-takets konstruksjon kan den likevell benyttes som



Figur 3.2: Lett-tak illustrasjon [42]

en stiv skive. Den lave vekten og myke oppførselen medfører at lett tak er spesielt fordelaktig med tanke på seismiske beregninger [43].

Detaljprosjektering av lett-tak gjøres av leverandøren, og ses derfor bort fra i denne oppgaven. Lett-taket fungerer som en stiv skive og bidra til den globale stabiliteten, og derfor må stivhetsmatrisen likevel inkluderes i FEM-modellen. Vi velger type lett-tak ut fra tabeller gitt av leverandør, og benytter stivheten av disse i modellen [43].

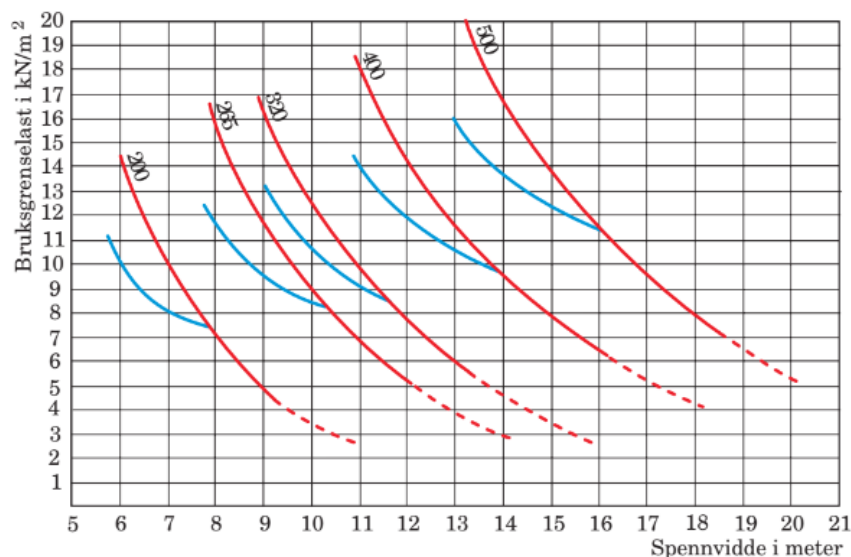
Krav fra leverandør:

- Minimum oppleggsbredde på 180 mm for møtende elementer
- Minimum opplegg ved yttervegg 100 mm
- Maksimal skjærstrøm på 17-23 kN/m avhenging av type element

Som nevnt i avsnittet over er det leverandøren som dimensjonerer lett-takene, og det er derfor ikke inkludert beregninger av nedbøyning i denne rapporten. Samtidig stiller leverandøren krav til skjærstrøm, og vi må derfor beregne dette. Beregninger og visualiseringer av skjærstrøm blir vist i FEM-rapporten i Vedlegg B.

3.5.2 Dekker

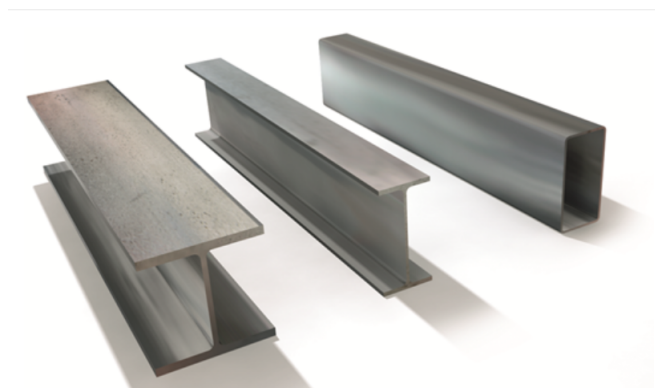
Hessa barneskole skal bestå av tre etasjer i hovedbygget. Det må derfor bestemmes dekker til to etasjeskillere. Forspent hulldekker vil bli benyttet som dekker til Hessa barneskole, grunnet de gode egenskapene forklart i kapittel 2.5.2 "Dekker". Dimensjonene til hulldekkene bestemmes etter diagrammet gitt i figur 3.3 fra betongelementboken, i samspill med modellering i Revit og analyser i FEM-design. Diagrammet viser øvre grense for bæreevne i bruksgrensetilstand, med maksimal armering. Vi velger hulldekker ut i fra diagrammet ved å oppgi nødvendig spennvidde. Spennviddene hentes ut etter at bæreakser er plassert, med struktur av søyler og bjelker modellert opp i Revit. Vi velger å ta konservative valg og velger derfor tverrsnitt som er godt innenfor maks spennvidde i tabellen.



Figur 3.3: Orienterende bæreevne for hulldekker [28, s.49]

3.5.3 Bjelker

Vi har valgt å benytte bjelker av stål til prosjektet Hessa Barneskole. Dette grunnet stålets gode styrkeegenskaper i tillegg til enkel montasje, i kombinasjon med hulldekker. Figur 3.4 viser eksempler på stål-bjelketverrsnitt som ofte benyttes.



Figur 3.4: Eksempel bjelketverrsnitt [44]

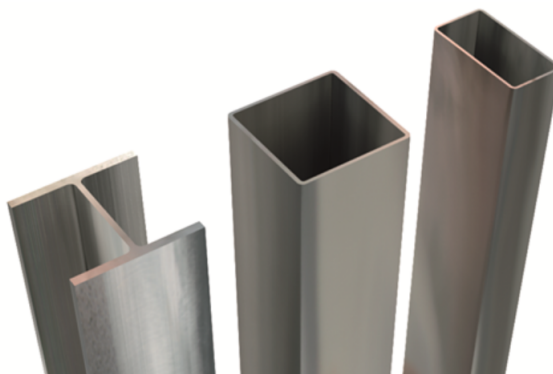
H-bjelker, I-bjelker og hatteprofiler er stålprofiler som er vanlig å benytte i kombinasjon med hulldekker. Hatteprofiler gir lav konstruksjonshøyde da dekkene plasseres på underflensen. Disse er mer kostbare men gunstige om det er ønskelig å opprettholde høyden over himling for å gi plass til for eksempel el- og ventilasjonsanlegg. På Hessa Barneskole er høyden over himling i overkant av 60 cm de fleste plasser, men bygget har også noen plasser hvor vinduer i etasjen under går helt opp til dekkene. Det vil derfor i hovedsak benyttes H-bjelker for å holde hulldekkene i dette prosjektet, med unntak av de plassene vi er avhengig av den ekstra høyden i underkant. H-bjelker har tverrsnitt bestående av et høyt steg med kraftige flenser, noe som gir god momentkapasitet. Flensene er i tillegg bredere enn ved I-bjelker, noe som gir bedre kapasitet mot vipping og større oppleggsbredde for hulldekkene.

Størrelse på bjelkene bestemmes ved dimensjonering i henhold til Eurokode og krav fra leverandør av hulldekker. Leverandøren stiller krav til maksimal nedbøyning ved opplegg av

huldekker på $L/300$. Dette er god konstruksjonspraksis for å utnytte huldekkes skjærkapasitet [45]. Videre dimensjonering av bjelker er beskrevet i kapittel 3.9.2 "Dimensjonering - bjelker".

3.5.4 Søyler

Siden bjelkene på prosjektet skal være av stål er det naturlig at søylene også blir av stål. De mest vanlige tverrsnitt-typene som benyttes for stålsøyler er H-profiler, kvadratiske og rektangulære hulprofiler. Figur 3.5 viser eksempler på tverrsnitt som ofte benyttes for stålsøyler.



Figur 3.5: Eksempel søyletverrsnitt [46]

Vi har valgt å benytte kvadratiske hulprofiler til søyler på Hessa Barneskole. Dette fordi de er lett tilgjengelige og enkle å koble sammen med andre bjelker og søyler. De er i tillegg symmetriske og har lik momentkapasitet om begge aksene.

Søylene skal bære all vekt fra overliggende etasjer, noe som gjør at de nederste søylene ofte må være større og kraftigere enn de øverste da de må bære mer vekt. For å simplifisere bæresystemet og bestilling av komponenter, er det ønskelig å bruke mest mulig like søyletverrsnitt i hver etasje. Dimensjonene på søylene bestemmes ved hjelp av analyser i FEM-design og håndberegninger. Vi ønsker at søylene skal ha en utnyttelsesgrad under 80% og velger derfor søyler som tilfredsstillende dette i FEM-modellen. Videre dimensjonering av søyler er beskrevet i kapittel 3.9.1 "Dimensjonering - Søyler".

3.5.5 Fundamenter

Fundamenter skal, som nevnt tidligere, overføre kreftene fra konstruksjonen ned til grunnen. Det vil i hovedsak bli benyttet fundamenter og banketter av armert betong. Fundamentenes størrelse må være tilstrekkelig slik at grunnens bæreevne ikke overstiges. Grunnens bæreevne er 300 kN/m^2 som nevnt i 3.2 "Prosjektgrunnlag".

Alle søylefundamenter i prosjektet har ulik punklast, men det er ikke hensiktsmessig å gjøre beregninger på hvert enkelt fundament siden det vil gi meget stor arbeidsmengde både for prosjekterende og utførende entreprenør. Dermed kan det være naturlig å dele fundamentene inn i ulike grupper basert på hvor mye belastning de har. For dette prosjektet, som har mange søylepunkt kan det prosjekteres 3-4 ulike søylefundamenter, og påføre tverrsnittene på fundamenter med lik eller lavere belastning.

Påført last på fundamentet kommer fra lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand, avlest i FEM-rapporten. Overført grunntrykk og snittkrefter på fundamentene må beregnes, i tillegg må det gjennomføres moment, skjær, riss og gjennomlokkingskontroll iht kap. 7.3.4 i EC2.

BTSnitt er brukt som som programvare ved beregning av fundament. Der legges det inn påført last, grunnens bæreevne, ønsket tverrsnitt, ønsket armeringsdimensjon og materialegenskaper til betong og armering. Resultatet som fås av beregningene er grunntrykk og armeringsbehov for fundamentet.

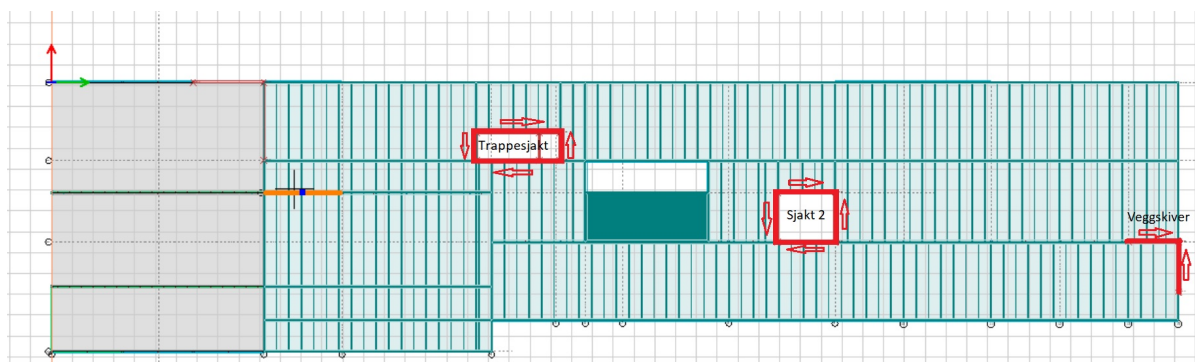
Det er valgt betong med kvalitet B35, armering C500, med eksponeringsklasse XC 2 som stiller krav til overdekning på 35mm iht formel 4.2 i EC2. Overdekning mot grunnen blir 40 mm iht 4.4.1.3(4). Videre dimensjonering av fundamenter er beskrevet i kapittel 3.9.4 "Dimensjonering - fundamenter".

3.5.6 Støttevegg

Siden barneskolen skal bygges i en skråning, er det behov for en støttevegg i bakkant. Bakveggen må dimensjoneres slik at den tåler horisontale laster fra jordtrykk, samt vertikale laster fra konstruksjonen over. Etasjehøyde i underetasjen er 4,5 meter og er helt nedfylt på utsiden. Jordtrykk mot vegg beregnes iht EC7 geoteknisk prosjektering, og selve veggen blir dimensjonert etter EC2. Som verktøy til å beregne støtteveggen har vi valgt å benytte Ove Sletten programmet BTSnitt. En forenkling som gjøres for at disse beregningene skal bli mer overkommelig er å føre de vertikale punktlaster fra søylene over, helt ned til grunnen. Dermed er det kun horisontale krefter fra jordtrykket, og en vertikal linjelast fra etasjen over, som gir en belastning på veggen. I praksis gjøres dette ved å legge inn en pilaster, altså en forsterkning i veggen akkurat under søylen, denne dimensjoneres til å ta hele eller deler av den vertikale punktlasten. Den vertikale linjelasten kommer fra egenlast og nyttelast på hulldekke i plan 01. Videre beregninger av bakvegg er beskrevet i kapittel 3.9.5 "Dimensjonering - Bakvegg".

3.5.7 Avstivning

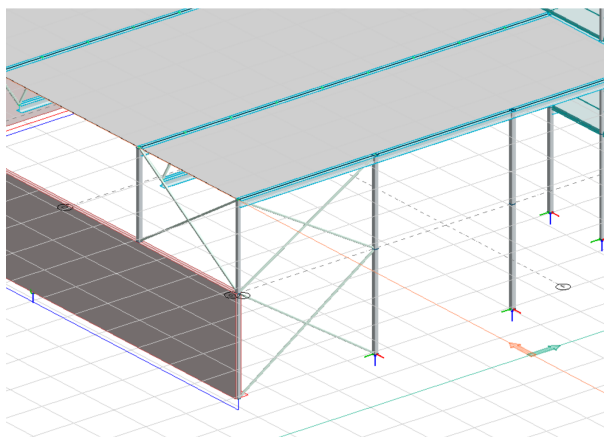
For å føre de horisontale kreftene fra vindlast ned til fundament, velger vi å utforme veggene i trappesjakten som vertikale stive skiver. Vi setter også opp en sjakt ved toalettene som er nærmere senter av bygget, og to veggskiver på østsiden av bygget. Hulldekker og lettakselementer fungerer som horisontale stive skiver og vil lede horisontale krefter bort til de vertikale skivene. De vertikale skivene utføres i plasstøpt betong med slakkarmering. Figur 3.6 viser hvor de vertikale avstivende skivene er plassert.



Figur 3.6: Plassering av vertikale avstivende skiver, markert i rødt.

Vi bruker FEM-design til å avgjøre om avstivningen er tilstrekkelig, og for å bestemme armering og tykkelse på skivene. I FEM-design hentes de horisontale kreftene som virker i skivene og beregner deretter hvor mye armering som er nødvendig.

Vi har i tillegg valgt å avstive hjørnet mot Sør-Vest i gymsalen, som vist i figur 3.7. Vindkryssene bygges som et to-staves vindkryss av kvadratiske hulprofiler. Ved bruk av dette prinsippet vi profilene veksle på å ta trykk og strekkrefter ut fra vindretning.



Figur 3.7: Avstiving, vindkryss

3.6 Lastgrunnlag

Det må gjennomføres lastberegninger i henhold til gjeldende eurokoder. Under dimensjonering av laster vil noen beregninger gjøres ved å følge eurokodene direkte, mens andre laster vil bli beregnet ved hjelp av programvarer som forenkler utregningene. Dette blir forklart under hver enkelt lasttype, men henvisning til videre beregninger. Under hver lasttype er det også presentert de beregnede lastresultatene, da vi er avhengig å vite lastpåvirkningene for å dimensjonere bæresystemet.

3.6.1 Egenlast

Valg av materialer og bæresystem har stor betydning for størrelsen på egenlastene. Bæresystemet for denne konstruksjonen består hovedsaklig av stålbejelker- og søyler, hulldekker og lett-takselementer, med plasstøpt betong i vegger, fundamenter og gulv på grunn. Det må også tas hensyn til permanente installasjoner som lettvegger, avretting, himling, rør og ledninger. Konstruksjonen har i tillegg et beplantningsareal på terrassen i plan 02. Dette legges til som påført egenlast.

Det legges til $2,0 \text{ kN/m}^2$ som påført egenlast på konstruksjonen etter råd fra veileder i Norconsult. Dette tilsvarer $6,0 \text{ cm}$ avrettingmasse på hulldekkene og $0,5 \text{ kN/m}^2$ for himling og oppheng av tekniske anlegg. Egenlast for himling og teknisk anlegg er hentet fra byggforskserien (471.031). For beplantningsarealet antas det en jorddybde på 40 cm som gir en egenvekt på $8,0 \text{ kN/m}^2$ som vist i tabell 3.2. Egenvekt av hulldekker, stålprofiler og andre bygningskomponenter legges automatisk til i dimensjoneringsprogrammet FEM-design.

Tabell 3.2: Beregnet egenlast for Hessa barneskole.

Egenlast	m	kN/m^3	kN/m^2
Avrettingmasse	0,06	25	1,5
Himling/oppheng av teknisk anlegg	-	-	0,5
Beplantningsareal	0,4	25	8,0

3.6.2 Nyttelast

Dette prosjektet er et skolebygg og i EC1 del 1-1 tabell NA 6.1 er arealer i skoler innenfor kategori C1. Karakteristiske nyttelast på gulv kan derfor settes til $3,0 \text{ kN/m}^2$.

I enkelte tilfeller kan den jevnt fordelte nyttelasten reduseres ved å benytte arealreduksjonsfaktor eller etasjereduksjonsfaktor. Arealreduksjonsfaktoren tar hensyn til at det på store gulvareal er liten sannsynlighet for at hele arealet er fullt belastet samtidig. Faktoren beregnes etter formel 3.1.

$$\alpha_A = 5 \frac{\Psi_0}{7} + \frac{15}{7} \quad (3.1)$$

Med begrensinger: ($\Psi_0 \geq 0.6$) og ($\alpha_A \leq 1.0$)

Etasjereduksjonsfaktoren tar hensyn til at det i bygg med flere etasjer er liten sannsynlighet for at flere etasjer har full nyttelast samtidig. Faktoren kan benyttes i byggverk med mer enn to etasjer, og beregnes etter formel 3.2.

$$\alpha_n = \frac{[2 + (n - 2) \cdot 0,7]}{n} \quad (3.2)$$

Reduksjonsfaktorene α_A og α_n benyttes kun til nyttelaster og kan ikke brukes samtidig. Det er derfor vanlig å velge den faktoren som gir størst reduksjon av nyttelasten.

Etasjereduksjonsfaktoren gir ingen reduksjon på Hessa barneskole grunnet antall etasjer. Arealreduksjonsfaktoren benyttes heller ikke da dette er en faktor som skjeldent benyttes under dimensjonering i følge vår fadder i Norconsult. Dette er en forenkling som gjøres, og som vil bli drøftet i kapittel 5 ”Drøfting”.

Nyttelaster som vil bli benyttet i dimensjoneringen er bist i tabell 3.3.

Tabell 3.3: Beregnet nyttelast for Hessa barneskole.

Nyttelast	kN/m ²
Etasjeskiller	3,0
Teknisk rom	3,0
Trapper	3,0

3.6.3 Snølast

Hessa barneskole ligger i Ålesund kommune og har en karakteristisk snølast på mark (S_k) på 3 kN/m^2 iht tabell NA.4.1(901). Snølast på tak beregnes etter følgende formel:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \quad (3.3)$$

Det må bestemmes en formfaktor for taket til barneskolen, som i dette tilfellet er et flatt tak. Formfaktor μ_i bestemmes etter figur 3.8, og er 0.8 for flatt tak. Eksponeringskoeffisienten C_e er avhengig av topografien rundt byggeplassen som vist i figur 3.8. Rundt barneskolen er topografien normal og C_e er derfor satt til 1.0. Den termiske koeffisienten C_t kan gi reduksjon av snølast på

tak i tilfeller der det er høy varmegjennomgang ($>1 \text{ W/m}^2\text{K}$). Ellers er den anbefalte verdien satt til 1.0 og er den som blir benyttet videre.

Topografi	C_e
Vindutsatt ^a	0,8
Normal ^b	1,0
Skjermet ^c	1,2

^a *Vindutsatt topografi*: flate områder uten hindringer, som gir eksponering på alle sider, helt uten eller med liten terrengbeskyttelse, høyere byggverk eller trær.
^b *Normal topografi*: områder der vinden ikke i vesentlig grad fjerner snø fra byggverk som følge av terreng, andre byggverk eller trær.
^c *Skjermet topografi*: områder der det aktuelle byggverket er vesentlig lavere enn terrenget omkring, eller er omgitt av høye trær og/eller av høyere byggverk.

Figur 3.8: Anbefalte verdier for av C_e , Tabell 5.1 fra EC1

Det er ingen høyere bygninger i umiddelbar nærhet, og omliggende terreng har heller ingen innvirkning på opptredende snølast. Derimot har bygget en delvis utfordrende geometri, med flere takplan og innhuker. Disse vil kunne samle fokksnø, og det må derfor tas hensyn til flere lasttilfeller. Dette gjøres ved bruk av formel 3.4 hentet fra EC1 del 1-3, som tar hensyn til formen til tak som er bundet til høyere byggverk. Formfaktoren μ_s er lik 0 i dette tilfellet siden taket er flatt. Formfaktor μ_2 er derfor lik μ_w og formel 3.5 brukes til videre beregning.


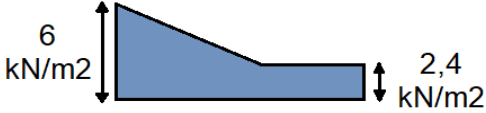
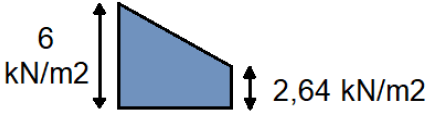
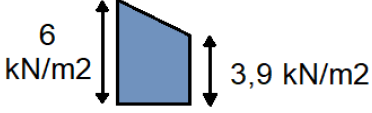
$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = \mu_w \quad (3.4)$$

$$\mu_w = (b_1 + b_2)/2h \leq \gamma h/S_K \quad (3.5)$$

Faktorene b_1 og b_2 angir bygningens bredde på de ulike taknivåene, der h er differansen i høyde. Tyngdetettheten γ til snø er satt til 2 kN/m^3 iht EC1 del 1-3.

Bygget forenkles til 4 ulike soner ved beregninger av snølast, og er delt inn i hovedtak, gymsal og innhuker. Hovedtaket vil ha et lasttilfelle med en jevnt fordelt last, mens gymsalen og innhuker vil ha et område med jevnt fordelt last i tillegg til et område med jevnt stigende last. Vi har valgt å redusere last mot høyereliggende bygning med 25 prosent, dette er videre forklart i vedlegget. Fullstendige beregninger av snølast på tak er vist i vedlegg F - del 1 og en oppsummering av beregningene er vist i tabell 3.4.

Tabell 3.4: Oversikt over resultater fra snølastberegninger, hentet ut fra vedlegg F - Del 1.

Sone	μ	S_K (kN/m ²)	S (kN/m ²)	Lasttilfelle
Hovedtak	$\mu_1=0,8$	3,0	2,4	
Gymsal	$\mu_1=0,8$ $\mu_2=2,0$	3,0	$S_1=2,4$ $S_2=6$	
Innhuk 1	$\mu_1=0,88$ $\mu_2=2,0$	3,0	$S_1=2,64$ $S_2=6,0$	
Innhuk 2	$\mu_1=1,3$ $\mu_2=2,0$	3,0	$S_1=3,9$ $S_2=6$	

3.6.4 Vindlast

Vindlast beregnes etter EC1 del 1-4. Før vindlaster kan beregnes er det noen faktorer som må bestemmes.

Hessa barneskole ligger i Ålesund kommune og har derfor en referansevindhastighet ($V_{b,0}$) på 29 m/s. Det må så bestemmes en terrengkategori og en terrengformfaktor for byggestedet. Terrengkategorien er basert på omkringliggende terreng for konstruksjonen. De ulike terrengkategoriene er vist i figur 3.9. For dette bygget er terrengkategori 2 valgt, da det er få spredte bygninger og trær i området. Terrengformfaktoren sier noe om formen på terrenget. Faktoren er satt til $C_0 = 1.0$ med mindre annet er gitt i NA A3. Dette er verdien som blir benyttet videre.

Terrengkategori		z_0 m	z_{min} m
0	Kyststrøk som er eksponert for åpent hav	0,003	1
I	Innsjøer eller flatt og horisontalt område med lite vegetasjon og uten hindringer	0,01	1
II	Område med lav vegetasjon som gress og spredte hindringer (trær, bygninger) med avstand minst 20 ganger deres høyde	0,05	2
III	Område med vegetasjon eller bygninger eller med spredte hindringer med avstand minst 20 ganger deres høyde (landsbyer, forstadsterreng, permanent skog)	0,3	5
IV	Område der minst 15 % av overflaten er dekket av bygninger, og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m	1,0	10
MERKNAD Terrengkategoriene er illustrert i A.1.			

Figur 3.9: Terrengkategori, Tabell 4.1 fra EC1 del 1-4

Basisvindhastighet skal regnes ut etter formel 3.6 gitt av EC1 del 1-1 paragraf 4.2:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} \cdot C_{alt} \cdot V_{b,0} \quad (3.6)$$

Retningfaktor (C_{dir}), årstidfaktor (C_{season}) og nivåfaktor (C_{alt}) angis i det nasjonale tillegget. De tre faktorene har oppgitt anbefalt verdi satt til 1,0 som vil bli benyttet videre. C_{prob} er avhengig av returperioden og er en faktor som er gitt dersom returperioden velges forskjellig enn 50 år. Returperioden er her 50 år og C_{prob} er derfor satt til 1,0.

Vindturbulens gis av tubulensintensiteten $I_v(z)$ ved høyde z . Formel 3.7 gitt av EC1 del 1-1 paragraf 4.4 er:

$$I_v(z) = \frac{K_I}{C_0(z) \cdot \ln \frac{z}{z_0}} \quad \text{for} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (3.7)$$

For å løse denne ligningen mangler en turbulensfaktor (K_I). Faktoren kan angis i det nasjonale tillegget, men har anbefalt verdi 1,0 som er verdien som blir benyttet videre.

På grunn av byggets geometri er det naturlig å dele vindlastberegningene inn i tre deler, siden det er ulike høyder på gymsal og resterende byggverk, samt at det er ulik terrenghøyde på nord og sør siden av bygningen. Til beregning av vindlast brukes Ove Sletten, og resultatene her kontrolleres opp mot håndberegningene som er vist i Vedlegg F - Del 1.

I Ove Sletten legges vindhastighetstrykk og vindhastighet inn, som videre brukes til å beregne formfaktorer som har en påvirkning på de ulike overflatelastene på veggene. De resulterende overflatelastene (kN/m^2) omregnes så til linjelaster (kN/m), og påføres på konstruksjonens etasjeskillere og tak. Vindlastberegningene fra Ove Sletten er vist i Vedlegg D - Del 1 og 2. En oversikt over overflatelaster som påføres konstruksjonen er vist i tabell 3.5.

Som en forenkling vil vindlast på tak ikke påføres. Grunnen til dette blir diskutert i kapittel 5 ”Drøfting”.

Tabell 3.5: Oversikt over resultat fra vindlastberegninger utført i Ove Sletten.

Retning	Vindlast kN/m^2
Hovedbygg X+	1,18
Hovedbygg X-	1,18
Hovedbygg Y+	1,32
Hovedbygg Y-	1,23
Gymsal X+	1,26
Gymsal Y+	1,22
Gymsal Y-	1,22

3.6.5 Seismisk last

Konstruksjonen ligger i seismisk sone og må derfor undersøkes for påvirkning av jordskjelv. For å gjøre dette er det flere faktorer og verdier som må bestemmes. Her beskrives disse parametrene og fremgangsmåten vi har brukt for å finne dem. Dette gjøres iht beskrivelser i EC8.

Det er ønskelig at dimensjonering med seismisk last kan utelukkes for denne konstruksjonen, siden dette forenkler dimensjoneringen betraktelig. For å oppnå en utelatelse må et av utelatelseskriteriene oppgitt i teoretisk grunnlag under 2.6.5 "Seismisk last", bli oppfylt.

Seismisk klasse

I henhold til kapittel 4.2.5 i EC8 deles bygninger inn i 4 ulike seismiske klasser basert på konsekvens ved brudd, der den seismiske klassen bestemmer en seismisk faktor for konstruksjonen. Tabell NA.4 (902) beskriver hvilke typer bygninger som kommer under de forskjellige klassene, mens Tabell NA.4(901) beskriver seismisk faktor for de forskjellige klassene.

Siden dette prosjektet er et skolebygg ser vi i tabellen at seismisk klasse blir IIIa, som gir en seismisk faktor på $\gamma_1 = 1,25$.

Tabell NA.4 (901) — Verdier for seismisk faktor γ_1

Seismisk klasse	γ_1
I	0,70
II	1,00
IIIa	1,25
IIIb	1,70
IV	<u>-a)</u>

a For byggverk der konsekvensene av sammenbrudd er særlig store, for eksempel ved atomreaktorer og lagringsanlegg for radioaktivt avfall, store dammer, skal seismisk faktor vurderes særskilt enten på grunnlag en egen risikoanalyse eller en definert pålitelighet etter bestemmelsene for den aktuelle konstruksjonstypen.

Figur 3.10: Seismisk faktor, Tabell NA(901) fra EC8

Grunntype

Prosjektets grunnforhold har stor betydning for hvordan et jordskjelv vil påvirke konstruksjonen. Eksempelvis vil fjell og fast grunn gi kortere og kraftigere svingninger enn myke og løse masser. Som nevnt i 3.3 "Dimensjoneringsgrunnlag" er det antatt grunntype B for dette prosjektet.

Seismisk grunnakselerasjon ($a_g R$)

EC8 deler landet inn i seismiske soner, og oppgir en seismisk grunnakselerasjon ($a_g R$) gjeldende for hver sone. Dette betyr derimot ikke at den seismiske grunnakselerasjonen i virkeligheten er lik innenfor hver enkelt sone. Norconsult bruker derfor mer stedstilpassede verdier av grunnakselerasjonen, i tilfeller der seismisk last må vurderes. Disse verdiene kjøpes fra NORSAR, som er en forskningsstiftelse som jobber med seismologi og seismisk overvåking.

Ålesund kommune har seismisk grunnakselerasjon på $0,45 m/s^2$ fra EC8. Som nevnt tidligere er seismisk utelatelse ønskelig å oppnå, og vi ønsker derfor å se om vi kan få en lavere verdi ved bruk av NORSAR-verdier. Ved hjelp fra Norconsult fikk vi tilsendt en seismisk grunnakselerasjon på $0,425 m/s^2$ for dette prosjektet fra NORSAR.

Utelatelse

Norconsult har utarbeidet et kalkulasjonsark i excel, som er basert på EC8. Kalkulasjonarket gjennomfører en utelatelse sjekk ved å oppgi etterspurte verdier og faktorer. Vi legger inn de etterspurte verdiene og sjekker om utelatelse er mulig. Kalkulasjonsarket er vist i vedlegg C og viser hvor de ulike verdiene og faktorene er hentet fra.

Figur 3.11 viser oppsummeringen av utelatelse sjekken. Resultatet viser at ingen av kriteriene er oppfylt og seismisk last må derfor inkluderes i dimensjoneringen.

OPPSUMMERING AV ALLE KONTROLLER			
Sjekk 1 - Seismisk klasse I	Klasse:	IIIa	IKKE OK
Sjekk 2 - Grunntype A-E og $a_g S < 0.50$	Gr.type og $a_g S$	B 0,717	IKKE OK
Sjekk 3 - Grunntype A-E og $a_g < 0.30$	Gr.type og $a_g =$	B 0,531	IKKE OK
Sjekk 4 - Grunntype A-E og dim. brukstid ≤ 2 år	Gr.type og dim. brukstid =	B 50	IKKE OK
Sjekk 5 - $S_d < 0.50$ m/ekstra kriterier	$S_d =$	0,899	IKKE OK
Sjekk 6 a): X-retn. (Skjærkraft jordskjelv < skjærkraft vind)	$S_{jordskjelv}/S_{vind} =$		IKKE OK
Sjekk 6 b): Y-retn. (Skjærkraft jordskjelv < skjærkraft vind)	$S_{jordskjelv}/S_{vind} =$		IKKE OK

Ingen av utelatelseskriteriene er oppfylt, utelatelse ikke oppnådd

Figur 3.11: Oppsummering fra kalkulasjonsarket. Fullstendig ark er vist i Vedlegg C.

Elastisk responspektrum

For å gjennomføre en seismisk analyse av bygget må det defineres et elastisk responspektrum for horisontale seismiske påkjenninger. Denne bestemmes fra grunntype og egensvingeperioden til bygget. Figur 3.12 viser Tabell 3.3 i EC8, som oppgir anbefalte verdier for elastiske responspekter utfra grunntype.

Tabell 3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene av type 2

Grunntype	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

- T_B er den nedre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon;
- T_C er den øvre grenseverdien av området med konstant spektralakselerasjon;
- T_D er verdien som definerer begynnelsen på spektrets område for konstant forskyvning;
- S er en forsterkningsfaktor som er avhengig av grunnforholdene;

Figur 3.12: Verdier for elastisk responspektrum, Tabell 3.3 fra EC8

Egensvingeperiode

Egensvingeperioden til bygget bestemmes basert på konstruksjonens masse og stivhet. For bygninger med høyde opptil 40 m kan en tilnærmet verdi beregnes ved ligning 3.8.

$$T_1 = C_t \times H^{\frac{3}{4}} \quad (3.8)$$

Hvor C_T er faktor for egensvingeperiode, som bestemmes basert på konstruksjonstype og avstivningssystem, i henhold til EC8. H er total høyde på konstruksjonen.

Siden denne konstruksjonen hovedsaklig er avstivet med skiver og sjakter blir $C_T = 0.05$, som gir:

$$T_1 = \mathbf{0,332 \text{ s}}$$

Dette er en forenklet tilnærmet verdi. Ved seismisk analyse i FEM-design beregnes egensvingeperiodene mer nøyaktig.

Konstruksjonsfaktor (q)

Konstruksjonsfaktoren q beskrives som en tilnærming av forholdet mellom seismiske krefter som ville oppstått ved full elastisk respons med 5% kritisk demping, og seismiske krefter som vil gi tilfredsstillende respons som kan brukes i dimensjonering. Faktoren tar hensyn til konstruksjonens evne til å absorbere energi. [EC8, s33]

For denne konstruksjonen kan konstruksjonsfaktoren bestemmes ved å bruke Tabell 6.1 i EC8, som er tilpasset stålkonstruksjoner.

Tabell 6.1 – Dimensjoneringsprinsipper, duktilitetsklasser og øvre grense av referanseverdier for konstruksjonsfaktorer

Dimensjoneringsprinsipp	Konstruksjonens duktilitetsklasse	Område for referanseverdier for valg av konstruksjonsfaktor q
Prinsipp a) Konstruksjon med lite energiabsorpsjon	DCL (lav)	$\leq 1,5 - 2$
Prinsipp b) Energiabsorberende konstruksjon	DCM (middels)	≤ 4 også begrenset av verdiene i tabell 6.2
	DCH (høy)	bare begrenset av verdiene i tabell 6.2

Figur 3.13: Bestemmelse av konstruksjonsfaktor, Tabell 6.1 fra EC8

Siden bygget avstives med stive skiver av betong antas det en konstruksjon med lite energiabsorpsjon. Konstruksjonsfaktoren for dette bygget settes derfor til $q = 1,5$.

Alle verdiene og faktorene som er bestemt over brukes til å finne seismisk last på konstruksjonen. Dette gjøres i FEM-design i sammenheng med seismisk analyse av konstruksjonen. Fremgangsmåte og resultater for videre beregninger og seismisk dimensjonering beskrives under kapittel 3.8.2 (FEM-design - seismisk analyse).

3.6.6 Skjevstillingslaster

Som nevnt i teoretisk grunnlag må det tas hensyn til skjevstillingslaster. Skjevstillingslaster er horisontale laster som blir beregnet basert på de vertikale lastene på konstruksjonen. For vanlige bygg gir dette en størrelse på 0,24%-0,38% av vertikale laster, avhengig av hellningsavvik og antall vertikale konstruksjonsdeler [47]. Vi har ved beregning av skjevstillingslaster benyttet betongelementboken bind B og C i tillegg til EC2 og EC3, siden det der er beskrivelser og eksempler på hvordan dette skal gjøres [35, 47].

Ved beregning av skjevstillingslaster har vi benyttet en funksjon i FEM-design, som beregner og påfører lastene på konstruksjonen. I lastkombinasjoner blir skjevstillingslaster påført i samme retning som vindlast siden dette gir den største lastpåvirkningen. Lastfaktoren som brukes i lastkombinasjoner er lik 1,0 siden innad i skjevstillinglasten har egenlast, nyttelast og snølast allerede blitt multiplisert med sine respektive faktorer. Tabell 3.6 viser de oppsumerte skjevstillingslastene som benyttes videre i dimensjoneringen.

Tabell 3.6: Beregnet skjevstillingslaster for Hessa barneskole.

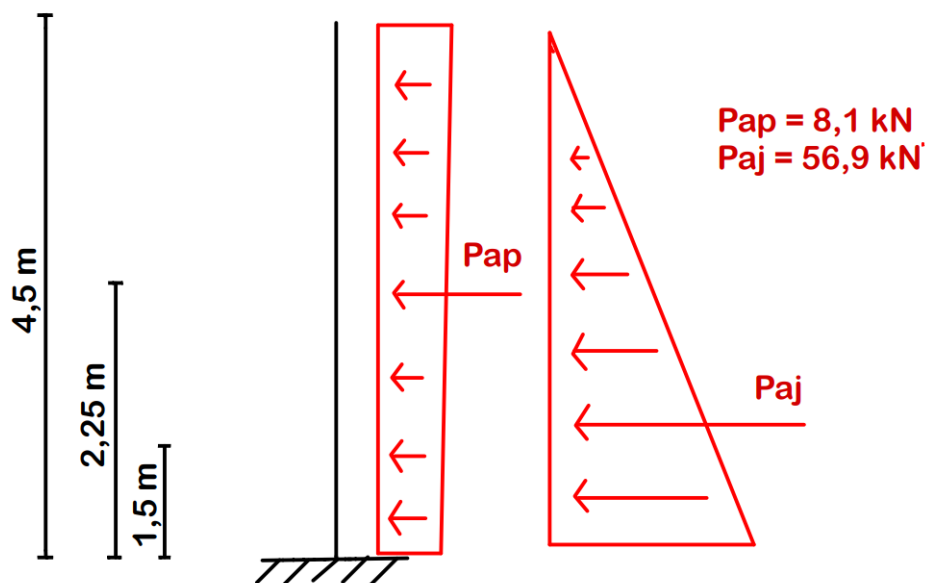
Plan	Skjevstillingslast kN/m^2
Plan 01	0,0251
Plan 02	0,01897
Tak	0,00879

3.6.7 Jordtrykk

Jordtrykk må tas hensyn til under beregning av bakveggen på konstruksjonen. Jordtrykk påføres som en lineært varierende last som øker med dybden. Det er avhengig av hvilke typer masser som fylles inn mot veggen, samt komprimeringsgrad av disse. Som verktøy til beregning av jordtrykk mot bakveggen har vi valgt å benytte Ove Sletten programmet BTSnitt.

Hvilke masse som fylles mot veggen er avgjørende. Det er viktig å velge masser med gode drenerende egenskaper for å unngå frostsprengning, i tillegg til at de bør ha god bæreevne. Et naturlig valg er derfor "pukk" (8/32) med en tyngdetetthet $\lambda = 19kN/m^2$ og friksjonsvinkel $\varphi = 42^\circ$ iht tabell 3.5.1 i håndbok 016 fra vegdirektoratet.

Figur 3.14 viser påført jordtrykk mot bakveggen, der P_{ap} er en kraft fra nyttelast på terreng ($5kn/m^2$). P_{aj} er en kraft fra jordtrykk mot støtteveggen. Beregning av bakveggen er vist i Vedlegg D - Del 3.



Figur 3.14: Påført jordtrykk mot bakvegg

3.6.8 Lastkombinasjoner

De beregnede lastene skal nå settes inn i lastkombinasjoner for å undersøke at grensekriteriene i bruddgrensetilstand, bruksgrensetilstand og ulykkesgrensetilstand ikke er overskredet. I bruddgrensetilstand vil ligning 6.10a og 6.10b (figur 2.3) fra kapittel 2.7.3 bli benyttet. I bruksgrensetilstanden vil tilfellet karakteristisk bli benyttet, da dette er det "sikreste" av tilfellene. Dette har blitt bestemt i samråd med Norconsult, siden dette er et vanlig tilfelle å benytte seg av. Hvorfor tilfellet karakteristisk ofte blir benyttet og konsekvensene dette kan ha vil bli drøftet i kapittel 5 "Drøfting".

Lastkombinasjonene skal utføres i FEM-design, og er derfor videre forklart under kapittel 3.8 "FEM-design".

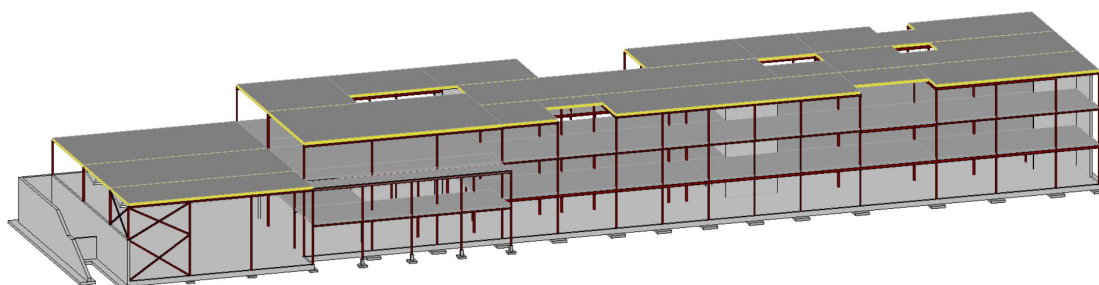
3.7 Modellering i Revit

Modelleringsgrunnlaget er tegninger utarbeidet av arkitekten. Arkitekttegningen var i dette tilfelle en IFC-fil som vi importerte i Revit for å bruke som et grunnlag for å lage bæresystemet. Når modellen er importert i Revit starter jobben med plassere aksene. Dette prosjektet er relativt ryddig, der det er mulig å opprettholde systematiske akser og logiske plasseringer av søylepunkter. Vi må likevel flytte noen søylepunkt og dragere for å unngå konflikt med dør/vindusåpninger og for å treffe skillevegger. Der det ikke er mulig å tilpasse bæresystemet til arkitektmodellen vil noen søyler plasseres ugunstig til f.eks. vinduer, rominndeling og plassutnyttelse i arkitektmodellen. Dette er noe som må avklares med arkitekten i en samspillfase, siden det går utover arkitektens opprinnelige plan.

Vi har for dette prosjektet valgt å gå for en kombinasjon av plasstøpte sjakter og vindkryss, dette for å oppnå regularitet i plan. Det vil si at avstanden mellom stivhetssenteret og massesenteret er liten. Når aksesystemet er bestemt og bæresystemet er modellert, kopieres dette inn til fem-design for å utføre beregninger. Etter at beregningene er gjort kan Revit-modellen oppdateres.



Figur 3.15: Oversiktsbilde av arkitektmodellen



Figur 3.16: Oversiktsbilde bæresystem som er modellert i revit

Når bygget er ferdig modellert i revit, med tverrsnitt og armering som beregnet vha andre beregningsprogrammer, er det klart for å lage tegninger samt beregne mengder av stål og armering. Tegninger vi har produsert er fundament, dekke over, snitt og omrisstegninger, samt armeringstegninger. Disse er vist i Vedlegg A.

3.8 FEM-design

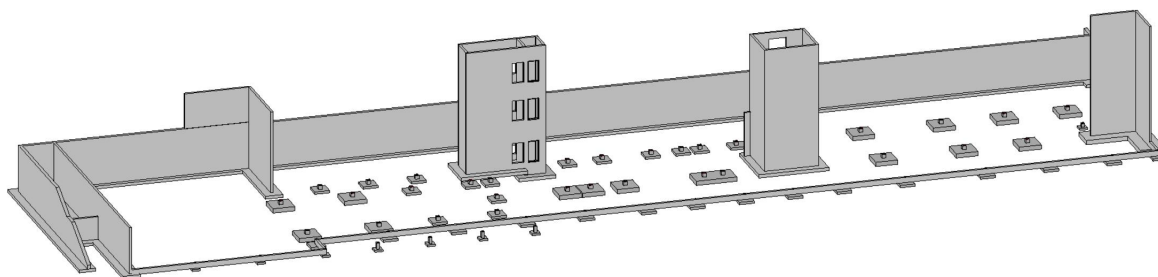
3.8.1 Global analyse

For global statikk og dimensjonering av konstruksjonen bruker vi FEM-design. Under er metode og funksjoner forklart under de ulike avsnittene: modell, laster, global analyse, dokumentasjon og seismisk analyse.

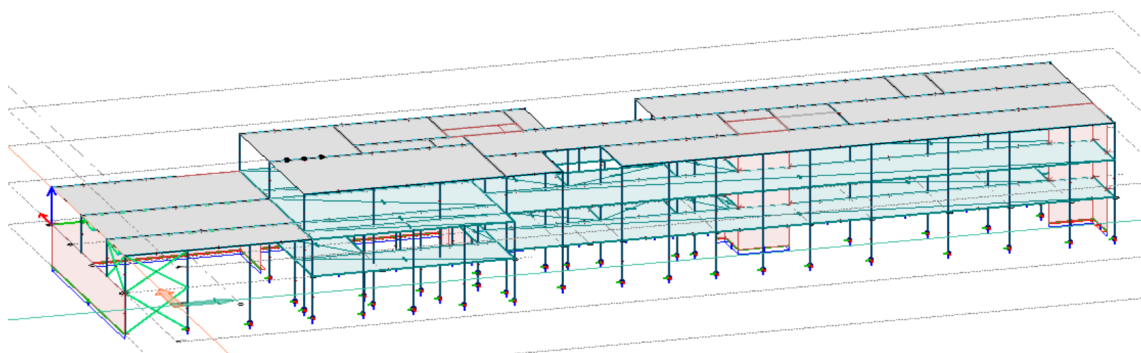
Modell

FEM-design benyttes etter at det er modellert et utkast av konstruksjonen i Revit. Konstruksjonen modelleres i FEM-design med Revit modellen som utgangspunkt, slik at modellene er identiske i FEM-design og Revit. Det er viktig å velge riktige materialer for betong og stålkomponenter for at beregningene skal stemme.

Vi starter med å kopiere aksesystemet fra Revit inn i FEM-design. Deretter definerer vi



Figur 3.17: Oversiktsbilde av avstivende sjakter



Figur 3.18: Oversiktsbilde av modellen i FEM-design

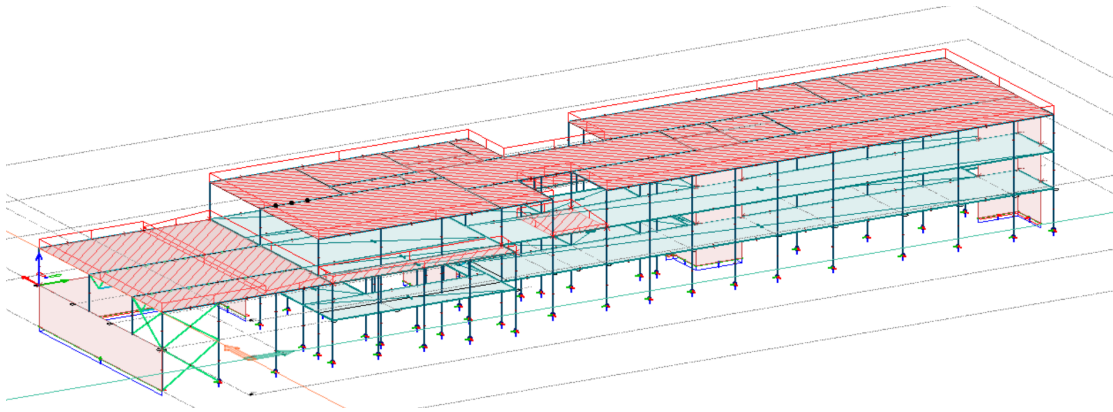
etasjehøydene slik at det lages akser i de forskjellige etasjene. Søyler og bjelker kan da plasseres enkelt på aksesystemet med samme plassering som Revit-modellen. Vi bruker kvadratiske hulprofiler som søyler og HEA-profiler som bjelker. Hulldekkene tegner vi opp mellom bjelkene og definerer retningen de ligger i. Sjaktene og veggskivene modelleres som 250mm tykke betongvegger.

Symmetrien i bygningen gjør at vi kan modellere ett plan for deretter å kopiere planet oppover i etasjene, med noen få modifikasjoner i hver etasje. Vi legger inn leddlagre som innspenning for søyler mot fundament, og betongvegger. For å modellere lett-takselementer legger vi inn stive skiver og modifierer stivhetsmatrisen etter anvisninger fra leverandøren. Når konstruksjonen er ferdig modellert påføres lastene.

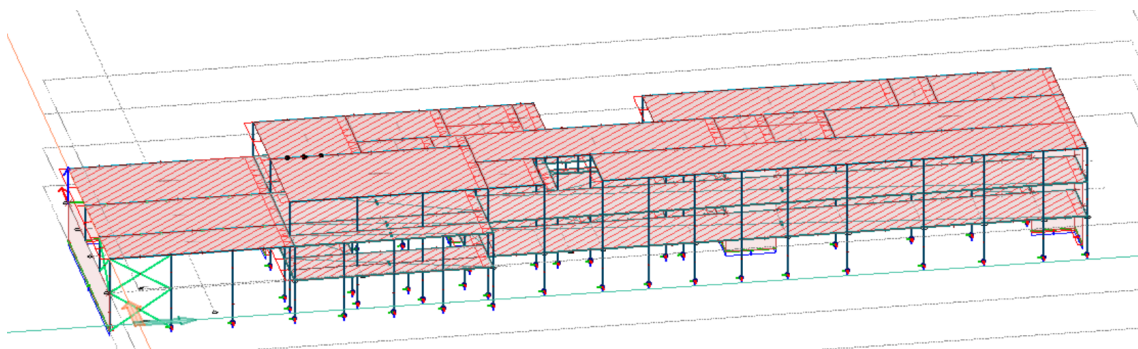
Laster

Lastene påføres ved å opprette lasttilfeller for de forskjellige lasttypene som påvirker konstruksjonen. Her oppretter vi lasttilfeller for egenlast, nyttelast, snølast og vindlaster. Egenlasten for bygget blir automatisk generert, og det legges i tillegg til øvrige permanente laster iht 3.6.1 "Egenlast". Nyttelasten påføres som en flatelast over hver etasje og snølast som flatelast på taket. For vindlast lager vi egne lasttilfeller for hver vindretning hvor lastene påføres som linjelaster på de påkjente komponentene.

Det skal i tillegg påføres skjevstillingslaster på konstruksjonen. Her bruker vi FEM-design sin egen funksjon for skjevstillingslaster. Funksjonen beregner størrelsen på skjevstillingslastene fra massene i bygget, og påfører lastene til bygget i 4 forskjellige lasttilfeller. Verdier for disse lastene vises i tabell 3.6. Lastene blir påført som horisontale flatelaster på dekker og tak.



Figur 3.19: FEM-modellen påført snølast

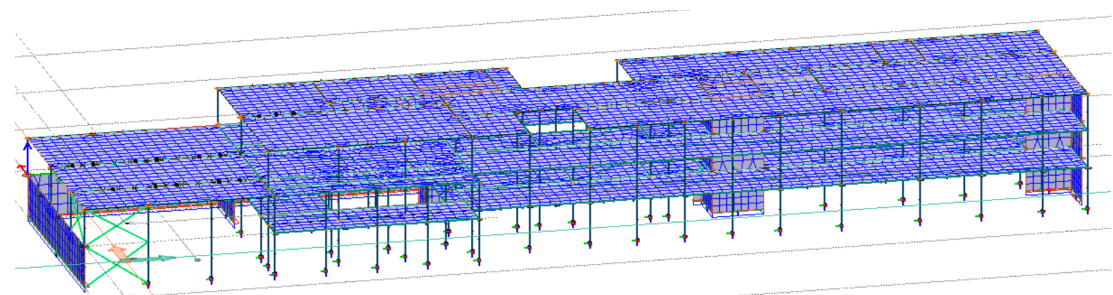


Figur 3.20: FEM-modellen påført skjevstillingslaster

Når alle lastene er påført skal det opprettes lastkombinasjoner. Dette gjøres ved å opprette lastgrupper med de forskjellige lasttypene for bygget. I lastgruppene bestemmes hvilken lasttype, varighet og sikkerhetsfaktorer lastene har. Når lastgruppene er laget og alle lastene inngår i en gruppe, genereres lastkombinasjonene. FEM-design bruker da informasjonen som er lagt inn i lastgruppene til å lage alle nødvendige lastkombinasjoner for valgte grensetilstander.

Analyse

Neste steg er å analysere konstruksjonen under påvirkning av lasttilfeller og lastkombinasjoner. FEM-design bruker da materialegenskaper, tverrsnittdata og lastene for å finne ut hvordan kreftene fordeles over konstruksjonen, og hvordan de forskjellige komponentene reagerer på kreftene. Figur 3.21 viser hvordan FEM-design deler modellen inn i et elementnett for å benytte elementmetoden for videre beregninger.



Figur 3.21: Elementmetoden visualisert

Når analysen er ferdig kan vi finne resultater som er nødvendig for dimensjonering av tverrsnitt

og materialer. Her er det viktig å vite hvilke resultater som er nødvendige og hvordan de leses. Resultatene vi bruker fra denne analysen er reaksjonskrefter på fundamentplan, indre krefter i bjelker og søyler og deformasjoner.

Vi kjører også egen analyse av betongveggene og av stålprofilene. Fra betonganalysen finner vi nødvendig armeringsmengde og fra stålanalysen leser vi av utnyttingsgraden til stålprofilene i konstruksjonen. Vi bruker også FEM-design til seismisk analyse, noe som blir nærmere beskrevet i kapittel 3.8.2 "Seismisk analyse".

Dokumentasjon

I tillegg er det vanlig å lage en FEM-rapport for prosjektet. Dette er noe som også kan gjøres i fem-design. En FEM-rapport er et dokument som skal inneholde all nødvendig informasjon om modellen, laster og resultater. Denne rapporten dokumenterer analysene som er utført, og gjør nødvendige resultater lett tilgjengelige for alle interessenter.

3.8.2 Seismisk analyse

Vi har tidligere funnet ut at seismisk last ikke kan utelates og det må derfor gjøres seismisk analyse av konstruksjonen, til dette benytter vi FEM-design.

Masse konvertering

Det første som må gjøres ved seismisk analyse i FEM-design er å finne lastfaktorene som skal benyttes for konvertering av masser. EC0 tabell A1.3 bestemmer hvilke laster som skal inngå i seismisk påvirkning, og hvilken faktor som skal benyttes for lastene.

Tabell A1.3 – Dimensjonerende verdier for laster for bruk i kombinasjoner med ulykkeslaster og seismiske laster

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Ikke-dominerende variable laster (**)	
	Ugunstig	Gunstig		Hovedlast (hvis aktuelt)	Andre laster
Ulykkesituasjon (*) (Ligning 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	A_d	$\psi_{1,1}$ eller $\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismisk situasjon (Ligning 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$A_{Ed} = \gamma A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	

(*) Når det gjelder dimensjonerende ulykkesituasjoner, kan den viktigste variable lasten fastsettes til den ofte forekommende verdien, eller som i seismiske lastkombinasjoner, til den tilnærmet permanente verdien. Valget er angitt i det nasjonale tillegget, avhengig av hvilken ulykkeslast det gjelder. Se også NS-EN 1991-1-2.

(**) Variable laster er de som er oppført i tabell A1.1.

AC

Figur 3.22: Lastkombinasjoner med ulykkeslaster og seismiske laster, Tabell A1.3 fra EC0

Vi ser fra tabell A1.3 at lastfaktor ψ_2 skal benyttes for seismisk situasjon. Tabell A1.1 angir anbefalte verdier for de forskjellige faktorene. Bygningen er i kategori C som fører til at nyttelaster skal ha faktor 0,6. Snølaster skal ha faktor 0,2, mens vindlaster ikke skal inkluderes i seismisk situasjon. Disse verdiene legges inn for masse konvertering i FEM-design, hvor verdiene brukes for å beregne bygningens egenfrekvenser.

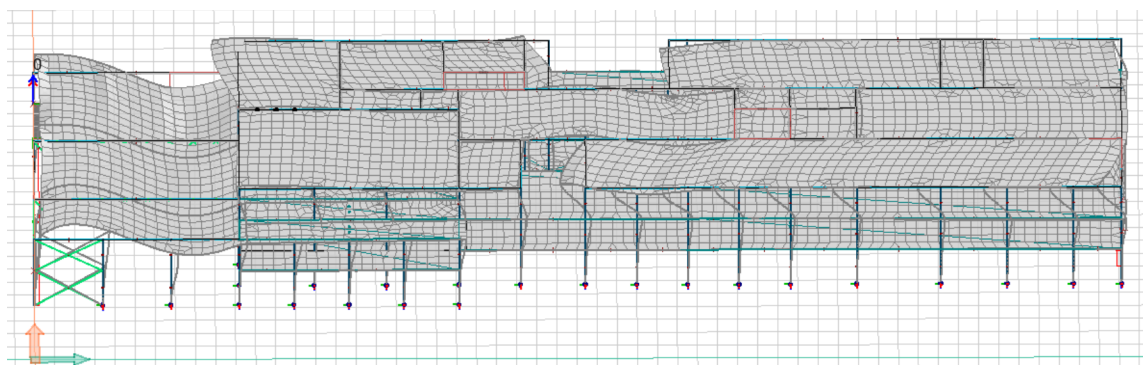
Tabell A1.1 – Anbefalte verdier for ψ -faktorer for bygninger

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kategorier for nyttelaster i bygninger (se NS-EN 1991-1-1)			
Kategori A: innendørs bostedsarealer	0,7	0,5	0,3
Kategori B: kontorarealer	0,7	0,5	0,3
Kategori C: arealer hvor personer kan samles	0,7	0,7	0,6
Kategori D: forretningsarealer	0,7	0,7	0,6
Kategori E: lagerarealer	1,0	0,9	0,8
Kategori F: trafikkarealer, kjøretøyvekt $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Kategori G: trafikkarealer, $30\text{kN} < \text{kjøretøyvekt} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategori H: tak	0	0	0
Snolaster på bygninger (se NS-EN 1991-1-3)*			
Finland, Island, Norge, Sverige	0,70	0,50	0,20
Øvrige CEN-medlemsland, for steder med beliggenhet $H > 1000\text{ m o.h.}$	0,70	0,50	0,20
Øvrige CEN-medlemsland, for steder med beliggenhet $H \leq 1000\text{ m o.h.}$	0,50	0,20	0
Vindlaster på bygninger (se NS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperatur (ikke brann) i bygninger (se NS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
MERKNAD ψ -verdiene kan fastsettes i det nasjonale tillegget.			
* For land som ikke er nevnt nedenfor, se relevante lokale vilkår.			

Figur 3.23: Anbefalte verdier for ψ -faktoren, Tabell A1.1 fra EC0

Egenfrekvenser

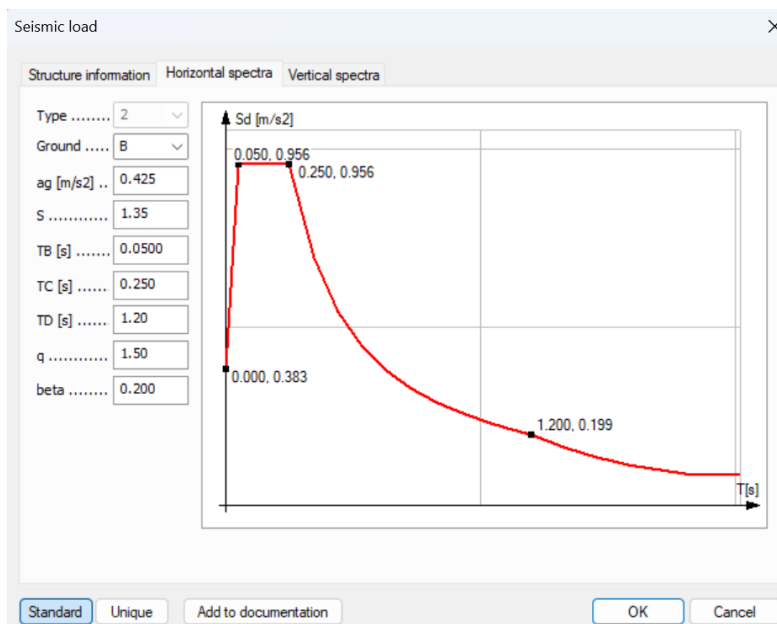
Når faktorene for masse konvertering er lagt inn i programmet kan det kjøres analyse av egenfrekvenser. Her beregner programmet egenfrekvenser og egensvingeperioder for konstruksjonen ut fra definerte data i masse konvertering. Egenfrekvensene skal benyttes for å gjøre seismisk analyse av bygningen. Figur 3.24 viser hvordan bygget deformerer seg under den dominerende egensvingeperioden.



Figur 3.24: Deformasjoner ved dominerende egenfrekvens

Dimensjonerende responspektrum

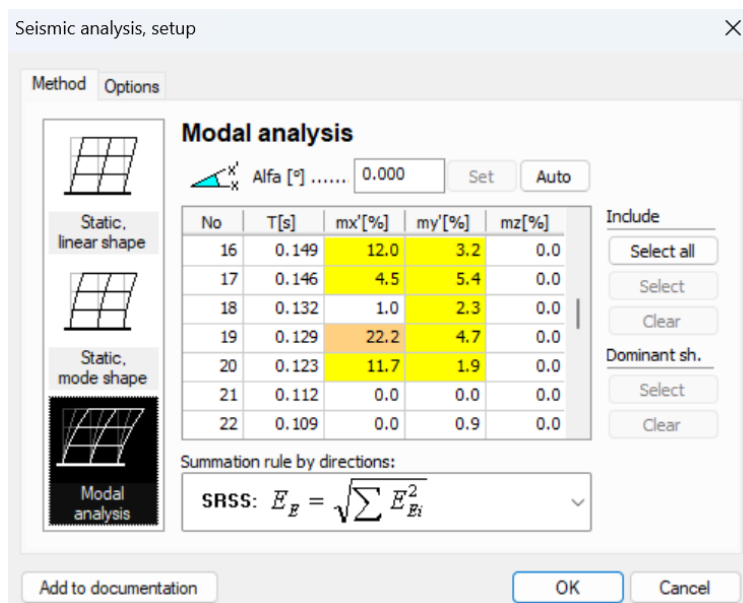
For å utføre seismisk analyse må parametre for den seismiske lasten legges inn. Disse er beskrevet og definert tidligere i rapporten under avsnitt 3.6.5 "Seismisk last". Når verdiene legges inn, vil programmet definere et dimensjonerende responspektrum som brukes under analysing av seismisk påvirkning. Figur 3.25 viser det dimensjonerende responspektretumet for konstruksjonen og verdier for de seismiske parametrene.



Figur 3.25: Dimensjonerende responspektrum i FEM-design

Analyse

Når egenfrekvensene er funnet og responspektrumet er definert er det klart for å kjøre seismisk analyse av modellen. For å gjøre dette må vi velge hvilke svingeformer og egenfrekvenser vi ønsker å inkludere i analysen. Vi velger de svingeformene som har størst masse i bevegelse, til vi oppnår en sum på minst 90% av konstruksjonens masse i bevegelse i både X- og Y-retning, noe som er et krav i henhold til EC8. Svingeformene med størst masse i bevegelse velges til dominante svingeformer. Figur 3.26 viser et utklipp fra utførelsen av dette.



Figur 3.26: Valg av svingeformer

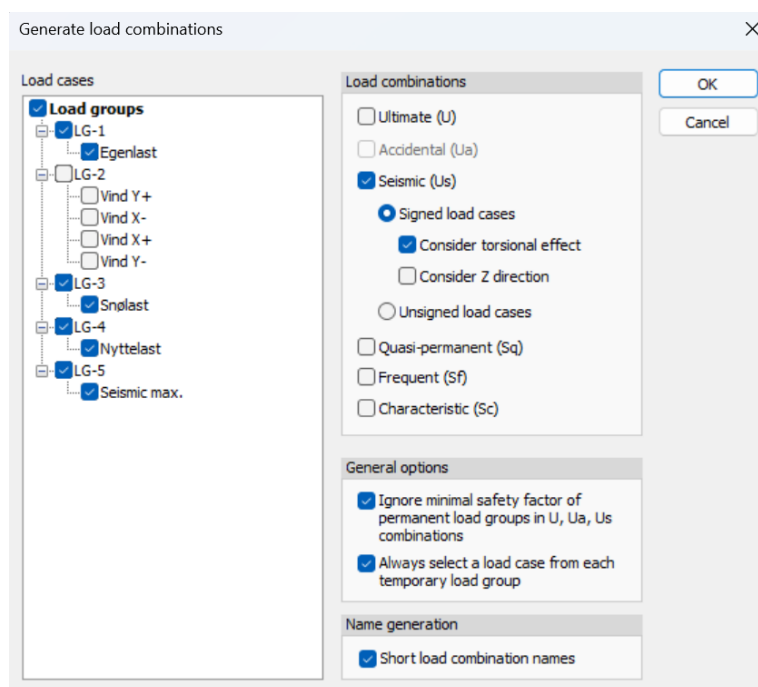
Når aktuelle svingeformer er valgt og vi har oppnådd minst 90% masse i bevegelse, kjører vi seismisk analyse. Programmet finner da ut hvordan jordskjelv vil påvirke konstruksjonen og regner ut seismiske krefter.

Kontroll av dimensjonerende last

Etter at de seismiske lastene for bygget er definert, kontrollerer vi om seismisk last er dimensjonerende eller ikke. Kontrollen gjøres ved å sammenligne skjerkrefter på fundamentplan og deformasjoner ved seismisk påvirkning mot vind + skjevstilling. Dersom seismisk last ikke er dimensjonerende er det ikke behov for å inkludere disse lastene i videre lastkombinasjoner. For denne konstruksjonen fant vi ut at seismisk last er dimensjonerende i en av retningene og må derfor inkluderes videre i dimensjoneringen. Utførelse og resultater fra denne kontrollen er presentert i FEM-rapporten som er vedlagt (Vedlegg B).

Seismiske lastkombinasjoner

Seismiske laster skal kombineres med andre laster ved å benytte lastfaktorene som er beskrevet tidligere. For å sette opp nødvendige seismiske lastkombinasjoner i FEM-design legger vi til de seismiske lastene i en egen lastgruppe, og deretter oppretter de ulike lastkombinasjonene. Det er viktig å velge ut hvilke laster som skal inkluderes og hvilke grensetilstander det skal genereres kombinasjoner for. Programmet benytter da lastfaktorene som er lagt inn under masse konvertering og genererer alle nødvendige lastkombinasjoner for seismisk dimensjonering. Figur 3.26 viser utklipp av hva som er inkludert ved generering av kombinasjonene.



Figur 3.27: Generering av seismiske lastkombinasjoner i FEM

Tabell over alle lastkombinasjoner vises i FEM-rapporten som ligger vedlagt.

Resultater

Når alle lastkombinasjoner er opprettet kjører vi analyse av lastkombinasjonene for å finne krefter og reaksjoner i konstruksjonen. Ved å sammenligne resultater fra seismiske kombinasjoner mot kombinasjoner i bruddgrense fant vi her ut at de største kreftene og påkjenningene for konstruksjonen kom i bruddgrensetilstanden. Aktuelle resultater for alle tilstandene er visualisert i FEM-rapporten (Vedlegg B).

3.9 Dimensjonering

Dimensjonering av tverrsnitt i konstruksjonen gjøres ved hjelp av analyser i FEM-design.

3.9.1 Søyler

Analyseresultater som benyttes for dimensjonering av søyletverrsnitt er utnyttelsesgrad i brudd og ulykkestilstand. Vi ønsker at stålprofilene i konstruksjonen skal ha en utnyttelsesgrad under 80%. Analyser i FEM-design beregner hvilke trykkrefter, strekkrefter, skjærkrefter og momentbelastninger søylene utsettes for under påkjenninger fra lastkombinasjoner, og gir ut resultater for største utnyttelsesgrad i hvert tverrsnitt. Utnyttelsesgraden som gis av programmet baseres på beregninger for knekking og kapasitet av søyletverrsnitt. Resultatene benytter vi til å velge dimensjoner for de ulike søylene. Vi prøver å unngå å benytte mange forskjellige tverrsnitt da dette vil komplisere leveranser og arbeidet på byggeplass. Når alle søylene har en utnyttelsesgrad under 80% og beregninger er kontrollert mot håndberegninger (vedlegg F - Del 2), har vi et resultat vi er fornøyde med, og søylene er ferdig dimensjonert.

3.9.2 Bjelker

Dimensjonering av bjelketverrsnitt gjøres på samme måte som ved dimensjonering av søyler, men her må vi også ta hensyn til nedbøying og vipping av bjelkene.

Når alle bjelketverrsnittene er dimensjonert etter utnyttelsesgrad i brudd og ulykkestilstanden, må de også dimensjoneres for nedbøying i bruksgrensetilstanden. Her har vi valgt å kreve at bjelkene ikke skal ha nedbøying større enn $L/300$ iht kapittel 3.5.3. Vi kontrollerer bjelkene som har størst nedbøying i FEM-modellen med håndberegninger, denne kontrollen viser at FEM-modellen gir fornuftig svar (vedlegg F - Del 2). Når nedbøyningene er kontrollert og godkjent er bjelkene ferdig dimensjonert.

3.9.3 Fagverk

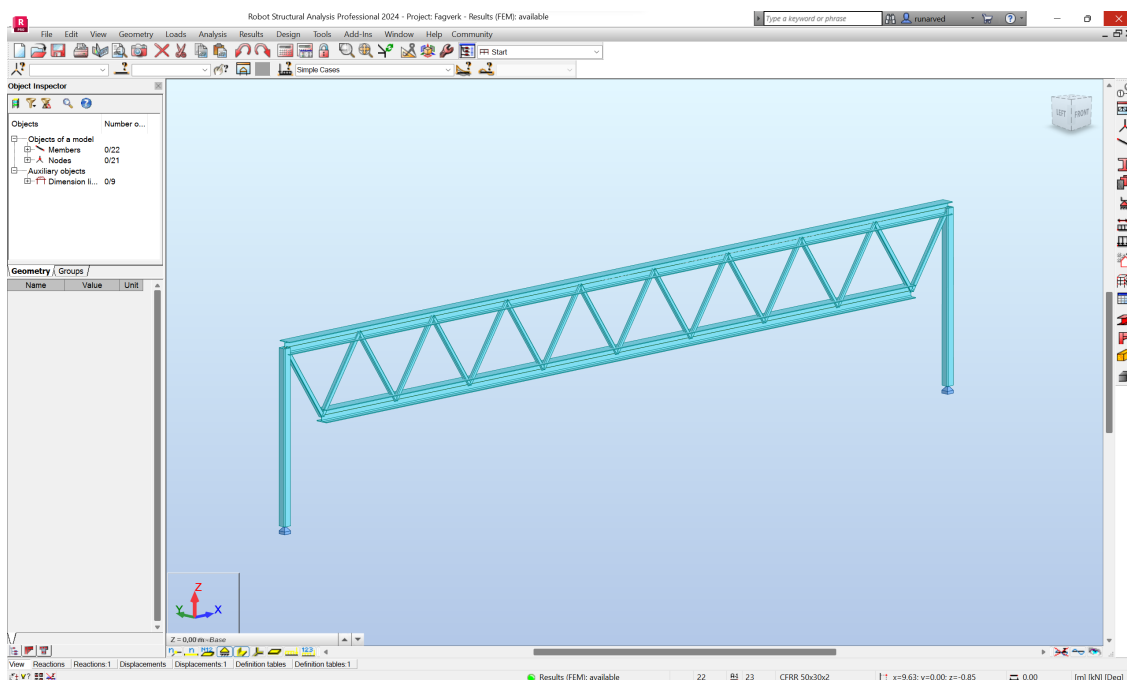
Vi har valgt å benytte Robot Structural Analysis for å dimensjonere fagverkene i konstruksjonen. Dette i samråd med vår veileder i Norconsult, siden vi av tidligere erfaring har hatt problemer med fagverk i FEM-design. Dette er videre diskutert i kapittel 5 "drøfting".

Vi modellerer fagverket og påfører aktuelle laster, for deretter å analyserer krefter og reaksjoner. Figur 3.28 viser hvordan fagverket er modellert i Robot. Vi har utarbeidet et dokument som nærmere beskriver vår fremgangsmåte, resultater og optimalisering av fagverket. Dette er vist i Vedlegg E.

3.9.4 Fundamenter

Til beregning av fundamenter har vi valgt å benytte Ove sletten programvaren BTSnitt. Ved beregning av fundamenter skal laster fra konstruksjonen overføres ned til grunnen. Overført grunntrykk og snittkrefter beregnes, og i tillegg gjennomføres det kontroller for moment, skjær, riss og gjennomlokking.

Parametere som angis er geometri, ønsket armeringsdiameter, grunnforhold, lastfaktorer for brudd og bruksgrense, samt faktorer for brudd i grunnen iht Tabell NA.A1.2(C). Nødvendig armering blir beregnet, samt at krefter og grunntrykk kontrolleres.



Figur 3.28: Fagverket modellert i Robot

Mer detaljert beskrivelse av dimensjonering av fundamenter er beskrevet i vedlegg D - del 4. Som vist i vedlegget er det delt inn i tre ulike soner på søylefundament, samt det er gjort beregning av en bankett under sjakt og en bankett under avstivende vegg.

3.9.5 Bakvegg

Til beregning av bakveggen benyttes Ove Sletten programmet BTSnitt. Bakveggenes oppgave er å holde mot jordtrykket, samt bære konstruksjonsdeler som ligger over. I BTSnitt brukes funksjonen "Beregning av støttemur" ved beregning av bakveggen. Når bakveggen dimensjoneres som en støttemur beregnes det slik at momentkapasiteten til veggen er tilstrekkelig for å føre alle krefter ned til grunnen. Grunnen til dette er videre beskrevet i kapittel 5 "Drøfting".

Det beregnes overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter. Armeringsmengder beregnes og det gjennomføres moment, skjær og risskontroll. Støttemur blir dimensjonert etter Håndbok V220 fra vegdirektoratet.

Parameterene som angis er geometri, materialegenskaper, påførte laster og grunnforhold. Metoden her er å først bestemme materialegenskapene til veggen, for deretter å prøve seg frem med geometriske tverrsnitt frem til overført grunntrykk er innenfor. I tillegg må veggens moment, skjær og rissbegrensninger være tilfredsstillende. Beregninger er vist i Vedlegg D - del 3, og nødvendig tverrsnitt er beskrevet under resultater.

3.9.6 Håndberegninger

Det gjøres enkelte håndberegninger underveis for å kontrollere at resultatene som er gitt fra anvendte programvarene samsvarer med direkte bruk av Eurokodene. Alle håndberegningene er lagt ved som vedlegg og under er en kort oversikt over hva de inneholder.

Vedlegg F del 1 (Laster):

1. Snølast på tak:

Håndberegninger av snølast på tak.

2. Vindlast gymsal (Retning Y+ og X+):

Håndberegninger av vindlast på gymsal. Resultatene samsvarer med beregninger i Ove Sletten (Vedlegg D - del 2) og kontrollen er ok.

Vedlegg F del 2 (Konstruksjonsdeler):

1. Bjelke:

Håndberegninger av den mest belastede bjelken i modellen, og kontrollert resultatet av dette opp mot resultat fra FEM-design. Gjennomført beregninger av krefter og momentfordeling, samt tverrsnittskapasitet, nedbøyning og vipping. Håndberegningene viser at bjelken er tilstrekkelig, noe som samsvarer med resultater fra FEM-design. Vi konkluderer derfor med at beregningene gjort av FEM-design er korrekte.

2. Søyle:

Håndberegninger av den mest utsatte søylen for å kontrollere beregninger gjort i FEM-design. Kontrollert krefter og momentfordeling, og kontrollert søylen mot knekking. Håndberegningene viser at søylen er tilstrekkelig noe som samsvarer med resultater fra FEM-design. Vi konkluder derfor med at beregninger gjort i FEM-design er korrekte.

4 RESULTAT

Siden dette i hovedsak er en dimensjoneringsoppgave, er de viktigste resultatene hvilke tverrsnitt det er behov for i de ulike konstruksjonsdelene. Under vil derfor de ulike delene av bæresystemet presenteres med relevant info, og en oppsummering av totale mengder. Dette er beregnet ved hjelp av FEM-design, Robot og ved håndberegninger. Bæresystemet og tverrsnitt er vist i tegninger vedlagt som Vedlegg A.

4.1 Søylar

Søylar er dimensjonert utfra beregnet lastpåkjenning. Plassering og nødvendig tverrsnitt er vist i tegninger i Vedlegg A ("Dekke over"). Under er en oversikt over valgte søyleprofiler vist i tabell 4.1.

Tabell 4.1: Resulterende søyletverrsnitt, med type, total lengde og total stålvekt.

Type	Total lengde	Total stålvekt
CF-RHS150x4	176,22 m	3171 kg
CF-RHS150x8	344,31 m	11668 kg
CF-RHS150x10	31,79 m	1312 kg
CF-RHS200x10	157,09 m	8951 kg
CF-RHS200x12,5	28,40 m	1939 kg
Totalt	737.80 m	27041 kg

4.2 Bjelker

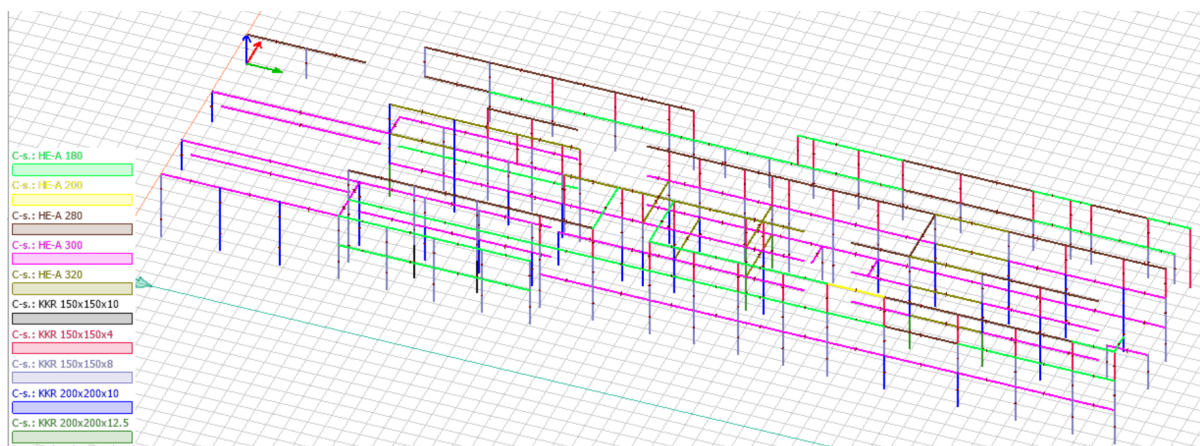
Bjelker er dimensjonert utfra beregnet lastpåkjenning. Plassering og nødvendig tverrsnitt er vist i tegninger i Vedlegg A ("Dekke over"). Under er en oversikt over valgte bjelkeprofiler vist i tabell 4.2. Tabellen inkluderer også tverrsnitt brukt i fagverk.

Tabell 4.2: Resulterende bjelketverrsnitt, med type, total lengde og total stålvekt.

Type	Total lengde	Total Stålvekt
CF-RHS100x8	76,57 m	1638 kg
HEA180	223,18 m	7920 kg
HEA200	81,60 m	3451 kg
HEA 280	207,65 m	15859 kg
HEA300	464,12 m	40968 kg
HEA320	121,02 m	11808 kg
HSQ250x150x25	21,90 m	1730 kg
HSQ250x250x35	21,90 m	4249 kg
Totalt	1273,22 m	88351 kg

4.3 Plassering ståltverrsnitt

Som vist i figur 4.1 har vi laget en oversikt over plassering av forskjellige ståltverrsnitt i konstruksjonen. Denne er utarbeidet i FEM-design og viser ulike ståltverrsnitt med fargekoder. I FEM-rapporten har vi lagt ved slike oversikter over hver etasje for å gjøre det mer leselig. Dette er resultater som er benyttet ved utarbeidelse av tegninger.



Figur 4.1: Oversikt over plassering av forskjellige ståltverrsnitt

4.4 Fundamenter

Fundamenter er dimensjonert utfra beregnet lastpåkjenning. Tabell 4.3 viser punktfundament og tabell 4.4 viser stripefundament. Plassering, dimensjoner og armering er vist på fundament, og armeringstegninger i Vedlegg A.

Tabell 4.3: Punktfundamenter, med dimensjoner og antall.

Fundamentstørrelser	Antall
2250x2250x450 mm	14 stk
1530x1530x250 mm	30 stk
850x850x200 mm	10 stk

Tabell 4.4: Stripefundamenter, med dimensjoner og konstruksjonsdel.

Fundamentstørrelser	Konstruksjonsdel
1850x350 mm	Sjakter
2550x450 mm	Avstivende vegg

4.5 Bakvegg

Bakvegg er dimensjonert utfra beregnet lastpåkjenning. Plassering, dimensjoner og armering for bakvegg er vist i tegninger i Vedlegg A. Tabell 4.5 viser en oversikt over dimensjonene av veggen.

Tabell 4.5: Resulterende bakvegg, med nødvendig bankett og tykkelse.

Nødvendig bankett	Nødvendig tykkelse
1650x300 mm	350 mm

4.6 Avstivende system

Sjakter og vindkryss er dimensjonert for å håndtere horisontale lastpåvirkninger og tilføre stabilitet til bygget. Nødvendig tverrsnitt og armering er dimensjonert, og vist på detaljtegninger i Vedlegg A. Tabell 4.6 viser parametrene veggskivene støpes med og tabell 4.7 viser valgt tverrsnitt for vindkryss.

Tabell 4.6: Resulterende veggskiver, med betongkvalitet og tykkelse.

Betongkvalitet	Tykkelse
B35	250 mm

Tabell 4.7: Resulterende vindkryss, med type, total lengde og total stålvekt.

Type	Total lengde	Total stålvekt
CF-RHS80x6	55,28 m	729 kg

4.7 Dekker

Hulldekker er valgt ved hjelp av tabeller gitt av leverandør, og kontrollert for påførte krefter. Plassering av de ulike tverrsnittene er vist i tegninger i Vedlegg A ("Dekke over"). Tabell 4.8 viser valgte hulldekker.

Tabell 4.8: Resulterende hulldekker, med elementtype og lengste spenn.

Elementtype (b/h)	Lengste spenn (m)
1200/200	7,8
1200/265	9
1200/320	11,9

4.8 Tak

Valg av elementtype og tverrsnitt er beregnet ved hjelp av tabeller gitt av leverandør, og er kontrollert for påførte krefter. Leverandørens krav til maksimal skjærstrøm mellom elementer er tilfredsstillt, og visualisert i FEM-rapporten (Vedlegg B). Plassering av de ulike tverrsnittene er vist i Vedlegg A ("Dekke over"). Tabell 4.9 viser valgte lett-tak.

Tabell 4.9: Resulterende Lett-tak, med elementtype og lengste spenn.

Elementtype (h/t)	Lengste spenn (m)
310/1,8	10,6
360/2,0	12,2

4.9 Totale mengder

Tabell 4.10 angir de totale mengdene plassenbetong, armering og stål som benyttes til bæresystemet på bygget. Disse verdiene kan være etterspurt av utførende entreprenører for å gjøre prisoverslag.

Tabell 4.10: Resulterende totale mengder.

Material	Mengde	Type
Betong	957 m ³	B35
Armering	63,5 tonn	BC500
Stål	115,4 tonn	S355

5 DRØFTING

5.1 Valg av bæresystem

Den fullførte dimensjoneringen har resultert i bæresystemet beskrevet over. Bæresystemet er tilstrekkelig innenfor brudd-, bruks- og ulykkesgrensetilstand. Det er utarbeidet i henhold til gjeldende standarder og forskrifter, og kan derfor anses som et fungerende bæresystem for Hessa barneskole. Dette er en mulig løsning på et bæresystem for Hessa barneskole, men faktorer som økonomi og bærekraft er ikke betraktet i denne oppgaven, og det kan derfor hende at det finnes mer optimale løsninger.

Følgende bæresystem er valgt på bakgrunn av flere faktorer. Arkitekttegningene vi tok utgangspunkt i var strukturert i et relativt symmetrisk og ryddig aksesystem. Dette aksesystemet passet fint med samvirket av stål og prefabrikkerte betongelementer, siden det ikke var behov for store endringer for å etablere søylerekker og kontinuerlige bjelker for opplegg av hulldekkene. En annen mulighet hadde vært å benytte søyler og bjelker i prefabrikkert betong. En slik løsning kunne gitt både fordeler og ulemper sammenlignet med løsningen vi valgte. Betong er et meget brannbestandig materiale med lang levetid, men samtidig vil en stålsøyle gi tilstrekkelig styrke, med en slankere konstruksjon, og dermed beslaglegges mindre av arealet i etasjene.

5.2 Forenklinger

Underveis i prosjekteringen har det vært fokus på hvilke forenklinger som gjøres i bransjen, og betydningen av disse. Forenklinger vi har gjort er:

- Ikke benyttet arealreduksjonsfaktor
- Ikke tatt hensyn til vindlast på tak
- Overdimensjonering (karakteristisk i SLS)
- Overdimensjonering (konservative faktorer)
- Forutsatt fastholding ut av planet på fagverket

Vurderingen av forenklingene vil bli diskutert under.

Som nevnt under kapittel 2.6.2 "Nyttelast", ble arealreduksjonsfaktoren α_A ikke benyttet i beregningene av nyttelast. Dette er en forenkling som kan gjøres, avhengig av prosjekt i følge vår veileder. Faktoren vil gi redusert nyttelast, men øker arbeidsmengden ved prosjekteringen. Vi gjorde en vurdering der vi satt arbeidsmengde opp mot den reduserende lastpåvirkningen bruk av faktoren ville gi. Her konkluderte vi med å utelate reduksjonsfaktoren, da den ville gitt liten reduksjon av lastene i dette prosjektet siden det er relativt små nedslagsfelt til hver søyle. Bruk av arealreduksjonsfaktorer bør vurderes for hvert enkelt prosjekt med tanke på hvilke gevinster bruk eller utelatelser gir, siden det ved større spenn og nedslagsfelt på lastene vil kunne gi en vesentlig reduksjon av lastene.

Vindlast på tak er ikke inkludert i dimensjoneringen. Ifølge vår veileder i Norconsult, er dette en vanlig forenkling å gjøre. Vindlast på tak gir i de fleste tilfeller sug, som vanligvis har en gunstig effekt på konstruksjonens bæresystem. I tilfeller der bæresystemet er lett med store åpne rom, kan vindlasten gi taket et "løft" som ikke er gunstig. Vi kontrollerte dette ved å se over vindlastberegningene for tak gjort i Ove Sletten (Vedlegg D - del 1). Her vises det at de fleste sonene på taket fikk sug, og noen få med trykk. Siden sonene med trykk skal multipliseres med

en såpass liten faktor, blir disse lastene meget små sammeliknet med snølast på tak. Vi har derfor vurdert at det er en fornuftig forenkling å neglisjere vindlast på tak.

En annen forenkling vi har benyttet oss av er å dimensjonere bruksgrensetilstand med tilfellet ”karakteristisk” på hele konstruksjonen. Ved bruk av ”karakteristisk” er det ikke behov for spesifikke vurderinger i konstruksjonen, siden det er det ugunstigste tilfellet med strengeste faktorer. Noen plasser i konstruksjonen hadde det vært tilstrekkelig å benytte ”ofte forekommede” eller ”tilnærmet permanent” ved beregninger av nedbøyning. Dette krever vurderinger i hvert enkelt tilfelle, og derfor økt arbeidsmengde. Å benytte ”Karakteristisk” er det ”strengeste” av de tre tilfelle, og bidrar derfor i noen tilfeller til økt grad av overdimensjonering. Noe som har negativ innvirkning på materialbruk og dermed økonomi og klima.

Det er ved flere anledninger benyttet konservative faktorer i beregninger ved dette prosjektet. Grunner til dette er usikkerhet knyttet til beregninger, og for å redusere arbeidsmengden. Tilfeller med tvil om hvilken sone bygget skal stå i eller der det er behov for kompliserte vurderinger, har vi valgt å benytte faktorer anbefalt i Eurocode, selv om det ved mer detaljerte beregninger er mulig å finne faktorer som kunne gitt mindre lastpåvirkning på bygget. Ved slike valg har vi alltid brukt faktorene som gir værst påvirkning på bygget.

5.3 Andre utfordringer

Modellere opp et bæresystem i Revit var første steg i prosessen. Vi hadde et ønske om å samarbeide i én modell, men dette var ikke så enkelt som først antatt. Slike funksjoner krever lisenser som vi mangler tilgang til. Hele gruppen modellerte derfor opp hvert sitt bæresystem i Revit. Dette tok opp mye tid oppstart og var antageligvis ikke den beste løsningen med tanke på tidsbruk. Til tross for dette har det trolig gagnet gruppen med tanke på felles forståelse av konstruksjonens oppbygging.

Overføringen av bæresystemet fra Revit til FEM-design krevde en del arbeid. En direkte overføring er i teorien mulig, men etter tidligere erfaringer og råd fra Norconsult, har vi erfart at modellen ofte kan få feil ved en slik overføring. Feil i modellen kan oppstå grunnet små unøyaktigheter utført i Revit som kan være vanskelig å oppdage. Vi valgte derfor å kun importere aksesystemet, for deretter å modellere opp bæresystemet på nytt i FEM-design. Her er det også mulig at feil har oppstått siden modellen ble replikert.

En svakhet som vi har erfart med FEM-design er dimensjonering av fagverk. Funksjonen krever at alle deler av fagverket tegnes inn, uten hjelp til lik utforming av avstander. Ved gjentatte forsøk og analyser ga dette urealistiske resultater med tanke på deformasjoner. Det virker som at det blir feil i knutepunktene, som resulterte i dårligere kapasitet enn hva som var reelt. Vi bestemte oss derfor for å isolere dimensjoneringen av fagverk i Robot, siden dette er en programvare vi har blitt kjent med gjennom skolen og som opplevdes som mer brukervennlig til denne oppgaven. Det viste seg likevel at beregningene utført i robot ikke ble helt reelle, da det i parametrene for beregningene er antatt at fagverket er fastholdt ut av planet, noe som er vanskelig å gjennomføre i praksis. Det er mulig å unngå denne begrensningen, men det kompliserer beregningene i Robot betraktelig. Som en forenkling i denne oppgaven har vi derfor valgt å sette forbehold om at fagverket er fastholdt ut av planet.

En annet utfordring som dukket opp underveis var dimensjonering av bakveggen. Den er påvirket av jordtrykk og vil derfor overføre horisontalkrefter inn i dekkeskivene. Hulldekkelevereandøren, ønsker minst mulig horisontalkrefter inn i dekkene, og vi ble derfor nødt til å finne en løsning

på dette. Vi valgte å dimensjonere bakveggen som en støttemur, og dermed føre disse kreftene ned til grunnen. Dette er en beregning vi valgte å gjøre isolert i Ove sletten, siden det ville komplisert FEM-modellen betraktelig. Dermed er det kun påført vertikale punktlaster, samt vertikal linjelast fra hulldekkene i plan 01 i FEM-modellen.

En tredje utfordring i FEM-design er å hente ut og avlese resultatene fra rapporten korrekt. Vi ble nødt til å inkludere seismisk dimensjonering på dette prosjektet, siden kravene til utelatelse ikke ble opplyst. En slik utelatelse ville vært verdifull, da seismisk last er komplisert å påføre riktig, og samtidig gir en betydelig økning i antall lastkombinasjoner. Det gir også en relativt uryddig lastpåvirkning på konstruksjonen, som medfører at vurderinger og avlesing av resultater blir både vanskeligere og mer tidkrevende.

6 KONKLUSJON

Den gjennomførte dimensjoneringen resulterte i et bæresystem som tilfredsstillende gjeldende krav til både bæreevne og funksjon. Bæresystemet består av stål og betongelementer. Til avstivning av konstruksjonen er stive skiver i betong og vindkryss benyttet.

Etter diskusjonsdelen av denne oppgaven kan det anses at forenklingene som benyttes i bransjen ofte virker tidsbesparende under dimensjoneringen, i tillegg til at de kan bidra til å gjøre resultater mer forståelig og leselig. Forenklingene kan likevel ha noe innvirkning på resultater, og hvilke forenklinger som gjøres må derfor vurderes opp mot hvert prosjekt.

Oppgaven har gitt oss god innsikt i hvordan det er å jobbe som rådgivende ingeniør i byggebransjen. Oppgaven har økt vår kompetanse innenfor prosjektering, dimensjonering og bruk av programmer som revit, FEM-design, ROBOT og Ove Sletten.

Referanser

- [1] Ingvild Liadal. *Hessa skole - Ålesund kommune*. URL: <https://alesund.kommune.no/samfunnsutvikling/slik-bygger-vi-alesund/prosjekt-kommunale-bygg/hessa-skole.14935.aspx> (sjekket 15.05.2023).
- [2] *Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven) - Lovdata*. Jun. 2008. URL: <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71> (sjekket 24.02.2023).
- [3] Direktoratet for byggkvalitet. *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*. Jun. 2021. URL: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17> (sjekket 22.03.2023).
- [4] Direktoratet for byggkvalitet. *Byggesaksforskriften (SAK10) med veiledning*. URL: <https://dibk.no/regelverk/sak/1/1/innledning> (sjekket 03.05.2023).
- [5] § 1-3. *Definisjoner*. URL: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/1/1-3> (sjekket 23.03.2023).
- [6] *Eurokoder — standard.no*. URL: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (sjekket 23.03.2023).
- [7] Standard Norge. *Standardisering — standard.no*. Okt. 2021. URL: <https://www.standard.no/standardisering/> (sjekket 23.03.2023).
- [8] Standard Norge. *Norsk Standard — standard.no*. Mar. 2022. URL: <https://www.standard.no/standardisering/norsk-standard/> (sjekket 05.05.2023).
- [9] Autodesk. *Revit-programvare — Se priser, og kjøp Revit 2023*. URL: <https://www.autodesk.no/products/revit/overview> (sjekket 05.05.2023).
- [10] Norconsult. *FEM-Design - Analyser med stor nøyaktighet - Norconsult Digital*. URL: <https://norconsultdigital.no/produkter/fem-design/> (sjekket 05.05.2023).
- [11] Kolbein Bell og Runald Walter Meyer. *elementmetoden*. Okt. 2022. URL: <https://snl.no/elementmetoden> (sjekket 09.05.2023).
- [12] Focus. *Ove Sletten - Sogelink - Focus Software AS*. Mai 2020. URL: <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/> (sjekket 05.05.2023).
- [13] Symetri. *Robot Structural Analysis Professional*. URL: <https://www.symetri.no/produkter/robot-structural-analysis-professional/> (sjekket 09.05.2023).
- [14] *What Is Excel and How it Works*. Okt. 2021. URL: <https://microsoft-excel.en.softonic.com/articles/what-is-excel-and-how-it-works> (sjekket 24.04.2023).
- [15] Standard Norge. *Eurokode 0 - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+A1:2005+AC:2010+NA:2016*. Mai 2016.
- [16] Magne Maage mfl. *Betong - Regelverk, teknologi og utførelse*. 1. utg. Bergen: Byggnæringsforlag, 2015.
- [17] Jan Vincent Thue. *betong*. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/betong> (sjekket 05.05.2023).
- [18] Jan Vincent Thue. *plaststøpt betong*. Okt. 2020. URL: https://snl.no/plasst%C3%B8pt_betong (sjekket 10.05.2023).
- [19] Arne Gunnarsjaa. *armering*. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/armering> (sjekket 05.05.2023).
- [20] *slakkarmering*. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/slakkarmering> (sjekket 05.05.2023).
- [21] Betongsentrum.no. *Fiberarmering*. Apr. 2021. URL: <https://www.betongsentrum.no/fiberarmering/> (sjekket 05.05.2023).
- [22] Byggforsk. *520.026 Viktige parametere for prosjektering og utførelse av bestandige betongkonstruksjoner - Byggforskserien*. URL: <https://www.byggforsk.no/dokument>

- /285/viktige_parametrer_for_prosjektering_og_utfoerelse_av_bestandige_betonkonstruksjoner (sjekket 05.05.2023).
- [23] Jan Ketil Solberg, Nils Christensen og Almar Almar-Næss. *stål*. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/st%C3%A5l> (sjekket 05.05.2023).
- [24] Grønn Byggallianse og Context. *Konstruksjonsstål - Bygg og Bevar*. URL: <https://www.byggogbevar.no/enok/groenne-materialvalg/konstruksjonsmaterialer/konstruksjonsstaa1> (sjekket 05.05.2023).
- [25] Tarald Rørvik og Vemund Årskog. *Konstruksjonssikkerhet og belastning*. 3. Bredelia 9, 6018 Ålesund: Vemund Årskog, 2010.
- [26] Byggforsk. *522.881 Dekker av betong- og lettbetongelementer - Byggforskserien*. 1996. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/346/522881_dekker_av_betong_og_lettbetongelementer (sjekket 09.05.2023).
- [27] Jan Vincent Thue. *dekke - bygningsteknikk*. Jul. 2019. URL: https://snl.no/dekke_-_bygningsteknikk (sjekket 09.05.2023).
- [28] Sven Alexander og Leidulv Vinje. *Betongelementboken - bind A - Bygging med betongelementer*. 4. utg. Oslo: Betongelementforeningen, mai 2010.
- [29] *Hulldekk*. URL: <https://spenncon.no/produkter/hulldekk/> (sjekket 15.05.2023).
- [30] Store Norske Leksikon. *Bjelke*. Apr. 2023. URL: <https://snl.no/bjelke> (sjekket 05.05.2023).
- [31] Arne Gunnarsjaa. *søyle*. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/s%C3%B8yle> (sjekket 05.05.2023).
- [32] Jan Vincent Thue. *fundament*. Apr. 2023. URL: <https://snl.no/fundament> (sjekket 15.05.2023).
- [33] Byggforsk. *517.342 Store støttemurer - Byggforskserien*. 2011. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/273/store_stoettemurer (sjekket 15.05.2023).
- [34] *vindavstivning*. Aug. 2021. URL: <https://snl.no/vindavstivning> (sjekket 15.05.2023).
- [35] Leidulv Vinje. *Betongelementboken - Bind B - Avstivning og kraftoverføring*. Mai 2016. URL: <https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindB/Forord.pdf&BookId=B>; (sjekket 15.05.2023).
- [36] Standard Norge. *Eurokode 1 - Laster på konstruksjoner Del 1-3: Almenne laster - snølaster. NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018*. 2018.
- [37] Meteorologisk institutt. *fokksnø*. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/fokksn%C3%B8> (sjekket 14.05.2023).
- [38] *vindlast*. Jan. 2023. URL: <https://snl.no/vindlast> (sjekket 09.05.2023).
- [39] *Bruer og konstruksjoner/Prosjektering og bygging/Fundamentering - Teknisk regelverk*. URL: https://trv.banenor.no/wiki/Bruer_og_konstruksjoner/Prosjektering_og_bygging/Fundamentering (sjekket 12.04.2023).
- [40] Leif Sørbel. *frostsprenning*. Jan. 2021. URL: <https://snl.no/frostsprenning> (sjekket 28.03.2023).
- [41] Byggforsk. *525.002 Takformer, taktyper og oppbygning - Byggforskserien*. 2018. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/381/takformer_taktyper_og_oppbygning (sjekket 14.05.2023).
- [42] SINTEF. *Lett-Tak takelementer SINTEF Certification*. URL: <https://www.sintefcertification.no/Product/Index/208> (sjekket 08.05.2023).
- [43] *Teknisk beskrivelse > Lett-Tak Systemer AS*. URL: <https://lett-tak.no/takelement/teknisk-beskrivelse/> (sjekket 24.03.2023).

- [44] byggforsk. 520.226 *Stålbjelker for små spenn. Dimensjoneringstabeller - Byggforskserien*. 2018. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/305/staalbjelker_for_smaa_spenn_dimensjoneringstabeller (sjekket 19.05.2023).
- [45] Norsk stålforbund. *Veileder hulldekker på bæresystemer av stål*. 2008. URL: https://www.betong.no/siteassets/dokumenter/bef.veileder.hulldekker_13.pdf.
- [46] Byggforsk. 520.235 *Søyler av stål. Dimensjoneringstabeller - Byggforskserien*. 2018. URL: https://www.byggforsk.no/dokument/307/soeyler_av_staal_dimensjoneringstabeller (sjekket 19.05.2023).
- [47] Leidulv Vinje, Magne Lysberg og John-Eirik Reiersen. *Betongelementboken bind C - Elementer og knutepunkt*. 3. utg. Betongelementforeningen, 2020. URL: <https://betongelementboka.betong.no/betongapp/BookC.asp?isSearch=0&liID=Forord&DocumentId=BindC/Forord.pdf&BookId=C>.

VEDLEGG

Vedlegg A - Tegninger

Vedlegg B - FEM-design rapport

Vedlegg C - Utelatelsesark seismisk last

Vedlegg D - Ove Sletten

Del 1 - Vindlast hovedbygg

Del 2 - Vindlast gymsal

Del 3 - BTsnitt bakvegg

Del 4 - Fundamenter

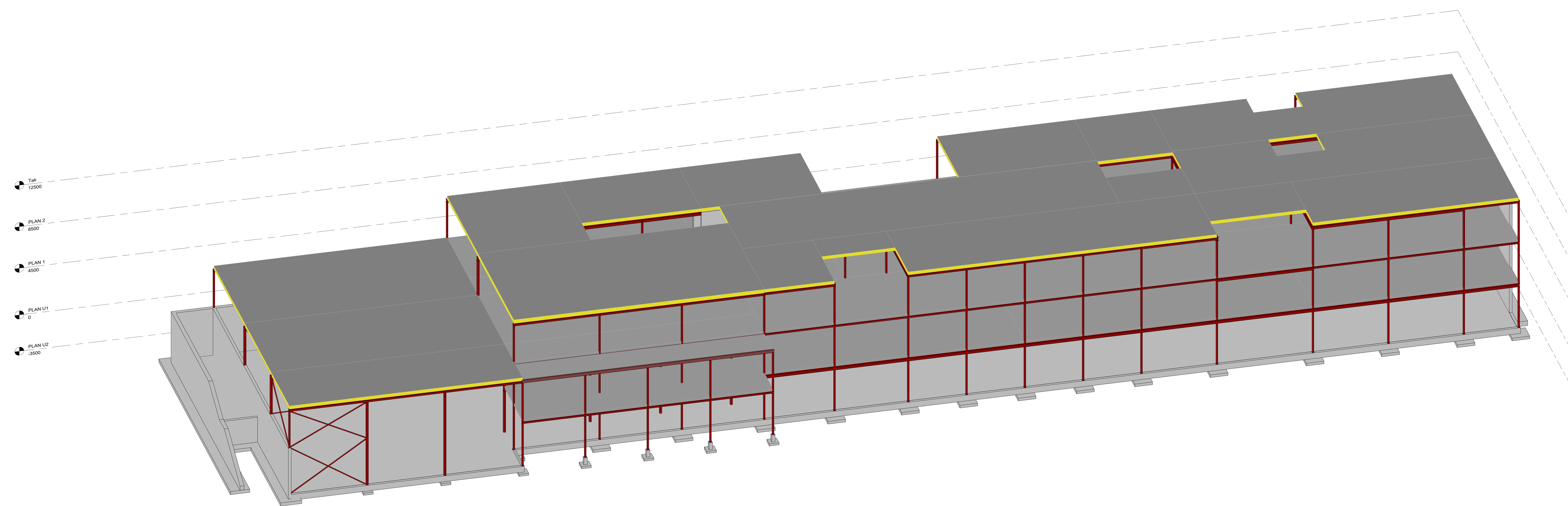
Vedlegg E - Robot

Dimensjonering av fagverk

Vedlegg F - Håndberegninger

Del 1 - Lastberegninger (snølast på tak og vindlast gymsal)

Del 2 - Dimensjonering (bjelke og søyle)

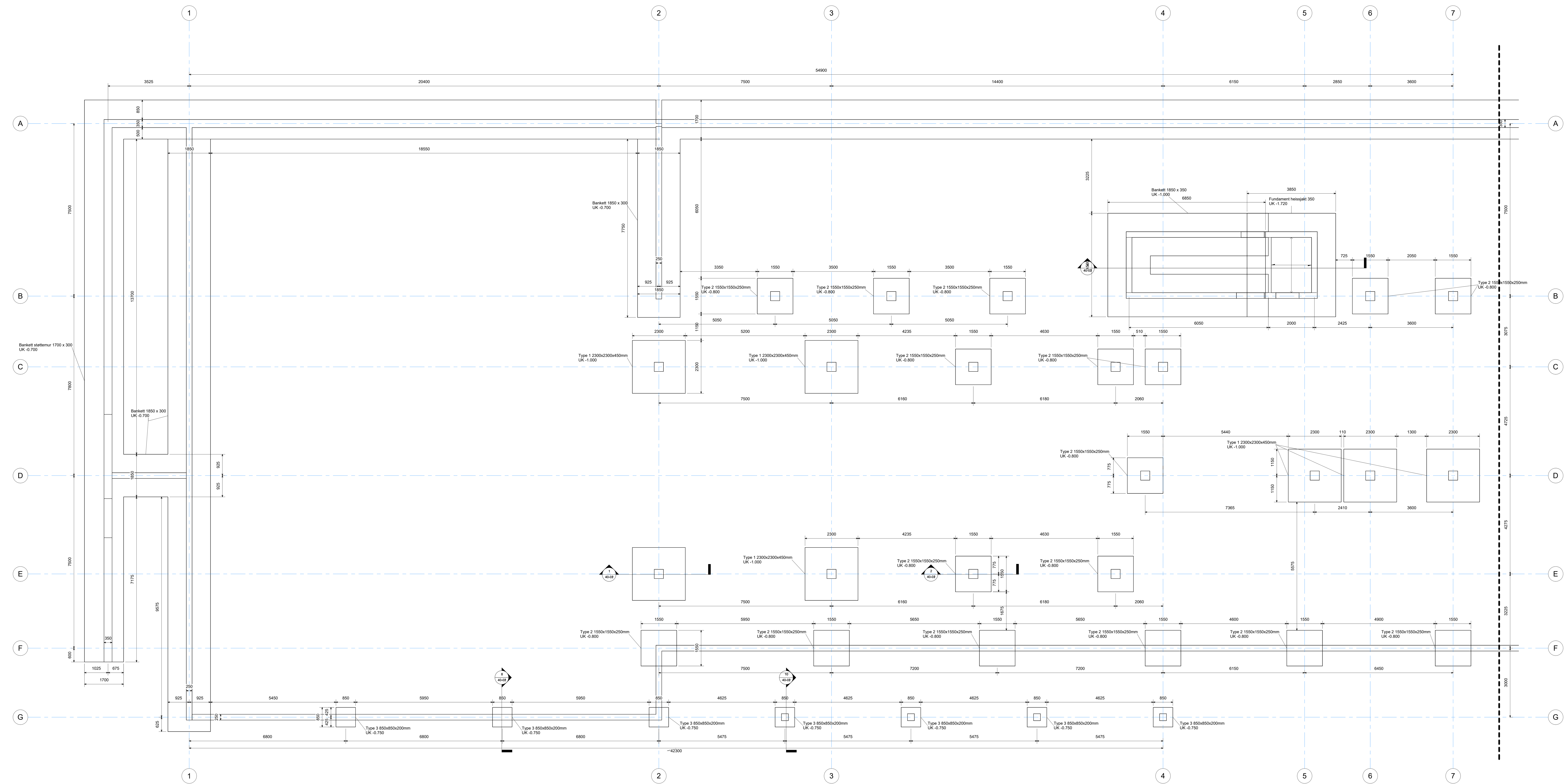


ANVISNINGER BETONG

- Generelt
 - Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse, NS 3420, NS13670+NA og NS-EN 1992-1-1+NA
 - Utførelse og kontroll Utførelsesklasse 2
 - Geometriske toleranser Toleransklasse 1
- Forskaling
 - Forskalingsoverflate Gløtt
 - Alle synlige hjørner avlases med 23 mm trekantist
- Betong
 - Fasthetsklasse B35
 - Bestandighetsklasse M60
 - Eksponeringsklasse XC2
 - Kloridklasse Cl 0,10
 - Overflatebehandling Valgfr

HENVISNINGER

- 20-01-B Fundamentplan DEL B
- 40-01 Snitt Fundamenter
- 40-02 Snitt Fundamenter armering
- 40-03 Detaljtegning sjakter/støttevegger



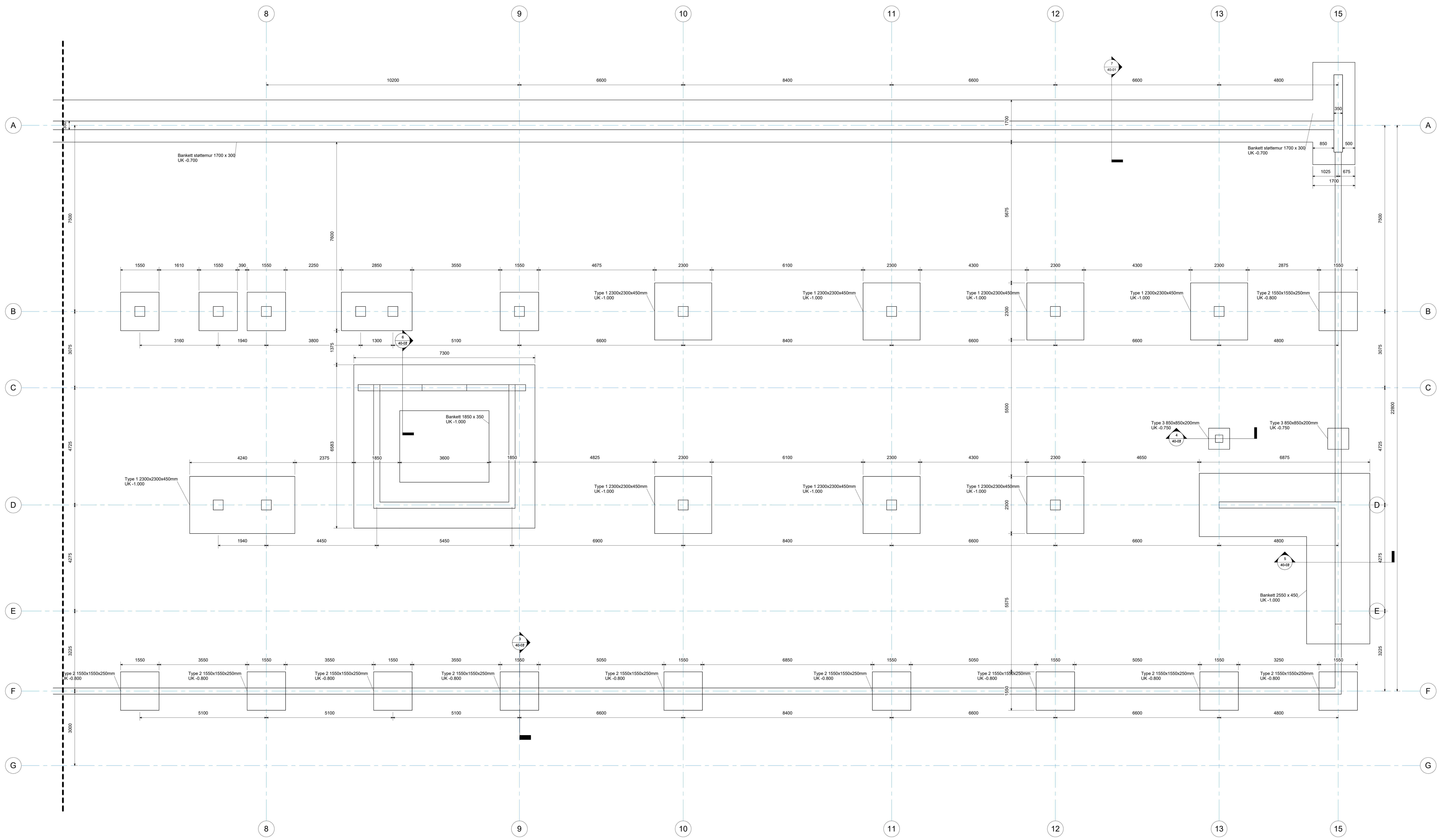
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utskrevet	Fagperson	Godkjort
Dette dokument er utarbeidet av Norconsult AS som et av en oppdrags som leveres i henhold til Oppdragsavtale eller Norconsult AS. Dokumentet er ikke beregnet til bruk utenfor den oppgitte formålet, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte uten tillatelse fra Norconsult AS.					
Bacheloroppgave Hessa Barneskole Fundamentplan - Del A					1 : 50
Norconsult		Oppdragsnummer 1	Prosjektnummer 20-01-A		Revusjon

ANVISNINGER BETONG

- Generelt
 - Utførelse i henhold til *teknisk beskrivelse, NS 3420, NS13670-VA og NS-EN 1992-1-1+NA*
 - Utførelse og kontroll Utførelsesklasse 2
 - Geometriske toleranser Toleranseklasse 1
- Forskaling
 - Forskalingsoverflate *Glatt*
 - Alle synlige hjørner avfases med 23 mm trekantist
- Betong
 - Fasthetsklasse B35
 - Bestandighetsklasse M60
 - Eksponeeringsklasse XC2
 - Kloridklasse Cl 0,10
 - Overflatebehandling Valgfri

HENVISNINGER

- 20-01-A Fundamentplan DEL A
- 40-01 Snitt Fundamenter
- 40-02 Snitt Fundamenter armering
- 40-03 Detaljtegning sjakter/støttevegger

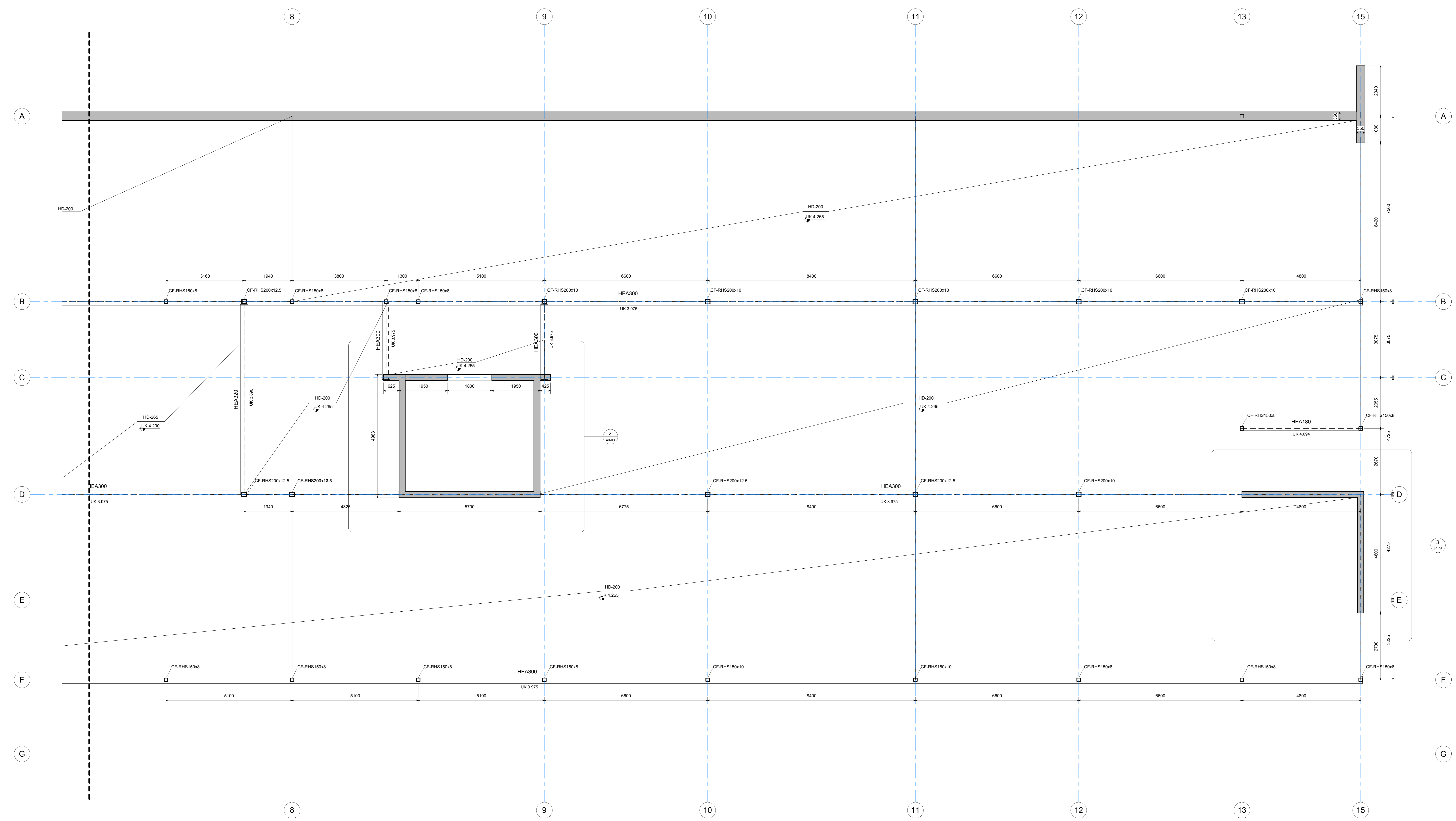


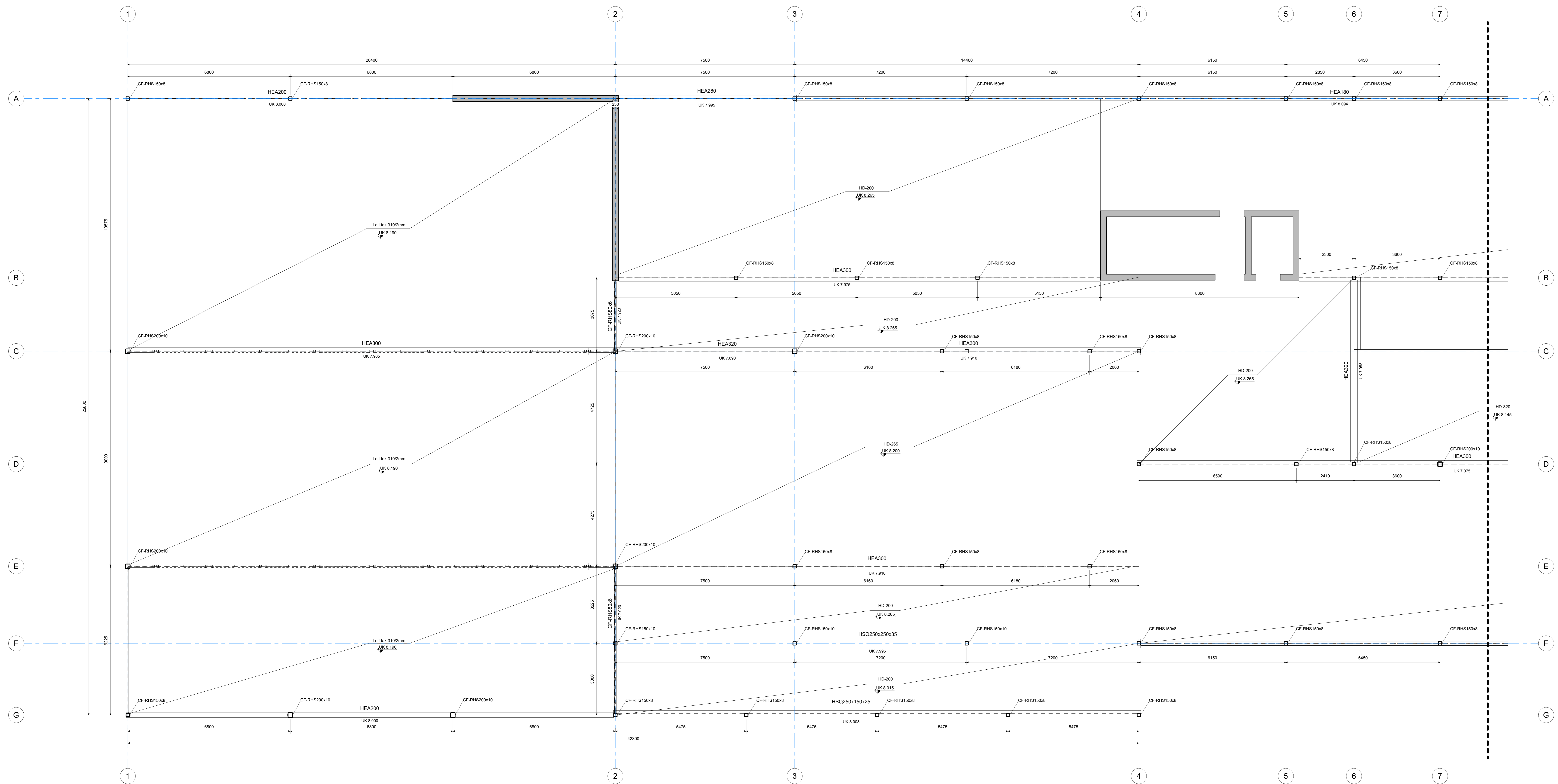
ANVISNINGER STÅL

- Generelt
 - Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse, NS 3420 og NS-EN 1090-2
 - Stålkonstruksjoner skal være CE-merket iht. NS-EN 1090-1 og leveres med ytelseserklæring (DoP)
 - Utførelsesklasse: EXC2 iht. NS-EN 1090-2
 - Funksjonstoleranser: Klasse 1 iht. NS-EN 1090-2
 - Stål
 - Stålsort og slagseighet: S355J2/S355J2H iht. NS-EN 10025 og NS-EN 10210-1
 - Sveiser: Kilsveis a = 4 mm der annet ikke er angitt
- Festelementer for ikke-forspente skrueforbindelser iht. NS-EN 15048-1:
- Skruer: 8.8 iht. NS-EN ISO 898-1 og NS-EN ISO 4014
 - Muttere: 10 iht. NS-EN ISO 898-2 og NS-EN ISO 4032
 - Skiver: 200 HV iht. 200 NS-EN ISO 7089
 - Skruer, muttere og underlagsskiver skal være varmforsinket iht. NS-EN ISO 10684
- Overflatebehandling:
- Overflater blåsrensnes til SA 2.5 iht. NS-EN ISO 8501-1
 - Stålkonstruksjoner skal males og tilfredsstille holdbarhetsklasse M iht. NS-EN ISO 12944-1
 - Utvendige stålkonstruksjoner: Korrosjonsklasse C3, iht. NS-EN ISO 12944-2-5
 - Innvendige stålkonstruksjoner: Korrosjonsklasse C2, iht. NS-EN ISO 12944-2-5
 - Malingssystemene skal tilfredsstille krav iht. NS-EN ISO 8501-1
- Brannbeskyttelse:
- Brannklasse: R60
 - Kritisk ståitemperatur: 500°C

HENVISNINGER

- 20-02-A Dekke over plan U1 - Del A
- 40-03 Detaljtegning sjakter/stottegger



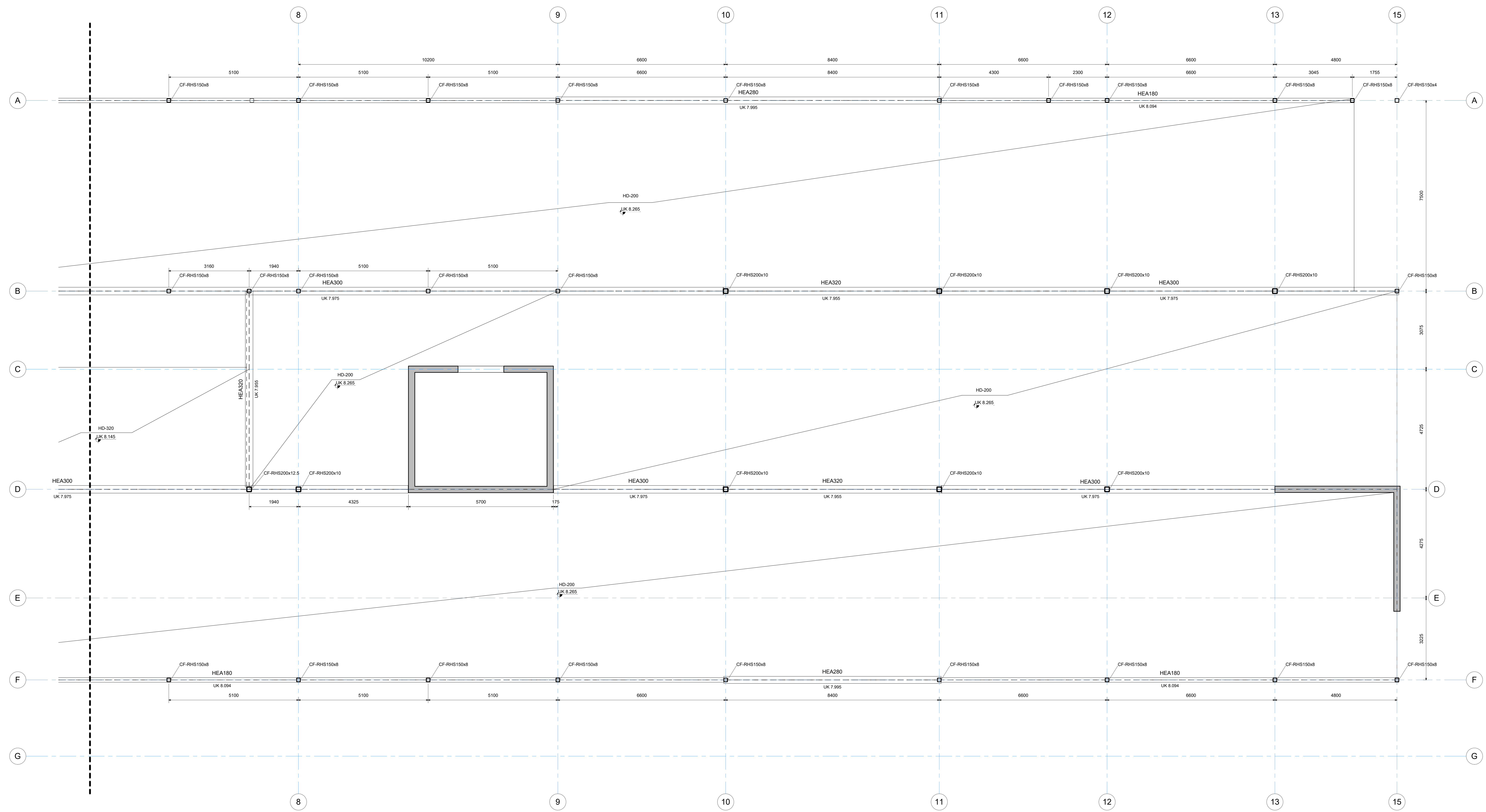


ANVISNINGER STÅL

- Generelt
 - Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse, NS 3420 og NS-EN 1090-2
 - Stålkonstruksjoner skal være CE-merket iht. NS-EN 1090-1 og leveres med ytelseserklæring (DoP)
 - Utførelsesklasse: EXC2 iht. NS-EN 1090-2
 - Funksjonstoleranser: Klasse 1 iht. NS-EN 1090-2
 - Stål
 - Stålsort og slagsleighet: S355J2/S355J2H iht. NS-EN 10025 og NS-EN 10210-1
 - Sveiser: Kilsveis a = 4 mm der annet ikke er angitt
- Festelementer for ikke-forspente skrueforbindelser iht. NS-EN 15048-1:
- Skruer: 8.8 iht. NS-EN ISO 898-1 og NS-EN ISO 4014
 - Muttere: 10 iht. NS-EN ISO 898-2 og NS-EN ISO 4032
 - Skiver: 200 HV iht. 200 NS-EN ISO 7089
 - Skruer, muttere og underlagskiver skal være varmforsinket iht. NS-EN ISO 10694
- Overflatebehandling:
- Overflater blåsrensnes til SA 2.5 iht. NS-EN ISO 8501-1
 - Stålkonstruksjoner skal males og tilfredsstillende holdbarhetsklasse M iht. NS-EN ISO 12944-1
 - Utvendige stålkonstruksjoner: Korrosjonsklasse C3, iht. NS-EN ISO 12944-2-5
 - Innvendige stålkonstruksjoner: Korrosjonsklasse C2, iht. NS-EN ISO 12944-2-5
 - Malingssystemene skal tilfredsstillende krav iht. NS-EN ISO 8501-1
- Brannbeskyttelse:
- Brannklasse: R60
 - Kritisk ståltemperatur: 500°C

HENVISNINGER

- 20-03-B Dekke over plan 01 - Del B
- 40-03 Detaljtegning sjakter/støttevegger



ANVISNINGER STÅL

- Generelt**

 - Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse, NS 3420 og NS-EN 1090-2
 - Stålkonstruksjoner skal være CE-merket iht. NS-EN 1090-1 og leveres med ytelseserklæring (DoP)
 - Utførelsesklasse: EXC2 iht. NS-EN 1090-2
 - Funksjonstoleranser: Klasse 1 iht. NS-EN 1090-2
 - Stål**

 - Stålsort og slagseighet: S355J2/S355J2H iht. NS-EN 10025 og NS-EN 10210-1
 - Sveiser: Kilsveis a = 4 mm der annet ikke er angitt
- Festeelementer for ikke-forspente skruerforbindelser iht. NS-EN 15048-1:
- Skruer: 8.8 iht. NS-EN ISO 898-1 og NS-EN ISO 4014
 - Mutterer: 10 iht. NS-EN ISO 898-2 og NS-EN ISO 4032
 - Skiver: 200 HV iht. 200 NS-EN ISO 7089
 - Skruer, muttere og underlagskiver skal være varmforsinket iht. NS-EN ISO 10684
- Overflatebehandling:
- Overflater blåsrensnes til SA 2,5 iht. NS-EN ISO 8501-1
 - Stålkonstruksjoner skal males og tilfredsstillende holdbarhetsklasse M iht. NS-EN ISO 12944-1
 - Utvendige stålkonstruksjoner: Korrosjonsklasse C3, iht. NS-EN ISO 12944-2-5
 - Innvendige stålkonstruksjoner: Korrosjonsklasse C2, iht. NS-EN ISO 12944-2-5
 - Malingssystemene skal tilfredsstillende krav iht. NS-EN ISO 8501-1
- Brannbeskyttelse:
- Brannklasse: R60
 - Kritisk ståltemperatur: 500°C

HENVISNINGER

- 20-03-A Dekke over plan 01 - Del A
- 40-03 Detallegning sjakter/støttevegger

ANVISNINGER STÅL

- Generelt
 - Utførelse i henhold til *teknisk beskrivelse, NS 3420 og NS-EN 1090-2*
 - Stålkonstruksjoner skal være CE-merket iht. NS-EN 1090-1 og leveres med ytelseserklæring (DoP)
 - Utførelsesklasse: EX C2 iht. NS-EN 1090-2
 - Funksjonstoleranser: Klasse 1 iht. NS-EN 1090-2
- Stål
 - Stålsort og slagseighet: *S355J2/S355J2H iht. NS-EN 10025 og NS-EN 10210-1*

- Sveiser: Kilsveis a = 4 mm der annet ikke er angitt

Festelementer for ikke-forspente skrueforbindelser iht. NS-EN 15048-1:

- Skruer: 8.8 iht. NS-EN ISO 898-1 og NS-EN ISO 4014
- Muttere: 10 iht. NS-EN ISO 898-2 og NS-EN ISO 4032
- Skriver: 200 HV iht. 200 NS-EN ISO 7089
- Skruer, muttere og underlagskiver skal være varmforsinket iht. NS-EN ISO 10684

Overflatebehandling:

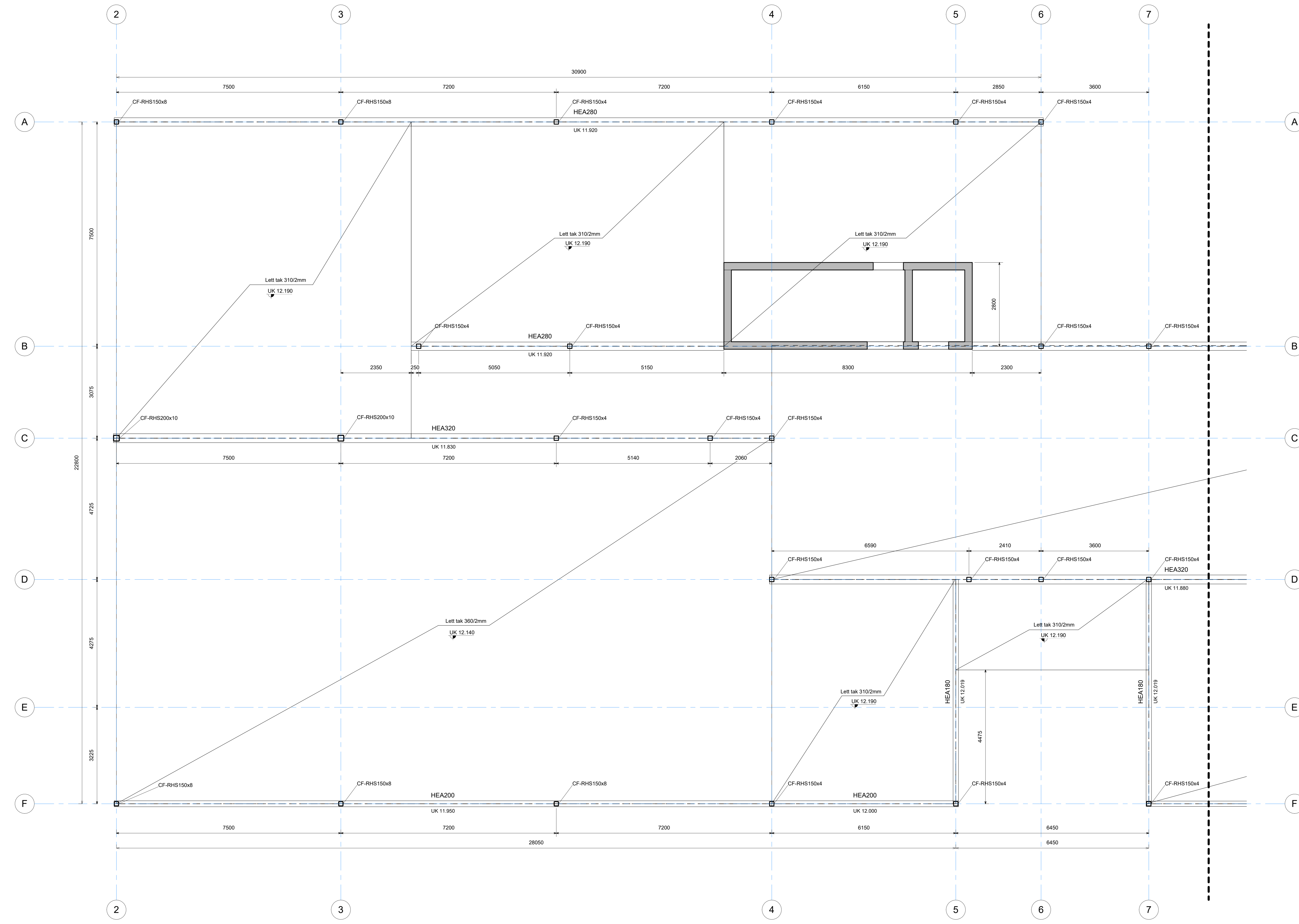
- Overflater blåsrensnes til SA 2,5 iht. NS-EN ISO 8501-1
- Stålkonstruksjoner skal males og tilfredsstillende holdbarhetsklasse M iht. NS-EN ISO 12944-1
- Utvendige stålkonstruksjoner: Korrosjonsklasse C3, iht. NS-EN ISO 12944-2-5
- Innvendige stålkonstruksjoner: Korrosjonsklasse C2, iht. NS-EN ISO 12944-2-5
- Malingsystemene skal tilfredsstillende krav iht. NS-EN ISO 8501-1

Brannbeskyttelse:

- Brannklasse: R60
- Kritisk ståltemperatur: 500°C

HENVISNINGER

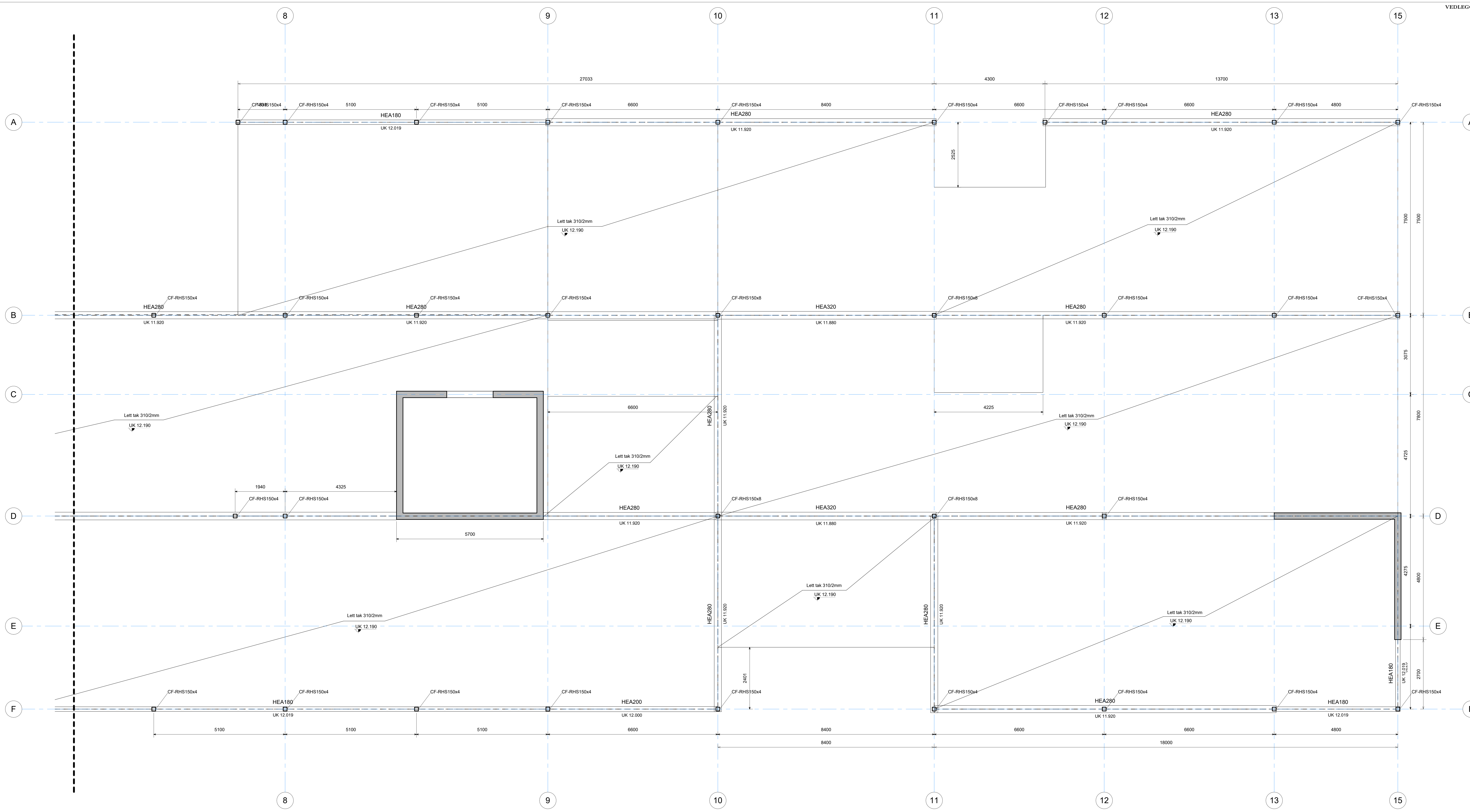
- 20-04-B Dekke over plan 02 - Del B
- 40-03 Detaljtegning sjakter/støttevegger



Rev. | Beskrivelse | Utdragsnr. | Fagtegn. | Godkjent
 Dette dokument er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavende i dette dokument er Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsvåren beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrækning enn formålet tilsier.

Bacheloroppgave 1 : 50

Hessa Barneskole
 Dekke over plan 02 - Del A



HENVISNINGER


- 20-04-A Dekke over plan 02 - Del A
- 40-03 Detaljtegning sjakter/støttevegger

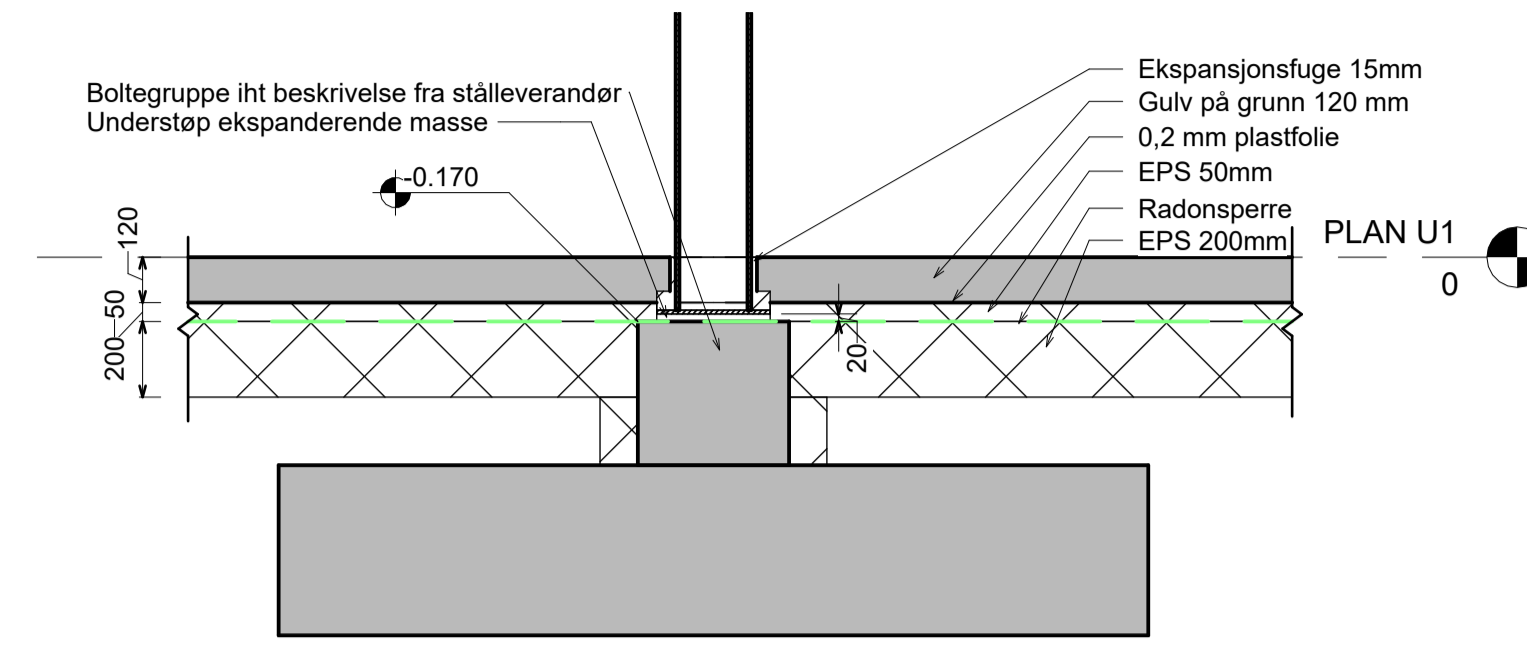
Rev. | Dato | Beskrivelse | Utkastet | Fagteknisk | Godkjent

Dette dokument er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavstittel: Hessa Barneskole AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i annen utgave enn formålet for.

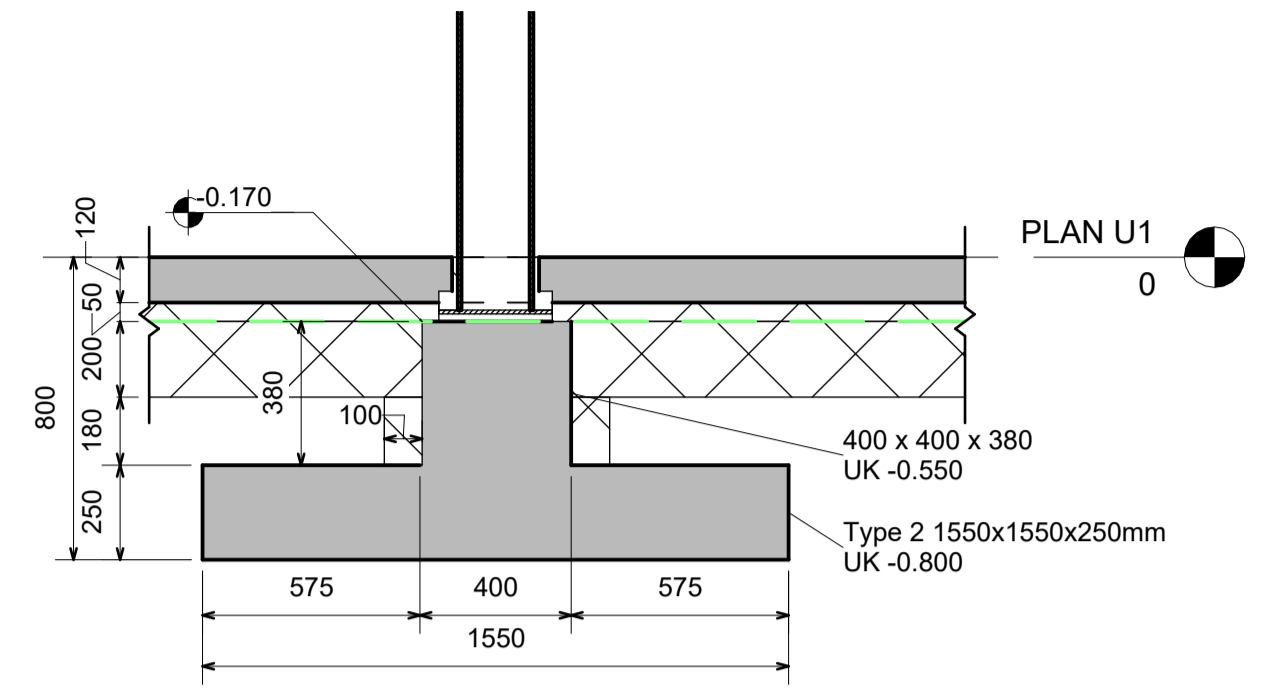
Bacheloroppgave 1 : 50

Hessa Barneskole
Dekke over plan 02 - Del B

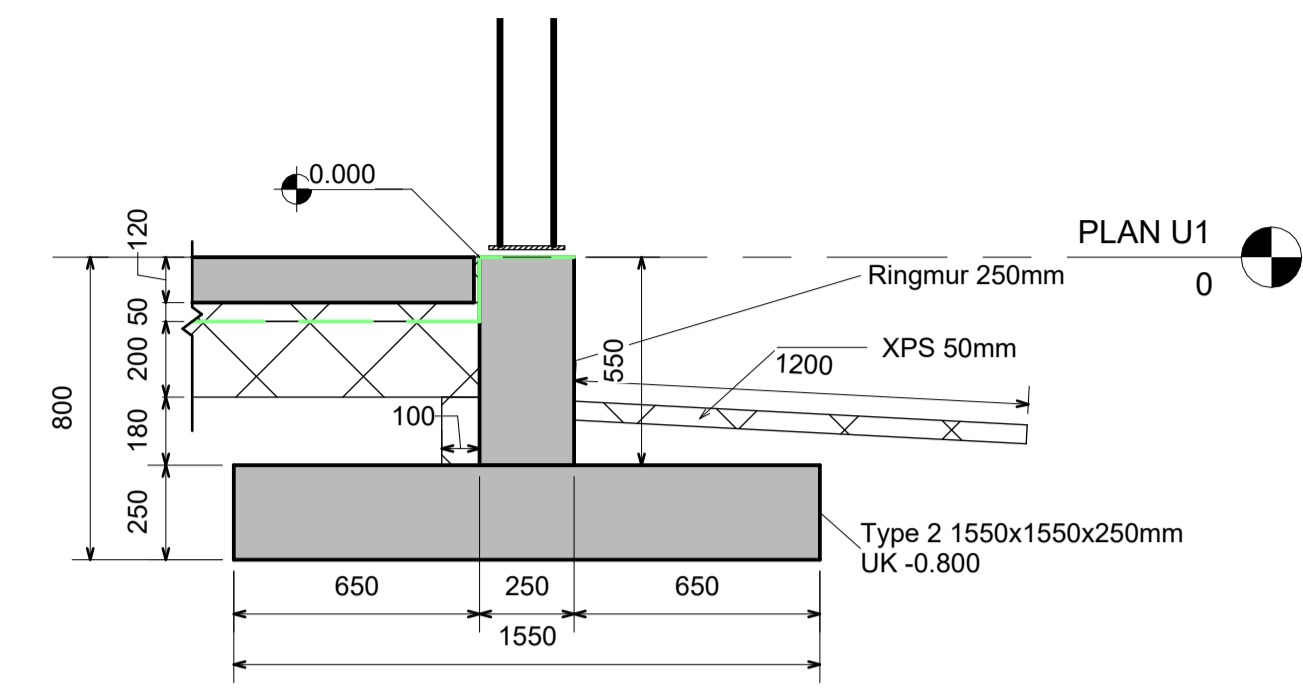
Norconsult  Oppdragsnummer: 1 Tegningsnummer: 20-04-B Revisjon:



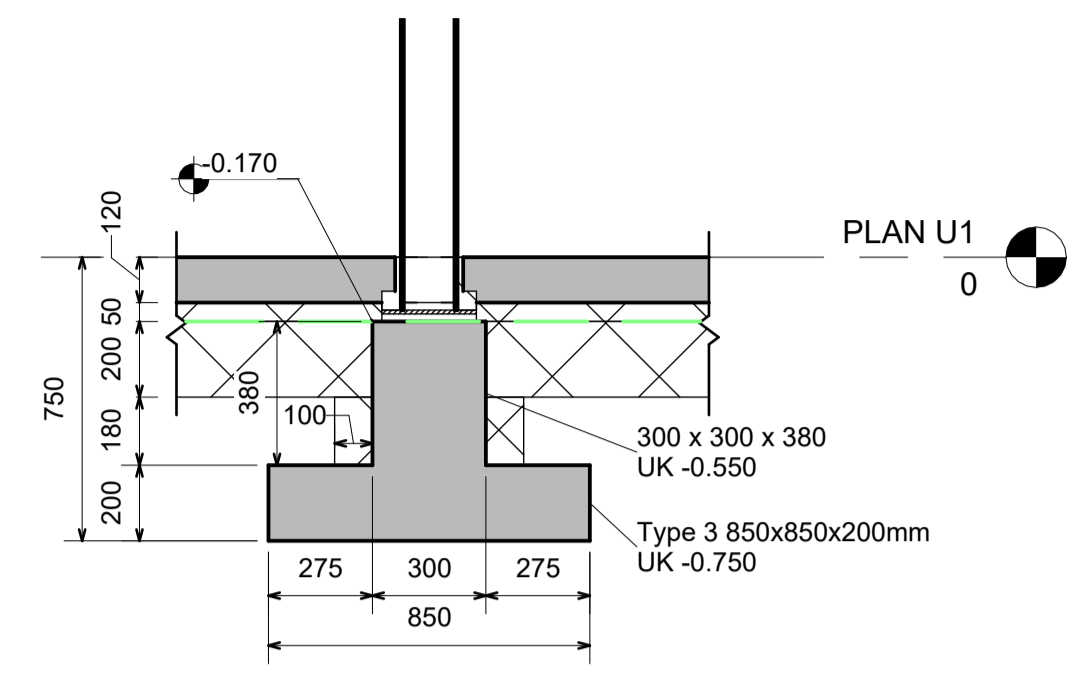
1 Fundament type 1
1 : 20



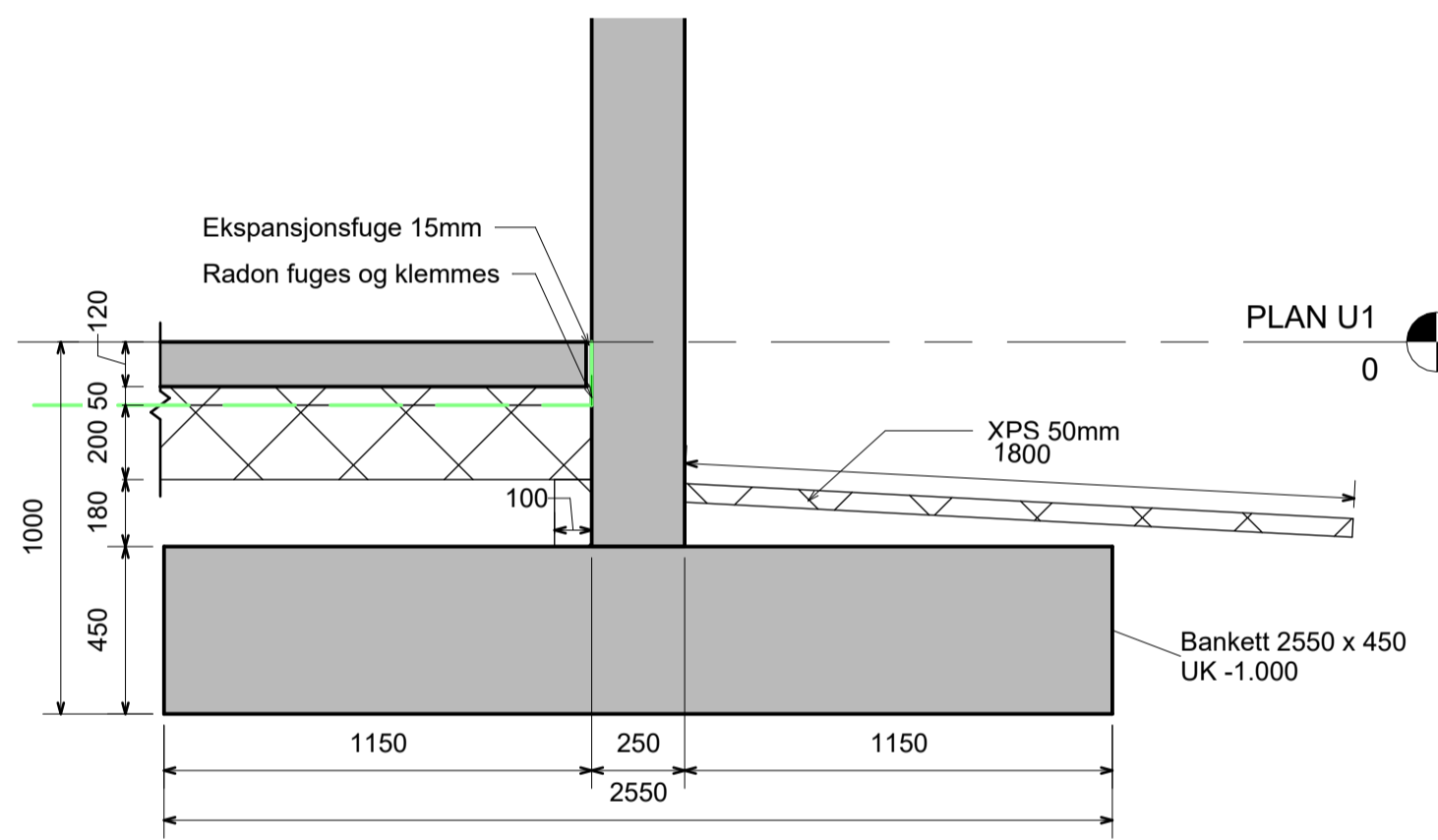
2 Fundament type 2
1 : 20



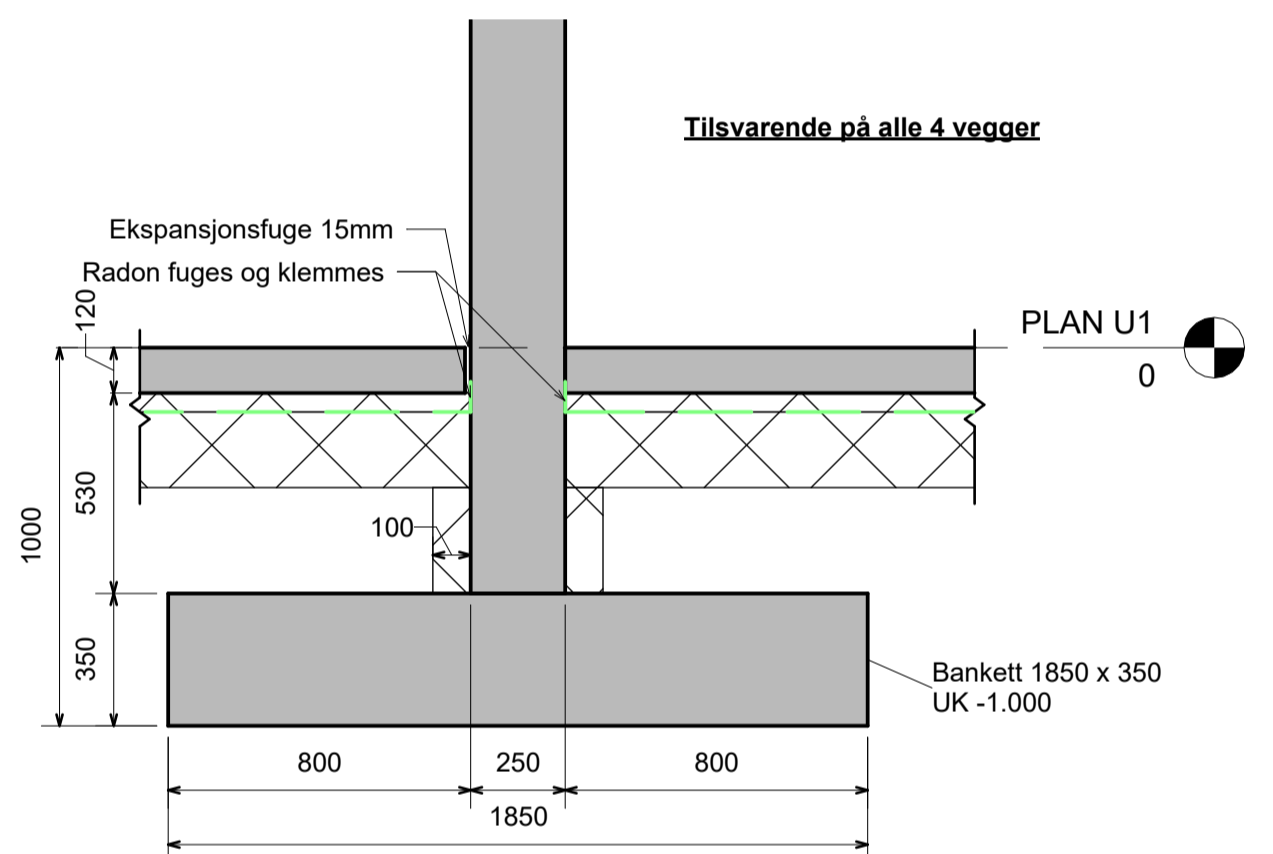
3 Fundament type 2 yttervegg
1 : 20



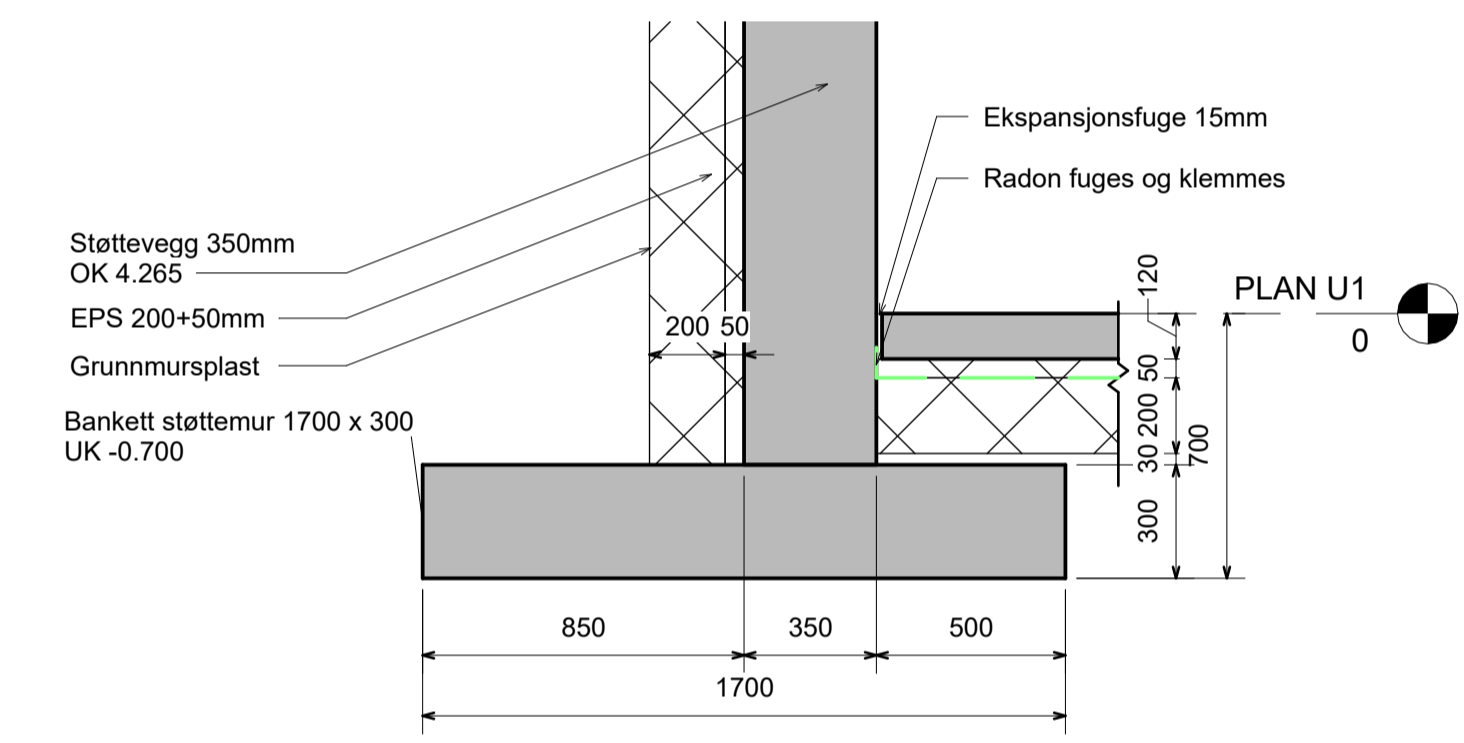
4 Fundament type 3
1 : 20



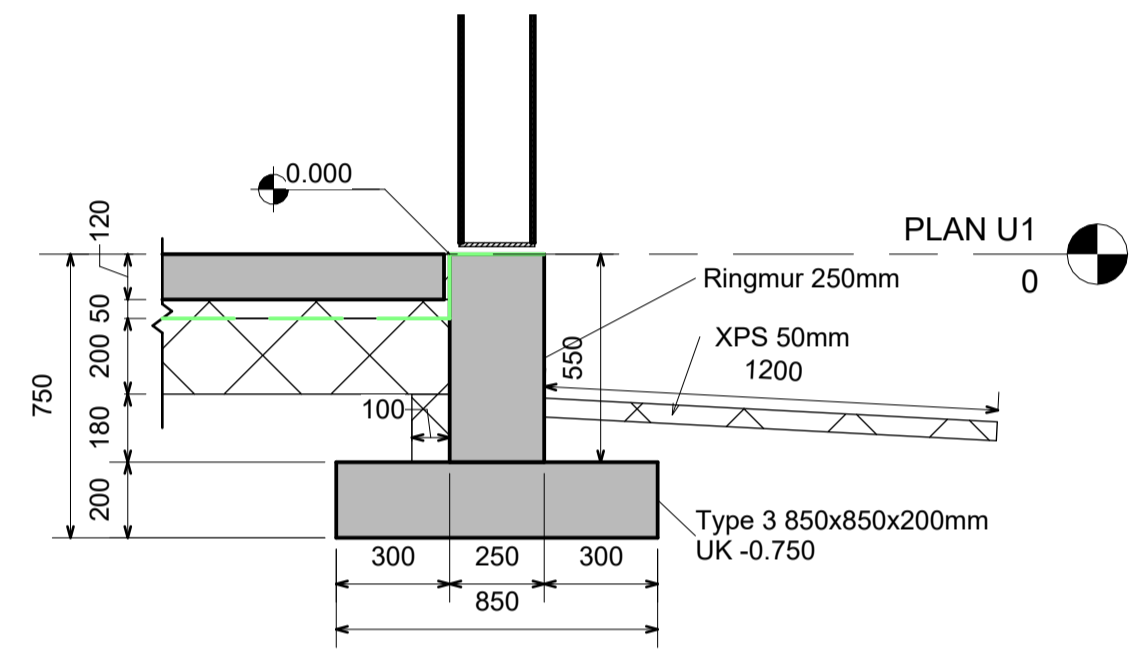
5 Fundament avstivende vegger
1 : 20



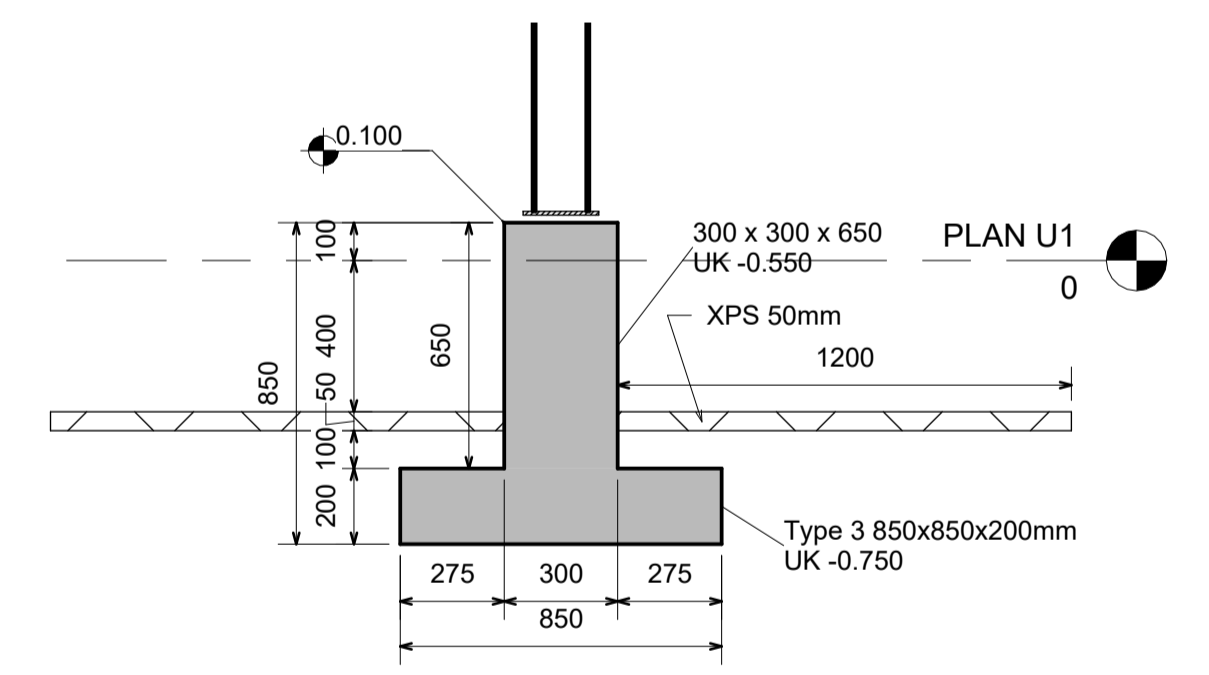
6 Fundament sjakt 2
1 : 20



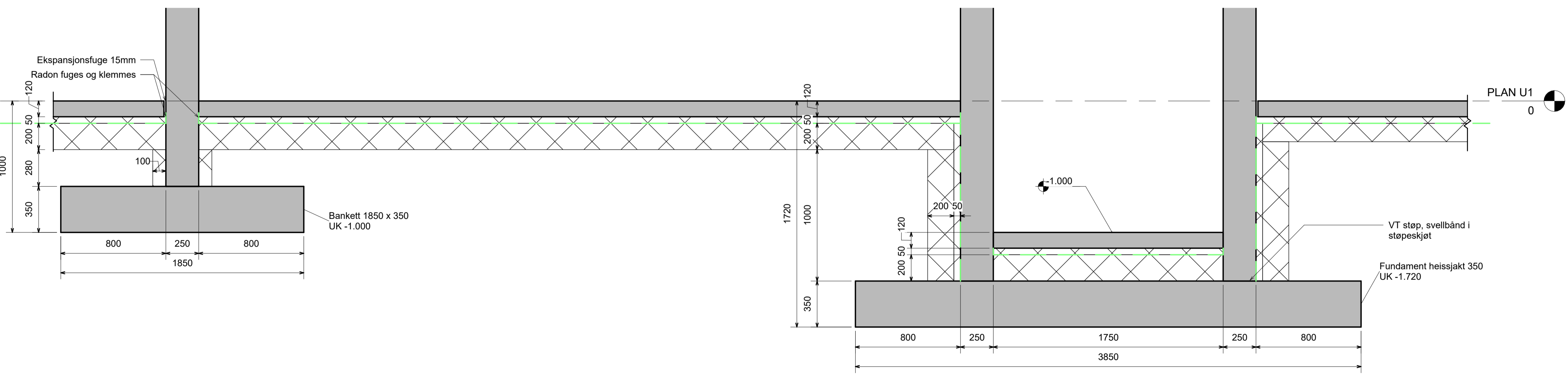
7 Snitt bakvegg
1 : 20



8 Fundament type 3 yttervegg
1 : 20

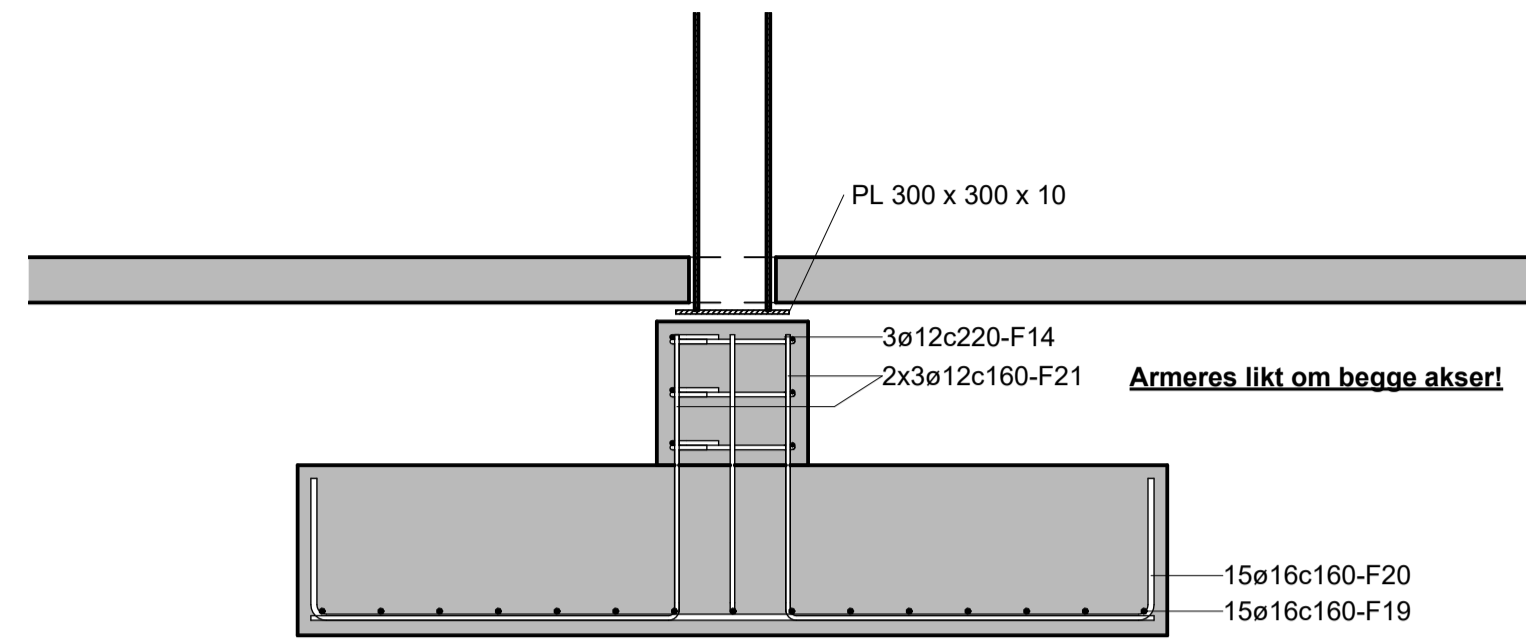


10 Fundament type 3 utendørs
1 : 20

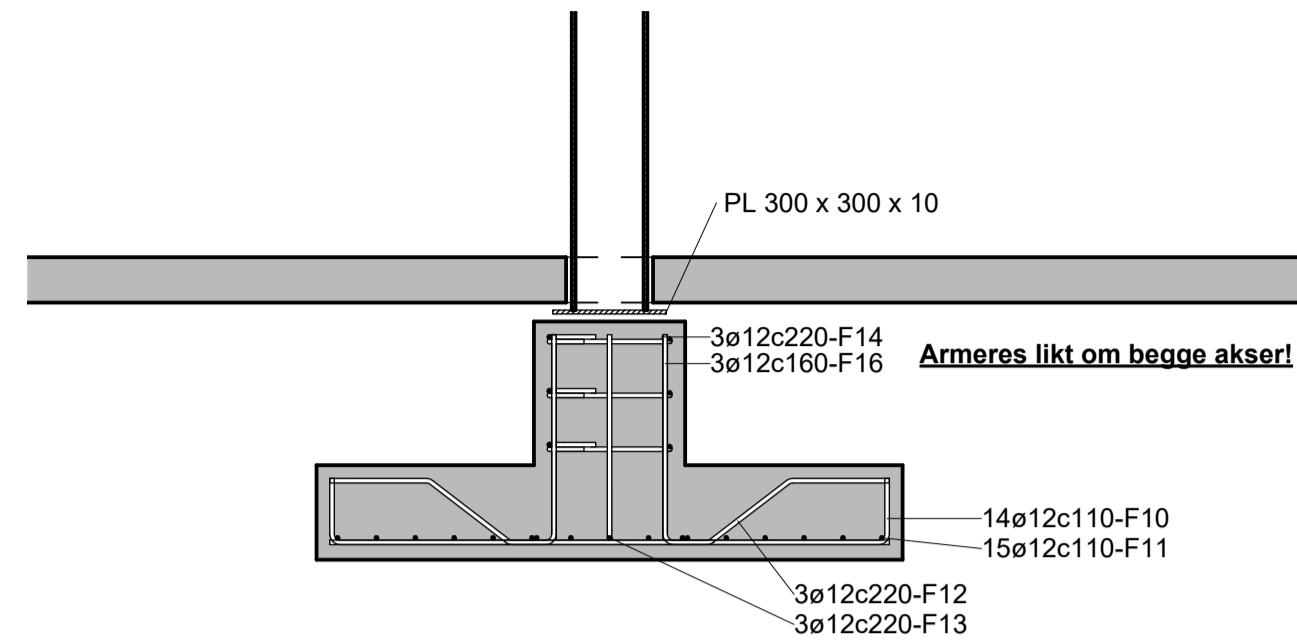


9 Fundament Trappe/heissjakt
1 : 20

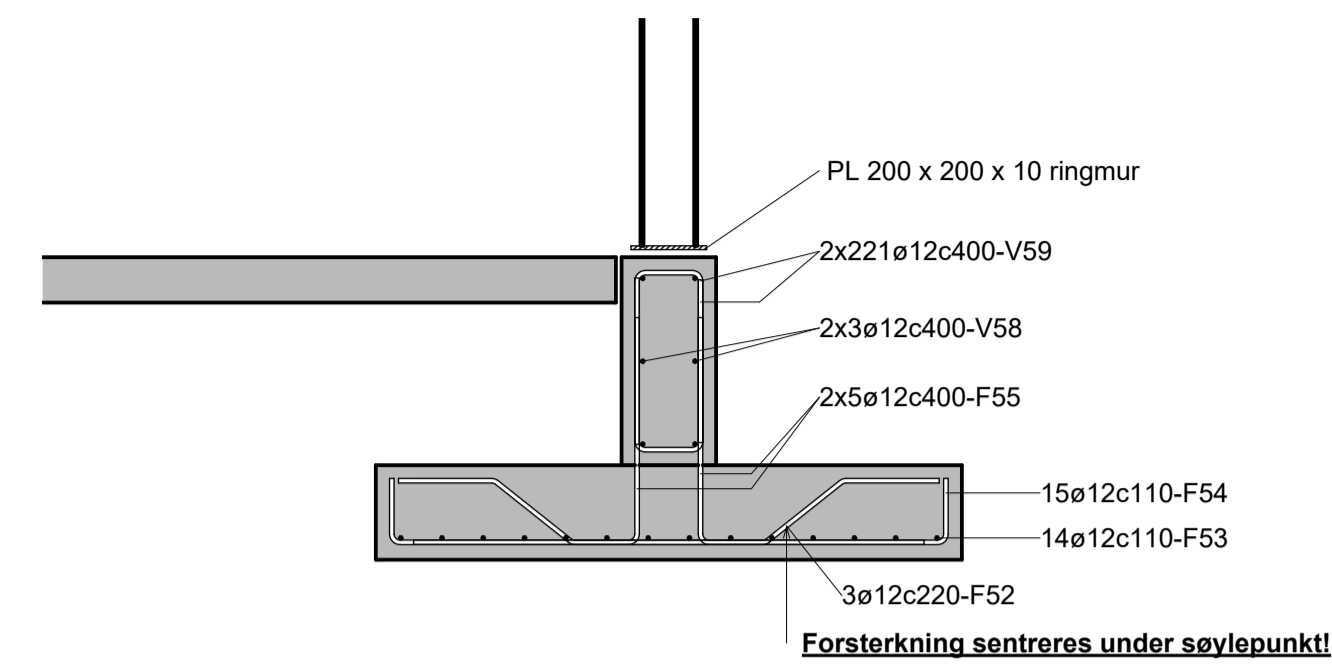
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Ophavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tillater.					
Bacheloroppgave					Målestokk (gjelder A1) 1 : 20
Hessa Barneskole Snitt Fundamenter					
Norconsult		Oppdragsnummer 1	Tegningsnummer 40-01	Revisjon	



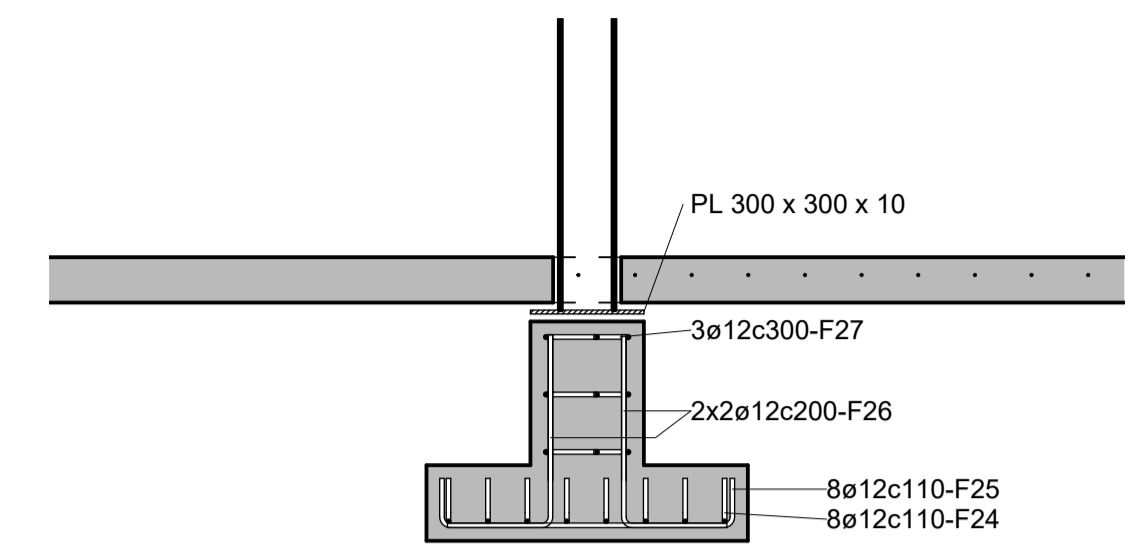
1 Fundament type 1 armering
1 : 20



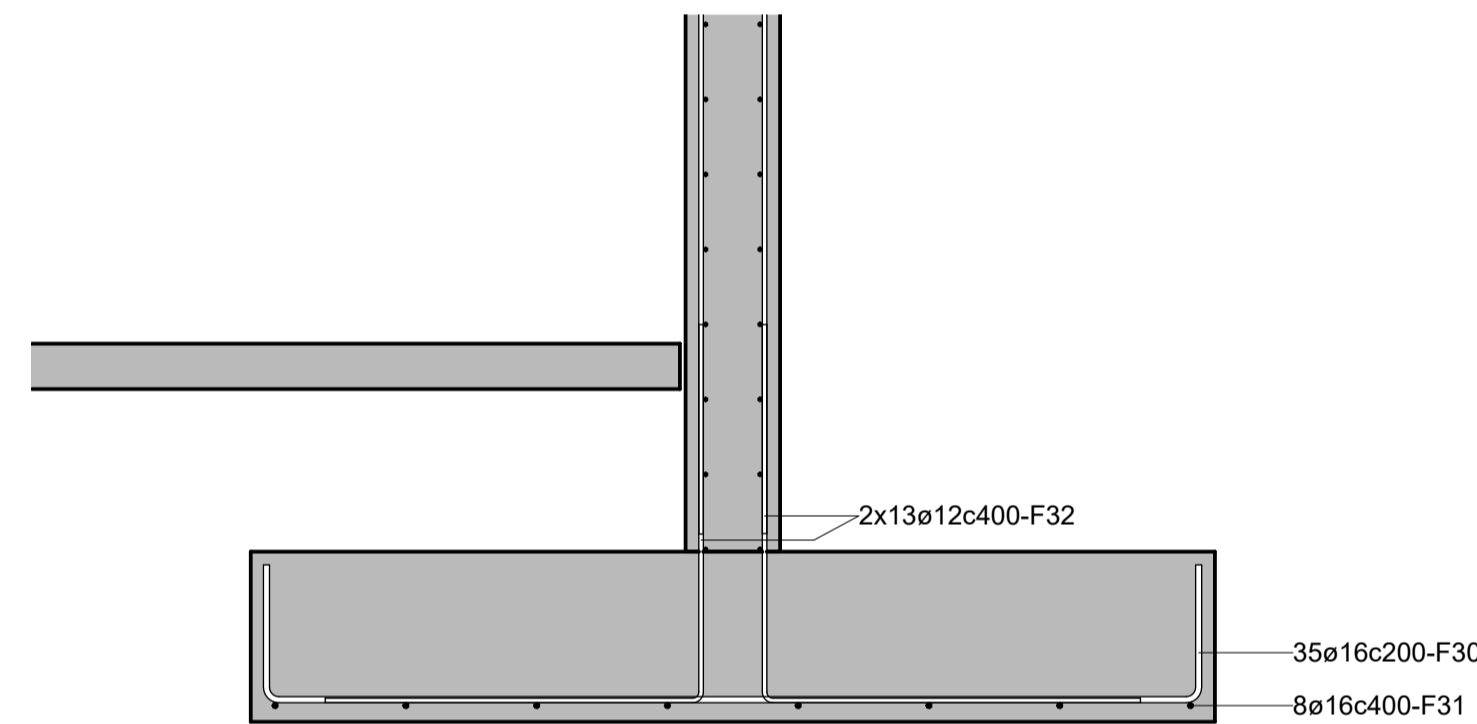
2 Fundament type 2 armering
1 : 20



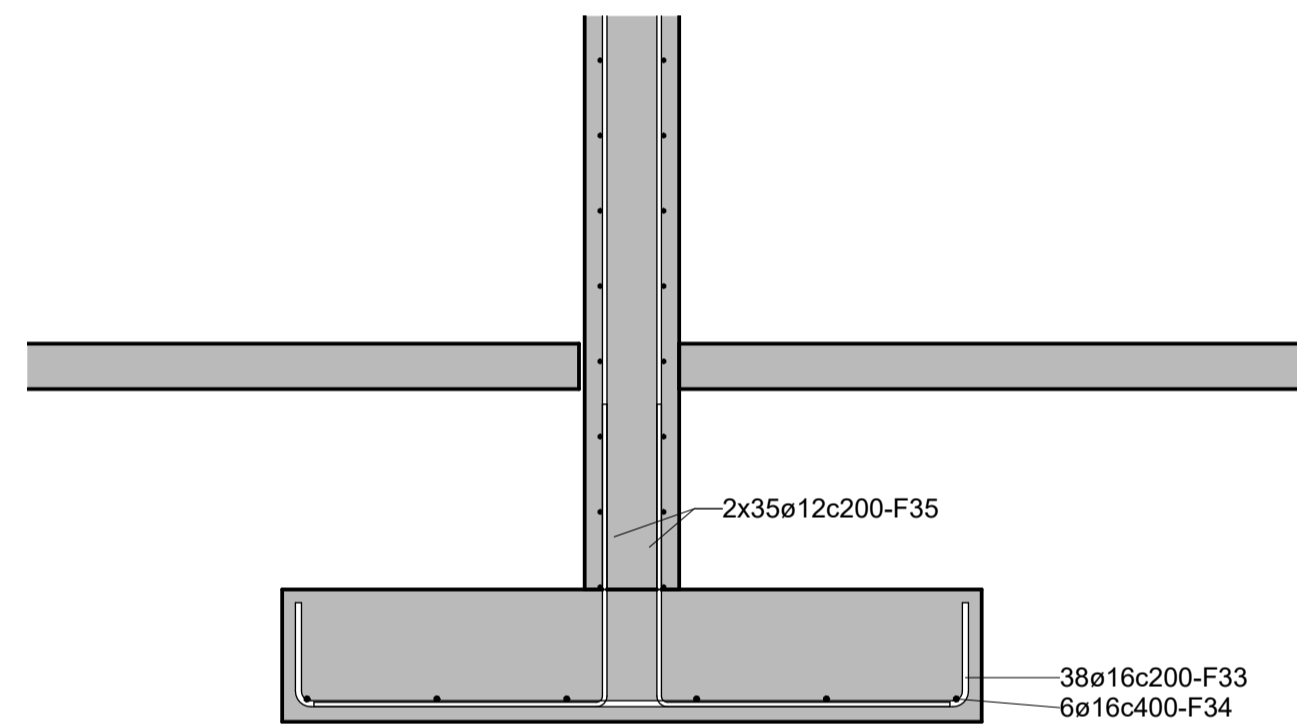
3 Fundament type 2 yttervegg armering
1 : 20



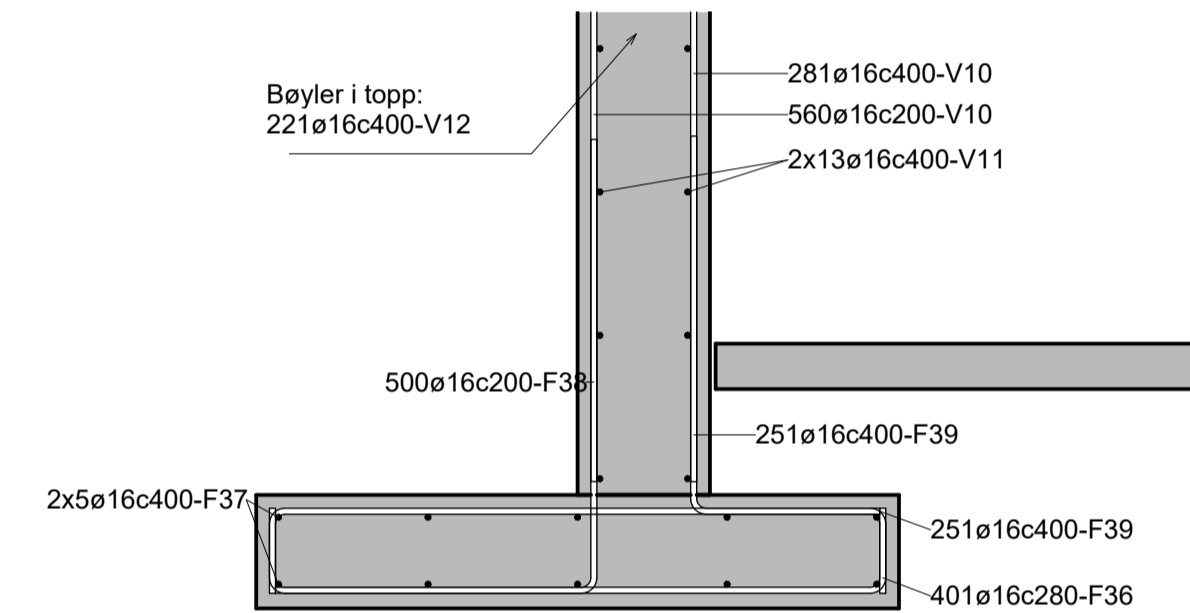
4 Fundament type 3 armering
1 : 20



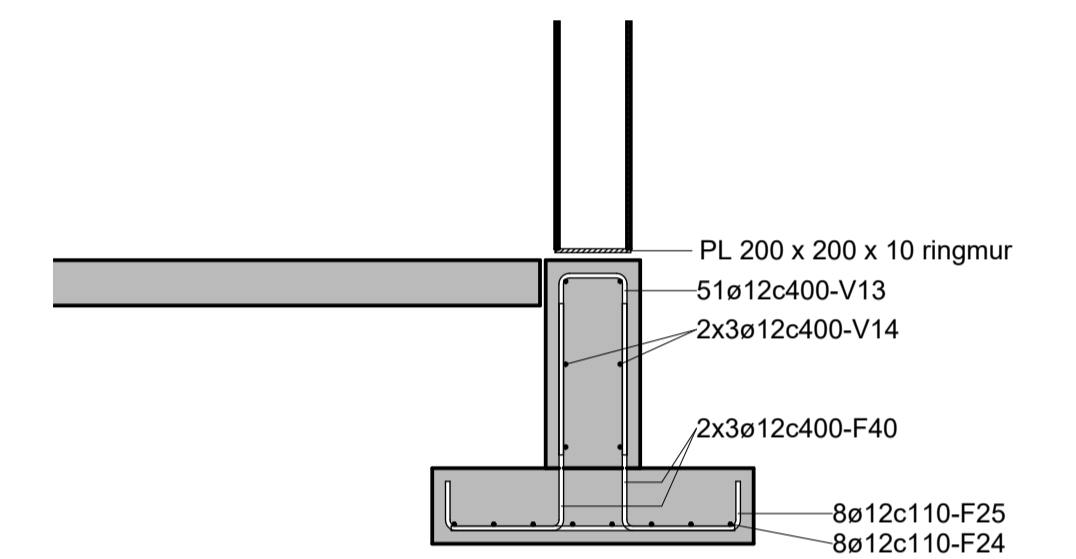
5 Fundament avstivende vegger armering
1 : 20



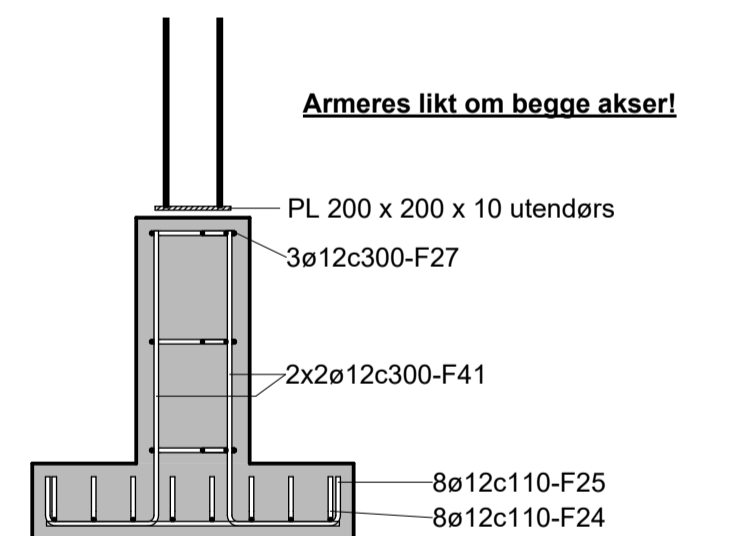
6 Fundament sjakt 2 armering
1 : 20



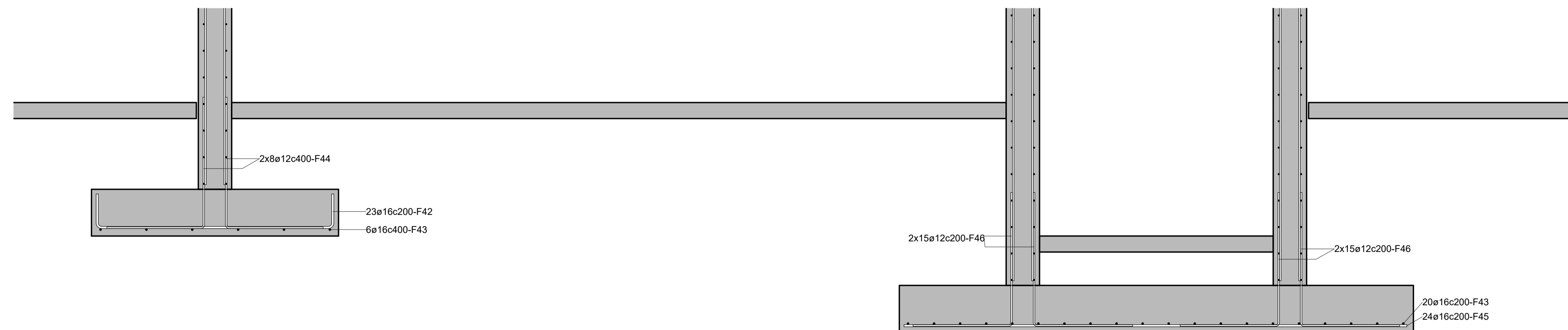
7 Snitt bakvegg armering
1 : 20



8 Fundament type 3 yttervegg armering
1 : 20



10 Fundament type 3 utendørs armering
1 : 20

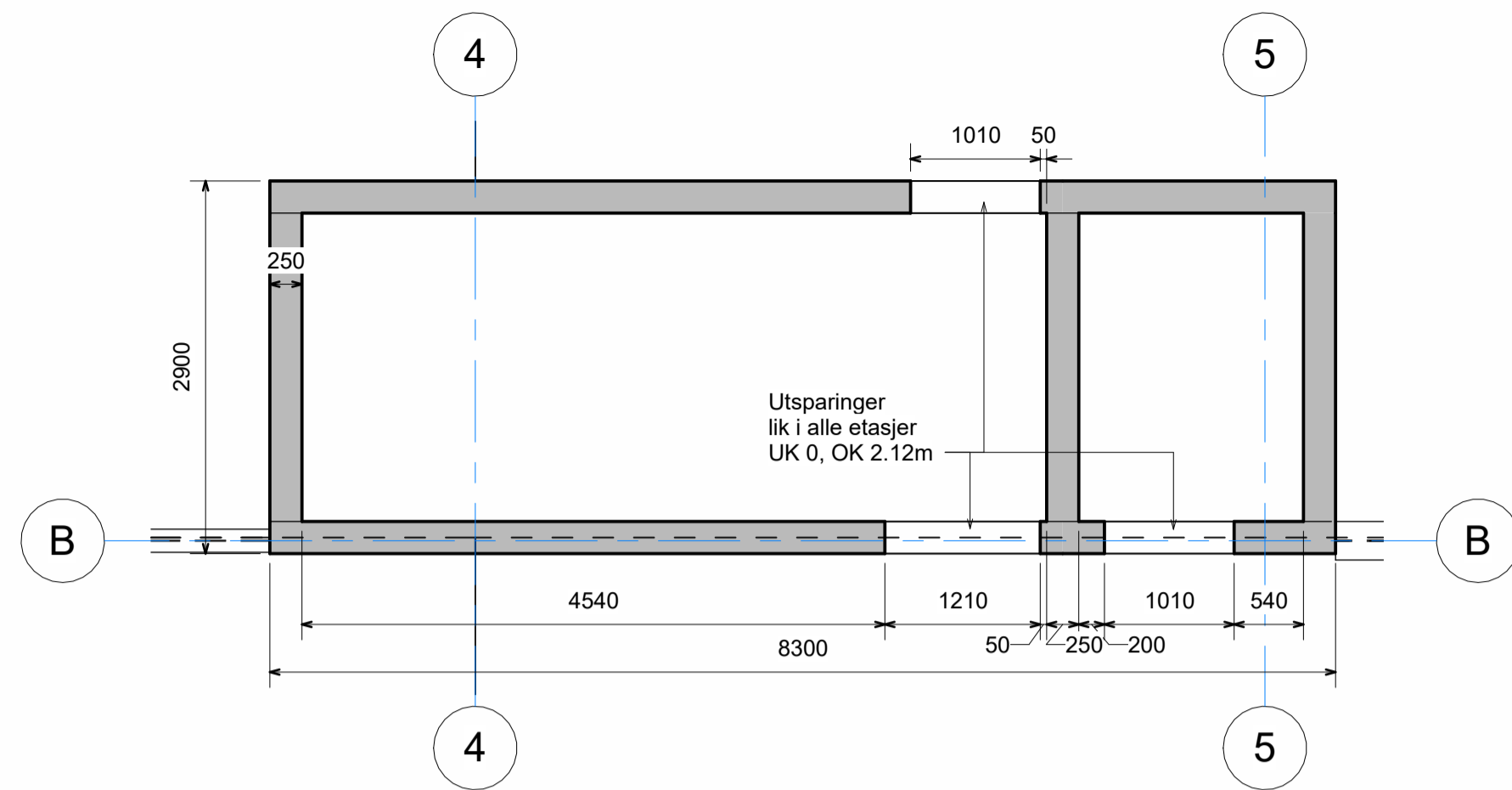


9 Fundament Trappe/heissjakt armering
1 : 20

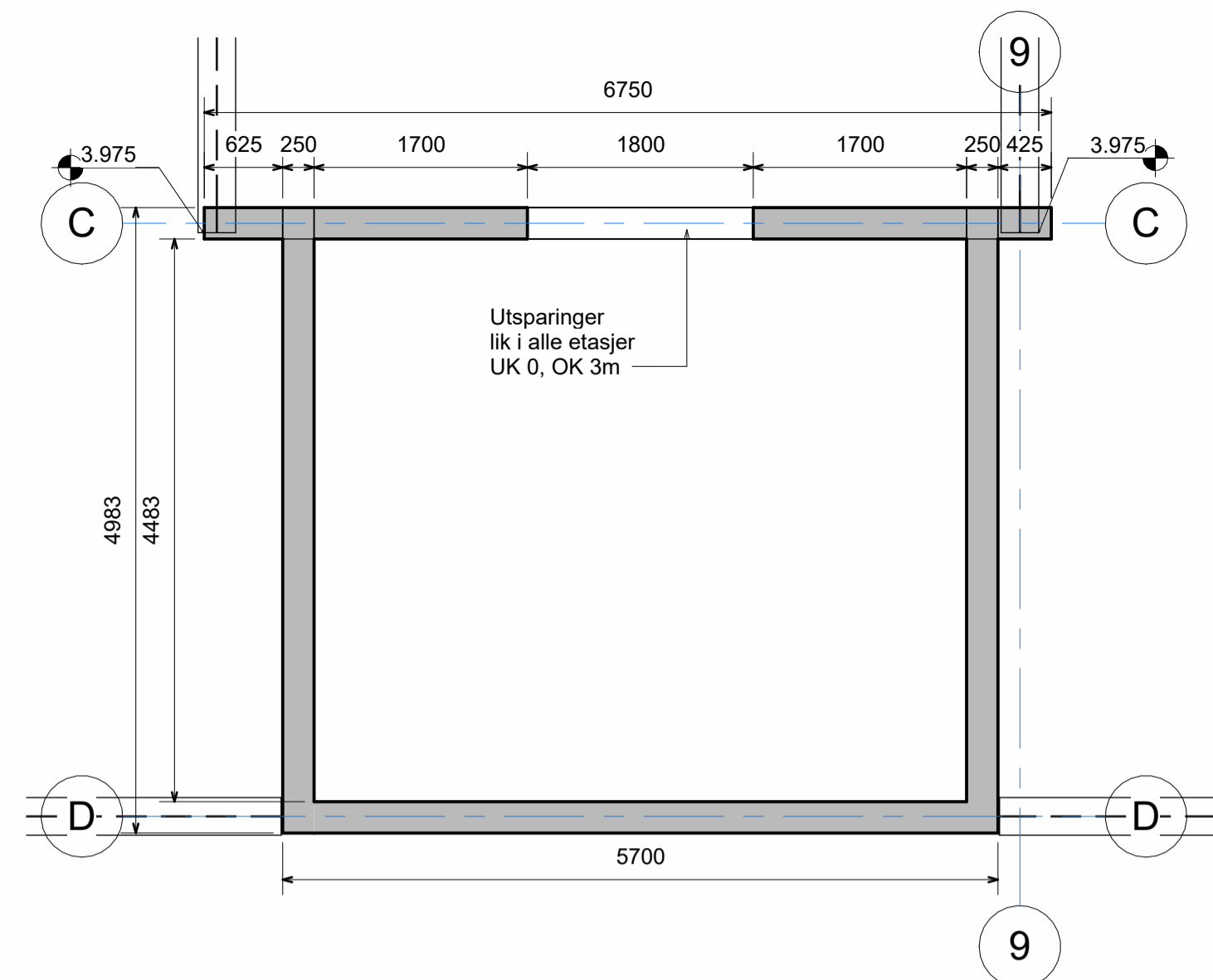
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tillater.					

Bacheloroppgave Målestokk (gjelder A1)
1 : 20

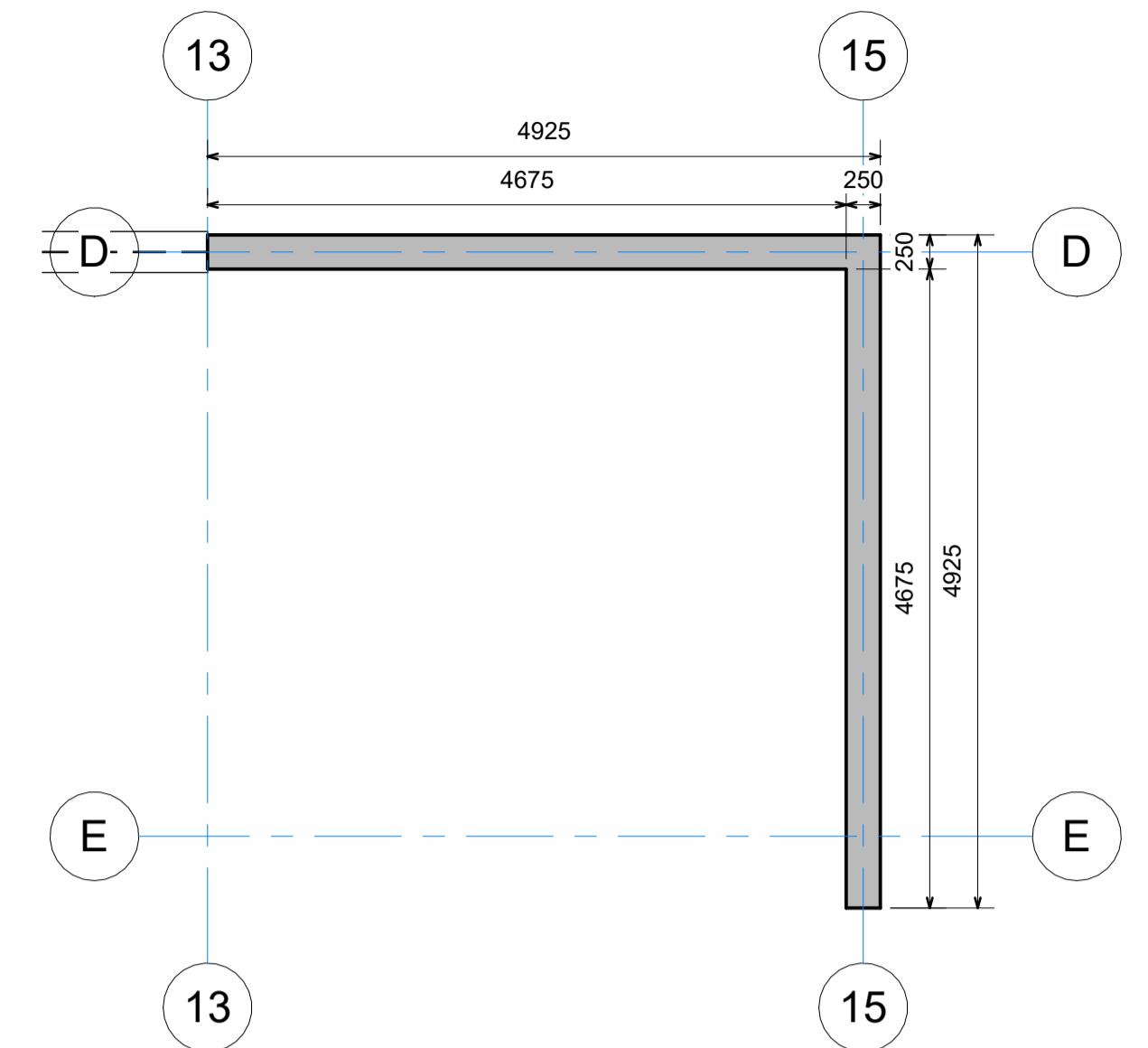
Hessa Barneskole
Snitt Fundamenter armering



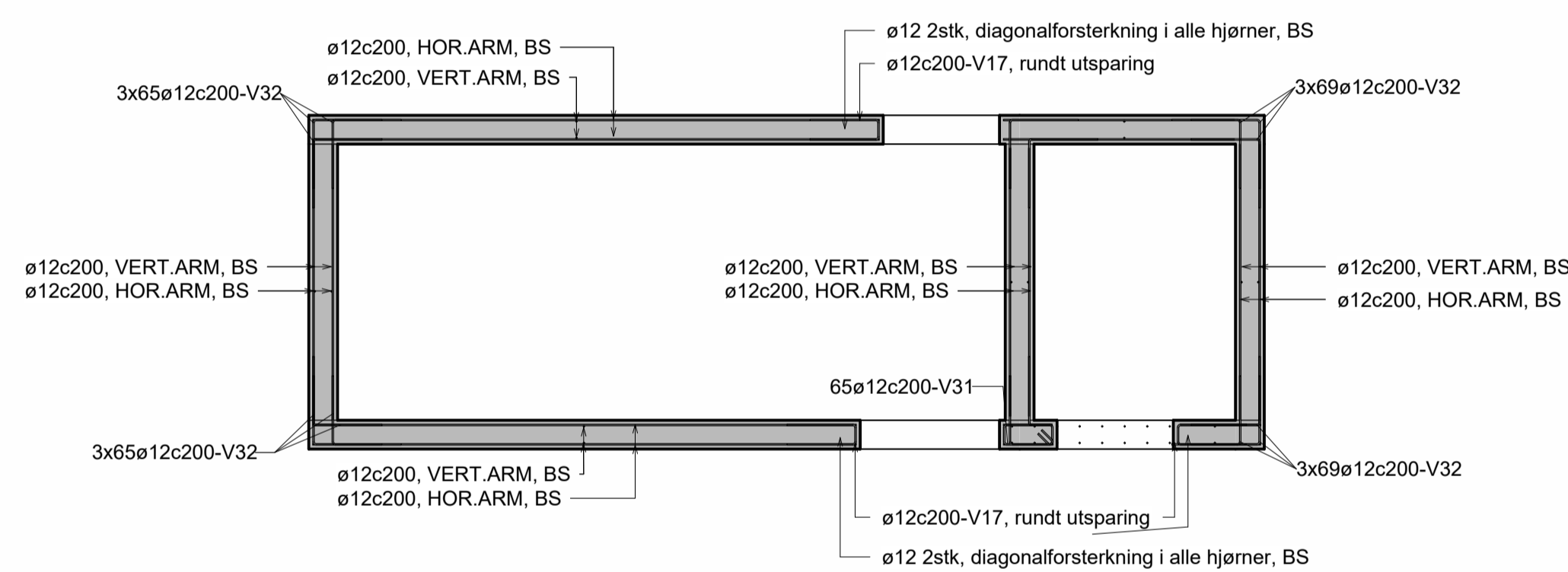
1 99 Detalj trappesjakt
1 : 50



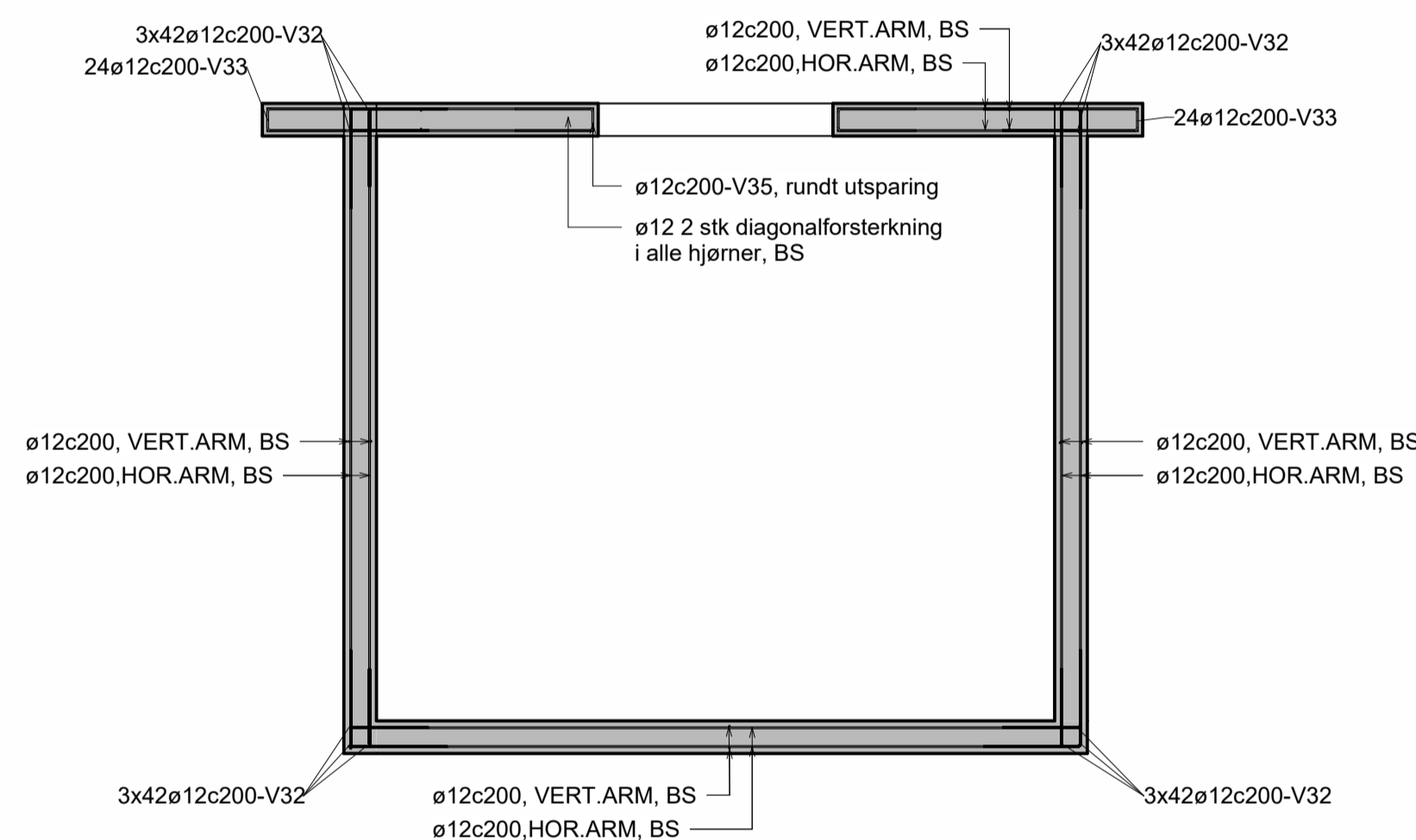
2 99 Detalj sjakt 2
1 : 50



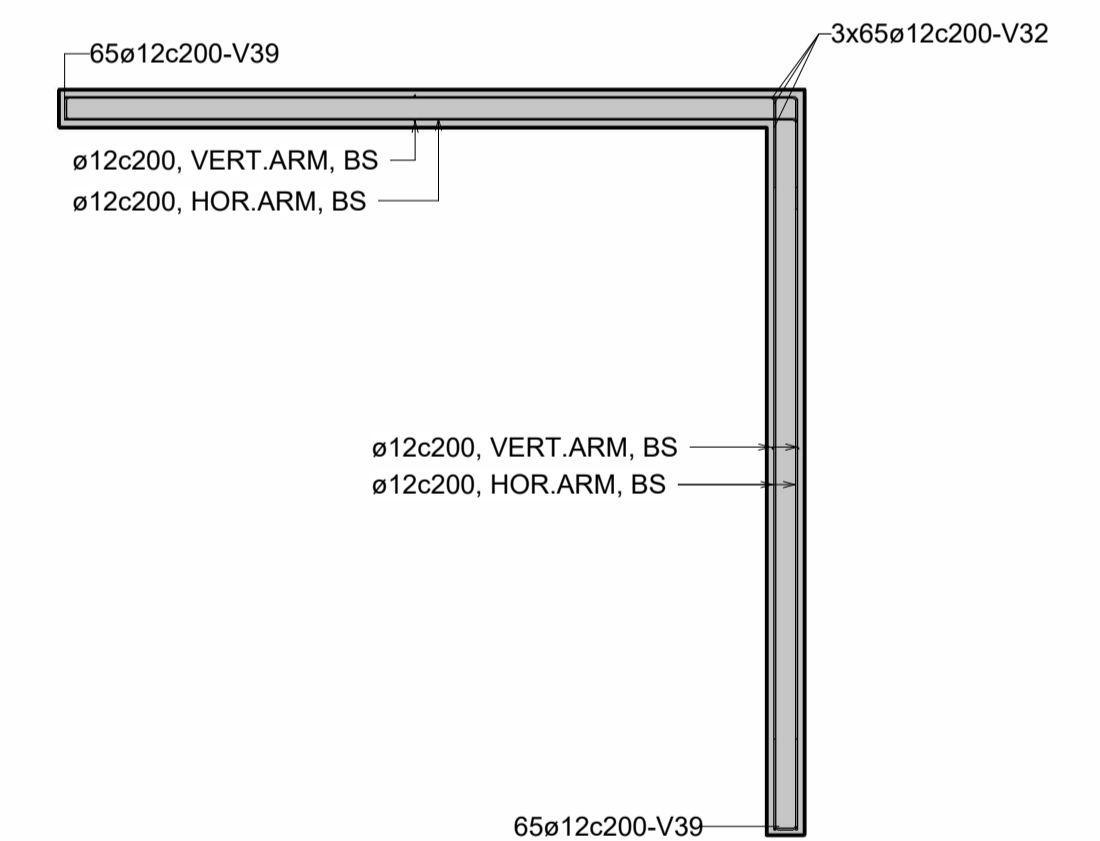
3 99 Detalj avstivende vegg
1 : 50



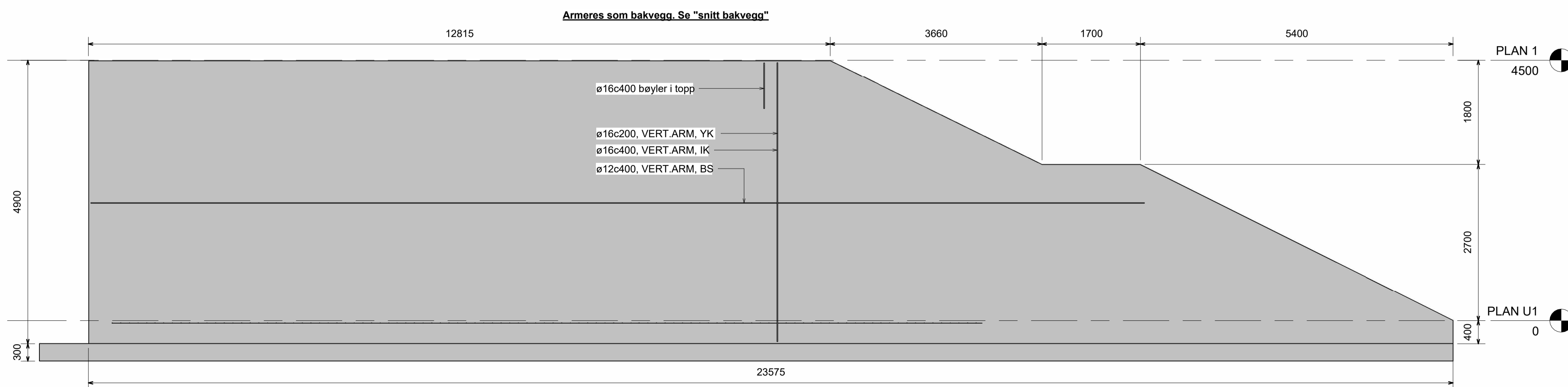
4 99 Detalj trappesjakt armering
1 : 50



5 99 Detalj sjakt 2 armering
1 : 50



6 99 Detalj avstivende vegg armering
1 : 50



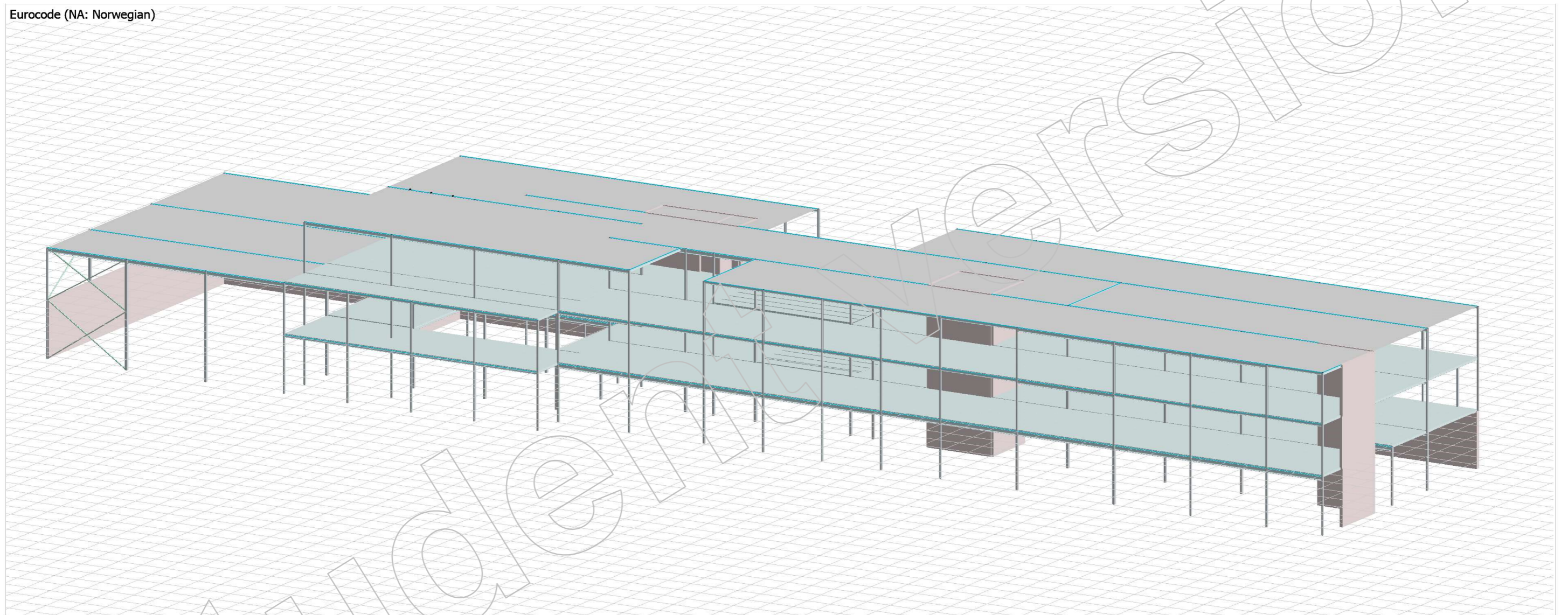
7 Omriss støttevegg vest
1 : 50

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
		Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tillater.			
Bacheloroppgave					Målestokk (gjelder A1) 1 : 50
Hessa Barneskole Detaljtegning sjakter/støttevegger					
Norconsult		Oppdragsnummer 1	Tegningsnummer 40-03	Revisjon	

Hessa Barneskule

FEM - Rapport

Eurocode (NA: Norwegian)



Bacheloroppgave Vår 2023



Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for havromsoperasjoner og byggtknikk

Documentation

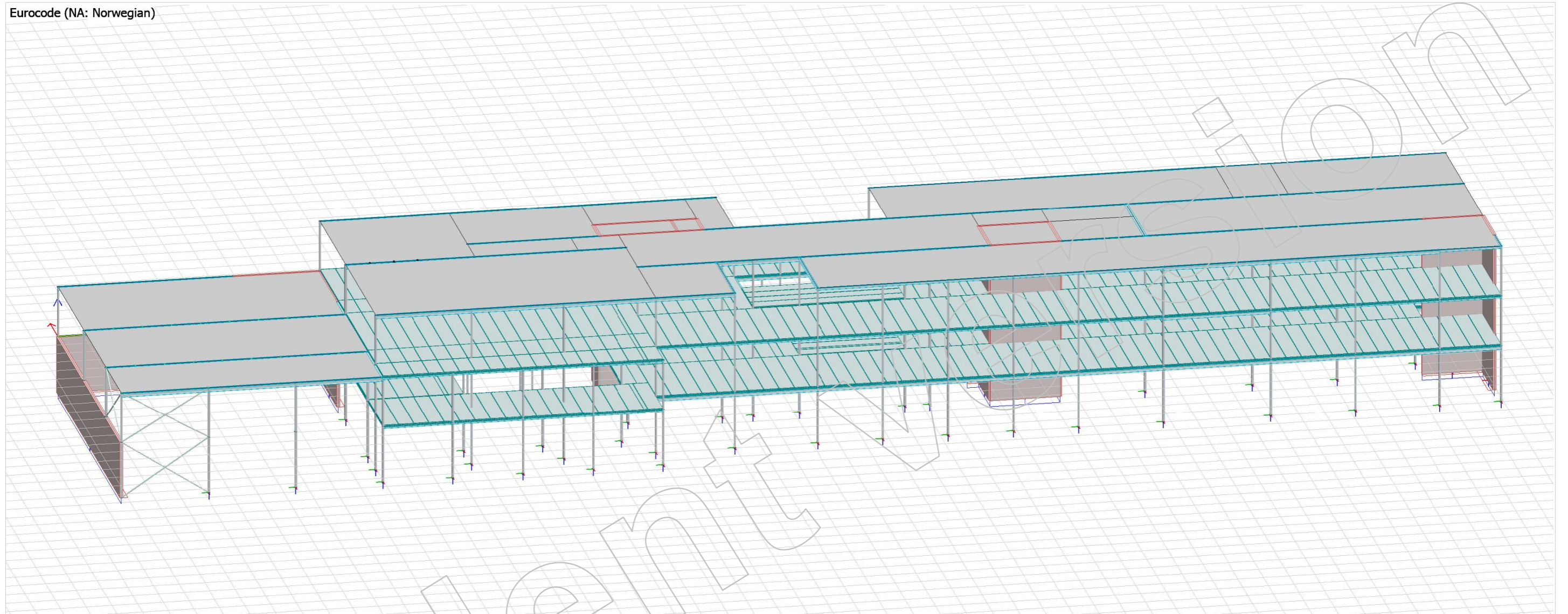
Contents

1 Statisk modell	3
1.1 Forutsetninger.....	4
1.2 Geometri.....	4
1.3 Materialer.....	5
1.4 Elementnett.....	6
2 Lasttilfeller	7
2.1 Egenlast.....	7
2.2 Påført Egenlast.....	7
2.3 Nyttelast.....	8
2.4 Vindlast.....	9
2.5 Snølast.....	11
2.6 Skjevstillingslaster.....	12
3 Lastkombinasjoner	14
4 Seismisk Dimensjonering	17
4.1 Seismisk Last.....	17
4.2 Sammenligning (Vind vs Seismisk).....	18
5 Resultater Seismisk	23
5.1 Reaksjonskrefter i avstivende vegger.....	23
5.2 Deformasjoner.....	24
6 Resultater Bruddgrense	26
6.1 Vertikale oppleggsreaksjoner fundament.....	26
6.2 Reaksjonskrefter i avstivende vegger.....	27
6.3 Skjærstrøm tak.....	29
6.4 Utnyttelse stål.....	30
6.5 Manglende armering Betong.....	32
7 Resultater SLS	34
7.1 Nedbøying.....	34
8 Resultater stål	35
8.1 Plassering av ståltverrsnitt.....	35

1 Statisk modell

Hele konstruksjonen

Eurocode (NA: Norwegian)



Den statiske modellen består av skallelementer som til sammen danner konstruksjonen til Hessa Barneskole. Skallelementene har lokale koordinatsystemer.

- Grønn: x-retn.
- Rød: y-retn.
- Blå: z-retn.

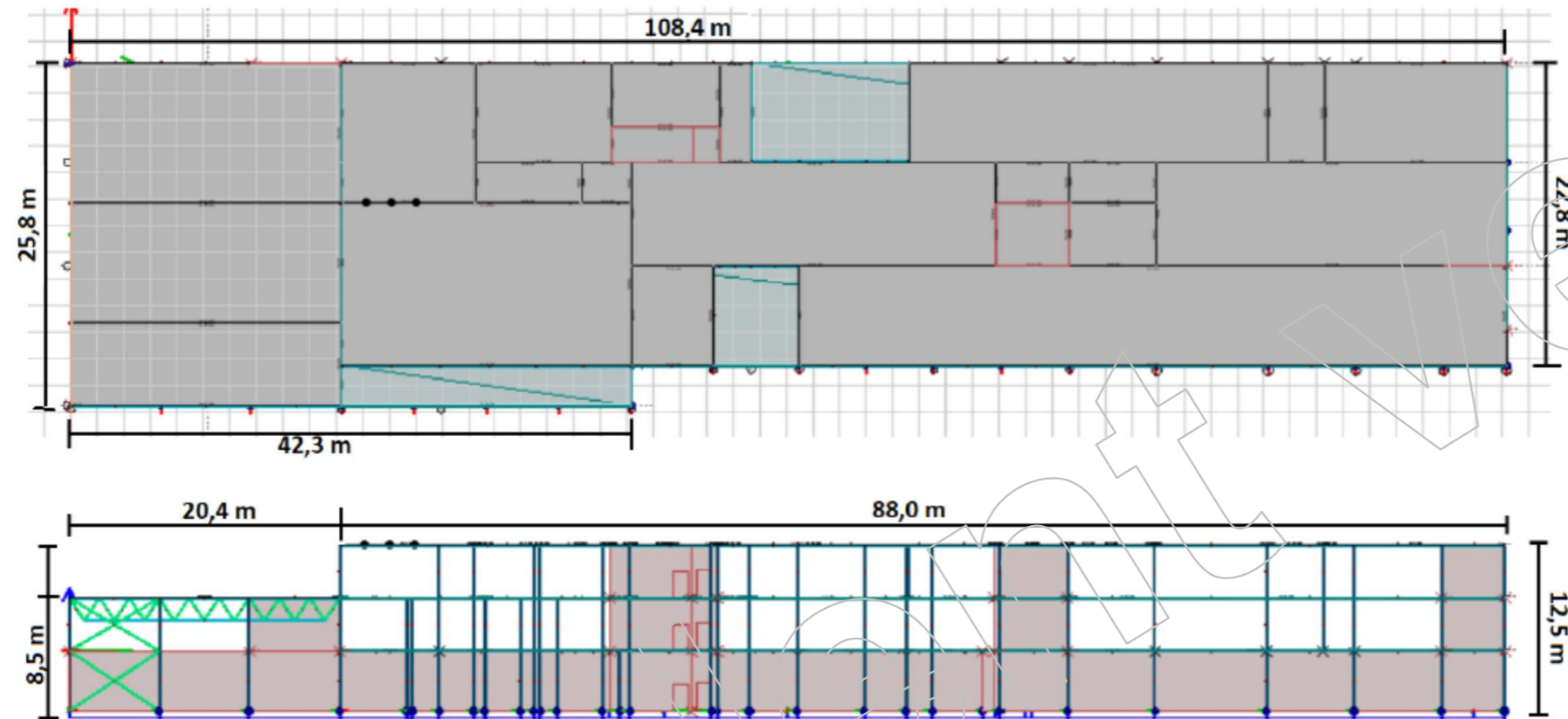
Det er benyttet ledet opplager under søyler mot fundament. Alle konstruksjonsdeler er fast innspent til hverandre.

1.1 Forutsetninger

- Tiltaksklasse 2
- Pålitelighetsklasse (CC/RC) 2
- Konsekvensklasse (CC) 2
- Prosjekteringskontrollklasse (PKK) 2
- Dimensjonerende Brukstilid 50 år
- Maksimal nedbøying bjelker $L/300$
- Maksimal utnyttelsesgrad stål 80 prosent

1.2 Geometri

Alle mål i meter



1.3 Materialer

Concrete materials

No.	Name	Fck	Fck,cube	Fctm	Fctk	Ecm	Yield strain	Ultimate strain	Gamma c	Gamma c, Acc	Gamma cE	Gamma s	Gamma s, Acc	Gamma c,fi	Gamma s,fi	Alfa cc	Alfa ct	Density	Therm. coeff.	Poisson's ratio	Creep c.(U,Ua,Us)
[-]	[-]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[t/m3]	[1/°C]	[-]	[-]
1	C25/30	25.000	30.000	2.600	1.800	31000.000	0.00200	0.00350	1.50	1.20	1.20	1.15	1.00	1.00	1.00	0.85	0.85	2.548	0.000010	0.200	0.00
2	C45/55	45.000	55.000	3.800	2.700	36000.000	0.00200	0.00350	1.50	1.20	1.20	1.15	1.00	1.00	1.00	0.85	0.85	2.548	0.000010	0.200	0.00
3	C30/37	30.000	37.000	2.900	2.000	33000.000	0.00200	0.00350	1.50	1.20	1.20	1.15	1.00	1.00	1.00	0.85	0.85	2.548	0.000010	0.200	0.00

Creep c.(Sq)	Creep c.(Sf)	Creep c.(Sc)	Shrinkage	Dyna r.	Stab r.
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
0.00	0.00	0.00	0.000	1.000	1.000
0.00	0.00	0.00	0.000	1.000	1.000
0.00	0.00	0.00	0.000	1.000	1.000

Reinforcing steel materials

Name	fyk	Es	Epsilon uk	Epsilon ud	k
[-]	[N/mm2]	[N/mm2]	[-]	[-]	[-]
B500C	500	200000	0.0750	0.0300	1.15

Steel materials

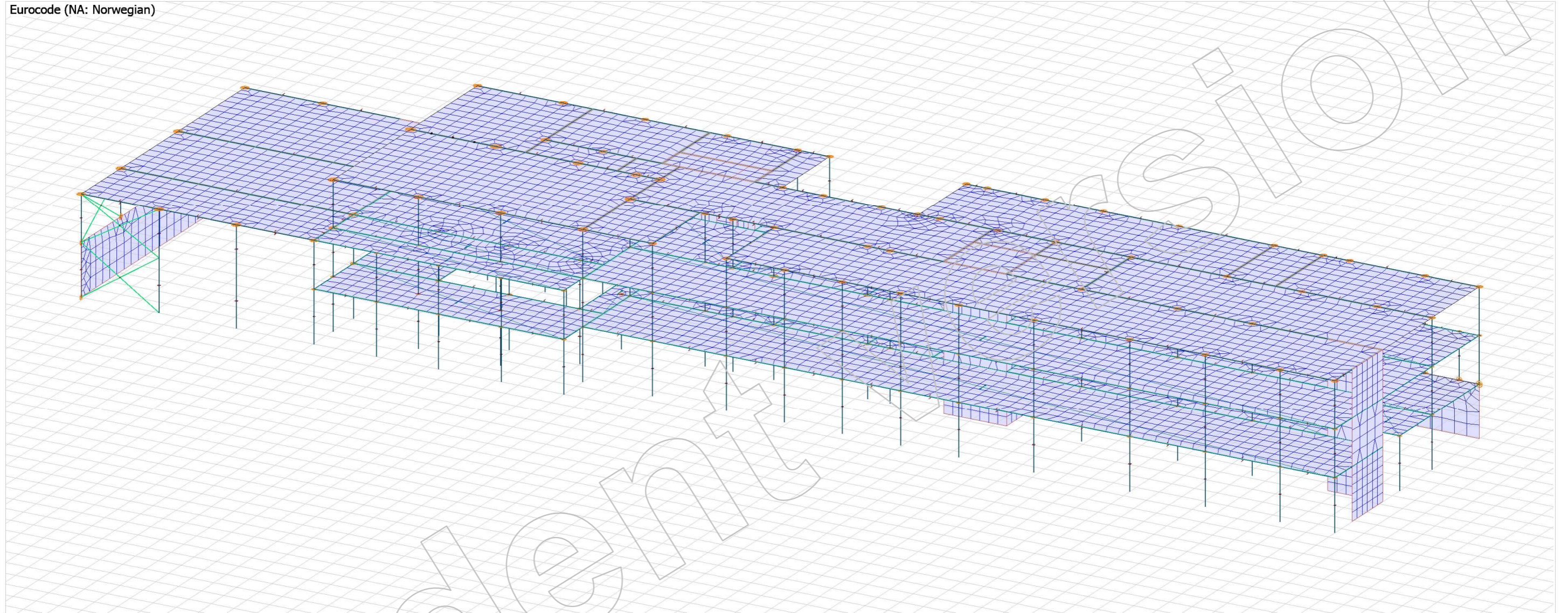
No.	Name	fyk(t<16)	fyk(16<=t<=40)	fyk(40<t<=63)	fyk(63<t<=80)	fyk(80<t<=100)	fyk(100<t<=150)	fyk(150<t<=200)	fyk(200<t<=250)	fyk(250<t<=400)	fuk(t<3)	fuk(3<=t<=40)	fuk(40<t<=100)	fuk(100<t<=150)	fuk(150<t<=250)
[-]	[-]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]	[N/mm2]
1	S 355	355.000	355.000	335.000	335.000	335.000	335.000	335.000	335.000	335.000	510.000	510.000	470.000	470.000	470.000

fuk(250<t<=400)	Gamma M0	Gamma M0, Acc	Gamma M1	Gamma M1, Acc	Gamma M2	Gamma M2, Acc	Gamma M5	Gamma M5, Acc	Gamma Mfi	Ek	Poisson's ratio	G	Therm. coeff.	Density
[N/mm2]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm2]	[-]	[N/mm2]	[1/°C]	[t/m3]
470.000	1.050	1.000	1.050	1.000	1.250	1.000	1.000	1.000	1.000	210000.000	0.300	80769.000	1.2000e-05	7.850000

1.4 Elementnett

Det er benyttet en elementstørrelse lik 0.5m for modellen. Elementnettet består av Q9 elementer.

Elementnett
Eurocode (NA: Norwegian)



2 Lasttilfeller

2.1 Egenlast

Konstruksjonens egenvekt behandles i et eget lasttilfelle og genereres automatisk basert på materialtype og tykkelse.

Videre utdyping om egenlaster for Hessa Barneskule er beskrevet i kapittel 3.4.1 i rapporten

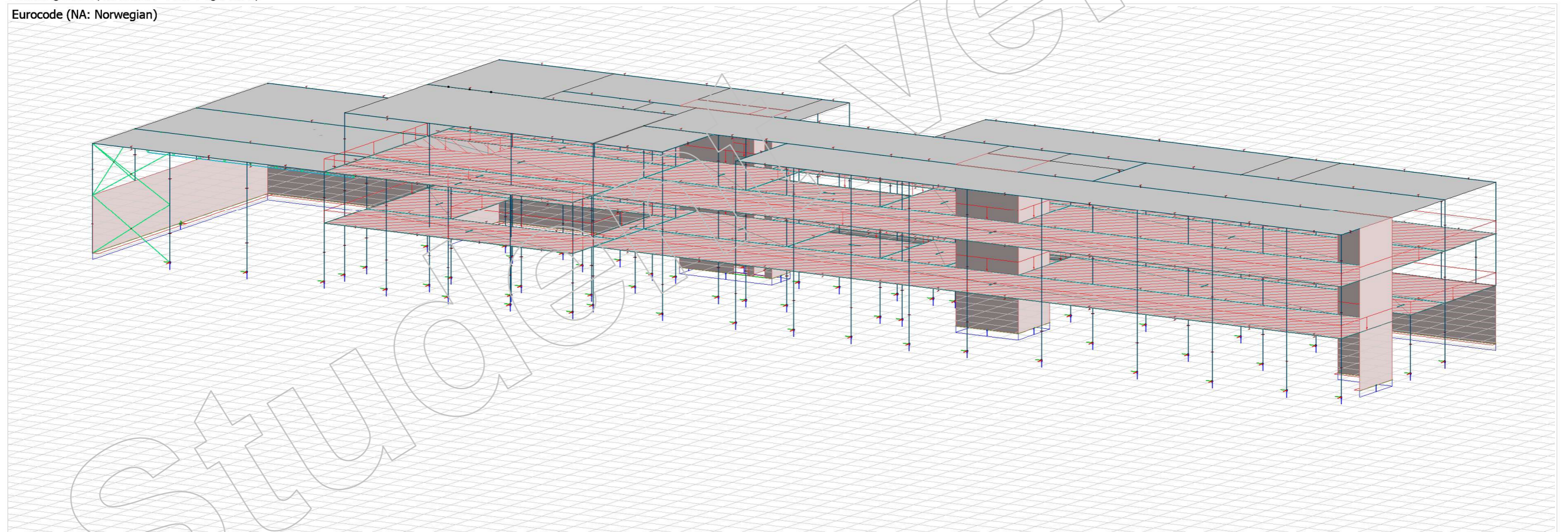
2.2 Påført Egenlast

Påført egenlast er påsatt modellen som en vertikal flatelast over Plan 1 og Plan 2. Påført egenlast inkluderer 0,5 kN/m² for lettvegger og tekniske anlegg i himling, og 1,5 kN/m² for avretting på gulv.

Aktuelle verdier og utdypende informasjon om påført egenlast for prosjektet er videre beskrevet i kapittel 3.4.1 i rapporten

Påført Egenlast (2,0 kN/m² - Plan 1 og Plan 2)

Eurocode (NA: Norwegian)



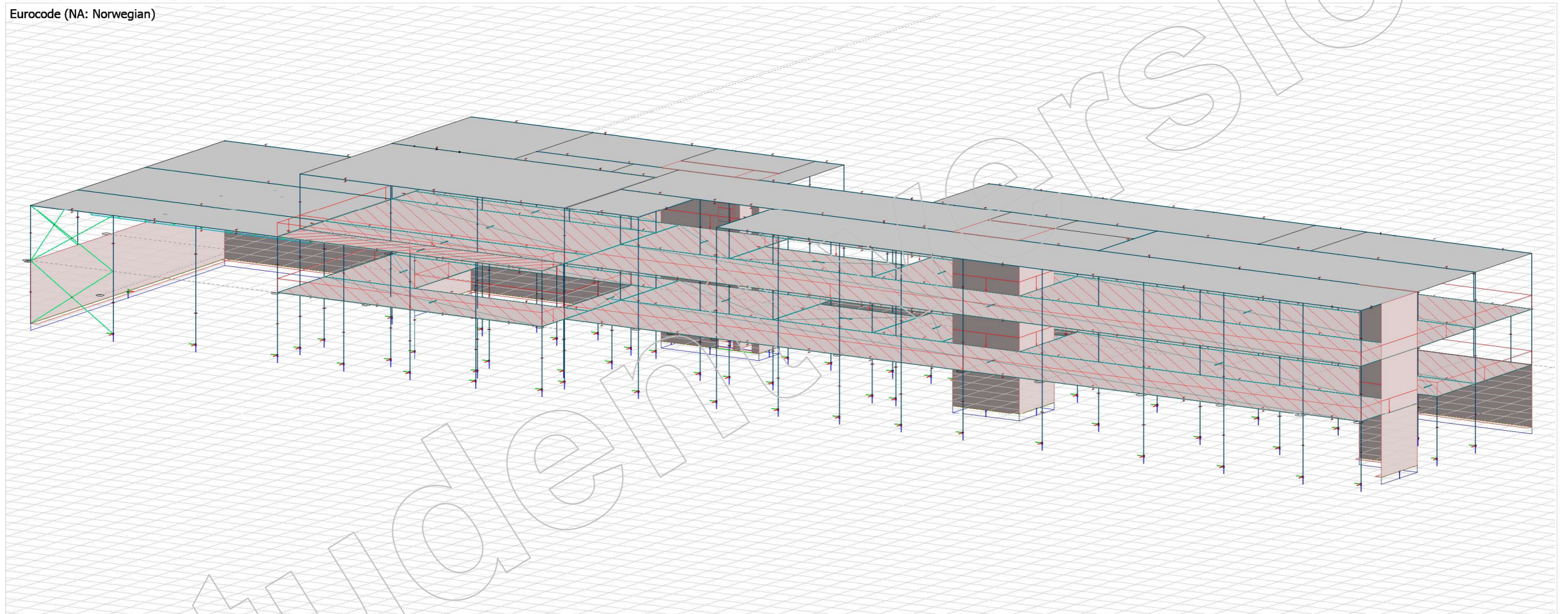
2.3 Nyttelast

Nyttelast for Hessa barneskole er på 3,0 kN/m² hentet fra Eurokode. Lasten er påført modellen som en flatelast på dekkene over plan 1 og 2

Aktuelle verdier og utdypende informasjon om Nyttelaster for prosjektet er videre beskrevet i kapittel 3.4.2 i rapporten

Nyttelast (3,0 kN/m² - Plan 1 og Plan 2)

Eurocode (NA: Norwegian)

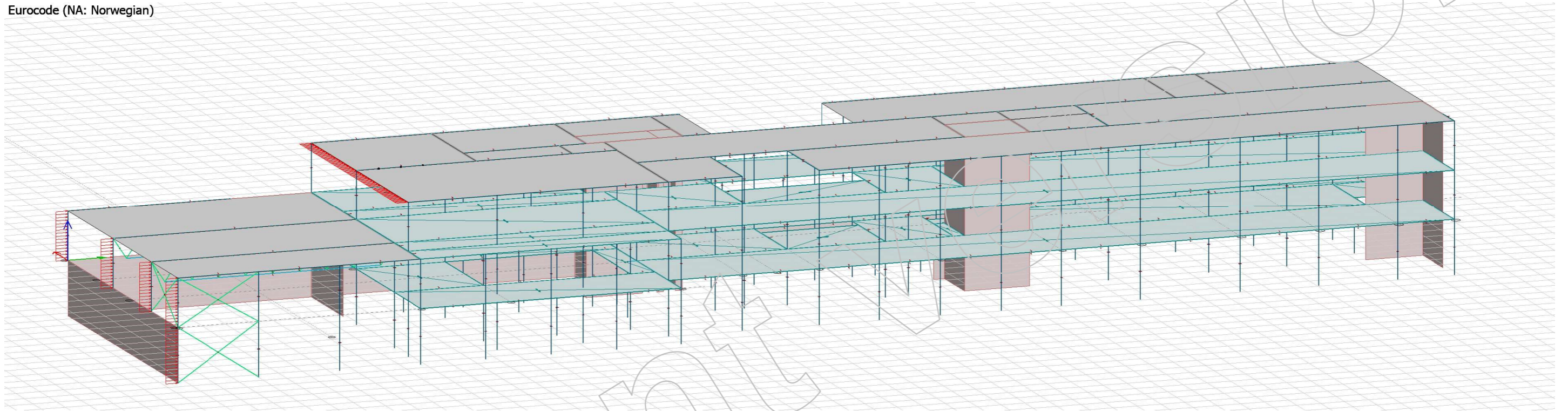


2.4 Vindlast

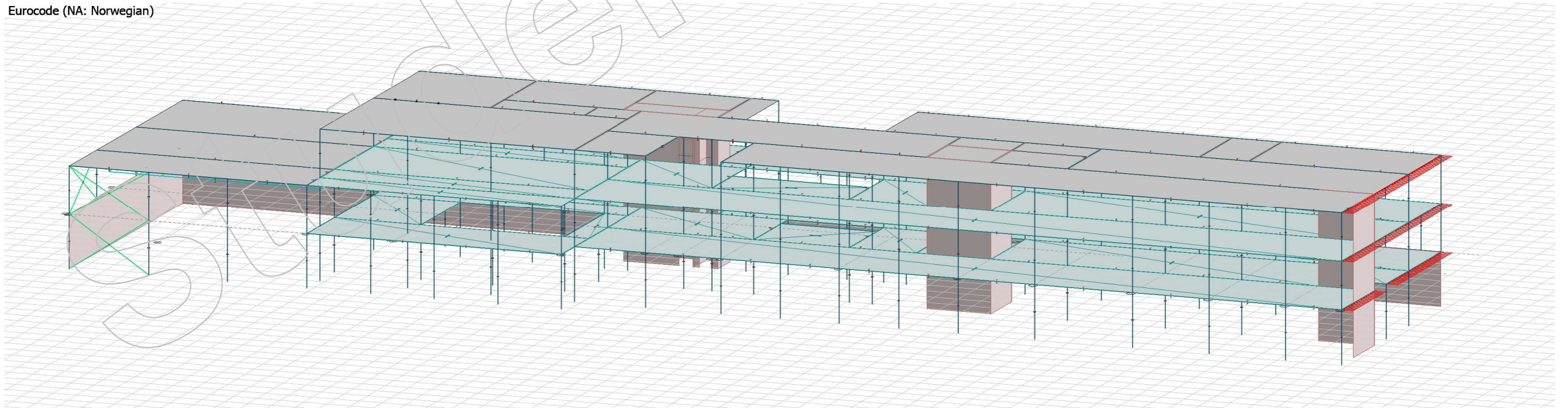
Vindlast har 4 forskjellige lasttilfeller, 1 for hver retning. Lasten påføres modellen som en linjelast på de konstruksjonsdeler som påvirkes av vindlasten i den aktuelle retningen.

Verdier for vindlastene til Hessa Barneskule er beregnet i i henhold til Eurokode ved hjelp av Ove Sletten. Aktuelle verdier og utdypende informasjon om vindlastene for prosjektet er videre beskrevet i kapittel 3.4.4 i rapporten

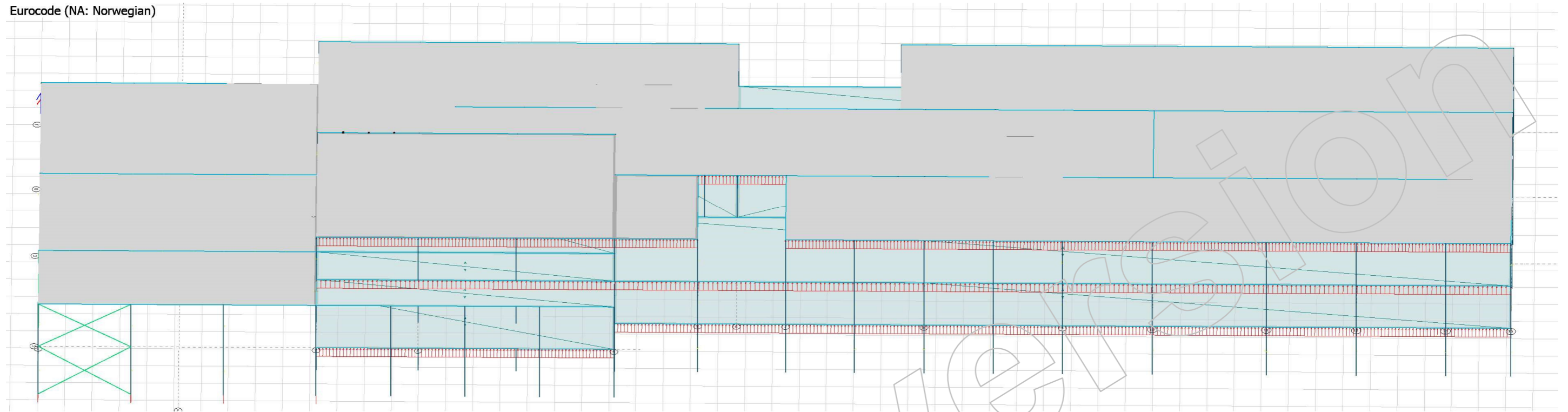
Vind X+
Eurocode (NA: Norwegian)



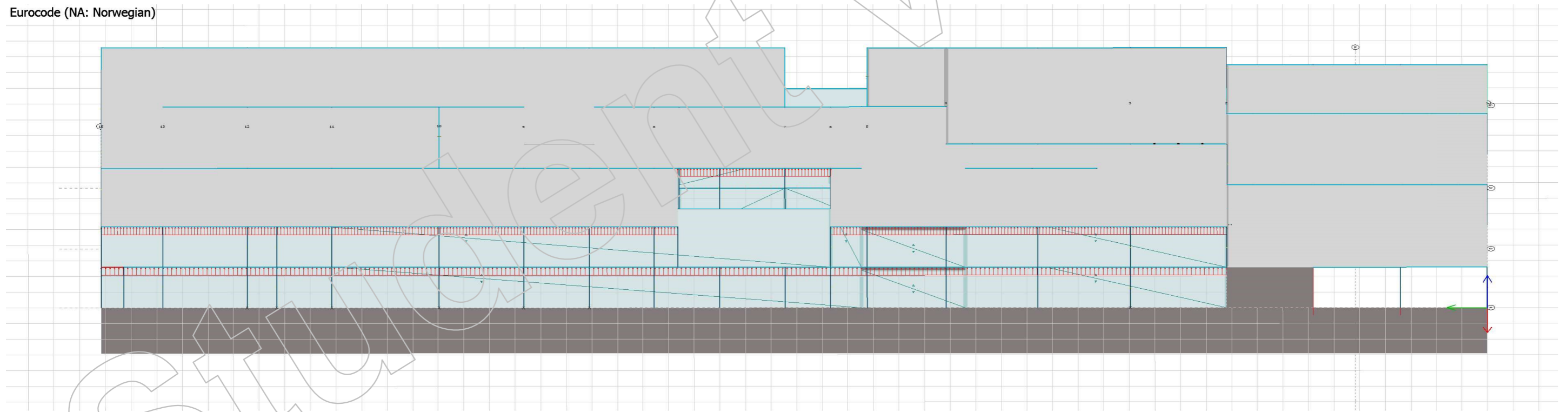
Vind X-
Eurocode (NA: Norwegian)



Vind Y+
Eurocode (NA: Norwegian)



Vind Y-
Eurocode (NA: Norwegian)



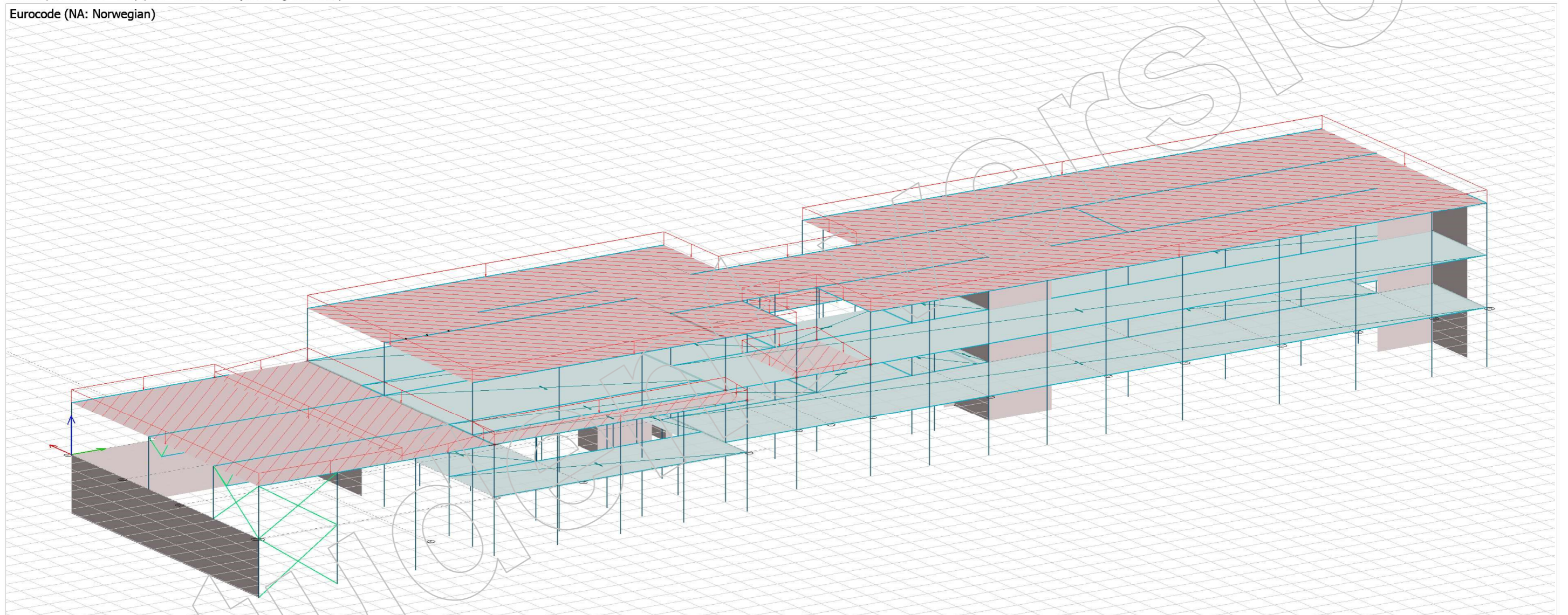
2.5 Snølast

Snølast er påført modellen som en flatelast på taket. På grunn av fokksnø innmot vegger over gymsal og på balkonger er snølasten påført som en varierende flatelast enkelte steder.

Verdier for snølast til Hessa Barneskule er beregnet etter prosjektets plassering i henhold til Eurokode. Aktuelle verdier og utdypende informasjon om snølastene for prosjektet er videre beskrevet i kapittel 3.4.3 i rapporten

Sølast (2,4 kN/m² - Tak) (2,5 - 6 kN/m² - Gymsal og innhuker)

Eurocode (NA: Norwegian)



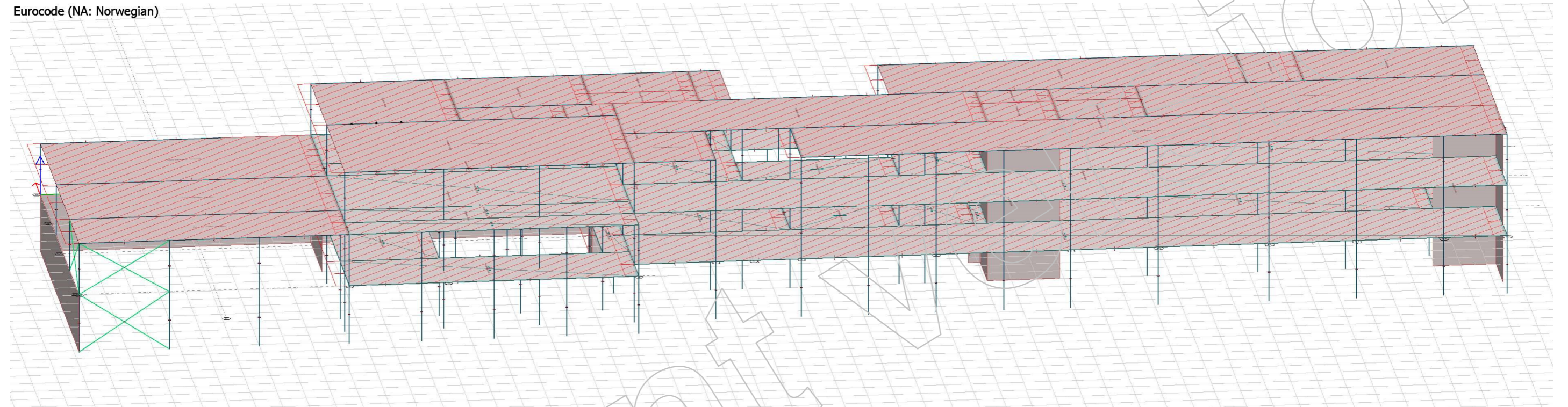
2.6 Skjevstillingslaster

Skjevstillingslaster påføres modellen som horisontale flatelaster på dekker og tak

Verdier for skjevstillingslaster til Hessa Barneskule er beregnet i henhold til Eurokode. Aktuelle verdier og utdypende informasjon om skjevstillingslaster for prosjektet er videre beskrevet i kapittel 3.4.6 i rapporten

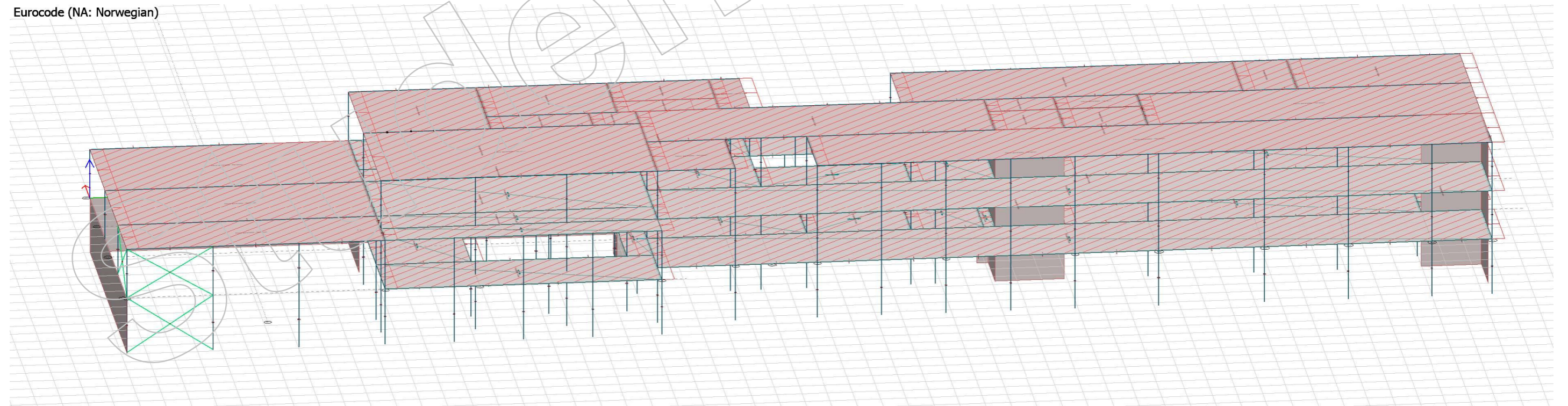
Skjevstilling X+ (0,0251 kN/m² - Plan 1) (0,01897 kN/m² - Plan 2) (0,00879 kN/m² - Tak)

Eurocode (NA: Norwegian)

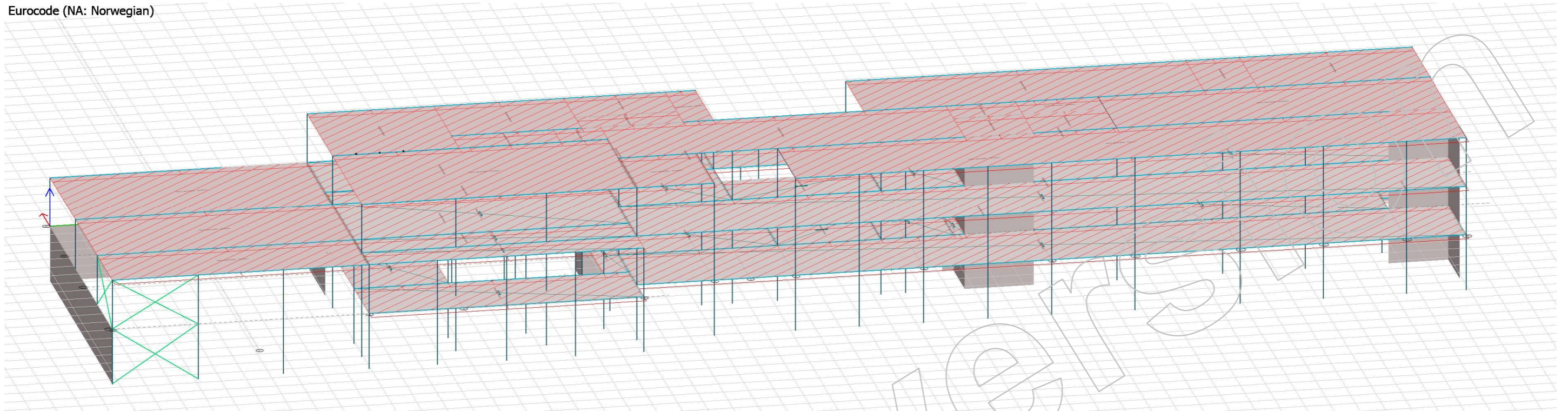


Skjevstilling X- (0,0251 kN/m² - Plan 1) (0,01897 kN/m² - Plan 2) (0,00879 kN/m² - Tak)

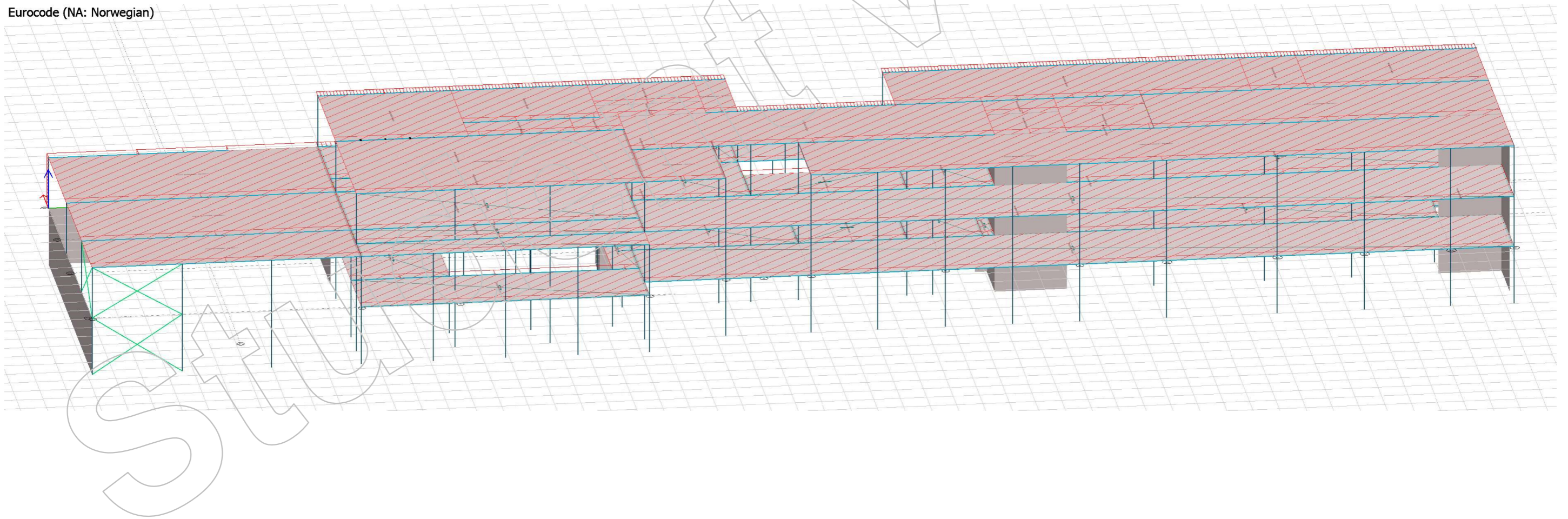
Eurocode (NA: Norwegian)



Skjevstilling Y+ (0,0251 kN/m² - Plan 1) (0,01897 kN/m² - Plan 2) (0,00879 kN/m² - Tak)
Eurocode (NA: Norwegian)



skjevstilling Y- (0,0251 kN/m² - Plan 1) (0,01897 kN/m² - Plan 2) (0,00879 kN/m² - Tak)
Eurocode (NA: Norwegian)



3 Lastkombinasjoner

FEM-design genererer lastkombinasjoner for alle grensetilstander som vi ønsker. Vi har med Bruddgrense, karakteristisk bruksgrense, ofte forekommende bruksgrense og seismiske lastkombinasjoner. Her vises alle lastkombinasjoner som er vurdert i dimensjoneringen.

Videre utdyping om lastkombinasjoner for Hessa Barneskule er beskrevet i kapittel 3.6.8 i rapporten

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases	No.	Name	Type	Factor	Load cases	No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	LC1ULS	Ultimate	1.35	Egenlast (+Struc. dead load)				1.00	Deviation Y+ (Deviation)				0.70	Snølast
			0.90	Vind Y+				1.05	Nyttelast				0.70	Nyttelast
			1.00	Deviation Y+ (Deviation)	10	LC10ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)	19	LC3ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.05	Snølast				1.50	Snølast				1.00	Vind X+
			1.05	Nyttelast				0.90	Vind X-				0.70	Snølast
2	LC2ULS	Ultimate	1.35	Egenlast (+Struc. dead load)				1.00	Deviation X- (Deviation)				0.70	Nyttelast
			0.90	Vind X-	11	LC11ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)	20	LC4ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.00	Deviation X- (Deviation)				1.50	Snølast				1.00	Vind Y-
			1.05	Snølast				0.90	Vind X+				0.70	Snølast
			1.05	Nyttelast				1.00	Deviation X+ (Deviation)				0.70	Nyttelast
3	LC3ULS	Ultimate	1.35	Egenlast (+Struc. dead load)	12	LC12ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)	21	LC5ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.90	Vind X+				1.50	Snølast				1.00	Snølast
			1.00	Deviation X+ (Deviation)				0.90	Vind Y-				0.60	Vind Y+
			1.05	Snølast	13	LC13ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)				0.70	Nyttelast
			1.05	Nyttelast				1.50	Snølast	22	LC6ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
4	LC4ULS	Ultimate	1.35	Egenlast (+Struc. dead load)				1.00	Deviation Y- (Deviation)				1.00	Snølast
			0.90	Vind Y-				1.05	Nyttelast				0.60	Vind X-
			1.00	Deviation Y- (Deviation)	14	LC14ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)				0.70	Nyttelast
			1.05	Snølast				1.50	Nyttelast	23	LC7ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.05	Nyttelast				0.90	Vind Y+				1.00	Snølast
5	LC5ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)				1.00	Deviation Y+ (Deviation)				0.60	Vind X+
			1.50	Vind Y+				1.05	Snølast				0.70	Nyttelast
			1.00	Deviation Y+ (Deviation)	15	LC15ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)	24	LC8ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.05	Snølast				1.50	Nyttelast				1.00	Snølast
			1.05	Nyttelast				0.90	Vind X-				0.60	Vind Y-
6	LC6ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)				1.00	Deviation X- (Deviation)				0.70	Nyttelast
			1.50	Vind X-	16	LC16ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)	25	LC9ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.00	Deviation X- (Deviation)				1.05	Snølast				1.00	Nyttelast
			1.05	Snølast				1.50	Nyttelast				0.60	Vind Y+
			1.05	Nyttelast				0.90	Vind X+				0.70	Snølast
7	LC7ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)				1.00	Deviation X+ (Deviation)	26	LC10ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.50	Vind X+				1.05	Snølast				1.00	Nyttelast
			1.00	Deviation X+ (Deviation)				1.20	Egenlast (+Struc. dead load)				0.60	Vind X-
			1.05	Snølast				1.50	Nyttelast				0.70	Snølast
			1.05	Nyttelast	17	LC1ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)	27	LC11ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
8	LC8ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)				1.00	Deviation Y- (Deviation)				1.00	Nyttelast
			1.50	Vind Y-				1.05	Snølast				0.60	Vind X+
			1.00	Deviation Y- (Deviation)				1.00	Egenlast (+Struc. dead load)				0.70	Snølast
			1.05	Snølast				1.00	Vind Y+	28	LC12ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.05	Nyttelast				0.70	Snølast				1.00	Nyttelast
9	LC9ULS	Ultimate	1.20	Egenlast (+Struc. dead load)				0.70	Nyttelast				0.60	Vind Y-
			1.50	Snølast	18	LC2ScLS	Characteristic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)				0.70	Snølast
			0.90	Vind Y+				1.00	Vind X-	29	LC1SfLS	Frequent	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)

No.	Name	Type	Factor	Load cases
30	LC2SfLS	Frequent	0.20	Vind Y+
			0.20	Snølast
			0.30	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.20	Vind X-
31	LC3SfLS	Frequent	0.20	Snølast
			0.30	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.20	Vind X+
			0.20	Snølast
32	LC4SfLS	Frequent	0.30	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.20	Vind Y-
			0.20	Snølast
			0.30	Nyttelast
33	LC5SfLS	Frequent	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.50	Snølast
			0.30	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.50	Nyttelast
34	LC6SfLS	Frequent	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.50	Nyttelast
			0.20	Snølast
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
35	LC1UsLS	Seismic	-0.30	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
36	LC2UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
37	LC3UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
38	LC4UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
39	LC5UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
40	LC6UsLS	Seismic	-0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
41	LC7UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
42	LC8UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
43	LC9UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
44	LC10UsLS	Seismic	-1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
45	LC11UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
46	LC12UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fy+My
47	LC13UsLS	Seismic	-0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
48	LC14UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
49	LC15UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My

No.	Name	Type	Factor	Load cases
50	LC16UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fy+My
51	LC17UsLS	Seismic	-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
52	LC18UsLS	Seismic	-1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
53	LC19UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
54	LC20UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
55	LC21UsLS	Seismic	-0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
56	LC22UsLS	Seismic	-0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
57	LC23UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fy+My
58	LC24UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fy+My
59	LC25UsLS	Seismic	-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fy+My
60	LC26UsLS	Seismic	-1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
61	LC27UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
62	LC28UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
63	LC29UsLS	Seismic	-0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
64	LC30UsLS	Seismic	-0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			-1.00	Seis res, Fy+My
65	LC31UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
66	LC32UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
67	LC33UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
68	LC34UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
69	LC35UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
70	LC36UsLS	Seismic	0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fx+Mx

No.	Name	Type	Factor	Load cases
71	LC37UsLS	Seismic	0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
72	LC38UsLS	Seismic	-1.00	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-0.30	Seis res, Fx+Mx
73	LC39UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.30	Seis res, Fx+Mx
74	LC40UsLS	Seismic	-1.00	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.30	Seis res, Fx+Mx
75	LC41UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-1.00	Seis res, Fx+Mx
76	LC42UsLS	Seismic	-0.30	Seis res, Fy+My
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
77	LC43UsLS	Seismic	-1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
78	LC44UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
79	LC45UsLS	Seismic	1.00	Seis res, Fx+Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
80	LC46UsLS	Seismic	-0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)

No.	Name	Type	Factor	Load cases
81	LC47UsLS	Seismic	0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			-1.00	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
82	LC48UsLS	Seismic	0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.30	Seis res, Fx+Mx
			1.00	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
83	LC49UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-1.00	Seis res, Fx-Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
84	LC50UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-1.00	Seis res, Fx-Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
85	LC51UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.00	Seis res, Fx-Mx
			-0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
86	LC52UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.00	Seis res, Fx-Mx
			0.30	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast

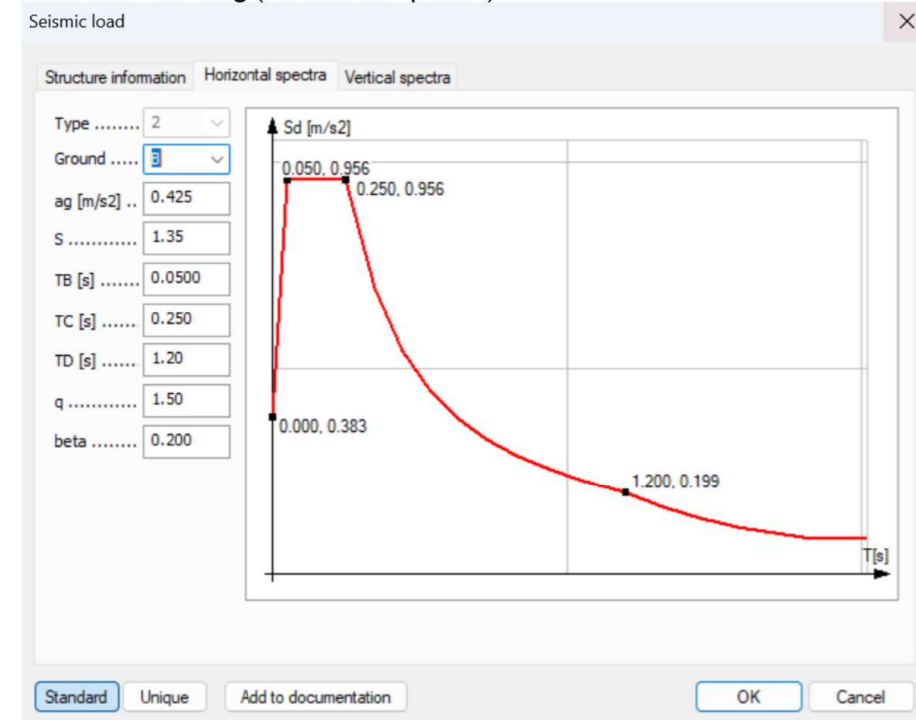
No.	Name	Type	Factor	Load cases
87	LC53UsLS	Seismic	0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-0.30	Seis res, Fx-Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
88	LC54UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-0.30	Seis res, Fx-Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
89	LC55UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.30	Seis res, Fx-Mx
			-1.00	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
90	LC56UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.30	Seis res, Fx-Mx
			1.00	Seis res, Fy+My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
91	LC57UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-1.00	Seis res, Fx-Mx
			-0.30	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
92	LC58UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-1.00	Seis res, Fx-Mx
			0.30	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast

No.	Name	Type	Factor	Load cases
93	LC59UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.00	Seis res, Fx-Mx
			-0.30	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
94	LC60UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			1.00	Seis res, Fx-Mx
			0.30	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
95	LC61UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-0.30	Seis res, Fx-Mx
			-1.00	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
96	LC62UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			-0.30	Seis res, Fx-Mx
			1.00	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
97	LC63UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.30	Seis res, Fx-Mx
			-1.00	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast
			1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
98	LC64UsLS	Seismic	1.00	Egenlast (+Struc. dead load)
			0.30	Seis res, Fx-Mx
			1.00	Seis res, Fy-My
			0.20	Snølast
			0.60	Nyttelast

4 Seismisk Dimensjonering

4.1 Seismisk Last

Seismisk Påvirkning (Horizontal Spectra)



Seismisk Påvirkning(Masse konvertering)

Load case - mass conversion

Factor	Name
--	Deviation X-
--	Deviation Y+
--	Deviation Y-
1.000	Egenlast
--	Vind Y+
--	Vind X-
--	Vind X+
--	Vind Y-
0.200	Snølast
0.600	Nyttelast

OK
 Cancel

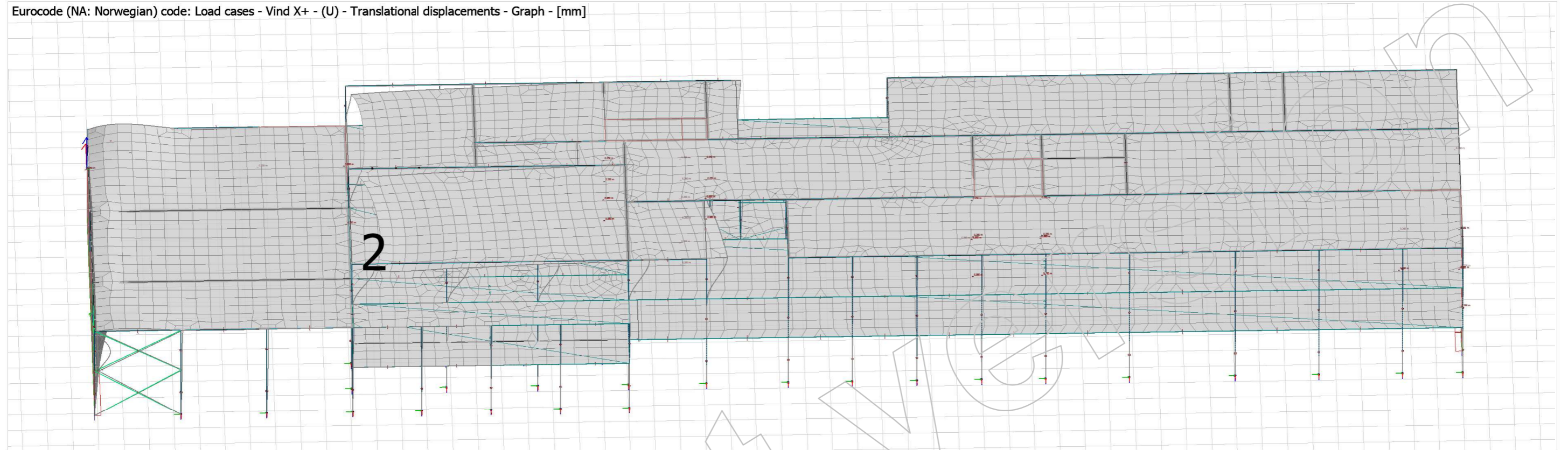
Faktorer og verdier for seismisk påvirkning er bestemt etter konstruksjonstype, bruksområde og lokasjonen til prosjektet. Dette beskrives nærmere i kapittel 3.4.5 i Rapporten

Finner ut om seismisk dimensjonering kan utelates ved å sammenligne horisontale krefter fra vind+skjevstilling med horisontale krefter fra Seismisk påvirkning. Vi sammenligner også horisontale deformasjoner for vind og seismisk påvirkning.

4.2 Sammenligning (Vind vs Seismisk)

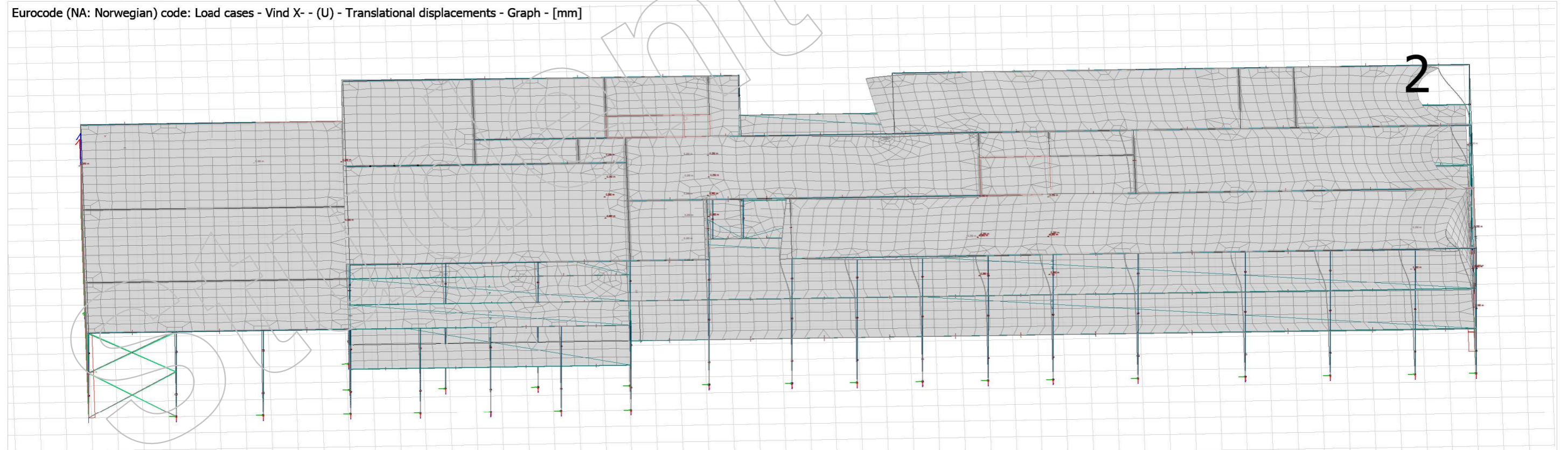
Deformasjoner Max (Vind X+)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vind X+ - (U) - Translational displacements - Graph - [mm]



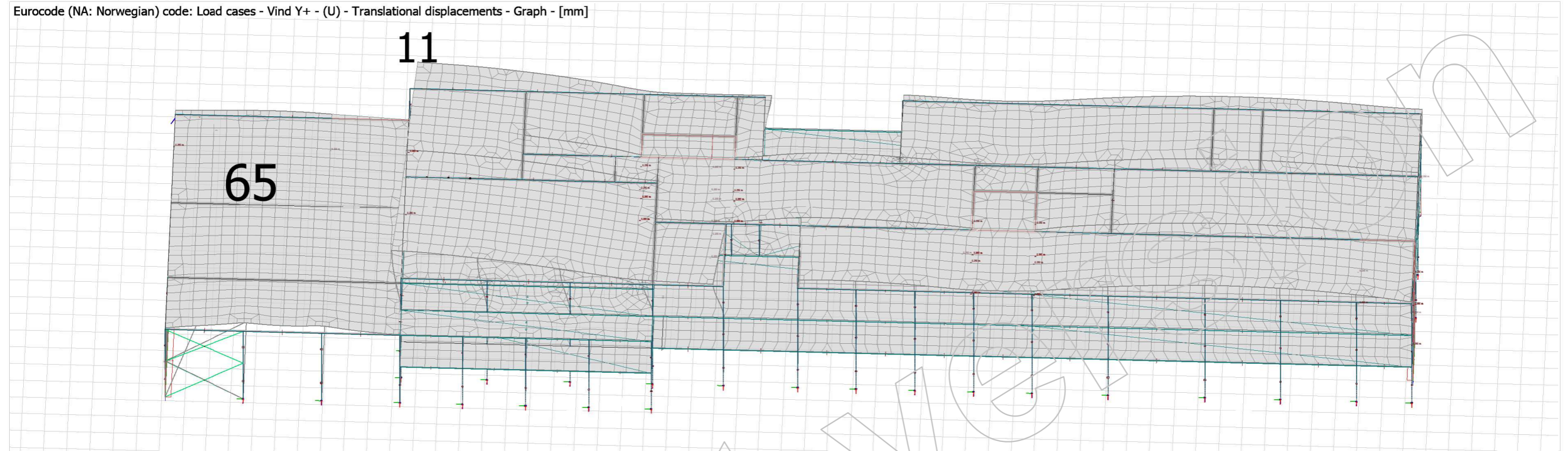
Deformasjoner Max (Vind X-)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vind X- - (U) - Translational displacements - Graph - [mm]



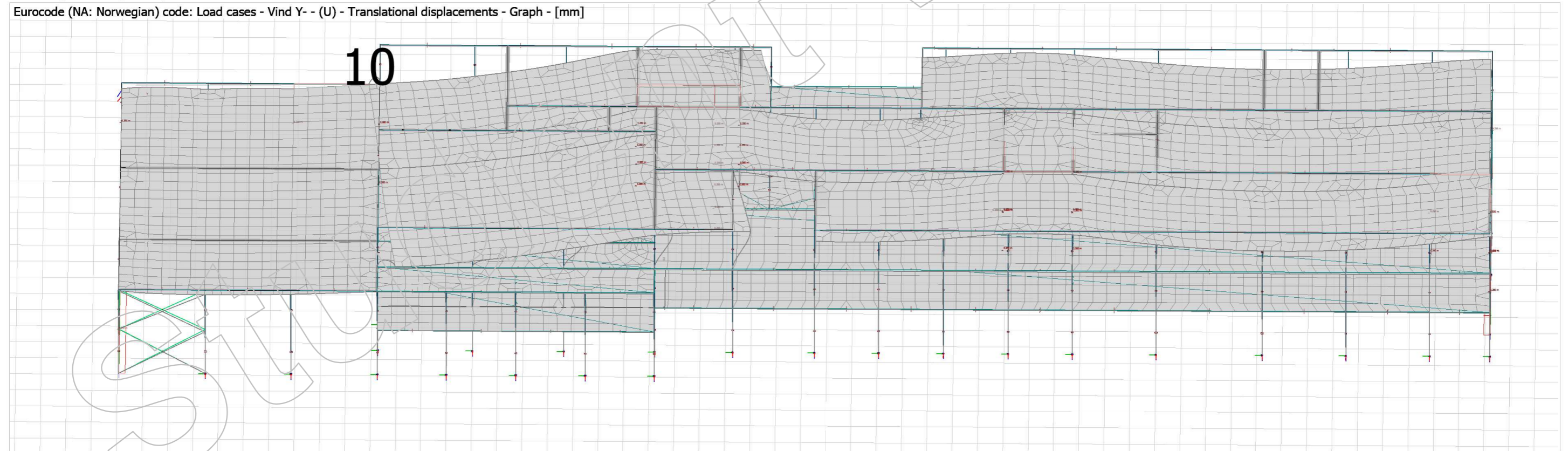
Deformasjoner Max (Vind Y+)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vind Y+ - (U) - Translational displacements - Graph - [mm]



Deformasjoner Max (Vind Y-)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vind Y- - (U) - Translational displacements - Graph - [mm]



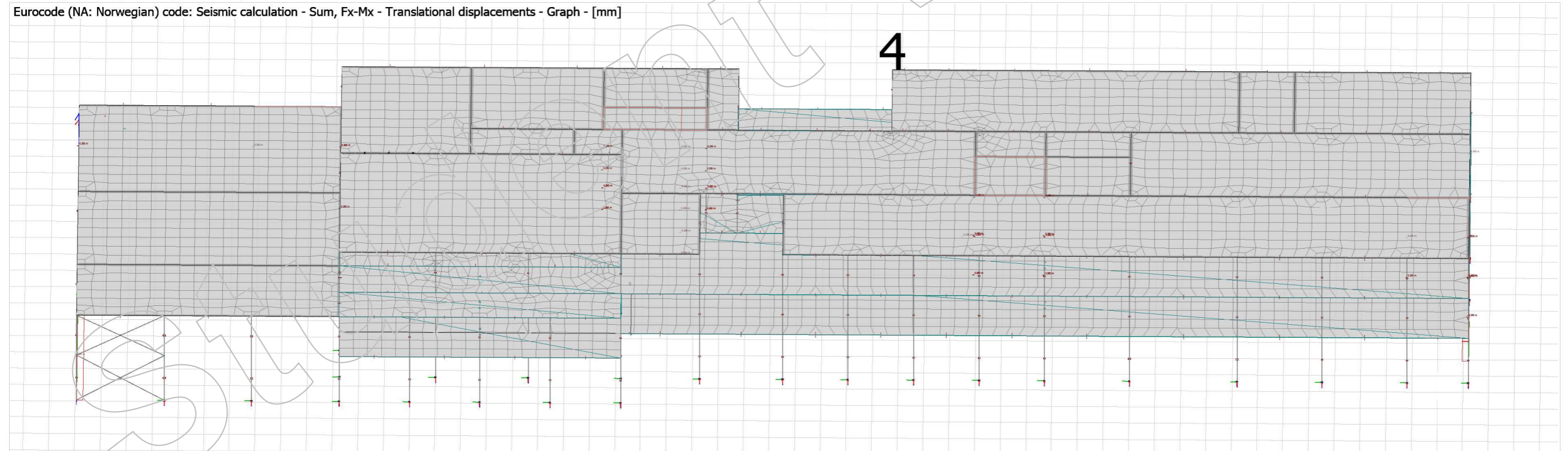
Deformasjoner Max (Seismisk, Sum Fx+Mx)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fx+Mx - Translational displacements - Graph - [mm]



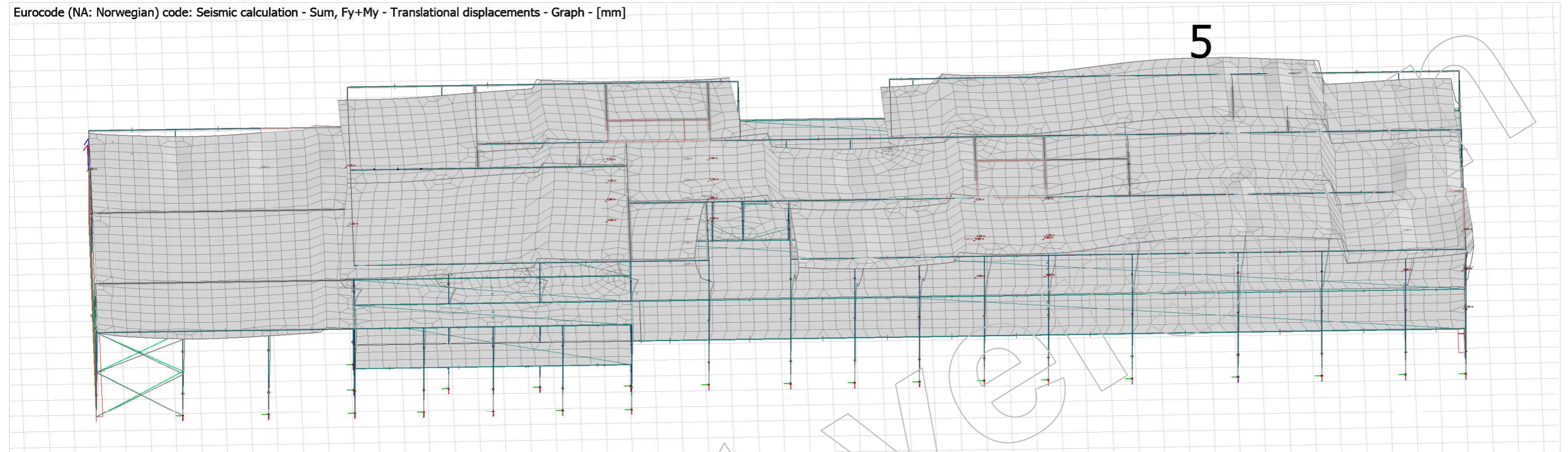
Deformasjoner Max (Seismisk, Sum Fx-Mx)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fx-Mx - Translational displacements - Graph - [mm]



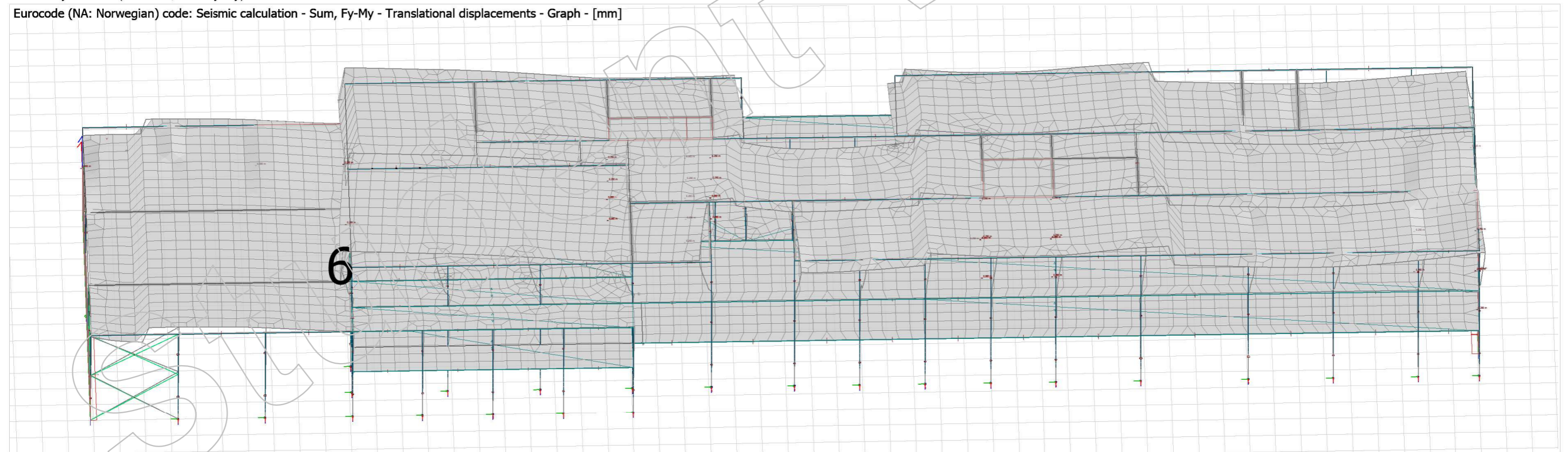
Deformasjoner Max (Seismisk, Sum Fy+My)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fy+My - Translational displacements - Graph - [mm]



Deformasjoner Max (Seismisk, Sum Fy-My)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Seismic calculation - Sum, Fy-My - Translational displacements - Graph - [mm]



Krefter Vind X+ og Skjevstilling X+

Equilibrium			
Check... Load cases: U - Ultimate			
Load cases / Load combinations / Construction stages			
<ul style="list-style-type: none"> Deviation X+ Deviation X- Deviation Y+ Deviation Y- Egenlast Vind Y+ Vind X- Vind X+ Vind Y- Snølast 			
Component	Loads	Reactions	Error [%]
Fx [kN]	217.64	-217.64	0.00
Fy [kN]	0.00000	-8.841e-06	-
Fz [kN]	0.00000	-3.043e-07	-
Mx [kNm] ...	0.00000	-7.353e-05	-
My [kNm] ...	780.28	-780.28	0.00
Mz [kNm] ...	2931.0	-2931.0	0.00

Krefter Vind Y+ og Skjevstilling Y+

Equilibrium			
Check... Load cases: U - Ultimate			
Load cases / Load combinations / Construction stages			
<ul style="list-style-type: none"> Deviation X+ Deviation X- Deviation Y+ Deviation Y- Egenlast Vind Y+ Vind X- Vind X+ Vind Y- Snølast 			
Component	Loads	Reactions	Error [%]
Fx [kN]	0.00000	3.190e-06	-
Fy [kN]	1470.4	-1470.4	0.00
Fz [kN]	0.00000	2.483e-06	-
Mx [kNm] ...	-4215.5	4215.5	0.00
My [kNm] ...	0.00000	2.505e-04	-
Mz [kNm] ...	83187	-83187	0.00

Krefter Jordskjelv (X og Y)

Sum, Fx+Mx	739	Sum, Fy+My	740
Sum, Fx-Mx	739	Sum, Fy-My	740

Sammenligning mellom skjerkrefter fra (Vind + Skjevstilling) og Jordskjelv:

Vind+skjev X-retning: $(217,6 \cdot 1,5) + (110,9 \cdot 1,05) = 442,8 \text{ kN} < 739 \text{ kN}$

Vind+skjev Y-retning: $(1470 \cdot 1,5) + (110,9 \cdot 1,05) = 2322 \text{ kN} > 740 \text{ kN}$

Resultatet viser at vind+skjevstilling er dimensjonerende i Y-retning, mens Jordskjelv blir dimensjonerende i X-retning

Jordskjelvekrefter må derfor inkluderes i videre beregninger

5 Resultater Seismisk

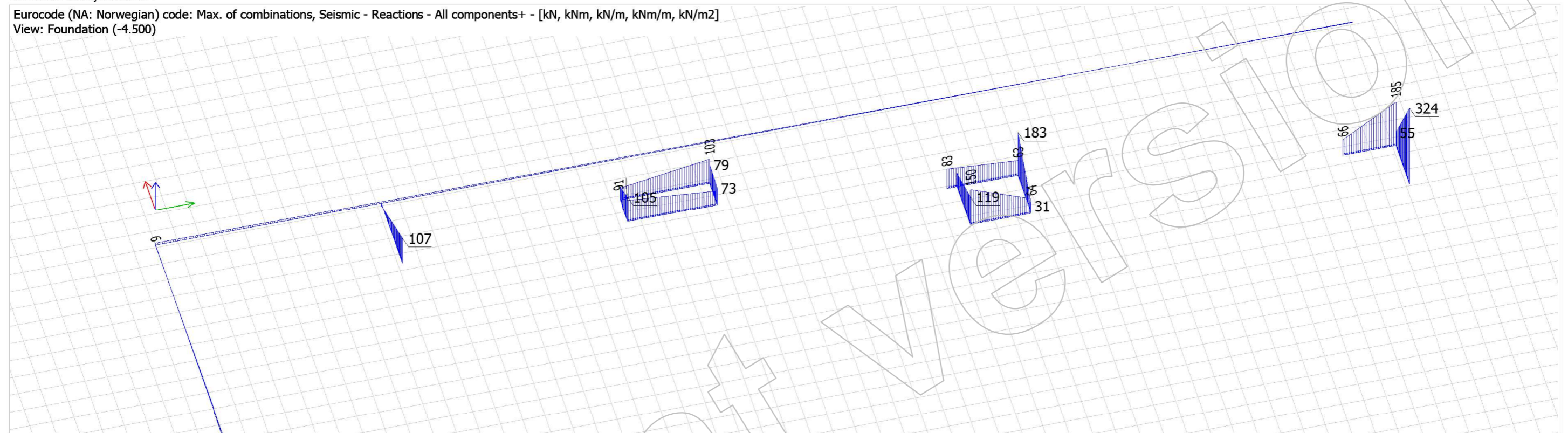
Her vises relevante resultater fra seismisk analyse for sammenligning med analyse i bruddgrense.

5.1 Reaksjonskrefter i avstivende vegger

Vertikale Reaksjonskrefter+

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Seismic - Reactions - All components+ - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m2]

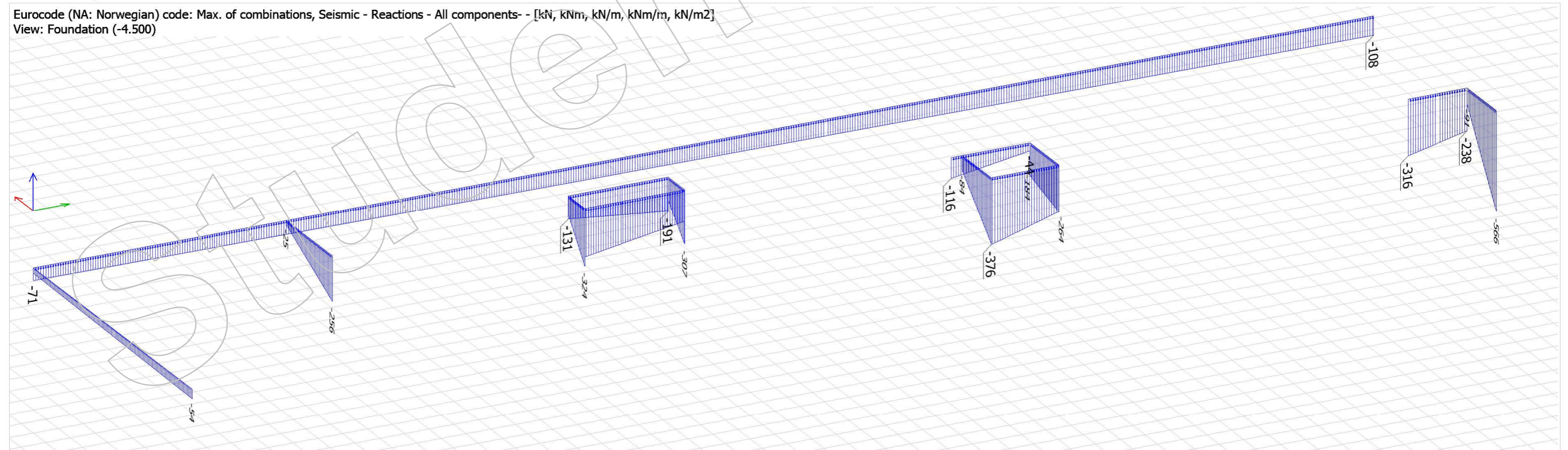
View: Foundation (-4.500)



Vertikale Reaksjonskrefter-

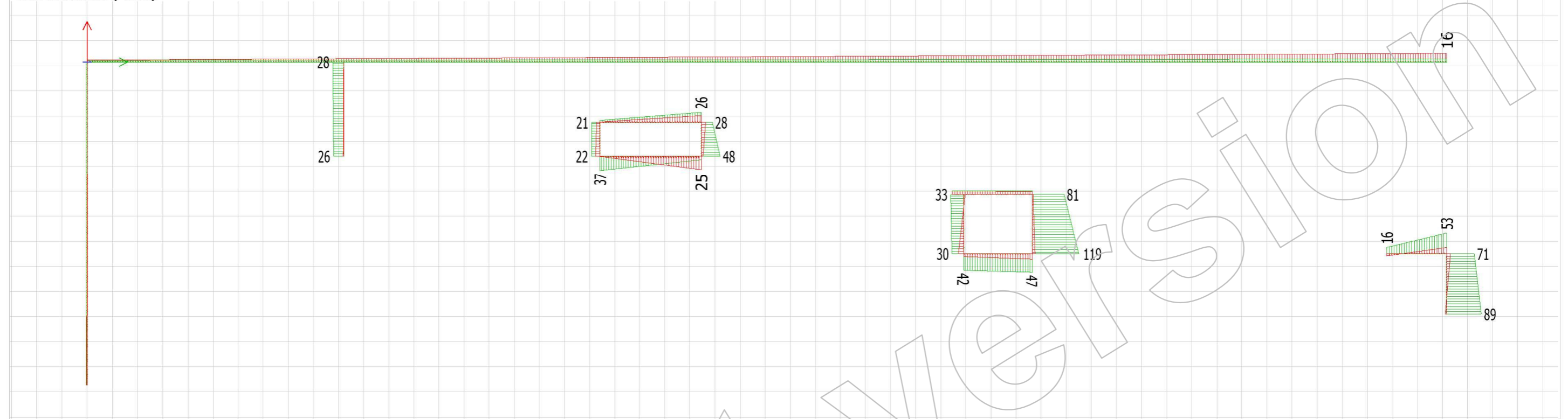
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Seismic - Reactions - All components- - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m2]

View: Foundation (-4.500)



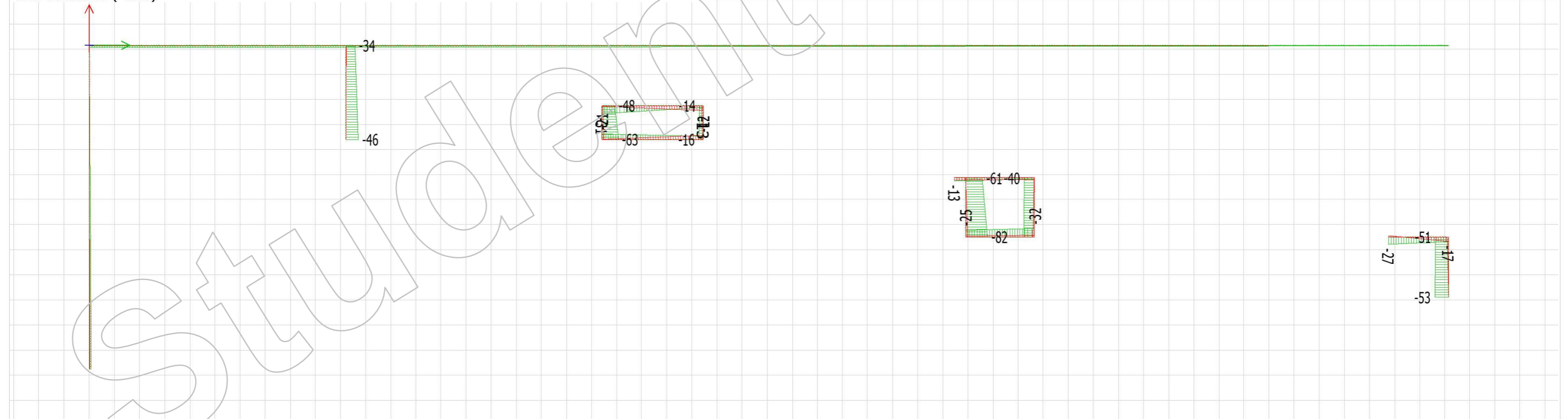
Horizontale reaksjonskrefter+

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Seismic - Reactions - All components+ - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]
View: Foundation (-4.500)



Horizontale reaksjonskrefter-

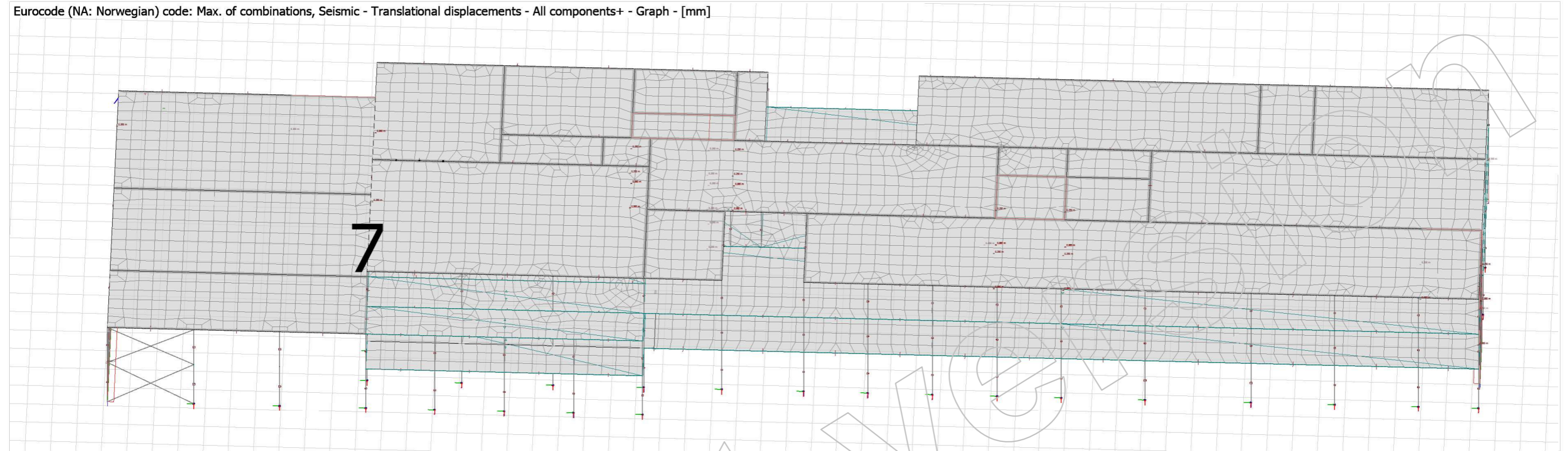
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Seismic - Reactions - All components- - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]
View: Foundation (-4.500)



5.2 Deformasjoner

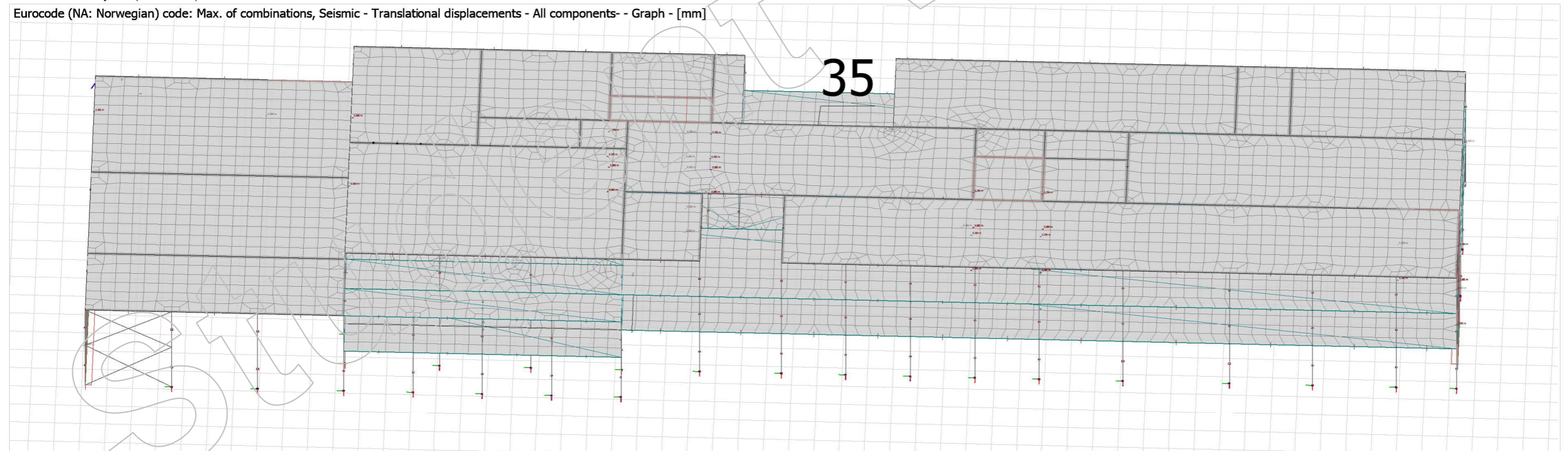
Største Deformasjoner (Seismisk +)

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Seismic - Translational displacements - All components+ - Graph - [mm]



Største Deformasjoner (Seismisk -)

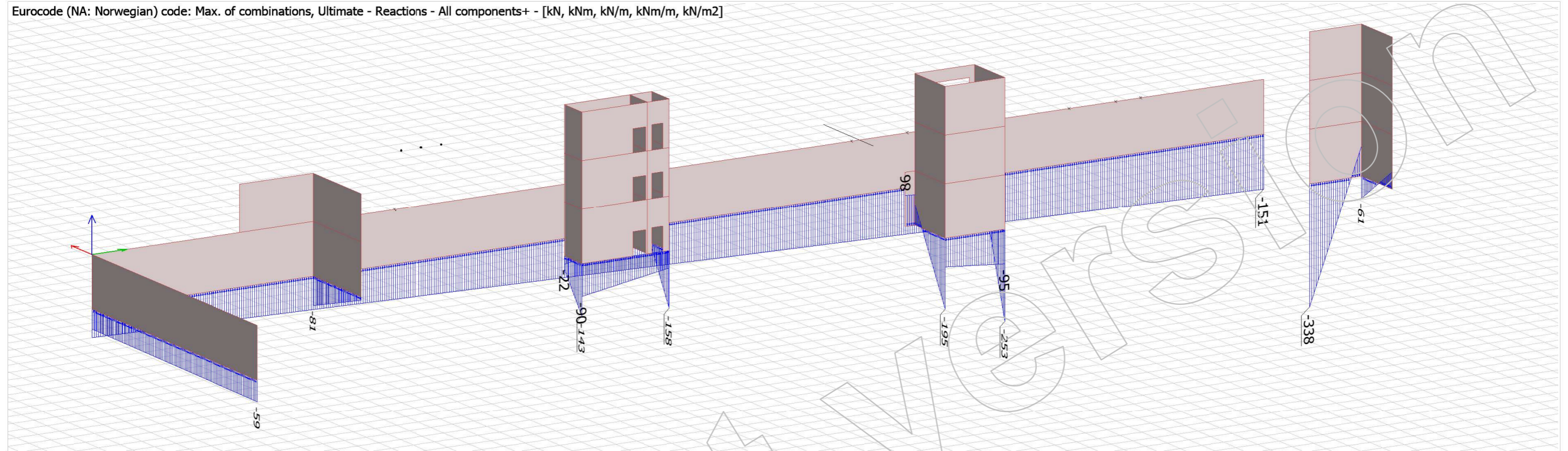
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Seismic - Translational displacements - All components- - Graph - [mm]



6.2 Reaksjonskrefter i avstivende vegger

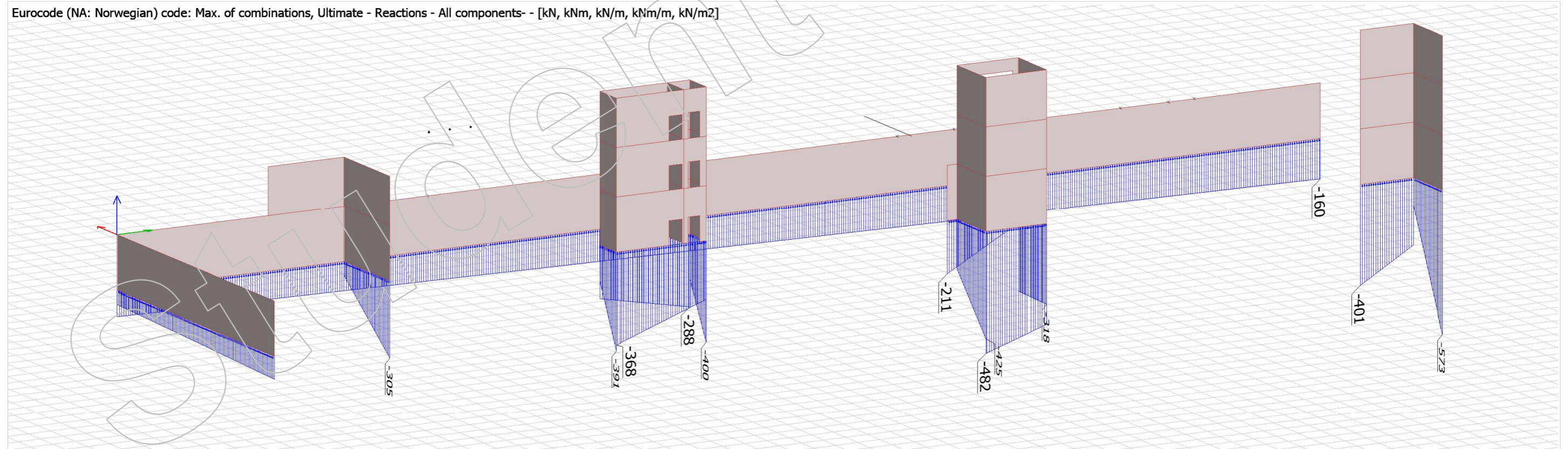
Vertikale reaksjonskrefter+

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components+ - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



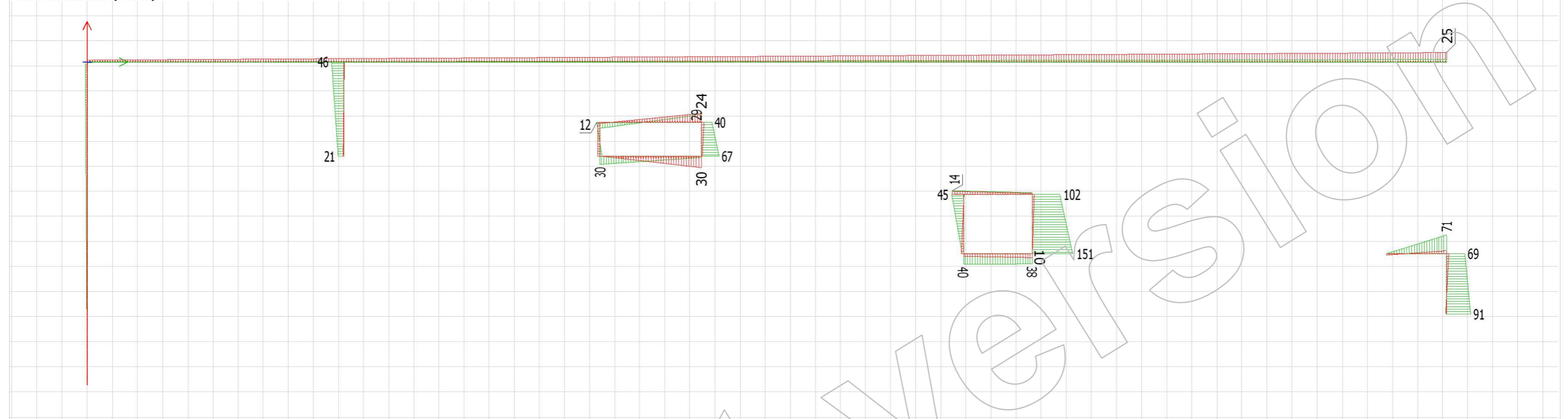
Vertikale reaksjonskrefter-

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components- - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]



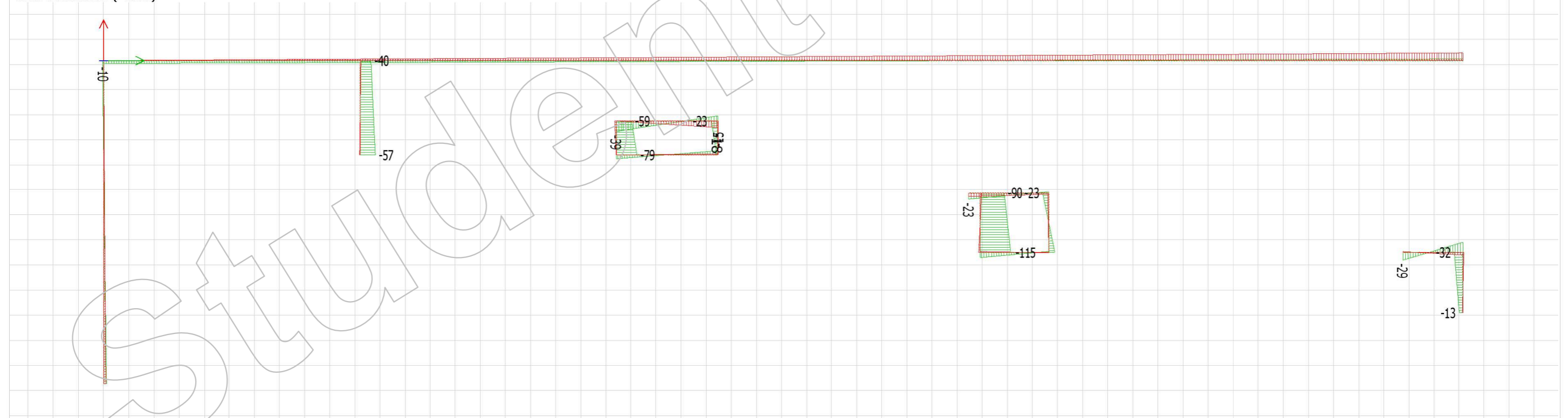
Horisontale reaksjonskrefter+

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components+ - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]
View: Foundation (-4.500)



Horisontale reaksjonskrefter-

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Reactions - All components- - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m²]
View: Foundation (-4.500)



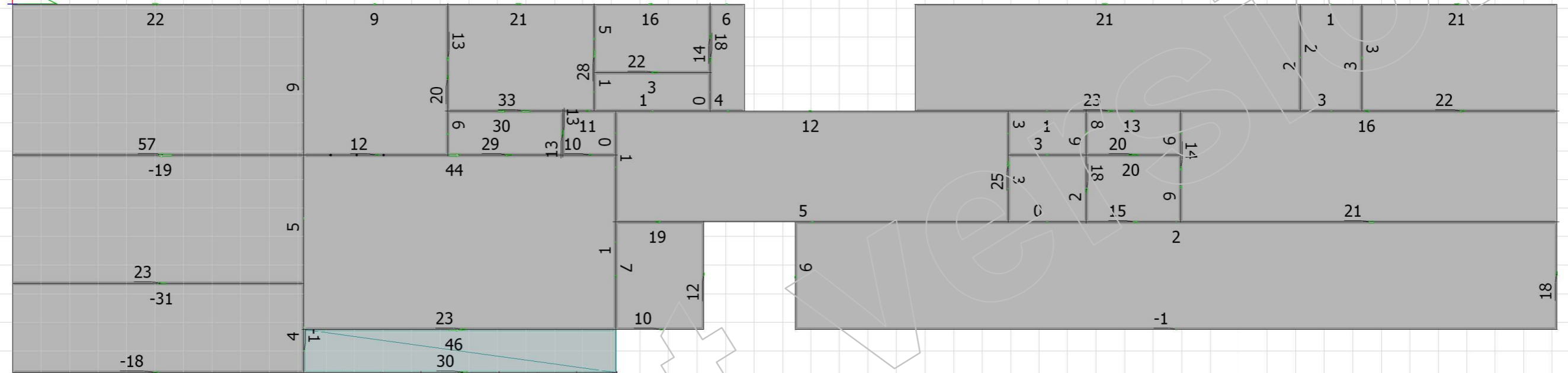
6.3 Skjærstrøm tak

Leverandør av lettakselementer etterspør skjærstrøm mellom elementene. Under vises den totale resultatanten for hvert dekke. Ved å dele denne verdien på lengden på det aktuelle dekke finnes skjærstrømmen mellom takelementer.

Verdiene er kontrollert og godkjent i henhold til krav fra leverandør.

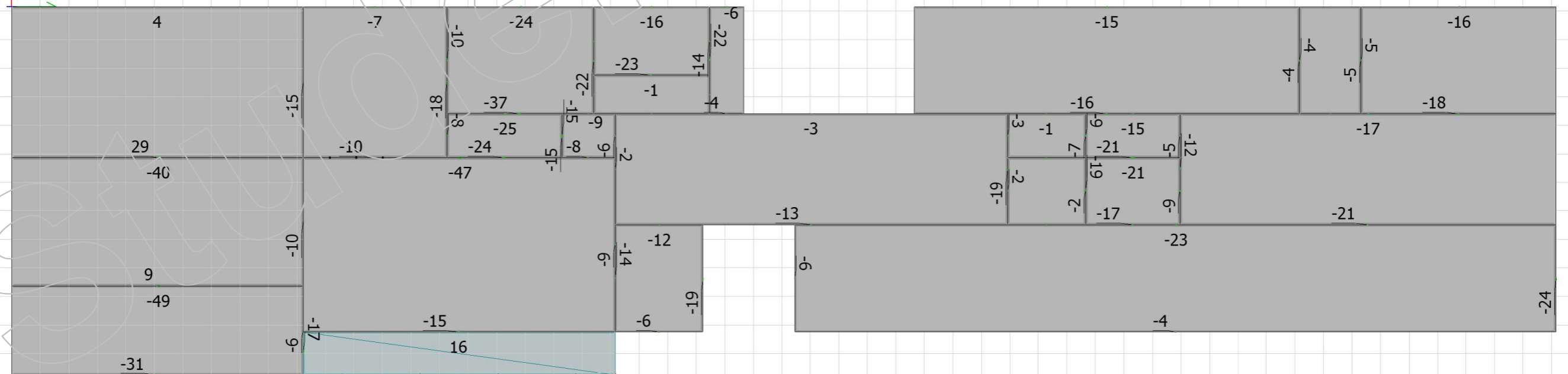
Skjærstrøm Tak Fx'+

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Connection forces - Fx'+ - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m2]



Skjærstrøm Tak Fx'-

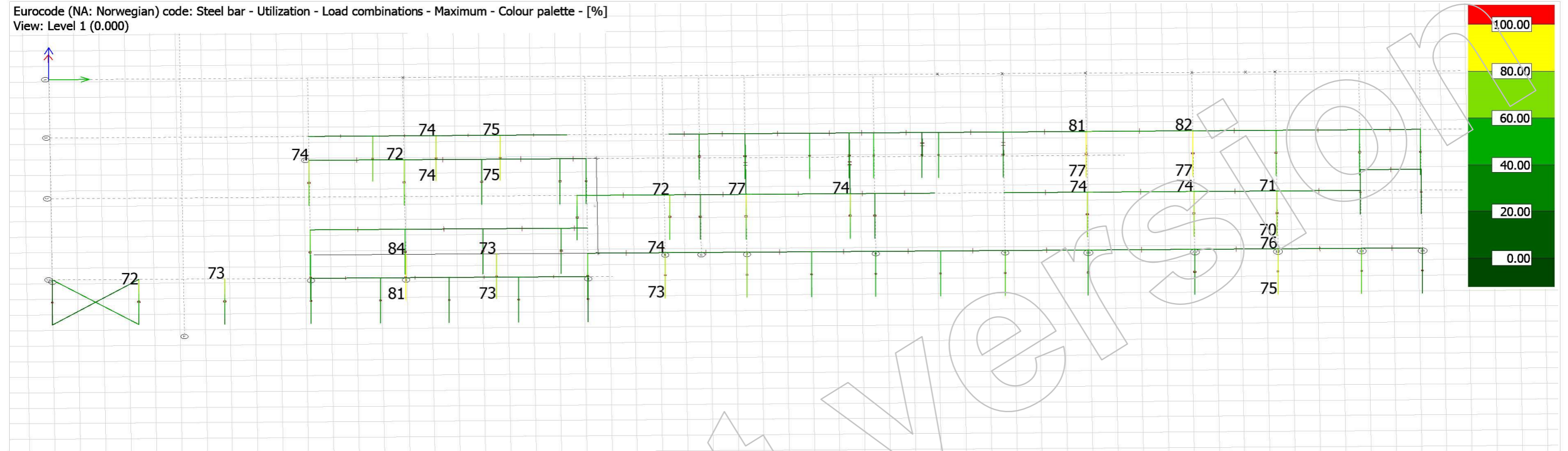
Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Ultimate - Connection forces - Fx'- - [kN, kNm, kN/m, kNm/m, kN/m2]



6.4 Utnyttelse stål

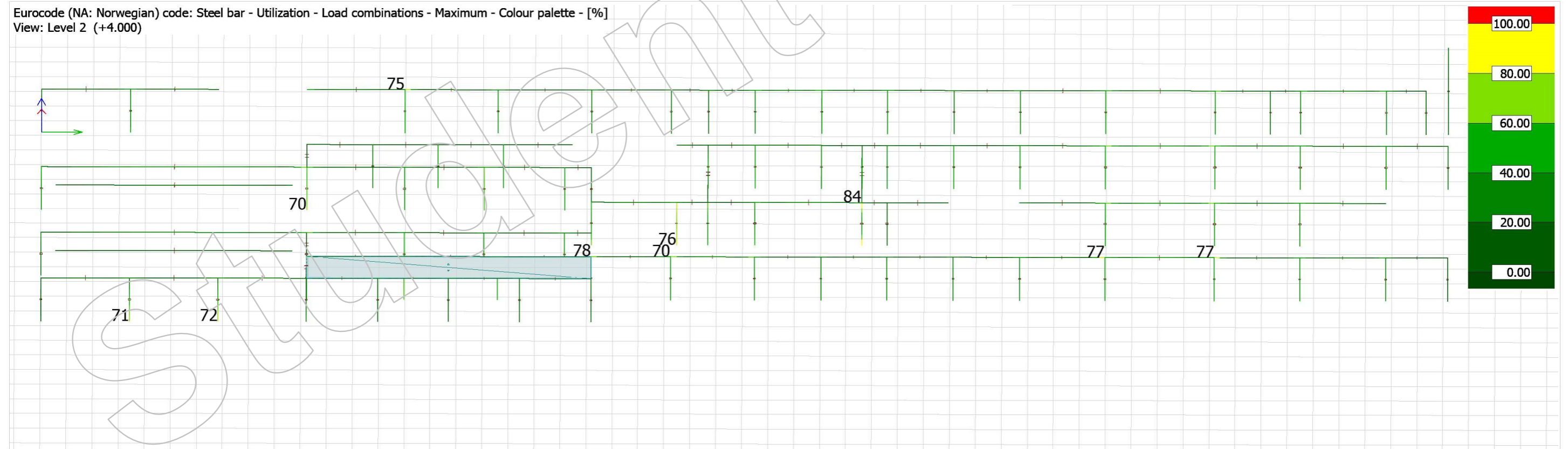
Utnyttelse stål Plan 1

Eurocode (NA: Norwegian) code: Steel bar - Utilization - Load combinations - Maximum - Colour palette - [%]
View: Level 1 (0.000)



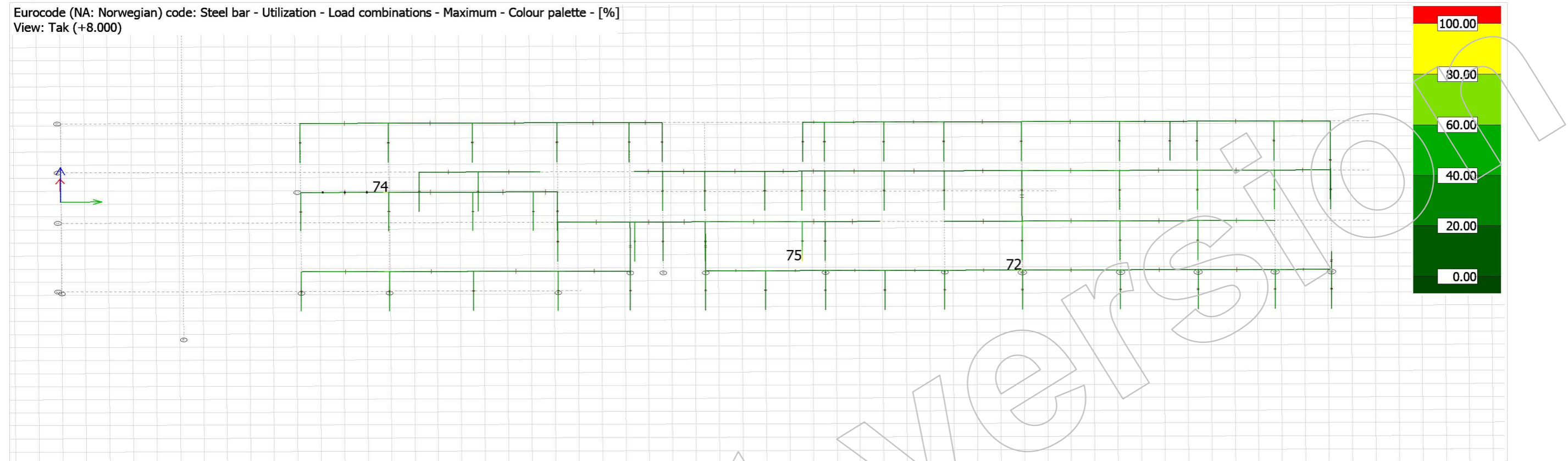
Utnyttelse stål Plan 2

Eurocode (NA: Norwegian) code: Steel bar - Utilization - Load combinations - Maximum - Colour palette - [%]
View: Level 2 (+4.000)



Utnyttelse stål Plan3

Eurocode (NA: Norwegian) code: Steel bar - Utilization - Load combinations - Maximum - Colour palette - [%]
View: Tak (+8.000)



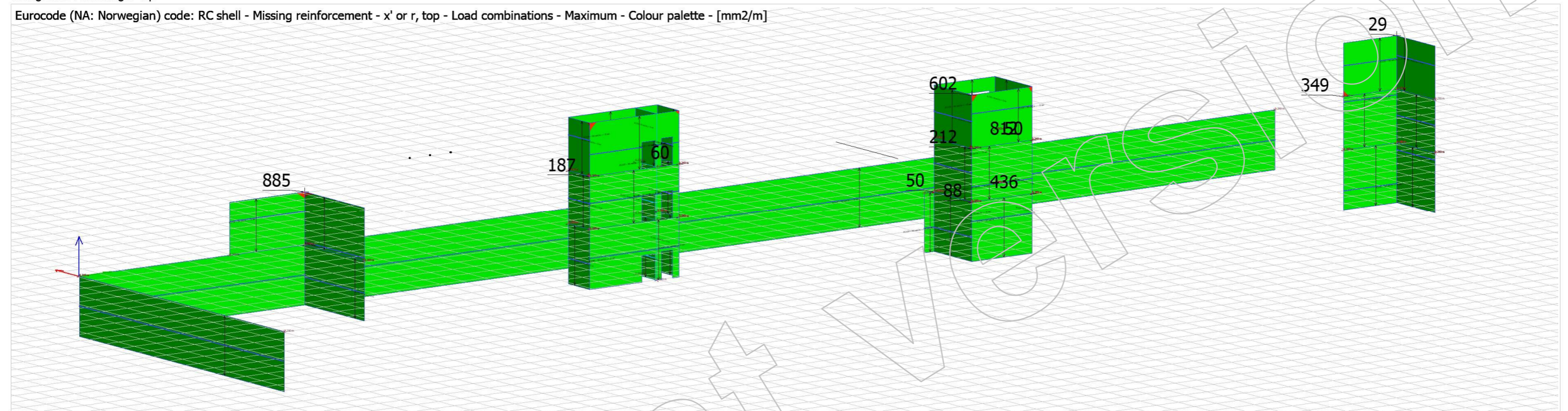
6.5 Manglende armering Betong

Veggene er armert med $\varnothing 12c200BS$ i både vertikal og horisontal retning.

Fem modellen viser at det er områder rundt hjørner og ender i betongen som krever ekstra armering. Verdiene viser hvor mye ekstra armering som kreves i mm^2/m

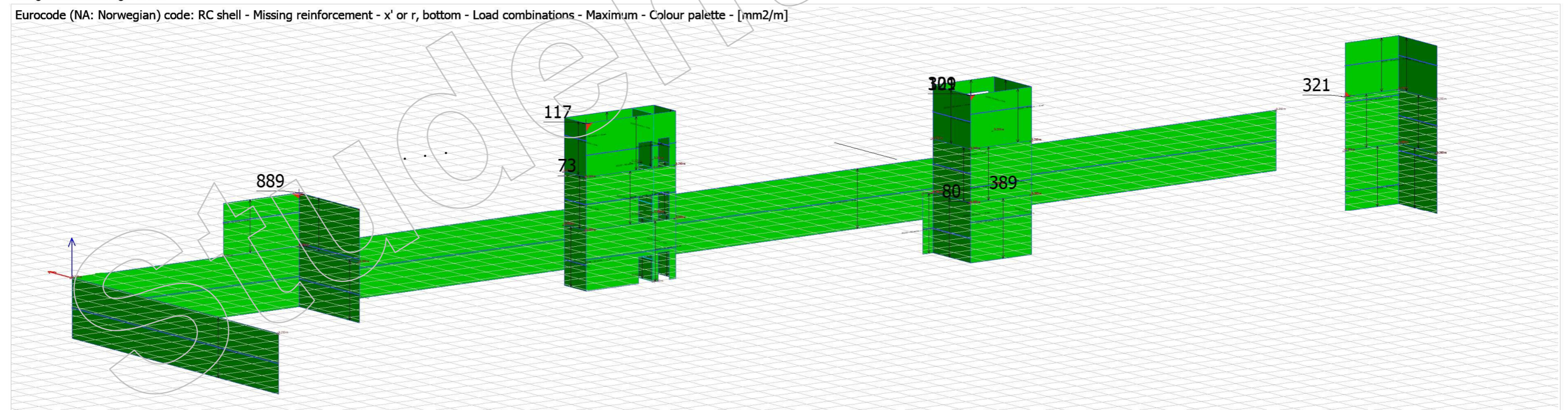
Manglende Armering x' top

Eurocode (NA: Norwegian) code: RC shell - Missing reinforcement - x' or r, top - Load combinations - Maximum - Colour palette - [mm^2/m]



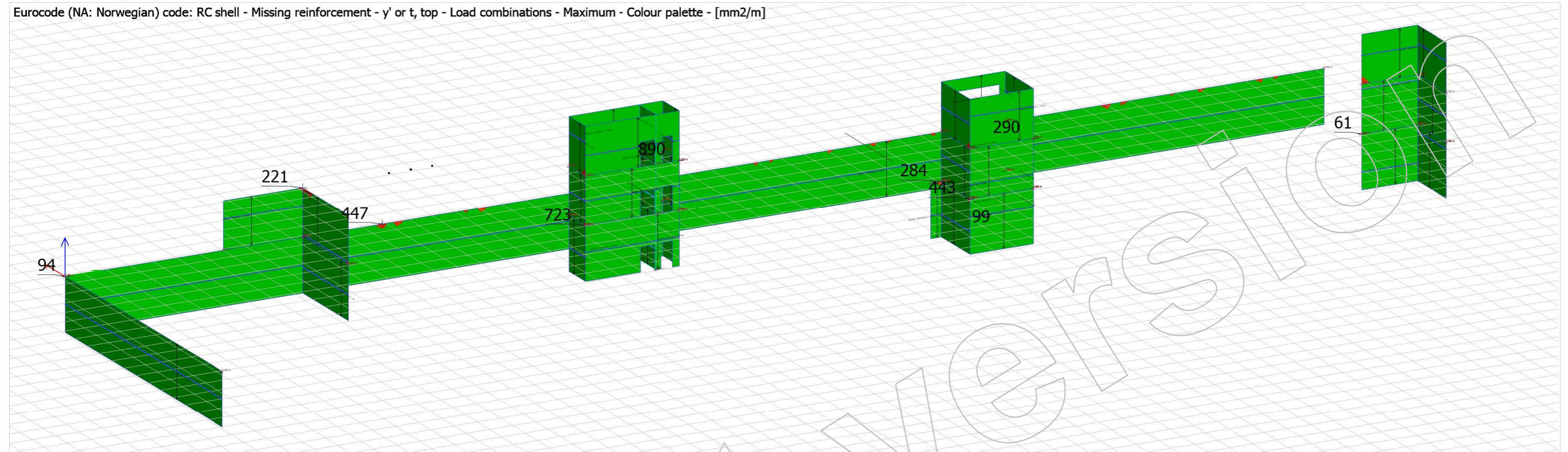
Manglende Armering x' bunn

Eurocode (NA: Norwegian) code: RC shell - Missing reinforcement - x' or r, bottom - Load combinations - Maximum - Colour palette - [mm^2/m]



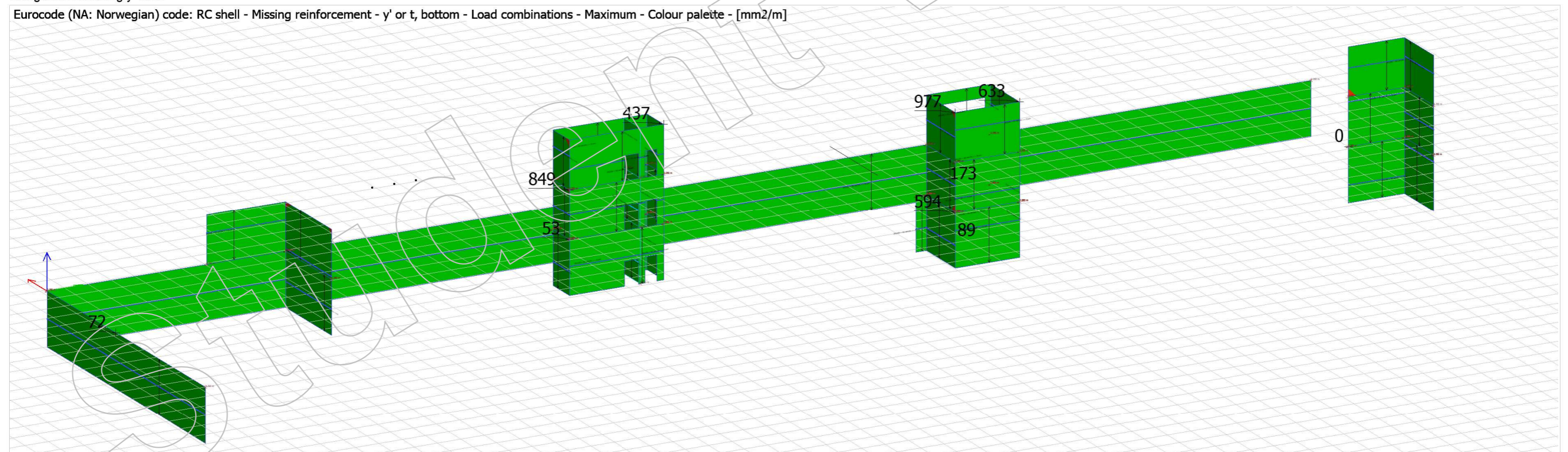
Manglende Armering y' topp

Eurocode (NA: Norwegian) code: RC shell - Missing reinforcement - y' or t, top - Load combinations - Maximum - Colour palette - [mm²/m]



Manglende Armering y' bunn

Eurocode (NA: Norwegian) code: RC shell - Missing reinforcement - y' or t, bottom - Load combinations - Maximum - Colour palette - [mm²/m]



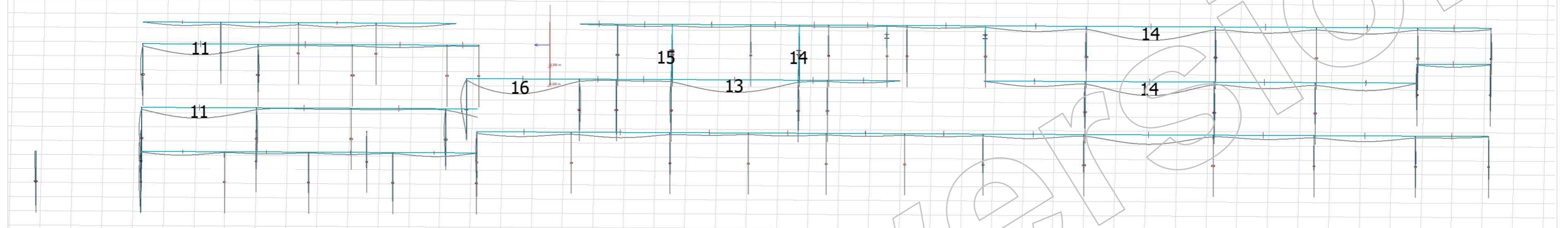
7 Resultater SLS

7.1 Nedbøying

Her visualiseres største nedbøyinger og deformasjoner av stålprofiler i bruksgrensetilstanden. Nedbøyningene er kontrollert og godkjent i henhold til krav fra Eurokode og hulldekkeleverandører med en nedbøying på under L/300.

Nedbøying stål Plan 1

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Characteristic - Translational displacements - All components- - Graph - [mm]
View: Level 1 (0.000)



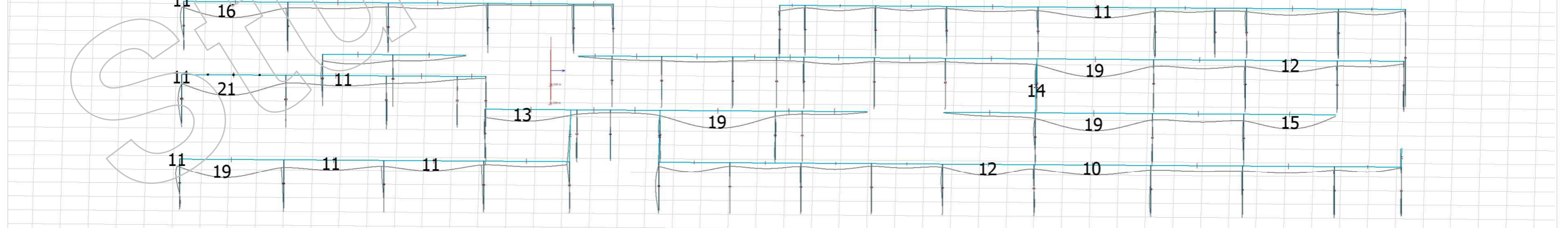
Nedbøying stål Plan 2

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Characteristic - Translational displacements - All components- - Graph - [mm]
View: Level 2 (+4.000)



Nedbøying stål Plan 3

Eurocode (NA: Norwegian) code: Max. of combinations, Characteristic - Translational displacements - All components- - Graph - [mm]
View: Tak (+8.000)



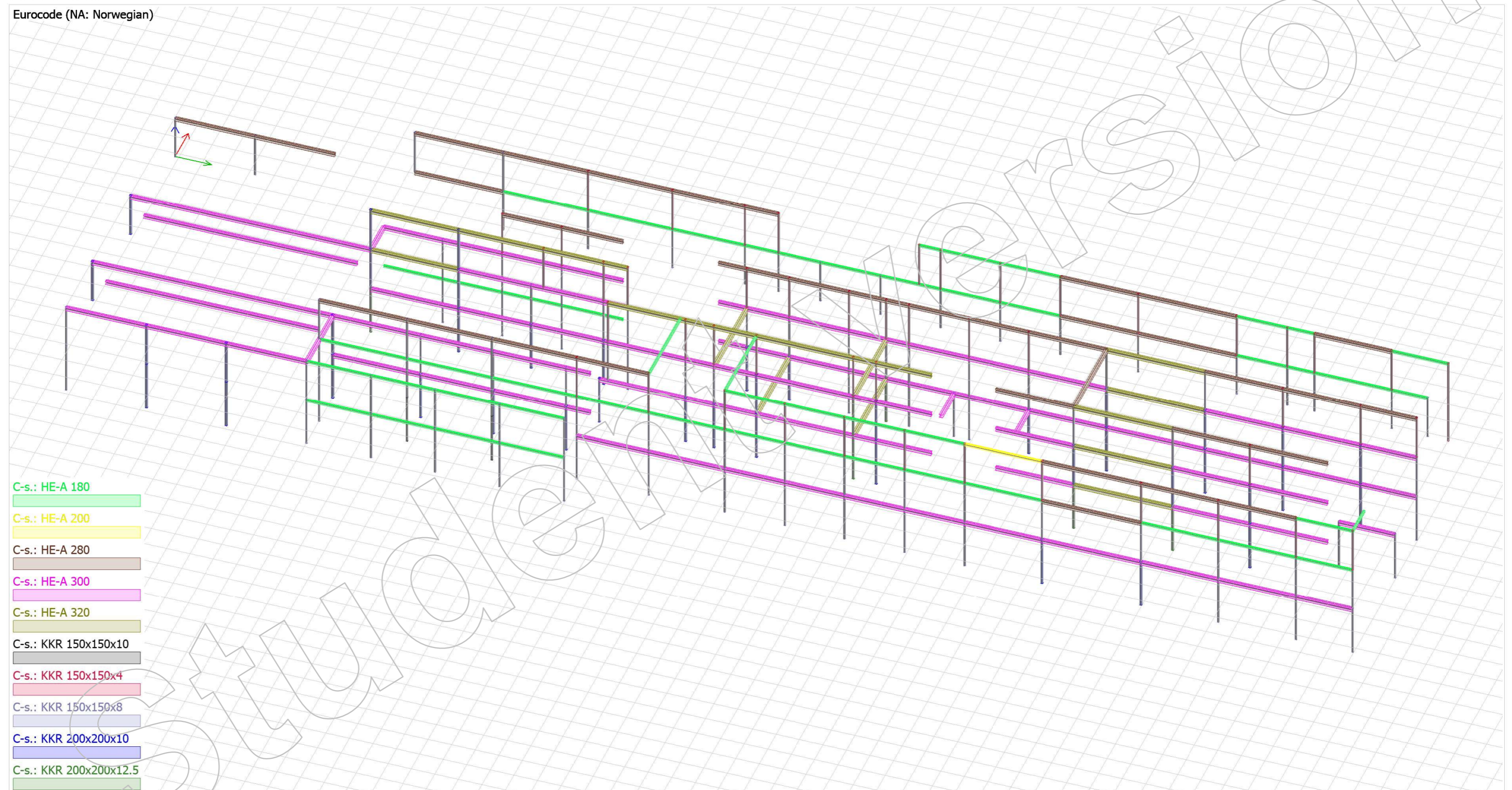
8 Resultater stål

8.1 Plassering av stålvernsnitt

Her vises plasseringen av ulike stålvernsnitt i bæresystemet med forskjellige fargekoder. Disse tverrsnittypene med denne plasseringen er dimensjonert i henhold til gjeldende krav og standarder.

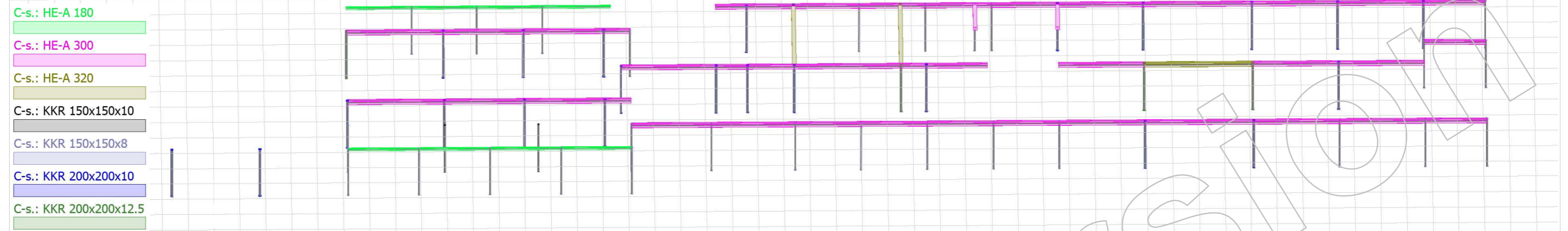
Oversikt tverrsnitt

Eurocode (NA: Norwegian)



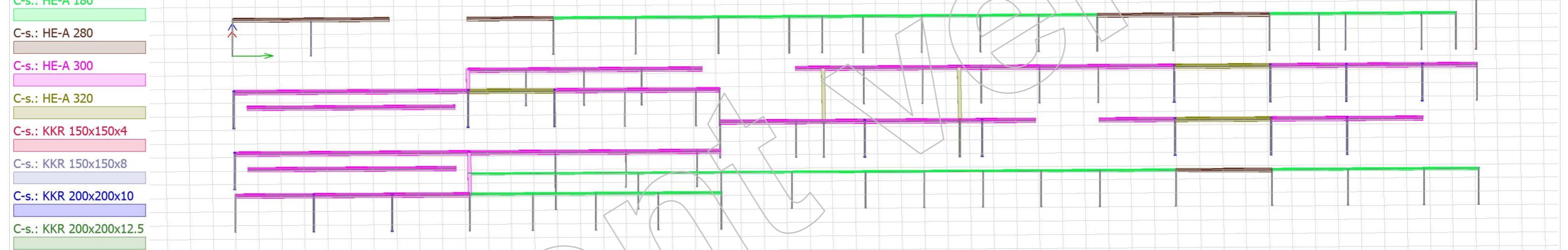
Oversikt tverrsnitt Plan 1

Eurocode (NA: Norwegian)
View: Level 1 (0.000)



Oversikt tverrsnitt Plan 2

Eurocode (NA: Norwegian)
View: Level 2 (+4.000)



Oversikt tverrsnitt Plan 3

Eurocode (NA: Norwegian)
View: Tak (+8.000)



Siste revisjon av arket: 2022-10-10

Prosjekt:	Hessa Barneskole
Bygg:	Skole
Sign:	
Dato:	10.05.2023



ENKEL KONTROLL		ETTER EUROKODE 8 del 1		NS-EN 1998-1:2004+A1 NA:2021	
Seismiske laster kan utelates dersom 1 av følgende punkter er oppfylt (se betingelser i pkt. NA.3.2.1(5))					
<ul style="list-style-type: none"> ● Sjekk 1 - Seismisk klasse I ● Sjekk 2 - Grunntype A til E der $a_g S \leq 0.50$ ● Sjekk 3 - Grunntype A til E der $a_g \leq 0.30$ ● Sjekk 4 - Grunntype A til E og dimensjonerende brukstid ≤ 2 år ● Sjekk 5 - $S_d \leq 0.50$, der $q \leq 1,5$, ingen stivhetsreduksjon etter 4.3.1(7) og en konservativ antakelse av stivhet e ● Sjekk 6 - Base shear jordskjelv < Andre horisontale påkjenninger (Se betingelser i pkt. 4.4.1(2)) <ul style="list-style-type: none"> ■ a) Skjærkraft X-retning fra jordskjelv (ulykke) < Vindlast + skjevstilling ++ (brudd) ■ b) Skjærkraft Y-retning fra jordskjelv (ulykke) < Vindlast + skjevstilling ++ (brudd) 					
Konstruksjonsfaktor q:	1,5	NS-EN 1998-1 kap. 5-9 og NA:2021			
Dimensjonerende brukstid (år)	50				
Regularitet i oppriss:	JA	NS-EN 1998-1 pkt. 4.2.3.3			
Seismisk klasse:	IIIa	NA:2021 Tabell NA.4(902)			
Benyttes NORSAR-verdier?	JA				
Berggrunnens akselerasjon a_{gR} :	0,43	NORSAR-rapport			
Grunntype:	B	NA:2021 Tabell NA.3.1, RIG			
Avstivningssystem:	Skiver og andre avstivningssystem	NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.3.2.2 (3)			
Regulære konstruksjoner under 40m ihht tverrkraftmetoden					
NS-EN 1998-1 pkt. 4.2.3.2 og 4.2.3.3					
Byggets høyde i meter:	12,5	NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.3.2.2(3)			
Beregnet egensvingeperiode T_1 :	0,332	NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.3.2.2(3)			
For alle konstruksjoner ihht modalanalyse					
Egensvingeperiode fra modal analyse:		NS-EN 1998-1 pkt. 4.3.3.3			
OPPSUMMERING AV ALLE KONTROLLER					
Sjekk 1 - Seismisk klasse I	Klasse:	IIIa		IKKE OK	
Sjekk 2 - Grunntype A-E og $a_g S < 0.50$	Gr.type og $a_g S$	B	0,717	IKKE OK	
Sjekk 3 - Grunntype A-E og $a_g < 0.30$	Gr.type og $a_g =$	B	0,531	IKKE OK	
Sjekk 4 - Grunntype A-E og dim. brukstid ≤ 2 år	Gr.type og dim. brukstid =	B	50	IKKE OK	
Sjekk 5 - $S_d < 0.50$ m/ekstra kriterier	$S_d =$		0,899	IKKE OK	
Sjekk 6 a): X-retn. (Skjærkraft jordskjelv < skjærkraft vind)	$S_{jordskjelv}/S_{vind} =$			IKKE OK	
Sjekk 6 b): Y-retn. (Skjærkraft jordskjelv < skjærkraft vind)	$S_{jordskjelv}/S_{vind} =$			IKKE OK	
Ingen av utelateskriteriene er oppfylt, utelatelse ikke oppnådd					

Tabeller og mellomregninger

Seismisk klasse/faktor NA:2021 Tabell NA.4(901)	
I	0,7
II	1
IIIa	1,25
IIIb	1,7
IV	

Respons for valgt grunntype Fra resp.spkt.-tab. nedenfor	
S	1,35
T _B	0,05
T _C	0,25
T _D	1,2

Grunntyper NA:2021 Tabell NA.3.1
A
B
C
D
E
S1/S2
Resp.spkt.analyse

Reg. i plan	Reg. i oppriss
JA	JA
NEI	NEI

Regularitet i oppriss? (NS-EN 1998-1 tab 4.1)	SANN
Kan det kontrolleres mot vind? (NS-EN 1998-1 pkt. 4.4.1(2))	SANN

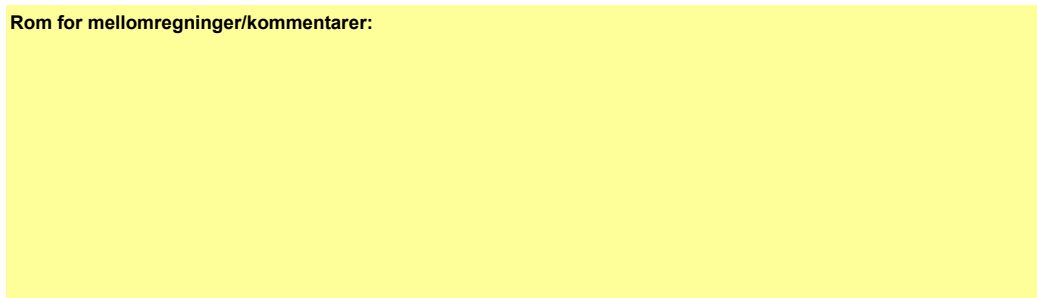
Responsspekter (NA:2021 NA.3.2.2.2(2) og tabell NA.3.3)					
Grunntype	S	T _B	T _C	T _D	
A	1,00	0,05	0,25	1,20	
B	1,35	0,05	0,25	1,20	
C	1,50	0,10	0,25	1,20	
D	1,80	0,10	0,30	1,20	
E	1,60	0,05	0,25	1,20	
Dybde til fjell for S1/S2					
6 -20	S1/S2	2,00	0,10	0,40	1,40
20 -35	S1/S2	1,90	0,15	0,50	1,50
35 -60	S1/S2	1,80	0,20	0,60	1,60
	Resp.spkt.analyse				

Grunnakselerasjon: a _g =	0,53125	NS-EN 1998-1 pkt 3.2.1(3)
Egensvingeperiode: T =	0,33	

Resp. for valgt gr.type (NS-EN 1998-1 pkt 3.2.2.5(4))		
Intervall	Knekkpunkt	S _d
0 ≤ T ≤ T _B		5,246
T _B ≤ T ≤ T _C	0,05	1,195
T _C ≤ T ≤ T _D	0,25	0,899
T ≥ T _D	1,2	3,246
Aktuell S _d		0,899

Faktor for egensvingeperiode (C ₁) (NS-EN 1998-1 pkt 4.3.3.2.2(3))	
Stålramme	0,085
Betongramme	0,075
Eksentrisk avstivede stålrammer	0,075
Skiver og andre avstivningssystem	0,05

Rom for mellomregninger/kommentarer:



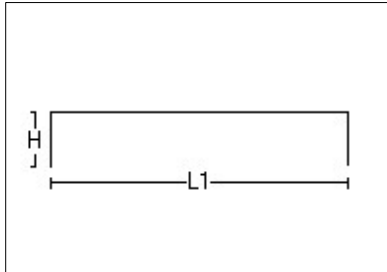
Tittel Vindlastberegninger Hovedbygg X+, Y-		Side 1
Prosjekt Hessa Berneskole	Ordre	Sign Dato 27-04-2023

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.3.1 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil:

1. Geometri



H 8000 mm

L1 87900 mm

Byggets lengde, L2: 22800 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

Parapet: hp/h=0,1

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Møre og Romsdal Kommune: Ålesund Referansevindhastighet: 29 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 35 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region):Bruker retningsfaktoren C-ret: 1

Basisvindhastighet: 29 m/s

Høyde Z over grunnivået: 8 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.

Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,19 Ruhetslengden Zo (m): 0,05 Zmin (m): 4 Vm (m/s): 27,96 Cr: 0,96

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1

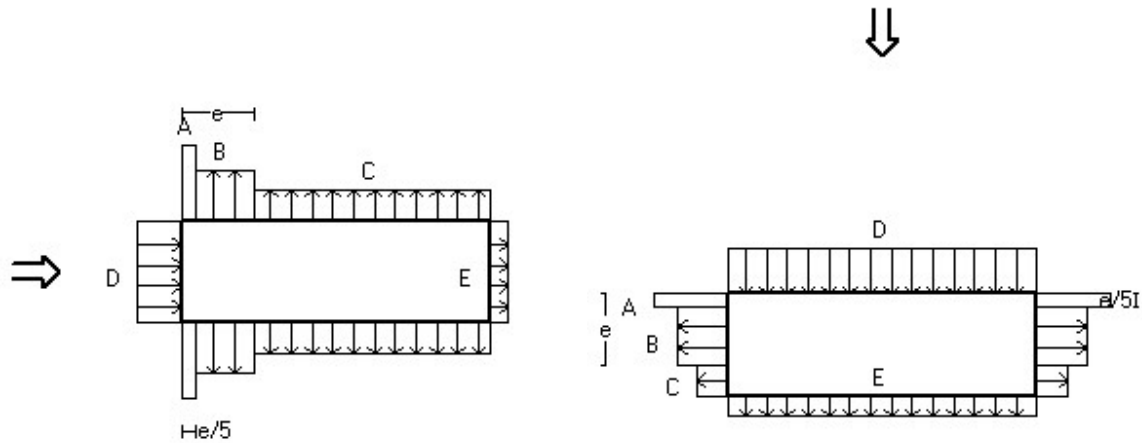
Vkast: 43,13 m/s

Qkast: 1,163 kN/m²

Tittel Vindlastberegninger Hovedbygg X+, Y-		Side 2
Prosjekt Hessa Berneskole	Ordre	Sign Dato 27-04-2023

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=16000$ mm

Vindretning 90 grader. $e=16000$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-1,40	-0,93	-0,58	0,81	-0,35
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-1,63	-1,28	-0,58	1,16	-0,35
Utstrekning (mm)	3200	12800	71900	22800	22800

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,71	-0,33
Utvendig last (kN/m ²)	-1,40	-0,93	-0,58	0,83	-0,38
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,33
Utvendig last (kN/m ²)	-1,63	-1,28	-0,58	1,16	-0,38
Utstrekning (mm)	3200	12800	6800	87900	87900

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,35	0,23

Tittel Vindlastberegninger Hovedbygg X+, Y-		Side 3	
Prosjekt Hessa Berneskole	Ordre	Sign	Dato 27-04-2023

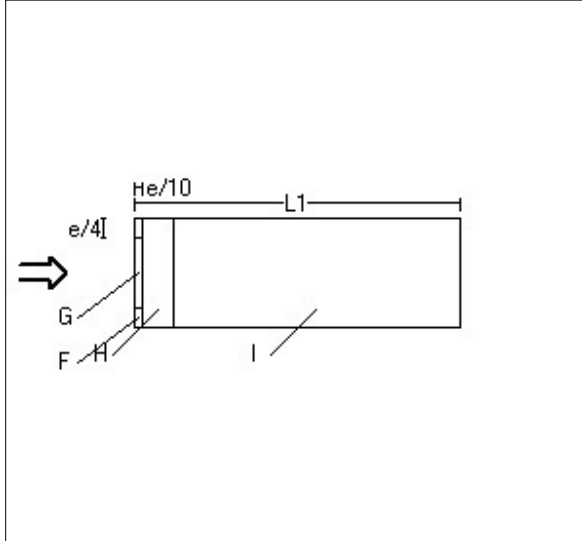
4 Overside av tak

Taktype: Flatt tak

L1=87900 mm L2=22800 mm

Cpe,10 Gjelder for hele bygget. (>=10m2)

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



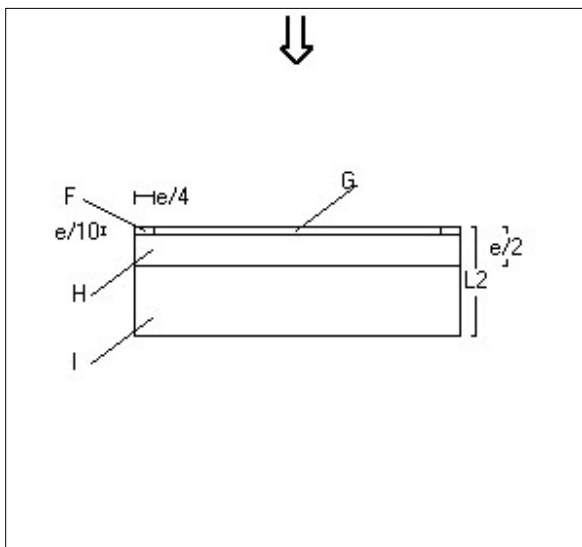
Utstrekning (mm)

e=16000

e/4=4000

e/10=1600

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,20	-1,40	4000x1600
G	-0,80	-0,93	14800x1600
H	-0,70	-0,81	22800x6400
I	+/-0,20	+/-0,23	22800x79900



Utstrekning (mm)

e=16000

e/4=4000

e/10=1600

	Cpe,10	Last (kN/m2)	Hor.projeksjon (mm)
F	-1,20	-1,40	4000x1600
G	-0,80	-0,93	79900x1600
H	-0,70	-0,81	87900x6400
I	+/-0,20	+/-0,23	87900x14800

Tittel Vindlastberegninger Hovedbygg X+, Y-		Side 4	
Prosjekt Hessa Berneskole	Ordre	Sign	Dato 27-04-2023

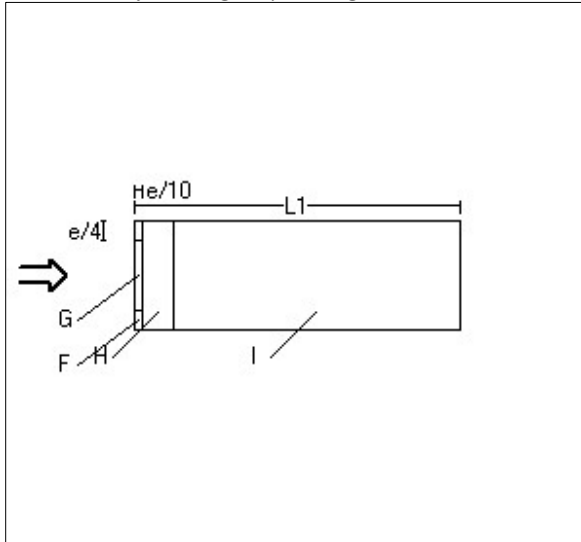
Taktype: Flatt tak

L1=87900 mm L2=22800 mm

C_{pe,1} Gjelder for en lokal flate på 1m². Benyttes ved dimensjonering av limfuger, spikring, båndstål o.l.

*Interpoleringsformel for belastet areal A mellom 1 og 10 m² : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}A$*

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.



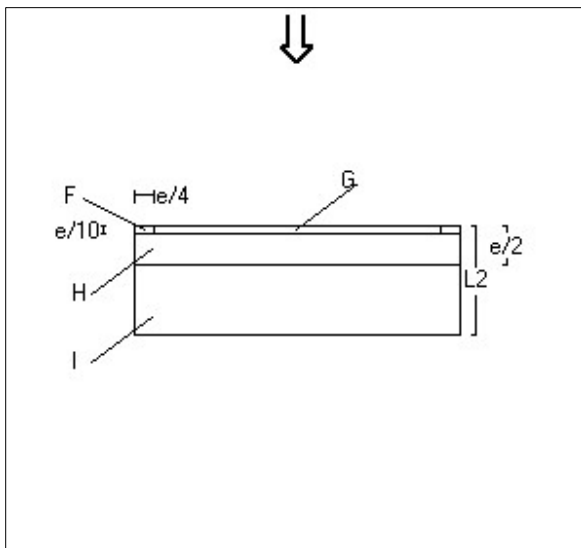
Utstrekning (mm)

e=16000

e/4=4000

e/10=1600

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-1,80	-2,09	4000x1600
G	-1,40	-1,63	14800x1600
H	-1,20	-1,40	22800x6400
I	+/-0,20	+/-0,23	22800x79900



Utstrekning (mm)

e=16000

e/4=4000

e/10=1600

	C _{pe,1}	Last (kN/m ²)	Hor.projeksjon(mm)
F	-1,80	-2,09	4000x1600
G	-1,40	-1,63	79900x1600
H	-1,20	-1,40	87900x6400
I	+/-0,20	+/-0,23	87900x14800

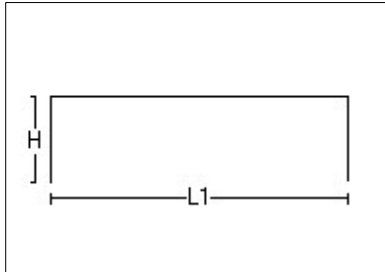
Tittel Vindlastberegninger Hovedbygg Y+, X-		Side 1
Prosjekt Hessa Berneskole	Ordre	Sign Dato 27-04-2023

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.3.1 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil:

1. Geometri



H 12500 mm

L1 87900 mm

Byggets lengde, L2: 22800 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

Parapet: hp/h=0,1

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Møre og Romsdal Kommune: Ålesund Referansevindhastighet: 29 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 35 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region):Bruker retningsfaktoren C-ret: 1

Basisvindhastighet: 29 m/s

Høyde Z over grunnivået: 12,5 m

BYGGESTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.

Terrengruhetsfaktoren Kt: 0,19 Ruhetslengden Zo (m): 0,05 Zmin (m): 4 Vm (m/s): 30,42 Cr: 1,05

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor Co(z): 1 Turbulensfaktor Ki: 1

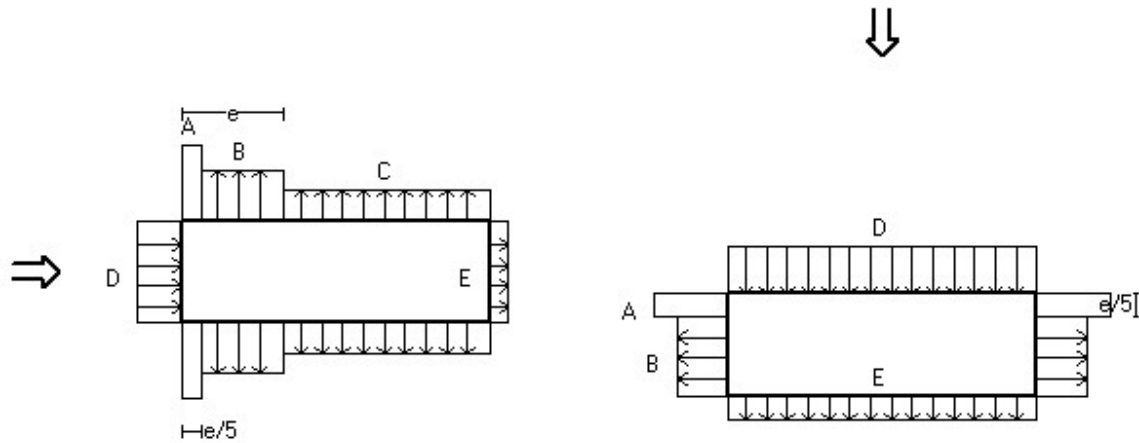
Vkast: 45,81 m/s

Qkast: 1,312 kN/m²

Tittel Vindlastberegninger Hovedbygg Y+, X-		Side 2
Prosjekt Hessa Berneskole	Ordre	Sign Dato 27-04-2023

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=22800$ mm

Vindretning 90 grader. $e=25000$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,70	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-1,57	-1,05	-0,66	0,92	-0,39
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,30
Utvendig last (kN/m ²)	-1,84	-1,44	-0,66	1,31	-0,39
Utstrekning (mm)	4560	18240	65100	22800	22800

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80		0,74	-0,38
Utvendig last (kN/m ²)	-1,57	-1,05		0,97	-0,50
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10		1,00	-0,38
Utvendig last (kN/m ²)	-1,84	-1,44		1,31	-0,50
Utstrekning (mm)	5000	17800		87900	87900

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,39	0,26

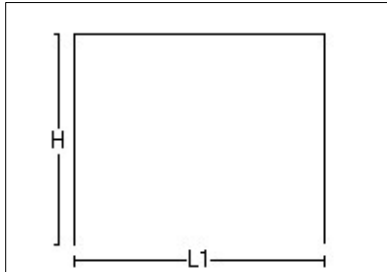
Tittel Vindlastberegninger Gymsal		Side 1	
Prosjekt Hessa Berneskole	Ordre	Sign	Dato 26-04-2023

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.3.1 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-4: Vindlaster

Data er lagret på fil:

1. Geometri



H 8500 mm

L1 20400 mm

Byggets lengde, L2: 25800 mm

Takvinkel : 0,00 (grader)

Parapet: $hp/h=0,1$

Vertikalsnitt

2. Vindhastighet

Fylke: Møre og Romsdal Kommune: Ålesund Referansevindhastighet: 29 m/s

Byggested, høyde over havet (m): 35 Calt: 1

Returperiode (år):50 Cprob: 1

Årstidsfaktoren, Cseason: 1 hele året

Vindretning (region):Bruker retningsfaktoren C-ret: 1

Basisvindhastighet: 29 m/s

Høyde Z over grunnivået: 8,5 m

BYGGSTEDETS TERRENGDATA

Terrengruhetskategori II: Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær.

Terrengruhetsfaktoren K_t : 0,19 Ruhetslengden Z_0 (m): 0,05 Z_{min} (m): 4 V_m (m/s): 28,30 C_r : 0,98

TOPOGRAFI: Ingen topografisk påvirkning.

Terrengformfaktor $C_o(z)$: 1 Turbulensfaktor K_i : 1

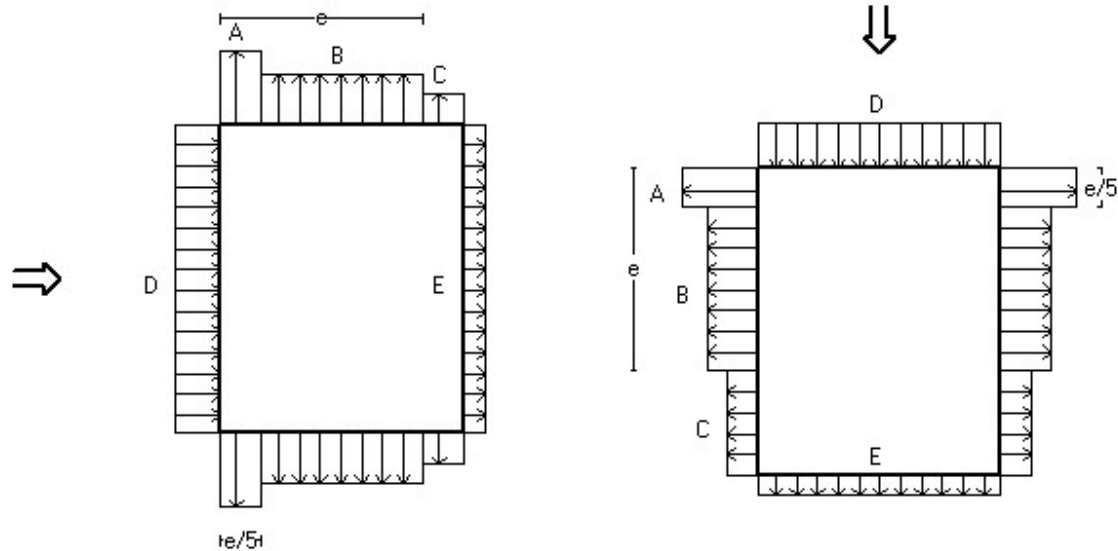
Vkast: 43,50 m/s

Qkast: 1,183 kN/m²

Tittel Vindlastberegninger Gymsal		Side 2	
Prosjekt Hessa Berneskole	Ordre	Sign	Dato 26-04-2023

3. Yttervegger

3.1 Utvendig vindlast



Vindretning 0 grader. $e=17000$ mm

Vindretning 90 grader. $e=17000$ mm

Vindinnfallsretning på 0 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,72	-0,34
Utvendig last (kN/m ²)	-1,42	-0,95	-0,59	0,85	-0,41
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,34
Utvendig last (kN/m ²)	-1,66	-1,30	-0,59	1,18	-0,41
Utstrekning (mm)	3400	13600	3400	25800	25800

Vindinnfallsretning på 90 grader.

	A	B	C	D	E
Formfaktor $C_{pe,10}$	-1,20	-0,80	-0,50	0,71	-0,32
Utvendig last (kN/m ²)	-1,42	-0,95	-0,59	0,84	-0,38
Formfaktor $C_{pe,1}$	-1,40	-1,10	-0,50	1,00	-0,32
Utvendig last (kN/m ²)	-1,66	-1,30	-0,59	1,18	-0,38
Utstrekning (mm)	3400	13600	8800	20400	20400

Positiv verdi for last gir trykk. Negativ verdi hvis last er sug.

3.2 Innvendig vindlast

Bygning uten dominerende vindfasade

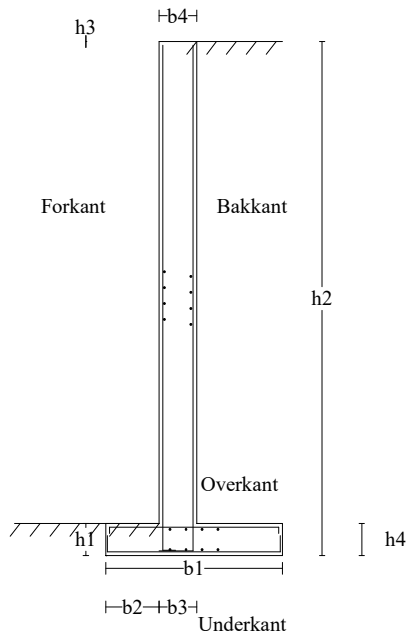
Beregn innvendig vindlast for $u=0.2$ overtrykk og $u=-0.3$ (undertrykk)

	Undertrykk	Overtrykk
Formfaktor	-0,30	0,20
Innvendig last (kN/m ²)	-0,35	0,24

Tittel Beregning Bakvegg som støttemur			Side 1
Prosjekt Hessa Barneskole	Ordre	Sign AB	Dato 18-04-2023

Data er lagret på fil: C:\Users\andre\OneDrive\Dokumenter\Byggingeniør studie\3. År\A Bachelor\Bakvegg beregning BTSnitt.bts
 Dataprogram: BTSNITT versjon 7.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1, NS-EN 1990:2002 + NA:2008 og Håndbok 016 fra Vegdirektoratet

STØTTEMUR



h1 =	300 mm
h2 =	4800 mm
h3 =	0 mm
h4 =	300 mm
b1 =	1650 mm
b2 =	500 mm
b3 =	350 mm
b4 =	350 mm

Helning på masse i forkant (grader): 0

Helning på fylling bak mur (grader): 0

Armering	Overdekning	
Vegg (forkant) vertikal	ø 16 c 395	35 mm
Vegg (forkant) horisontal	ø 16 c 395	55 mm
Vegg (bakkant) vertikal	ø 16 c 220	35 mm
Vegg (bakkant) horisontal	ø 16 c 395	55 mm
Såle (overkant) tverretning	ø 16 c 280	35 mm
Såle (overkant) lengderetning	ø 16 c 470	55 mm
Såle (underk.) tverretning	ø 16 c 300	35 mm
Såle (underk.) lengderetning	ø 16 c 470	55 mm

Materialdata

Materialfaktor betong	1,50
Materialfaktor stål	1,15
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)
Armering flytegrense	500
Skjærarmoring flytegrense	500
Eksponeeringsklasse	XC2
Relativ fuktighet 40%	
Lite korrosjonsømfintlig armering	
Levetid 50 år	

Min. overdekning

Min. krav	25 mm
Toleranse	10 mm
Min. nominell overdekning	35 mm

Masser

Masse bak støttemur: Sprengstein (Tilført)	
Masse bak: Egenvekt	19,0 kN/m ³
Masse bak: Friksjonsvinkel	42,0 grader
Masse under støttemur: Sprengstein (Tilført - God kvalitet)	
Masse under: Egenvekt	19,0 kN/m ³
Masse under: Friksjonsvinkel	42,0 grader
Attraksjon for masse under såle	10,0 kN/m ²

Materialkoeffisienter for jord

Effektivspenningsanalyse, mat.koeff. γ_m	1,40
Eff.sp.analyse, mobiliseringsgrad f	0,70

Beregninger forutsetter grunnvannsnivå under uk såle

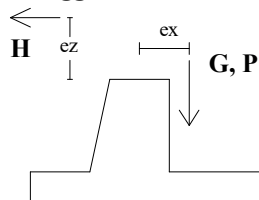
Tittel Beregning Bakvegg som støttemur			Side 2
Prosjekt Hessa Barneskole	Ordre	Sign AB	Dato 18-04-2023

Pålitelighetsklasse: 2**Nyttelast på terreng bak støttemur**

Last	Lastfaktorer				
	Bruksgr.	Rissk.	Brudd. B1	Brudd. B2	Grunnbr.
5,0 kN/m ²	0,6	0,6	1,05	1,5	1,3

Tilleggslast i overkant av støttemur

	G (perm.)	P (var.)	H (var.)	1	0,6	1	0,6	1,35	1,2	1	1,5	1,5	1	1,5
G (perm.)	17,3 kN/m			1		1		1,35	1,2	1				
P (var.)	11,3 kN/m				0,6		0,6	1,05	1,5					1,5
H (var.)	0,0kN/m													



ex =0 mm ez =0 mm

Lastfaktor (perm.) gjelder også masser bak vegg.

Beregnete verdier for kontroll av grunntrykk.

Jordtrykkskoeffisient Ka	0,26	
Horisontaltrykk fra terreglast bak mur Pap	8,1	kN
Horisontaltrykk fra jord bak mur Paj	56,9	kN
Skjærkraft Tap+Taj	29,9	kN
Vekt av overliggende jord	68,4	kN
Vekt av vegg	39,4	kN
Vekt av såle	12,4	kN
Ruhetsverdi for masse bak mur	0,71	
Effektiv sålebredde	0,91	m

STABILITETSKONTROLL

Midlere skjærspenning under såle	71,1	kN/m ²
Ruhet for masser under såle	0,52	
Tillatt ruhet	0,90	
Maks overført grunntrykk (dim. lasttilfelle)	201,4	kN/m ²
Bæreevne (dim. lasttilfelle)	221,0	kN/m ²

For beregning av bæreevne: tg Ø =0,64 rb =0,52 Nq =12,45 Ny =8,62

KONTROLL AV STØTTEMUR

SNITT	Momentkapasitet		Skjærkapasitet			
	M (kNm)	M/Md	Trykkbrudd		Skjærstrekkbrudd	
	V (kN)	V/Vccd	Vred	Vred/Vcd		
Såle ved forkant av vegg	29,32	0,40	117,27	0,10	62,63	0,46
Såle ved bakkant av vegg	75,57	0,97	89,16	0,08	89,16	0,65
Vegg ved midten	24,15	0,20	26,09	0,02	26,09	0,16
Vegg ved overkant såle	115,11	0,92	73,67	0,05	64,85	0,40

Risskontroll

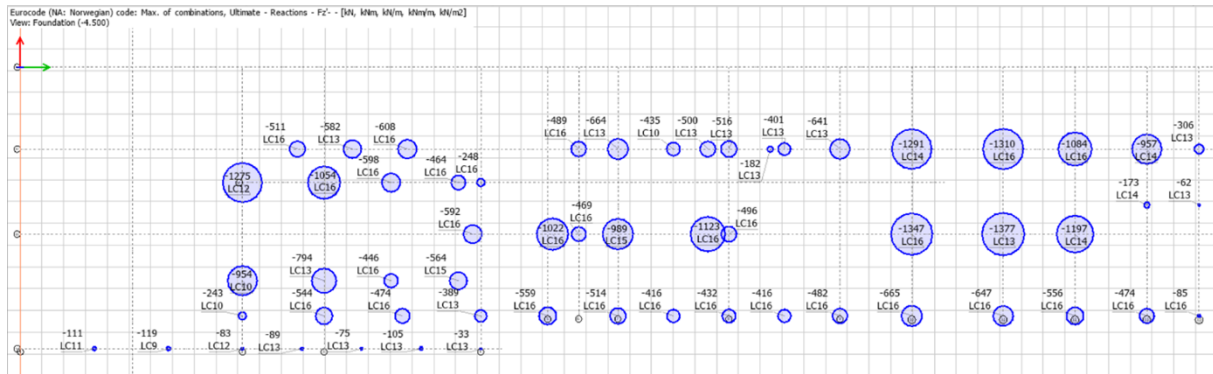
Vegg: M=	82,92	kNm	w=	0,35	mm	w/wd=	0,89
Såle,ok: M=	54,23	kNm	w=	0,32	mm	w/wd=	0,81
Såle,uk: M=	21,14	kNm	w=	0,13	mm	w/wd=	0,34

Utbøyning i overkant av støttemur mm

Fundamenter

1 Søylefundamenter

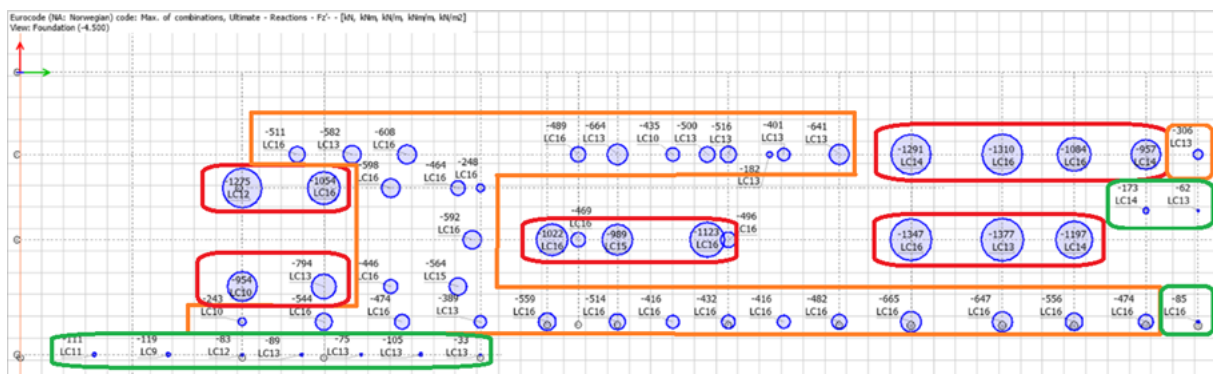
Fundamenter beregnes ut fra avleste reaksjonskrefter fra konstruksjonen som er modellert og dimensjonert i FEM-design. Bildet under viser de totale reaksjonskreftene, der sirklene angir størrelsen av den største lastpåvirkningen og hvilken lastkombinasjon (LC) som gir dette lasttilfellet.



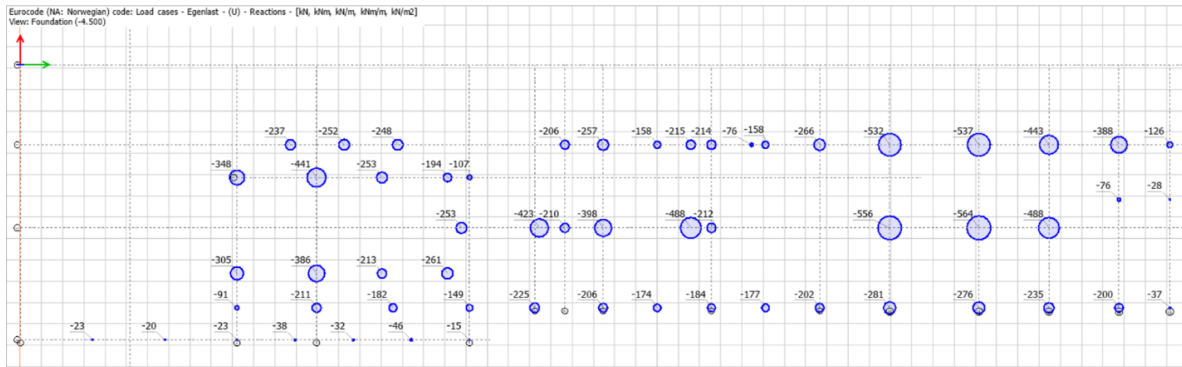
Ut fra dette velges tre ulike fundamenttverrsnitt. Dette gjøres for å redusere arbeidsmengden for prosjekterende, samt forenkle jobben for utførende entreprenør. Ved å ikke prosjektere hvert fundament, vil noen av fundamentene bli overdimensjonert. Samtidig vil dette redusere sjansene for misforståelser og feil underveis i byggeprosessen.

I utklippet under er de tre fundamenttverrsnittene gruppert i fargekoordinerte soner. De tre sonene er delt inn slik:

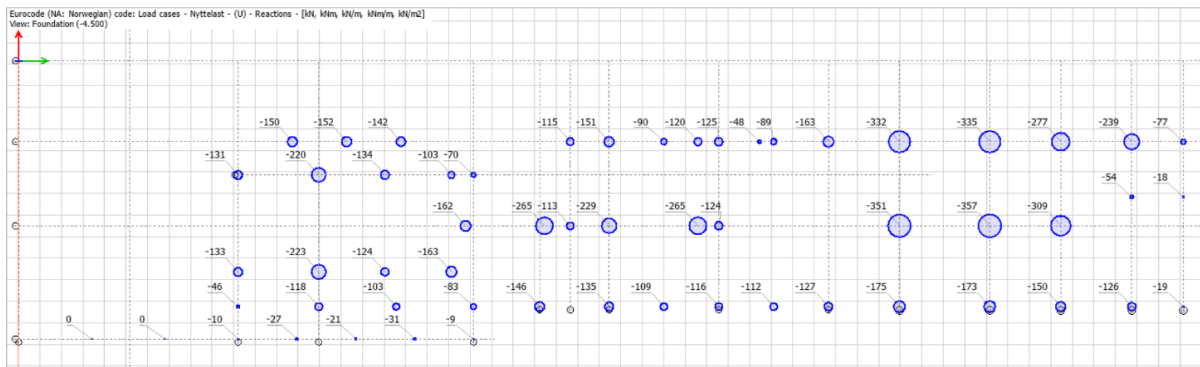
- Rød sone: 954 - 1377 kN
- Oransje sone: 243 - 665 kN
- Grønn sone: 62 - 173 kN



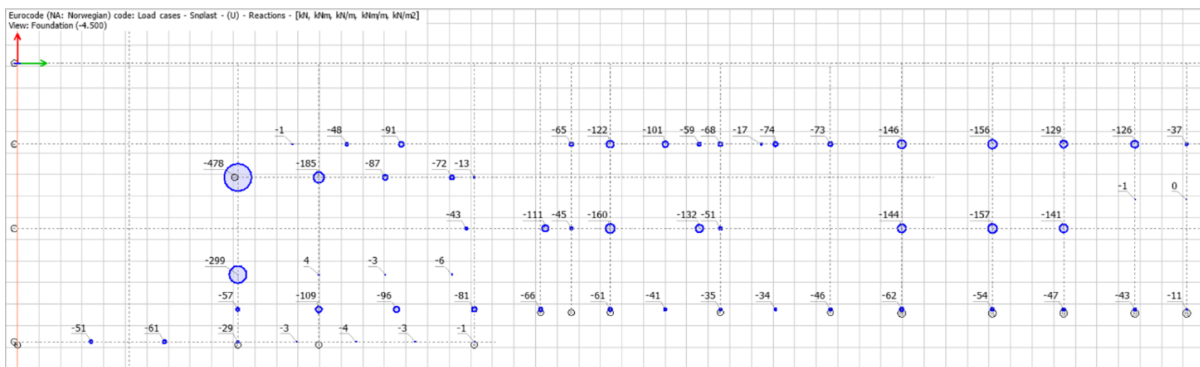
Egenlast:



Nyttelast:



Snølast:



De største lastene i de ulike fargesoneene:

	Rød (LC 13)	Oransje (LC 16)	Grønn (LC 14)
Egenlast	564	281	76
Nyttelast	357	175	54
Snølast	157	62	1
Totalt (med lastfaktorer)	1377	665	173

Fundamentstørrelse og nødvendig armering beregnes vha BTSnitt ved å legge inn laster, lastfaktorer, ønsket armerings diameter, materialdata og kapasitet på grunnen. Tabellene under viser valgte lastfaktorer, samt material og jord-data.

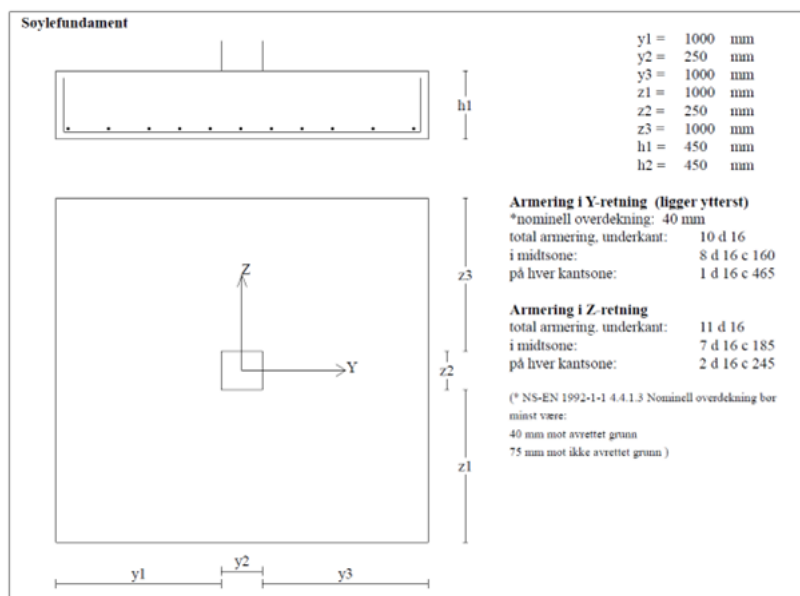
Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	Kategori B - Kontor
Variabel last (P)	0,30	1,50	1,05	1,50	Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav

Materialdata og jord-data			
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	300 mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0 kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)		
Densitet kg/m ³	2400	Uten hensyn til fundamentdybde:	
Sement i fasthetsklasse	N	Netto bæreevne	300 kN/m ²
Armering flytegrense	500	Minimum overdekning:	
Skjærarmering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm	
Eksponeeringsklasse	XC2		
Lite korrosjonsfølsom armering			
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	40%		
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt			
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.			
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)			

Videre i vedlegget vises inputslaster og resultat fra beregningene, inndelt i de tre ulike sonene.

Rød sone:

- 14 stk fundamenter
- Fundamentstørrelse 2250x2250x450
- Armeres minimum som vist under



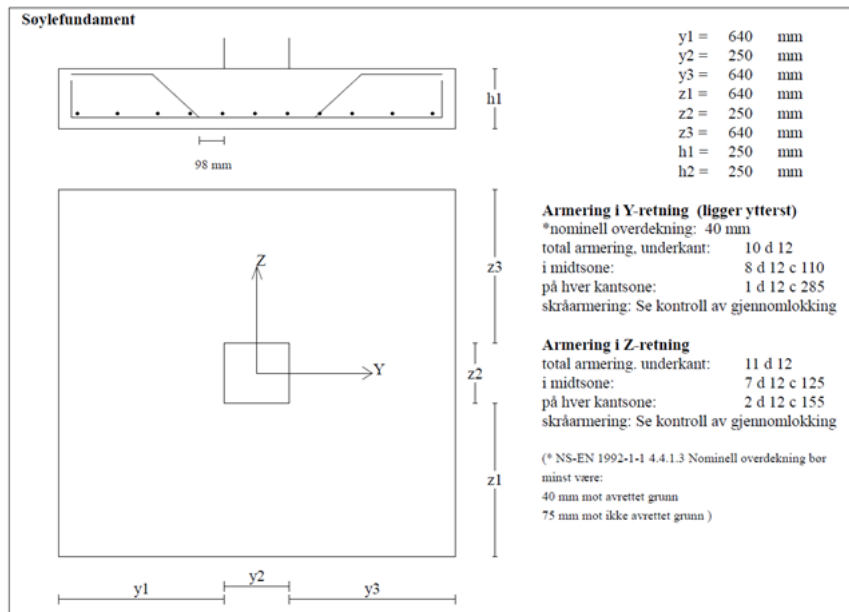
- Kontroll av moment, skjær, grunntrykk og riss:

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensefilstand	Kontroll av grunntrykk
Y-retning: $M_z = -321,7$ kNm $M_z/M_{d_z} = 0,95$	Ugunstigste lasttilfelle: 1
Z-retning: $M_y = -321,7$ kNm $M_y/M_{d_y} = 0,92$	Bæreevne 306 kN/m ²
Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant	tg $\phi = 1,00$ rb = 0,00 Nq = 150,00 Ny = 349,98
Trykkbruddkontroll langs søylekant: $V/V_d = 0,91$	Overført grunntrykk 299 kN/m ²
Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering $V_{rd,c} = 0,93$ N/mm ²	Risskontroll
Største skjærspenning $V_{ed} = 0,88$ N/mm ²	Y-retning: w/wd = 1,00
Det trengs ikke skjærarmering.	Z-retning: w/wd = 0,87

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.
 Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0.80 ftd

Oransj sone:

- 30 stk fundamenter
- Fundamentstørrelse 1530x1530x250
- Armeres minimum som vist under



- Kontroll av moment, skjær, grunntrykk, riss og gjennomlokking:

<p>Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand Y-retning: $Mz = -92,7$ kNm $Mz/Md_z = 0,98$ Z-retning: $My = -92,7$ kNm $My/Md_y = 0,97$</p> <p>Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant Trykkbruddkontroll langs søylekant: $V/Vd = 0,87$ Det trengs skjærarmering. Se beregning lenger nede</p>	<p>Kontroll av grunntrykk Ugunstigste lasttilfelle: 1 Bæreevne 306 kN/m² $tg \varnothing = 1,00$ $rb = 0,00$ $Nq = 150,00$ $Ny = 349,98$ Overført grunntrykk 304 kN/m²</p> <p>Risskontroll Y-retning: $w/wd = 0,66$ Z-retning: $w/wd = 0,75$</p>
--	--

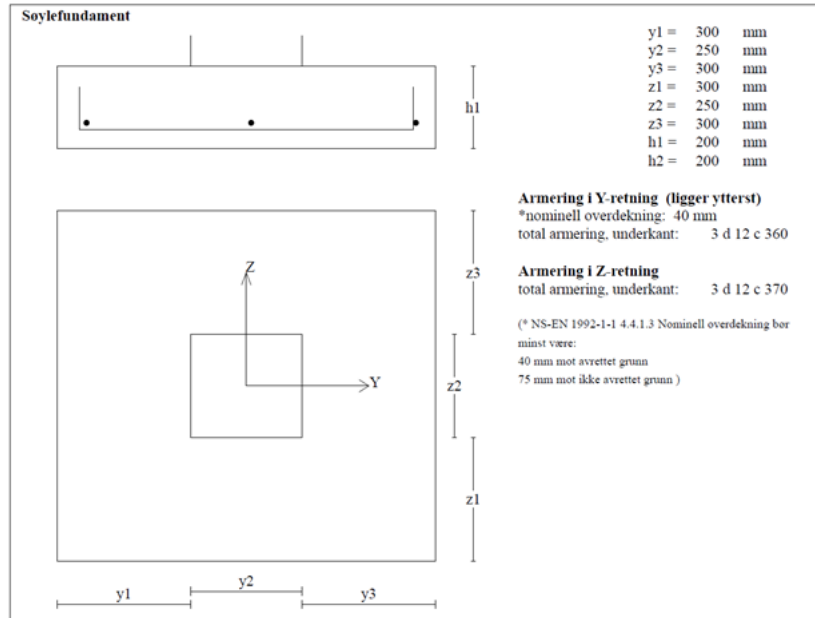
Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

<p>Kontroll av gjennomlokking Trykkbrudd (v/vd) 0,87 Lasttilfelle 1</p> <p>Skjærarmering Antall rader med oppbøyde jern 1 Total armering i hver rad: $Asw = 947$ mm² (Asw fordeles på jern i y-retning og z-retning) Skjærarmeringens helningsvinkel: 45 grader</p> <p>Maks senteravstand mellom jern i 1.rad: 292 mm Minste areal av bøyelben: $Asw, min = 23$ mm²</p> <p>Plassering av jern (figur 9.10-B i NS-EN 1992-1-1)</p>	<p>Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering $Vrd, c = 1,17$ N/mm² Største skjærspenning $Ved = 1,34$ N/mm²</p>
---	---

Grønn sone:

- 10 stk fundamenter
- Fundamentstørresle 850x850x200
- Armeres minimum som vist under



- Kontroll av moment, skjær, grunntrykk og riss:

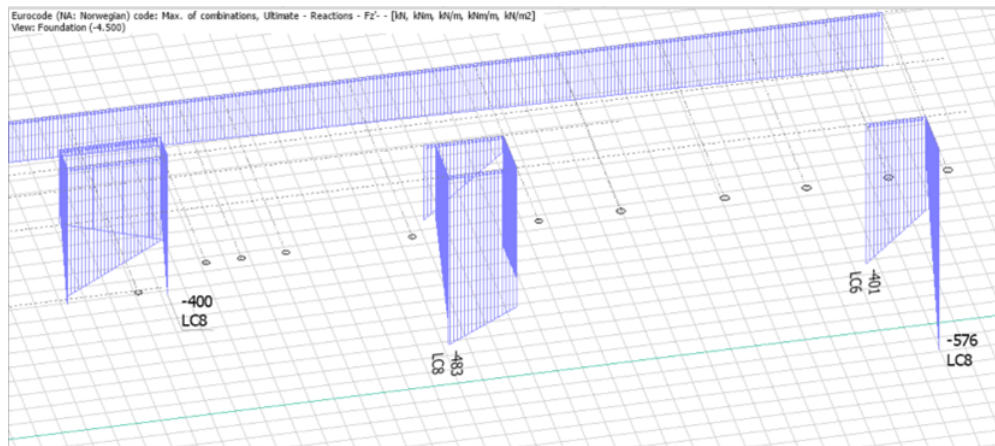
<p>Moment- og skjærkontroll i bruddgrensetilstand</p> <p>Y-retning: $M_z = -9,2$ kNm $M_z/M_d_z = 0,43$ Z-retning: $M_y = -9,2$ kNm $M_y/M_d_y = 0,48$</p> <p>Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra soylekant Trykkbruddkontroll langs soylekant: $V/V_d = 0,29$ Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering $V_{rd,c} = 1,17$ N/mm² Største skjærspenning $V_{ed} = 0,39$ N/mm² Det trengs ikke skjærarmering.</p>	<p>Kontroll av grunntrykk</p> <p>Ugunstigste lasttilfelle: 1 Bæreevne: 306 kN/m² $t_g = 0,00$ $r_b = 0,00$ $N_q = 0,00$ $N_y = 0,00$ Overført grunntrykk: 248 kN/m²</p> <p>Risikontroll</p> <p>Y-retning: $w/w_d = 0,00$ Z-retning: $w/w_d = 0,00$</p>
--	--

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.
 Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0.80 ftd

2 Fundament sjakter og avstivende vegger

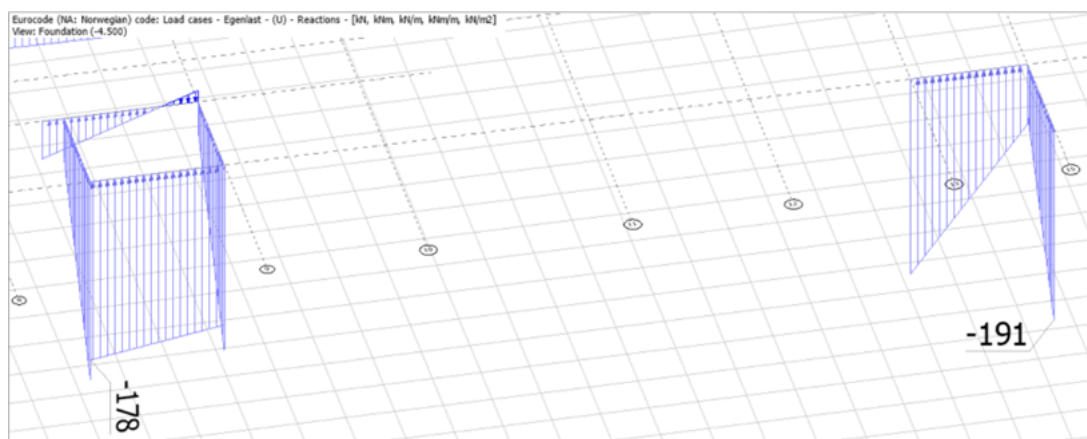
Fundament under sjakter og avstivende vegger beregnes som stripefundament. Dimensjonerende laster leses ut fra FEM-modell. Vist under er utklipp av reaksjonskrefter på disse konstruksjonene.

Maksimum av lastkombinasjoner:

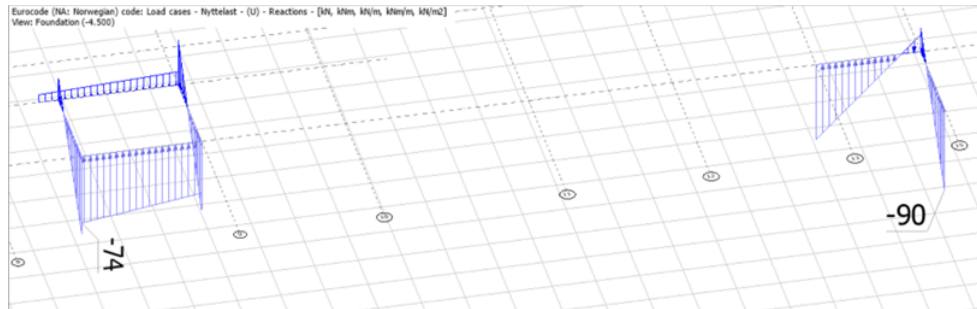


Ser ut fra dette at sjaktene har tilnærmet lik maksbelastning. Dermed beregnes fundament ut fra sjakten med størst belastning, og benytter så dette fundamenttverrsnittet på begge. For å gjennomføre beregningene har vi behov for å vite hvor mye av lasten som er permanent og hvor mye som er variabel last.

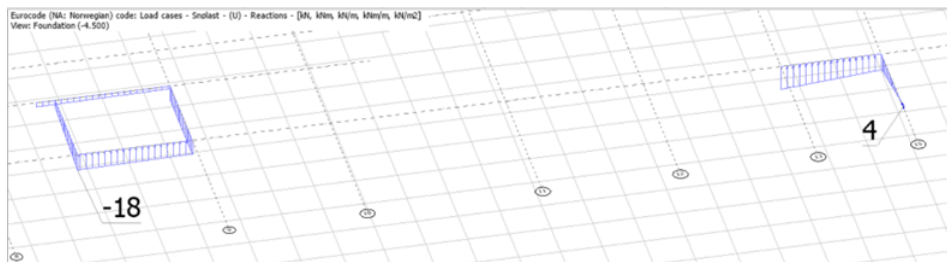
Egenlast:



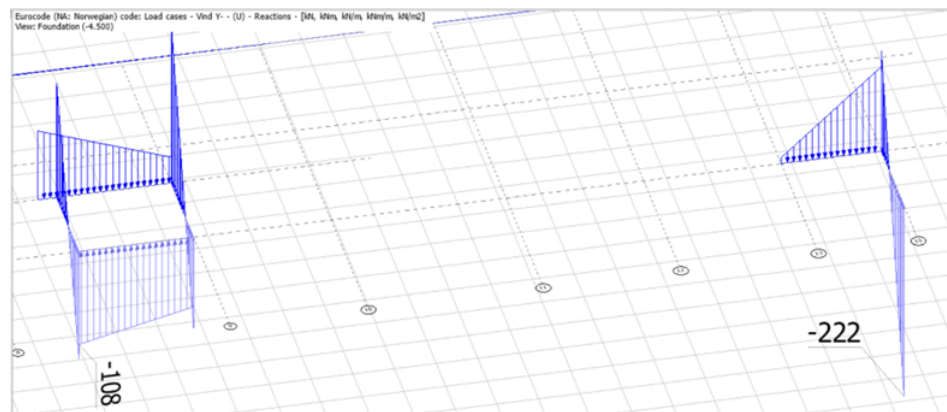
Nyttelast:



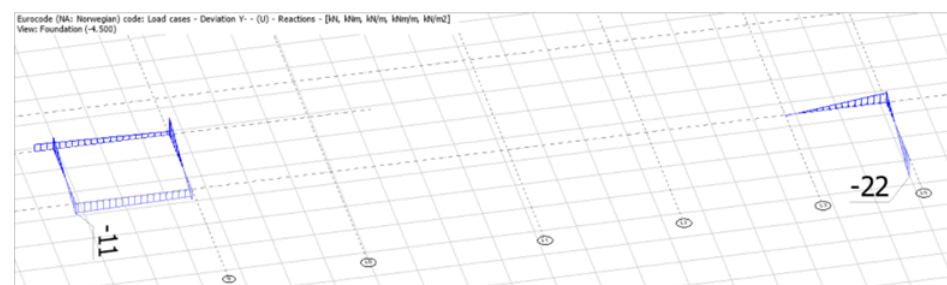
Snølast:



Vind: Viser kun vind i Y-retning siden den gir mest belastning på disse konstruksjonsdelene.



Skeivstilling Y-:



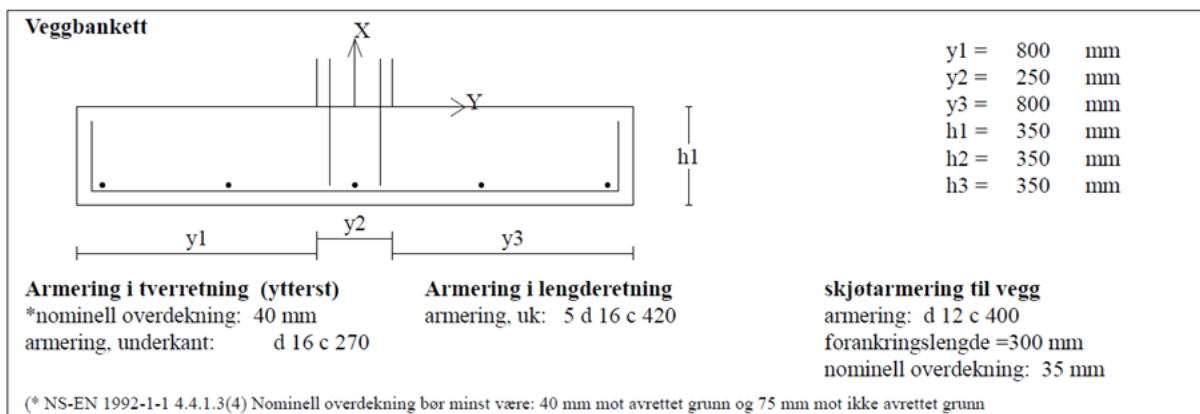
Tabellen under angir størrelsen på de ulike permanente og variable lastene i både sjakter og avstivende vegg.

	Sjakter (LC 8)	Avstivende vegg (LC 8)
Egenlast	178	191
Nyttelast	74	90
Snølast	18	-4
Vind	108	222
Totalt (med lastfaktorer)	483	576

Fundamentstørrelse og nødvendig armering beregnes vha BTSnitt funksjonen "Veggfundament". Her legges det inn laster, lastfaktorer, ønsket armerings diameter, materialdata og kapasitet på grunnen. Påførte lastfaktorer, material og jorddata er likt som søylefundamentene.

Sjakter:

- Fundamentbredde og tykkelse: 1850x350
- Armeres minimum som vist under



- Kontroll av moment, skjær, grunntrykk og riss:

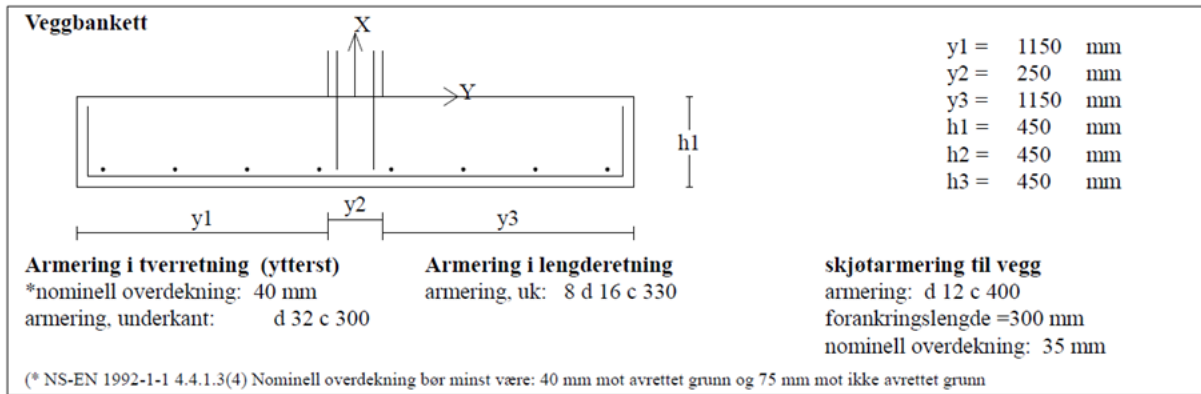
<p>Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand Y-retning: $M_z = -91,7$ kNm $M_z/M_{d_z} = 0,98$ Skjær-trykkbrudd langs vegg: $V/V_d = 0,17$ Lasttilfelle nr 1 Skjær-strekbrudd i avstand d fra vegg: $V/V_{cd} = 0,94$ Dimensjonerende skjærkraft = 143,27 kN/m</p>	<p>Kontroll av grunntrykk Ugunstigste lasttilfelle: 1 Bæreevne 300 kN/m² $t_g = 0,00$ $r_b = 0,00$ $N_q = 0,00$ $N_y = 0,00$ Overført grunntrykk 297 kN/m²</p> <p>Risskontroll Y-retning: $w/w_d = 0,60$</p>
--	--

Kontrollsnitt er lagt ved kant av vegg.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0,80 ftd

Avstivende vegg:

- Fundamentbredde og tykkelse; 2550 x 450
- Armeres minimum som vist under;



- Kontroll av moment, skjær, grunntrykk og riss:

<p>Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand Y-retning: $M_z = -187.8 \text{ kNm}$ $M_z/M_{d,z} = 0.45$ Skjær-trykkbrudd langs vegg: $V/V_d = 0.19$ Lasttilfelle nr 1 Skjær-strekbrudd i avstand d fra vegg: $V/V_{cd} = 0.93$ Dimensjonerende skjærkraft = 215.84 kN/m</p>	<p>Kontroll av grunntrykk Ugunstigste lasttilfelle: 1 Bæreevne 300 kN/m² $t_g = 0.00$ $r_b = 0.00$ $N_q = 0.00$ $N_y = 0.00$ Overført grunntrykk 298 kN/m²</p> <p>Risskontroll Y-retning: $w/w_d = 0.23$</p>
--	--

Kontrollsnitt er lagt ved kant av vegg.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0.80 ftd

Robot - dimensjonering av fagverk

1 Definerings

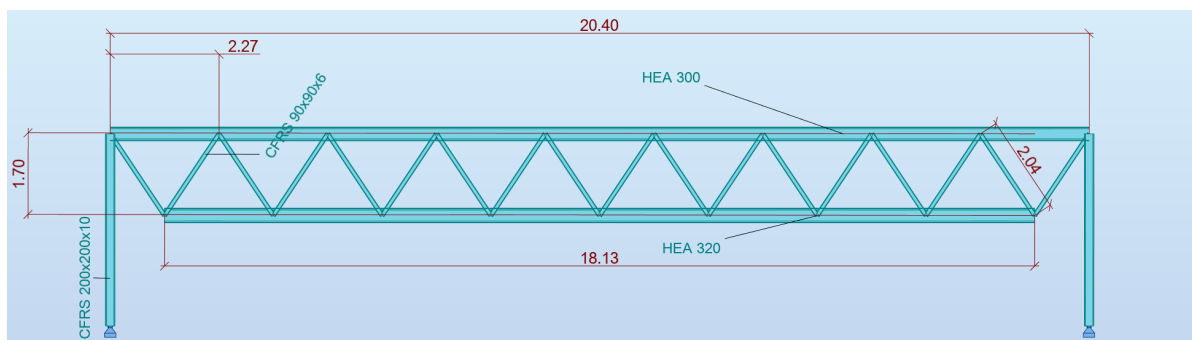
1.1 Forenkling

Vi har satt som en forenkling at fagverket vil være fastholdt mot vipping ut av planet. Dette gjør vi for å redusere arbeidsmengde og tidsbruk i forbindelse med denne oppgaven.

1.2 Konstruksjonsdeler

Fagverket konstrueres i Robot med samme mål, dimensjoner og tverrsnitt som vi tegnet i Revit. Her har vi tenkt ut dimensjoner og tverrsnitt som vi tror vil være tilstrekkelig for fagverket.

Første utkast av fagverket som skal dimensjoneres tegnes opp med følgende dimensjoner i Robot:



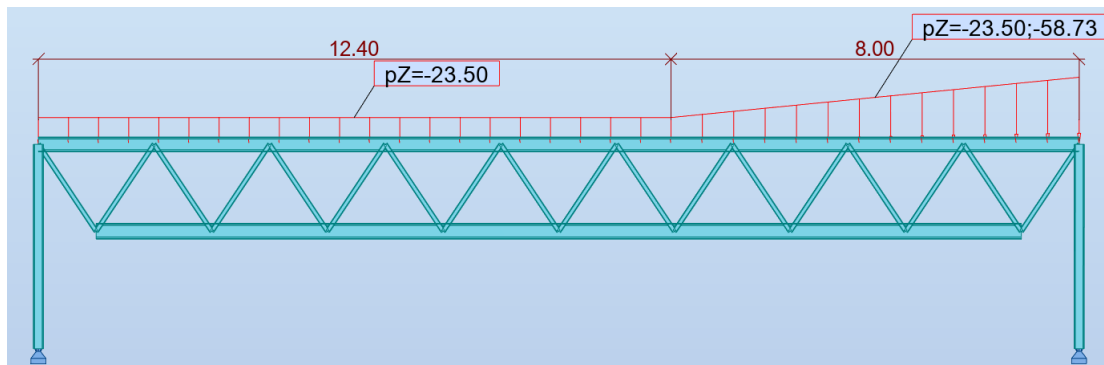
1.3 Påføring av laster

Når vi har konstruert fagverket med riktige mål og dimensjoner i henhold til modellen i Revit definerer vi lastene som virker på fagverket.

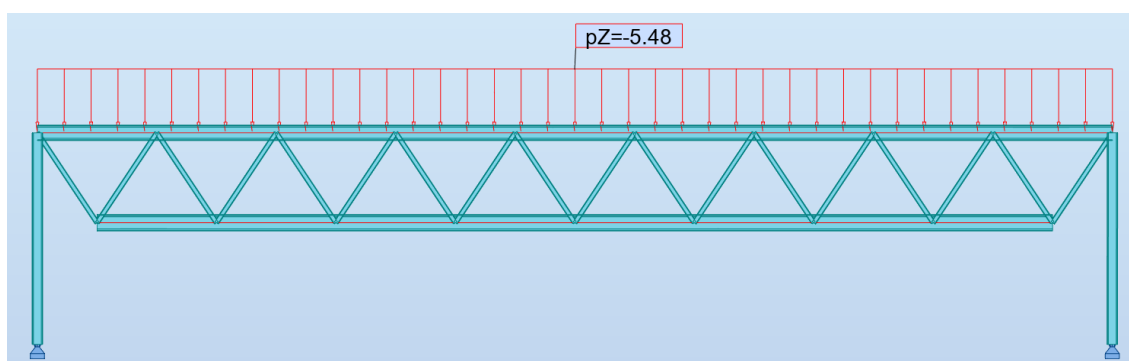
Konstruksjonen har to fagverk, som er plassert vedsiden av hverandre i gymsalen. Det ene fagverket dekker ett større takareal enn det andre, og vil derfor få større lastpåkjenninger sammenlignet med det andre fagverket. Vi ønsker at fagverkene skal være identiske og vil derfor dimensjonere fagverket med de største påkjenningene og velge disse dimensjonene på begge. Fagverket dekker et areal på $9,8 \text{ m}^2/\text{m}$

Lastene som virker på fagverket er Egenlast og Snølast. Egenlasten på fagverket legges automatisk til i Robot ved å opprette et lasttilfelle for egenlast, men egenlast fra lettaket, som er på $0,56 \text{ kN/m}^2$, legges til som påført egenlast. Snølasten er beregnet tidligere i rapporten og legges til under eget lasttilfelle. Laster påføres i Robot på følgende måte:

Snølast: $(23,5kN/m), (23,5 - 58,73kN/m)$

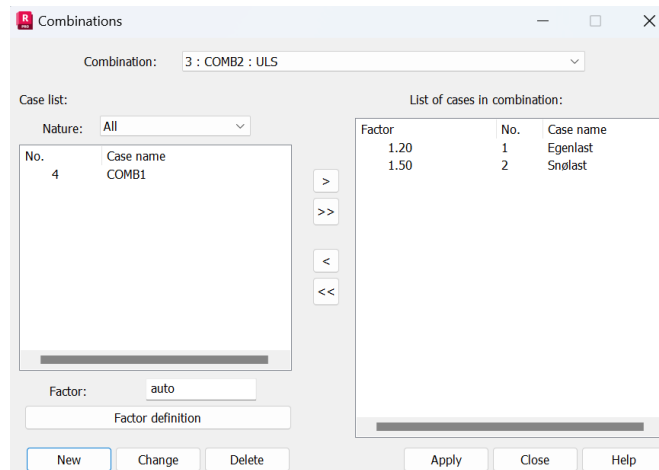
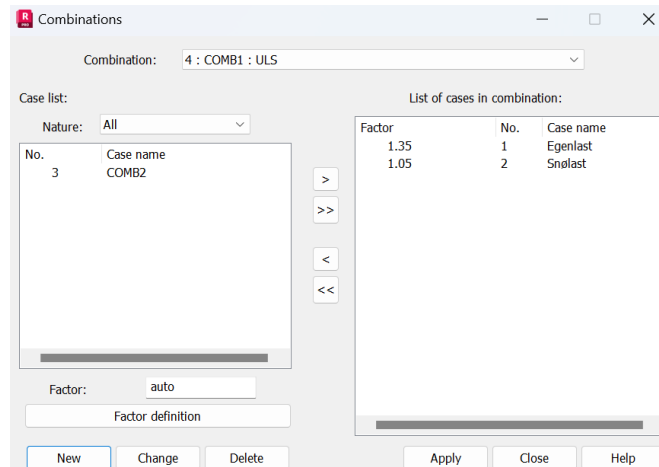


Påført egenlast:



Lastkombinasjoner:

fagverket vurderes i bruddgrensetilstanden og det lages 2 lastkombinasjoner i Robot:



2 Dimensjonering

Når fagverket er modellert og alle laster og lastkombinasjoner lagt til i Robot, kjører vi analyse for å sjekke om fagverket er tilstrekkelig.

2.1 Første forsøk

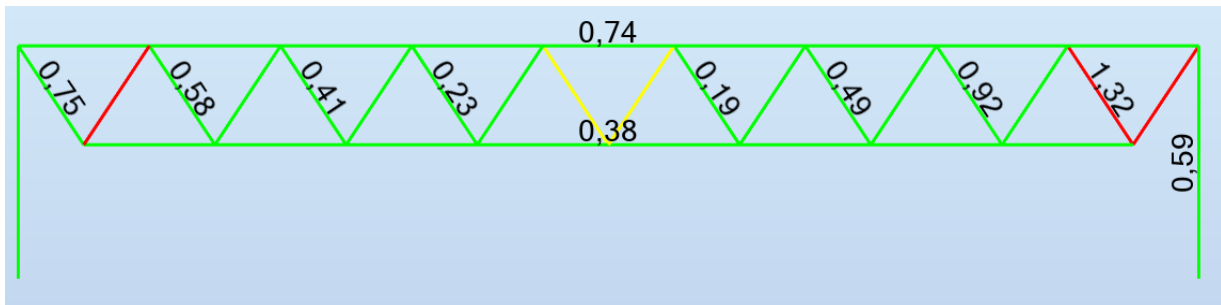
Under steel design finner vi resultater som viser om fagverket er tilstrekkelig eller ikke. Vi henter ut resultat fra alle komponentene i fagverket i en tabell:

NS-EN 1993-1:2005/NA:2015/A1:2014 - Member Verification (ULS) 1to22

Results Messages

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 Simple member	CFRS 200x200	S355	52.26	52.26	0.50	3 COMB2
2 Simple member	HEA 300	S355	142.32	242.14	0.38	3 COMB2
3 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.33	60.33	0.75	3 COMB2
4 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.35	60.35	1.06	3 COMB2
5 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.33	60.33	0.58	3 COMB2
6 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.35	60.35	0.87	3 COMB2
7 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.33	60.33	0.41	3 COMB2
8 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.35	60.35	0.59	3 COMB2
9 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.33	60.33	0.23	3 COMB2
10 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.35	60.35	0.33	3 COMB2
11 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.32	60.32	0.05	3 COMB2
12 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.37	60.37	0.07	3 COMB2
13 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.33	60.33	0.19	3 COMB2
14 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.35	60.35	0.13	3 COMB2
15 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.33	60.33	0.49	3 COMB2
16 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.35	60.35	0.35	3 COMB2
17 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.33	60.33	0.92	3 COMB2
18 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.35	60.35	0.60	3 COMB2
19 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.30	60.30	1.32	3 COMB2
20 Simple member	CFRS 90x90x6	S355	60.38	60.38	1.80	3 COMB2
21 Simple member	HEA 300	S355	160.13	272.44	0.74	3 COMB2
22 Simple member	CFRS 200x200	S355	52.26	52.26	0.59	3 COMB2

Utnyttelsesgrad på komponentene i fagverket vises her:



Ser at 3 av stagene i fagverket ikke er tilstrekkelige. Vi prøver da å bytte til tverrsnitt CFRS 100x100x8mm for alle stagene og prøver igjen.

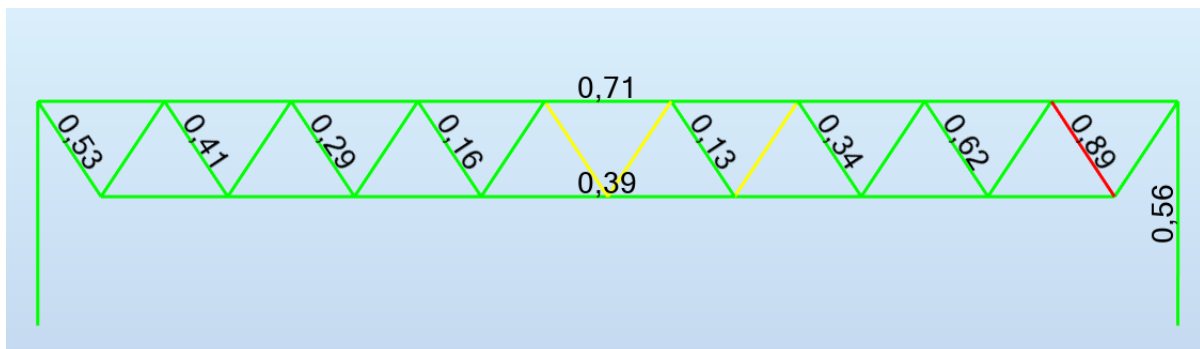
2.2 Andre forsøk

Etter vi har byttet tverrsnitt på stagene i fagverket får vi følgende resultat:

NS-EN 1993-1:2005/NA:2015/A1:2014 - Member Verification (ULS) 1to22

Results Messages

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 Simple member	CFRS 200x200x10	S355	52.26	52.26	0.47	3 COMB2
2 Simple member	HEA 300	S355	142.32	242.14	0.39	3 COMB2
3 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.74	55.74	0.53	3 COMB2
4 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.75	55.75	0.72	3 COMB2
5 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.74	55.74	0.41	3 COMB2
6 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.75	55.75	0.59	3 COMB2
7 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.74	55.74	0.29	3 COMB2
8 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.75	55.75	0.40	3 COMB2
9 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.74	55.74	0.16	3 COMB2
10 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.75	55.75	0.23	3 COMB2
11 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.72	55.72	0.04	3 COMB2
12 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.77	55.77	0.05	3 COMB2
13 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.74	55.74	0.13	3 COMB2
14 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.75	55.75	0.09	3 COMB2
15 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.74	55.74	0.34	3 COMB2
16 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.75	55.75	0.25	3 COMB2
17 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.74	55.74	0.62	3 COMB2
18 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.75	55.75	0.42	3 COMB2
19 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.71	55.71	0.89	3 COMB2
20 Simple member	CFRS 100x100x8	S355	55.78	55.78	0.67	3 COMB2
21 Simple member	HEA 300	S355	160.13	272.44	0.71	3 COMB2
22 Simple member	CFRS 200x200x10	S355	52.26	52.26	0.56	3 COMB2



Ser at alle tverrsnitt i fagverket er tilstrekkelige men at noen av de ytterste stagene er høyt utnyttet. Vi velger å bytte de 2 ytterste stegene på hver side for å prøve å få en utnyttelsesgrad på under 80%. Vi bytter de til tverrsnitt CFRS 100x100x10mm og kjører analyse igjen.

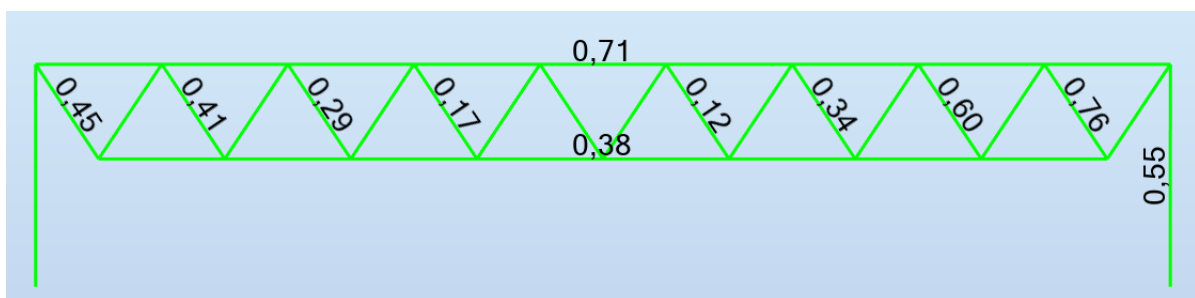
2.3 Tredje forsøk

Etter vi igjen har byttet tverrsnitt på stagene i fagverket får vi følgende resultat:

NS-EN 1993-1:2005/NA:2015/A1:2014 - Member Verification (ULS) 1to22

Results Messages

Member	Section	Material	Lay	Laz	Ratio	Case
1 Simple member	CFRS 200x200	S355	52.26	52.26	0.46	3 COMB2
2 Simple member	HEA 300	S355	142.32	242.14	0.39	3 COMB2
3 Simple member	CFRS 100x100	S355	57.51	57.51	0.45	3 COMB2
4 Simple member	CFRS 100x100	S355	57.52	57.52	0.62	3 COMB2
5 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.74	55.74	0.41	3 COMB2
6 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.75	55.75	0.58	3 COMB2
7 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.74	55.74	0.29	3 COMB2
8 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.75	55.75	0.40	3 COMB2
9 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.74	55.74	0.16	3 COMB2
10 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.75	55.75	0.23	3 COMB2
11 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.72	55.72	0.04	3 COMB2
12 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.77	55.77	0.05	3 COMB2
13 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.74	55.74	0.13	3 COMB2
14 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.75	55.75	0.09	3 COMB2
15 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.74	55.74	0.34	3 COMB2
16 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.75	55.75	0.24	3 COMB2
17 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.74	55.74	0.60	3 COMB2
18 Simple member	CFRS 100x100	S355	55.75	55.75	0.42	3 COMB2
19 Simple member	CFRS 100x100	S355	57.47	57.47	0.76	3 COMB2
20 Simple member	CFRS 100x100	S355	57.55	57.55	0.57	3 COMB2
21 Simple member	HEA 300	S355	160.13	272.44	0.69	3 COMB2
22 Simple member	CFRS 200x200	S355	52.26	52.26	0.55	3 COMB2



Alle tverrsnitt er tilstrekkelige og har en utnyttelsesgrad under 80%. Vi velger å bruke denne fagverksmodellen.

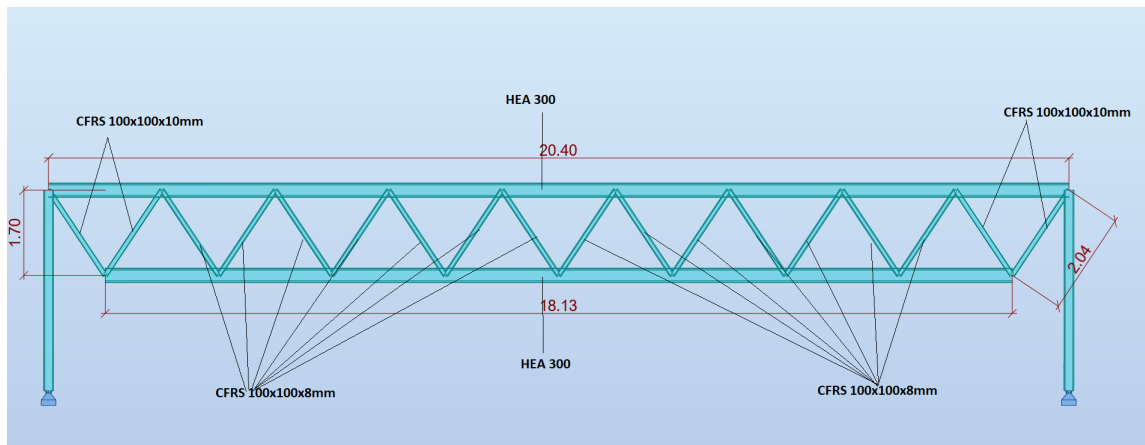
3 Resultat

Her viser vi detaljert beskrivelse av fagverket som er bestemt etter dimensjoneringen.

3.1 Liste over komponenter med lengder:

Member	Name	Components	Code group	Section	Type	Ly (m)	Lz (m)
2	Simple member	2	(N/A)	HEA 300	Beam	18,13	18,13
3	Simple member	3	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
4	Simple member	4	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
5	Simple member	5	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
6	Simple member	6	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
7	Simple member	7	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
8	Simple member	8	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
9	Simple member	9	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
10	Simple member	10	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
11	Simple member	11	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
12	Simple member	12	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
13	Simple member	13	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
14	Simple member	14	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
15	Simple member	15	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
16	Simple member	16	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
17	Simple member	17	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
18	Simple member	18	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
19	Simple member	19	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
20	Simple member	20	(N/A)	CFRS 100	Simple member	2,04	2,04
21	Simple member	21	(N/A)	HEA 300	Beam	20,40	20,40

3.2 Endelig fagverk:



Håndberegninger - Snølast og Vindlast

1 Snølast

Formel for snølast: $S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k$

1.1 Snølast på hovedtak

Snølast (hovedtak)	
Snølast på mark (Ålesund)	$S_k = 3 \text{ kN/m}^2$
Eksponeeringskoeffisient	$C_e = 1,0$
Termisk koeffisient	$C_t = 1,0$
Formfaktor flatt tak	$\mu = 0,8$
Snølast på tak	$S = 2,4 \text{ kN/m}^2$

1.2 Snølast på lavere liggende tak

Siden det på flere steder på konstruksjonen er tak som grenser til høyere tak, er vi nødt til å benytte oss av formfaktoren μ_2 . Direkte bruk av denne formfaktoren vil gi en urealistiske høy verdi inn mot veggene, med en snølast på 8 kN/m^3 . Dette tilsvarer 4 meter fast snø, noe som vil gå ut over brukbarheten til bygningen siden det da vil blokkere vinduer og dører. Vi har derfor valgt å redusere den maksimale snølast på lavere liggende tak med 25%. S_2 Multipliseres derfor med 0,75 for å redusere lasten med 25%.

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w \quad \text{der } \alpha \leq 15^\circ \text{ gir } \mu_s = 0$$

$$\mu_2 = \mu_w$$

$$\mu_w = \frac{b_1 + b_2}{2h} \leq \frac{\gamma h}{S_k} \quad \text{med begrensning} \quad 0,8 \leq \mu_w \leq 4,0 \text{ og } 5m \leq l_s \leq 15m$$

$$l_s = 2h$$

Innhuk 1

Snølast (innhuk 1)	
Snølast på mark (Ålesund)	$S_k = 3 \text{ kN/m}^2$
b_1	15,6 m
b_2	7,5 m
h	4 m
l_s (2h)	$S = 8,0 \text{ m}$
γ (tyngdetetthet snø)	2 kN/m^3

$$\mu_w = 2,88 \leq 2,66 \quad \rightarrow \quad \mu_w = \mu_2 = 2,66$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$S_1 = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

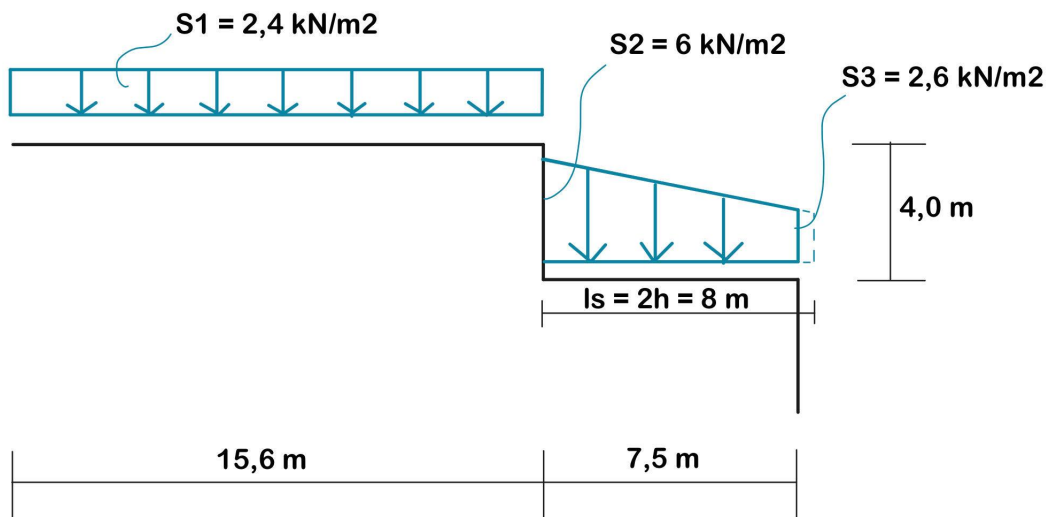
$$\mu_2 = 2,66$$

$$S_2 = 8 \cdot 0,75 = 6 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_3 = \left(\frac{2 - 0,8}{8} \right) \cdot 0,5 + 0,8 = 0,88$$

$$S_3 = 2,64 \text{ kN/m}^2$$

Lastkart fra innhuk 1:



Innhuk 2

Snølast (Innhuk 2)	
Snølast på mark (Ålesund)	$S_k = 3 \text{ kN/m}^2$
b_1	18,3 m
b_2	4,5 m
h	4 m
l_s (2h)	$S = 8,0 \text{ m}$
γ (tyngdetetthet snø)	2 kN/m^3

$$\mu_2 = 2,85 \leq 2,66 \quad \rightarrow \quad \mu_w = \mu_2 = 2,66$$

$$\mu_1 = 0,8$$

$$S_1 = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

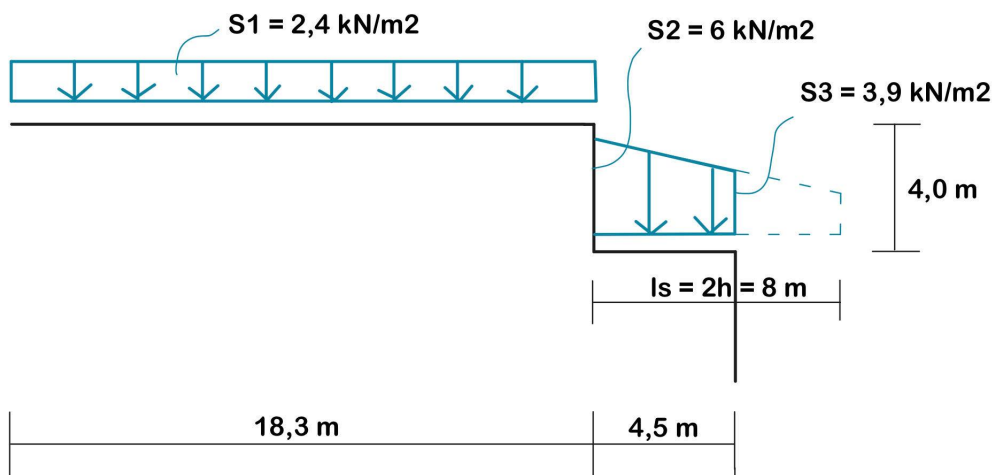
$$\mu_2 = 2,66$$

$$S_2 = 8 \cdot 0,75 = 6 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_3 = \left(\frac{2 - 0,8}{8} \right) \cdot 3,5 + 0,8 = 1,3$$

$$S_3 = 3,9 \text{ kN/m}^2$$

Lastkart innhuk 2:



Gymsal

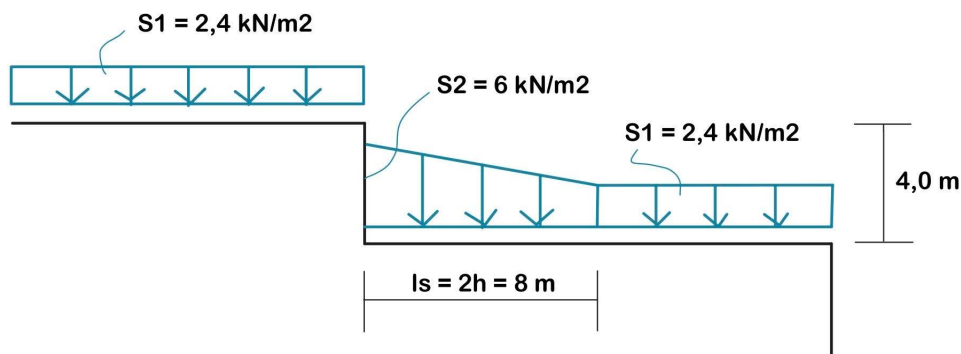
Snølast (Gymsal)	
Snølast på mark (Ålesund)	$S_k = 3 \text{ kN/m}^2$
b_1	87,9 m
b_2	20,4 m
h	4 m
l_s (2h)	$S = 8,0 \text{ m}$
γ (tyngdetetthet snø)	2 kN/m^3

$$\mu_2 = 13,54 \leq 2,66 \quad \rightarrow \quad \mu_w = \mu_2 = 2,66$$

$$\mu_1 = 0,8 \quad S_1 = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_2 = 2,66 \quad S_2 = 8 \cdot 0,75 = 6 \text{ kN/m}^2$$

Lastkart gymsal:



2 Vindlast - gymsal

Basisvindhastighet V_b

Stedsverdier	
$V_{b,0}$ (Ålesund kommune)	29 m/s
Terrengruhetskategori	2
Høyde over terreng (z)	8,5 m
z_0	0,05 m
z_{min}	4,0 m
z_{max}	200 m

Anbefalte verdier fra EC	
C_{dir}	1,0
C_{season}	1,0
C_{prob}	1,0
C_{alt}	1,0
K_1	1,0
Lufttetthet ρ	1,25 kg/m ³

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} \cdot C_{alt} \cdot V_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 29 = \mathbf{29 \text{ m/s}}$$

Stedsvindhastighet $V_m(z)$

$$\text{Terrengruhetsfaktor: } K_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0,07} = 0,19 \cdot \left(\frac{0,05}{0,05}\right)^{0,07} = \mathbf{0,19} \quad (z_0 = z_{0,11})$$

$$\text{Ruhetsfaktor: } C_r(z) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0,19 \cdot \ln\left(\frac{8,5}{0,05}\right) = \mathbf{0,98}$$

$$V_m(z) = C_r(z) \cdot V_b = 0,98 \cdot 29 = \mathbf{28,42 \text{ m/s}}$$

Turbulensintensitet $I_v(z)$

$$\text{Standardavviket: } \sigma_v = K_r \cdot V_b \cdot K_1 = 0,19 \cdot 29 \cdot 1,0 = \mathbf{5,51}$$

$$I_v = \frac{\sigma_v}{V_m} = \frac{5,51}{28,42} = \mathbf{0,19}$$

Vindkasthastighetstrykk $q_p(z)$

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

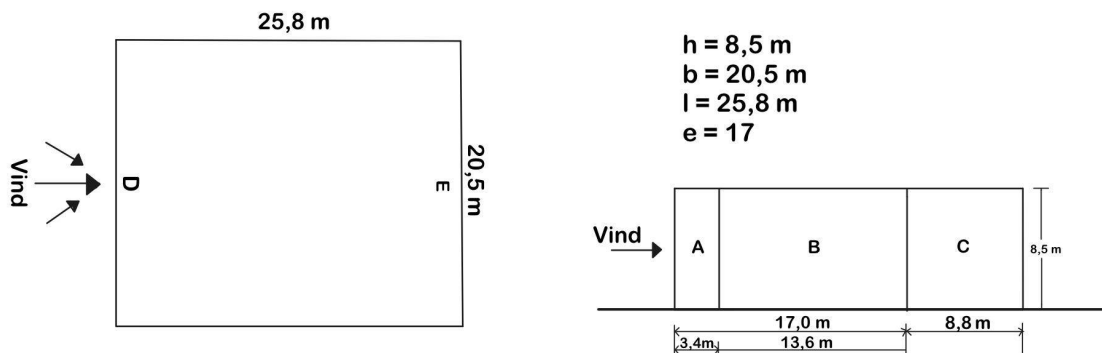
$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot 0,19] \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28,42^2 = \mathbf{1,18 \text{ kN/m}^2}$$

2.1 Utvendig vindtrykk

Vindretning 90° (Y+)

$e = b$ eller $2h$, der den minste verdien velges

$e = \mathbf{17 \text{ m}}$



Utvendig vindtrykk: $W_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$

$$\frac{h}{l} = \frac{8,5}{25,8} = \mathbf{0,33}$$

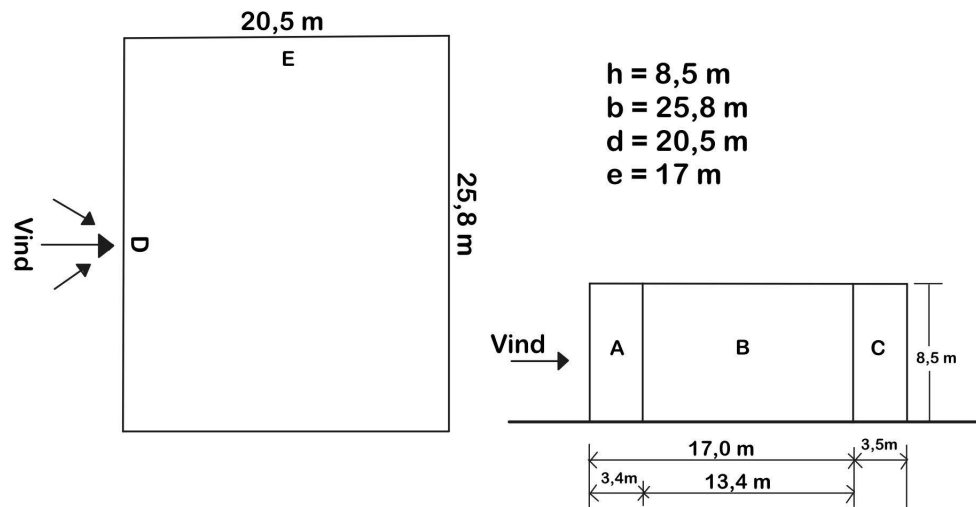
SONE	A	B	C	D	E
h/l	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,33	-1,2	-0,8	-0,5	0,71	-0,32
$W_e \text{ (kN/m}^2\text{)}$	-1,42	-0,94	-0,6	0,84	-0,38
lengde (m)	3,4	13,6	8,8	20,5	20,5

Sone D: $C_{pe,10} = 0,7 + \frac{0,8 - 0,7}{1 - 0,25}(0,33 - 0,25) = 0,71$ (interpolert)

Sone E: $C_{pe,10} = -0,3 - \frac{0,5 - 0,3}{1 - 0,25}(0,33 - 0,25) = -0,32$ (interpolert)

Vindlast Y+ = Sone D - Sone E = $0,84 - (-0,38) = \underline{\underline{\mathbf{1,22 \text{ kN/m}^2}}}$

Vindretning 0° (X+)



Utvendig vindtrykk: $W_e = q_p(z_e) \cdot C_{pe}$

$$\frac{h}{d} = \frac{8,5}{20,5} = 0,41$$

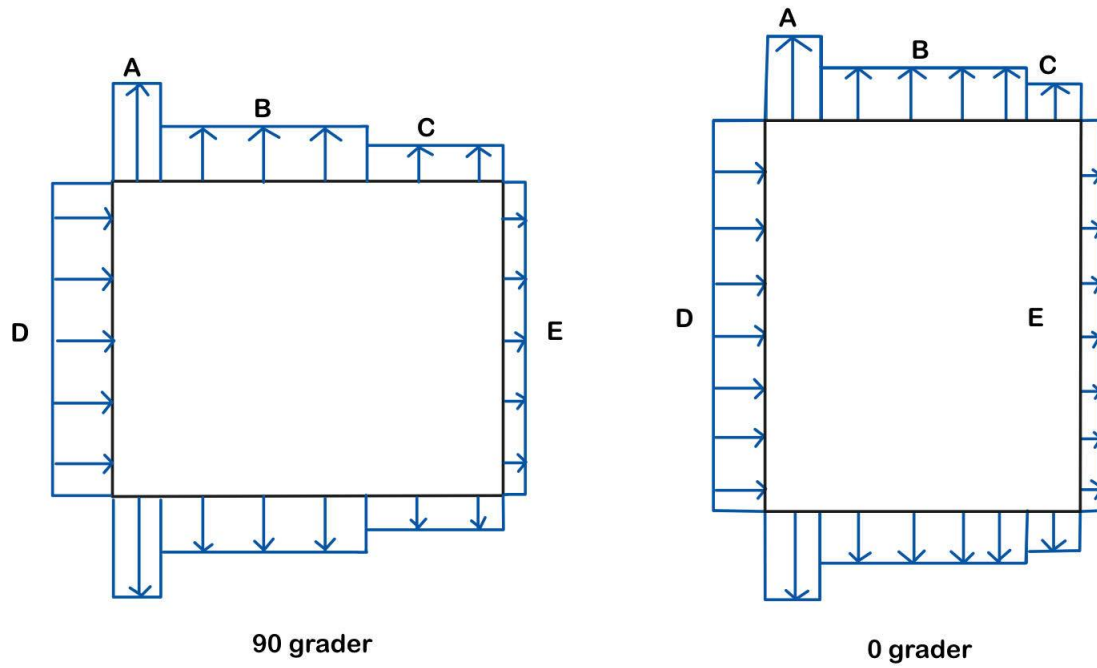
SONE	A	B	C	D	E
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,41	-1,2	-0,8	-0,5	0,72	-0,34
W_e (kN/m ²)	-1,42	-0,94	-0,6	0,85	-0,40
lengde (m)	3,4	13,4	3,5	25,8	25,8

Sone D: $C_{pe,10} = 0,7 + \frac{0,8 - 0,7}{1 - 0,25}(0,41 - 0,25) = 0,72$ (interpolert)

Sone E: $C_{pe,10} = -0,3 - \frac{0,5 - 0,3}{1 - 0,25}(0,41 - 0,25) = -0,34$ (interpolert)

Vindlast X+ = Sone D - Sone E = $0,85 - (-0,40) = \underline{\underline{1,25 \text{ kN/m}^2}}$

2.2 Lastkart - vindlast gymsal



Håndberegninger - bjelke og søyle

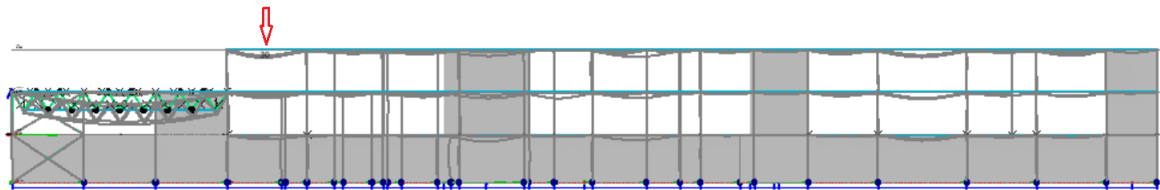
1 Bjelke

Her vil vi kontrollere FEM-modellen ved å gjøre håndberegninger av en av de mest utnyttet bjelkene i konstruksjonen.

1.1 Kontroll av moment

For å kontrollere at FEM-Modellen beregner riktige momenter vil vi ta for oss en av bjelkene i konstruksjonen og bergegne momentkreftene i bjelken for hånd. Deretter sammenligner vi resultatet med momentet på den samme bjelken i FEM-Design.

Vi velger å gjøre kontrollen på bjelken med størst nedbøying i konstruksjonen i FEM-Modellen. Denne bjelken er fast innspent i to søyler og ligger på vestsiden av bygget mot gymsalen i plan 3. Vi kontrollerer momentet som oppstår i senter av bjelken.

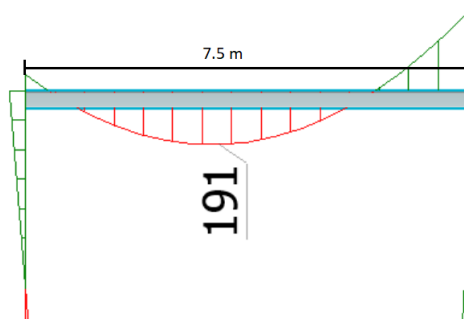


Figur 1.1: Bjelke plassering

Bjelken er av type HEA320 med stålqualität s355 og har en lengde på 7,5 meter. I følge FEM-Modellen får bjelken størst moment ved lastkombinasjon 11 i bruddgrensetilstanden. I FEM-Modellen blir bjelken påvirket av et moment på 191 kNm i senter. Momentpåvirkningen og beskrivelse av lastkombinasjonen vises under.

11	LC11ULS	U	1.202 Egenlast
			1.50 Snølast
			0.90 Vind X+
			1.00 Deviation X+
			1.05 Nyttelast

Figur 1.2: Lastkombinasjon



Figur 1.3: Moment

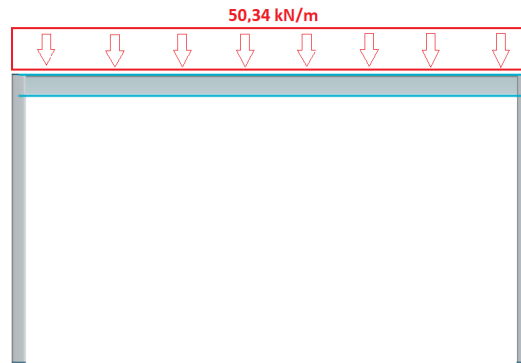
De vertikale lastene som virker på bjelken er egenlast og snølast. Vekten til en HEA320 profil er $97,6 \text{ kg/m}$, noe som tilsvarer en egenlast på tilnærmet 1 kN/m . Snølasten på taket er på 2.4

kN/m^2 og bjelken dekker et areal på $11,5 m^2/m$ noe som gir en snølast på $27,6 kN/m$. Lettaket har en egenvekt på $0,56 kN/m^2$ fordelt på $11,5 m^2$ som gir en egenlast på $6,44 kN/m$

Vi benytter lastkombinasjonen og får:

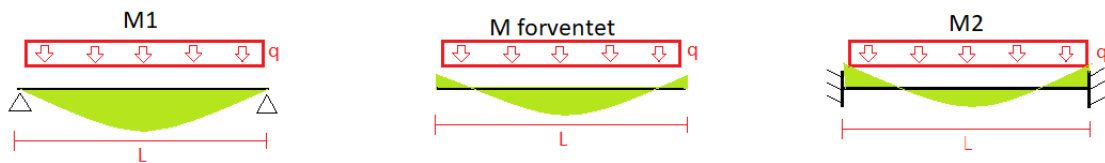
$$q = 1,202 \times (1 + 6,44)kN/m + 1,5 \times 27,6kN/m = \mathbf{50,34 kN/m}$$

Dette gir følgende lastifelle:



Figur 1.4: Lastifelle

Bjelken er fast innspendt i søylene på hver side, men søylene vil bøye seg under påkjenning noe som vil gi fjæring i innspenningene. Bjelken vil derfor ha en opplager situasjon som ligger mellom fritt opplagt og fast innspendt. Vi vil derfor beregne momentet i bjelken som fritt opplagt og fast innspendt. Momentet i FEM-Modellen er forventet å ligge et sted mellom disse resultatene. Vi sammenligner momentet i senter av bjelken.



Figur 1.5: Momentsituasjoner

$$(q = 50,34kN/m), (L = 7,5m)$$

$$M1 = \frac{1}{8}qL^2 = \frac{1}{8} \times 50,34 \times 7,5^2 = \mathbf{354 kNm}$$

$$MFEM = \mathbf{191 kNm}$$

$$M2 = \frac{1}{24}qL^2 = \frac{1}{24} \times 50,34 \times 7,5^2 = \mathbf{118 kNm}$$

$$\text{Forventning} = M1 > MFEM > M2$$

Vi ser at forventningen stemmer og kontrollen godkjennes. Vi konkluderer derfor

med at FEM-modellen gjør riktige last og momentberegninger.

1.2 Kontroll av nedbøying

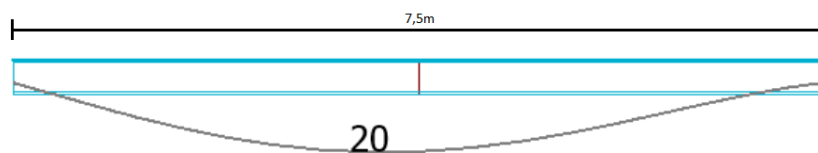
For å sikre god brukbarhet og komfort er det viktig at konstruksjonen overholder krav om nedbøying ved dimensjonering i bruksgrensetilstanden. Vi vil derfor kontrollere at FEM-design gjør riktige beregninger av nedbøyingene i bruksgrensetilstanden.

Fremgangsmåten vil være samme som over, ved kontroll av moment [1.1], men vi benytter en lastkombinasjon i bruksgrensetilstanden. Vi vil her beregne nedbøying av den samme bjelken ved frie opplager og fast innspenning. Forventningen er at FEM-Modellen har en nedbøying som ligger mellom disse verdiene.

I bruksgrensetilstanden får bjelken størst nedbøying ved lastkombinasjon 24. I FEM-Modellen får bjelken da en nedbøying på 20 mm. Nedbøyingen og beskrivelse av lastkombinasjonen vises under.

24	LC8ScLS	Sc	1.00 Egenlast
			1.00 Snølast
			0.60 Vind Y-
			0.70 Nyttelast

Figur 1.6: Lastkombinasjon for største nedbøying



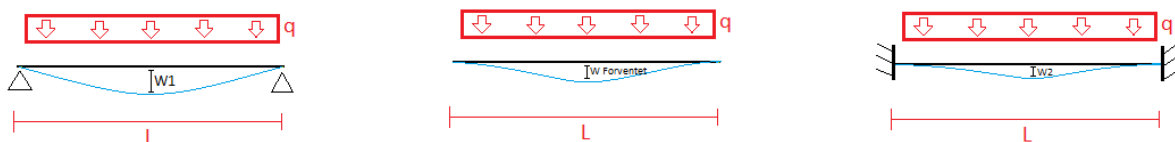
Figur 1.7: Største nedbøying

Vi vet at de vertikale lastene som virker på bjelken er en Egenlast på 7,44 kN/m og snølast på 27,6 kN/m [1.1]. Vi bruker lastkombinasjonen og får:

$$q = 7,44 \times \text{kN/m} + 1,0 \times 27,6 \text{kN/m} = \mathbf{35,04 \text{ kN/m}}$$

Bøystivheten for bjelken er: $EI = 2,1 \times 10^5 \times 229,3 \times 10^6 = 4,815 \times 10^{13}$

Vi beregner nedbøyinger for følgende situasjoner:



Figur 1.8: Nedbøying situasjoner

$$(q = 35,04 \text{ N/mm}), (L = 7500 \text{ mm}), (EI = 4815 \times 10^{10} \text{ Nmm}^2)$$

$$W1 = \frac{5}{384} \times \frac{qL^4}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{35,04 \times 7500^4}{4815 \times 10^{10}} = \mathbf{30,0 \text{ mm}}$$

$$WFEM = 20,0 \text{ mm}$$

$$W2 = \frac{1}{384} \times \frac{qL^4}{EI} = \frac{1}{384} \times \frac{28,6 \times 7500^4}{4815 \times 10^{10}} = 6,0 \text{ mm}$$

$$\text{Forventning} = W1 > WFEM > W2$$

Vi ser at forventningen stemmer og kontrollen godkjennes. Vi konkluderer derfor med at FEM-modellen gjør riktige deformasjonsberegninger.

Kontroll om nedbøyningen er innenfor krav:

Leverandører av hulldekker og lettak stiller krav til maksimal nedbøyning av bjelker ved opplegg på $L/300$ i bruksgrensetilstanden. For denne bjelken på 7,5m vil det tilsvare en maksimal nedbøyning på:

$$7500/300 = 25\text{mm}$$

Bjelken har en nedbøyning på 20mm og er derfor innenfor kravene for maksimal nedbøyning

1.3 Tverrsnittklassifisering

Her skal vi bestemme tverrsnittklassen til den samme bjelken som i beregninger over. Tverrsnittklassen bestemmes i henhold til tabell 5.2 i EC3 som ligger vedlagt [??].

Tverrsnittdata	
Bjelkeprofil	HEA 320
Steghøyde (c_s)	225 (mm)
Stegtykkelse (t_s)	9 (mm)
Flensutstikk (c_f)	118,5 (mm)
Flenstykkelse (t_f)	15,5 (mm)
Flytespenning (f_y) (PKK)	355 (N/mm^2)
E-modul (ε)	0,81

Tabell 1.1: Tverrsnittdata for bjelkeprofil til håndberegninger

Vi beregner først hvilken tverrsnittklasse steget kommer under. I dette tilfellet er steget påkjent av ren bøyning, noe som gir følgende verdier for tverrsnittklasser:

$$\text{Klasse 1: } \frac{c}{t} \leq 58,32$$

$$\text{Klasse 2: } \frac{c}{t} \leq 67,23$$

Klasse 3: $\frac{c}{t} \leq 100,44$

Klasse 4: $\frac{c}{t} \geq 100,44$

$$\frac{c_s}{t_s} = \frac{225}{9} = \mathbf{25} \leq 58,32 \Rightarrow \text{Steget er i Klasse 1}$$

Flensen er i dette tilfellet påkjent av rent trykk, noe som gir følgende verdier for tverrsnittklasser:

Klasse 1: $\frac{c}{t} \leq 7,29$

Klasse 2: $\frac{c}{t} \leq 8,1$

Klasse 3: $\frac{c}{t} \leq 11,34$

Klasse 4: $\frac{c}{t} \geq 11,34$

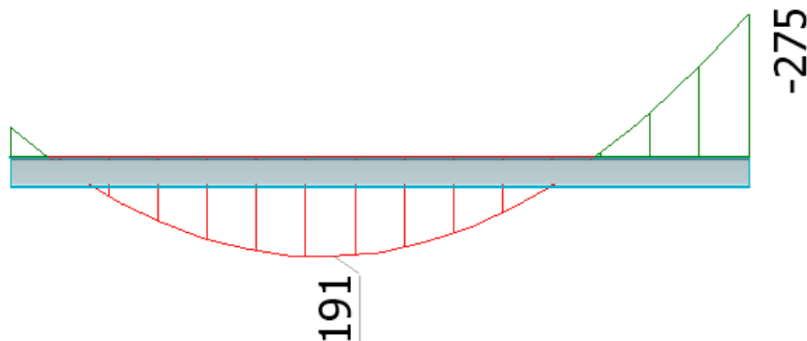
$$\frac{c_s}{t_s} = \frac{118,5}{15,5} = \mathbf{7,65} \geq 7,29 \leq 8,1 \Rightarrow \text{Flensen er i Klasse 2}$$

Bjelkeprofilen har tverrsnittklasse 2.

1.4 Momentkapasitet

Her gjør vi beregninger for å kontrollere at bjelken tåler det største momentet som oppstår i bjelken.

Fem design viser at det største momentet som oppstår i bjelken er på 275 kNm og ligger på høyre side av bjelken mot søylen, og gir strekk på oversiden av bjelken [1.9]



Figur 1.9: Største moment

Motstandsmomenter (HEA320 S355)	
Dimensjonerende flytespenning f_d	338 N/mm²
Elastisk motstandsmoment (W_{el})	1480 000 mm³
Plastisk motstandsmoment (W_{pl})	1628 000 mm³

Tabell 1.2: Motstandsmomenter for bjelkeprofil til håndberegninger

Elastisk momentkapasitet

Bjelkens elastiske momentkapasitet definerer momentet som gir begynnende flyting i det mest påkjente punktet i tverrsnittet. Den elastiske momentkapasiteten for denne bjelken er:

$$M_{el} = f_d \times W_{el} = 338 \text{ N/mm}^2 \times 1480 \text{ mm}^3 = \mathbf{500 \text{ kNm}}$$

Plastisk momentkapasitet

Bjelkens plastiske momentkapasitet definerer momentet som gir flyting i hele tverrsnittet, og representerer bjelkens maksimale bæreevne. Plastisk momentkapasitet for denne bjelken er:

$$M_{pl} = f_d \times W_{pl} = 338 \text{ N/mm}^2 \times 1628 \text{ mm}^3 = \mathbf{550 \text{ kNm}}$$

Beregningene viser at både den elastiske og den plastiske momentkapasiteten til bjelken er tilstrekkelig

1.5 Vipping

Selv om vi har sjekket at bjelketverrsnittet tåler momentpåkjenningene, må bjelken kontrolleres for vipping før man kan konkludere med at bjelken er sterk nok. Vipping er et stabilitetsproblem som kan opptre i lange bjelker med høye tverrsnitt. Ved vipping får bjelken en sideveis utbøyning og en rotasjon om x-aksen.

Vi sjekker den samme bjelken som over siden dette er den bjelken i konstruksjonen som er mest utnyttet og har størst nedbøyning, og er derfor mest utsatt for vipping. Beregningene er gjort i henhold til bestemmelser i EC3 del 1-1.

Tverrsnittdata for vipping (HEA320 S355)	
Elastisitetmodul (E)	210 000 N/mm
Elastisitetmodul (E)	210 000 N/mm
Skjærmodul (G)	80 000 N/mm
Tregghetsmoment z-akse (I_z)	$69,9 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Torsjonstregghetsmoment (I_T)	$2260 \times 10^3 \text{ mm}^4$
Hvelvingsmotstand (I_w)	$1512 \times 10^9 \text{ mm}^6$

Tabell 1.3: Tverrsnittdata for vipping

Ideelt moment ved vipping:

$$M_{0cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{GI_T \times EI_z} = \frac{\pi}{7500} \sqrt{(80000 \times 2260000 \times 210000 \times 69,9 \times 10^6)} = \mathbf{682,4 \text{ kNm}}$$

Randbetingelser ved bjelkens opplegg kan settes til: $k_y = k_z = k_w = 1$

Torsjonsparameter:

$$k_{wt} = \frac{\pi}{k_w L} \sqrt{\frac{EI_w}{GI_T}} = \frac{\pi}{7500} \sqrt{\frac{210000 \times 1512 \times 10^9}{80000 \times 2260 \times 10^3}} = \mathbf{0,56}$$

Lastangrepspunkt relativ til skjærsenter:

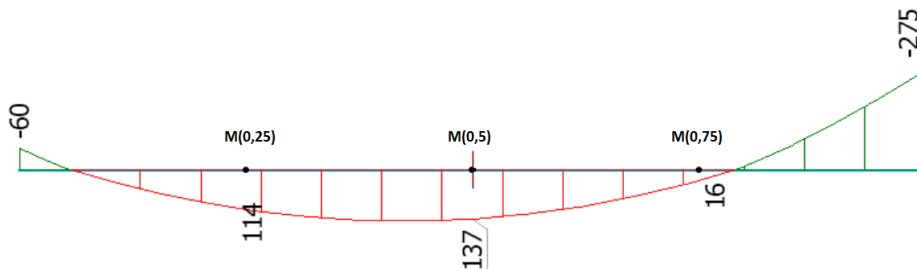
$$\zeta_g = \frac{\pi \times z_g}{k_z L} \sqrt{\frac{EI_z}{GI_T}} = \frac{\pi \times 155}{7500} \sqrt{\frac{210000 \times 69,9 \times 10^6}{80000 \times 2260 \times 10^3}} = \mathbf{0,59}$$

Relativ mono symmetrisk parameter:

$$\zeta_j = \frac{\pi \times z_j}{k_z L} \sqrt{\frac{EI_z}{GI_T}} = \frac{\pi \times 0}{7500} \sqrt{\frac{210000 \times 69,9 \times 10^6}{80000 \times 2260 \times 10^3}} = \mathbf{0}$$

Faktor C_1 :

(bestemmes ved hjelp av momentdiagrammet for bjelken)



Figur 1.10: Momenter vipping

$$C_1 = \frac{1,7 \times |M_{max}|}{\sqrt{M_{0,25}^2 + M_{0,5}^2 + M_{0,75}^2}} = \frac{1,7 \times 275}{\sqrt{114^2 + 137^2 + 16^2}} = \mathbf{2,61}$$

$$C_2 = \mathbf{0,5} \text{ (for last på overflens)}$$

Hvelvingsbidrag:

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} [\sqrt{1 + k_{wt}^2 + (C_2 \zeta_g - C_3 \zeta_j)^2} - (C_2 \zeta_g - C_3 \zeta_j)] \Rightarrow$$

$$\mu_{cr} = \frac{2,61}{1} [\sqrt{1 + 0,56^2 + (0,5 \times 0,59 - 0)^2} - (0,5 \times 0,59 - 0)] = \mathbf{2,32}$$

Kritisk moment for vipping:

$$M_{cr} = \bar{M}_{0,cr} \times \mu_{cr} = 682,4 \text{ kNm} \times 2,32 = \mathbf{1583 \text{ kNm}}$$

Nå beregnes bjelkens dimensjonerende vippekapasitet:

Valg av knekkurve

Tabell 6.3 – Anbefalte imperfeksjonsfaktorer for knekkurver for vipping

Knekkurve	a	b	c	d
Imperfeksjonsfaktor for vipping α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabell 6.4 – Anbefalte knekkurver for vipping ved bruk av likning (6.56)

Tverrsnitt	Begrensninger	Knekkurve
Valsede I-profiler	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Sveiste I-profiler	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Andre tverrsnittstyper	-	d

Figur 1.11: Tabeller for knekkurver EC3

For en HEA320 profil er $h/b \leq 2 \Rightarrow$ **Knekkurve a** $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

Relativ slankhet:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{f_y \times W_{y,el}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{355 \times 1480000}{1583 \times 10^6}} = 0,6$$

Funksjon for beregning av reduksjonsfaktor:

$$\begin{aligned} \Phi_{LT} &= 0,5 \times [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] \Rightarrow \\ &= 0,5 \times [1 + 0,21(0,6 - 0,2) + 0,6^2] = 0,722 \end{aligned}$$

Reduksjonsfaktor for vipping:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{0,722 + \sqrt{0,722^2 - 0,6^2}} = 0,89$$

Dimensjonerende vippekapasitet:

(Tverrsnitt klasse 2 $\Rightarrow W_y = W_{pl,y}$)

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} W_y = 0,89 \times \frac{355}{1,05} \times 1628000 = 489 \text{ kNm}$$

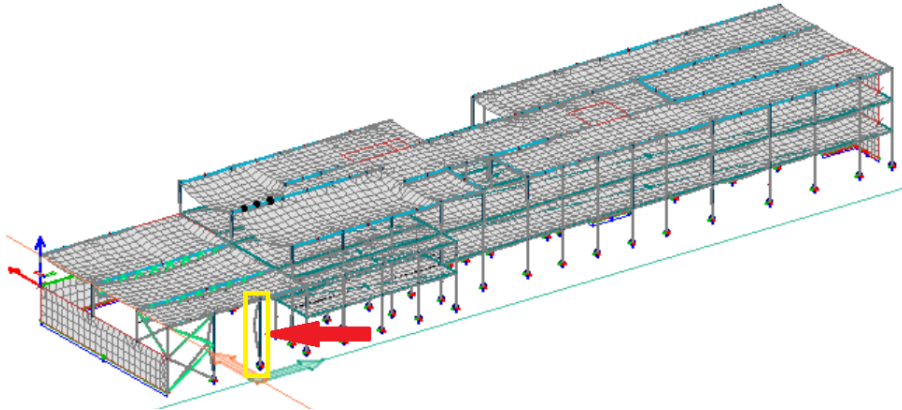
$$M_{b,Rd} > M_{max} \Rightarrow \underline{\text{Bjelken Vipper ikke}}$$

2 Søyler

Her vil vi kontrollere FEM-modellen ved å gjøre håndberegninger av en av de mest utnyttede søylene i konstruksjonen.

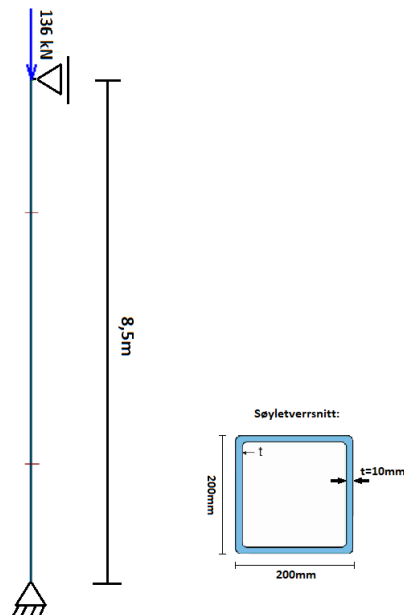
2.1 Knekking

Vi ser at en av søylene i konstruksjonen er særlig utsatt for knekking da den har lang og slank utforming uten fastholding mot knekking. I tillegg er det den søylen med størst utbøyning i konstruksjonen. Søylen er plassert i gymsalen på vestsiden av bygget.



Figur 2.1: Søyler plassering

Søylen er en kvadratisk hulprofil som fører til at treghetsmomentet er likt om begge aksene. Største aksialkraft som påføres søylen er, i følge FEM-Modellen, 136 kN. Vi velger å være konservative og beregner følgende lastifelle for knekking:



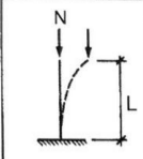
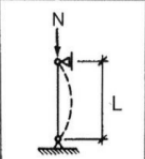
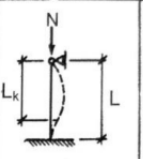
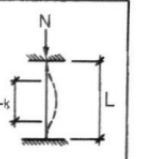
Figur 2.2: Lastifelle for knekking

Tverrsnittdata (HFRHS 200x200x10 S355)	
Dimensjonerende flytespenning f_d	338 N/mm²
Elastisitetsmodul (E)	$2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
Tregghetsmoment (I)	$44,2 \times 10^6 \text{ mm}^4$
Tverrsnittareal (A)	$7,45 \times 10^3 \text{ mm}^2$
Elastisk motstandsmoment (W_{el})	$442 \times 10^3 \text{ mm}^3$

Tabell 2.1: Tverrsnittdata for søyle

Knekk lengde:

Lastilfellet vi skal beregne gir en knekk lengde på hele stavens lengde. Dette er konservativt da staven i realiteten er festet til en HEA-bjelke i topp, noe som vil gi en fjæret innspenning og en redusert knekk lengde. Vi velger i første omgang å være konservative for å gjøre beregningene enklere. Om kontrollen godkjennes for dette tilfellet slipper vi videre beregninger. Om kontrollen ikke godkjennes og staven knekker, vil vi utføre nøyere beregninger av det reelle tilfellet.

				
Knekkbetingelse	$\cos kL=0$	$\sin kL=0$	$\tan kL=kL$	$\cos kL=1$
Laveste egenverdi	$kL=\pi/2$	$kL=\pi$	$kL=1,430\pi$	$kL=2\pi$
Knekk-lengde	$L_k=2,0L$	$L_k=L$	$L_k \approx 0,7L$	$L_k=0,5L$

Figur 2.3: Basistilfeller for stavknekkning

$$L_k = L = 8,5\text{m}$$

Eulerlasten:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 44,2 \times 10^6}{8500^2} = \mathbf{1267,9 \text{ kN}}$$

Karakteristisk tverrsnittkapasitet:

$$N_{R,k} = f_y \times A = 355 \times 7,45 \times 10^3 = \mathbf{2644,75 \text{ kN}}$$

Relativ slankhet:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{R,k}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2644,75}{1267,9}} = \mathbf{1,44}$$

Knekkurve og imperfeksjonsfaktor (α):

Valg av knekkurve gjøres etter Tabell 6.2 i EC3 som ligger vedlagt ???. Knekkurven bestemmer hvilken imperfeksjonsfaktor tverrsnittet får.

Knekkurve = a

Tabell 6.1 – Imperfeksjonsfaktor for ulike knekkurver

Knekkurve	a_0	a	b	c	d
Imperfeksjonsfaktor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figur 2.4: Tabell for imperfeksjonsfaktor (EC3)

$$\alpha = 0,21$$

Funksjon for beregning av reduksjonsfaktor:

$$\begin{aligned}\Phi &= 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \Rightarrow \\ &= 0,5 \times [1 + 0,21(1,44 - 0,2) + 1,44^2] = 1,667\end{aligned}$$

Reduksjonsfaktor for knekking:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{1,667 + \sqrt{1,667^2 - 1,44^2}} = 0,40$$

Dimensjonerende kapasitet for knekking:

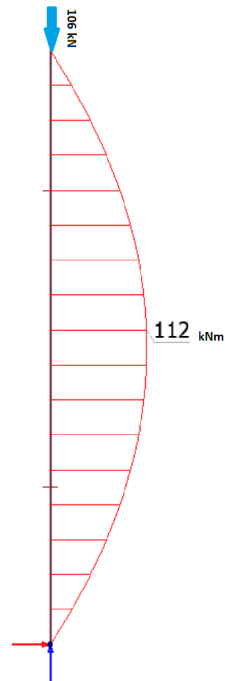
$$N_{b,Rd} = \chi \frac{N_{R,k}}{\gamma_{M1}} = 0,40 \times \frac{2644,75}{1,05} = 1007,5 \text{ kN}$$

Søylen knekker ikke.

2.2 Moment og aksialkraft interaksjon:

I tillegg til vertikalkrefter fra taket er søylen også utsatt for horisontalkrefter fra vind. Dette fører til at søylen utsettes for aksialkraft og moment samtidig. For å vite om søylen har tilstrekkelig kapasitet må det derfor gjøres en kontroll av interaksjon mellom moment og aksialkraft.

Lastkombinasjonen som gir den værste kombinasjon av moment og aksialkraft for søylen gir følgende lasttilfelle:



Figur 2.5: Værste lasttilfelle for søylen

$$(M_{Ed} = 112kNm), (N_{Ed} = 106kN)$$

Søylen belastes med aksialkraft og enakset bøyining. Kontroll av interaksjon mellom moment og aksialkraft for denne søylen gjøres da ved følgende formel:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1$$

Vi kontrollerer søylen etter elastisitetsteorien ved å benytte $W = W_{el}$. Relevante tverrsnittsdata hentes fra Tabell [2.1].

Dimensjonerende elastisk momentkapasitet:

$$M_{Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} W_{el} = \frac{355}{1,05} \times 442000 = \mathbf{149,44 \text{ kNm}}$$

Ekvivalent momentfaktor (C_m):

Den ekvivalente momentfaktoren beregnes i henhold til tabell B.3 i EC3 del 1-1 som ligger vedlagt [??].

$$(\alpha_h = 0), (\psi = 0)$$

$$C_m = 0,95 + 0,05\alpha_h = 0,95 + 0,05 \times 0 = \mathbf{0,95}$$

Interaksjonsfaktor (k_{yy}):

Interaksjonsfaktoren beregnes i henhold til tabell B.1 i EC3 del 1-1 som ligger vedlagt [??].

$$(N_{b,Rd} = 1107,5 \text{ kN}), (\bar{\lambda} = 1,44)[??]$$

$$k_{yy} = C_m \left(1 + (\bar{\lambda} - 0,2) \frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right) = 0,95 \times \left(1 + (1,44 - 0,2) \times \frac{106}{1107,5}\right) = \mathbf{1,074}$$

Interaksjon:

$$\left[\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1\right]$$

$$\frac{106}{1107,5} + 1,074 \times \frac{112}{149,44} = \mathbf{0,9} < 1 \Rightarrow \mathbf{OK}$$

Søylen har tilstrekkelig kapasitet og vil ikke knekke.

