



Kunnskap for en bedre verden

Bacheloroppgave

IB303312

Prosjektering av boligblokk med garasjekjeller

709, 728, 703

Totalt antall sider inkludert forsiden: 335

Innlevert Ålesund, 23.05.2016

Obligatorisk egenerklæring/gruppeerklæring

Den enkelte student er selv ansvarlig for å sette seg inn i hva som er lovlige hjelpemidler, retningslinjer for bruk av disse og regler om kildebruk. Erklæringen skal bevisstgjøre studentene på deres ansvar og hvilke konsekvenser fusk kan medføre. **Manglende erklæring fritar ikke studentene fra sitt ansvar.**

Du/dere fyller ut erklæringen ved å klikke i ruten til høyre for den enkelte del 1-6:		
1.	Jeg/vi erklærer herved at min/vår besvarelse er mitt/vårt eget arbeid, og at jeg/vi ikke har brukt andre kilder eller har mottatt annen hjelp enn det som er nevnt i besvarelsen.	<input checked="" type="checkbox"/>
2.	Jeg/vi erklærer videre at denne besvarelsen: <ul style="list-style-type: none">• ikke har vært brukt til annen eksamen ved annen avdeling/universitet/høgskole innenlands eller utenlands.• ikke refererer til andres arbeid uten at det er oppgitt.• ikke refererer til eget tidligere arbeid uten at det er oppgitt.• har alle referansene oppgitt i litteraturlisten.• ikke er en kopi, duplikat eller avskrift av andres arbeid eller besvarelse.	<input checked="" type="checkbox"/>
3.	Jeg/vi er kjent med at brudd på ovennevnte er å <u>betrakte som fusk</u> og kan medføre annullering av eksamen og utestengelse fra universiteter og høgskoler i Norge, jf. Universitets- og høgskoleloven §§4-7 og 4-8 og Forskrift om eksamen.	<input checked="" type="checkbox"/>
4.	Jeg/vi er kjent med at alle innleverte oppgaver kan bli plagiatkontrollert i Ephorus, se Retningslinjer for elektronisk innlevering og publisering av studiepoenggivende studentoppgaver	<input checked="" type="checkbox"/>
5.	Jeg/vi er kjent med at høgskolen vil behandle alle saker hvor det forligger mistanke om fusk etter NTNUs studieforskrift.	<input checked="" type="checkbox"/>
6.	Jeg/vi har satt oss inn i regler og retningslinjer i bruk av kilder og referanser på biblioteket sine nettsider	<input checked="" type="checkbox"/>

PUBLISERINGSAVTALE

Studiepoeng: 20

VEILEDER: KRISTIAN NORMANN

Fullmakt til elektronisk publisering av oppgaven

Forfatter(ne) har opphavsrett til oppgaven. Det betyr blant annet enerett til å gjøre verket tilgjengelig for allmennheten ([Åndsverkloven §2](#)).

Alle oppgaver som fyller kriteriene vil bli registrert og publisert i Brage med forfatter(ne)s godkjenning.

Opgaver som er unntatt offentlighet eller båndlagt vil ikke bli publisert.

Jeg/vi gir herved NTNU i Ålesund en vederlagsfri rett til å gjøre oppgaven tilgjengelig for elektronisk publisering:

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?
(Båndleggingsavtale må fylles ut)

ja nei

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

(inneholder taushetsbelagt informasjon. [Jfr. Offl. §13/Evl. §13](#))

ja nei

Dato: 19.05.2016

FORORD

Denne bacheloroppgaven er skrevet ved Avdeling for ingeniør- og realfag ved Norges tekniske-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i vårsemesteret 2016. Prosjektgruppen studerer konstruksjonsfag ved NTNU i Ålesund og har inngått et samarbeid med Norconsult AS. Oppgaven representerer 20 studiepoeng.

Vi valgte denne oppgaven på grunnlag av at den bygger videre på flere sentrale tema fra ingeniørstudiet. Den ga oss også stor innsikt i aktuelle arbeidsmetoder og rutineene innenfor ingeniøyrket.

Gjennom en spennende arbeidsprosess, har vi tilegnet oss ny kunnskap innenfor prosjektering av et bygg. Oppgaven har vært utfordrende og spennende, og har gitt oss mye nyttig kunnskap til veien videre.

Vi ønsker å rette en takk til veilederne hos Norconsult, sivilingeniør Christoffer Nilsen og byggingeniør Hugo Vestre som har gitt oss faglige råd og god veiledning under arbeidet med oppgaven. Vi vil også takke vår veileder ved NTNU i Ålesund, Kristian Normann for god hjelp og konstruktive tilbakemeldinger.

Ålesund
20.05.16

SIGN

INNHold

SAMMENDRAG	10
1 INNLEDNING	11
1.1 BESKRIVELSE AV BYGGET	11
1.2 MÅLSETTING	11
2 TEORETISK GRUNNLAG	12
2.1 PROGRAMMER	12
2.1.1 <i>Modellering</i>	12
2.1.2 <i>BIM</i>	12
2.1.3 <i>Revit</i>	12
2.1.4 <i>Ove Sletten-programvare</i>	13
2.1.5 <i>FEM-Design</i>	13
2.1.6 <i>Mathcad</i>	15
2.2 GRUNNFORHOLD OG FUNDAMENTERING	16
2.2.1 <i>Generelt om fundament</i>	16
2.2.2 <i>Grunnforhold og grunnundersøkelser</i>	16
2.2.3 <i>Stabilitet og jordtrykk</i>	16
2.3 BETONG	17
2.3.1 <i>Generelt</i>	17
2.3.2 <i>Egenskaper</i>	17
2.3.3 <i>Forskaling</i>	18
2.3.4 <i>Kryp og svinn</i>	18
2.3.5 <i>Armeringsstål</i>	19
2.3.6 <i>Støpeskjøter/fuger</i>	20
2.3.7 <i>Utstøping</i>	20
2.3.8 <i>Betongavskallinger</i>	20
2.4 PREFABRIKKERTE ELEMENTER	21
2.4.1 <i>Generelt</i>	21
2.4.2 <i>Egenskaper</i>	21
2.4.3 <i>Hulldekker</i>	21
2.4.4 <i>Montasje</i>	22
2.4.5 <i>Sandwichelementer</i>	23
2.5 STØTTEMURER	25
2.5.1 <i>Generelt/formål</i>	25
2.5.2 <i>Ulike typer støttemurer</i>	25
2.6 BÆRESYSTEM OG TEKNISKE LØSNINGER	27
2.6.1 <i>Generelt</i>	27
2.6.2 <i>Duktile knutepunkter</i>	27
2.6.3 <i>Søyler</i>	27
2.6.4 <i>Fundamenter</i>	27
2.6.5 <i>Opplegg av hulldekke på stål</i>	28
2.6.6 <i>Opplegg av hulldekke på bærende prefab-vegg</i>	28
2.6.7 <i>Opplegg av hulldekke på DLB-bjelke</i>	29
2.6.8 <i>Opplegg på stedstøpt vegg</i>	30

2.6.9	<i>Opplagertrykk, mellomlegg</i>	30
2.6.10	<i>Påstøp</i>	30
2.6.11	<i>Gjennomlokking (punching)</i>	31
2.6.12	<i>Avstivning</i>	31
2.6.13	<i>Krav til stålbestandighet</i>	33
2.6.14	<i>Prefabrikkerte stålkonstruksjoner</i>	33
2.6.15	<i>Montering av stål</i>	33
2.6.16	<i>Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner</i>	34
2.7	JORDSKJELV	35
2.7.1	<i>Generelt om jordskjelv</i>	35
2.7.2	<i>Hvordan fungerer det? (Jordskjelvsbølger)</i>	35
2.7.3	<i>Jordskjelv i Norge</i>	36
2.7.4	<i>Duktilitet</i>	36
2.7.5	<i>Periode</i>	36
3	METODE	38
3.1	BEREGNINGER	38
3.1.1	<i>Lastgrunnlag</i>	38
3.1.2	<i>Beregning av søylefundament i Ove Sletten.</i>	41
3.1.3	<i>Beregning av støttemur i Ove Sletten</i>	42
3.1.4	<i>Beregning av veggfundament i Ove Sletten</i>	44
3.1.5	<i>FEM-Design</i>	45
3.1.6	<i>Håndberegninger</i>	48
3.1.7	<i>Jordskjelv - Hovedparametere for jordskjelvsanalyse (Tverrkraftmetoden) (34)</i>	48
3.1.8	<i>Dimensjonering av prefabrikkerte elementer</i>	52
3.2	TEGNINGER	54
3.2.1	<i>Grunnlag for tegningene.</i>	54
3.2.2	<i>Aksesystem</i>	54
4	RESULTATER	56
4.1	BÆRESYSTEM	56
4.1.1	<i>Stålsøyler</i>	57
4.1.2	<i>Stålbjelker</i>	77
4.1.3	<i>Betongsøyler</i>	89
4.1.4	<i>Støttemurer</i>	94
4.1.5	<i>Fundamenter</i>	94
4.1.6	<i>Prefabrikkerte elementer</i>	94
4.2	AVSTIVING	98
4.3	JORDSKJELV	100
4.3.1	<i>Håndberegninger for påvirkning av jordskjelv (Mathcad)</i>	100
4.3.2	<i>FEM-Design - Seismisk last i horisontalplanet.</i>	107
4.4	TEGNINGER	110
5	DRØFTING	111
5.1	FEM-DESIGN OG HÅNDBEREGNINGER	111
5.2	JORDSKJELVBEREGNINGENE (FEM-DESIGN/ HÅNDBEREGNINGER)	112
5.3	TEGNINGER	114
6	KONKLUSJON	115
7	REFERANSER	117

FIGURLISTE

Figur 1 - Utlevert arkitekttegning.	11
Figur 2 - Eksempel på IFC-modell i Solibri Model Viewer.	12
Figur 3 - Modell av bæresystem generert i FEM-Design.	13
Figur 4 - Eksempel på analyse av aksialkrefter fra FEM Design.	14
Figur 5 - Manuell dimensjonering av betongsøyle i FEM Design.	14
Figur 6 - Eksempel på beregning fra Mathcad.	15
Figur 7 - Bankett- og punktfundament fra Revit-modellen.	16
Figur 8 - Eksempel på stedstøpt betong. (8)	17
Figur 9 - Forskalingsform. (12)	18
Figur 10 – Armeringsbunt. (14)	19
Figur 11 - Konstruksjonsdeler med ulike laster	20
Figur 12 - Skivebygg med bærende vegger. (9)	21
Figur 13 – Hulldekkestabel. (16)	22
Figur 14 - Oppbygging av sandwichelementer. (9)	23
Figur 15 – Tørrmur. (18)	25
Figur 16 - Vinkelstøttemur fra Ove Sletten-programvare.	26
Figur 17 - Støttemur med strekkstag i fjell. (21)	26
Figur 18 – Prinsippskisse for opplegg på stålbjelke. (9)	28
Figur 19 - opplegg på bærevegg. (9)	28
Figur 20 - Trykkoverføring ved etasjekryss (9)	29
Figur 21 - DLB-Bjelke. (9)	29
Figur 22 - Påstøp på forspente hulldekker (9)	30
Figur 23 – Lastfordelingsplate fra Revit-modellen.	31
Figur 24 - Stålkryss fra Revit-modellen.	32
Figur 25 - Prefabrikkerte stålkonstruksjoner. (26)	33
Figur 26 – Eksempel på brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner. Søyle brannpåkjent på fire sider og søyle brannpåkjent på tre sider. (27)	34
Figur 27 - Jordskjelv observert i Norge og tilgrensende områder i 2004 (Røde symboler). Sannsynlige eksplosjoner er merket med gult. Norsk Nasjonalt Seismisk Nettverk. (31)	36
Figur 28 - Beregning av søylefundament.	41
Figur 29 - Beregning av søylefundament 2.	42
Figur 30 - Prinsippskisse av støttemur.	42
Figur 31 - Prinsippskisse av støttemur 2.	43
Figur 32 - Armering mot voute.	43
Figur 33 - Beregning av søylefundament.	44
Figur 34 - Valg av Eurokoder.	45
Figur 35 - Valg av materialeegenskaper.	46
Figur 36 - Lasttilfeller som konstruksjonen utsettes for.	46
Figur 37- Analyser som utføres i FEM-Design.	47
Figur 38 - Eksempel på dimensjoneringsparametere for betongvegg.	47
Figur 39 - Spissverdi for berggrunnens akselerasjon - NA.3(901). (32)	49
Figur 40 - Horisontale elastiske responsspektre.	50
Figur 41 - Spenncon - HD-diagram. (35)	52
Figur 42 - LB- og DLB-diagram.	53
Figur 43 - Forhold mellom spennvidde og bruksgrenselast for hulldekker. (35)	95
Figur 44 - Forhold mellom spennvidde og last for DLB-Bjelke. (36)	96

Figur 45 - Forhold mellom spennvidde og last for LB-bjelke. (36)	97
Figur 46 - Horisontale og vertikale skiver.	98
Figur 47 – Skivekrefter i hulldekke. (9)	99
Figur 48 – Verdiene av dimensjonerende responspekter (S_d) og byggets dimensjonerende seismiske akselerasjon (T).	107
Figur 49 - Resultantkrefter på hver etasje - X-retning.	108
Figur 50 - Resultantkrefter på hver etasje - Y-retning.	109
Figur 51 - Sammenligning av egenperioder fra Mathcad og FEM-Design.	112

TABELLISTE

Tabell 1 - Aktuelle standarder. (33)	38
Tabell 2 - Krav til pålitelighet. (33)	38
Tabell 3 - Permanente laster. (33)	39
Tabell 4 - Variable laster. (33)	39
Tabell 5 - Lastkombinasjon B1 og B2. (33)	39
Tabell 6 - Lastkombinasjoner bruksgrensetilstand. (33)	40
Tabell 7 – Nedbøying. (33)	40
Tabell 8 - Aritmetiske uttrykk for dimensjonerende responspektrum, $S_d(T)$, ref 3.2.2.5.	50
Tabell 9 - Permanent lastandel av nyttelaster. (32)	51
Tabell 10 - Sammenligning av seismisk last fra FEM-Design og Mathcad.	113

SAMMENDRAG

Den overordnede hensikten med denne oppgaven er å lære oss aktuelle arbeidsmetoder innen bygningsprosjektering. Oppgaven går ut på å prosjektere en boligblokk i Ålesund. Oppgaver som skulle utføres var beregning av hovedbæresystemet, fordype oss i beregningsmetode for jordskjelvspåkjenninger og utarbeidelse av arbeidstegninger.

Norconsult er med sine 3000 medarbeidere Norges største og en av de ledende tverrfaglige rådgiverbedriftene i Norden. Deres tjenester er rettet mot samfunnsplanlegging og prosjektering. Virksomheten drives ved 51 kontorer i hele Norge og de har jobbet med internasjonale prosjekter i mer enn 150 land over de siste 50 årene.

Oppgaven ble foreslått av Norconsult og er basert på et byggeprosjekt de har prosjektert tidligere. Vi har stått fritt til å bestemme store deler av rammene for oppgaven og hovedbæresystem ble bestemt tidlig basert på hva som er den mest aktuelle og økonomiske byggemåten i dag. Det resulterer i et bygg i stedstøpt betong, stål og prefabrikkerte elementer.

Beregningene for bæresystemet ble utført ved hjelp av beregningsprogrammet FEM-Design og kontroller ble utført for hånd i Mathcad.

Jordskjelvberegningene ble utført for hånd i Mathcad etter veilederen for NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 fra Rådgivende Ingeniørers Forening. Resultatene ble sammenlignet med beregningene gjort i FEM-Design.

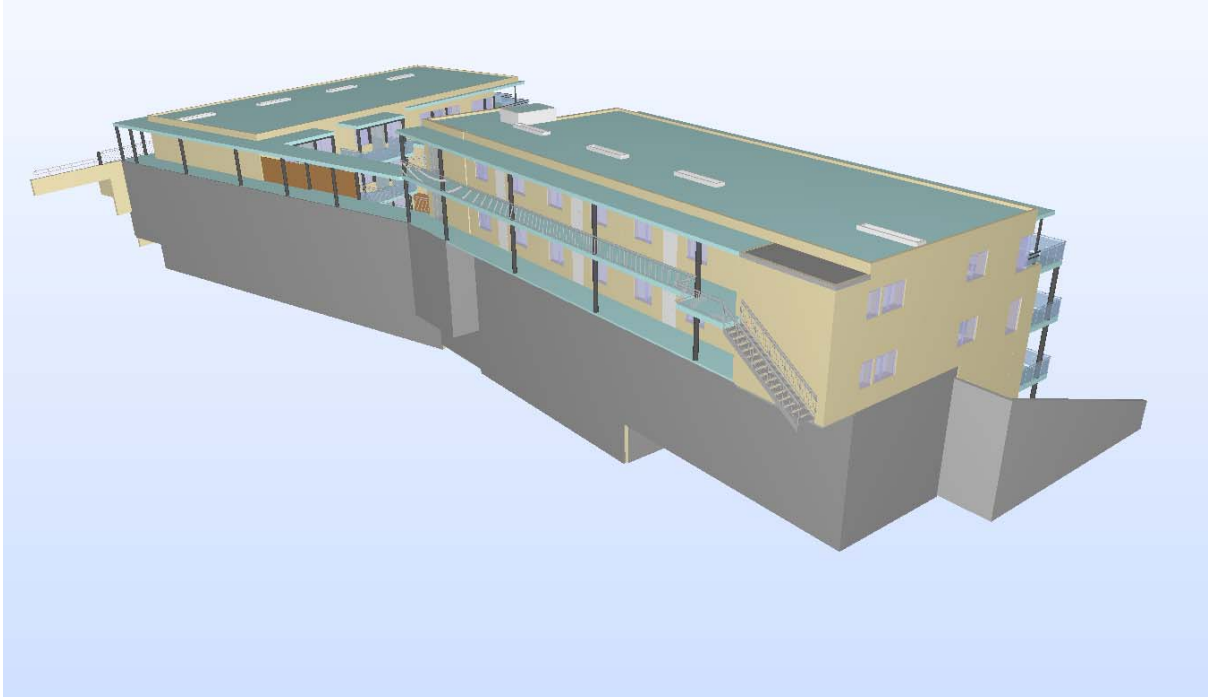
Gjennom en dynamisk arbeidsprosess har vi kommet frem til de valgte løsningene gjennom prøving og vurderinger. Oppgaven resulterer i de vedlagte arbeidstegningene som bygger på alle valg vi har tatt og beregninger vi har utført. De skal være forklarende for en entreprenør til å kunne utføre byggearbeidet på planlagt måte.

Det er tatt utgangspunkt i at leseren har erfaring med aktuelle begreper og terminologi.

1 INNLEDNING

1.1 Beskrivelse av bygget

Prosjektet er en boligblokk på 3 etasjer med underliggende garasjekjeller. Den er plassert i skrående terreng bestående av løsmasser og fjell i bunn med støttemurer i bak-kant.



Figur 1 - Utlevert arkitekttegning.

1.2 Målsetting

Formålet med denne oppgaven er å dimensjonere og modellere bæresystemet til en boligblokk med underliggende garasjekjeller. I tillegg gjennomføres en jordskjelvsanalyse.

Resultatmål:

- Dimensjonere bæresystemet for boligblokken med garasjekjeller.
- Produsere måltegninger, snitt-tegninger, armeringstegninger og detaljtegninger fra 3D-modell.
- Gjennomføre en jordskjelvsanalyse.

Effektmål

- Få erfaring med større prosjektarbeid over en lengre periode.
- Bruke og videreutvikle den fagkunnskapen som er opparbeidet gjennom studiene.
- Beherske ny programvare.
- Forbedre skriveferdigheter.
- Bli kjent med aktuelle arbeidsmetoder som byggingeniør.

2 TEORETISK GRUNNLAG

2.1 Programmer

2.1.1 Modellering


Med modellering mener vi digital modellering i konstruksjonsprosjektering. Modellering har vært vanlig i båt- og bilindustrien siden 1980-tallet, de siste 10-15 årene har det blitt mer vanlig i bygningsindustrien. Tidligere handlet modellering først og fremst om å visualisere form og farge/tekstur i et 3-dimensjonalt rom, hvor formen representerer fysiske mål og farge/tekstur representerer materialer. I dag er det like viktig å knytte til andre data som for eksempel identifikasjon, tid og kostnader.

2.1.2 BIM

De siste årene har bygningsingeniører gått mer bort i fra tradisjonell tegning til modellering med BIM. BIM er digitale, standardiserte produktmodeller og inneholder produktinformasjon om for eksempel dimensjoner, betongkvalitet og armerings-typer. På en enkel måte kan man si at «med BIM bygger vi bygget, før bygget bygges». En stor fordel med dette er at feil oppdages før de «utføres i virkeligheten». Tegningene er produkt av BIM-modellen, endringer gjort på modellen fører til automatiske endringer på tegninger. I 2015 kom Norsk Standard ut med den første BIM-standarden.

BIM i Revit kan eksporteres til en IFC-modell. IFC-formatet ivaretar BIM, i tillegg kan det innlemmes FDV-systemer, energianalyser, tids- og kostnadsanalyser. Ved hjelp av IFC kan man kommunisere med andre involverte faggrupper med BIM istedenfor konvensjonelle 2D-strekbaserte tegninger. (1) (2)

Identification	Location	Quantities	Material	Profile	Relations	Classification	Hyperlinks	BaseQuantities
Other	Other	Phasing	Pset_BeamCommon	Geometric Position	Structural	Structural	Structural Analysis	Structural Analysis
Constraints	Dimensions	Dimensions			Identity Data		Materials and Finishes	
Property				Value				
Assembly Code								
Assembly Description								
Code Name				EN 10219-2; DIN EN 10219-2				
OmniClass Number								
OmniClass Title								
Section Name Key				R.160X80X8				
Type Comments								
Type Name				RHS.160x80x8				



Figur 2 - Eksempel på IFC-modell i Solibri Model Viewer.

2.1.3 Revit

Revit er først og fremst et modelleringsverktøy innenfor arkitektdesign, VVS og elektro, konstruksjonsteknikk og konstruksjon. Andre sentrale funksjoner i Revit er tegning og strukturell analyse. Programmet ble publisert første gang i år 2000. Siden har det økt i popularitet og er per dags dato det mest populære BIM-verktøyet innenfor bygningskonstruksjon.

Vi vil bruke Revit i modellering av alle konstruksjoner til boligblokken, i produksjon av plan-, snitt- og detaljtegninger og til kvantitetsestimering. Autocad er et godt alternativ til Revit når det gjelder produksjon av detaljtegninger. (3)

2.1.4 Ove Sletten-programvare

Sletten Byggdata (tidligere Sivilingeniør Ove Sletten) utvikler programvare for beregning av betongkonstruksjoner. Programmene er i henhold til gjeldende standarder. De er effektive og enkle i bruk. Resultater og inputdata presenteres oversiktlig grafisk og i tabellformat. Utskriftene fra programmene gir all informasjon som er nødvendig for å dokumentere beregningene (geometrier, materialdata, lastdata og resultatdata. (4)

Btsnitt

Inneholder program for beregning av betongsøyler, og for kontroll av armerte bjelke- og dekketverrsnitt, og i tillegg flere spesial-programmer.

Lastberegning

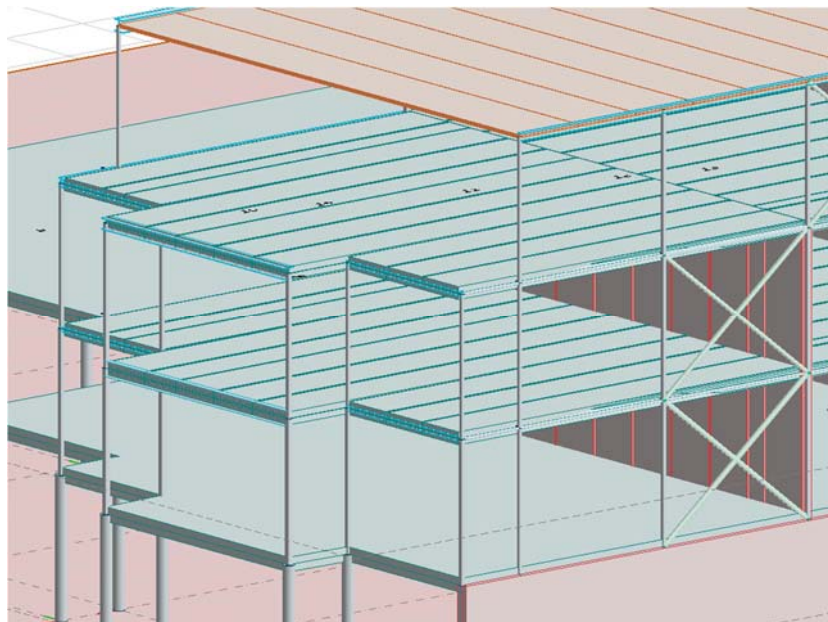
Lastberegning beregner snølast og vindlast med formfaktorer som angitt i NS-EN 1991-1-3 og NS-EN 1991-1-4.

2.1.5 FEM-Design

I FEM-Design løser du alt fra enkle til kompliserte konstruksjoner, og analyserer de med stor nøyaktighet. En kan utføre statikk, dynamikk, stabilitet, jordskjelvsanalyser og dimensjonering av betong, stål og tre i en komplett 3D-modell.

Modellering

FEM-design er et brukervennlig og intuitivt CAD verktøy som gjør modelleringen enklere. Det er intelligent kobling mot Revit, Tekla og ArchiCAD og programmet leser både IFC, DWG og DXF filer. Geometri og resultater vises med avansert grafikk eller som animasjon. En kan definere sine egne tverrsnittstyper uten begrensninger.

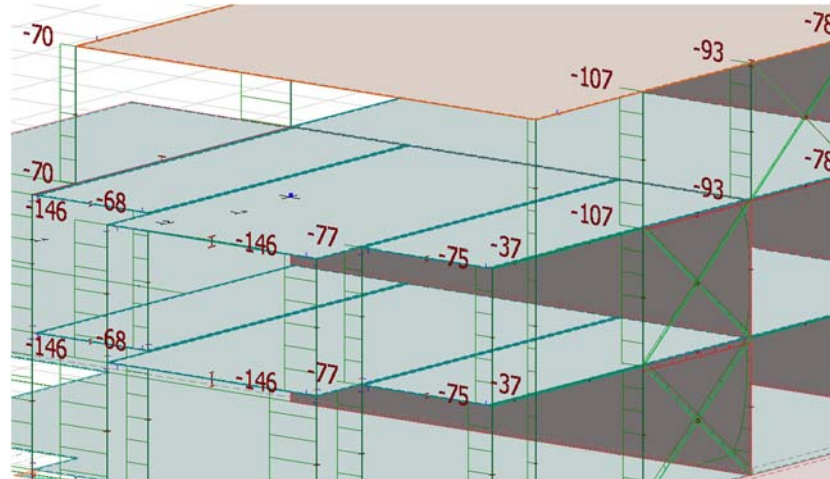


Figur 3 - Modell av bæresystem generert i FEM-Design.

Analysering

En kan analysere alle typer laster i tillegg til å automatisk generere vind og snølaster.

Det kan utføres avanserte statiske og dynamiske beregninger inklusiv stabilitet. Programmet ivaretar også jordskjelvsanalyser.



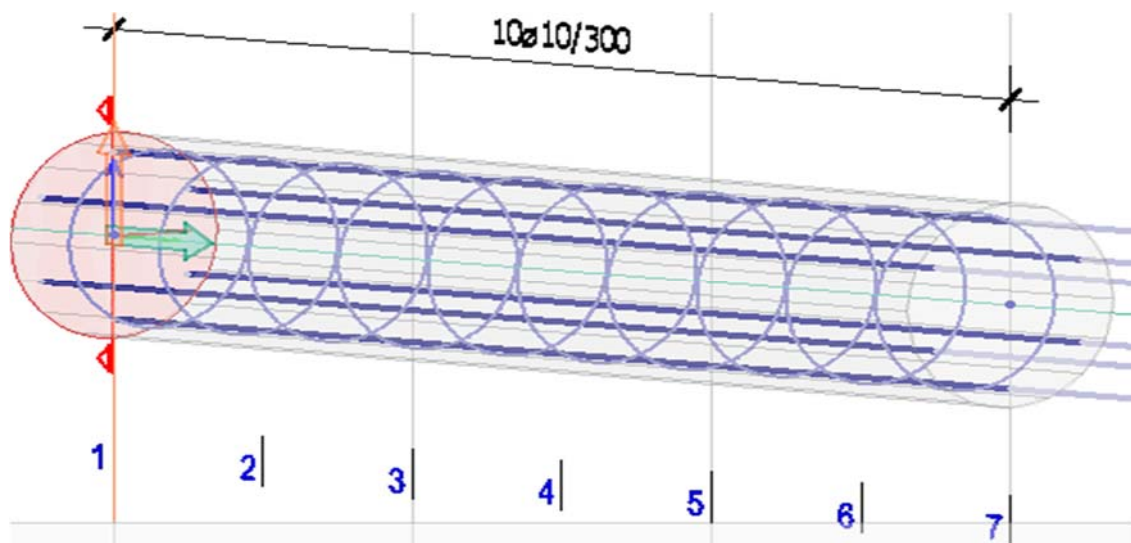
Figur 4 - Eksempel på analyse av aksialkrefter fra FEM Design.

Dimensjonering

FEM-Design gjør detaljerte og avanserte dimensjonerings av betong, stål og tre basert på nasjonale tillegg til Eurokodene.

Dimensjonering gjøres etter 1' og 2' ordens beregning og dimensjonering.

Programmet benytter en avansert ikke-lineær beregning av betong og nedbøying.



Figur 5 - Manuell dimensjonering av betongspøyle i FEM Design.

2.1.6 Mathcad

Mathcad brukes til å utføre beregninger, dokumentere arbeid og dele beregninger og konstruksjoner med andre. Mathcad har et brukermiljø og arbeidsflate som integrerer standard matematisk notasjon, tekst og grafer i samme dokument. Mathcad foretar aktive beregninger som oppdateres i samme øyeblikk som du skriver inn nye uttrykk eller forandrer på eksisterende parameterverdier. Mathcad gir god arbeidseffektivitet, stabil utførelse av beregninger og høy produktivitet.

(5)

Dimensjonerende responspektrum Pkt.3.2.2.5

Første svingeperiode $T_1 = 0.084$ for x-retningen er innenfor intervallet $0 \leq T \leq T_B$. Benytter formelen:

$T_1 := 0.084$	$S := 1.3$
$T_B := 0.10$	$a_g := 0.48$
$q := 1.5$	

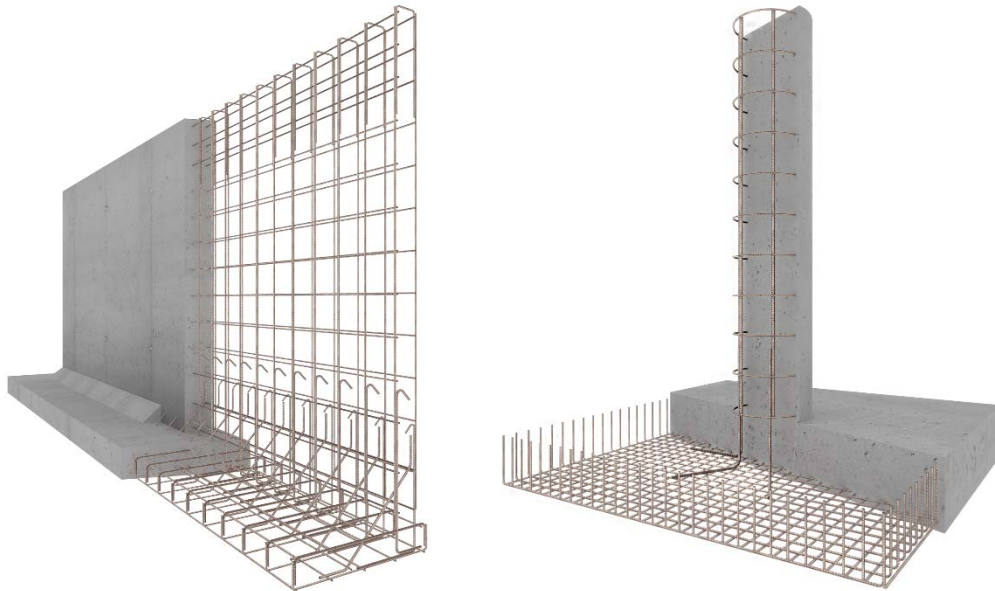
$$S_D(T) := a_g \cdot S \left(\left(\frac{2}{3} \right) + \left(\frac{T_1}{T_B} \right) \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) = 0.94$$

Figur 6 - Eksempel på beregning fra Mathcad.

2.2 Grunnforhold og fundamentering

2.2.1 Generelt om fundament

Et fundament er den delen av en bygningskonstruksjon som har til oppgave å fordele belastningen av bygningen på jordarten under. Det er viktig at jordartene har riktig evne til å ta opp disse belastningene.



Figur 7 - Bankett- og punktfundament fra Revit-modellen.

2.2.2 Grunnforhold og grunnundersøkelser

Ved planlegging og prosjektering er hensikten med grunnundersøkelser er å finne optimale løsninger for plassering av konstruksjoner, aktuelle konstruksjons- og fundamenteringsprinsipper og kostnader.

Undersøkelsene skal gi tilstrekkelig informasjon til å gi en oversikt over fundamenteringsforholdene. Bæreevne og setningsforhold er avgjørende faktorer ved valg av fundamenteringsløsning og konstruksjonstype. (6) Det er viktig å bestemme omfanget av fjell i dagen, dybder til fjell, løsmassens fasthet, grunnvannsforhold og avrenningsforhold på tomta. (7)

2.2.3 Stabilitet og jordtrykk

I skrå jordtomter er det viktig å være oppmerksom på faren for dårlig stabilitet og sig i skråningen. Avskjærende drenering på oversiden av bygget og planering av terrenget med fall fra muren reduserer siget. Jordtrykket mot grunnmuren vil likevel alltid bli stort i hellende terreng, og det kan være nødvendig å benytte grunnmurskonstruksjon av armert betong med moderate spennvidder mellom avstivende vegger for å motstå jordtrykket.

2.3 Betong

2.3.1 Generelt



Figur 8 - Eksempel på stedstøpt betong. (8)

Betong er et materiale med lange tradisjoner. Flere av de eldste betongbyggene i verden har stått i mer enn 2000 år. Riktig fremstilt er betongen robust og bestandig, og sikrer bygget lang levetid. (9)

Betongen fremstilles ved å blande sement, grovt og fint tilslag og vann, med eller uten andre tilsetninger. Det er et miljøvennlig materiale med lang levetid og som kan gjenbrukes eller resirkuleres. (10)

2.3.2 Egenskaper

Betong består av sand, stein, kalk og vann. Dette er naturlige materialer som finnes i store mengder i Norge. Betongen tåler høy varme og nedkjøling uten å deformeres eller svekkes. Den kan ta opp store trykkbelastninger og tåler stor mekanisk slitasje. Betong er også vannbestandig, svært støydempende og en effektiv strålingsbarriere (radon). Andre egenskaper er at den har god varmelagringskapasitet, den er ikke brennbar, krever lite eller ikke noe vedlikehold ved rett utførelse. (11)

2.3.3 Forskaling

Forskalingen er en støpeform for betongen på byggeplassen. Arbeidskostnadene på byggeplassen er avgjørende for valg av forskaling. Systemforskaling er forskalingselementer som krever mindre monteringsarbeid enn tradisjonell forskaling, og kan brukes flere ganger.



Figur 9 - Forskalingsform. (12)

2.3.4 Kryp og svinn

Betong som påkjennes av trykk over lang tid vil fortsette å trykkes sammen utover den momentane sammentrykningen når lasten påføres. Denne deformasjonen/tøyningen kalles krep. Tøyningen er avhengig av spenningsnivå og tiden spenningen virker på betongen.

Uttørking av betong fører til at den krymper. Denne krympingen kalles svinn. I motsetning til kryptøyninger, er svinntøyningene uavhengige av lastnivå.

Den totale svinntøyningen er sammensatt av to bidrag, uttørkingssvinn og autogent svinn.

Uttørkingssvinn er en funksjon av fukttransport gjennom herdnet betong og utvikler seg langsomt. Autogent svinn utvikler seg med betongens fasthetsutvikling, storparten på et tidlig stadium etter utstøping. (13)

2.3.5 Armeringsstål

Vanlig armeringsstål er varmvalset, med «kammer» på overflaten. Armeringsstenger betegnes derfor ofte som «kamstål». De tversgående kammene på armeringsstengene gir en mekanisk fordybning mellom armeringen og betongen. Dette er avgjørende for heftegenskapene som må være gode for at betong og armering skal samvirke.

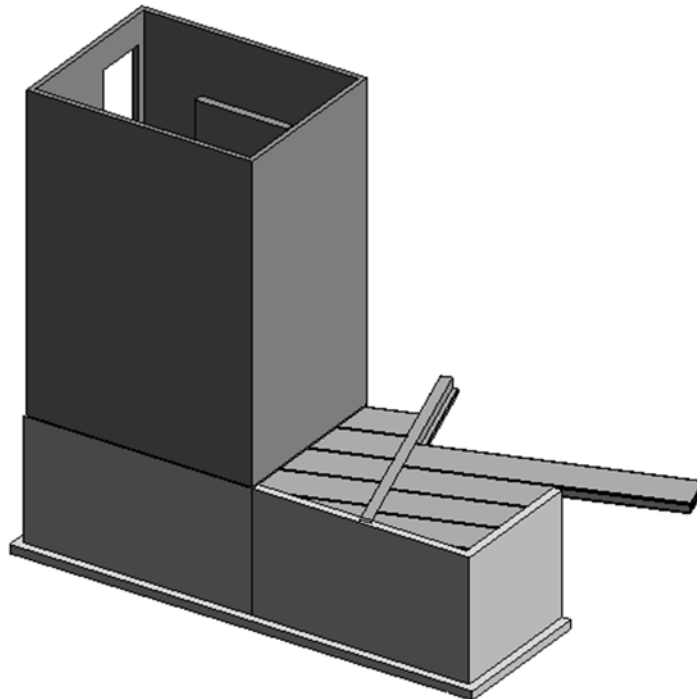


Figur 10 – Armeringsbunt. (14)

Det mest vanlige armeringsstålet i Norge er kamstål med typebetegnelse B500NC. Dette stålet har en karakteristisk fasthet på 500Mpa. (13)

2.3.6 Støpeskjøter/fuger

Støpeskjøter bestemmes ofte av de som utfører støpingen. Mellom byggedeler med ulik vekt kan det forekomme ulik grad av setninger. Dette kan for eksempel være mellom kjellerveggene og trapp- og heissjakt. Det er viktig å ha fuger mellom disse byggedelene for å unngå oppsprekking og skader.



Figur 11 - Konstruksjonsdeler med ulike laster

2.3.7 Utstøping

Betongen må støpes og komprimeres slik at all armering og alt innstøpingsgods blir tilstrekkelig omstøpt, og slik at betongen oppnår sin tiltenkte fasthet og bestandighet. Det skal legges spesiell vekt på å sikre riktig komprimering ved endringer i tverrsnitt, i trange tverrsnitt, ved tett armeringsføring, ved utsparinger og støpeskjøter.

Utstøpingshastigheten og komprimeringsarbeidet skal være tilpasset, slik at det ikke oppstår kaldskjøter, og uten at det oppstår for store setninger eller overbelastning på forskaling eller understøttelsen for denne. (15)

2.3.8 Betongavskallinger

Betongavskallinger må unngås ved å fase alle kanter og plassere armeringen korrekt. Det er viktig å gi armeringen korrekt overdekning, velge korrekt mellomleggmateriale ut i fra laster, forskyvninger og miljø. Det er avgjørende å plassere mellomlegget korrekt. (9)

2.4 Prefabrikkerte elementer

2.4.1 Generelt

Bygging med betongelementer gir høy kvalitet, kort byggetid og lave kostnader.

Betongelementbygg gir god energiøkonomi og krever minimalt vedlikehold. Branntrygge konstruksjoner, lave forsikringspremier og lang levetid sikrer byggherren mot verditap.

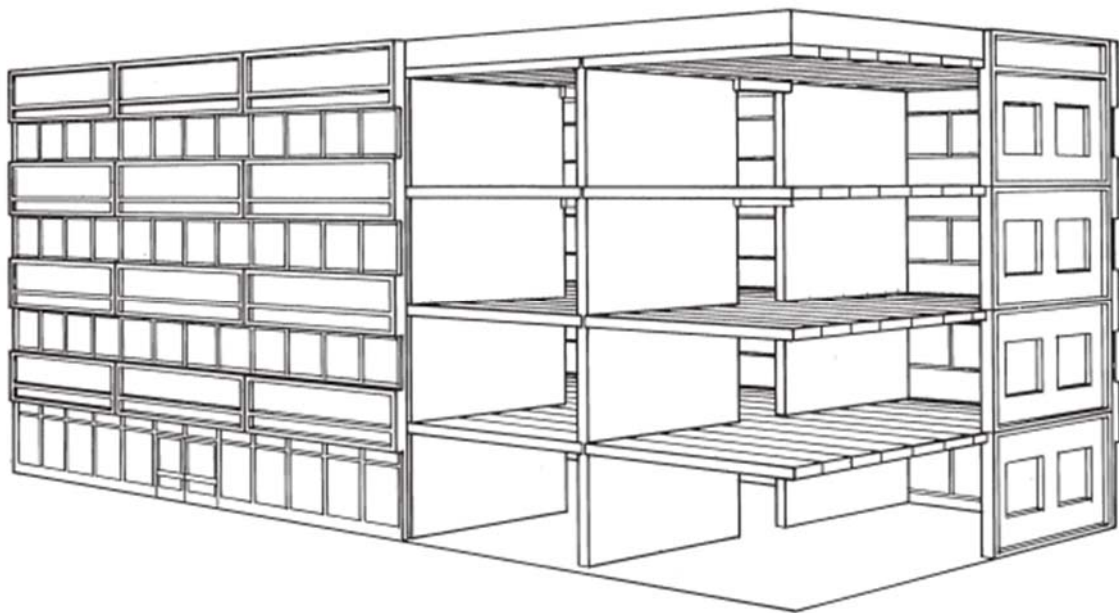
Betongelementbygg er fleksible og lar seg for eksempel lett forberede for fremtidige utvidelser

Prefabrikkerte elementer er støpt og herdet på et annet sted enn det endelige bruksstedet (framstilt i fabrikk eller på byggeplassen). Betongelementene er produsert innendørs i et kontrollert miljø.

Dette gir en jevn og høy kvalitet på elementene uavhengig av årstid. (9)

2.4.2 Egenskaper

Man utnytter betongens tverrsnitt maksimalt ved bruk av forspenningsteknikk. Dette betyr at man kan ha store spenn uten mange bærende vegger. Egenvekten for betongelement er lavere enn tilsvarende bygningsdeler i stedstøpt betong og materialforbruket reduseres. Man oppnår bedre utnyttelse av grunnflate og større fleksibilitet med utforming av boenheter siden det er få indre bærende vegger. Bruk av betong i etasjeskillere og indre bærende vegger gir en effektiv og sikker måte å hindre brannspredning mellom leiligheter på. (9)



Figur 12 - Skivebygg med bærende vegger. (9)

2.4.3 Hulldekker

Hulldekke er et forspent betongdekkeelement som produseres ved fabrikk og leveres til byggeplassen. Hulldekkene har en plan over- og underside og støpes i store lengder ved ekstrudering mot stålbunn. Etter herding sages elementene til ønsket lengde. Antall kanaler varierer med elementhøyden. Undersiden er glatt, mens overside og sidekanter har mer ru utførelse som gir god heft for fugeutstøpning, avretting og påstøp. De har flere positive egenskaper med tanke på monterings-/byggetid, men også vekt og pris. Hulldekker er vanlig i dag som bjelkelag i mange typer bygg. Produksjonsmetoden krever nøyaktighet i prosjekteringsprosessen, og alt må være

kartlagt før produksjon. Dekkene har hulrom for å spare vekt og forspenning for å øke kapasiteten i strekksonen. (9)

2.4.4 Montasje

For å kunne utnytte betongelement-teknikkens muligheter fullt ut, er det viktig at montasjen planlegges og tilrettelegges. Det må vurderes adkomst- og plassforhold, størrelse, vekt og form på elementene, montasjetakt i forhold til øvrige arbeider på byggeplassen osv.

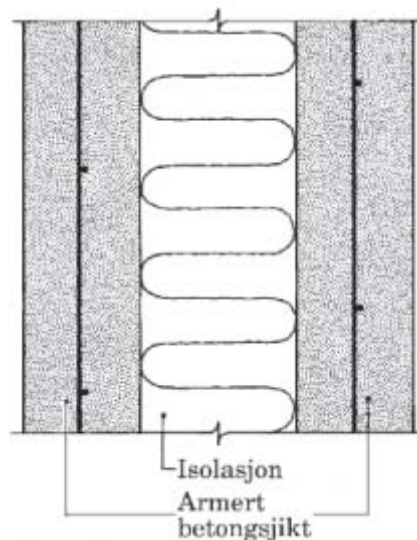
Betongelementer monteres vanligvis med mobilkraner. Størrelsen på mobilkraner som anvendes til betongelementmontasje tilpasses det aktuelle behovet. Det mest vanlige er kraner med 25 til 90 tonns løftekapasitet. (9)



Figur 13 – Hulldekketabel. (16)

2.4.5 Sandwichelementer

Med sandwichelementer menes et konstruksjonselement som består av to betongsjikt adskilt med isolasjon. Sandwichelementene brukes hovedsakelig som vegger og fasader.



Figur 14 - Oppbygging av sandwichelementer. (9)

Sandwichelementene skal som regel tilfredsstillende en rekke krav i en bygning. Vanlige dimensjoneringskriterier vil være:

- Nødvendig bæreevne håndtering ved håndtering og når elementet er ferdig montert
- Nødvendig varmeisolering
- Nødvendig lydisolering
- Nødvendig brannmotstand
- Krav til tetthet
- Krav til utbøying

Den konstruktive oppbyggingen av elementer og festedetaljer vil alltid influere på hvordan disse kravene tilfredsstilles

Stående elementer bærer ofte dekke- og takkonstruksjoner og får dermed aksiallast. Normalt gjøres ett av sjiktene bærende, mens det andre sjiktet bare har en tettefunksjon, og fungerer som beskyttelse for isolasjonen. Det kan også regnes med samvirke i elementene der betongsjiktene regnes som trykk- og strekksone. For denne bæremåten må det legges inn tilstrekkelig kapasitet for skjæroverføring mellom sjiktene, og man må kontrollere at det ikke blir sjenerende utbøying av elementet.

Håndtering vil ofte være dimensjonerende for sandwichelementer. Man må derfor ta standpunkt til hvordan elementet skal håndteres, avformes, transporteres og monteres. Det vesentlige i denne sammenheng er om elementet skal avformes og/eller transporteres flatt eller på kant. (9)

Materialer:

Generelt brukes vanlige betongkvaliteter. Normalt velges fasthetsklasse B30-B35 i bestandighetsklasse M60. Mange produsenter bruker en modifisert B35 i bestandighetsklasse M45 som er mer gunstig med hensyn til riss og bestandighet enn B45. (9)

Armering:

Det benyttes normalt nett og kamstål. I tillegg små mengder glattstål til bøyer og løftebøyer. I spesielle tilfeller kan bestandigheten økes eller sjikttykkelsen reduseres ved bruk av rustfri armering, epoxy- eller sinkbelagt armering. (9)

Sjiktforbindelser:

I Norge er vanlig praksis å benytte rustfri kvalitet i forbindelsesstålet mellom sjiktene. Betegnelsen «rustfritt stål» i denne sammenheng betyr at stålet inneholder en gitt mengde krom og nikkel. Om en også tilsetter molybden blir stålet også «syrefast». (9)

Aktuelt rustfritt stål er SS 2333 (1.4301) (AISI 304).

Aktuelt syrefast stål er SS 2347 (1.4401) (AISI 316) eller
SS 2350 (1.4571) (AISI 316Ti).

Dimensjonering:

Avgjørende ved konstruksjon og produksjon av sandwichelementer er å vurdere graden av samvirke mellom betongsjiktene. Dette må det tas stilling til, og valget vil influere på detaljløsningene. I praksis vil det være slik at ingen sandwichelementer har fullstendig samvirke mellom sjiktene, og ingen er absolutt uten samvirke. (9)

2.5 Støttemurer

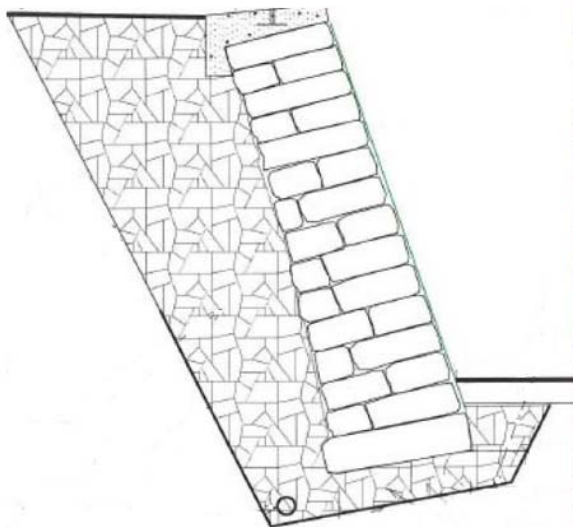
2.5.1 Generelt/formål

Det finnes mange ulike typer støttekonstruksjoner, felles for dem er at hovedformålet er å stramme opp helningen i forhold til naturlig helning til jordmassene på stedet. Støttemurer deles vanligvis inn etter virkemåten i gravitasjonsmurer, vinkelstøttemurer og støttemurer med forankring. (17)

2.5.2 Ulike typer støttemurer

Gravitasjonsmurer:

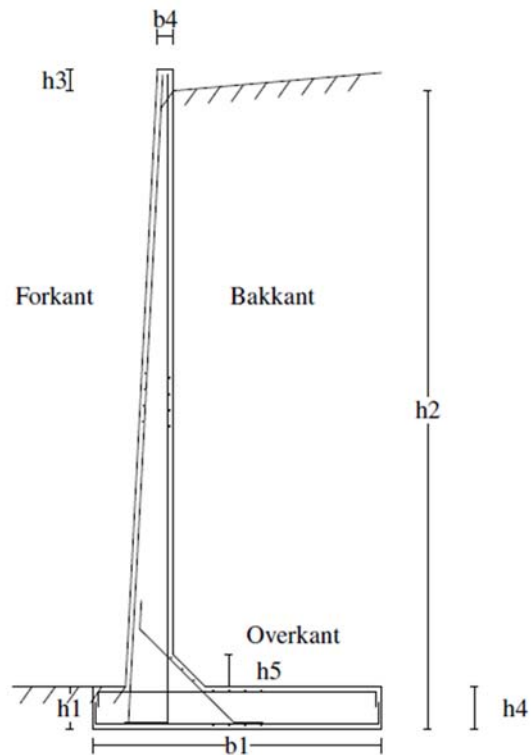
Gravitasjonsmurene kan ofte laget i naturstein der de stables oppå hverandre skrått inn mot jordmassene. Kan også være bygd av støpte betongklosser. Tilbakefylte masser må være drenerende for å unngå for mye horisontalt trykk.



Figur 15 – Tørrmur. (18)

Vinkelstøttemur:

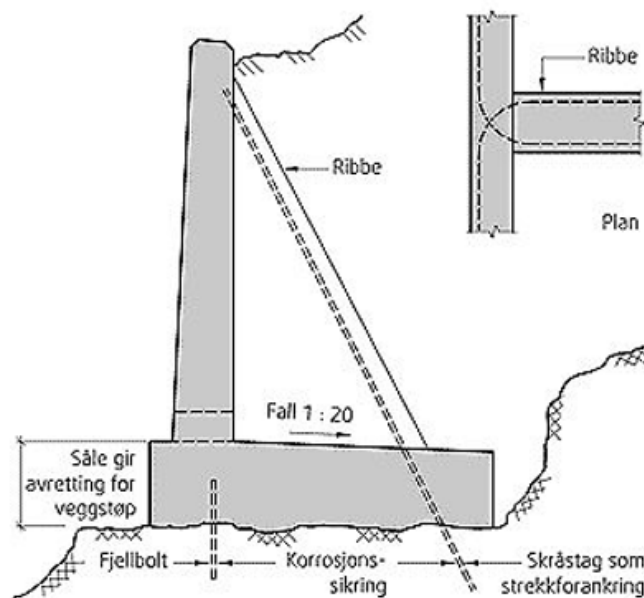
Vinkelstøttemurer er en betongkonstruksjon formet som en vinkel. Vinkelstøttemurer er et aktuelt konstruksjonsprinsipp for alle høyder. Egenlasten fra tilbakefylte masser stabiliserer sålen. Horisontale krefter opptas av muren, som er momentstivt forbundet med sålen. Et alternativ for vegghøyder på rundt 3-4m er prefabrikkerte veggelement som støpes inn i en stedstøpt såle. Når støttemuren stedstøpes er det flere muligheter for tilpasning til terreng og kurver. Ved vegghøyder over 5-6m brukes ofte vinkelstøttemur med ribber som forsterker muren mot det horisontale jordtrykket. Ribbene konsentrerer kreftene som skal overføres til grunnen. Hvis ribbene kan forankres direkte til fjell kan dette være gunstig. (17) (19) (20)



Figur 16 - Vinkelstøttemur fra Ove Sletten-programvare.

Støttemurer med forankring

Støttemurer kan forankres ved alle typer grunnforhold.



Figur 17 - Støttemur med strekkstag i fjell. (21)

2.6 Bæresystem og tekniske løsninger

2.6.1 Generelt

En kombinasjon av stål og betongelementer er et vanlig byggeprinsipp som bæresystem i dag. Det er viktig at bygg prosjekteres og utføres slik at materialene fungerer sammen på en sikker måte. Det finnes et utvalg av anbefalte prinsipper, løsninger og detaljer. Her fokuseres det på de løsningene vi mener er aktuell for dette bygget. (22)

2.6.2 Duktile knutepunkter

Duktilitet er materialets evne til å kunne deformeres eller formes ved plastisk bearbeidelse. At stålet er duktilt vil si at det oppfører seg seigt og vil deformeres før et eventuelt brudd. Det motsatte av duktilitet vil være sprøhet.

Prinsippet med duktile knutepunkter kan oppnås ved at deler i knutepunktet med «sprø» oppførsel gis økt kapasitet i forhold til delene med «seig» oppførsel. Dette vil si at bolter og sveiser dimensjoneres med en større kapasitet enn grunnmaterialet, og at man har flyting i armering før brudd i betongen. De «sprø» delene er sveiser, korte bolter i strekk, avskjæringsbolter, forankringssoner for armering osv. Bolteforbindelser og sveiser har forskjellige deformasjonsegenskaper og kan derfor ikke benyttes i samme lastoverførende knutepunkt. Bruk av duktile knutepunkter er spesielt viktig for konstruksjoner som skal dimensjoneres for jordskjelv. (22)

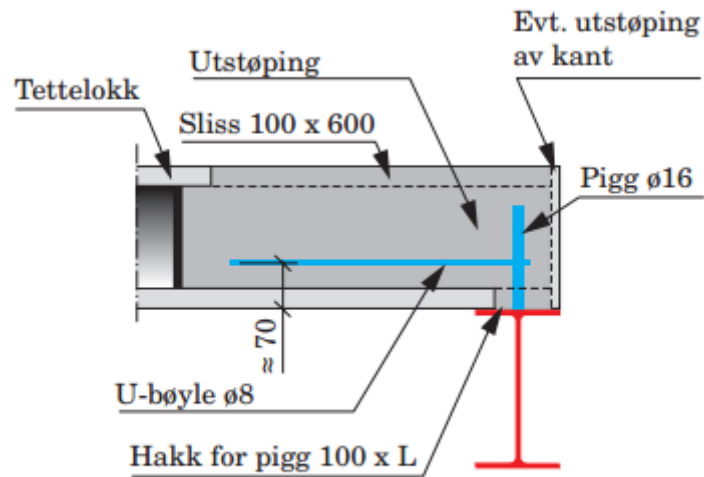
2.6.3 Søylar

Lastene fra bygget regnes som sentrerte aksialkrefter i søylene, men det må også kontrolleres for moment på grunn av ujevn belastning. Skjærkreftene i dekket rundt ytterkant søyle kommer av lastene fra det støpte dekket. Geometrien og dimensjonen av søylene påvirker punchingmotstanden i dekket på grunn av spenningsfordelingen i dekke-søyle-forbindelsen. Undersøkelser viser at firkantede søylar kan få en ugunstig spenningsfordeling som gir ekstra store spenninger i hjørnene. Dette kan unngås ved bruk av sirkulære søylar. I en sirkulær søyle vil en få jevnere spenningsfordeling. (23)

2.6.4 Fundamenter

Fundamentene beregnes oftest for aksiallast og ikke for å ta opp store momentkrefter. Punktfundamentene sin hensikt er å fordele lastene fra bygget på søylene videre til grunnen under. Basert på geoteknisk rapport kan en sette bæreevne på grunnen til 350 kN/m^2 (Vedlegg 4.1 – Geotekniske vurderinger). Vi beregner 4 ulike størrelser på punktfundamentene. Bankettfundamentene er et langsgående fundament under yttervegg kjeller. Lastene blir fordelt på et større område og det er ikke nødvendig med så stor bredde som på punktfundamentene.

2.6.5 Opplegg av hulldekke på stål



Figur 18 – Prinsippkisse for opplegg på stålbeile. (9)

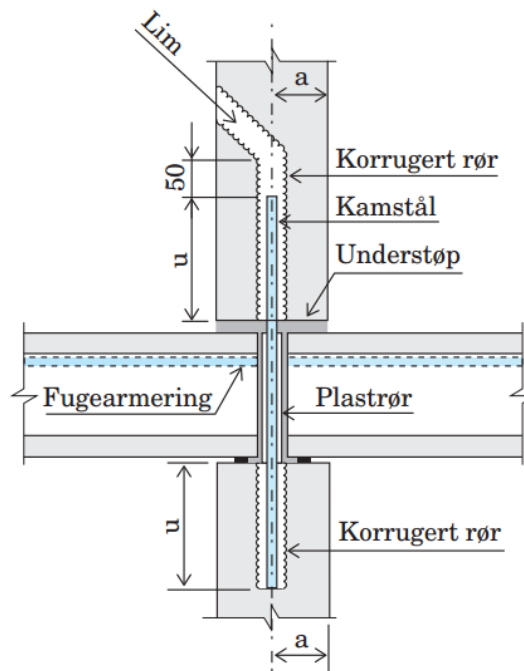
Det anbefales å følge retningslinjene i brosjyren «Hulldekker på bæresystemer av stål» \1, som angir:

HD 200 – HD 340: Nominelt opplegg 80mm og fuge 30mm.

HD 380 – HD 520: Nominelt opplegg 100mm og fuge 40mm

Mellomlegg med gummibånd sløyfes normalt ved opplegg på stål. (9)

2.6.6 Opplegg av hulldekke på bærende prefab-vegg



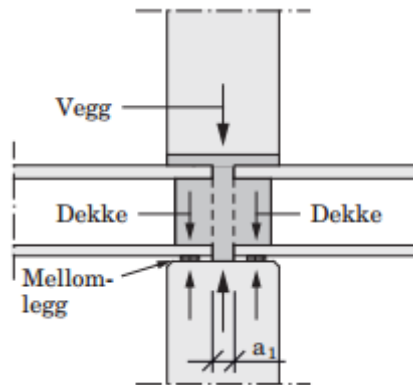
Figur 19 - opplegg på bærevegg. (9)

Forankring av kamstål eller gjengestenger:

Se vedlegg 1.5.1 – Forankring av limt kamstål og vedlegg 1.5.2 – Forankring av limt gjengestang.

Trykkoverføring ved etasjekryss:

Det anbefales å regne med at bare lokale dekkelastene overføres gjennom mellomlegget, slik at alle øvrige laster (vegglaster) føres direkte gjennom utstøpingen av midtfugen (og eventuelt oppstikkende armering).



Figur 20 - Trykkoverføring ved etasjekryss (9)

Den enkleste formen for trykkapasitet antar at fugebredden a_1 er lik fugeåpningen mellom hulldekkene:

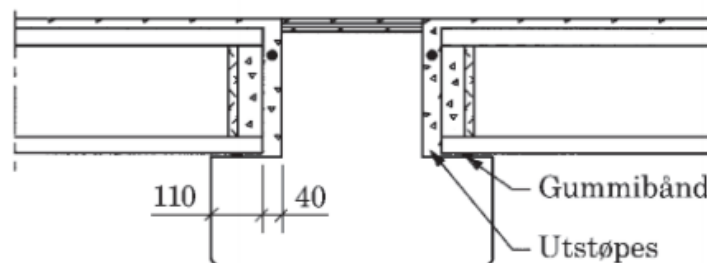
$$N_{Rd,c,fuge} = f_{cd,fuge} \times a_1 \times l$$

Dette er en konservativ formel som ikke tar hensyn til følgende:

- Forskalingsproppene i hulldekkkanalene øker fugebredden vesentlig.
- Hulldekkearealet er omtrent like stort som arealet av kanalene, og har mye større trykkstyrke (normalt B45-fasthet)

Det dimensjonerende snittet vil befinne seg på linje med mellomlegget. (9)

2.6.7 Opplegg av hulldekke på DLB-bjelke



Figur 21 - DLB-Bjelke. (9)

På LB og DLB er det ønskelig med standard hyllebredde på 150mm.

Vanlig angivelse er:

HD200 – HD420, nominelt opplegg 110mm og fuge 40mm.

For større hulldekker økes hyllebredden økes hyllebredden til 200mm:

HD500 – HD520, nominelt opplegg 150mm og fuge 50mm. (9)

2.6.8 Opplegg på stedstøpt vegg

Stedstøpte vegger utføres ofte uten spalttestrekkarmering i toppen, og med større avvik i plasseringen enn betongelementer. Derfor anbefales det minimum 250mm veggtykkelse, noe som øker oppleggslengden ca 20mm. Hvis de stedstøpte veggene armeres på samme måte og plasseres med samme nøyaktighet som betongelementer kan målene for betongelementer anvendes. (9)

2.6.9 Opplagertrykk, mellomlegg

Som underlag for hulldekker kan man bruke bånd av ekstrudert cellegummi med romvekt $0,5\text{g/cm}^3$, i følgende dimensjoner:

Hulldekkehøyde $\leq 340\text{mm}$; $a_0 \times t \approx 20 \times 8\text{mm}$

Hulldekkehøyde $> 340\text{mm}$, $A_0 \times t \approx 20 \times 10\text{mm}$

Dette gir vanligvis en opplagerreaksjon av størrelsesorden 40 til 80 kN/m (brukslast), som tilsvarer oppleggsspenning σ_m på 2 til 4 Mpa.

Med bruk av gummibånd $a_0 \times t \approx 50 \times 10\text{mm}$ og $\sigma_m = 4\text{Mpa}$ får man oppleggslasten $N = 200$ kN/m. Dette kan være aktuelt for de store hulldekkene. Med slike oppleggskrefter behøver man aldri å kontrollere betongtrykket.

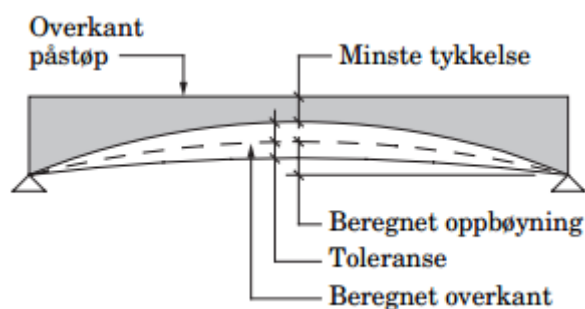
Minimum kantavstander må overholdes. Uten nærmere beregning anbefales det ikke å bruke kortere oppleggslengder enn 60mm. (9)

2.6.10 Påstøp

Bruk av påstøp er bare aktuelt for store påkjenninger.

Uarmert samvirkende påstøp bør være minst 50 mm tykk. Er det armering i påstøpen må tykkelsen være minst 70 mm. Ved dimensjonering for jordskjelv er minstekravet til samvirkende påstøp 40-50 mm.

Forspente dekker vil normalt krumme oppover i utstøpningsfasen slik at påstøpen får varierende tykkelse. Det må derfor sikres at krav til påstøpens tykkelse er i samsvar med de statiske beregningene. (9)



Figur 22 - Påstøp på forspente hulldekker (9)

2.6.11 Gjennomlokking (punching)

Det er naturlig at en slank søyle påført store krefter vil trykkes gjennom et dekke hvis det er for dårlig betongfasthet og lite armering i søyletrykkfeltet. De analytiske modellene som er utviklet for å beskrive gjennomlokkingen i flate dekker baserer seg i stor grad på eksperimentforsøk. Teoretiske undersøkelser viser når det gjelder gjennomlokking, en kritisk avhengighet av materialets duktile egenskaper. Fastheten på betongen er det viktigste parameteret for skjærkapasiteten i armerte betong dekker med hensyn på gjennomlokking. Det viser seg at betong med lav fasthet vil ha en seigere oppførsel ved overbelastning, mens betong med høy fasthet vil oppføre seg mer sprøtt. Mange av de kjente tilfellene av gjennomlokking skjedde under byggetiden. Grunnene var i hovedsak lav korttidskapasitet (lav fasthet tidlig i herdeprosessen) og for tidlig fjerning av forskalingen. Trykkfastheten i herdeprosessen er avhengig av sementtype, temperatur og herdeforhold. Vi kommer ikke nærmere inn på dette.

En kan bruke HSC-betong (High strenght concrete) lokalt over søylene for å kunne redusere dekketykkelse eller bevare gjennomlokkings-skjærkapasiteten når tykke NSC-søyer (Normal strenght concrete) blir byttet ut med slankere HSC søyer. (13) (23) (24)



Figur 23 – Lastfordelingsplate fra Revit-modellen.

2.6.12 Avstivning

Generelt

Bygningskonstruksjonen må avstives slik at horisontalkreftene fra vindpåkjenningen og skjevstillingslast kan tas opp og føres ned til fundamentet og grunnen. Horisontalkrefter fra vind fordeles fra yttervegger til dekkeskiver, til skråavstivning i hjørner til det vertikale bæresystemet å ned i fundamentene. Alle vertikale laster regnes nedført på vanlig måte gjennom søylene og veggene. (9)

Horisontal skivevirkning av dekkene

Bruk av hulldekker er den vanligste dekkeskiven i Norge i dag. Som oftest armeres det i fugene slik at det bare brukes tympuss på toppen. Bruk av armert påstøp er aktuelt for store påkjenninger.

Skiver av hulldekker uten påstøp har begrenset plass til armering både i de langsgående og tverrgående fugene (ved elementendene). Dette begrenser ofte den maksimale kapasiteten. Elementene har ingen armering på tvers, og har derfor begrenset evne til å føre krefter fra vindsug på galvvegger til sidekant av hulldekkene. Det kan derfor være aktuelt å bruke armert påstøp eller sveisede kompaktplater i de mest kritiske områdene.

Stabilitet i horisontalplanet kan normalt ivaretas ved skivevirkning av dekkene. Dette prinsippet overfører kreftene til de vertikalt avstivede konstruksjonene.

Normalt er få problemer med å etablere nødvendige strekkbånd eller sveisefester mellom elementer for overføring av skjærkrefter ved hjelp av standard løsninger. Derimot kan kombinasjonen av undertrykk på grunn av vind og skjærkrefter som skal overføres mellom yttervegg og dekkeskiver kreve spesielle vurderinger. Spesielt gjelder dette når slike krefter skal overføres mellom søyler eller fagverk og dekkeskiver. Normalt overføre alle slike krefter med innstøpte stålplater og sveising. (9)

Kryssavstivning/vindfagverk

Stålkryss på utvalgte steder er nødvendig for avstivning med hensyn på vind og stabilitet. De fordeler horisontale krefter til vertikale krefter som føres videre ned i det vertikale bæresystemet og ned i fundamentene.



Figur 24 - Stålkryss fra Revit-modellen.

Vertikal skivevirkning av elementvegger

De innvendige bærende veggene regnes som så stive at de ikke får noe nedbøyning og alle vertikale kreftene blir ført ut på sidene og fungerer som punktlaster på underliggende bæresystem (bærende søyler og vegger).

Generelt anbefales det å bruke strekkforbindelser på tvers av alle horisontale og vertikale fuger, med en minste kapasitet på 20 kN/m. Ved dimensjonering for seismiske påkjenninger anbefales minimum 40 kN/m i DLC (Lav duktilitet) og 80 kN/m i DCM (Middels duktilitet). (9)

2.6.13 Krav til stålbestandighet

De grunnleggende kravene til bestandighet er fastsatt i NS-EN 1090. Påføring av korrosjonsbeskyttelse i verkstedet og på byggeplassen skal være i samsvar med NS-EN 1090-2. Det er ikke nødvendig å påføre korrosjonsbeskyttelse på konstruksjoner innomhus hvis den relative fuktigheten ikke overskrider 80%.

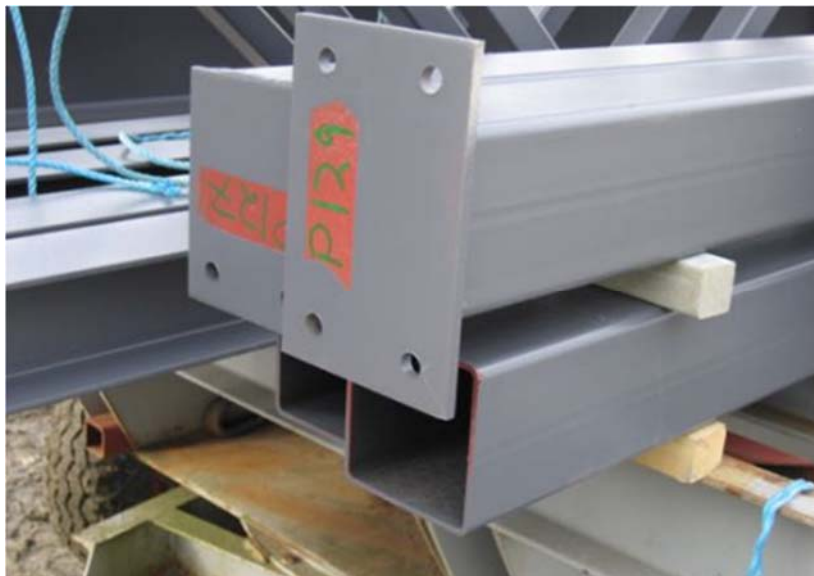
Skulle ståldelene korrosjonsbeskyttes, må beskyttelsen vurderes ut fra konstruksjonens levetid, statiske funksjon og eksponeringsklasse. (25)

Aktuelle typer beskyttelse er:

- Omstøping
- Øking av godstykkelsen (overdimensjonering)
- Belegg (maling, elektrolytisk forsinking, varmforsinking)
- Korrosjonstrege stålqualiteter («rustfrie» og «syrefaste») (9)

2.6.14 Prefabrikkerte stålkonstruksjoner

Prefabrikkerte stålkonstruksjoner er alle bærende konstruksjoner i stål, både enkeltkomponenter og byggesett som har blitt produsert enten med sveising og/eller med bolter.



Figur 25 - Prefabrikkerte stålkonstruksjoner. (26)

2.6.15 Montering av stål

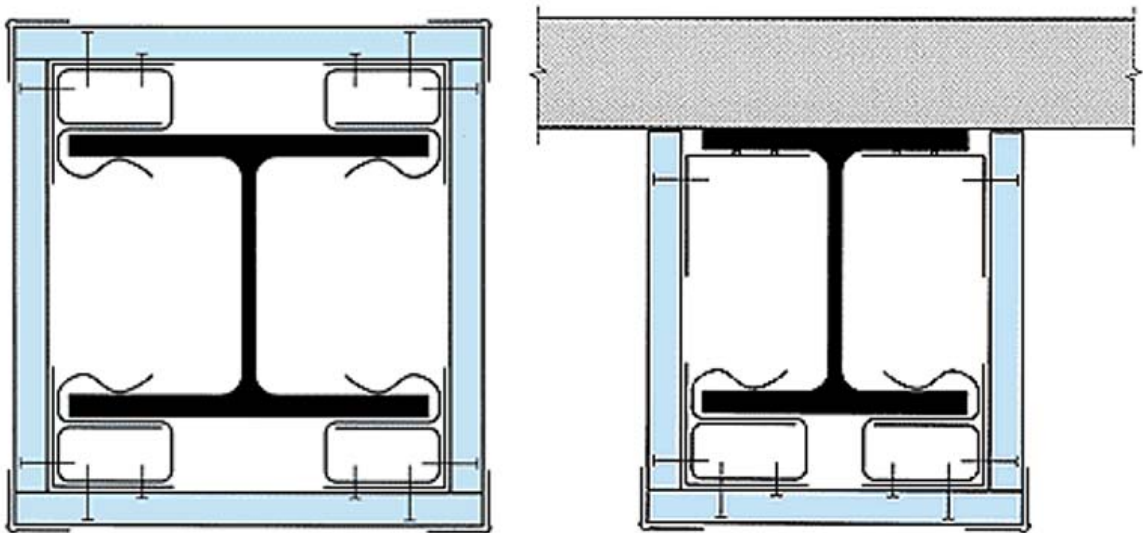
Montering på byggeplass er underlagt NS-EN 1090-2. Foretaket som er ansvarlig for montering skal bevise at de har prosedyrer og kompetanse for utførelse etter NS-EN 1090-2. Montering er viktig særlig i forhold til sveising, fordi sveising kan påvirke egenskapene til bestanddelene til stålkonstruksjonene. Dette er grunnen til at sveising som regel krever kontinuerlig kontroll og at det må være fastsatt prosedyrer for dette. (25)

2.6.16 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner

Valg av metode og dimensjonering av brannbeskyttelse bør følge Sintef Byggforsk 520.315 - Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner. Kritisk temperatur er avhengig av kapasitetsutnyttelsen av stålet. Ved en temperatur på 500°C vil stålet ha mistet ca 50% av sin fasthet. Ubeskyttede stålkonstruksjoner kan vanligvis ikke oppnå høyere brannmotstand enn 10 til 15 minutter. Ved bruk av et brannbeskyttelsessystem forsinkes oppvarmingen av stålet og tidspunktet for sammenbrudd eller varig deformasjon.

Gips inneholder relativt store mengder vann, dels i fri og dels i bundet form. Ved oppvarming fordampes vannet, og dermed bindes store mengder energi. Dette, sammen med gipsplatenes varmeisolerende effekt, forsinker temperaturstigningen i den isolerte konstruksjonen.

Normalt benyttes 15mm tykke branngipsplater i ett, to eller tre lag alt etter kravet til brannmotstand. Monteringen krever spesielle festedetaljer. Gipsplatene skal monteres rundt stålprofilen ved hjelp av tynnplateprofiler og selvgjengende skruer. (27)



Figur 26 – Eksempel på brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner. Søyle brannpåkjent på fire sider og søyle brannpåkjent på tre sider. (27)

Andre brannbeskyttelsessystemer som kan være aktuelle er påsprøyting av mineralullfibrer, innstøping av betong i stålsøyler med hulprofil, ommuring eller innmuring med murverk, ulike plater eller vannfylte systemer.

2.7 Jordskjelv

2.7.1 Generelt om jordskjelv

Jordskjelv er rystelser i grunnen i form av bølger. Jordskorpen består av tektoniske plater som kan bevege seg flere centimeter i året. Elastiske spenninger kan bygge seg opp over tid og medføre et plutselig brudd eller kjapp forflytning av platene. Dette frigjør store mengder energi og resulterer i et jordskjelv. (28)

2.7.2 Hvordan fungerer det? (Jordskjelvsbølger)

Bølgene som forplanter seg gjennom grunnen kalles rombølger. Rombølgene kan deles opp i to typer som kalles P-bølger og S-bølger. P-bølgene er primær- eller trykkbølger som forplanter seg gjennom alle typer medier fra fast masse, flytende og gass.

S-bølgene er sekundær- eller skjærbølger. De gir en svingebevegelse på tvers av bølgens retning. Skjærbølger kan ikke forplante seg gjennom noe annet enn faste stoffer. I motsetning til primærbølgene, gir sekundærbølgene en pulserende effekt i lengre tid. (29)

2.7.3 Jordskjelv i Norge

Norge og de andre landene i Norden, med unntak av Island, ligger langt fra grensene mellom kontinentalplatene. Dette bidrar til at Norge ikke er så utsatt for store skjelv. Det forekommer likevel et lite antall små skjelv hvert år som registreres av seismografer. (30)

Norge er ikke spesielt preget av større jordskjelv med personskafer i senere tid, men det er ingenting som tilsier at dette ikke kan skje i fremtiden.



Figur 27 - Jordskjelv observert i Norge og tilgrensede områder i 2004 (Røde symboler). Sannsynlige eksplosjoner er merket med gult. Norsk Nasjonalt Seismisk Nettverk. (31)

2.7.4 Duktilitet

Duktilitet er et begrep som også gjelder innenfor jordskjelv. Det er evnen til å deformere seg ut over elastisk grense uten å miste sin styrke eller funksjon. (9)

2.7.5 Periode

«For dynamiske laster med periode som sammenfaller med egenperioden til konstruksjonen, vil den dynamiske forsterkningen gå mot uendelig for et udempet system».

Dette understreker viktigheten av prosjektore byggverk med hensyn på å kunne beholde sin konstruksjonsmessige integritet under påkjennelse av horisontale og vertikale krefter fra jordskjelv. «Konstruksjonen skal dimensjoneres for å tåle jordskjelvlastene uten lokalt eller globalt

sammenbrudd og derved beholde sin konstruksjonsmessige integritet og en restbæreevne etter seismiske hendelser» (32)

Dempingeffekten er avhengig av samspillet mellom delene i konstruksjonen, så en bør ikke bestemme dempingeffekten ved å se på bygningskomponentene isolert.

3 METODE

Metodekapittelet er delt i to deler, beregninger og tegninger.

3.1 Beregninger

3.1.1 Lastgrunnlag

For håndberegninger og beregninger i FEM Design er følgende laster brukt. Forklaring og utregning av disse lastene finnes i vedlegg 3.3 – Egenlaster.

Standarder og bestemmelser:

Pålitelighet og laster følger de nye Eurokodene. Standarder som i hovedsak er benyttet i dimensjoneringen:

Tabell 1 - Aktuelle standarder. (33)

Standard	Navn	Utgitt
NS-EN 1990	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	2008
NS-EN 1991-1-1	Eurokode 1 – Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger	2008
NS-EN 1991-1-3	Eurokode 1 – Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Allmenne laster, snølaster	2008
NS-EN 1991-1-4	Eurokode 1 – Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, vindlaster	2009
NS-EN 1992-1-1	Eurokode 2 – Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	2008
NS-EN 1998-1	Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning	2008

Krav til pålitelighet

Prosjekteringskontroll og utførelseskontroll settes til Normal kontroll. For begrunnelse for valg av verdier se vedlegg 3.9 – Konsekvens-, pålitelighetsklasse og kontrollnivå.

Tabell 2 - Krav til pålitelighet. (33)

Klasser	Standard	Verdi
Konsekvensklasse	NS-EN 1990 tab. NA.A1	CC 2
Pålitelighetsklasse	NS-EN 1990 tab. NA.A1	RC 2
Dimensjonerende brukstid	NS-EN 1990	Min. 50 år for byggningskonstruksjoner
Prosjekteringskontrollnivåer	NE-EN 1990	NORMAL
Utførelseskontrollform	NE-EN 1990	NORMAL

Permanente laster:

Tabell 3 - Permanente laster. (33)

Konstruksjoner	Egenlast
Etasjeskiller (HD200)	4,44 kN/m ²
Etasjeskiller (HD265)	5,64 kN/m ²
Takkonstruksjon	0,82 kN/m ²
Garasjedekket (HD200)	4,02 kN/m ²
DLB-Bjelke	10,32 kN/m
LB-Bjelke	7,56 kN/m
Prefabrikkerte veggelement	13,0 kN/m

Variable laster:

Tabell 4 - Variable laster. (33)

Lasttilfelle	Belastning	Referanse
Snølast	2,8 kN/m ²	vedlegg 3.2 - Snølast
Vindlast	1,15 kN/m ²	vedlegg 3.1 - Vindlast
Nyttelast gulv	2 kN/m ²	(33)
Nyttelast balkong	4 kN/m ²	(33)

Lastfaktorer

Bruddgrensetilstand

I denne tilstanden bestemmes konstruksjonsdelenes kapasitet mot brudd ved beregning på grunnlag av materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter.

Aktuelle lastvirkninger er bøyemoment, aksialkraft, torsjonsmoment og skjærkraft, samt kombinasjoner av disse. (13)

Tabell 5 - Lastkombinasjon B1 og B2. (33)

Lastkombinasjon	Permanente laster (γ_G)		Dominerende variabel last (γ_{Q1})	Øvrige variable laster (γ_{Qi})
	Ugunstig	Gunstig		
B1	1,35	1,0	1,05	1,05(0,9)
B2	1,20	1,0	1,5	1,05(0,9)

Brukgrensetilstand

I denne tilstanden skal det påvises at konstruksjonen, for sin brukstid, tilfredsstillende krav knyttet til dens bruk og formål. Krav til bruksgrensetilstand skal også sikre konstruksjonens bestandighet.

Aktuelle krav gjelder opprissing av betong, deformasjoner av konstruksjoner og tetthet mot væskeinntrenging.

Tabell 6 - Lastkombinasjoner bruksgrensetilstand. (33)

Lastkombinasjon	Permanente laster (γ_G)	Dominerende variabel last (γ_{Q1})	Øvrige variable laster (γ_{Qi})
Karakteristisk	1,0	1,0	0,7
Ofte forekommende	1,0	0,7	0,6
Tilnærmet permanent	1,0	0,6	0,6

Arealreduksjonsfaktor, α_a

Den jevnt fordelte nyttelasten q_k kan i enkelte tilfeller reduseres med en arealreduksjonsfaktor α_a . Denne reduksjonsfaktoren tar hensyn til at det på et stort gulvareal er mindre sannsynlig at hele arealet er belastet med maksimal nyttelast samtidig. For brukskategoriene A – D blir da

$$\alpha_a = 0,5 + 15/A \leq 1,0$$

Her er A (i m^2) lik det arealet som belaster den konstruksjonsdelen som skal dimensjoneres. Det går fram av formelen at dersom dette lastarealet $A \leq 30 m^2$ så kan en se bort fra arealreduksjon.

Etasjereduksjonsfaktoren α_n

I bygninger med flere enn to etasjer kan man i brukskategori A – D beregningsmessig redusere nyttelasten i de overliggende etasjene, ut fra det resonnementet at det er mindre sannsynlig for at flere etasjer har full nyttelast samtidig. Dette gjøres ved å multiplisere nyttelastene med den såkalte etasjereduksjonsfaktoren α_n .

$$\alpha_n = (2+(n-2)*0,7)/2$$

n = antall etasjer over den belastede konstruksjonsdelen.

Nedbøying

Tabell 7 – Nedbøying. (33)

Konsekvenser	Lastsituasjon	Anbefalte tillatte nedbøyingsverdier
Konstruksjon der nedbøying fører til skade	karakteristisk	fastsettes i prosjekt
Konstruksjon der det stilles krav på grunn av bruk eller utstyr	ofte forekommende	fastsettes i prosjekt
Konstruksjon med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	tilnærmet permanent	L/200-L/250

3.1.2 Beregning av søylefundament i Ove Sletten.

Se også vedlegg 3.8 – Ove Sletten-beregningsmetode.

Søylefundament (Norsk Standard)

Lastdata Material Jord Lagre data Hjelp

Betongsøyle
 Overliggende jord medregnes ved stabilitetskontroll

Armeringsdata. Mål i mm

Diameter for armering i Y-retning	16
Diameter for armering i Z-retning	16
Diameter for skråarmering	12
Overdekning armering i uk fundament	40

Nederste armeringslag i retning Y Z

Diameter for søylearmering	25
Diameter for bøylearmering i søyle	10
Overdekning bøylearmering i søyle	35

Geometri

y1 (mm)	1000
y2 (mm)	600
y3 (mm)	1000
z1 (mm)	1000
z2 (mm)	600
z3 (mm)	1000
h1 (mm)	400
h2 (mm)	400

Beregningsresultat

	Armering i Y-retning		Armering i Z-retning	
	d (mm)	antall	d (mm)	antall
Armering i underkant	16	14	16	15
Skråarmering	12	5	12	5
Bæreevne: kN/m ²	350		Overført grunntrykk	314

Skjøtarmering til søyle	
d (mm)	antall
25	8

Lasttilfelle nr

Figur 28 - Beregning av søylefundament.

Overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes. Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført.

Fundamentbelastning X

Lastfaktorer	Riss-kontroll	Brudd-grense B1	Brudd-grense B2	Grunn-brudd
Permanent (g)	1	1.35	1.2	1.2
Variabel (p)	0.3	1.05	1.5	1.5

Skriv inn egne lastfaktorer

Hjelp OK

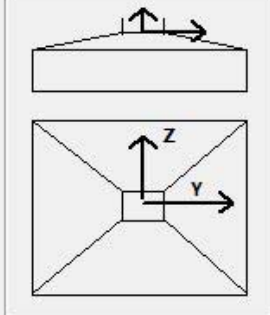
Antall lasttilfeller:

Lasttilfelle nr:

Momenter, horisontalkrefter og aksialkrefter i bruksgrense

Lasten påføres i overkant av fundament

Permanent (G)		Variabel (P)	
Mg_Y (kNm)	0	Mp_Y (kNm)	0
Mg_Z (kNm)	0	Mp_Z (kNm)	0
Vg_y (kN)	0	Vp_y (kN)	0
Vg_z (kN)	0	Vp_z (kN)	0
Ng (kN)	-1200	Np (kN)	-400



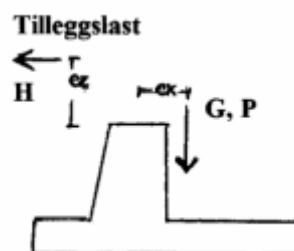
Pos. moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Mg_Y og Mp_Y dreier om Y-aksen

Figur 29 - Beregning av søylefundament 2.

3.1.3 Beregning av støttemur i Ove Sletten

Beregning av støttemur

Overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes. Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført. Utbøyning av toppunkt blir beregnet. Det er forutsatt drenering, slik at grunnvannsnivå ikke er høyere enn underkant av såle.



Figur 30 - Prinsippskisse av støttemur.

Bruker kan angi tilleggslast på toppen av støttemur, og denne medtas i stabilitetskontrollen og dimensjonerende snittkrefter.

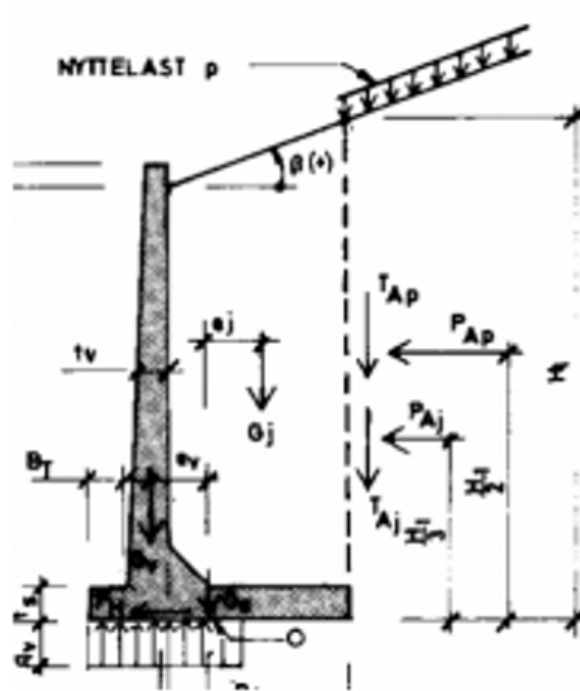
H - horisontal tilleggslast mot venstre (samme retning som jordtrykk mot vegg)

ez - vertikal avstand fra overkant støttemur til kraften H.

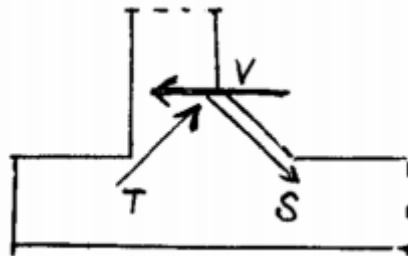
G - vertikal nedadrettet tilleggslast, egenvektslast

P - vertikal nedadrettet tilleggslast, nyttelast

ex - horisontal avstand fra senter av overkant støttemur til kraften G og P.



Figur 31 - Prinsippskisse av støttemur 2.



Figur 32 - Armering mot voute.

3.1.4 Beregning av veggfundament i Ove Sletten

Veggbankett (Norsk Standard)

Lastdata
 Material
 Jord
 Lagre data
 Hjelp
 Beregning
 Avbryt

Overliggende jord medregnes ved stabilitetskontroll
 Betongvegg

Armeringsdata. Mål i mm	
Diameter for armering i Y-retning	30
Diameter for armering i lengderetning (Z)	30
Overdekning armering i uk fundament	40
Nederste armeringslag i retning	<input checked="" type="radio"/> Y <input type="radio"/> Z
Overdekning for vertikal veggarmring	40
Diameter for vertikal veggarmring	40

Geometri	
y1 (mm)	700
y2 (mm)	200
y3 (mm)	700
h1 (mm)	400
h2 (mm)	300
h3 (mm)	300

Beregningsresultat							
	Armering i tverretning		Armering i lengderetning		Skjøtarmering til vegg		
	d (mm)	cc (mm)	d (mm)	antall	d (mm)	cc (mm)	
Armering i underkant	30	300	30	4	40	400	
Tillatt grunntrykk, kN/m ²	350		Overført grunntrykk	348		Lasttilfelle nr	1

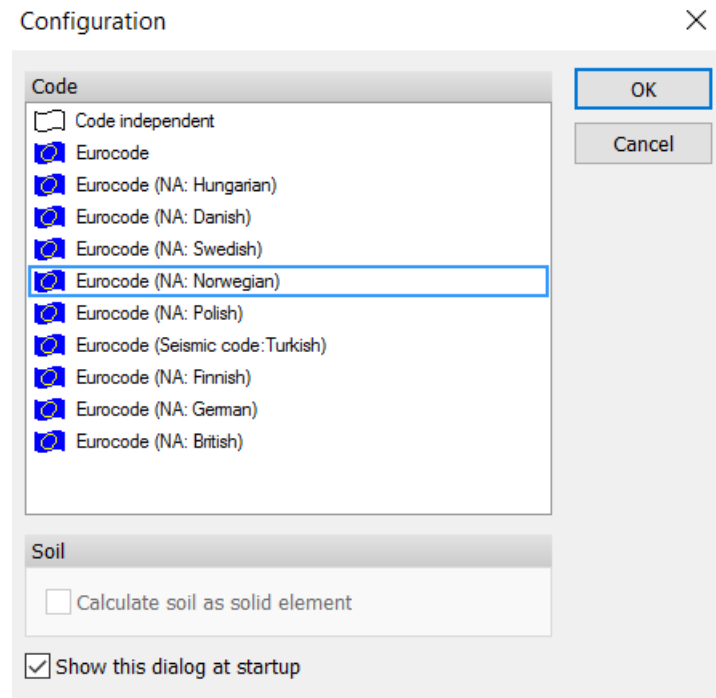
Figur 33 - Beregning av søylefundament.

Overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes. Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført. Z-aksen peker i bankettens lengderetning, og Y-aksen peker i tverretning. Banketten kan være usymmetrisk, og den kan ha forskjellig fall mot venstre kant og høyre kant.

3.1.5 FEM-Design

FEM Design er en kraftig programvare som ingeniører bruker til å gjennomføre nøyaktige analyser og dimensjonering av konstruksjoner.

For hvert enkelt prosjekt velger en hvilke materialegenskaper, konstruksjonsregler og parametere programmet skal jobbe etter. I denne oppgaven må det velges Eurokoder med norske nasjonale tillegg.



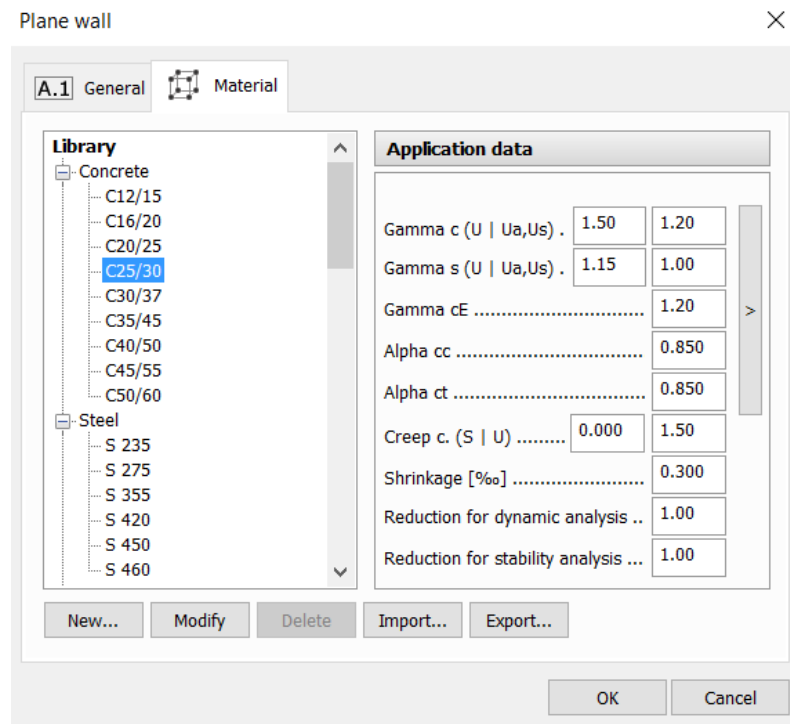
Figur 34 - Valg av Eurokoder.

Hovedfunksjoner fra FEM Design som brukes i denne oppgaven er:

- STRUCTURE: Definerer akser, etasjer, konstruksjonselement, bæring og knutepunkt.
- LOADS: Definerer laster, lastfaktorer, lastkombinasjoner og lastgrupper
- ANALYSIS: Kjører analyser av f.eks. laster, stabilitet og jordskjelv. Viser resultater av analysene.
- RC DESIGN: Automatisk og manuell dimensjonering av betongelementer. Viser beregninger av konstruksjonsdelene og krefter som oppstår.
- STEEL DESIGN: Automatisk og manuell dimensjonering av stålelementer. Viser beregninger av konstruksjonsdelene og krefter som oppstår.

Eksempelvis dimensjoneres en stedstøpt betongvegg på følgende måte:

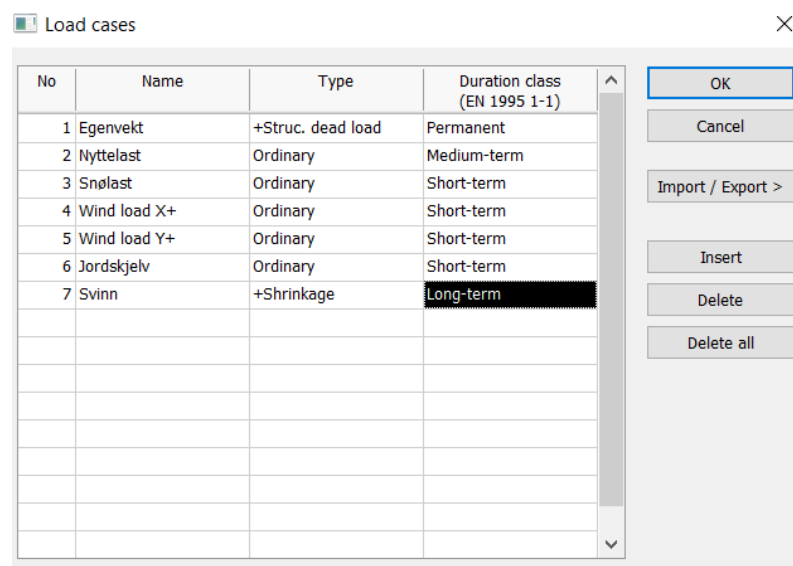
1. Betongveggenes bæring og egenskaper defineres i «Structure»



Figur 35 - Valg av materialegenskaper.

For begrunnelse til valg av kryptall, se vedlegg 3.7 – Svinntøyning og kryptall.

2. Påfører laster og setter lastkombinasjoner i «Loads»



Figur 36 - Lasttilfeller som konstruksjonen utsettes for.

3.1.6 Håndberegninger

Dimensjoneringen av ulike konstruksjonsdeler gjennomføres ved at det påvises at de tilfredsstillende reglene definert i NS-EN 1990 /1/ i ulike grensetilstander.

I denne oppgaven vil bare brudd- og bruksgrensetilstand bli kontrollert, siden de er mest aktuelle for vanlige bygg.

Det gjennomføres en manuell lastnedregning som kontrolleres mot resultatene fra FEM-Design. Søylor kontrolleres for knekking og interaksjon mellom bi-aksial bøyning og aksialkraft. Videre gjøres en kontroll av utnyttelsen for den plastiske og elastiske tverrsnittkapasitet

Bjelker kontrolleres mot vipping. Det gjøres kontroll av momentkapasitet, tverrsnittkapasitet og skjærkapasitet i bruddgrensetilstand og av nedbøyning i bruksgrensetilstand.

3.1.7 Jordskjelv - Hovedparametere for jordskjelvsanalyse (Tverrkraftmetoden) (34)

Disse parameterne må sees i sammenheng med håndberegningene i punkt 3.2.1

3.1.7.1 Konstruksjonsfaktor, q .

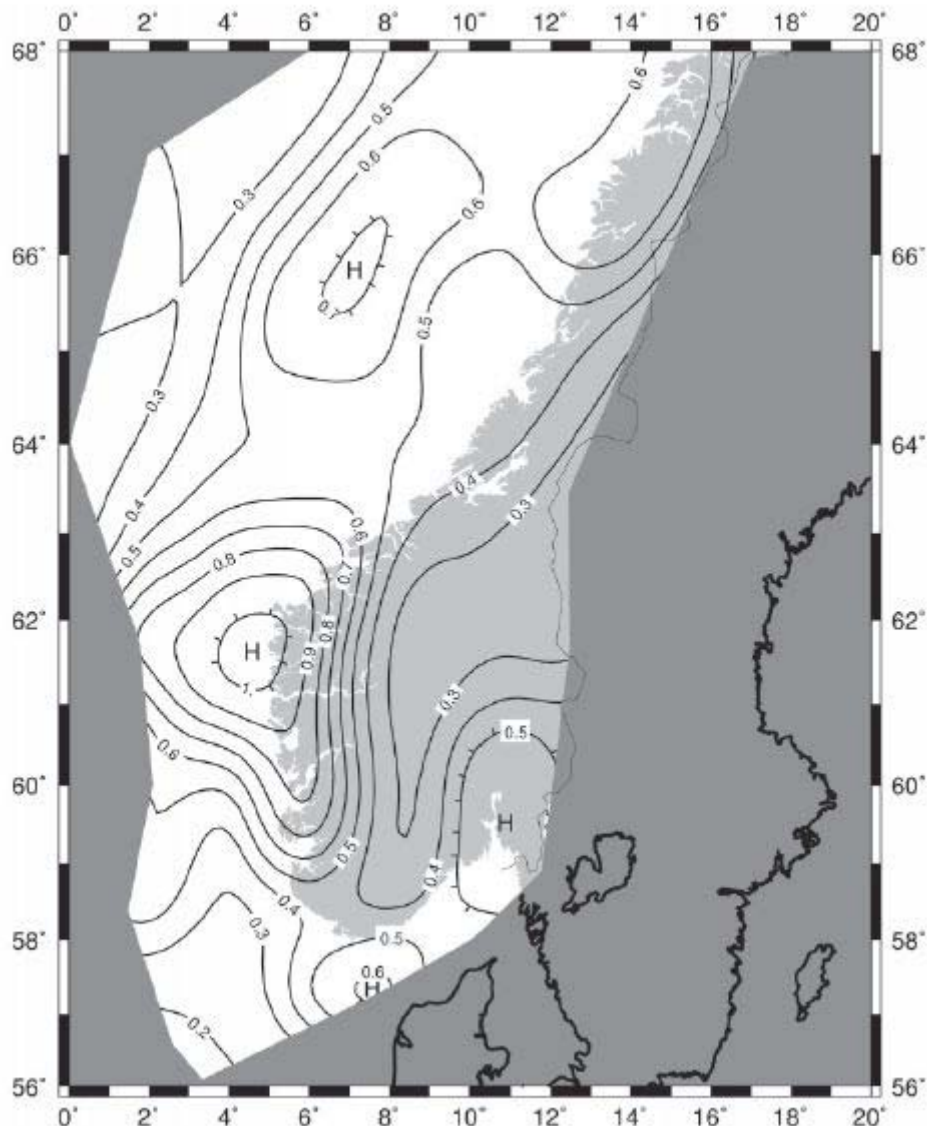
Konstruksjonsfaktoren q er Eurokode 8 sitt uttrykk for byggets vertikale avstivningssystem evne til å absorbere og fordele jordskjelvsenergien.

Konstruksjonsfaktoren er et uttrykk for byggets duktilitet. Det skilles mellom lav duktilitet (DCL) og middels duktilitet (DCM).

I dette tilfellet faller bygningen under kategorien lav duktilitet (q mindre eller lik 1,5).

3.1.7.2 Spissverdi for berggrunnens akselerasjon, Ag40hz

Dette er spissverdi for berggrunnens akselerasjon. Landet er delt inn i et kart med soner for grunnakselerasjon, berggrunnens akselerasjon (m/s^2). De høyeste verdiene for grunnakselerasjon på fastlandet er på Vestlandet utenfor Møre-kysten. Her er tallverdien opp til $1 m/s^2$.



Figur 39 - Spissverdi for berggrunnens akselerasjon - NA.3(901). (32)

3.1.7.3 Faktor for seismisk klasse, Y1.

Det inndeles i 4 seismiske klasser. NA.4 (901). Seismisk klasse er svært parallell til pålitelighetsklassene. Seismisk klasse velges ut i fra konsekvensene ved sammenbrudd av bygget (fare for menneskeliv og økonomisk tap).

3.1.7.4 Dimensjonerende grunnakselerasjon, Ag.

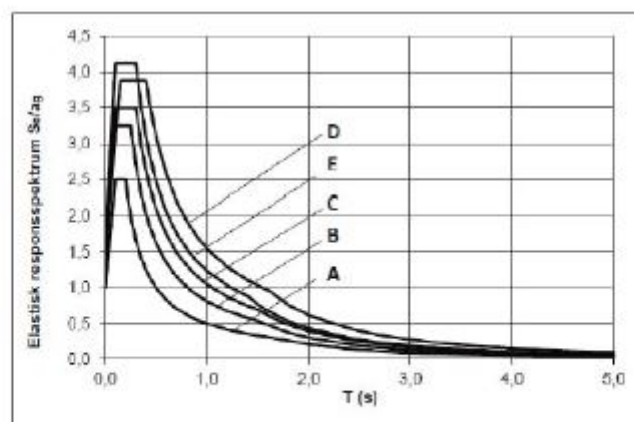
$Ag=0,8*ag40hz*y1$ = Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A. Regnes ut basert på parametere bestemt tidligere i beregningene.

3.1.7.5 Forsterkningsfaktor for grunnforholdene, S.

Verdier for S er gitt i tabell NA.3.3. Brukes til å definere elastisk responspektrum. I de fleste tilfeller er det riktig at geoteknikere bestemmer verdiene for S. Grunntype B for det tiltenkte området for denne bygningen.

Tabell NA.3.3 – Verdier for parametere som beskriver de anbefalte elastiske responspektrene

Grunntype	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,10	0,20	1,7
B	1,3	0,10	0,25	1,5
C	1,4	0,10	0,30	1,5
D	1,55	0,15	0,40	1,6
E	1,65	0,10	0,30	1,4



Figur NA.3(903) – Horisontale elastiske responspektre til bruk i Norge for jordtype A til E

Figur 40 - Horisontale elastiske responspektre.

3.1.7.6 Knekkpunktene i responspekteret, T_B, T_C og T_D.

T_B, T_C og T_D er tider som bestemmer knekkpunktene i responspekteret. Disse er også avhengig av grunntypen.

3.1.7.7 Byggets egenperiode, T.

T er byggets egenperiode, og er ofte i størrelsesorden < 0,5s – 1,5s >. Det er den perioden som bygget vil svinge med, om det blir satt i frie svingninger. Se NA.3(903)

3.1.7.8 Dimensjonerende responspekter S_d(T)

Når alle verdiene for de tidligere nevnte parameterne er bestemt, kan det dimensjonerende responspekteret beregnes.

Tabell 8 - Aritmetiske uttrykk for dimensjonerende responspektrum, S_d(T), ref 3.2.2.5.

$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = (2/3 + (T/T_B)^{2,5}) \cdot (2,5/q - 2/3)$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g \cdot S^{2,5}/q$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot 2,5 \cdot (T_C/T)/q \geq 0,2 \cdot a_g$
$T \geq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S^{2,5} \cdot (T_C \cdot T_D / T^2) / q \geq 0,2 \cdot a_g$

Den verdien av $S_d(T)$ som beregnes for bygget svingeperiode, T , er byggets dimensjonerende seismiske akselerasjon.

Effekten av konstruksjonsfaktoren har mye å si for verdiene for responspekteret. Effekten av en økt konstruksjonsfaktor vil gi redusere verdien for responspekteret.

3.1.7.9 Masse i seismiske beregninger, m .

Byggets totale masse og fordeling i bygget er viktig for de egenperiodene som beregnes. Massene er også avgjørende for de seismiske kreftene som oppstår på fundamentnivå og deres fordeling i bygget.

I veilederen «Dimensjonering for jordskjelv - RIF» anbefales det at massen settes lik den som tilsvarer byggets egenvekt og permanente laster. Den permanente andelen av nyttelasten kan antas som gitt i tabellen.

Tabell 9 - Permanent lastandel av nyttelaster. (32)

Boliger	Kontorer	Forsamlingslokale	Butikker	Lager
0,3	0,3	0,6	0,6	0,8

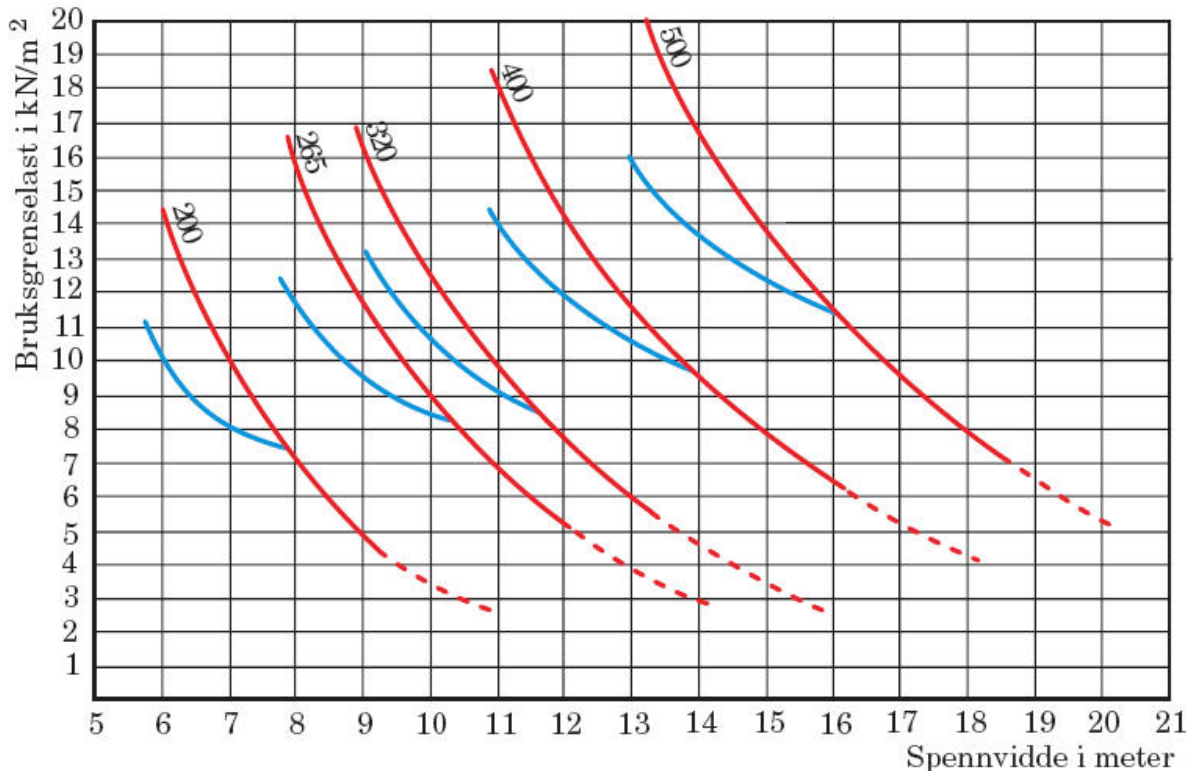
3.1.8 Dimensjonering av prefabrikkerte elementer

For å dimensjonere prefabrikkerte elementer vil vi gjøre en enkel overslagsberegning ved bruk av figurer som avhenger av bruksgrenselaster og spennvidder.

Hulldekker

Figuren nedenfor angir hvor mye last som kan påføres hulldekkene (bruksgrense) i tillegg til elementenes egenvekt. Angitt bæreevne er øvre grense med maksimal armering. Belastningen består av egenlaster, for eksempel avretting, lettvegger osv. i tillegg til nyttelaster.

Korrigerings for dekkelementenes egenvekt er allerede gjort, så den skal ikke medtas i utregningen. I de områdene hvor kurvene er stiplet må deformasjonsforhold undersøkes spesielt. (9)



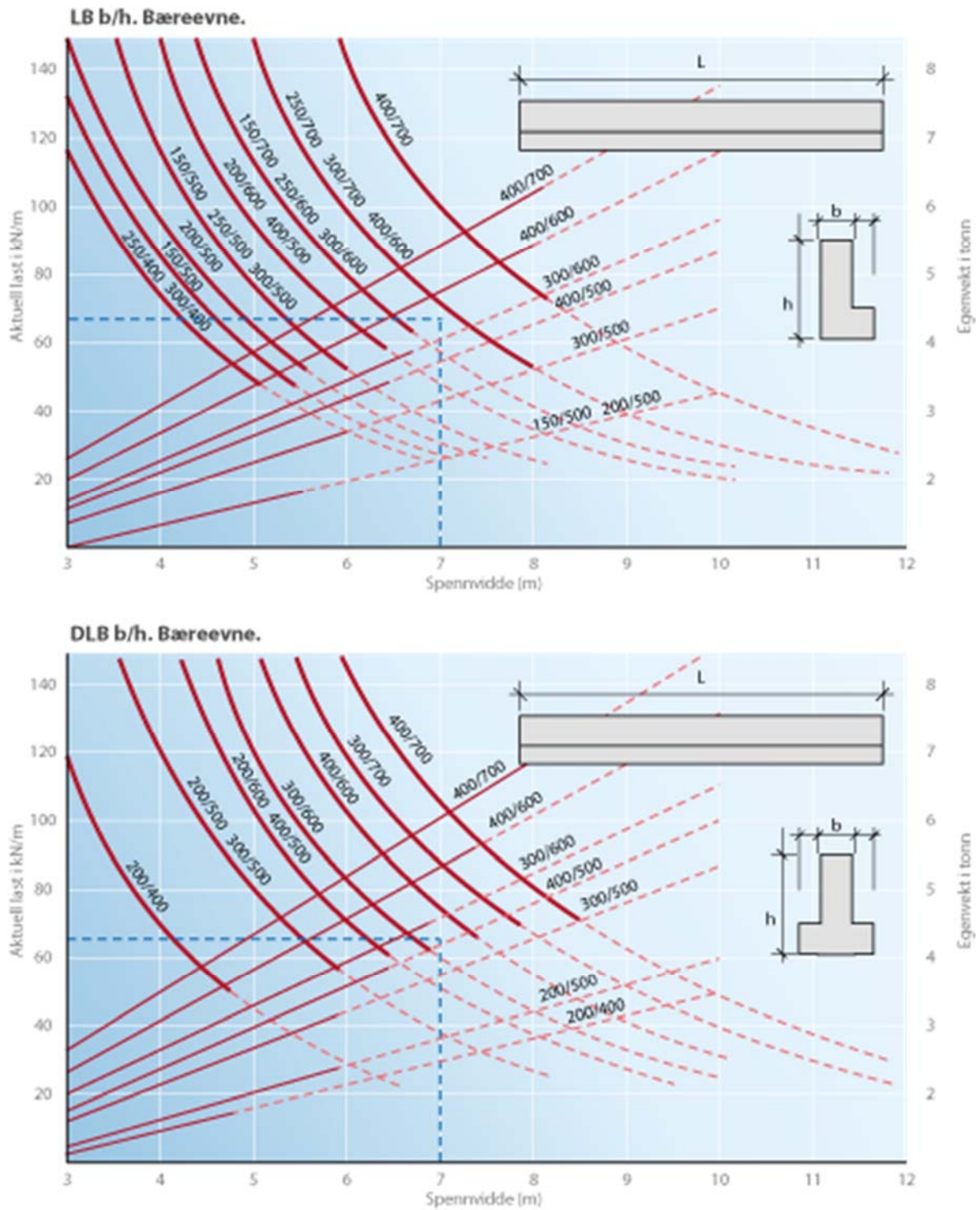
Figur 41 - Spenncon - HD-diagram. (35)

DLB- og LB-Bjelker

Figuren angir nyttelast (bruksgrense) som kan påføres i tillegg til bjelkenes egenvekt. Diagrammene er basert på fasthetsklasse C55 og spennarmering 270K eller slakkarmering K500TE. Det er forutsatt rimelig utnyttelsesgrad.

Diagrammene anvendes som følger. Belastningen består av egenlast (g) og nyttelaster (p): $0,75g + p < \text{avlest bruksgrenselast}$.

Korrigerings for elementenes egenvekt er allerede gjort, så den skal ikke medtas i utregningen. I de områdene hvor kurvene er stiplet må deformasjonsforhold undersøkes spesielt. Kurvene er veiledende, spesielt kan bjelker med avtrappet opplegg og/eller høy skjærkraft kreve noe større dimensjoner.



Figur 42 - LB- og DLB-diagram.

3.2 Tegninger

3.2.1 Grunnlag for tegningene.

Produksjonsunderlaget skal være entydig og komplett. Den prosjekterende må derfor være bevisst på struktur og oppbygning av produksjonsunderlaget slik at det er forståelig for den utførende.

Det skal legges til info som skal inngå i måltegninger, armeringstegninger og bøyelister i beskrivelsesteksten. Den prosjekterende må tenke ut hvilke aktører som trenger hvilken informasjon.

Måltegninger er en del av produksjonsunderlaget som skal beskrive utseende/formen på konstruksjonen med og hvilke materialer og krav som settes til utførelsen.

De geometriske mål blir fastlagt på måltegningen. Måltegningene har et anmerknings- og henvisningsfelt. Det er forskjellig praksis på om info vises på måltegninger, armeringstegninger eller begge deler.

Målsetting på måltegningene bør angis med referanser fra akser.

Det er viktig å angi informasjon om hvilke områder det er viktig at utførelsen blir nøye kontrollert.

For armeringstegninger skal en at riktig armeringsjern kommer på riktig sted i konstruksjonen som forutsatt i prosjekteringen. Det skal påtegnes informasjon jernbinderen trenger for å legge riktig jern på riktig sted.

Bøyelister genereres ofte automatisk i ulike dataprogrammer. Det er varierende kvalitet på bøyelistene generert fra disse programmene og skal kontrolleres. (9)

Når det gjelder plantegninger til hovedkonstruksjonen, er det vanlig praksis å snitte midt i mellom etasjene. Plantegningen til fundamentplanet er en projeksjon fra snittet og nedover, mens de andre plantegningene er speilprojeksjoner fra snittet og oppover. I tillegg skal plantegninger målsettes og tagges slik at de også kan brukes som arbeidstegninger.

Snitt-tegninger skal vise det som ikke kommer frem på plantegninger. Snittet står normalt på planet og går parallelt med ytterveggen. Målestokk er 1:50 eller 1:100.

Detaljtegninger skal vise viktige elementer som er for små til å synes tydelig på snitt- og plantegninger. Det ønskelig å holde plantegningene oversiktlige, uten for mange detaljer. Målestokk er vanligvis 1:20.

Vi velger å modellere armeringen siden denne funksjonen er forbedret i den siste utgaven av Revit, og fordi vi ønsker å 3D-visualisere armeringen. Det gjøres et horisontalt snitt og et vertikalt snitt i hver enkel, armert konstruksjonsdel. Snittene danner grunnlaget for armeringstegningen. På tegningen blir armeringen tagget med diameter, senteravstand, partisjon og id-nummer. Bøyelisten er vedlegg til armeringstegningen. Målestokk er 1:20.

3.2.2 Aksesystem

Et ryddig aksesystem er viktig for et vellykket elementbygg, og en gjennomtenkt modulplanlegging vil ha stor innflytelse på kostnadene.

Dekkeelementer legges med sideskjøt i aksesystemet. Innersøylene plasseres vanligvis i aksekryss. Yttersøylene plasserer med ytterveggaksen langs søylens utside, eller sentrisk i søylen.

Det er et minimumskrav at den prosjekterende har lagt forholdene til rette for en fornuftig elementinndeling. (9)

Anbefalt innhold i bøyelister:

- Bøyelister bør ha en henvisning til at formkodene er iht NS-EN ISO 3766:2003+NA.
- Henvisning til utførelse iht NS-EN 13670+NA
- pos. nr. for armering
- Teknisk klasse for armeringsstål (B500NC osv)
- Dimensjon (ø12, ø16 osv)
- Dor diameter
- Kapplengde pr stang korrigert for bøying iht NA 3766.
- Antall jern pr pos. nr.
- Total lengde [m] pr pos. nr.

(15)

4 RESULTATER

4.1 Bæresystem

Vi har valgt å kontrollere konstruksjonsdelene som har størst belastning i Mathcad for hånd.

Vedlagt ligger dimensjoneringsresultater fra FEM Design med tilhørende diagrammer av krefter og deformasjoner, V2 – Beregningsrapporter.

4.1.1 Stålsøyler

4.1.1.1 Søyلة F2

(I vedlegg 2.1.1 finnes diagram og resultater fra FEM-Design.)

Dimensjonerende lastvirkning:

Egenvekt etasjeskiller (HD200):

$$g_e := 4.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast på gulv:

$$q_g := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenvekt takkonstruksjon:

$$g_t := 0.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

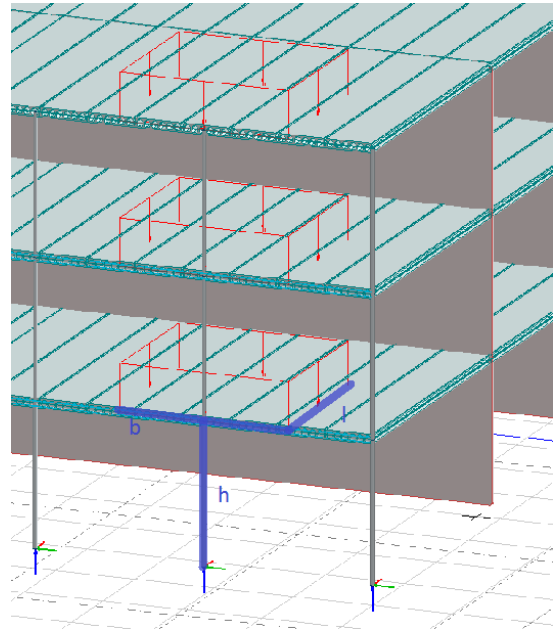
Snølast på tak:

$$q_s := 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Areal som belaster søyle:

$$b := 4.25 \text{ m} \quad l := \frac{7.5 \text{ m}}{2} = 3.75 \text{ m}$$

$$A := b \cdot l = 16 \text{ m}^2$$



Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$\text{B1: } N_{E.d.1} := 1.35 \cdot (2 g_e + g_t) \cdot A + 1.05 \cdot 2 \cdot q_g \cdot A + 0.9 \cdot q_s \cdot A = 315.802 \text{ kN}$$

$$\text{B2: } N_{E.d.2} := 1.2 \cdot (2 g_e + g_t) \cdot A + 1.5 \cdot 2 \cdot q_g \cdot A + 0.9 \cdot q_s \cdot A = 321.3 \text{ kN}$$

$$\text{--->: } N_{Ed} := N_{E.d.2}$$

Akse 2 ligger i le for vær og vind, og vi kan derfor anta at vindlasten er tilnærmet lik null. Vi bruker minsteeksentrisitet for å finne momentlast:.

$$e_{min} := 20 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_{min} = 6.426 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vi har kontrollert Søyle F8 for momentlast som oppstår ved ugunstig fordeling av nyttelast. Denne søylen har ulik lengde på bjelkene på hver side og kan derfor ha en mer ugunstig fordeling av nyttelast. Siden momentlasten for et sånt tilfelle ble mindre en momentlast fra minsteeksentrisitet for Søyle F8 velger vi å se bort fra det for denne søylen.

S 275

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ut} = 1.05$$

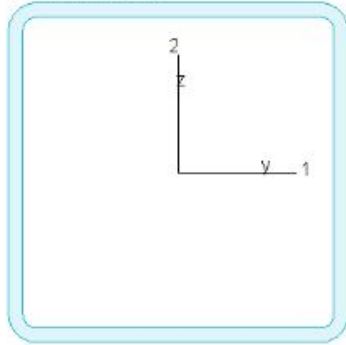
$$Y_{M1,ut} = 1.05$$

$$Y_{M2,ut} = 1.25$$

$$Y_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$Y_{M2,acc/seis} = 1.00$$

KKR 120x120x5

A	=	2236 mm ²	f _y	=	275 N/mm ²
I _y	=	4.855e+06 mm ⁴	ε	=	0.92
I _z	=	4.855e+06 mm ⁴	λ _y	=	86.80
I ₁	=	4.855e+06 mm ⁴			
I ₂	=	4.855e+06 mm ⁴			
W _{pl,1}	=	9.545e+04 mm ³			
W _{pl,2}	=	9.545e+04 mm ³			
W _{el,min,1}	=	8.091e+04 mm ³			
W _{el,min,2}	=	8.091e+04 mm ³			
i ₁	=	47 mm			
i ₂	=	47 mm			
i ₃	=	7.804e+06 mm ⁴			
i _w	=	9.098e+06 mm ⁶			

$$A := 2236 \text{ mm}^2$$

$$L_k := 3 \text{ m}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y := 4.855 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := I_y = (4.855 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_m := 1.05$$

$$G := 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_f := 5 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.49 \quad (\text{kurve c})$$

$$w_{el} := 8.091 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$w_{pl} := 9.545 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

Knekking om sterk akse: (Symmertri -> akser like sterk)

$$N_{cr,y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = (1.118 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{R,k} := f_y \cdot A = (7.938 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{N_{R,k}}{N_{cr,y}}} = 0.843$$

Reduksjonsfaktor:

$$\Phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 1.012$$

$$\chi_y := \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2})} = 0.635 \quad \chi_y < 1 \rightarrow ?$$

$$N_{b,y,Rd} := \chi_y \cdot \frac{N_{R,k}}{\gamma_m} = 480.389 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$N_{Ed} = 321.3 \text{ kN}$$

$$m := \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = 0.669 \quad \text{--> OK}$$

Momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd.pl}} = 0.199 \quad M_{Rd.pl} := \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 32.271 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \psi := 0$$

$$C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 \quad (\text{Tabell B.3 i NS-EN 1993-1-1})$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b.y.Rd}} \right) = 0.803 \quad (\text{Tabell B.1 i NE-EN 1993-1-1})$$

Interaksjon for bi-aksial bøyning og aksialkraft: (NS-EN 1993-1-1)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.y.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.pl}} = 0.829 < 1 \quad \text{--> OK}$$

Kontroll av tverrsnittkapasitet:

Plastisk kapasitet:

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \\ t_w := 5 \text{ mm}$$

Interaksjon kan neglisjeres dersom:

$$\frac{N_{Ed}}{0.25 \cdot N_{R.k}} = 1.619 < 1 \quad \text{og} \quad \frac{N_{Ed}}{h_w \cdot t_w \cdot f_d} = 1.728 < 1$$

$$h_w := 110 \text{ mm}$$

Redusert momentkapasitet:

$$b := 120 \text{ mm} \\ n := \frac{N_{Ed}}{N_{R.k}} = 0.405 \quad a_w := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_w}{A} = 0.463$$

$$M_{N.Rd} := M_{Rd.pl} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0.5 a_w} = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.pl}} = 0.199 \quad \text{--> OK}$$

Elastisk kapasitet:

$$\sigma := \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{w_{el}} = 223.116 \frac{N}{mm^2} \quad f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:

$$\frac{\sigma}{f_{yd}} = 0.66 \quad \text{--> OK}$$

4.1.1.2 Søyle E2

(I vedlegg 2.1.3 finnes diagram og resultater fra FEM-Design.)

Dimensjonerende lastvirkning:

Egenvekt etasjeskiller (HD200):

$$g_e := 4.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast på gulv:

$$q_g := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Egenvekt takkonstruksjon:

$$g_t := 0.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snølast på tak:

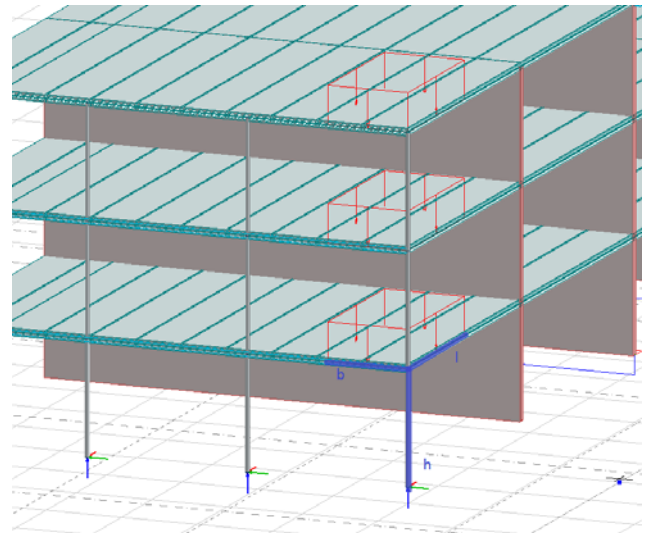
$$q_s := 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Areal som belaster søyle:

$$b := \frac{4.25}{2} \text{ m}$$

$$l := \frac{7.5 \text{ m}}{2} = 3.75 \text{ m}$$

$$A := b \cdot l = 8 \text{ m}^2$$



Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$\text{B1: } N_{E.d.1} := 1.35 \cdot (2 g_e + g_t) \cdot A + 1.05 \cdot 2 \cdot q_g \cdot A + 0.9 \cdot q_s \cdot A = 157.901 \text{ kN}$$

$$\text{B2: } N_{E.d.2} := 1.2 \cdot (2 g_e + g_t) \cdot A + 1.5 \cdot 2 \cdot q_g \cdot A + 0.9 \cdot q_s \cdot A = 160.65 \text{ kN}$$

$$\text{--->: } N_{Ed} := N_{E.d.2}$$

Akse 2 ligger i le for vær og vind, og vi kan derfor anta at vindlasten er tilnærmet lik null. Vi bruker minsteeksentrisitet for å finne momentlast:

$$e_{min} := 20 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_{min} = 3.213 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ult} = 1.05$$

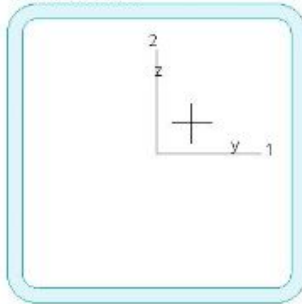
$$Y_{M1,ult} = 1.05$$

$$Y_{M2,ult} = 1.25$$

$$Y_{M0,acrsels} = 1.00$$

$$Y_{M1,acrsels} = 1.00$$

$$Y_{M2,acrsels} = 1.00$$

KKR 100x100x5

A	=	1836	mm ²	f_y	=	355	N/mm ²
I_y	=	2.711e+06	mm ⁴	ε	=	0.81	
I_z	=	2.711e+06	mm ⁴	λ_1	=	76.40	
I_1	=	2.711e+06	mm ⁴				
I_2	=	2.711e+06	mm ⁴				
$W_{pl,1}$	=	6.459e+04	mm ³				
$W_{pl,2}$	=	6.459e+04	mm ³				
$W_{pl,min,1}$	=	5.422e+04	mm ³				
$W_{pl,min,2}$	=	5.422e+04	mm ³				
i_1	=	38	mm				
i_2	=	38	mm				
I_x	=	4.417e+06	mm ⁴				
I_w	=	4.683e+08	mm ⁶				

$$A := 1836 \text{ mm}^2$$

$$L_k := 3 \text{ m}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y := 2.711 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := I_y = (2.711 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_m := 1.05$$

$$G := 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_f := 5 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.49 \quad (\text{kurve c})$$

$$w_{el} := 5.422 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$w_{pl} := 6.459 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

Knekking om sterk akse: (Symmertri -> akser like sterk)

$$N_{cr,y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = (6.243 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$N_{R,k} := f_y \cdot A = (6.518 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{N_{R,k}}{N_{cr,y}}} = 1.022$$

Reduksjonsfaktor:

$$\Phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 1.223$$

$$\chi_y := \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2})} = 0.527$$

$$\chi_y < 1 \rightarrow ?$$

$$N_{b,y,Rd} := \chi_y \cdot \frac{N_{R,k}}{\gamma_m} = 327.391 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$N_{Ed} = 160.65 \text{ kN}$$

$$m := \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = 0.491 \quad \text{--> OK}$$

Momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd.pl}} = 0.199 \quad M_{Rd.pl} := \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 32.271 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \psi := 0$$

$$C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 \quad (\text{Tabell B.3 i NS-EN 1993-1-1})$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b.y.Rd}} \right) = 0.803 \quad (\text{Tabell B.1 i NE-EN 1993-1-1})$$

Interaksjon for bi-aksial bøyning og aksialkraft: (NS-EN 1993-1-1)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.y.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.pl}} = 0.829 < 1 \quad \text{--> OK}$$

Kontroll av tverrsnittkapasitet:

Plastisk kapasitet:

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_w := 5 \text{ mm}$$

Interaksjon kan neglisjeres dersom:

$$\frac{N_{Ed}}{0.25 \cdot N_{R.k}} = 1.619 < 1 \quad \text{og} \quad \frac{N_{Ed}}{h_w \cdot t_w \cdot f_d} = 1.728 < 1 \quad h_w := 110 \text{ mm}$$

Redusert momentkapasitet:

$$n := \frac{N_{Ed}}{N_{R.k}} = 0.405 \quad a_w := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_w}{A} = 0.463 \quad b := 120 \text{ mm}$$

$$M_{N.Rd} := M_{Rd.pl} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0.5 a_w} = 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.pl}} = 0.199 \quad \text{--> OK}$$

Elastisk kapasitet:

$$\sigma := \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{w_{el}} = 146.759 \frac{N}{mm^2} \quad f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:

$$\frac{\sigma}{f_{yd}} = 0.434 \quad \text{--> OK}$$

4.1.1.3 Søyلة E5

(I vedlegg 2.1.4 finnes diagram og resultater fra FEM-Design.)

Dimensjonerende lastvirkning:

Egenvekt takkonstruksjon:

$$g_t := 0.82 \frac{kN}{m^2}$$

Snølast på tak:

$$q_s := 2.8 \frac{kN}{m^2}$$

Areal som belaster søyle:

$$b := 7.5 \text{ m}$$

$$l := \frac{12.5 \text{ m}}{2} = 6.25 \text{ m}$$

$$A := b \cdot l = 47 \text{ m}^2$$

Vindlast:

$$q_v := 1.15 \frac{kN}{m^2}$$

$$h := 3 \text{ m}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

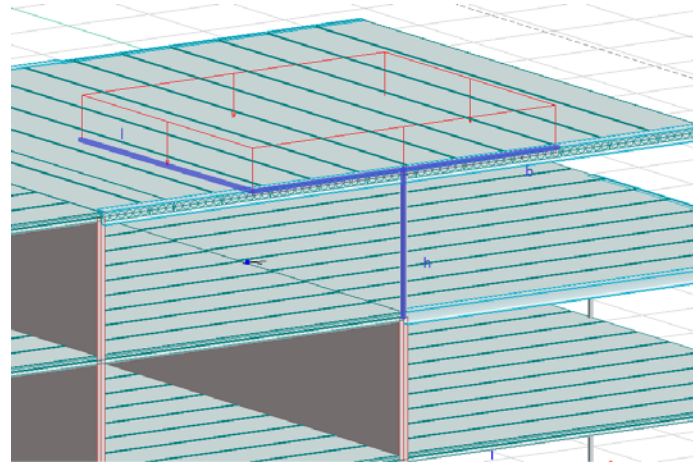
$$B1: \quad N_{E.d.1} := 1.35 \cdot g_t \cdot A + 1.05 \cdot q_s \cdot A = 189.703 \text{ kN}$$

$$B2: \quad N_{E.d.2} := 1.2 \cdot g_t \cdot A + 1.5 \cdot q_s \cdot A = 243 \text{ kN}$$

$$\text{--->:} \quad N_{Ed} := N_{E.d.2}$$

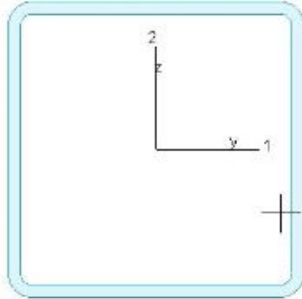
Momentlast fra vind:

$$M_{Ed} := q_v \cdot b \cdot \frac{h^2}{8} = 9.703 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



S 355

E	=	210000	N/mm ²		
G	=	80769	N/mm ²		
Y _{M2,ult}	=	1.05		Y _{M2,accrseis}	= 1.00
Y _{M1,ult}	=	1.05		Y _{M1,accrseis}	= 1.00
Y _{M2,ult}	=	1.25		Y _{M2,accrseis}	= 1.00

KKR 120x120x5

A	=	2236	mm ²	f _y	=	355	N/mm ²
I _y	=	4.855e+08	mm ⁴	ε	=	0.81	
I _z	=	4.855e+08	mm ⁴	λ _y	=	76.40	
I ₁	=	4.855e+08	mm ⁴				
I ₂	=	4.855e+08	mm ⁴				
W _{p1,1}	=	9.545e+04	mm ³				
W _{p1,2}	=	9.545e+04	mm ³				
W _{p1,min,1}	=	8.091e+04	mm ³				
W _{p1,min,2}	=	8.091e+04	mm ³				
l ₁	=	47	mm				
l ₂	=	47	mm				
l ₁	=	7.804e+08	mm ⁴				
l _w	=	9.096e+08	mm ⁶				

$$A := 1836 \text{ mm}^2$$

$$L_k := 3 \text{ m}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y := 4.855 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := I_y = (4.855 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_m := 1.05$$

$$G := 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_f := 5 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.49 \quad (\text{kurve c})$$

$$w_{el} := 8.091 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$w_{pl} := 9.545 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

Knekking om sterk akse: (Symmertri -> akser like sterk)

$$N_{cr,y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = (1.118 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{R,k} := f_y \cdot A = (6.518 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{N_{R,k}}{N_{cr,y}}} = 0.764$$

Reduksjonsfaktor:

$$\Phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.93$$

$$\chi_y := \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2})} = 0.685$$

$$\chi_y < 1 \rightarrow ?$$

$$N_{b,y,Rd} := \chi_y \cdot \frac{N_{R,k}}{\gamma_m} = 425.249 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$N_{Ed} = 243 \text{ kN}$$

$$m := \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = 0.571 \quad \text{--> OK}$$

Momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd.pl}} = 0.301 \quad M_{Rd.pl} := \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 32.271 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \psi := 0$$

$$C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 \quad (\text{Tabell B.3 i NS-EN 1993-1-1})$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b.y.Rd}} \right) = 0.757 \quad (\text{Tabell B.1 i NE-EN 1993-1-1})$$

Interaksjon for bi-aksial bøyning og aksialkraft: (NS-EN 1993-1-1)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.y.Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.pl}} = 0.799 < 1 \quad \text{--> OK}$$

Kontroll av tverrsnittkapasitet:

Plastisk kapasitet:

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_w := 5 \text{ mm}$$

Interaksjon kan neglisjeres dersom:

$$\frac{N_{Ed}}{0.25 \cdot N_{R.k}} = 1.491 < 1 \quad \text{og} \quad \frac{N_{Ed}}{h_w \cdot t_w \cdot f_d} = 1.307 < 1$$

$$h_w := 110 \text{ mm}$$

Redusert momentkapasitet:

$$b := 120 \text{ mm}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{N_{R.k}} = 0.373 \quad a_w := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_w}{A} = 0.346$$

$$M_{N.Rd} := M_{Rd.pl} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0.5 a_w} = 24.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd.pl}} = 0.301 \quad \text{--> OK}$$

Elastisk kapasitet:

$$\sigma := \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{w_{el}} = 252.278 \frac{N}{mm^2} \quad f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:

$$\frac{\sigma}{f_{yd}} = 0.746 \quad \text{--> OK}$$

4.1.1.4 Søyle F8

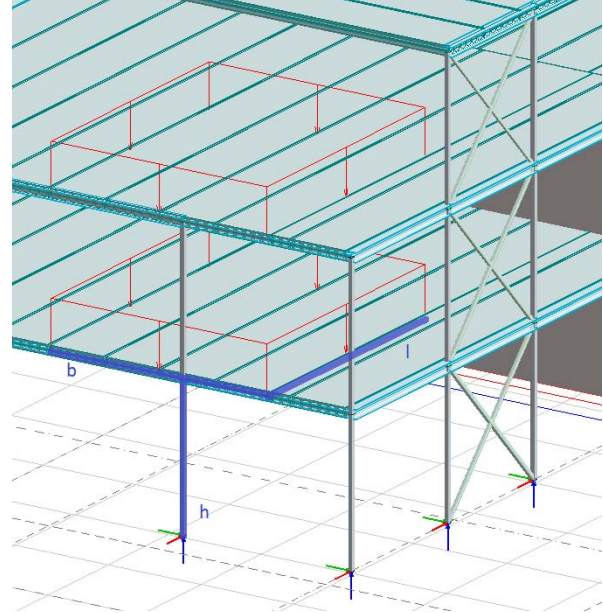
(I vedlegg 2.1.2 finnes diagram og resultater fra FEM-Design.)

Dimensjonerende lastvirkning:

Egenvekt etasjeskiller (HD265): $g_e := 5.64 \frac{kN}{m^2}$

Nyttelast på gulv: $q_g := 2 \frac{kN}{m^2}$

Nyttelast på balkong: $q_b := 4 \frac{kN}{m^2}$



Bjelke G10/H10: $b_1 := 5.7 \text{ m}$ Bjelke H10/I10: $b_2 := 3.6 \text{ m}$

Areal som belaster søyle: $b := \frac{b_1 + b_2}{2} = 4.65 \text{ m}$ $l := \frac{10.5 \text{ m}}{2} = 5.25 \text{ m}$

$$A := b \cdot l = 24 \text{ m}^2$$

Vindlast: $q_v := 1.15 \frac{kN}{m^2}$ $h := 3 \text{ m}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

B1: $N_{Ed.1} := 1.35 \cdot 2 g_e \cdot A + 1.05 \cdot q_b \cdot A + 0.9 \cdot q_g \cdot A = 518.23 \text{ kN}$

B2: $N_{Ed.2} := 1.2 \cdot 2 g_e \cdot A + 1.5 \cdot q_b \cdot A + 0.9 \cdot q_g \cdot A = 520.87 \text{ kN}$

--->: $N_{Ed} := N_{Ed.2}$

Momentlast fra vind:

Moment fra minsteeksentrisitet:

$e := 20 \text{ mm}$

$$M_{Ed.vind} := q_v \cdot b \cdot \frac{h^2}{8} = 6.02 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_{Ed.min} := N_{Ed} \cdot e = 10.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer momentet som oppstår ved 100% nyttelast på bjelke G10-H10 og 50% nyttelast på bjelke H10-I10:

Areal som belaster bjelker G10/H10: $A_1 := \frac{b_1}{2} \cdot l = 14.96 \text{ m}^2$

Areal som belaster bjelker H10/I10: $A_2 := \frac{b_2}{2} \cdot l = 9.45 \text{ m}^2$

100% G10-H10: $N_{Ed.100} := 1.2 g_e \cdot A_1 + 1.5 q_g \cdot A_1 = 146.15 \text{ kN}$

50% H10-I10: $N_{Ed.50} := 1.2 g_e \cdot A_2 + 1.5 q_g \cdot A_2 \cdot 0.5 = 78.13 \text{ kN}$

$$M_{Ed.100} := \frac{N_{Ed.100}}{2} \cdot 150 \text{ mm} = 10.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.50} := \frac{N_{Ed.50}}{2} \cdot 150 \text{ mm} = 5.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.diff} := M_{Ed.100} - M_{Ed.50} = 5.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Vi ser at det dimensjonerende momentet for kommer fra minsteeksentrisiteten:

$$M_{Ed} := M_{Ed.min}$$

C.0.1

Maximum of load combinations

S 306

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

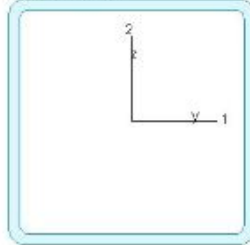
$$\gamma_{M1,ult} = 1.05$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25$$

$$\gamma_{M1,redste} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,redste} = 1.00$$

VKR 150x150x8.3



A	=	3578	mm ²	I _y	=	355	Nmm ²
I _y	=	1.225e+07	mm ⁴	ε	=	0.81	
I _z	=	1.223e+07	mm ⁴	λ _y	=	76.40	
I _y	=	1.223e+07	mm ⁴				
I _z	=	1.225e+07	mm ⁴				
W _{pl,y}	=	1.920e+05	mm ³				
W _{pl,z}	=	1.920e+05	mm ³				
W _{el,y,red}	=	1.631e+05	mm ³				
W _{el,z,red}	=	1.631e+05	mm ³				
i _y	=	58	mm				
i _z	=	58	mm				
f _y	=	355	N/mm ²				
f _w	=	5.191e+07	mm ⁶				

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Knekking om sterk akse: (Symmertri -> akser like sterk)

$$N_{cr,y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = (2.816 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{R,k} := f_y \cdot A = (1.271 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{N_{R,k}}{N_{cr,y}}} = 0.672$$

Reduksjonsfaktor:

$$\Phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 0.841$$

$$\chi_y := \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2})} = 0.742$$

$$\chi_y < 1 \rightarrow ?$$

$$N_{b,y,Rd} := \chi_y \cdot \frac{N_{R,k}}{\gamma_m} = 898.04 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$N_{Ed} = 520.865 \text{ kN}$$

$$m := \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = 0.58 \quad \text{--> OK}$$

$$A := 3579 \text{ mm}^2$$

$$L_k := 3 \text{ m}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_y := 1.223 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_z := I_y = (1.223 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_m := 1.05$$

$$G := 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_f := 6.3 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.49 \quad (\text{kurve c})$$

$$w_{el} := 1.631 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$w_{pl} := 1.920 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

Momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.16 \quad M_{Rd,pl} := \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 64.914 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \psi := 0$$

$$C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 \quad (\text{Tabell B.3 i NS-EN 1993-1-1})$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) = 0.74 \quad (\text{Tabell B.1 i NE-EN 1993-1-1})$$

Interaksjon for bi-aksial bøyning og aksialkraft: (NS-EN 1993-1-1)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.699 < 1 \quad \text{--> OK}$$

Kontroll av tverrsnittkapasitet:

Plastisk kapasitet:

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad t_w := 5 \text{ mm}$$

Interaksjon kan neglisjeres dersom:

$$\frac{N_{Ed}}{0.25 \cdot N_{R,k}} = 1.64 < 1 \quad \text{og} \quad \frac{N_{Ed}}{h_w \cdot t_w \cdot f_d} = 2.801 < 1$$

$$h_w := 110 \text{ mm}$$

Redusert momentkapasitet:

$$n := \frac{N_{Ed}}{N_{R,k}} = 0.41 \quad a_w := \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_w}{A} = 0.665 \quad b := 120 \text{ mm}$$

$$M_{N,Rd} := M_{Rd,pl} \cdot \frac{1-n}{1-0.5 a_w} = 57.369 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.16 \quad \text{--> OK}$$

Elastisk kapasitet:

$$\sigma := \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{w_{el}} = 209.404 \frac{N}{mm^2} \quad f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse:

$$\frac{\sigma}{f_{yd}} = 0.619 \quad \text{--> OK}$$

4.1.1.5 Søyle E8

(I vedlegg 2.1.5 finnes diagram og resultater fra FEM-Design.)

Dimensjonerende lastvirkning:

Egenvekt etasjeskiller (HD265):

Nyttelast på gulv:

Nyttelast på balkong

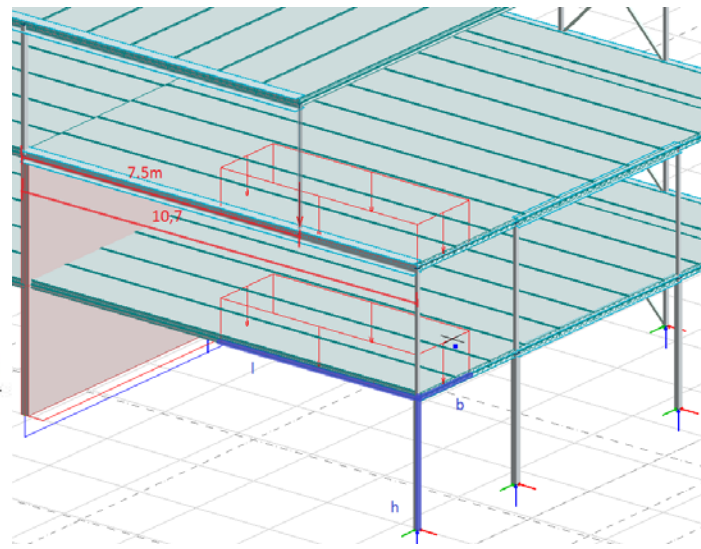
Last fra bjelke 6F-8F

$$g_e := 5.64 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_g := 2 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_b := 4 \frac{kN}{m^2}$$

$$Q_1 := \frac{110 \text{ kN}}{10.7} \cdot 7.5 = 77.103 \text{ kN} \quad (\text{last fra søyle 7F})$$



Areal som belaster søyle:

$$b := 1.8 \text{ m} \quad l := \frac{10.5 \text{ m}}{2} = 5.25 \text{ m}$$

$$A := b \cdot l = 9 \text{ m}^2$$

Vindlast:

$$q_v := 1.15 \frac{kN}{m^2} \quad h := 3 \text{ m}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$B1: \quad N_{E.d.1} := 1.35 \cdot 2 \cdot g_e \cdot A + 1.05 \cdot q_b \cdot A + 0.9 \cdot q_g \cdot A = 200.605 \text{ kN}$$

$$B2: \quad N_{E.d.2} := 1.2 \cdot 2 \cdot g_e \cdot A + 1.5 \cdot q_b \cdot A + 0.9 \cdot q_g \cdot A = 201.625 \text{ kN}$$

$$\text{--->:} \quad N_{Ed} := N_{E.d.2} + Q_1 = 278.728 \text{ kN}$$

Momentlast fra vind:

$$M_{Ed.1} := q_v \cdot l \cdot \frac{h^2}{8} = 6.792 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment fra minsteeksentrisitet:

$$e := 20 \text{ mm}$$

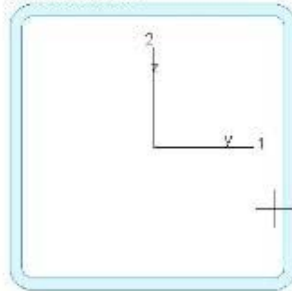
$$M_{Ed.2} := N_{Ed} \cdot e = 5.575 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Superponerer de to tilfellene:

$$M_{Ed} := M_{Ed.1} + M_{Ed.2} = 12.367 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

S 355

E	=	210000	N/mm^2		
G	=	80769	N/mm^2		
$\gamma_{M0,lt}$	=	1.05		$\gamma_{M0,ocb,cs}$	= 1.00
$\gamma_{M1,lt}$	=	1.05		$\gamma_{M1,ocb,cs}$	= 1.00
$\gamma_{M2,lt}$	=	1.25		$\gamma_{M2,ocb,cs}$	= 1.00

KKR 120x120x5

A	=	2236	mm^2	f_y	=	355	N/mm^2
I_y	=	4.855e+06	mm^4	ϵ	=	0.81	
I_z	=	4.855e+06	mm^4	λ_y	=	76.40	
I_{y1}	=	4.855e+06	mm^4				
I_{y2}	=	4.855e+06	mm^4				
W_{pl1}	=	9.545e+04	mm^3				
W_{pl2}	=	9.545e+04	mm^3				
$W_{elms,1}$	=	8.091e+04	mm^3				
$W_{elms,2}$	=	8.091e+04	mm^3				
i_{y1}	=	47	mm				
i_{y2}	=	47	mm				
i_z	=	7.304e+06	mm^4				
I_z	=	9.098e+06	mm^4				

$$A := 2236 \text{ mm}^2$$

$$L_k := 3 \text{ m}$$

$$E := 210000 \frac{N}{mm^2}$$

$$I_y := 4.855 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := I_y = (4.855 \cdot 10^6) \text{ mm}^4$$

$$f_y := 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$\gamma_m := 1.05$$

$$G := 80769 \frac{N}{mm^2}$$

$$t_f := 6.3 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.49 \quad (\text{kurve c})$$

$$w_{el} := 8.091 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

$$w_{pl} := 9.545 \cdot 10^4 \text{ mm}^3$$

Knekking om sterk akse: (Symmetri -> akser like sterk)

$$N_{cr,y} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_k^2} = (1.118 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$N_{R,k} := f_y \cdot A = (7.938 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\lambda_y := \sqrt{\frac{N_{R,k}}{N_{cr,y}}} = 0.843$$

Reduksjonsfaktor:

$$\Phi := 0.5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_y - 0.2) + \lambda_y^2) = 1.012$$

$$\chi_y := \frac{1}{(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda_y^2})} = 0.635$$

$\chi_y < 1 \rightarrow ?$

$$N_{b,y,Rd} := \chi_y \cdot \frac{N_{R,k}}{\gamma_m} = 480.389 \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$N_{Ed} = 278.728 \text{ kN}$$

$$m := \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} = 0.58 \quad \text{--> OK}$$

Momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.383 \quad M_{Rd,pl} := \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 32.271 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \psi := 0$$

$$C_{my} := 0.6 + 0.4 \cdot \psi = 0.6 \quad (\text{Tabell B.3 i NS-EN 1993-1-1})$$

$$k_{yy} := C_{my} \cdot \left(1 + 0.6 \lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \right) = 0.776 \quad (\text{Tabell B.1 i NE-EN 1993-1-1})$$

Interaksjon for bi-aksial bøyning og aksialkraft: (NS-EN 1993-1-1)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.878 < 1 \quad \text{--> OK}$$

Kontroll av tverrsnittkapasitet:

Plastisk kapasitet:

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$t_w := 5 \text{ mm}$$

Interaksjon kan neglisjeres dersom:

$$\frac{N_{Ed}}{0.25 \cdot N_{R,k}} = 1.405 < 1 \quad \text{og} \quad \frac{N_{Ed}}{h_w \cdot t_w \cdot f_d} = 1.499 < 1$$

$$h_w := 110 \text{ mm}$$

Redusert momentkapasitet:

$$b := 120 \text{ mm}$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{N_{R,k}} = 0.351 \quad a_w := \frac{A - 2 b \cdot t_w}{A} = 0.463$$

$$M_{N,Rd} := M_{Rd,pl} \cdot \frac{1 - n}{1 - 0.5 a_w} = 27.253 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed}}{M_{Rd,pl}} = 0.383 \quad \text{--> OK}$$

Elastisk kapasitet:

$$\sigma := \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{w_{el}} = 277.5 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_y}{\gamma_m} = 338.095 \frac{N}{mm^2}$$

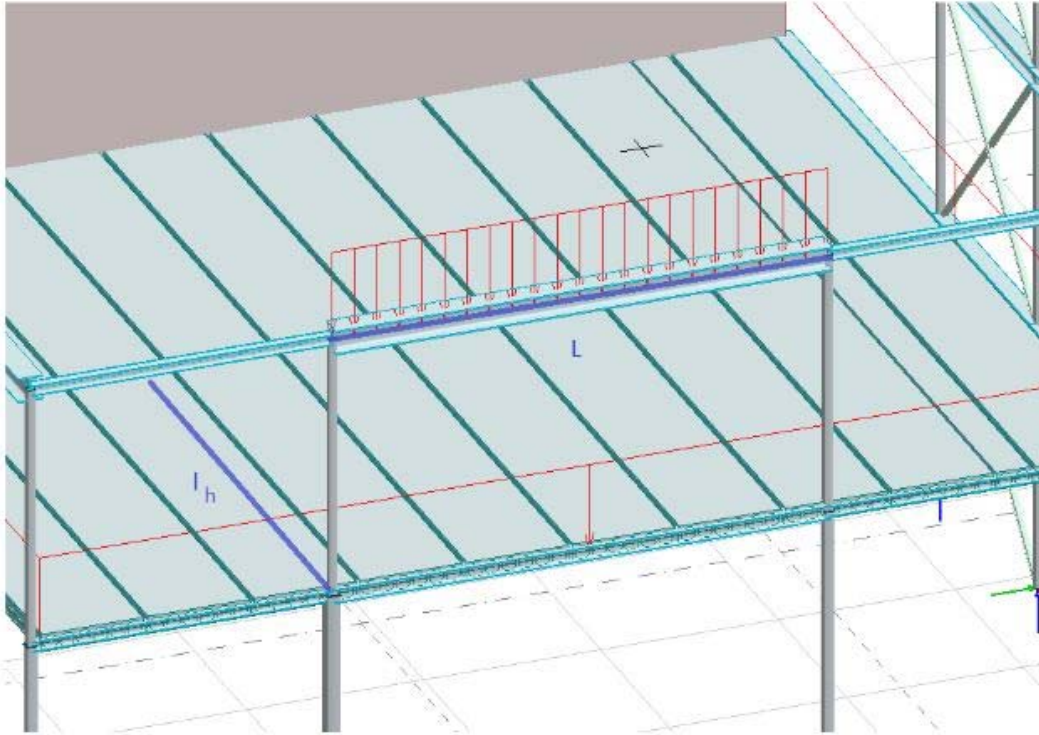
Utnyttelse:

$$\frac{\sigma}{f_{yd}} = 0.821 \quad \text{--> OK}$$

4.1.2 Stålbjelker

4.1.2.1 Bjelke F8

(I vedlegg 2.2.2 finnes diagram og resultater fra FEM-Design.)



Dimensjonerende lastvirkning:

Egenvekt hulldekker: $g_e := 5.64 \frac{kN}{m^2}$ Lengde av hulldekket som belaster bjelke: $l_h := 5.35 \text{ m}$

Nyttelast på balkong: $q_b := 4 \frac{kN}{m^2}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand: (Jevnt fordelt på bjelke)

B1: $q_{dim1} := 1.2 \cdot g_e \cdot l_h + 1.5 \cdot q_b \cdot l_h = 68.309 \frac{kN}{m}$

B2: $q_{dim2} := 1.35 \cdot g_e \cdot l_h + 1.05 \cdot q_b \cdot l_h = 63.205 \frac{kN}{m}$

$q_{dim} := q_{dim1}$

Lengde på bjelke: $L := 5.7 \text{ m}$

$$M_{Ed} := q_{dim} \cdot L^2 \cdot \frac{1}{8} = 277.419 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2,ut} = 1.05$$

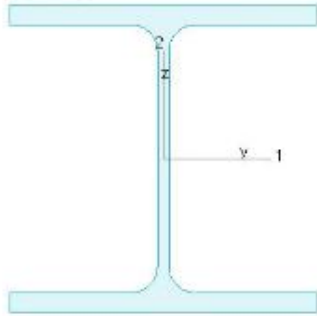
$$\gamma_{M1,ut} = 1.05$$

$$\gamma_{M2,ut} = 1.25$$

$$\gamma_{M0,scdsels} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,scdsels} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,scdsels} = 1.00$$

HE-B 280

A	=	13136	mm ²	f_y	=	355	N/mm ²
I_y	=	1.927e+08	mm ⁴	ϵ	=	0.81	
I_z	=	6.595e+07	mm ⁴	λ_1	=	76.40	
I_t	=	1.927e+08	mm ⁴				
I_2	=	6.595e+07	mm ⁴				
$W_{pl,y}$	=	1.534e+05	mm ³				
$W_{pl,z}$	=	7.177e+05	mm ³				
$W_{el,pl,y}$	=	1.376e+08	mm ²				
$W_{el,pl,z}$	=	4.710e+05	mm ²				
i_1	=	121	mm				
i_2	=	71	mm				
i_t	=	1.453e+08	mm ⁴				
i_w	=	1.107e+12	mm ⁶				

$$A := 13136 \text{ mm}^2$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G := 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_t := 1.453 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := 6.595 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_w := 1.107 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$I_y := 1.927 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_m := 1.05$$

$$k_z := 1$$

$$k_w := 1 \quad k_y := 1$$

Vipping:

Torsjonsparameteren:

$$k_{wt} := \frac{\pi}{k_w \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}} = 0.776$$

Lastangreppunktets koordinat relativ til skjærsenteret:

$$z_g := 140 \text{ mm}$$

$$\zeta_g := \frac{\pi \cdot z_g}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0.838$$

Relativ mono-symmetrisk parameter:

$$z_j := 0 \text{ mm}$$

$$\zeta_j := \frac{\pi \cdot z_j}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

Relative dimensjonsløse kritiske moment:

Faktorer for bjelker med jevnt fordelt last:

$$C_1 := 1.12 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

$$\mu_{cr} := \frac{C_1}{k_z} \left(\sqrt{1 + k_{wt}^2 + (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j)^2} \right) - (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j) = 1.096$$

$$M_{0,cr} := \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z} = 702.663 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kritisk moment:

$$M_{cr} := M_{0,cr} \cdot \mu_{cr} = 770.266 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Formfeilsfaktor:

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{y,el}}{M_{cr}}} = 0.796$$

$$W_{y,el} := 1.376 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

(Verdier fra Larsens bok)

$$\beta := 0.75 \quad \lambda_{LT,0} := 0.4$$

Valg av formfeilsfaktor
(Valset I-profil):

$h/b < 2 \rightarrow$

$$\alpha_{LT,b} := 0.34$$

$h/b > 2 \rightarrow$

$$\alpha_{LT,c} := 0.49$$

$$\Phi_{LT,1} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT,c} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 0.835$$

$$\Phi_{LT,2} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT,c} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) = 0.963$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT,1} + \sqrt{\Phi_{LT,1}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.921$$

$$\chi_{LT} > 1 \quad \rightarrow$$

Modifisering av reduksjonsfaktor:

Korreksjonsfaktor for jevnt
fordelt belastning:

$$k_c := 0.94$$

$$f := 1 - 0.5 \left(1 - k_c \right) \left(1 - 2.0 \left(\lambda_{LT} - 0.8^2 \right) \right) = 0.979 \quad f := 1$$

$$\chi_{LT,mod} := \frac{\chi_{LT}}{f} = 0.921$$

$$w_{pl} := 1.534 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Momenkapasitet:

$$M_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 518.638 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} := \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 477.674 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

(Egentlig ingen fare for vipping i dette tilfellet.)

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.581 \quad \text{OK}$$

Nedbøying:

$$\omega := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_e + q_b) \cdot L^5}{E \cdot I_y} = 18.663 \text{ mm}$$

$$\omega_{max} := \frac{L}{250} = 22.8 \text{ mm} \quad \text{Utnyttelse: } \frac{\omega}{\omega_{max}} = 0.819 \quad \text{OK}$$

Tverrsnittkapasitet:

$$\sigma := \frac{M_{Ed}}{w_{pl}} = 180.847 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{\sigma}{f_y} = 0.509 \quad \text{OK}$$

Skjærkapasitet:

$$H := 260 \text{ mm} \quad t_f := 17.5 \text{ mm} \quad h_w := H - 2 \cdot t_f = 225 \text{ mm}$$

$$t_w := 10 \text{ mm}$$

$$A_v := h_w \cdot t_w = (2.25 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

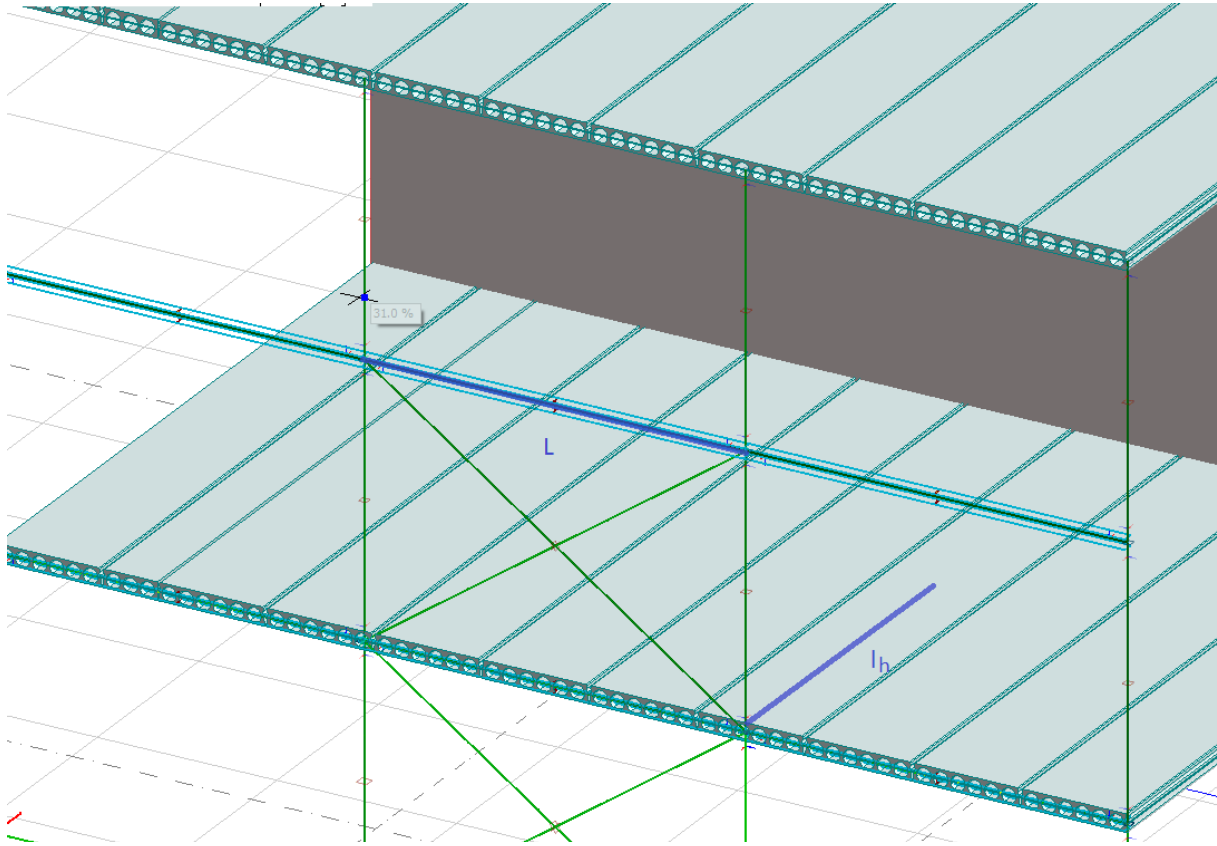
$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \cdot \sqrt{3}} = 439.199 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := \frac{q_{dim} \cdot L}{2} = 194.68 \text{ kN}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.443 \quad \text{OK}$$

4.1.2.2 Bjelke F2

(I vedlegg 2.2.1 finnes diagram og resultater fra FEM-Design.)



Dimensjonerende lastvirkning:

Egenvekt hulldekker:	$g_e := 4.44 \frac{kN}{m^2}$	Lengde av hulldekket som belaster bjelke:	$l_h := 3.75 \text{ m}$
Nyttelast på balkong:	$q_b := 2 \frac{kN}{m^2}$		

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand: (Jevnt fordelt på bjelke)

B1: $q_{dim1} := 1.2 \cdot g_e \cdot l_h + 1.5 \cdot q_b \cdot l_h = 31.23 \frac{kN}{m}$

B2: $q_{dim2} := 1.35 \cdot g_e \cdot l_h + 1.05 \cdot q_b \cdot l_h = 30.353 \frac{kN}{m}$

$$q_{dim} := q_{dim1}$$

Lengde på bjelke: $L := 4.25 \text{ m}$

$$M_{Ed} := q_{dim} \cdot L^2 \cdot \frac{1}{8} = 70.511 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$Y_{M0,ut} = 1.05$$

$$Y_{M1,ut} = 1.05$$

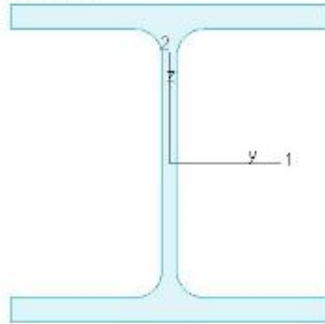
$$Y_{M2,ut} = 1.25$$

$$Y_{M0,accl,se} = 1.00$$

$$Y_{M1,accl,se} = 1.00$$

$$Y_{M2,accl,se} = 1.00$$

HE-B 180



$$A = 8525 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 3.831e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 1.363e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_t = 3.831e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 1.363e+07 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 4.315e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 2.311e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 4.257e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 1.514e+05 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 77 \text{ mm}$$

$$i_2 = 46 \text{ mm}$$

$$I_w = 4.226e+05 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 9.173e+10 \text{ mm}^6$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\lambda_1 = 76.40$$

$$A := 6525 \text{ mm}^2$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G := 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_t := 4.224 \cdot 10^5 \text{ mm}^4$$

$$I_z := 1.363 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_w := 9.173 \cdot 10^{10} \text{ mm}^6$$

$$I_y := 3.831 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_m := 1.05$$

Vipping:

Torsjonsparameteren:

$$k_{wt} := \frac{\pi}{k_w \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}} = 0.555$$

$$k_z := 1 \quad k_w := 1 \quad k_y := 1$$

Lastangrepspunktets koordinat relativ til skjærsenteret:

$$z_g := 90 \text{ mm}$$

$$\zeta_g := \frac{\pi \cdot z_g}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0.609$$

Relativ mono-symmetrisk parameter:

$$z_j := 0 \text{ mm}$$

$$\zeta_j := \frac{\pi \cdot z_j}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

Relative dimensjonsløse kritiske moment:

Faktorer for bjelker med jevnt fordelt last:

$$C_1 := 1.12 \quad C_2 := 0.46 \quad C_3 := 0.53$$

$$\mu_{cr} := \frac{C_1}{k_z} \left(\sqrt{1 + k_{wt}^2 + (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j)^2} \right) - (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j) = 1.039$$

$$M_{0,cr} := \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z} = 230.995 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kritisk moment:

$$M_{cr} := M_{0,cr} \cdot \mu_{cr} = 239.951 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Formfeilsfaktor:

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{y,el}}{M_{cr}}} = 0.794$$

$$W_{y,el} := 4.257 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

(Verdier fra Larsens bok)

$$\beta := 0.75 \quad \lambda_{LT,0} := 0.4$$

Valg av formfeilsfaktor

(Valset I-profil):

$h/b < 2 \rightarrow$

$$\alpha_{LT,b} := 0.34$$

$h/b > 2 \rightarrow$

$$\alpha_{LT,c} := 0.49$$

$$\Phi_{LT,1} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT,c} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 0.833$$

$$\Phi_{LT,2} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT,c} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) = 0.96$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT,1} + \sqrt{\Phi_{LT,1}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.922$$

$$\chi_{LT} > 1 \quad \rightarrow$$

Modifisering av reduksjonsfaktor:

Korreksjonsfaktor for jevnt
fordelt belastning:

$$k_c := 0.94$$

$$f := 1 - 0.5 \left(1 - k_c \right) \left(1 - 2.0 \left(\lambda_{LT} - 0.8^2 \right) \right) = 0.979 \quad f := 1$$

$$\chi_{LT,mod} := \frac{\chi_{LT}}{f} = 0.922$$

$$w_{pl} := 4.815 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

Momenkapasitet:

$$M_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 162.793 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} := \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 150.113 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.47$$

OK

(Egentlig ingen fare for vipping i dette tilfellet.)

Nedbøying:

$$\omega := \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_e + q_b) \cdot L^5}{E \cdot I_y} = 14.452 \text{ mm}$$

$$\omega_{max} := \frac{L}{250} = 17 \text{ mm} \quad \text{Utnyttelse: } \frac{\omega}{\omega_{max}} = 0.85$$

OK

Tverrsnittkapasitet:

$$\sigma := \frac{M_{Ed}}{w_{pl}} = 146.441 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{\sigma}{f_y} = 0.413$$

OK

Skjærkapasitet:

$$H := 180 \text{ mm} \quad t_f := 14 \text{ mm} \quad h_w := H - 2 \cdot t_f = 152 \text{ mm}$$

$$t_w := 8.5 \text{ mm}$$

$$A_v := h_w \cdot t_w = (1.292 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \cdot \sqrt{3}} = 252.198 \text{ kN}$$

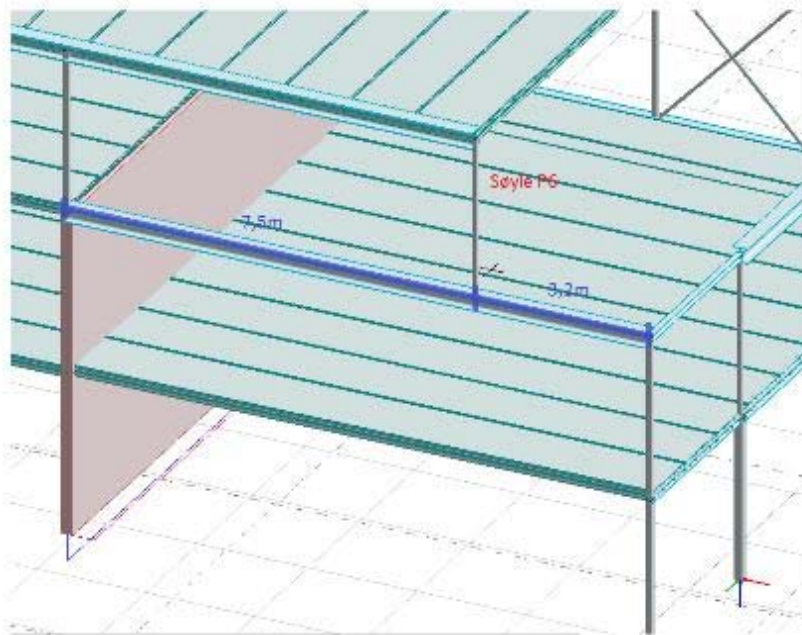
$$V_{Ed} := \frac{q_{dim} \cdot L}{2} = 66.364 \text{ kN}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.263$$

OK

4.1.2.3 Bjelke E5-E8

(I vedlegg 2.2.3 finnes diagram og resultater fra FEM-Design.)



Dimensjonerende lastvirkning:

Last fra søyle F6:

Egenvekt takkonstruksjon: $g_t := 0.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snølast: $q_s := 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Areal som belaster søyle:

$$b := 3.75 \text{ m} \quad l := 6.3 \text{ m} \quad A := b \cdot l = 23.625 \text{ m}^2$$

Dimensjonerende punktlast i bruddgrensetilstand:

$$\text{B1:} \quad P_{dim1} := 1.2 \cdot g_t \cdot A + 1.5 \cdot q_s \cdot A = 122.472 \text{ kN}$$

$$\text{B2:} \quad P_{dim2} := 1.35 \cdot g_t \cdot A + 1.05 \cdot q_s \cdot A = 95.61 \text{ kN}$$

Dimensjonerende punktlast i bruksgrensetilstand:

$$P_{bruks} := 1.0 \cdot g_t \cdot A + 1.0 \cdot q_s \cdot A = 85.523 \text{ kN}$$

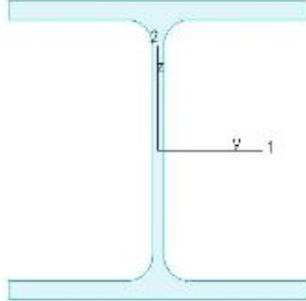
$$P_{dim} := P_{dim1}$$

$$\text{Lengde på bjelke:} \quad L := 10.7 \text{ m} \quad L_1 := 7.5 \text{ m} \quad L_2 := 3.2 \text{ m}$$

$$\text{Dimensjonerende moment:} \quad M_{Ed} := \frac{P_{dim} \cdot L_1 \cdot L_2}{L} = 274.704 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

S 355

$$\begin{aligned}
 E &= 210000 \text{ N/mm}^2 \\
 G &= 80769 \text{ N/mm}^2 \\
 \gamma_{w,ut} &= 1.05 & \gamma_{M2,redes} &= 1.00 \\
 \gamma_{w,ut} &= 1.05 & \gamma_{M1,redes} &= 1.00 \\
 \gamma_{z,ut} &= 1.25 & \gamma_{M2,redes} &= 1.00
 \end{aligned}$$

HE-B 280

$$\begin{aligned}
 A &= 13136 \text{ mm}^2 & f_y &= 355 \text{ N/mm}^2 \\
 I_y &= 1.927e+08 \text{ mm}^4 & \epsilon &= 0.81 \\
 I_z &= 6.595e+07 \text{ mm}^4 & h_1 &= 76.40 \\
 I_1 &= 1.927e+08 \text{ mm}^4 \\
 I_2 &= 6.595e+07 \text{ mm}^4 \\
 W_{pl,y} &= 1.534e+06 \text{ mm}^3 \\
 W_{pl,z} &= 7.177e+05 \text{ mm}^3 \\
 W_{pl,min,y} &= 1.276e+06 \text{ mm}^3 \\
 W_{pl,min,z} &= 4.710e+05 \text{ mm}^3 \\
 l_1 &= 121 \text{ mm} \\
 l_2 &= 71 \text{ mm} \\
 l_1 &= 1.453e+06 \text{ mm}^4 \\
 l_w &= 1.107e+12 \text{ mm}^6
 \end{aligned}$$

$$A := 13136 \text{ mm}^2$$

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$G := 80769 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_t := 1.453 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_z := 6.595 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$I_w := 1.107 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$I_y := 1.927 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$\gamma_m := 1.05$$

Vipping:

Torsjonsparameteren:

$$k_{wt} := \frac{\pi}{k_w \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_w}{G \cdot I_t}} = 0.413$$

$$k_z := 1 \quad k_w := 1 \quad k_y := 1$$

Lastangrepspunktets koordinat relativ til skjærsenteret:

$$\zeta_g := \frac{\pi \cdot z_g}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0.447$$

$$z_g := 140 \text{ mm}$$

Relativ mono-symmetrisk parameter:

$$\zeta_j := \frac{\pi \cdot z_j}{k_z \cdot L} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_t}} = 0$$

$$z_j := 0 \text{ mm}$$

Relative dimensjonsløse kritiske moment:

Faktorer for bjelker med punktlast:

$$C_1 := 1.35 \quad C_2 := 0.55 \quad C_3 := 0.41$$

$$\mu_{cr} := \frac{C_1}{k_z} \left(\sqrt{1 + k_{wt}^2 + (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j)^2} \right) - (C_2 \cdot \zeta_g - C_3 \cdot \zeta_j) = 1.252$$

$$M_{0,cr} := \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z} = 374.316 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kritisk moment:

$$M_{cr} := M_{0,cr} \cdot \mu_{cr} = 468.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Formfeilsfaktor:

$$\lambda_{LT} := \sqrt{\frac{f_y \cdot W_{y,el}}{M_{cr}}} = 1.021$$

$$W_{y,el} := 1.376 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

(Verdier fra Larsens bok)

$$\beta := 0.75 \quad \lambda_{LT,0} := 0.4$$

Valg av formfeilsfaktor
(Valset I-profil):

$h/b < 2 \rightarrow$

$$\alpha_{LT,b} := 0.34$$

$h/b > 2 \rightarrow$

$$\alpha_{LT,c} := 0.49$$

$$\Phi_{LT,1} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT,c} \cdot (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda_{LT}^2 \right) = 1.043$$

$$\Phi_{LT,2} := 0.5 \left(1 + \alpha_{LT,c} \cdot (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda_{LT}^2 \right) = 1.222$$

$$\chi_{LT} := \frac{1}{\Phi_{LT,1} + \sqrt{\Phi_{LT,1}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0.796$$

$$\chi_{LT} > 1 \quad \rightarrow$$

Modifisering av reduksjonsfaktor:

Korreksjonsfaktor for punktlast

$$f := 1 - 0.5 \left(1 - k_c \right) \left(1 - 2.0 \left(\lambda_{LT} - 0.8^2 \right) \right) = 0.983 \quad f := 1$$

$$k_c := 0.86$$

$$\chi_{LT,mod} := \frac{\chi_{LT}}{f} = 0.796$$

$$w_{pl} := 1.534 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Momenkapasitet:

$$M_{Rd} := \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 518.638 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{b,Rd} := \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_m} \cdot w_{pl} = 412.847 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = 0.665 \quad \text{OK}$$

Nedbøying:

$$\omega := \frac{P_{bruks}}{3} \cdot \frac{L_1^2 \cdot L_2^2}{E \cdot I_y \cdot L} = 37.922 \text{ mm}$$

$$\omega_{max} := \frac{L}{250} = 42.8 \text{ mm} \quad \text{Utnyttelse: } \frac{\omega}{\omega_{max}} = 0.886 \quad \text{OK}$$

Tverrsnittkapasitet:

$$\sigma := \frac{M_{Ed}}{w_{pl}} = 179.077 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_y = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{\sigma}{f_y} = 0.504 \quad \text{OK}$$

Skjærkapasitet:

$$H := 280 \text{ mm} \quad t_f := 18 \text{ mm} \quad h_w := H - 2 \cdot t_f = 244 \text{ mm}$$

$$t_w := 10.5 \text{ mm}$$

$$A_v := h_w \cdot t_w = (2.562 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} := \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \cdot \sqrt{3}} = 500.101 \text{ kN}$$

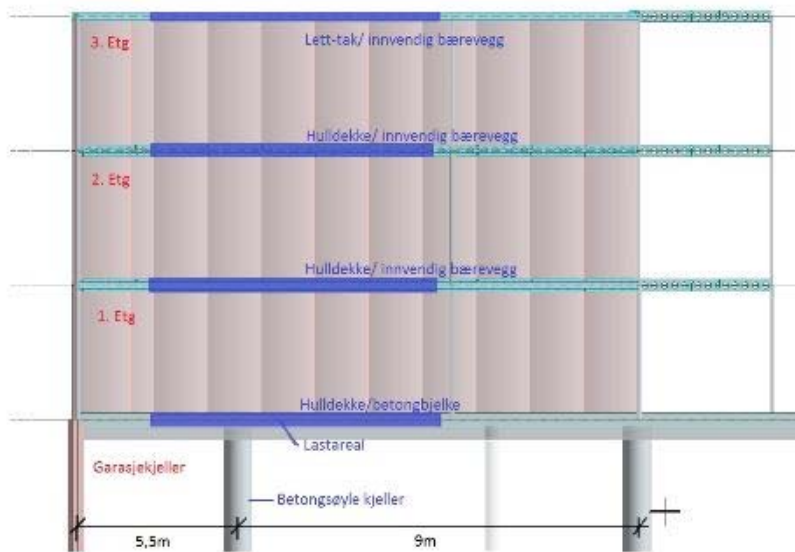
$$V_{Ed} := \frac{P_{dim}}{L_2} L_1 = 287.044 \text{ kN}$$

$$\text{Utnyttelse: } \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = 0.574 \quad \text{OK}$$

4.1.3 Betongsøyler

4.1.3.1 Søyلة F3

(I vedlegg 2.3.1 finnes diagram og resultater fra FEM-Design.)



Egenvekter:

$$\text{DLB-Bjelker: } g_b := 5.28 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Etasjeskiller: (HD200) } g_e := 4.44 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

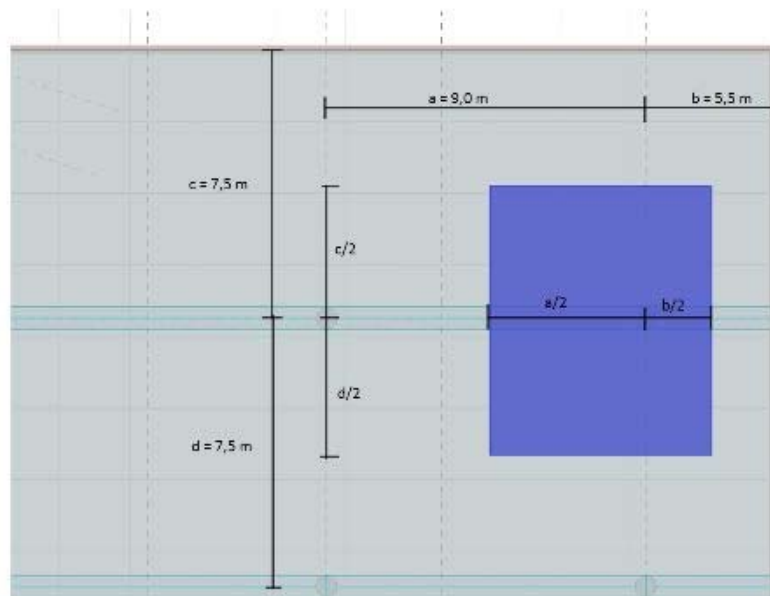
$$\text{Bærevegg: } g_v := 14.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Lett-tak: } g_t := 0.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Nyttelast gulv: } q_g := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snølast: } q_s := 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Betongsøyلة i kjeller. Søylen bærer laster fra DLB-bjelke og hulldekke over kjeller, 1. og 2. etg, prefabrikkert bærevegg i 1., 2. og 3. etg, samt lett-taket.



Dimensjoner:

$$\text{Lengde bjelke a: } a := 9 \text{ m}$$

$$\text{Lengde bjelke b: } b := 5.5 \text{ m}$$

$$\text{Hulldekker c: } c := 7.5 \text{ m}$$

$$\text{Hulldekker d: } d := 7.5 \text{ m}$$

Lastareal:

$$A := \left(\frac{a}{2} + \frac{b}{2} \right) \cdot \left(\frac{c}{2} + \frac{d}{2} \right) = 54 \text{ m}^2$$

Etasjereduksjonfaktor:

$$n := 3$$

$$\alpha_n := \frac{(2 + (n - 2) \cdot 0.7)}{n} = 0.9$$

Lastareal på betongsøyلة fra dekket over garasjekkeller. DLB-bjelker regnes som fritt opplagret, og vi regner halv lengde av bjelker til hver side for søylen. Prefabrikkerte bærevegger i 1., 2. og 3. etasje regnes som "høye bjelker". Vi bruker derfor samme lastareal for alle etasjer.

Laster fra dekket over garasjekjeller:

DLB-bjelker:

$$g_{b.kjeller} := g_b \cdot \left(\frac{a}{2} + \frac{b}{2} \right) = 38.28 \text{ kN}$$

Etasjeskiller:

$$g_{e.kjeller} := g_e \cdot A = 241.425 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$q_{g.kjeller} := q_g \cdot A \cdot \alpha_n = 97.9 \text{ kN}$$

Laster fra dekket over 3. etasje:

Prefabrikerte bærevegger:

$$g_{v.etg} := g_v \cdot \left(\frac{a}{2} + \frac{b}{2} \right) = 104.4 \text{ kN}$$

Lett-tak:

$$g_{t.etg} := g_t \cdot A = 46.219 \text{ kN}$$

Snølast:

$$q_{s.tak} := q_s \cdot A = 152.25 \text{ kN}$$

Total belastning:

Egenlast:

$$g_{tot} := g_{b.kjeller} + g_{e.kjeller} + 3 \cdot g_{v.etg} + 2 \cdot g_{t.etg} + g_{t.etg} = 1122 \text{ kN}$$

Nyttelast:

$$q_{tot} := q_{g.etg} \cdot 3 = 293.625 \text{ kN}$$

Snølast:

$$q_{s.tot} := q_{s.tak} = 152.25 \text{ kN}$$

Laster fra dekket over 1. og 2. etasje:

Prefabrikerte bærevegger:

$$g_{v.etg} := g_v \cdot \left(\frac{a}{2} + \frac{b}{2} \right) = 104.4 \text{ kN}$$

Etasjeskiller:

$$g_{e.etg} := g_{e.kjeller} = 241.425 \text{ kN}$$

Nyttelast:

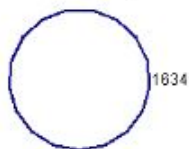
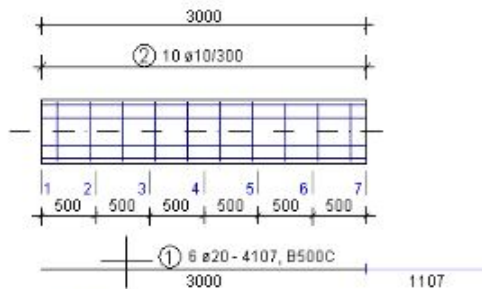
$$q_{g.etg} := q_{g.kjeller} = 97.875 \text{ kN}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstand:

$$B1: N_{Ed,1} := 1.35 \cdot g_{tot} + 1.05 \cdot q_{tot} + 0.9 \cdot q_{s,tot} = 1960 \text{ kN}$$

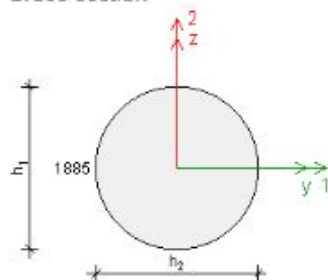
$$B2: N_{Ed,2} := 1.2 \cdot g_{tot} + 1.5 \cdot q_{tot} + 0.9 \cdot q_{s,tot} = 1923.8 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed,1}$$



②
10 ø10 - 1634
B500C

Cross-section



$$\begin{aligned} h_1 &= 800 \text{ mm} \\ h_2 &= 800 \text{ mm} \\ A_c &= 282743 \text{ mm}^2 \\ I_{ey} &= 6361725260 \text{ mm}^4 \\ I_{ex} &= 6361725260 \text{ mm}^4 \\ I_{o1} &= 6361725260 \text{ mm}^4 \\ I_{o2} &= 6361725260 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Kapasitet av søyleverrsnitt

Materialer: Betong B35
Armering B500C

$$r := 300 \text{ mm} \quad \phi := 25 \text{ mm}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_c := 1.5 \quad \alpha_{cc} := 0.85$$

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_s := 1.15$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Betongverrsnitt:

$$A_c := \pi \cdot r^2 = 282743.3 \text{ mm}^2$$

Armeringstverrsnitt:

$$A_s := 6 \cdot \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = (2.945 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

Slankhetsgrense:

$$A_\varphi := \frac{1.25}{1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef}} = 0.962$$

$$\lambda_{n,lim} := 13 (2 - 0) A_\varphi = 25$$

Effektivt kryptall: $\varphi_{ef} := 1.5$ (Se vedlegg for utregning av kryptall)

Forhold mellom stavendemoment: $r_m := 0$

(Figur)?

Beregning av slankhet:

$$E_s := 200000 \quad E_c := 34000 \quad h := 0.6 \quad l := 3$$

Geometrisk slankhet:

$$\lambda := \frac{l}{i} = 17.32$$

Treghetsradius:

$$i := \frac{h}{\sqrt{12}} = 0.17$$

Mekanisk armeringsforhold:

$$\omega := \frac{f_{yd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.23$$

$$k_a := 1.92$$

$$n_{Ed} := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot \pi \cdot r^2} = 0.2$$

Normalisert slankhet:

$$\lambda_n := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n_{Ed}}{1 + 2 k_a \cdot \omega}} = 5.63$$

$\lambda_n > \lambda_{n,lim} \Rightarrow$ Vi kan dimensjonere søyla som kort.

Aksialkraftkapasitet:

$$N_{Rd} := f_{cd} \cdot (A_c - A_s) + f_{yd} \cdot A_s = (6.83 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := N_{Ed,1} = (1.96 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Utnyttelse:

$$v := \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0.29$$

Kontroll av minimumsarmering:

$$A_{smin1} := 0.01 \cdot A_c = (2.827 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{smin2} := 0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = (2.58 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$A_s > A_{smin}$: OK

M-N diagram for søyletverrsnitt

Dimensjonerende momentlast:

Minsteeksentrisitet:

$$e_{min} := 20 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := N_{Ed} \cdot e_{min} = 39.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_{Ed} := \frac{N_{Ed}}{f_{ck} \cdot \pi \cdot r^2} = 0.2$$

$$\rightarrow w := 0.06$$

$$m_{Ed} := \frac{M_{Ed}}{2 \cdot f_{ck} \cdot \pi \cdot r^3} = 0.01$$

Nødvendig armeringsmengde:

$$A_{s,n,w} := f_{cd} \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \frac{w}{f_{yd}} = 773.869 \text{ mm}^2$$

Vi ser at A_s er større enn $A_{s,min}$ og $A_{s,n,w}$. Derfor kan vi trygt bruke tenkt armeringsmengde.

EC2, 9.5.3(1) krever at lengdearmeringens plassering skal sikres med tverrarmering som ikke bør være mindre enn 6 mm.

NA.9.5.3(3):

Senteravstanden mellom bøyene settes lik den minste av
-15 ganger diameteren av lengdearmeringsstengene (her 375 mm)

-søylens minste tverrsnittsdimensjon (her 600 mm)

-400 mm

$$\text{Dvs: } s_{cl,tmax} := 375 \text{ mm}$$

Som armering for betongsøylen velger vi derfor:

-lengdearmering: $6 \phi 25$

-bøylearmering: $10 \phi 10s300$

4.1.4 Støttemurer

For beregning av støttemurer se vedlegg 2.4.1 og 2.4.2.

4.1.5 Fundamenter

For beregning av bankett- og punktfundament se vedlegg 2.5.1 – 2.5.5.

4.1.6 Prefabrikkerte elementer

Det er gjort en overslagsberegning av prefabrikkerte konstruksjonsdeler for å enkelt anslå hvilke dimensjoner som vil være aktuelle å bruke. Dette er gjort ved hjelp av diagrammer fra Betongelementboken som viser bruksgrenselaster og spennvidder.

4.1.6.1 Hulldekker

(For beregninger av bruksgrenselast se vedlegg 3.4 – Belastning hulldekker).

Mellom akse 2,3,4 og 5 i 1. og 2. etg.

-Lengde: 7,5 m

-Bruksgrenselast: 3,8 kN/m²

Fra Figur 43 ser vi at det er OK å bruke HD 200

Mellom akse 5 og 8 i 1. og 2. etg

-Lengde: 10,65 m

-Bruksgrenselast: 3,8 kN/m²

Fra Figur 43 ser vi at det er OK å bruke HD 265

Mellom akse 5 og 8 i 3. etg.

-Lengde: 10,65 m

-Bruksgrenselast: 5,8 kN/m²

Fra Figur 43 ser vi at det er OK å bruke HD 265

Mellom akse 2,3,4 og 5 på garasjedekket

-Lengde: 7,5 m

-Bruksgrenselast: 4,14 kN/m²

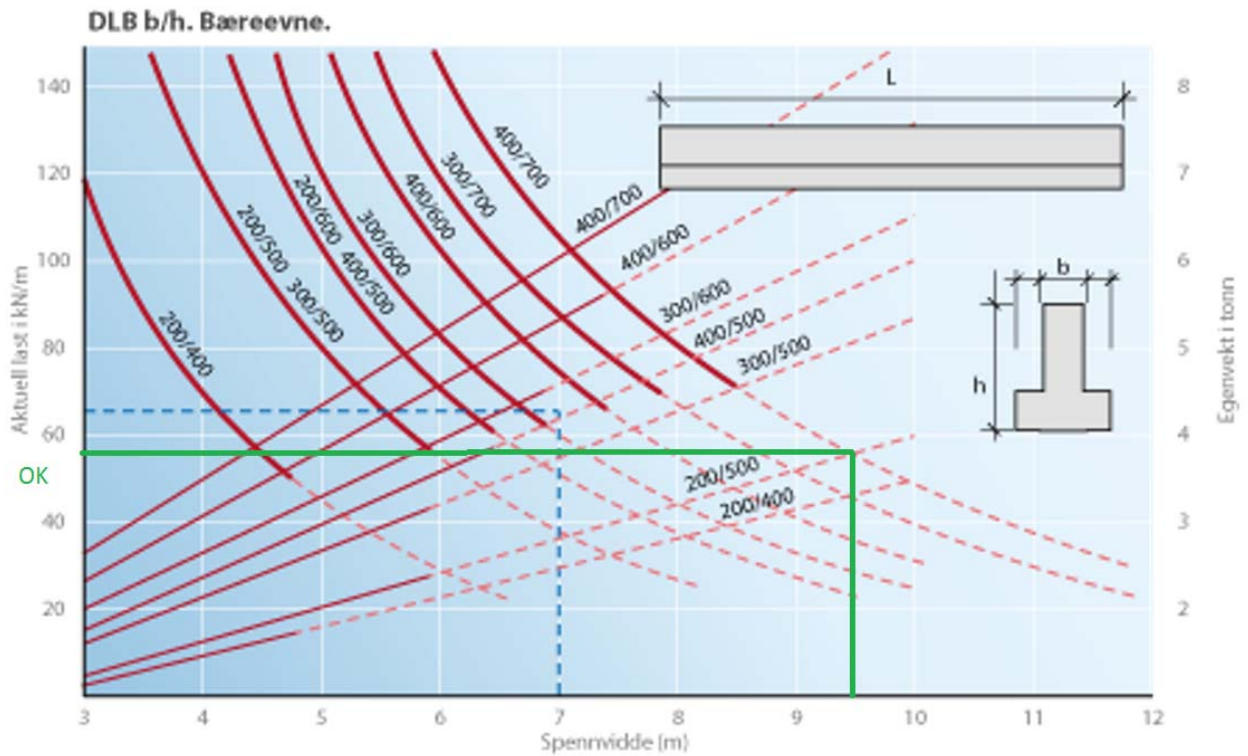
Fra Figur 43 ser vi at det er OK å bruke HD 200

Mellom akse 5 og 7 på garasjedekket

-Lengde: 7,5 m

-Bruksgrenselast: 4,14 kN/m²

Fra Figur 43 ser vi at det er OK å bruke HD 265



Figur 44 - Forhold mellom spennvidde og last for DLB-Bjelke. (36)

4.1.6.3 LB-bjelker

(For beregninger av bruksgrenselast se vedlegg 3.5 – Belastning LB/DLB-bjelke).

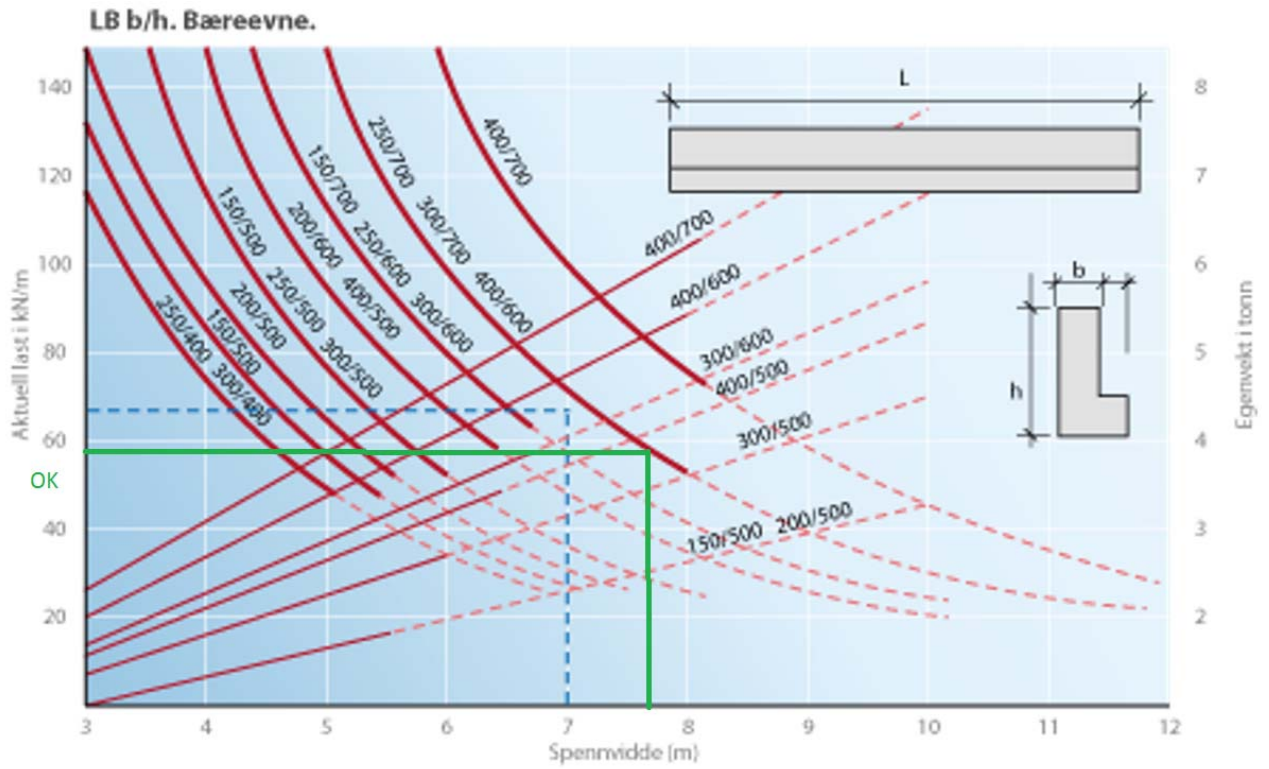
Med tanke på opplegget for hulldekker og høyde på betongsøyler som bærer bjelkene, er det gunstig at samtlige LB-bjelker har samme dimensjon. Det sees derfor bare på det lengste spennet med størst belastning.

Mellom akse B og C i garasjedekket.

-Lengde: 7,7m

-Bruksgrenselast: 50 kN/m

Fra Figur 45 ser vi at det er OK å bruke LB 400/600



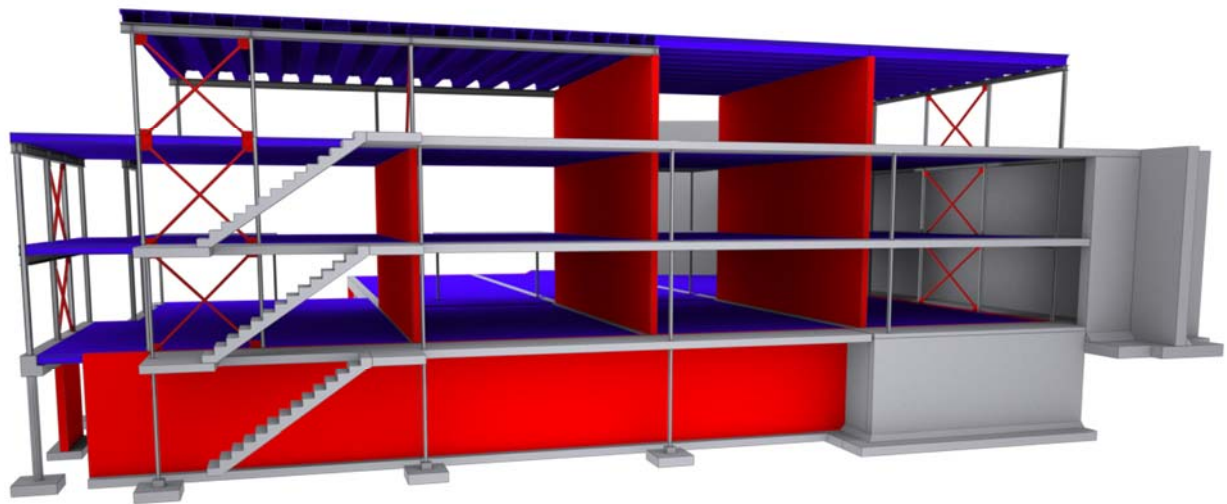
Figur 45 - Forhold mellom spennvidde og last for LB-bjelke. (36)

4.2 Avstiving

For å avstive bygget mot horisontale krefter føres kreftene ned gjennom stålkryss i nord- og sørenden av bygget, i tillegg til østsiden. De prefabrickerte betongveggene mellom boenhetene fungerer også som vertikale skiver. De er låst til hverandre med faststøpte gjengestag som fungerer som strekk- og trykkforankring.

Hulldekkene med påstøp og lett-taket skal fungere som stive horisontale skiver. Dette oppnås ved å legge inn armering i fugene mellom hulldekkene. I tillegg blir det en 50 mm påstøp som overfører horisontale laster til skjærveggene. Overføring av skjærkraft til vertikalskivene skjer gjennom trykk mot veggens ende gjennom utstøping, skjærfriksjon gjennom utstøpt fuge og en armert strekkforbindelse.

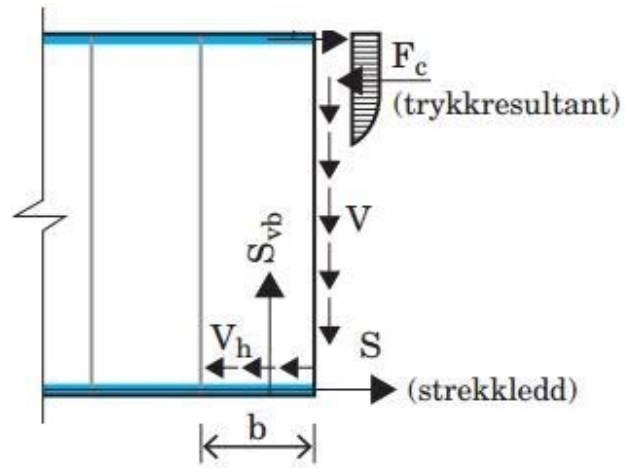
Plassering av horisontale (blå) og vertikale (rød) skiver vises på Figur 46.



Figur 46 - Horisontale og vertikale skiver.

Hulldekkene forankres til bjelker ved hjelp av armeringsbøyler som støpes inn i en kanal for hvert element. I endefugene legges det inn armering som tar opp momentstrekk. Momentrykket overføres som betongtrykk.

Det er gjennomført global- og stabilitetsanalyse av bygningsmodellen i FEM design for å kontrollere avstivningen.



Figur 47 – Skivekrefter i hulldekke. (9)

4.3 Jordskjelv

4.3.1 Håndberegninger for påvirkning av jordskjelv (Mathcad)

Parameterne som inngår i disse beregningene må sees i sammenheng med punkt 2.1.7 – Hovedparametere for jordskjelvsanalyse.

Laster for jordskjelvsberegning:

-Vertikale laster:

Egenlaster:

$$\text{Egenlast tak: } g_1 := 0.58 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Egenlast etasjeskiller: } g_2 := 4.285 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Vegger: } g_3 := 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.2 \text{ m} \cdot 3 \text{ m} = 15 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Snølast tak: } s := 2.8 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{(Nyttelast tak): } p := 0.75 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Nyttelast etasjeskiller (boliger): } p := 2 \frac{kN}{m^2}$$

-Sum vertikale laster:

Summerte egenlaster pr. etasje:

$$\text{Egenlast tak: } G := g_1 \cdot 12.5 \text{ m} \cdot 30 \text{ m} = (2.175 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\text{Egenlast etasjeskiller: } G := g_2 \cdot 12.5 \text{ m} \cdot 30 \text{ m} = (1.607 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\text{Vegger } G := g_3 \cdot 12.5 \text{ m} \cdot 3 = (5.625 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\text{Total egenlast tak: } G := 2.175 \cdot 10^5 \text{ N} + \frac{(5.625 \cdot 10^5) \text{ N}}{2} = (4.988 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\text{Total egenlast etasjeskiller: } G := 1.607 \cdot 10^6 \text{ N} + 5.625 \cdot 10^5 \text{ N} = (2.17 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Regner at egenlasten til veggene fordeler seg likt til dekket over og under etasjen.

$$\text{Total snølast på tak: } S := 2.8 \frac{kN}{m^2} \cdot 12.5 \text{ m} \cdot 30 \text{ m} = (1.05 \cdot 10^6) \text{ N}$$

$$\text{(Total nyttelast på tak): } P := 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 12.5 \text{ m} \cdot 30 \text{ m} = (2.813 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\text{Total nyttelast på etasjeskiller: } P := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 12.5 \text{ m} \cdot 30 \text{ m} = (7.5 \cdot 10^5) \text{ N}$$

Lastkombinasjon seismisk situasjon:

$$\psi_{\text{tak}} := 0$$

$$\text{Lastkombinasjon (ulykke): } 1.0 \cdot G + \psi_s \cdot S + \psi \cdot Q$$

$$\psi_s := 0.2$$

$$1.0 \cdot G + 0.2 \cdot S + 0.3 \cdot Q$$

$$\psi_{\text{botig}} := 0.3$$

$$\text{-Vertikallast tak: } 1.0 \cdot (4.988 \cdot 10^5) \text{ N} + 0.2 \cdot (1.05 \cdot 10^6) \text{ N} = (7.088 \cdot 10^5) \text{ N}$$

$$\text{-Vertikallast etasjeskiller: } 1.0 \cdot (2.17 \cdot 10^6) \text{ N} + 0.3 \cdot (7.5 \cdot 10^5) \text{ N} = (2.395 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Beregning av seismiske horisontale laster (lav duktilitet):

- Spissverdi for berggrunnens akselerasjon: Bygget oppføres i Ålesund.

$$a_{g40Hz} := 0.6 \frac{m}{s^2}$$

Figur NA.3 (901 og 902)

- Seismisk faktor: Boligbygg tilsvarende klasse II.
Dette gir seismisk faktor:

$$\gamma_1 := 1.0$$

Tabell NA.4 (901)

- Konstruksjonsfaktor: I DCL er $q=1,5$ uten videre dokumentasjon av duktilitet.
- Geoteknisk rapport tilsier Grunntype A, men velger å utføre videre beregning med grunntype B for å unngå første utelatelseskriterie. Grunntype B har følgende parametre:

$$S := 1.3 \quad T_B := 0.10 \quad T_C := 0.25 \quad T_D := 1.5$$

Tabell NA.3.3

Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon:

$$a_{gr} := 0.80 \cdot a_{g40Hz} = (6.122 \cdot 10^{-8}) \frac{m^3 \cdot s^4}{kg^2}$$

Dimensjonerende grunnakselerasjon:

$$a_g := \gamma_1 \cdot a_{gr} = (6.122 \cdot 10^{-8}) \frac{m^3 \cdot s^4}{kg^2}$$

Pkt 3.2.2.2

Utelatelseskriterium 1:

Dersom følgende krav blir oppfylt kan en se bort i fra seismiske påkjenninger:

$$a_g \cdot S < 0.05 \cdot g = 0.49 \frac{m}{s^2}$$

$$g = 9.807 \frac{m}{s^2}$$

NA.3.2.1(5)P

$$a_g \cdot S = (7.959 \cdot 10^{-8}) \frac{m^3 \cdot s^4}{kg^2}$$

$$a_g \cdot S = 0.624 \parallel > 0.49 \frac{m}{s^2}$$

Dette tilsier at ytterligere undersøkelser er påkrevet.

Kravet om lav seismisitet er oppfylt dersom:

NA.3.2.1(4)

$$a_g \cdot S < 0.10 \cdot g = 0.98 \frac{m}{s^2}$$

$$a_g \cdot S = 0.624 < 0.98 \frac{m}{s^2}$$

Dette innebærer at bygget kan dimensjoneres etter bestemmelsene om lav seismisitet.

Første svingeperiode:

Benytter forenklet en frihetsgradanalyse i henhold til Pkt 4.3.3.2.2. Velger å beregne C_t ved hjelp av formelverk som tar hensyn til de faktiske skjærveggarealene.

$$A_c := \sum \left(A_i \cdot \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) \right)$$

Byggets høyde fra overkant stiv kjeller $H = 9,3$ m

Veggens lengde = l_{wi}

$$l_{wi} := 12.5$$

Veggens tykkelse = b_i

$$b_i := 0.25$$

$$H := 9.3$$

$$A_i := b_i \cdot l_{wi}$$

Skive 1,2 og 3 er lik.

Parallelt med x-retningen:

$$\text{Skive 1: } A_{c1} := (b_i \cdot l_{wi}) \cdot \left(0.2 + \left(\frac{l_{wi}}{H} \right)^2 \right) = 7.451$$

$$A_{c2} := A_{c1}$$

$$A_{c3} := A_{c1}$$

$$A_{c2} = 7.451$$

$$A_{c3} = 7.451$$

$$A_c := A_{c1} + A_{c2} + A_{c3} = 22.352 \quad m^2$$

$$C_t := \frac{0.075}{\sqrt[2]{A_c}} = 0.016$$

$$T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.084 \quad s$$

Parallelt med y-retningen:

$$C_t := 0.085 \quad \text{For momentstive stålrammer}$$

$$H = 9.3$$

$$T_1 := C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0.453 \quad s$$

Ved bruk av forenklet en frihetsgradanalyse skal følgende krav være oppfylt:

$$T_c := 0.25$$

$$\frac{T_1}{2.0 \text{ s}} \leq 4 \cdot \frac{T_c}{2.0 \text{ s}} \quad 4 \cdot 0.25 = 1 \text{ s}$$

-> OK

Dimensjonerende responspektrum

Pkt.3.2.2.5

Første svingeperiode $T_1 = 0.084$ for x-retningen er innenfor intervallet

$0 \leq T \leq T_B$. Benytter formelen:

$$\begin{aligned} T_1 &:= 0.084 & S &:= 1.3 \\ T_B &:= 0.10 & a_g &:= 0.48 \\ q &:= 1.5 \end{aligned}$$

$$S_D(T) := a_g \cdot S \left(\left(\frac{2}{3} \right) + \left(\frac{T_1}{T_B} \right) \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right) = 0.94$$

Første svingeperiode $T_1 = 0.453$ for y-retningen er innenfor intervallet $t_C \leq T \leq T_D$.
Benytter formelen:

$$T_1 := 0.453$$

$$S := 1.3$$

$$T_C := 0.25$$

$$a_g := 0.48$$

$$q := 1.5$$

$$S_D(T) := a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \frac{\left(\frac{T_1}{T_C}\right)}{q} = 1.884 \quad \geq \quad 0.2 \cdot a_g = 0.096$$

Utelatelseskriterium 2:

Dersom følgende krav blir oppfylt, kan en se bort i fra seismiske påkjenninger:

$$S_d < 0.05 \cdot g = 0.49 \frac{m}{s^2} \quad \text{NA.3.2.1(5)}$$

Dette kravet blir ikke oppfylt for de to retningene. Videre beregning er derfor nødvendig.

Samlet seismisk kraft på toppen av stiv kjeller:

Pkt 4.3.3.2.2

Total kraft på toppen av stiv kjeller:

m = samlet vertikallast

$$m := 100 \cdot ((708) + (2 \cdot 2395)) = 5.498 \cdot 10^5 \quad kg$$

$$\lambda := 0.85$$

x-retning:

$$T_1 := 0.084$$

$$S_D(T) := 0.94$$

$$m = 5.498 \cdot 10^5$$

$$\lambda = 0.85$$

$$F_B := S_D(T) \cdot T_1 \cdot m \cdot \lambda = 3.69 \cdot 10^4 \quad kN$$

y-retning:

$$T_1 := 0.453 \quad S_D(T) := 1.884 \quad m = 5.498 \cdot 10^5 \quad \lambda = 0.85$$

$$F_B := S_D(T_1) \cdot m \cdot \lambda = 8.804 \cdot 10^5 \quad \text{kN} \quad \text{Pkt 4.3.3.2.2}$$

Seismisk last pr. etasje

Kraft pr. etasje: $F_i := \frac{F_B (z_i \cdot m_i)}{(\sum z_j \cdot m_j)}$ Pkt 4.3.3.2.3

<i>Etasje</i>	<i>Høyde</i>	<i>Masse</i>	<i>zixmi</i>	<i>seimiskkraftx</i>	<i>seimiskkrafty</i>
	(m)	(m)	(m · kg)	(kN)	(kN)
1	3	239500	718500	112.17	224.8
2	6	239500	1437000	224.34	449.6
3	9	70800	658440	32.6	206
Sum		549800	2813940	369.11	880.4

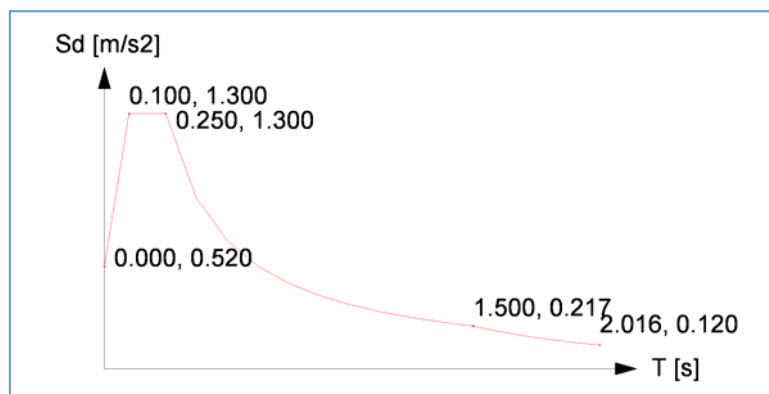
4.3.2 FEM-Design - Seismisk last i horisontalplanet.

Analyse utført i FEM-Design som følger også reglene i Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.

INPUTDATA:

Seismic load, structure information (3 items)

Value	Quantity
Structure type	Building structure
xi (damping factor) [%]	5.000
qd (behaviour factor for displacements)	1.000



Figur 48 – Verdiene av dimensjonerende responsspekter (S_d) og byggets dimensjonerende seismiske akselerasjon (T).

Seismic load, horizontal sp., standard (9 items)

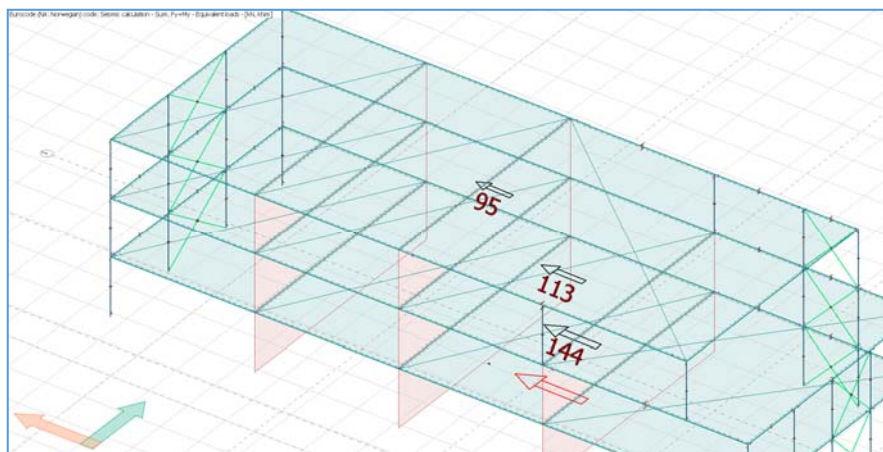
Value	Quantity
Type	1
Ground	B
ag [m/s²] (3.1.7.4)	0.600
S (3.1.7.5)	1.300
TB [s] (3.1.7.6)	0.100
TC [s] (3.1.7.6)	0.250
TD [s] (3.1.7.6)	1.500
q (3.1.7.1)	1.500
Beta	0.200

Value	Quantity
Alfa (angle of x-x')	0.000 [rad]
Summation rule	CQC
Combination rule	Ex "+" 0.3Ey "+" 0.3Ez...
Signed result	No
Torsional effect	5.0 [%]

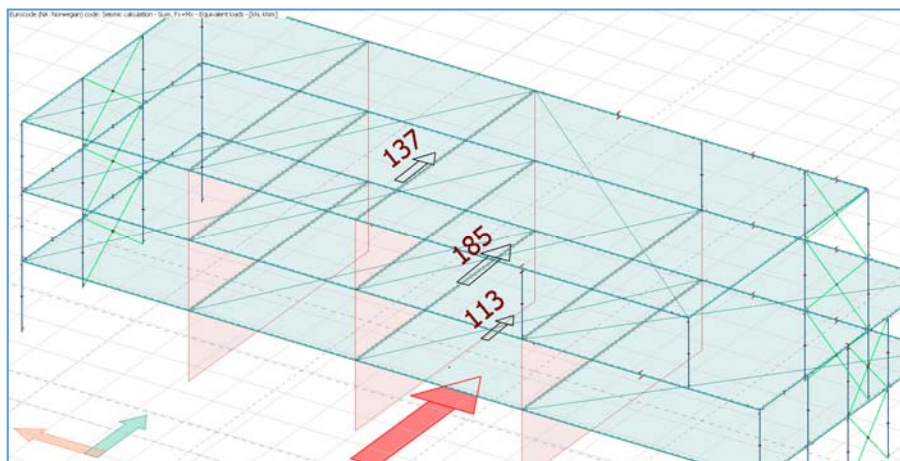
Selected shapes & effective masses (11 items)

RESULTATER:

Shape no.	Ts	mx` %	my` %	Mz` %
1	1,442	-	82,8	-
2	0,325	-	12,8	-
3	0,140	-	2,8	-
4	0,115	6,2	-	-
5	0,091	8,1	-	-
6	0,064	1,7	-	-
7	0,056	50,7	-	-
8	0,039	1,4	-	-
11	0,036	10,0	-	-
15	0,032	0,8	-	-
Summa		78,9	98,3	0,0



Figur 49 - Resultantkrefter på hver etasje - X-retning.



Figur 50 - Resultantkrefter på hver etasje - Y-retning.

4.4 Tegninger

For tegninger se vedlegg –V1.

5 DRØFTING

5.1 FEM-Design og håndberegninger

I startfasen hadde vi sett for oss å vurdere ulike typer bæresystem for selve boligblokken, men dette viste tidlig å være for tidkrevende. Etter diskusjoner innad i gruppen og sammen med veiledere bestemte vi oss for å se på en kombinasjon av stedstøpt betong, prefabrikkerte elementer og stål, basert på arkitekttegningene vi fikk utdelt.

Vi var interessert i å dimensjonere en stedstøpt toveisplate over garasjekjeller. Etter lengre tids prøving og feiling i FEM-Design kom vi frem til at det ble store problemer med gjennomlorking, nedbøying og oppsprekking på grunn av lange avstander mellom søylene. For å komme innenfor kravene for de ovenfor nevnte parameterne ble platens dimensjoner stor og ugunstige. Det ble i stedet valgt en løsning med forspente prefabrikkerte DLB-bjelker og hulldekker.

De prefabrikkerte elementene ble valgt ut fra en overslagsdimensjonering med bruk av tabeller fra leverandør. Fra Figur 44 i kapittel 4.1.4 ser vi at den lengste DLB-bjelken havner i det stiplede området, noe som krever kontroldimensjonering. Dette har vi hverken tid eller ressurser til å gjennomføre i dette prosjektet og velger å bruke bjelken som den er uten videre hensyn.

Stedstøpte vegger i garasjekjeller er dimensjonert i FEM-Design. Det er vanskelig å presentere resultatet fra 2.-ordens dimensjoneringen på en god måte på papir, så det har ikke blitt prioritert i oppgaven. Ved å gå inn i FEM-Design kan vi vise hvor mye armering det er behov for. Denne mengden har vi presentert i armeringstegningene.

Det ble brukt en del tid på dimensjonering av stedstøpte betongsøyler i parkeringskjeller som ville være gunstige med hensyn på den opprinnelig tiltenkte toveisplaten. Problemer med gjennomlorking førte til at vi gikk for runde søyler, som gir mindre skjærspenninger enn kvadratiske. Det ble likevel problemer med kravet til gjennomlorking og vi øket derfor dimensjonene på søylene. Når vi da valgte å gå bort fra løsningen med toveisplate og heller bruke prefabrikkerte elementer mente vi det var trygt å bruke søylene vi hadde dimensjonert og på den måten spare tid og ressurser. Dette er grunnen til at utnyttelse på noen av betongsøylene er lav.

Stålsøyler og stålbjelker er dimensjonert i FEM-Design og for hånd ved hjelp av Mathcad. I håndberegningene er søylene med størst belastning kontrollert for samlede aksiale laster i tillegg til momentlaste fra vind, minsteeksentrisitet og ugunstig fordeling av nyttelaster. Det er gjort kontroll av knekking, momentkapasitet, interaksjon og tverrsnittkapasitet. Bjelkene med lengste spenn og størst jevnt fordelt belastning er kontrollert mot vipping, nedbøying, tverrsnitt- og skjærkapasitet.

Når vi sammenligner FEM-Design og håndberegninger ser vi at resultatene for søylene er svært like. Det er i noen tilfeller litt høyere utnyttelse i FEM-Design, siden det er tatt med egenvekter fra alle søyler og bjelker. Dette er sett bort fra i håndberegningen da det utgjør en uvesentlig forskjell. De første resultatene for stålbjelkene i FEM-Design viste en annerledes momentfordeling enn forventet. Etter samtale med veileder kom vi fram til at dette kom fra beregningsmetoden til FEM-Design som fordeler laster i 3 dimensjoner. Det ble derfor laget en forenklet modell der vi enklere kunne sammenligne resultatene. Der ser vi at det samsvarer med håndberegningene.

5.2 Jordskjelvsberegningene (FEM-Design/håndberegninger)

Det er flere ulikheter i inputdataene som ble brukt i FEM-Design i forhold til håndberegningen. Det var ingen overraskelse at resultatene fra FEM-Design og håndberegningene ville være forskjellig.

Metoden for håndberegningene er veldig forenklet og forholder seg til den mest avgjørende svingeperioden på x- og y-aksen. FEM-Design kalkulerer flere ulike tilfeller med forskjellige perioder og kan foreta en uendelig mengde kalkulasjoner. Vi ville se hvorvidt disse resultatene kunne sammenlignes og gi forståelige svar.

Sammenligning av egenperioder fra håndberegninger og FEM-Design:

Mathcad:

Shape no.	Ts	Mx' %	My' %	Mz' %
1	0,084	100		
2	0,453		100	

FEM:

Shape no.	Ts	mx' %	my' %	Mz' %
1	1,442	-	82,8	-
2	0,326	-	12,8	-
3	0,140	-	2,8	-
4	0,115	6,2	-	-
5	0,091	8,1	-	-
6	0,064	1,7	-	-
7	0,056	50,7	-	-
8	0,039	1,4	-	-
11	0,036	10,0	-	-
15	0,032	0,8	-	-
Summa		78,9	98,3	0,0

Figur 51 - Sammenligning av egenperioder fra Mathcad og FEM-Design.

X-retning:

Håndberegningene for x-retning gir egenperioden en verdi på 0,084. Verdien kan plasseres mellom verdiene fra resultatet i FEM-Design-tabellen, Shape no. 5-7 (0,091-0,056). Shape no. 5-7 er de verdiene med mest utslag i FEM-Design-beregningene.

Y-retning:

Håndberegningene for y-retning gir egenperioden en verdi på 0,453. Verdien kan plasseres

mellom resultatet i FEM-design-tabellen, Shape no. 1-2 (1,442-0,325). Shape no. 1-2 er de verdiene med mest utslag i FEM-Design.

Likheten mellom egenperiodene fra håndberegningene og FEM-Design kan tyde på at vi beveger oss innenfor de samme verdiene for byggets egenperiode.

Sammenligning av horisontal seismisk last fra håndberegninger og FEM-Design:

Tabell 10 - Sammenligning av seismisk last fra FEM-Design og Mathcad.

Seismisk last pr etasje FEM-Design (4.2.1)		
Etasje	X (kN)	Y (kN)
1	113	144
2	185	113
3	137	95
Seismisk last pr etasje Mathcad (4.2.2)		
1	112	224
2	224	449
3	32	206

Tallene fra håndberegningene og FEM-Design er i samme område. I X-retning er det de vertikale skivene som har stor kapasitet til å motstå horisontalkrefter. Bygget er stivere i X-retning og dette kan sees i sammenheng på resultatene i grå kolonne for håndberegningene. I y-retning er det større variasjon mellom resultatene. Dette kan være at FEM-Design beregner avstivningen (stålkryssene) mer nøyaktig enn de enkle håndberegningene. Dette kan være en medvirkende faktor til at verdiene i den grønne FEM-kolonnen er lavere enn håndberegning-kolonnen.

Det er beregnet et tyngre tak i FEM-beregningene, og dette kan også være en medvirkende årsak til at kreftene i tredje etasje er større i FEM-beregningene enn Mathcad-beregningene, og variasjonen mellom resultatene generelt.

5.3 Tegninger

Effektivt arbeid med BIM krever gode modeller i ett ryddig bibliotek. Da vil oppgaven med å produsere arbeidstegninger bli lettere. Det viste seg å være tidkrevende å modellere hele bygget i 3D, også fordi vi valgte modellere deler av bygget på detaljnivå. Likevel var gevinsten stor fordi hovedmodellen kunne brukes til å produsere raske mål, -snitt og detaljtegninger. Vi valgte å bruke en rekke 3D illustrasjoner i tegnesettet. Denne typen illustrasjoner blir mer og mer aktuell i framtiden fordi et godt 3D-bilde er lett forståelige for alle og gir et mer helhetlig bilde av hvordan konstruksjonsdeler henger sammen. Vi tror også at bruk av 3D-modeller på byggeplassen vil minske risikoen for grove feil i byggeprosessen.

6 KONKLUSJON

Gjennom arbeidet med oppgaven har vi kommet til følgende konklusjon til våre problemstillinger:

Bæresystemet ble valgt med hensyn på utdelte arkitekttegninger som ga klare føringer på hvilke materialer som var mest gunstig og aktuell å bruke. Lange avstander mellom bærende søyler og vegger førte til en løsning med forspente prefabrikkerte betongelementer og stål.

Planen om å dimensjonere en stedstøpt toveisplate ble forkastet, men dette ga likevel nye erfaringer rundt begreper som gjennomlokking, oppsprekking, kryp og svinn.

Forspente betongelementer hadde vi ingen erfaring fra tidligere. Gjennom tabeller og god veiledning fra leverandør klarte vi likevel å finne godkjente dimensjoner og opplagringsmetoder.

Ved bruk av FEM-Design vurderte vi metoder for avstivning. Det ble gjort stabilitetsanalyser med ulik plassering av vertikalskiver før vi kom frem til den valgte løsningen. Arbeidet med FEM-Design var overkommelig, men til tider veldig krevende. Vi fant ut at modeller bestående av få komponenter raskt kunne dimensjoneres og kontrolleres. Analyser av jordskjelv og hele konstruksjonens stabilitet var avhengig av at blant annet alle knutepunkt, forbindelser og laster var helt nøyaktig definert og plassert. Dette var et svært omfattende arbeid og vi måtte bygge modellen flere ganger. Resultatet var en fullstendig modell der vi lett kunne gjennomføre analyser, hente ut diagrammer, tabeller og resultater fra beregninger.

Det er hensiktsmessig å bli ferdig med mest mulig dimensjonering, før en begynner å modellere. Det kan være tidkrevende å gå tilbake til modellen for å gjøre endringer. Det å produsere tegninger ut i fra BIM har vist seg å fungere meget bra. 3D-modellene har også vist seg å fungere bra som illustrasjoner.

Dagens metode for jordskjelvsanalyse legger opp til at en kan ta forutsetninger som forenkler analysen. Plassering og gode grunnforhold er faktorer som gjør at en kommer innenfor de såkalte utelatelseskriteriene. Da trengs ikke videre beregninger og en kan konkludere med at bygget ikke trenger spesielle tiltak på grunn av påvirkning fra jordskjelv. Disse utelatelseskriteriene er gunstige å komme innenfor for prosjekterende ingeniører da det spares mye tid. Vi brukte håndberegningene for å se hvilke krefter som oppstår, sammenlignet de med analysen i FEM-Design og utførte stabilitetsanalysen i FEM-Design.

I stabilitetsanalysen fra FEM-Design fikk vi se at jordskjelvskreftene ikke var avgjørende for konstruksjonens stabilitet. Dette er på grunn av at det er få etasjer, bygget er enkelt oppbygd og har en stiv stedstøpt kjeller.

De store usikkerhetene i prosjektet ble antatt å være jordskjelvsberegningene og bruk av diverse ukjent programvare. Dette var ting vi ikke hadde noe erfaringer med fra tidligere, og vi beregnet lang tid til å opplæring. Dette skulle vise seg å være mer overkommelig enn først antatt, men vi undervurderte hvor mye arbeid som gikk inn i beregningene for bæresystemet, spesielt ved forandringer. Noen byggetekniske løsninger var ikke realiserbare og måtte revurderes. Dette gjorde at beregningene tok lengre tid enn ønsket, men vi gjorde oss gode erfaringer ut i fra dette.

Vårt møte med arbeidsmetodene bygde under de forventningene vi hadde før prosjektet. Det ble sagt fra en av veilederne i begynnelsen av oppgaven «En skal ikke finne opp kruttet på nytt». En bruker som oftest forenklede metoder, tabeller og standarder.

Ingeniørutdannelsen spiller inn når en skal forstå og vurdere resultatene. En opparbeider seg erfaring fra tidligere prosjekter og på dette grunnlaget kan en vurdere hvorvidt nye prosjekter er realiserbare, hvordan de kan utføres på en hensiktsmessig måte og om resultatene en får fra arbeidet sitt er fornuftig.

7 REFERANSER

1. Hansen AB. [Online]. Available from:
<http://bygg.tekna.no/hva-er-bim/>.
2. graphisoft. graphisoft. [Online]. Available from:
<http://www.graphisoft.no/archicad/bim-og-ifc/>.
3. Autodesk. Autodesk. [Online]. Available from:
<http://www.autodesk.no/products/revit-family/free-trial>.
4. Sletten O. [Online]. Available from:
<http://www.ove-sletten.no/firma.htm>.
5. Alfasoft. www.alfasoft.com. [Online]. Available from:
<http://www.alfasoft.com/no/produkter/matematikk/mathcad.html>.
6. Vegvesen. www.vegvesen.no. [Online]. Available from: http://www.vegvesen.no/attachment/70057/binary/964918?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+%2818+MB%29.pdf.
7. Byggforsk S. 521.011 - Valg av fundamentering og konstruksjoner mot grunnen. .
8. NDLA. www.ndla.no. [Online]. Available from:
http://cdn-a.ndlap3.seria.net/sites/default/files/images/vegger_av_betong.fullbredde.jpg.
9. Betongelementforeningen. Betongelementboken.
10. Wikipedia. Wikipedia. [Online]. Available from:
<https://no.wikipedia.org/wiki/Betong>.
11. Betongelement. www.betongelement.no. [Online]. Available from:
<http://www.betongelement.no/media/9416/Boligspublikasjonen.pdf>.
12. Malthus. www.malthus.no. [Online]. Available from:
<http://www.malthus.no/byggutstyr/forskaling//forskalingsform.jpg?w=900&h=395>.
13. Sørensen SI. Betongkonstruksjoner Trondheim: tapir akademisk forlag; 2009.
14. Begroup. www.begroup.com. [Online]. Available from:
<http://www.begroup.com/upload/Sweden/Bilder/448x/Armeringsbunt-OK.jpg>.
15. Betong. www.betong.net. [Online]. Available from: [http://www.betong.net/ikbViewer/Content/863732/9-AFG-%23437174-v1-Kursdagene_2013_Kontroll_av_betongkonstruksjoner_\(9\)_Mottak_og_utst%F8ping.pdf](http://www.betong.net/ikbViewer/Content/863732/9-AFG-%23437174-v1-Kursdagene_2013_Kontroll_av_betongkonstruksjoner_(9)_Mottak_og_utst%F8ping.pdf).

16. Betong L. www.loe-betong.no. [Online]. Available from:
http://loe-betong.no/images/made/images/article_img/HULLDEKKE_180_467_350.jpg.
17. Vegvesen. [Online]. Available from: [http://www.vegvesen.no/attachment/70057/binary/964918?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+\(18+MB\).pdf](http://www.vegvesen.no/attachment/70057/binary/964918?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+(18+MB).pdf).
18. Vaslestad J. Vegvesen.
19. Vegvesen S. Forankring av bergbolter.
20. vegvesen S. Bruprosjektering 03; 1990.
21. Sintef. www.sintef.no. [Online]. Available from: www.sintef.no.
22. Betongelement. www.betongelement.no. [Online]. Available from:
[http://www.betongelement.no/media/9467/BEF.Veileder.Hulldekker_L3\(5\).pdf](http://www.betongelement.no/media/9467/BEF.Veileder.Hulldekker_L3(5).pdf).
23. Hamed Salem HIHGAF. www.sciencedirect.com. [Online]. Available from:
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1687404812000077>.
24. P.V.P.Sacramento MPFDRCOGSSAM. www.scielo.br. [Online]. Available from:
http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1983-41952012000500005.
25. Norge S. Eurokode 3 - Prosjektering av stålkonstruksjoner: Standard.no.
26. Dibk. www.dibk.no. [Online]. Available from: https://www.dibk.no/globalassets/byggevareinfo1/prefabrikkerte_stalkonstruksjoner-en1090-1.pdf?amp;epslanguage=no.
27. Byggforsk S. 520.315 - Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner.
28. Wikipedia. www.wikipedia.no. [Online]. Available from:
https://no.wikipedia.org/wiki/Jordskjelv#Jordskjelv_i_Norden.
29. Jordskjelv. www.jordskjelv.no. [Online]. Available from:
<http://www.jordskjelv.no/jordskjelv/bolger.html>.
30. Jordskjelv. www.wikipedia.no. [Online]. Available from:
<https://no.wikipedia.org/wiki/Jordskjelv>.
31. SNL. www.snl.no. [Online]. Available from: <https://snl.no/jordskjelv>.
32. Norge S. Eurokode 8 - Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.
33. Norge S. Eurokode 1 - Laster på konstruksjoner.

34. Ø.Løset, M.M. Loo, Å. Lyslo Døssland, M.Gjestvang, A. M. Kanyia, Chr. Bråten. Dimensjonering for jordskjelv. Veileder til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008: Rådgivende ingeniørers forening; 2010.
35. Spenncon. www.spenncon.no. [Online]. Available from: <http://spenncon.no/sfiles/8/21/2/file/hd-diagram.jpg>.
36. Elementnor. www.elementnor.no. [Online]. Available from: <http://www.elementnor.no/bjelker-korte-spenn.html>.
37. Vegvesen. www.vegvesen.no. [Online]. Available from: http://www.vegvesen.no/_attachment/70057/binary/964918?fast_title=H%C3%A5ndbok+V220+Geoteknikk+i+vegbygging+%2818+MB%29.pdf.
38. Vegvesen S. Bibsys. [Online]. Available from: http://brage.bibsys.no/xmlui/bitstream/handle/11250/190137/Forankring_bergbolter_stottemur%20og%20landkar.pdf?sequence=1&isAllowed=y.
39. Wikipedia. www.wikipedia.no. [Online]. Available from: https://no.wikipedia.org/wiki/Jordskjelv#Jordskjelv_i_Norden.
40. Rodahl T. www.tekna.no. [Online]. Available from: <http://bygg.tekna.no/hva-er-bim/>.
41. Sletten O. www.ove-sletten.no. [Online]. Available from: <http://www.ove-sletten.no/brukerveiledning/Lastberegning.pdf>.

VEDLEGG

V1 - Tegninger og detaljer	(Blir også levert separat)	
1.1 Måltegninger		
B-20-U2-01	FUNDAMENTPLAN	6
B-20-U1-01	DEKKE OVER U1-ETG	7
B-20-01-01	DEKKE OVER 01-ETG	8
B-20-02-01	DEKKE OVER 02-ETG	9
B-20-03-01	DEKKE OVER 03-ETG	10
1.2 Snitt-tegninger		
B-40-00-01	A-A	11
B-40-00-02	B-B	12
B-40-00-03	1-1	13
B-40-00-04	2-2	14
1.3 Detaljtegninger		
B-50-00-01	DETALJER	15
B-95-00-01	ARMERING – FUND-, VEGG, SØYLE	16
B-95-00-02	ARMERING – VEGG OG STØTTEMUR	17
1.4 Bøyelister		
	BØYELISTE	18
1.5 3D		
B-10-00-01	3D	35
B-90-00-01	3D-ILLUSTRASJONER	36
B-90-00-02	3D-ILLUSTRASJONER	37
B-90-00-03	3D-ILLUSTRASJONER	38
1.6 Andre detaljer		
1.6.1	FORANKRING AV LIMT KAMSTÅL	39
1.6.2	FORANKRING AV LIMT GJENGESTAG	40

V2 - Beregningsrapporter

2.1	Stålsøyler	
	2.1.1 - F2	42
	2.1.2 - F8	50
	2.1.3 - E2	58
	2.1.4 - E5	66
	2.1.5 - E8	73
2.2	Bjelker	
	2.2.1 - F2	81
	2.2.2 - F8	88
	2.2.3 - E5-E8	96
2.3	Betongsøyle	
	2.3.1 - F3	104
2.4	Støttemurer	
	2.4.1 – Støttemur 6.5m	112
	2.4.2 – Støttemur 3m	114
2.5	Fundamenter	
	2.5.1 – Punktfundament 1	116
	2.5.2 – Punktfundament 2	118
	2.5.3 – Punktfundament 3	120
	2.5.4 – Punktfundament 4	122
	2.5.5 – Veggbankett	124

V3 – Dimensjoneringsgrunnlag

3.1 – Vindlast	127
3.2 – Snølast	130
3.3 – Egenlaster	133
3.4 – Belastning hulldekker (overslagsdimensjonering)	134
3.5 – Belastning LB/DLB-bjelke	135
3.6 – Armeringsoverdekning	136
3.7 – Svinntøyning og kryptall	137
3.8 – Ove-Sletten beregningsmetode	138
3.9 – Konsekvens-, pålitelighetsklasse og kontrollnivå	151

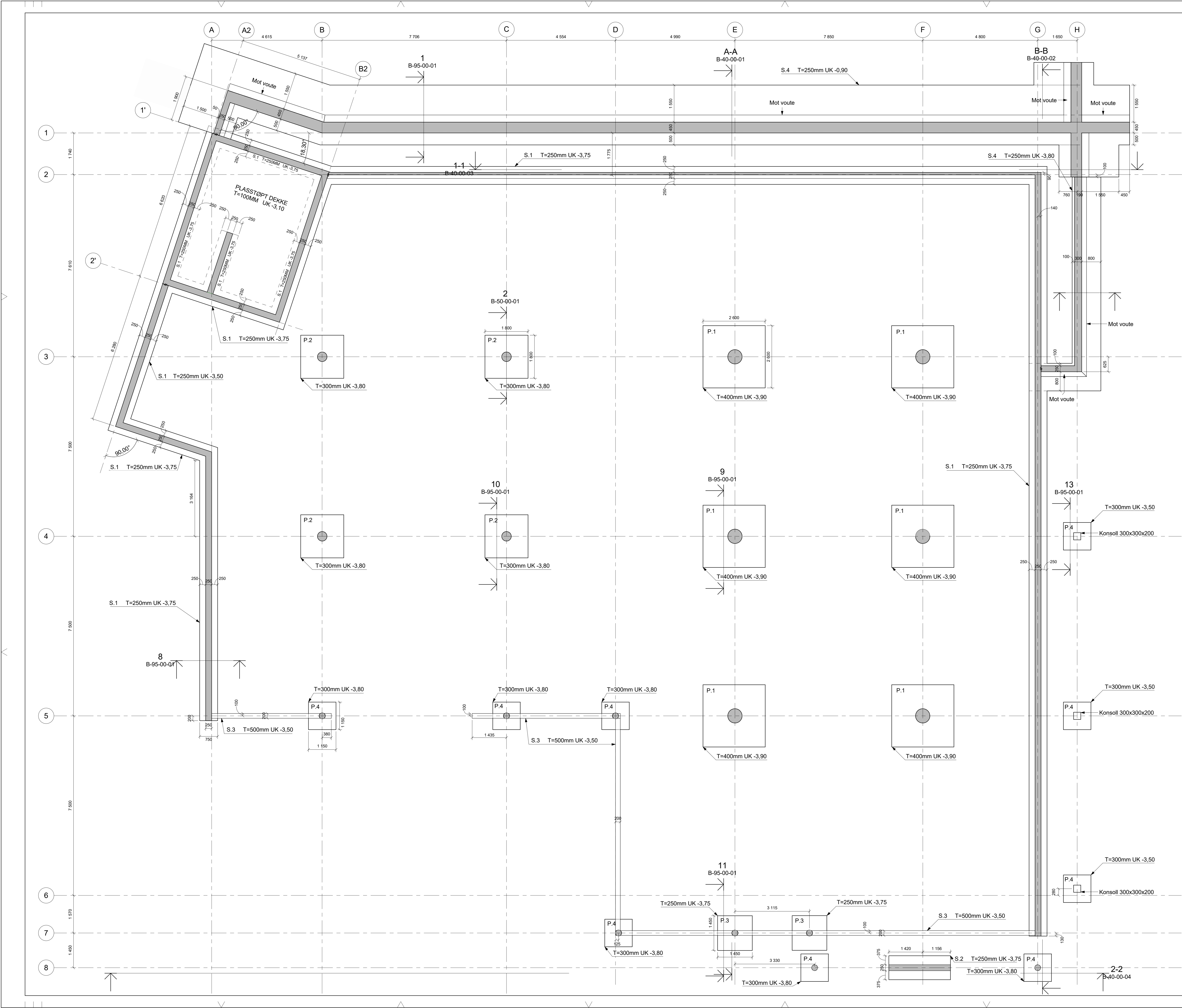
V4 - Vedlegg til hovedrapport

4.1 - Geotekniske vurderinger	154
4.2 - Forprosjekt med vedlegg	159
4.3 - Fremdriftsrapporter	188
4.4 - Timelister	204

Visualiseringsvideo følger med på minnepenn.

VEDLEGG V1

TEGNINGER OG DETALJER



- ANVISNINGER:**
- Forskaling**
 - Forsklingsoverflate *Glatt*
 - Alle synlige, utgående hjørner avfases med 23 mm trekantlist
 - Fundamenter**

1:50 hellingsgrad på overside.

 - Fasthetsklasse B30
 - Bestandighetsklasse M60
 - Eksponeringsklasse XC2
 - Kloridklasse Cl 0,10
 - Nom. overdekning Generelt 35mm
 - Mot grunn 40mm

Utførelse og kontroll Utførelsesklasse 2
 Geometriske toleranser Toleranseklasse 1

- Målingseting:**
- P.1: 2600x2600x400 6 stk
 - P.2: 1800x1800x300 4 stk
 - P.3: 1450x1450x250 2 stk
 - P.4: 1150x1150x300 10 stk
- S.1: 750x250
 - S.2: 1000x250
 - S.3: 200x500
 - S.4: 1450x250

- 4. Symboler og skravering**
- /// Støpeskjøt
 - [Hatched Box] Plasstøpt betongsnitt
 - [Diagonal Hatched Box] Prefab betongsnitt
 - [Cross-hatched Box] Metallsnitt

- HENVISNINGER:**
- B-40-00-01 - Snitt A-A
 - B-40-00-02 - Snitt B-B
 - B-40-00-03 - Snitt 1-1
 - B-40-00-04 - Snitt 2-2
 - B-95-00-01 - ARMERING - FUND.,VEGG, SØYLE

Tegningnummer: **B-20-U2-01**

Rev	Dato	Beskrivelse	Utstedt av	Godkjent av	Godkjenning

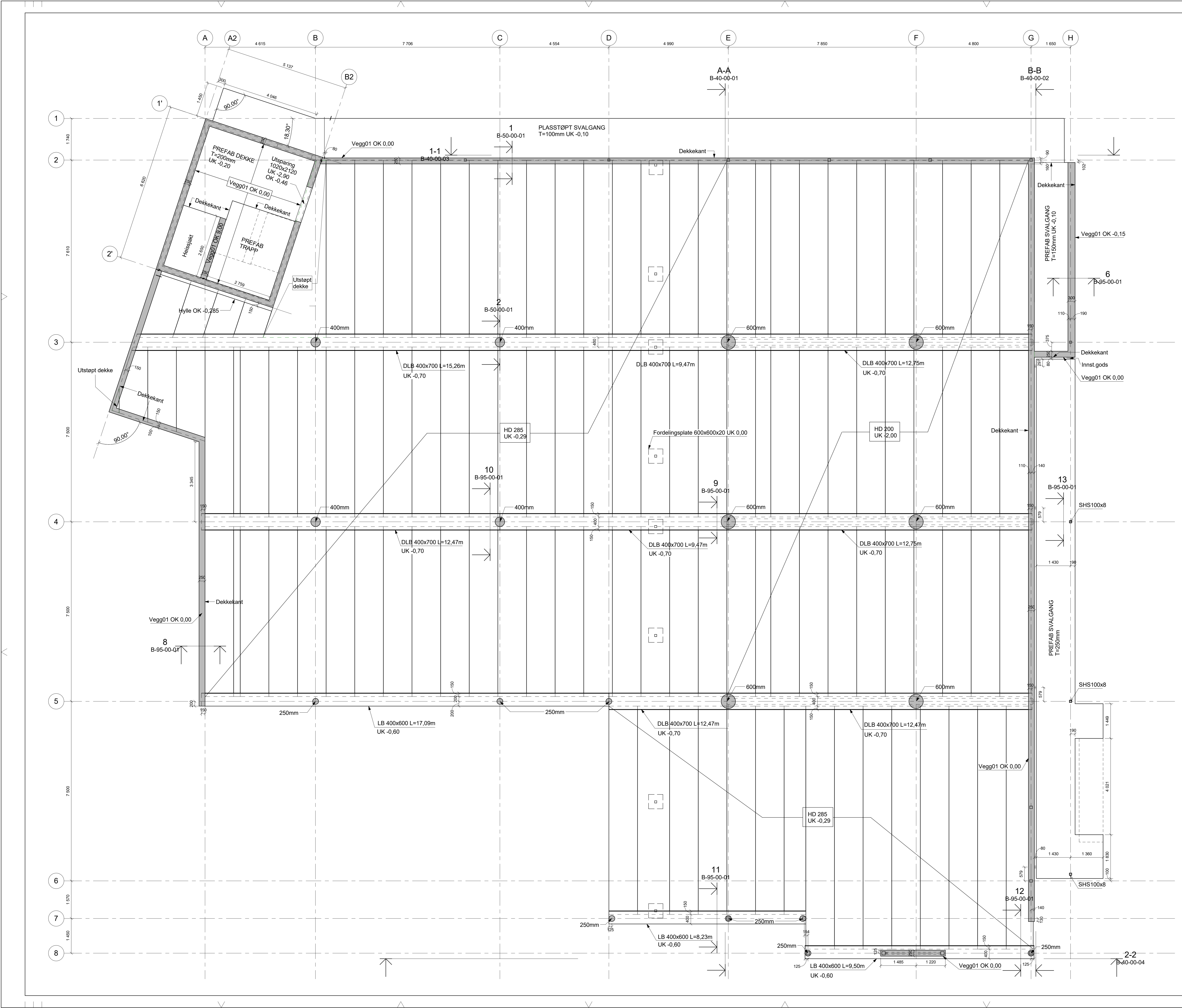
Dette dokumentet er utstedt av Norconsult AS som del av et oppdrag som fremgår nedenfor. Opphavstittel: Bache Bachelorsproppgave. Dokumentet må ikke kopieres eller fordeles uten tillatelse fra Norconsult AS. Dette dokumentet er utstedt av Norconsult AS som del av et oppdrag som fremgår nedenfor. Opphavstittel: Bache Bachelorsproppgave. Dokumentet må ikke kopieres eller fordeles uten tillatelse fra Norconsult AS.

NTNU i Ålesund/ Norconsult AS 1 : 50

Bachelorproppgave
MÅLTEGNING - FUNDAMENTPLAN

Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse,
 NS 3420, NS13670+NA og NS-EN 1992-1-1+NA

Norconsult	Oppdragsnummer: A1-001	Tegningnummer: B-20-U2-01	Revisjon
------------	------------------------	---------------------------	----------



MERKNADER:

1. TEGNINGEN VISER DEKKEPLANER MED STØRRELSER AV SØYLER OG DEKKER, SAMT DE AVSTIVENDE, STEDSTØPTE VEGGENE.

2. OPPBYGGING OVER HULLDEKKER:

- DEKKE OVER U.ETG:
 INNE: 200mm TRYKKFAST ISOLASJON + 80mm KONSTRUKTIV PÅSTØP+ PARKETT
 UTE: 100mm TRYKKFAST ISOLASJON + 2 LAG VANNTETT DUK + BELEGNINGSSTEIN OG GRASS.

- DEKKE OVER 1.ETG - 3.ETG:
 INNE: AVRETTING + PARKETT
 UTE: 200mm TRYKKFAST ISOLASJON + 2 LAG VANNTETT DUK.

ANVISNINGER:

1. Forskaling

- Forskalingsoverflate *Glatt*
 - Alle synlige, utgående hjørner avfases med 23 mm trekantlist

2. Betongvegger

- Fasthetsklasse B30
- Bestandighetsklasse M60
- Eksponeringsklasse XC2
- Kloridklasse Cl 0,10
- Nom. overdekning Generelt 35mm
- Mot grunn 40mm

Utførelse og kontroll Utførelsesklasse 2
 Geometriske toleranser Toleransekasse 1

3. Symboler og skravering

- Støpeskjøt
- Plasstøpt betong - snitt
- Prefab betong - snitt
- Metallsnitt

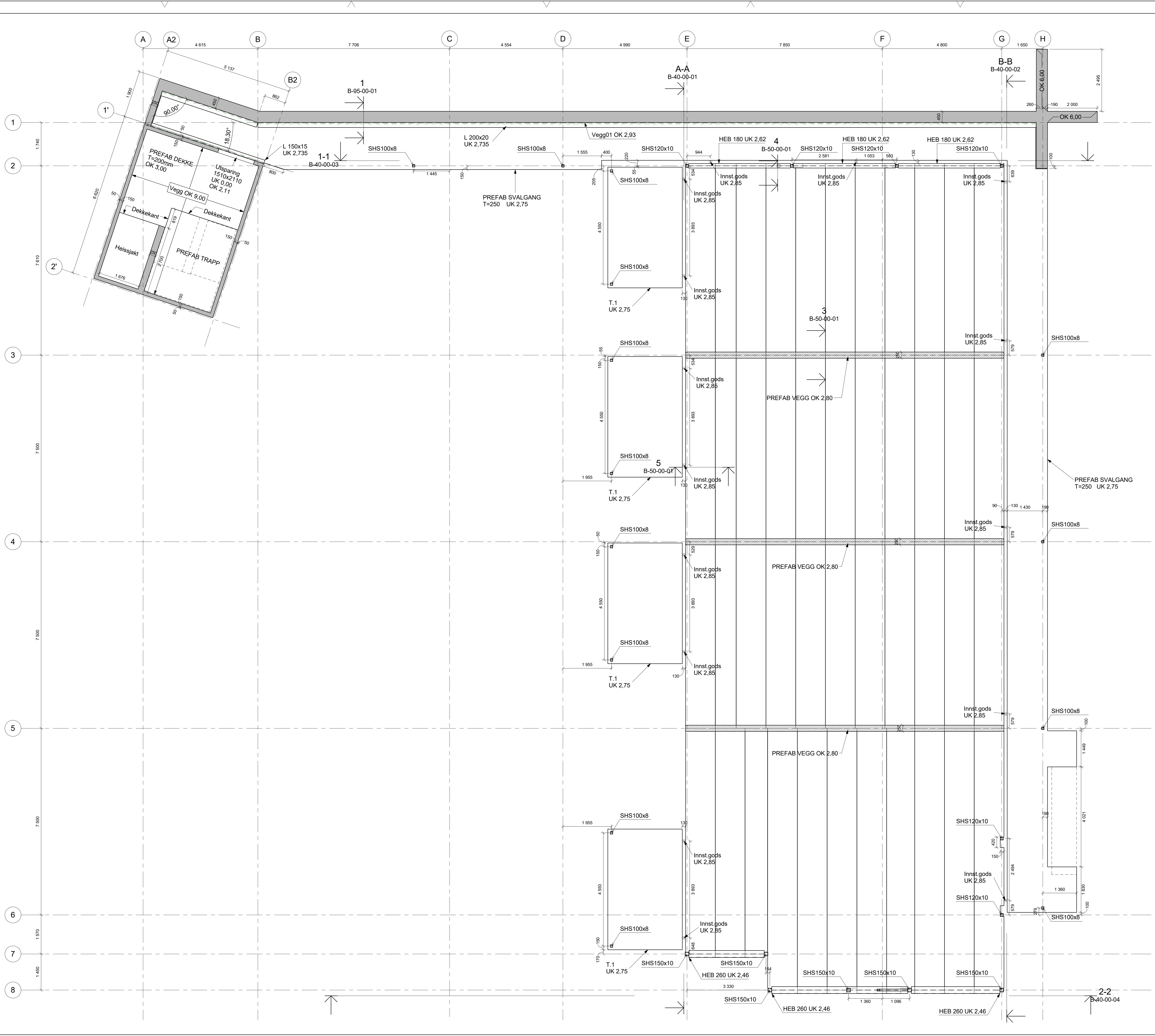
HENVISNINGER:

1. B-40-00-01 - Snitt A-A
2. B-40-00-02 - Snitt B-B
3. B-40-00-03 - Snitt 1-1
4. B-40-00-04 - Snitt 2-2
5. B-95-00-01 - ARMERING - FUND.,VEGG, SØYLE
6. B-50-00-01 - DETALJER

Tegningnummer	Revisjon
B-20-U1-01	

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utstedt av	Godkjent av	Godkjent
<small>Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av et oppdrag som fremgår av kontrakt. Opphavstittel: Bache Bacheloroppgave. Dokumentet må ikke kopieres eller fordeles uten tillatelse fra Norconsult AS. Oppdragsnr: NS 3420, NS13670+NA og NS-EN 1992-1-1+NA</small>					
NTNU i Ålesund/		Norconsult AS	1 : 50		

Bacheloroppgave					
MÅLTEGNING - DEKKE OVER U1. ETG					
Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse, NS 3420, NS13670+NA og NS-EN 1992-1-1+NA					
Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningnummer	Revisjon		
	A1-001	B-20-U1-01			



MERKNADER:

- TEGNINGEN VISER DEKKEPLANER MED STØRRELSER AV SØYLER OG DEKKER, SAMT DE AVSTIVENDE, STEDSTØPTE OG PREFABRIKERTE VEGGENE.
- OPPBYGGING OVER HULLDEKKER:

- DEKKE OVER U.ETG:
 INNE: 200mm TRYKKFAST ISOLASJON + 80mm KONSTRUKTIV PÅSTØP+ PARKETT
 UTE: 100mm TRYKKFAST ISOLASJON + 2 LAG VANNTETT DUK + BELEGNINGSSTEIN OG GRASS.
- DEKKE OVER 1.ETG - 3.ETG:
 INNE: AVRETNING + PARKETT
 UTE: 200mm TRYKKFAST ISOLASJON + 2 LAG VANNTETT DUK.

ANVISNINGER:

- Forskaling
 - Forskalingsoverflate *Glat*
 - Alle synlige, utgående hjørner avfases med 23 mm trekantlist

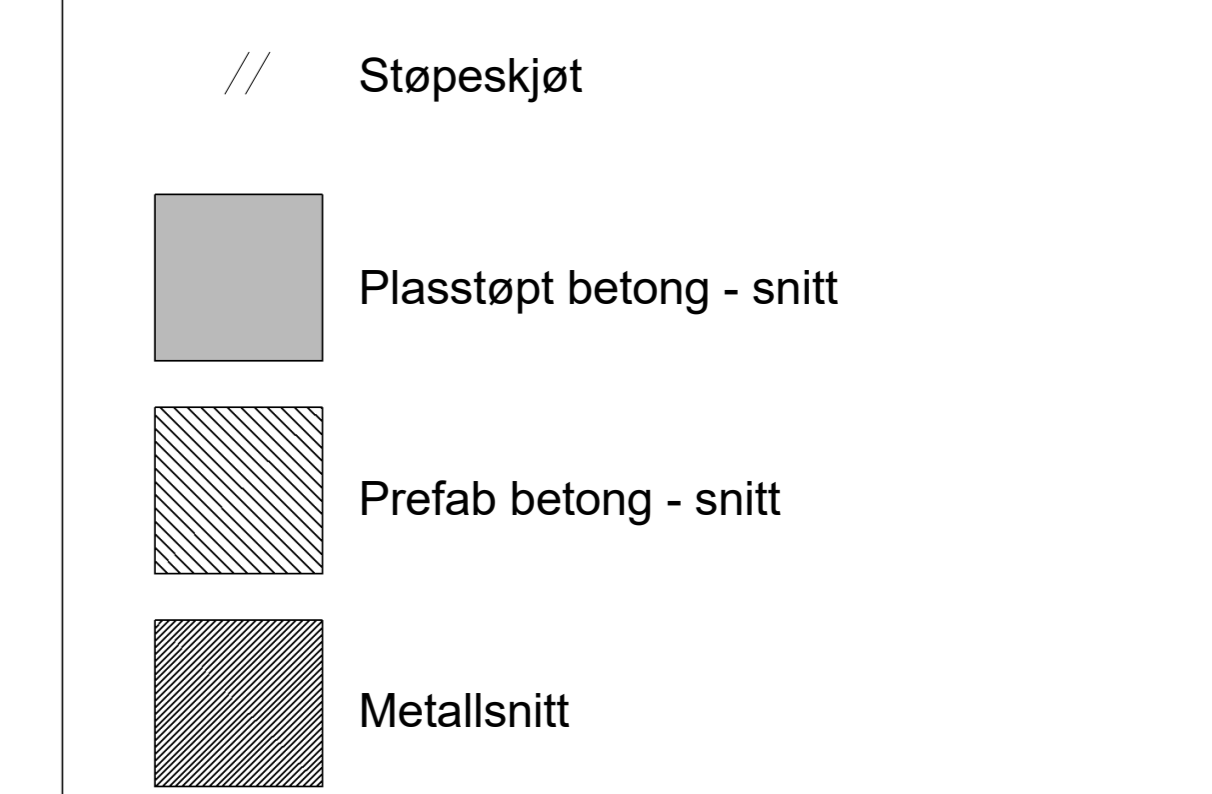
- Betong vegger

- Fasthetsklasse	B30
- Bestandighetsklasse	M60
- Eksponeringsklasse	XC2
- Kloridklasse	Cl 0,10
- Nom. overdekning	35mm
Generelt	35mm
Mot grunn	40mm

Utførelse og kontroll Utførelsesklasse 2
 Geometriske toleranser Toleranseklasse 1

- Terrasse
 T.1 (PREFAB TERRASSE): 2995x4850x250

- Symboler og skraveringer



HENVISNINGER:

- B-40-00-01 - Snitt A-A
- B-40-00-02 - Snitt B-B
- B-40-00-03 - Snitt 1-1
- B-40-00-04 - Snitt 2-2
- B-95-00-01 - ARMERING - FUND.,VEGG, SØYLE
- B-50-00-01 - DETALJER

Tegningnummer	B-20-01-01
Revisjon	

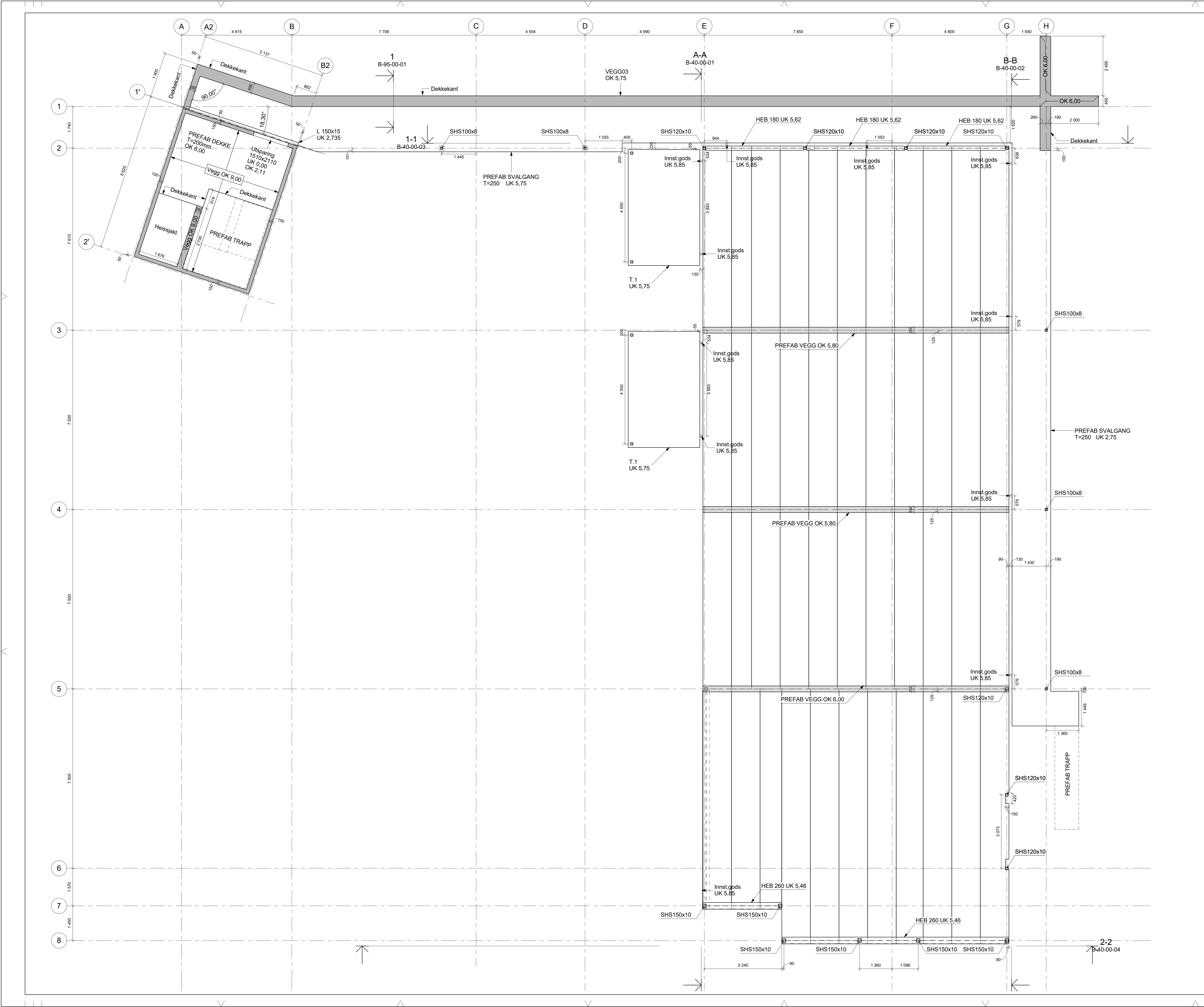
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Godkjort
Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av et oppdrag som fremgår nedenfor. Oppdragsvett (thor) Norconsult AS. Dokumentet må ikke benyttes til annet formål enn oppdragsvettens innhold, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte uten tillatelse fra Norconsult AS.				

NTNU i Ålesund/ Norconsult AS 1 : 50

Bacheloroppgave
 MÅLTEGNING - DEKKE OVER 01. ETG

Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse,
 NS 3420, NS13670+NA og NS-EN 1992-1-1+NA

Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningnummer	Revisjon
	A1-001	B-20-01-01	



MERKNADER:

- TEGNINGEN VISER DEKKEPLANER MED STØRRELSER AV SØYLER OG DEKKER, SAMT DE AVSTIVENDE, STEDSTØPTE VEGGENE.
- OPPBYGGING OVER HULLDEKKER:
 - DEKKE OVER U.ETG: INNE: 200mm TRYKKFAST ISOLASJON + 80mm KONSTRUKTIV PÅSTØP+ PARKETT UTE: 100mm TRYKKFAST ISOLASJON + 2 LAG VANNTETT DUK + BELEGNINGSSTEIN OG GRASS.
 - DEKKE OVER 1.ETG - 3.ETG: INNE: AVRETTING + PARKETT UTE: 200mm TRYKKFAST ISOLASJON + 2 LAG VANNTETT DUK.

ANVISNINGER:

- Forskaling
 - Forskalingsoverflate *Glatt*
 - Alle synlige, utgående hjørner avfases med 23 mm trekantlist
- Betong vegger
 - Fasthetsklasse B30
 - Bestandighetsklasse M60
 - Eksponeringsklasse XC2
 - Kloridklasse Cl 0,10
 - Nom. overdekning Generelt 35mm Mot grunn 40mm

Utførelse og kontroll Utførelsesklasse 2
 Geometriske toleranser Toleransklasse 1

3. Terrasse
 T.1 (PREFAB TERRASSE): 2995x4850x250

4. Symboler og skravering

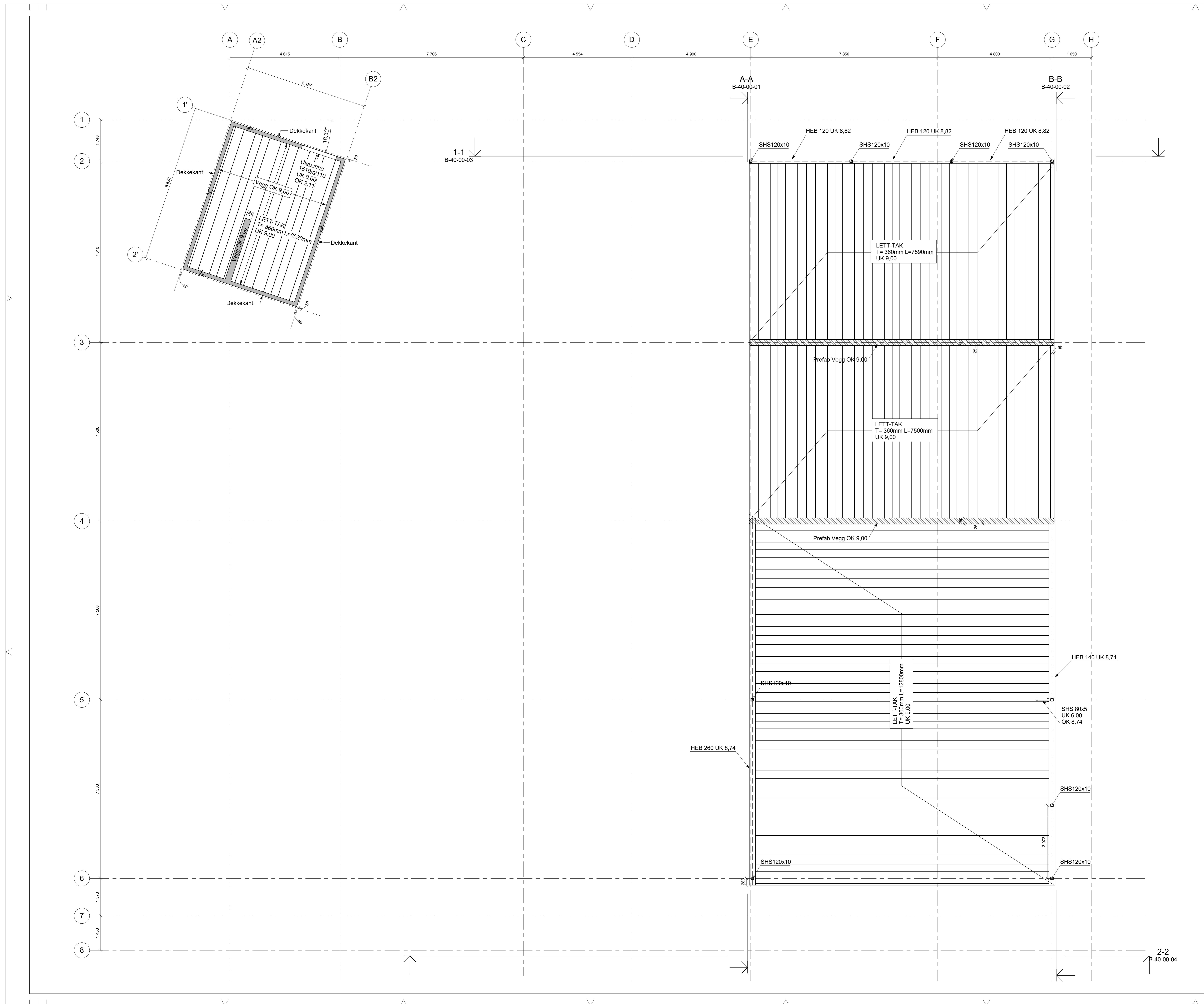
- Støpeskjøt
- Plasstøpt betong - snitt
- Prefab betong - snitt
- Metallsnitt

HENVISNINGER:

- B-40-00-01 - Snitt A-A
- B-40-00-02 - Snitt B-B
- B-40-00-03 - Snitt 1-1
- B-40-00-04 - Snitt 2-2
- B-95-00-01 - ARMERING - FUND.,VEGG, SØYLE

Tegningnummer	Revisjon
B-20-02-01	

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utstedt av	Godkjort av	Godkjent
<small>Dette dokumentet er utstedt av Norconsult AS som del av et oppdrag som fremgår nedenfor. Opphavstittel (bortsett Norconsult AS, Dokumentet må ikke benyttes) og logoer som oppdragsparten leverer, og fra de leverandørene som leverer til oppdraget, og annen informasjon som er relevant for oppdraget.</small>					
NTNU i Ålesund/		Norconsult AS	1 : 50		
Bacheloroppgave					
MÅLTEGNING - DEKKE OVER 02. ETG					
Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse, NS 3420, NS13670+NA og NS-EN 1992-1-1+NA					
Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningnummer	Revisjon		
	A1-001	B-20-02-01			



MERKNADER:

1. TEGNINGEN VISER DEKKEPLANER MED STØRRELSER AV SØYLER OG DEKKER, SAMT DE AVSTIVENDE, STEDSTØPTE/PREFABRIKERTE VEGGENE.

2. OPPBYGGING OVER HULLDEKKER:

- DEKKE OVER U.ETG:
INNE: 200mm TRYKKFAST ISOLASJON + 80mm KONSTRUKTIV PÅSTØP+ PARKETT
UTE: 100mm TRYKKFAST ISOLASJON + 2 LAG VANNTETT DUK + BELEGNINGSSTEIN OG GRASS.

- DEKKE OVER 1.ETG - 3.ETG:
INNE: AVRETTING + PARKETT
UTE: 200mm TRYKKFAST ISOLASJON + 2 LAG VANNTETT DUK.

ANVISNINGER:

1. Forskaling

- Forskalingsoverflate *Glat*
- Alle synlige, utgående hjørner avfases med 23 mm trekantlist

2. Betong vegger

- Fasthetsklasse B30
- Bestandighetsklasse M60
- Eksponeringsklasse XC2
- Kloridklasse Cl 0,10
- Nom. overdekning 40mm

Utførelse og kontroll Utførelsesklasse 2
Geometriske toleranser Toleransklasse 1

4. Symboler og skravering

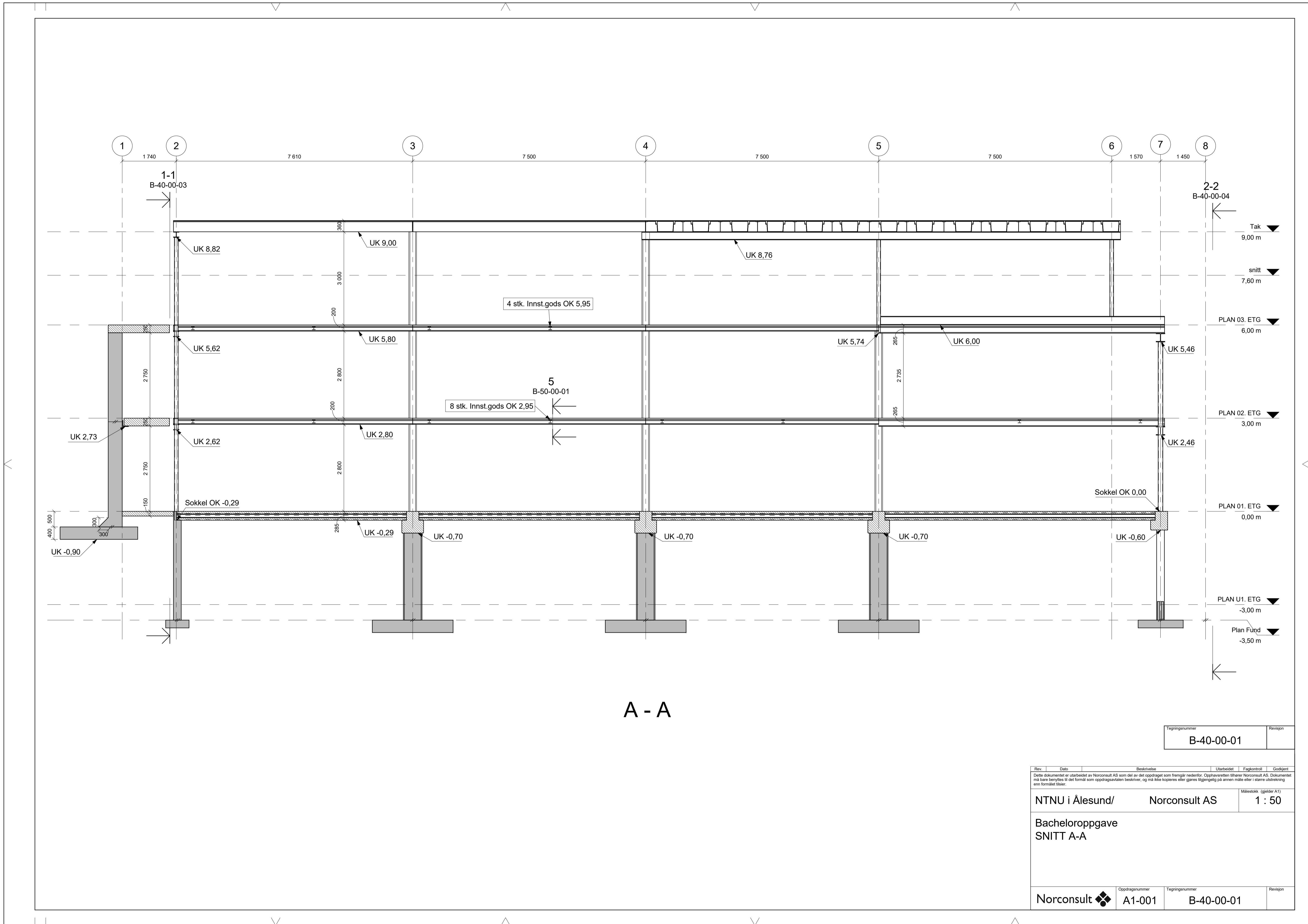
- // Støpeskjøt
- Plasstøpt betong - snitt
- ▨ Prefab betong - snitt
- ▩ Metallsnitt

HENVISNINGER:

1. B-40-00-01 - Snitt A-A
2. B-40-00-02 - Snitt B-B
3. B-40-00-03 - Snitt 1-1
4. B-40-00-04 - Snitt 2-2

Tegningnummer: **B-20-03-01**

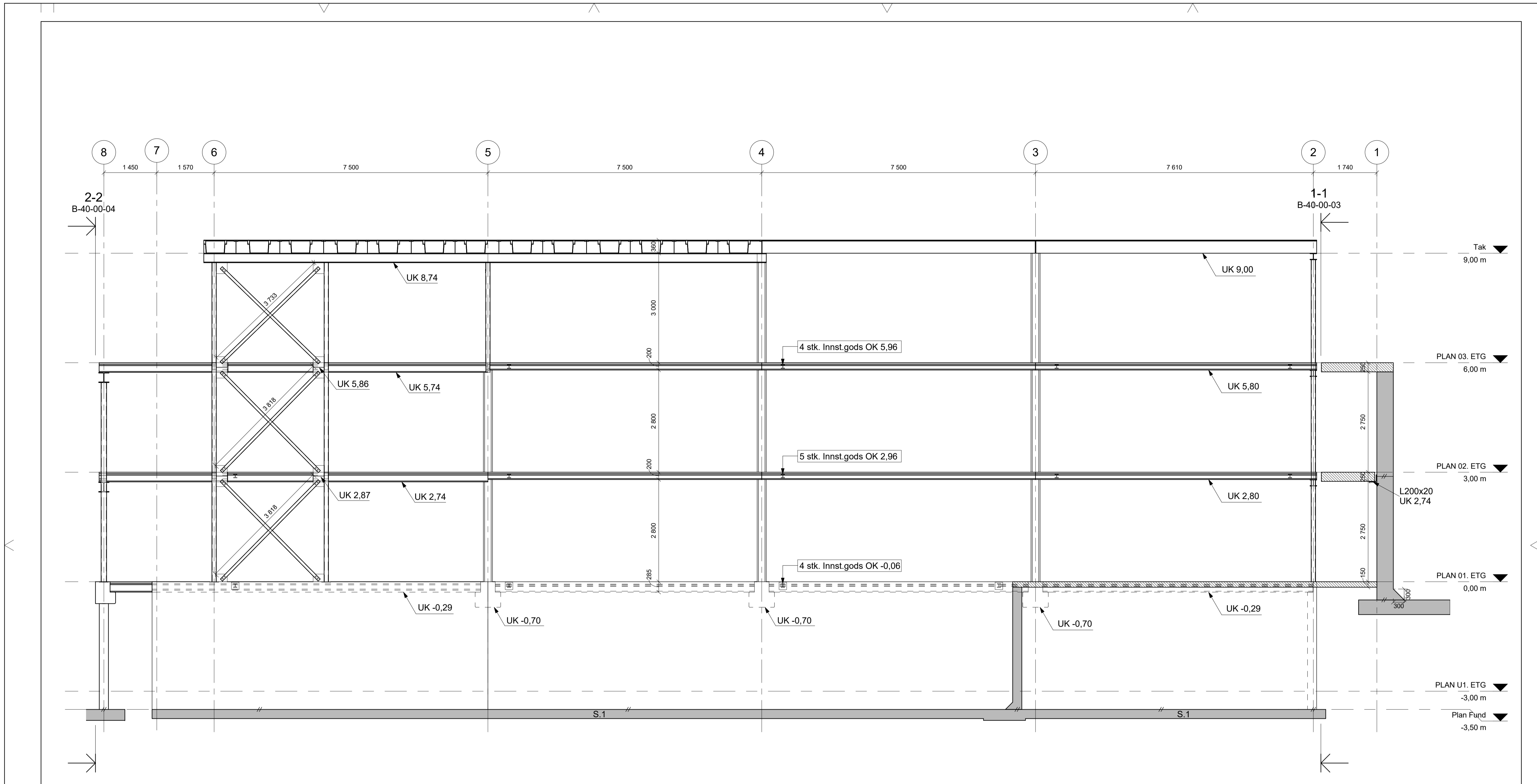
Rev	Dato	Beskrivelse	Utskrevet	Figurert	Godkjent
<small>Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av et oppdrag som fremgår nedenfor. Opphavstittel: Østeroen Norconsult AS. Dokumentet må ikke kopieres eller fordeles uten tillatelse fra Norconsult AS. Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av et oppdrag som fremgår nedenfor. Opphavstittel: Østeroen Norconsult AS. Dokumentet må ikke kopieres eller fordeles uten tillatelse fra Norconsult AS.</small>					
NTNU i Ålesund/		Norconsult AS	1 : 50		
Bacheloroppgave MÅLTEGNING - DEKKE OVER 03. ETG					
Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse, NS 3420, NS13670+NA og NS-EN 1992-1-1+NA					
Norconsult	Oppdragsnummer: A1-001	Tegningnummer: B-20-03-01	Rev.:		



A - A

Tegningsnummer	Revisjon
B-40-00-01	

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<small>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 oppdragsparten beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utbredning enn formålet tilsier.</small>					
NTNU i Ålesund/		Norconsult AS	Målestokk (gjelder A1) 1 : 50		
Bacheloppagave SNITT A-A					
Norconsult		Oppdragsnummer A1-001	Tegningsnummer B-40-00-01	Revisjon	



B - B

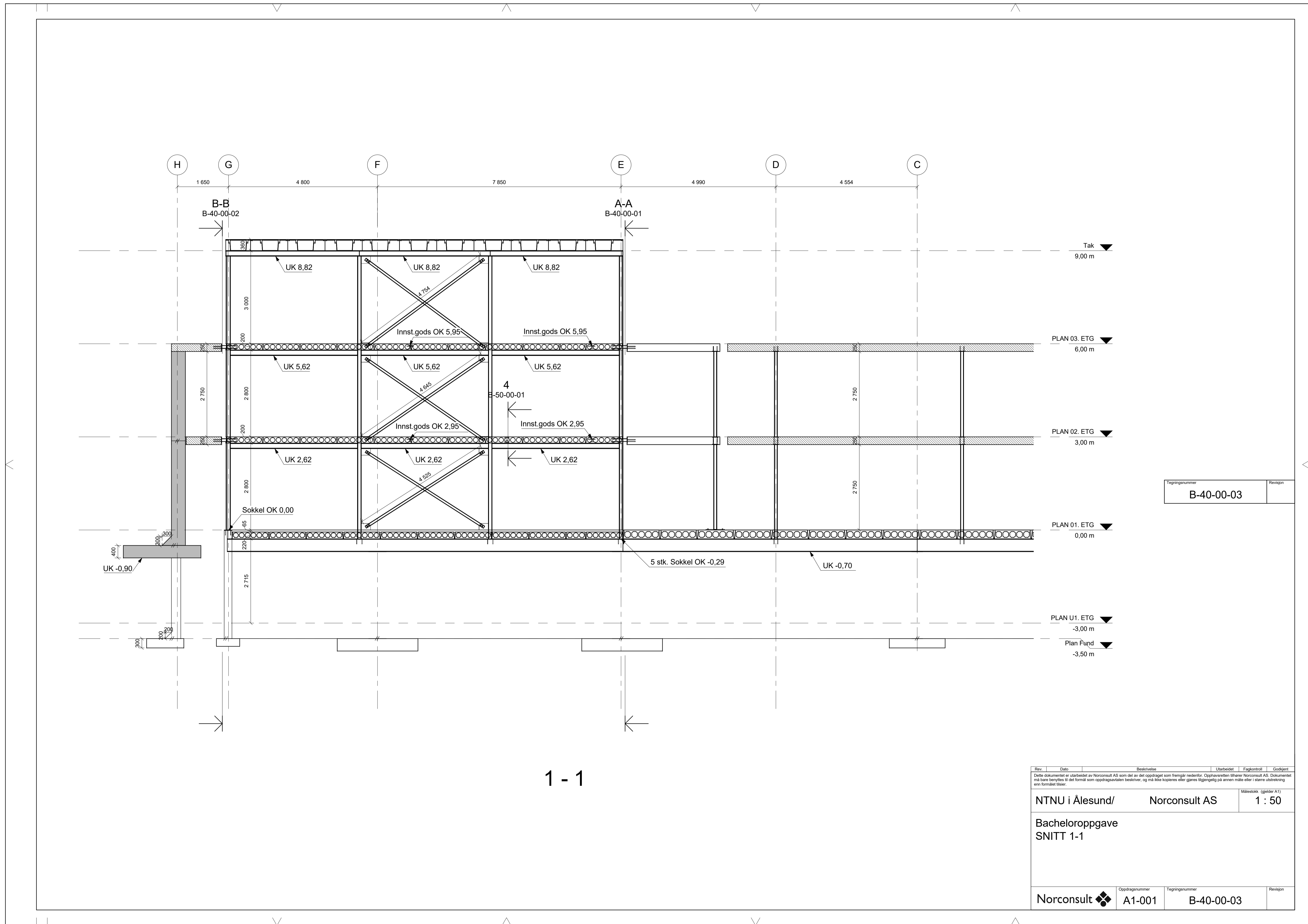
Tegningsnummer	Revisjon
B-40-00-02	

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<small>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 oppdragsparten beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utbredning enn formålet tilsier.</small>					

NTNU i Ålesund/	Norconsult AS	Målestokk (gjelder A1)
		1 : 50

Bacheloroppgave
SNITT B-B

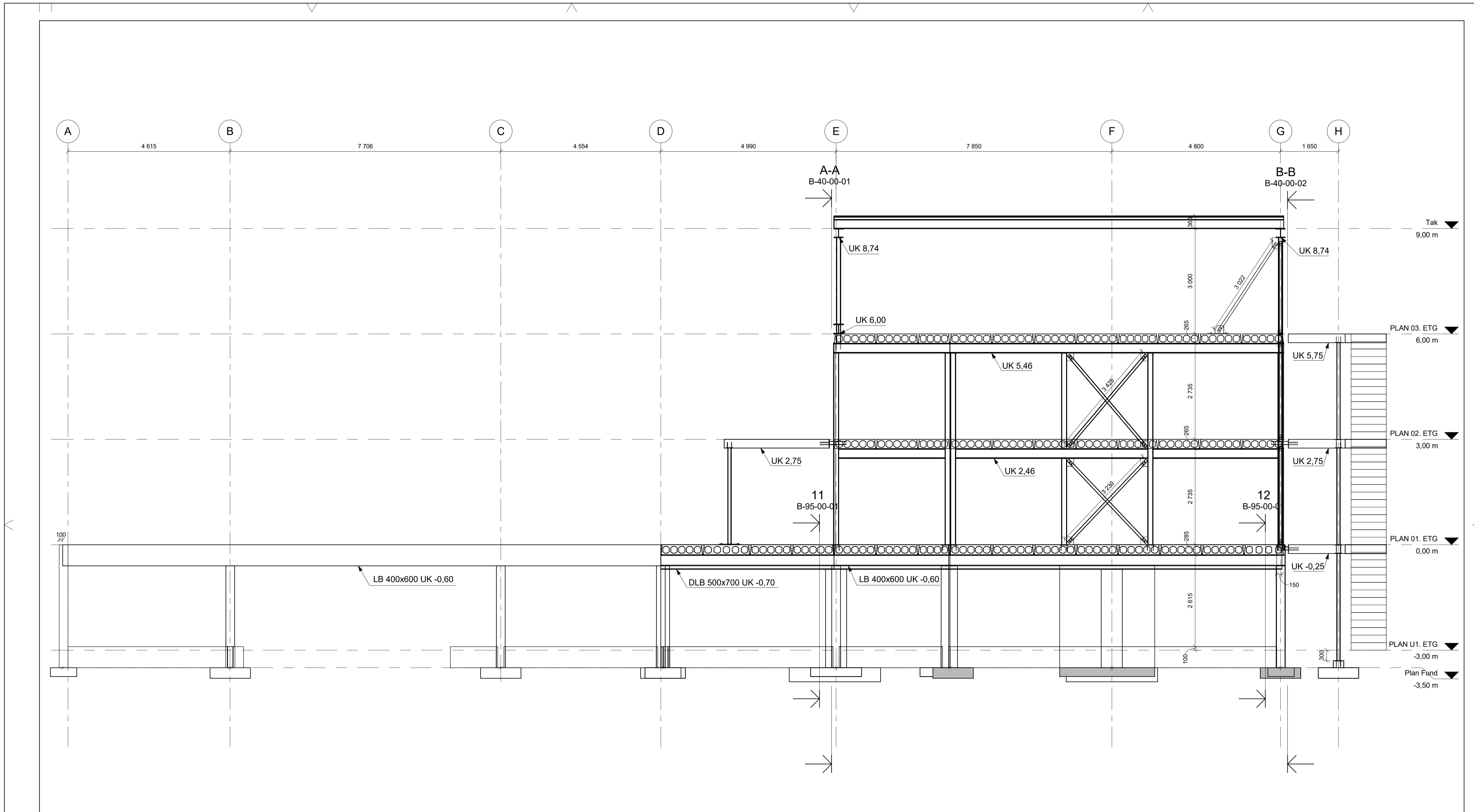
Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	A1-001	B-40-00-02	



1 - 1


Tegningsnummer	Revisjon
B-40-00-03	

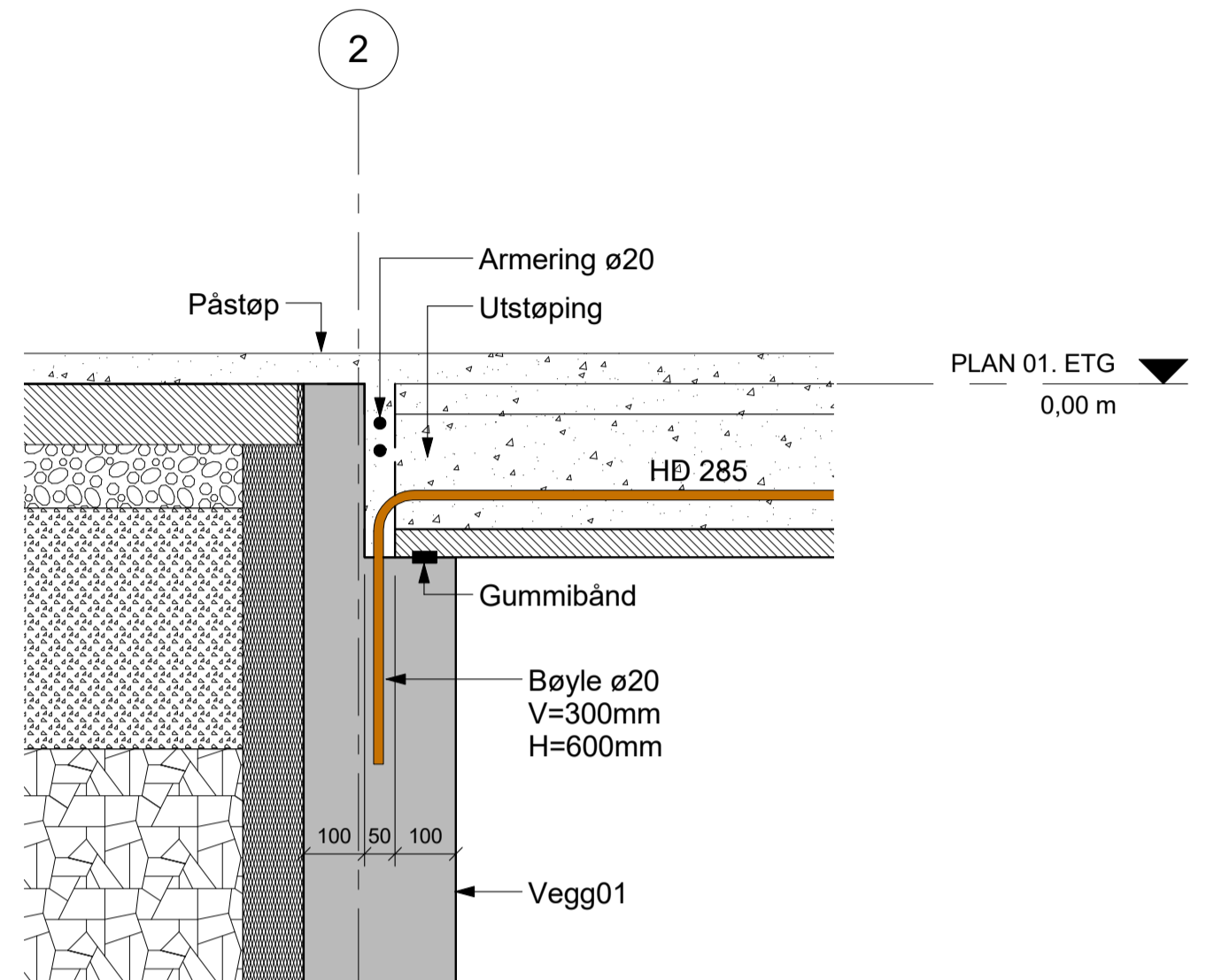
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<small> Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsparten beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utbredning enn formålet tilsier. </small>					
NTNU i Ålesund/		Norconsult AS	Målestokk (gjelder A1) 1 : 50		
Bacheloroppgave SNITT 1-1					
Norconsult		Oppdragsnummer A1-001	Tegningsnummer B-40-00-03	Revisjon	



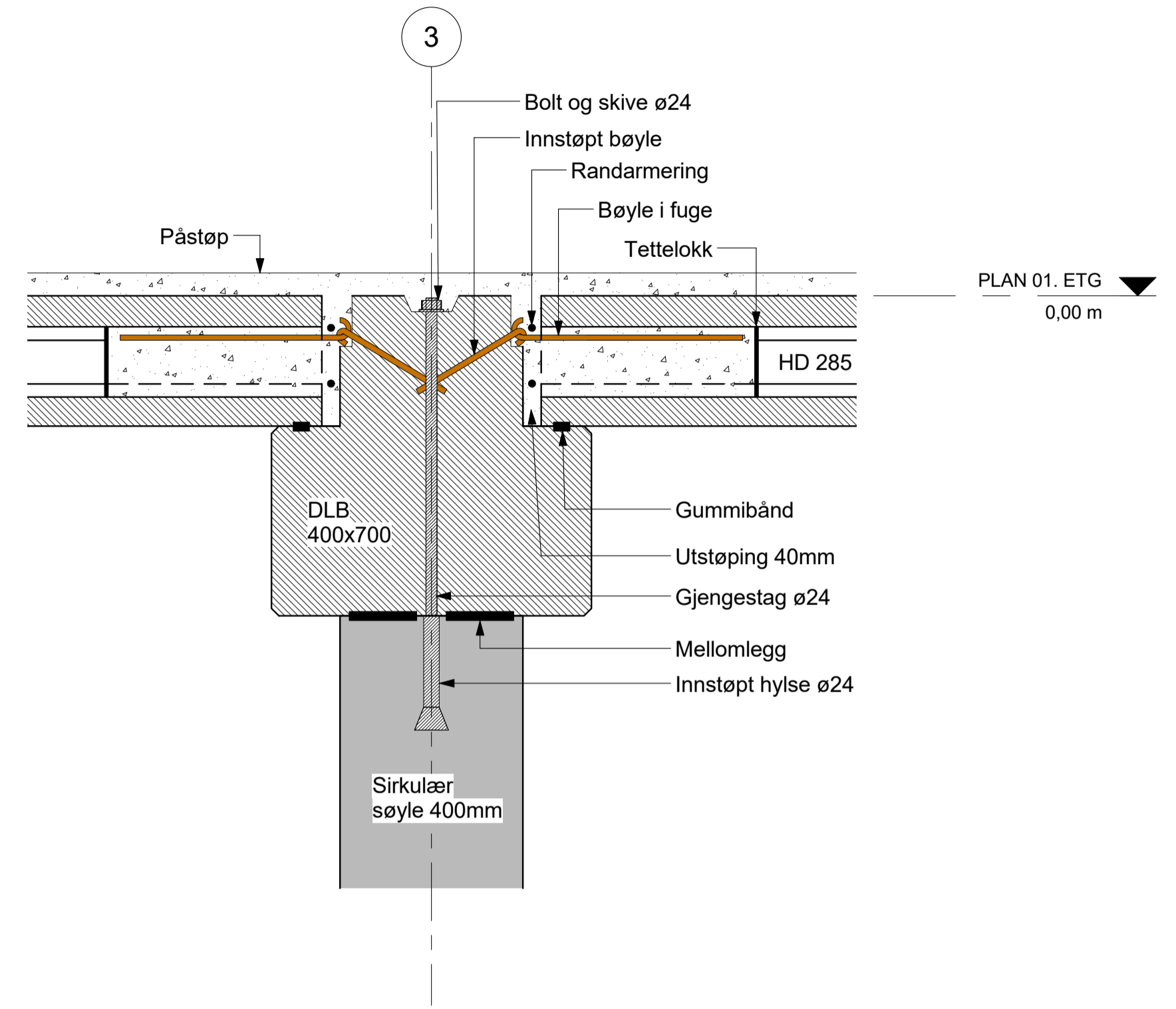
2 - 2

Tegningsnummer	Revisjon
B-40-00-04	

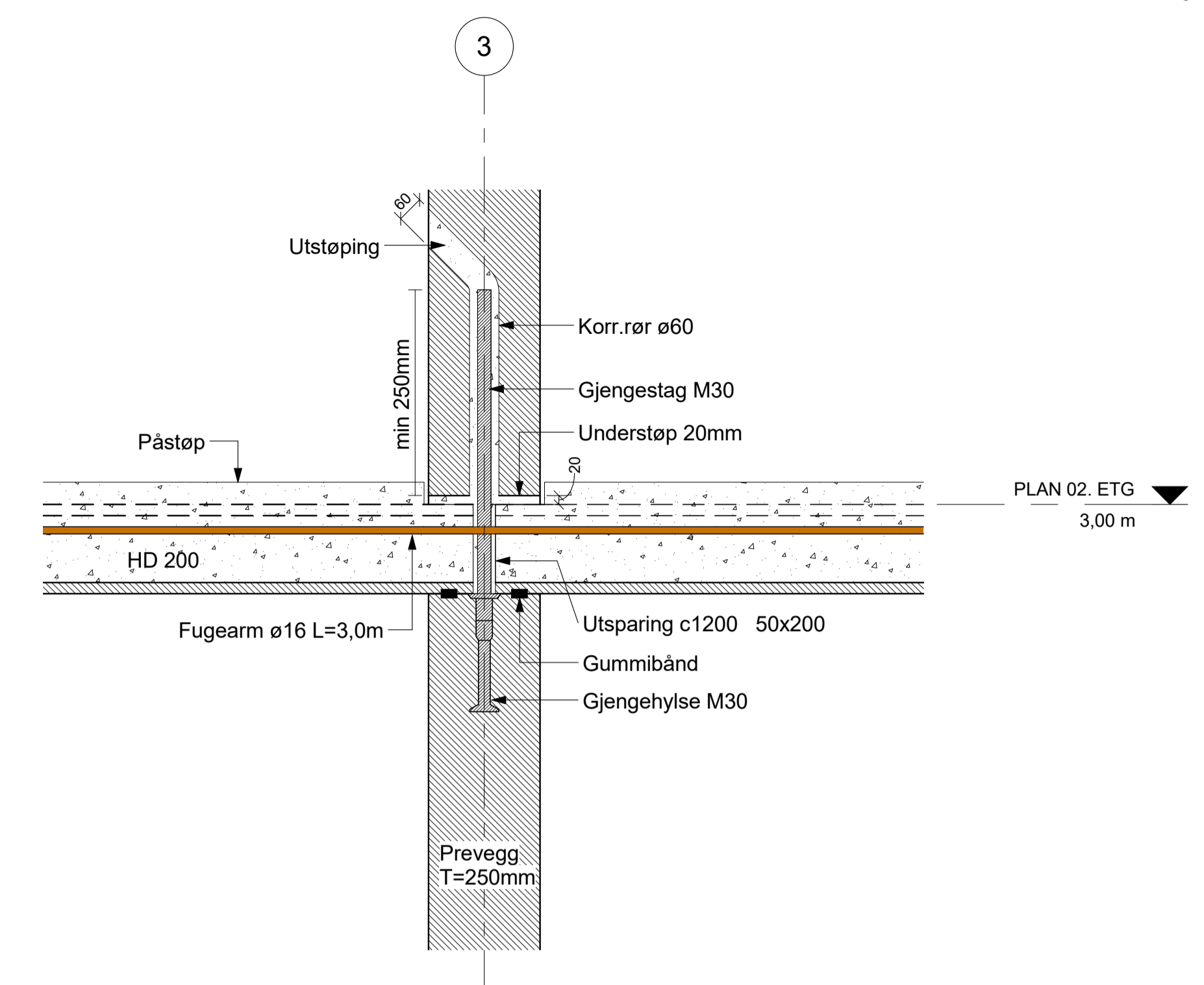
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<small> Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsparten beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utbredning enn formålet tilsier. </small>					
NTNU i Ålesund/		Norconsult AS	Målestokk (gjelder A1) 1 : 50		
Bacheloroppgave SNITT 2-2					
Norconsult 		Oppdragsnummer A1-001	Tegningsnummer B-40-00-04	Revisjon	



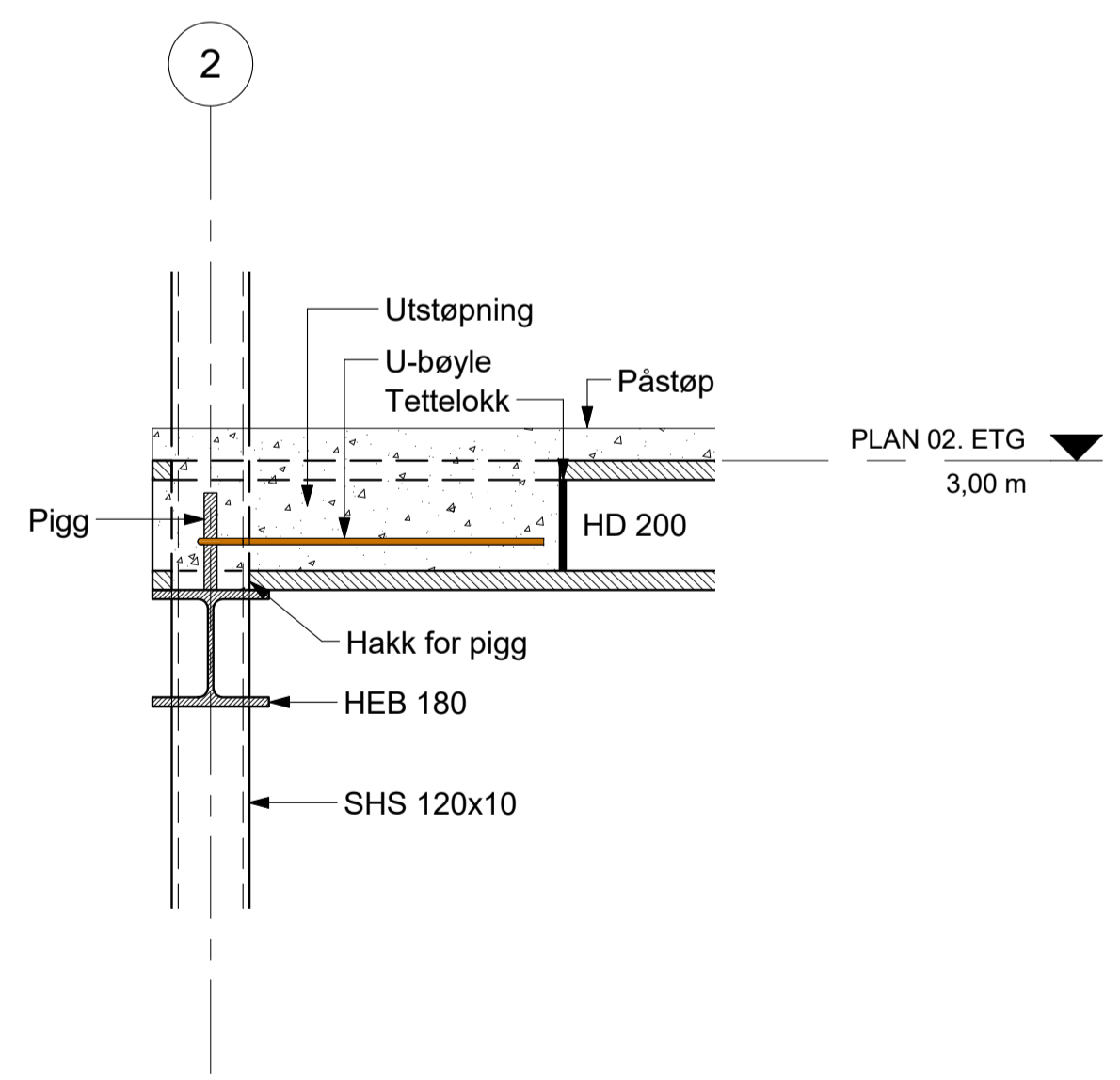
1 Kjellervegg - Hulldekke
1 : 10



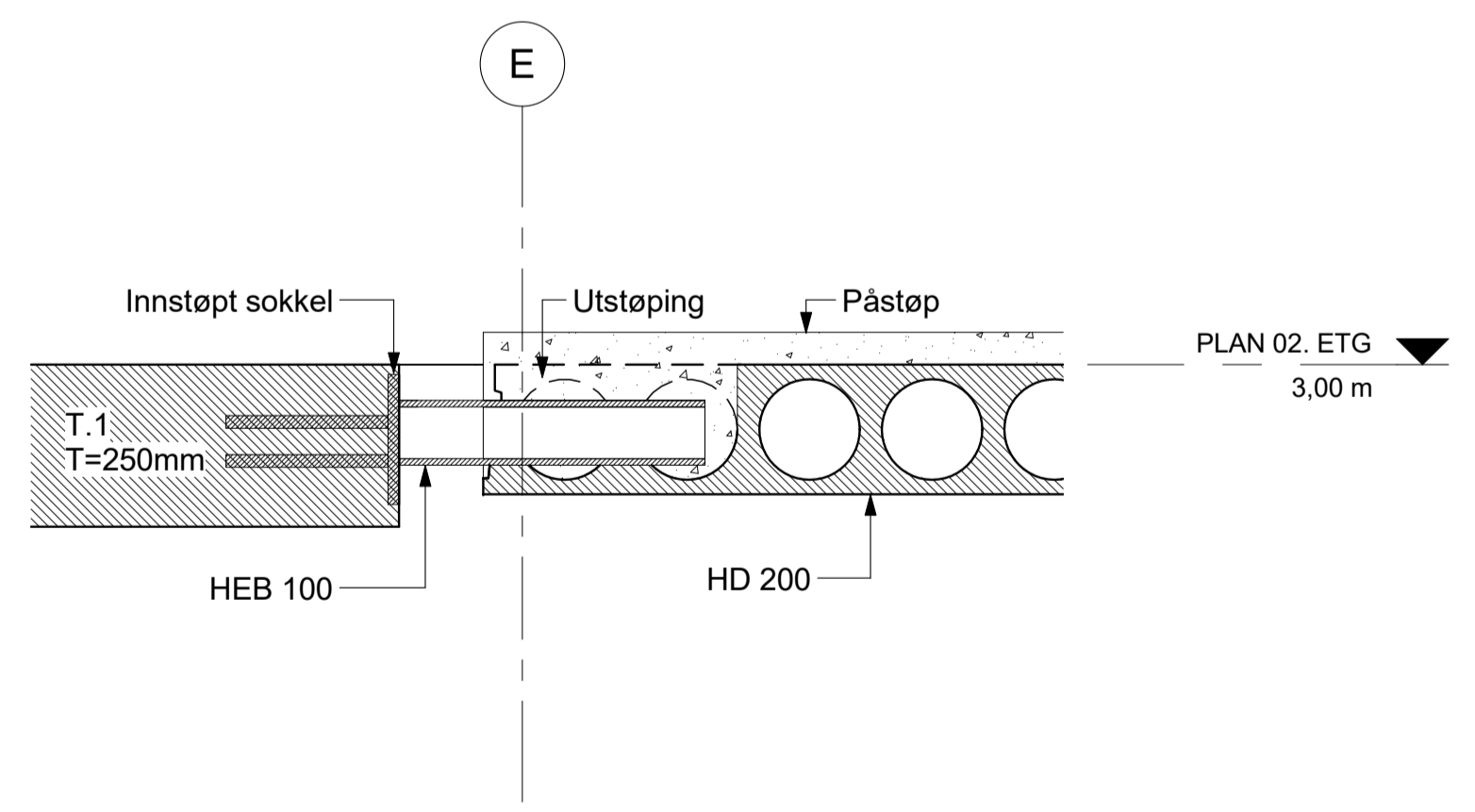
2 Søyler - Bjelke - Hulldekke
1 : 10



3 Pre-vegg - Hulldekke
1 : 10



4 HEB - Hulldekke
1 : 10



5 Terrasse - Hulldekke
1 : 10

ANVISNINGER:

- Plasstøpt betongsnitt
- Prefab betongsnitt
- Påstøp/utstøp betongsnitt
- Metallsnitt
- Hard isolasjon
- Sprengstein
- Pukk
- Grus

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
1	18.05.16	Revision last			

NTNU i Ålesund/ Norconsult AS
Målestokk (gjelder A1)
As indicated

Bacheloroppgave
DETALJER

Norconsult	Oppdragsnummer A1-001	Tegningsnummer B-50-00-01	Revisjon 1
------------	--------------------------	------------------------------	---------------

MERKNADER:
MELLOMROM SOM FØLGE AV GUMMIBÅND/MELLOMLEGG, VISES IKKE PÅ TEGNINGEN.

HENVISNINGER:
B-20-U1-01-MÅLTEGNING - DEKKE OVER U1. ETG
B-20-01-01-MÅLTEGNING - DEKKE OVER 01. ETG

ANVISNINGER:

1. Armering

- Armeringsstenger: B500NC iht. og NS 3576-3

- Nominell overdekning:

Generelt: 35mm
Mot grunn: 40mm

- Omfaringslengde: 50ø, dersom annet ikke er angitt

- Oppstikkende armering skal HMS-sikres med kopper.



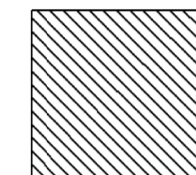
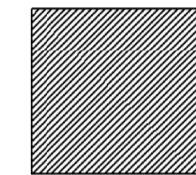
- For bøyde stenger skal det generelt i bøyen plasseres et jern med diameter minst lik den bøyde stangens diameter

- Armeringsstoler skal utføres av betong iht. statens vegvesen, publikasjon nr. 78

2. Fundamenter

1:50 hellingsgrad på overside.

3. Symboler og skravering

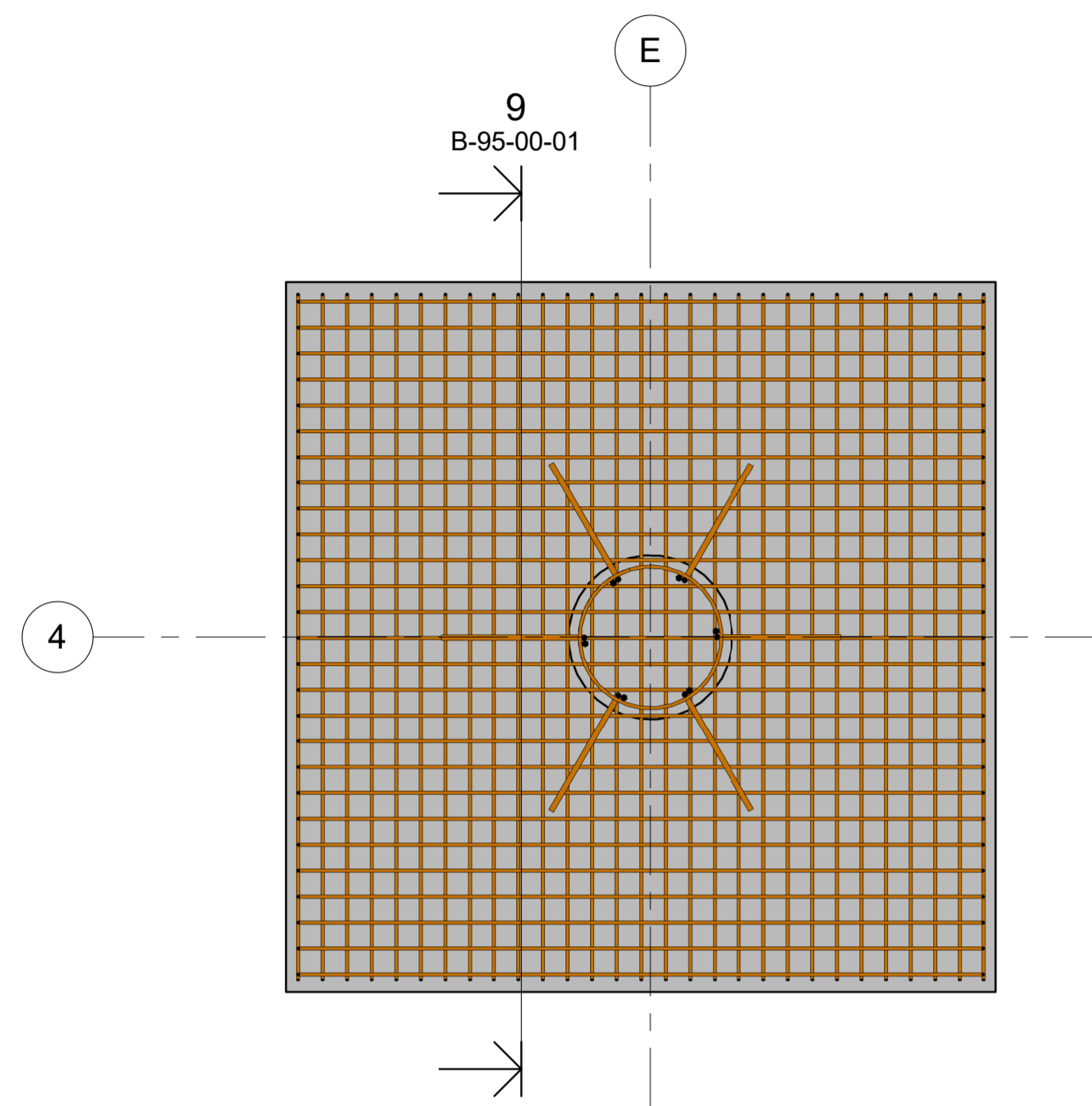
-  Støpeskjøt
-  Plasstøpt betongsnitt
-  Prefab betongsnitt
-  Metallsnitt

HENVISNINGER:

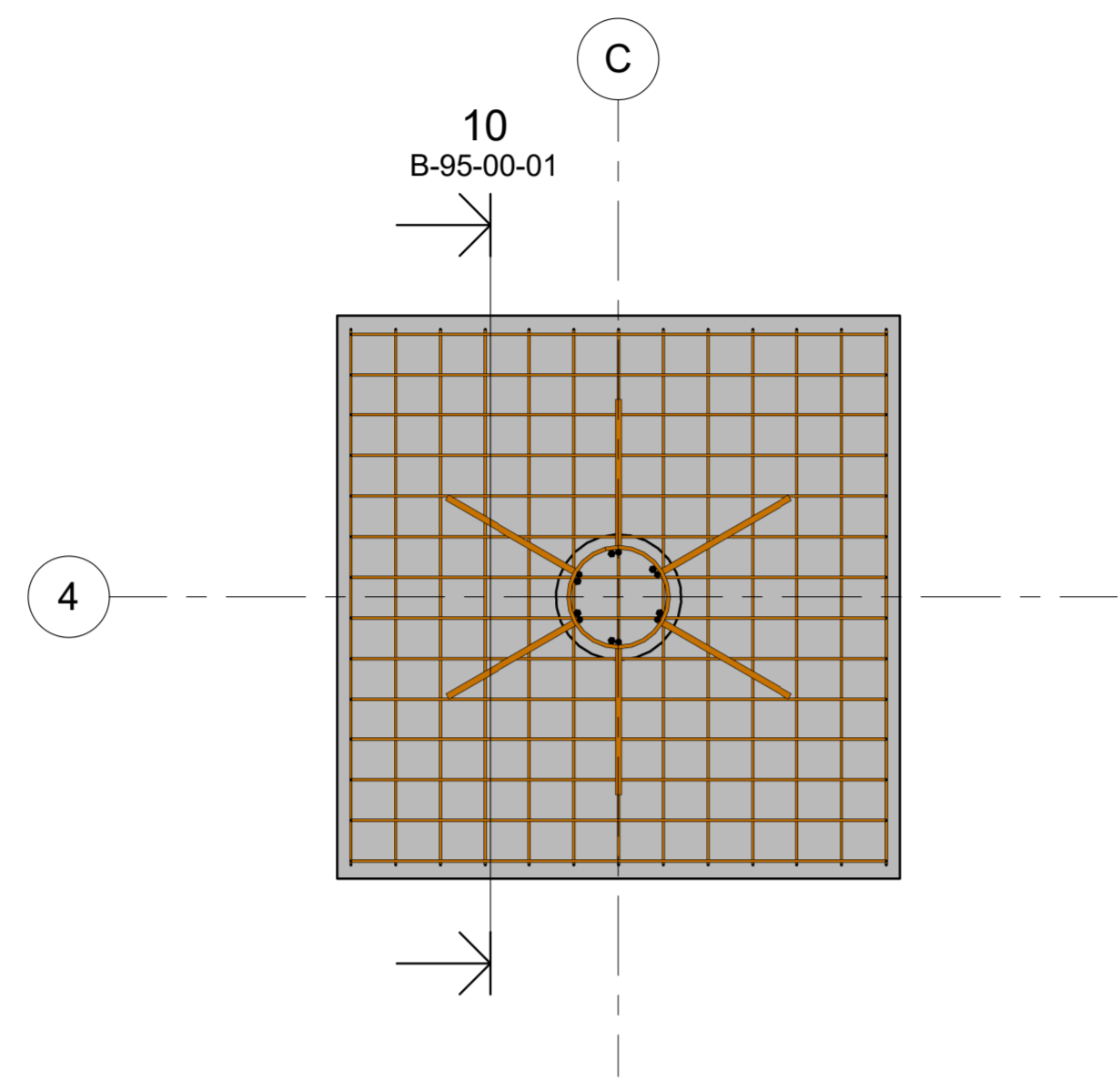
- B-20-U2-01 - MÅLTEGNING - FUNDAMENTPLAN
- B-20-U1-01 - MÅLTEGNING - DEKKE OVER U1. ETG
- B-20-01-01 - MÅLTEGNING - DEKKE OVER 01. ETG
- B-20-02-01 - MÅLTEGNING - DEKKE OVER 02. ETG

Bøyeliste.pdf

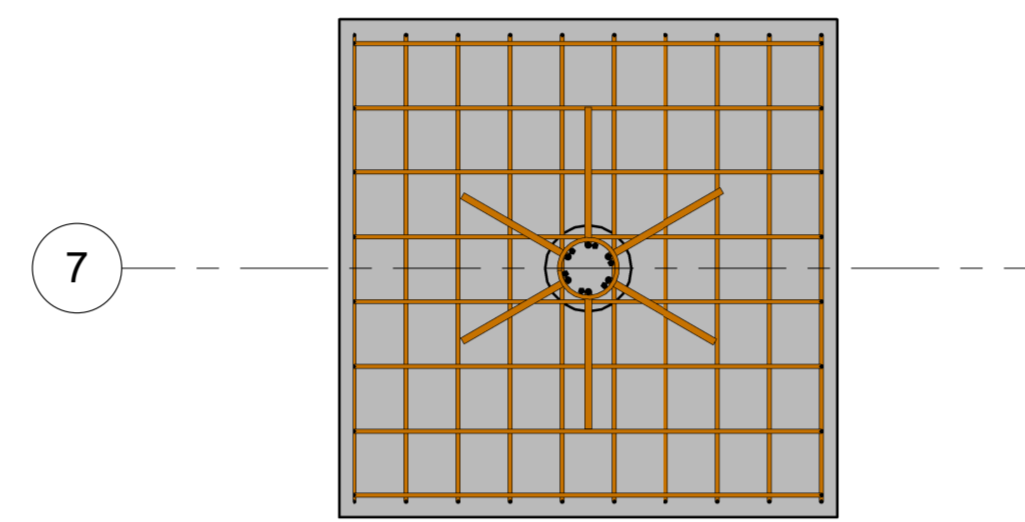
Tegningsnummer	Revisjon
B-95-00-01	1



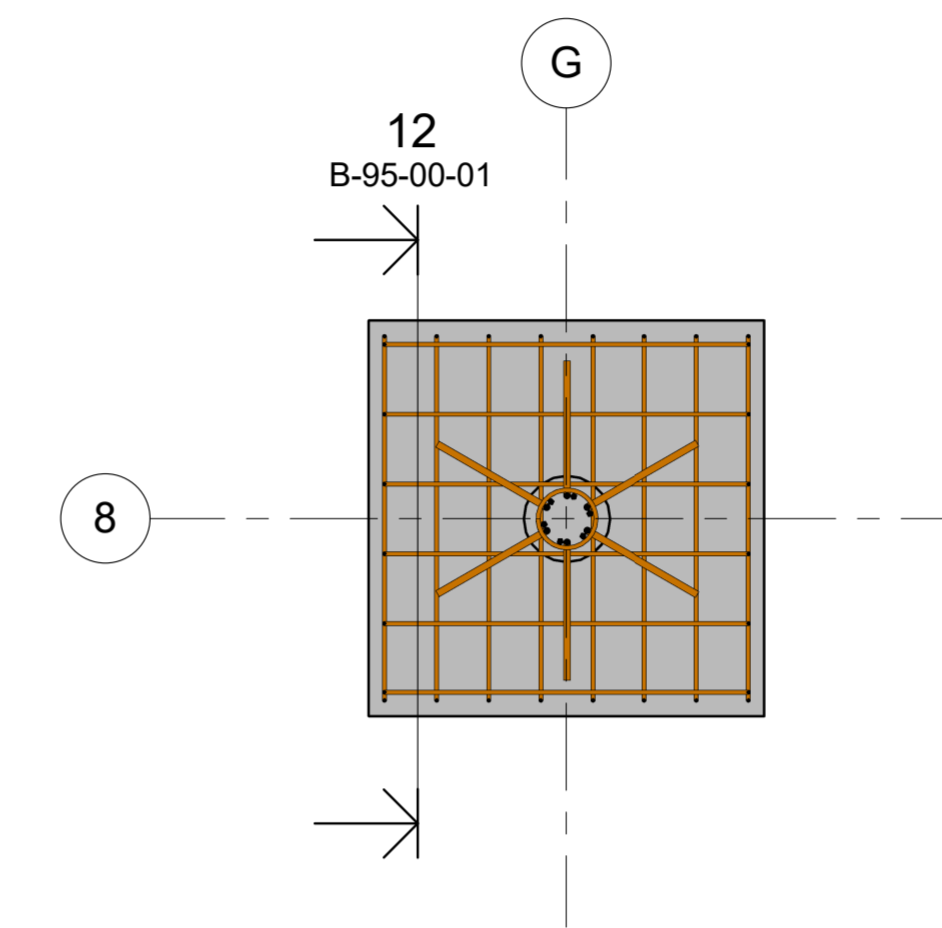
2 P.1
1:20



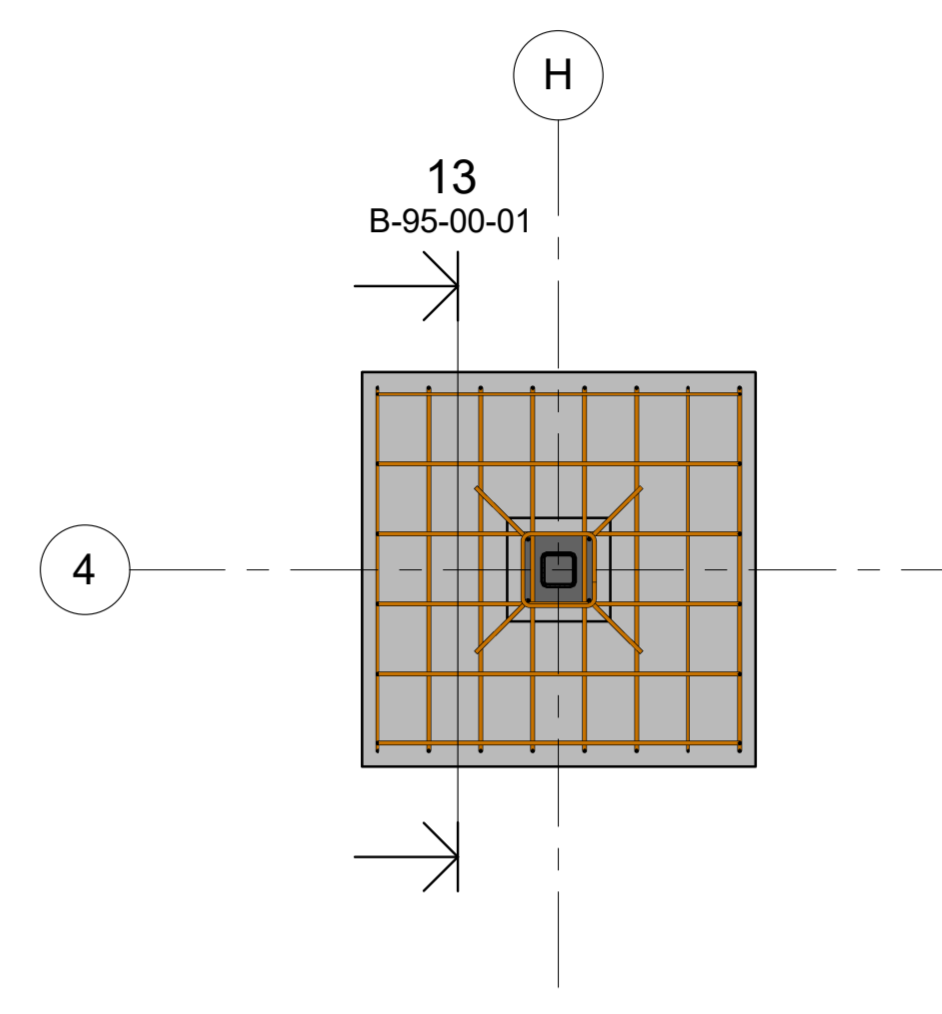
3 P.2
1:20



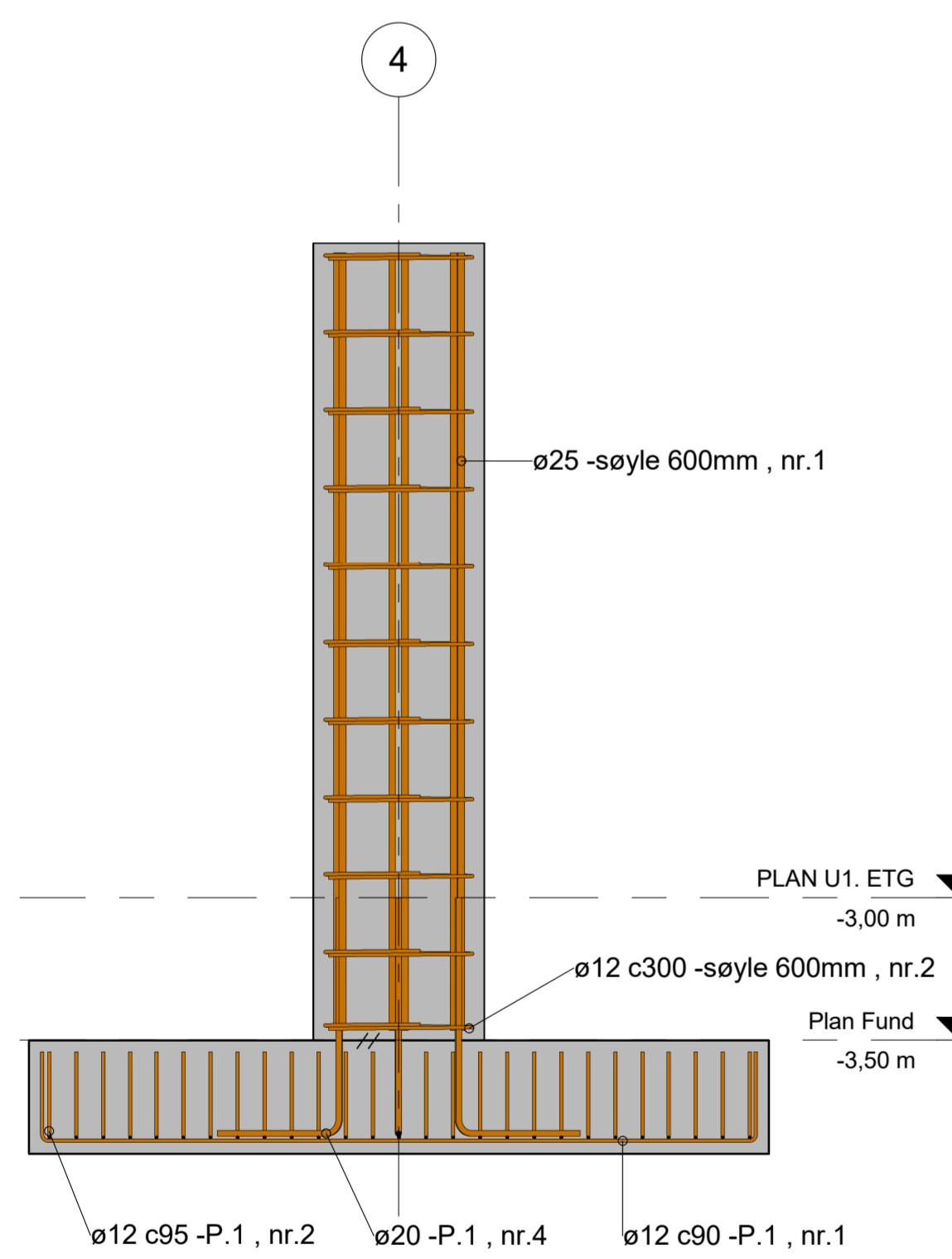
4 P.3
1:20



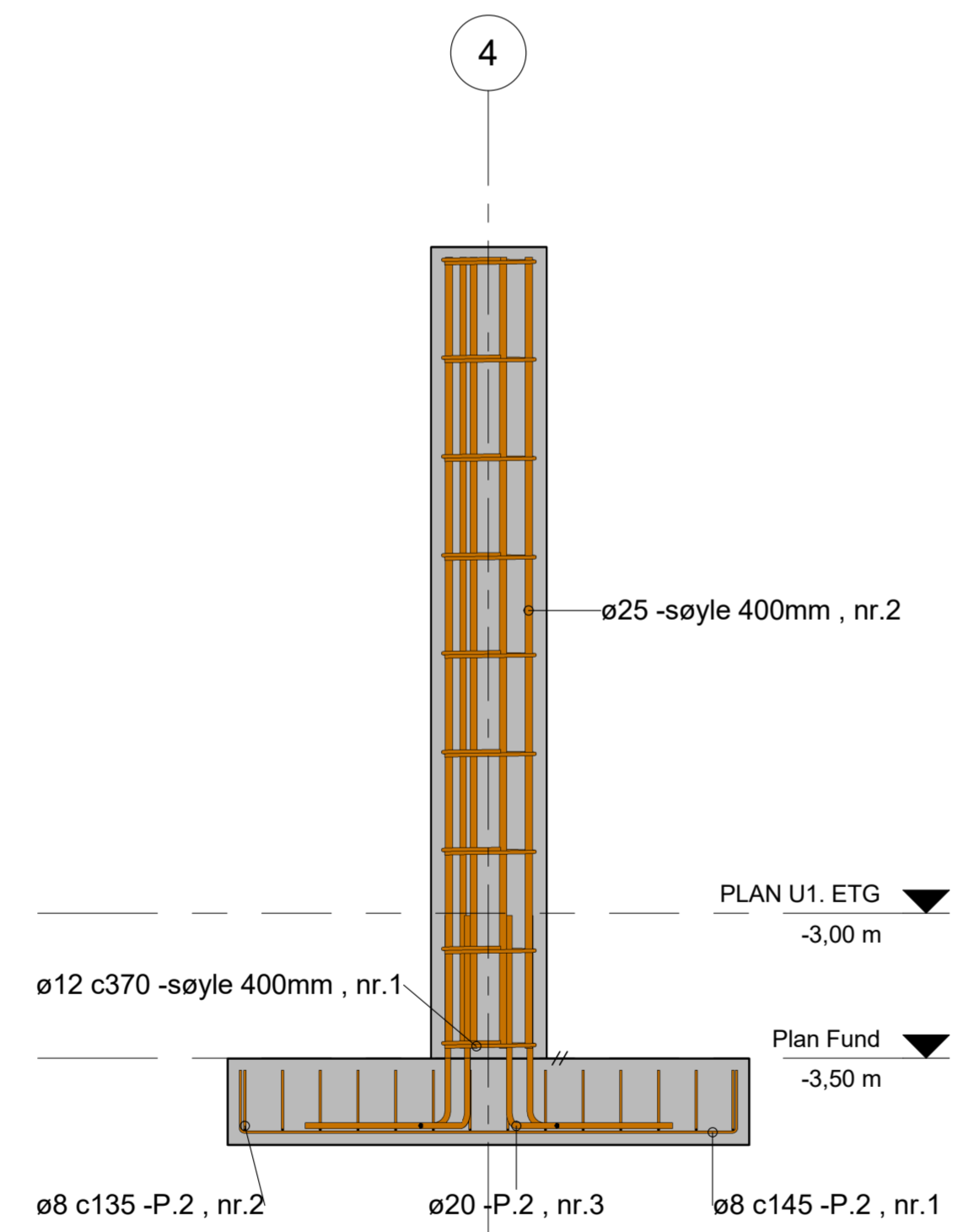
5 P.4
1:20



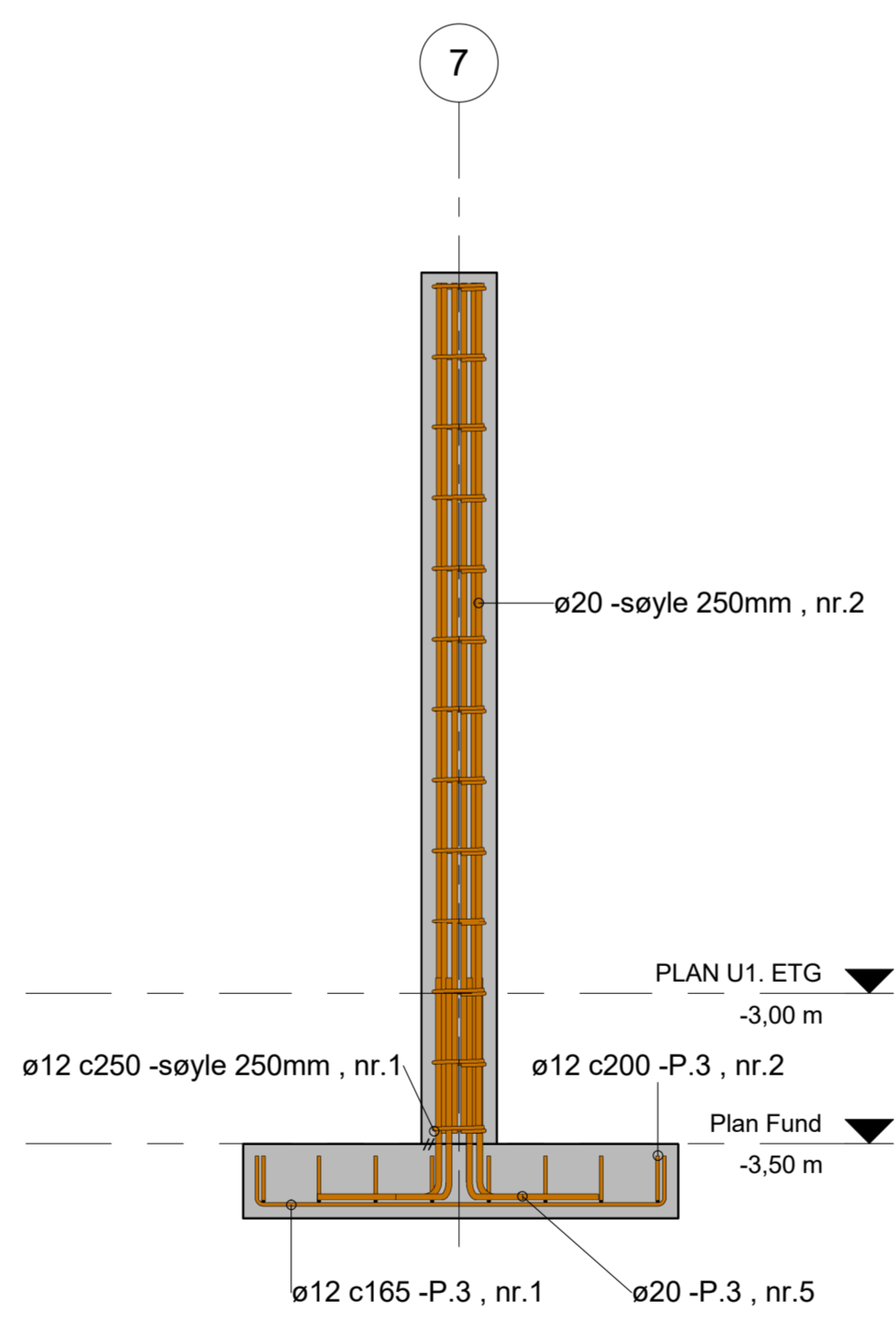
7 P.4 med konsoll
1:20



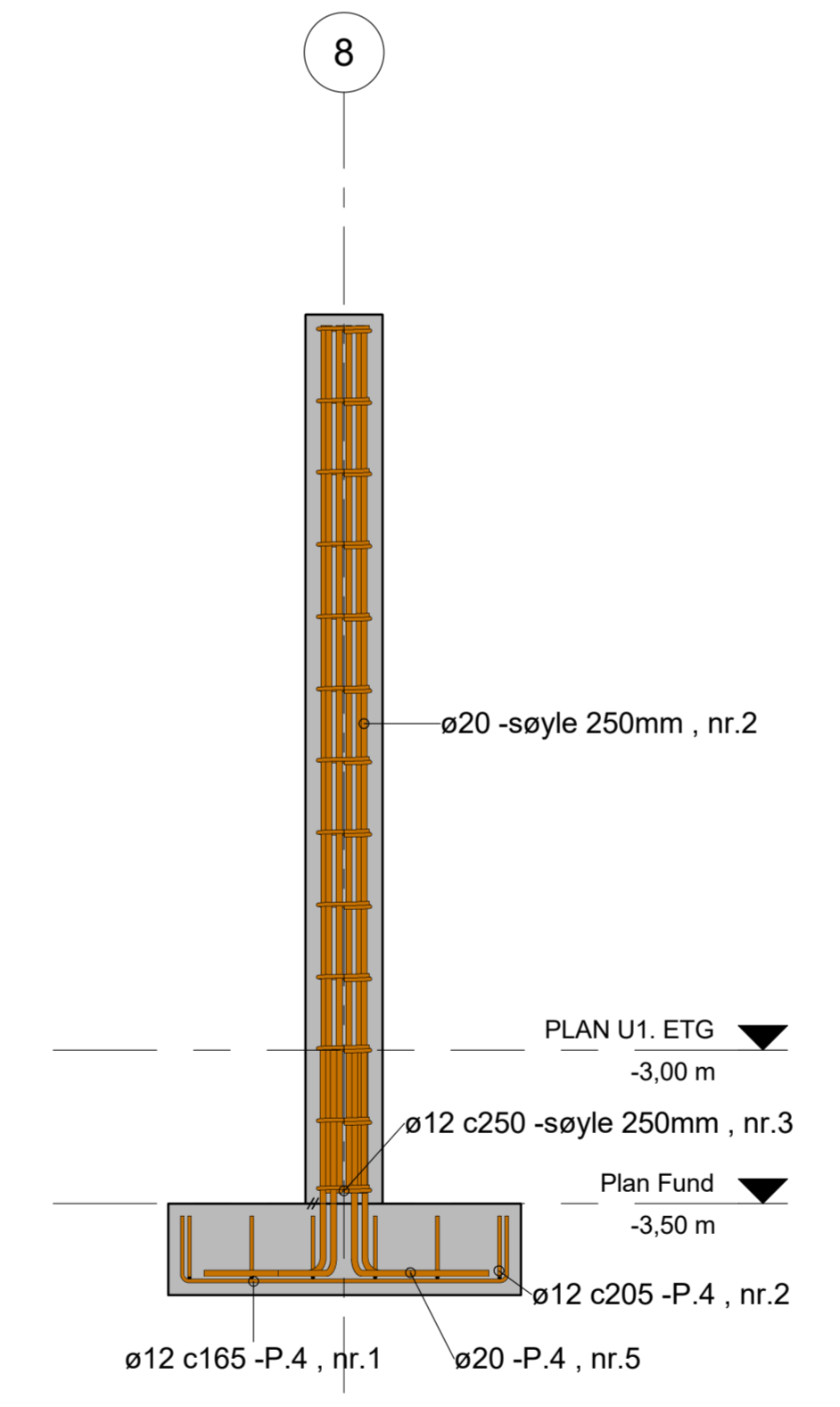
9 Sirkulær søyle 600mm
1:20



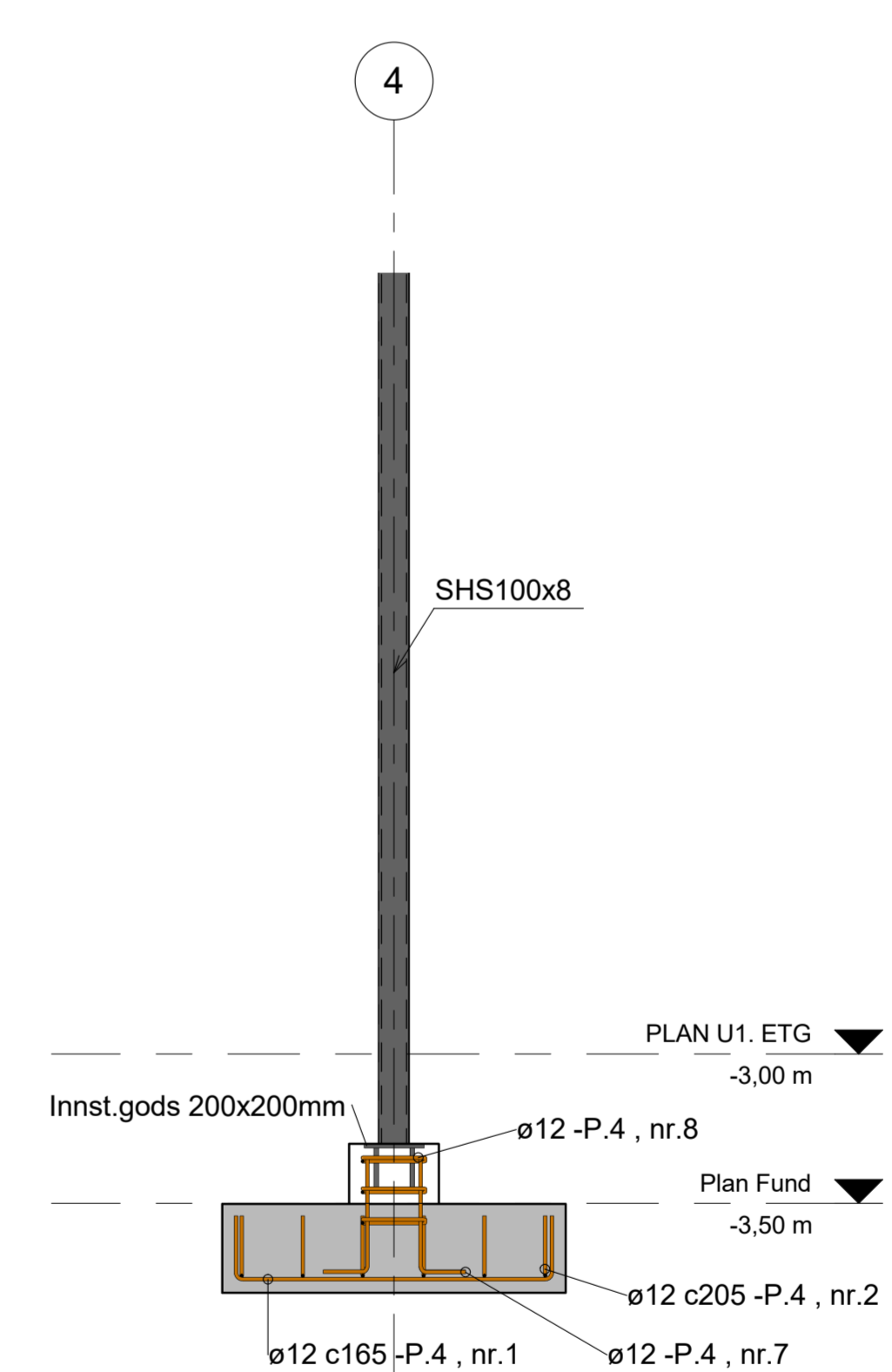
10 Sirkulær søyle 400mm
1:20



11 Sirkulær søyle 250mm
1:20



12 Sirkulær søyle 250mm (P.4)
1:20



13 P.4 med konsoll
1:20

1	18.05.16	Revisjon list			
Nr.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent

NTNU i Ålesund/ Norconsult AS 1:20

Bacheloroppgave
ARMERING - SØYLE

Utførelse i henhold til teknisk beskrivelse, NS 3420, NS13670+NA, NS 3576-3 og NS-EN 1992-1-1+NA

Norconsult	Oppdragsnummer A1-001	Tegningsnummer B-95-00-01	Revisjon 1
------------	--------------------------	------------------------------	---------------



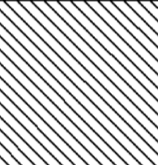
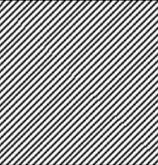
ANVISNINGER:

- Armering
 - Armeringsstenger: *B500NC iht. og NS 3576-3*
 - Nominell overdekning:
 - Generelt: 35mm
 - Mot grunn: 40mm
 - Omfaringslengde: 50ø, dersom annet ikke er angitt
 - Oppstikkende armering skal HMS-sikres med kopper.
 - For bøyde stenger skal det generelt i bøyn plasseres et jern med diameter minst lik den bøyde stangens diameter
 - Armeringsstoler skal utføres av betong iht. statens vegvesen, publikasjon nr. 78

2. Fundamenter

1:50 hellingsgrad på overside.

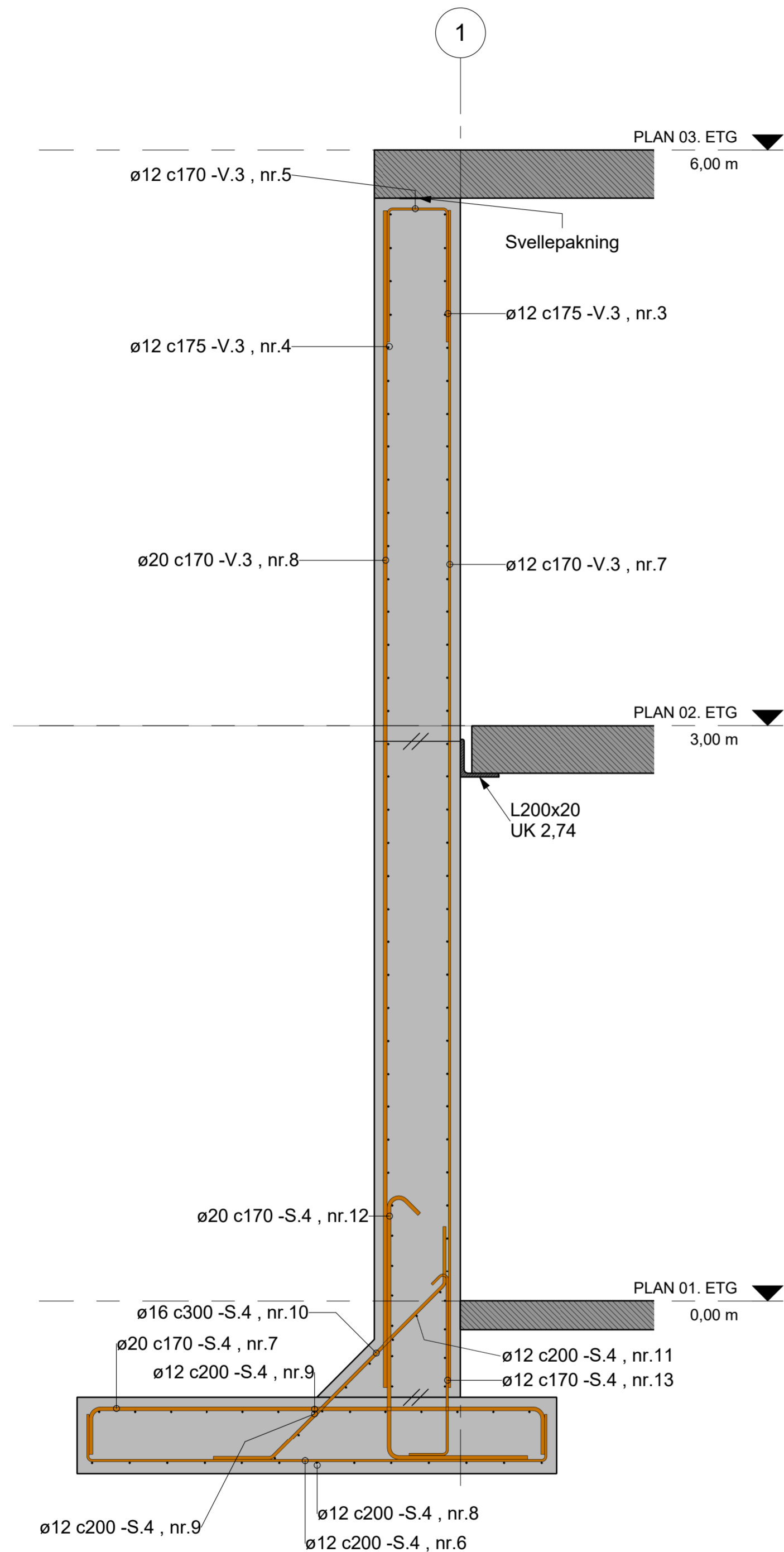
3. Symboler og skravering

-  Støpeskjøt
-  Plasstøpt betongsnitt
-  Prefab betongsnitt
-  Metallsnitt

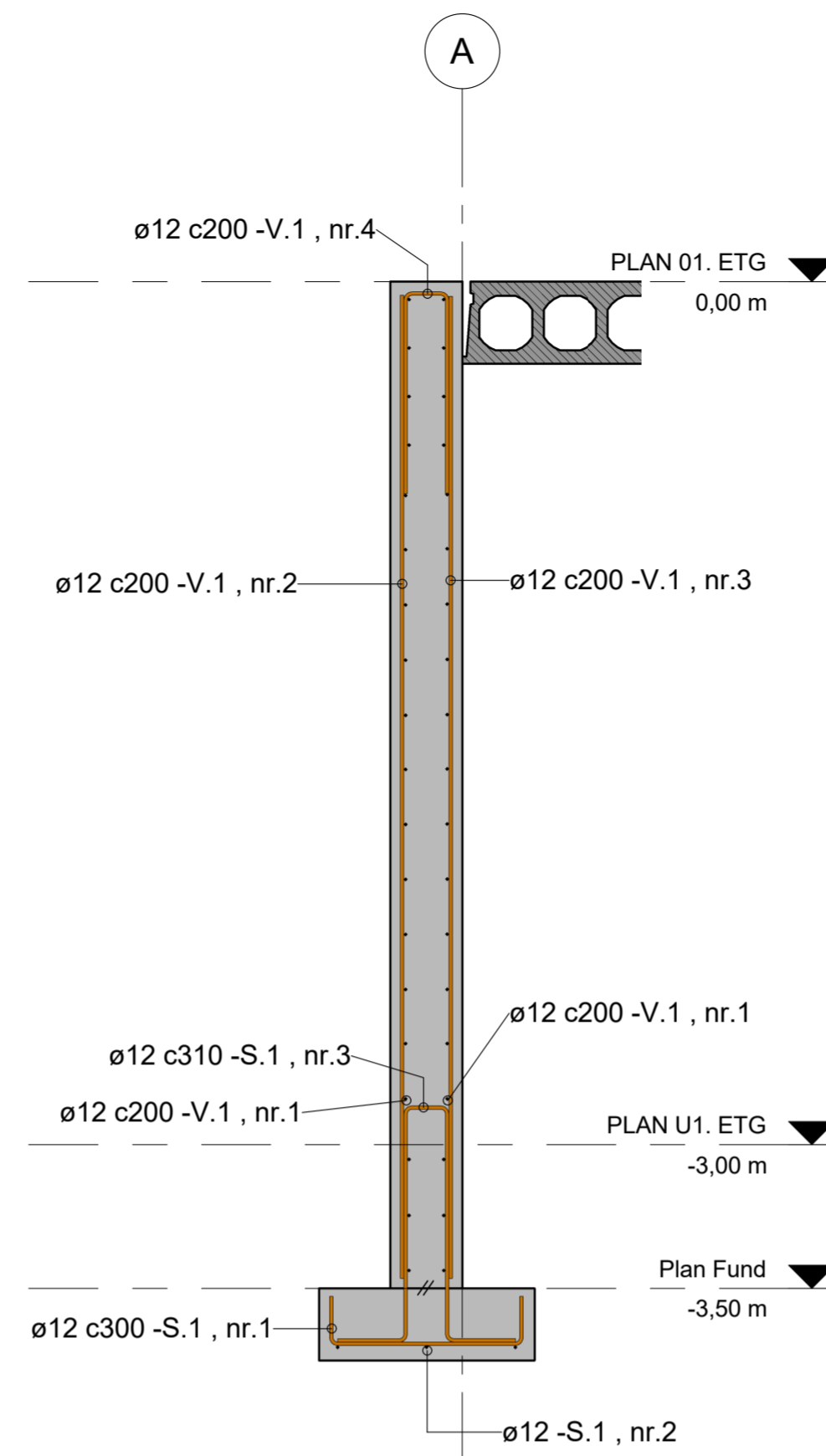
HENVISNINGER:

- B-20-U2-01 - MÅLTEGNING - FUNDAMENTPLAN
- B-20-U1-01 - MÅLTEGNING - DEKKE OVER U1. ETG
- B-20-01-01 - MÅLTEGNING - DEKKE OVER 01. ETG
- B-20-02-01 - MÅLTEGNING - DEKKE OVER 02. ETG

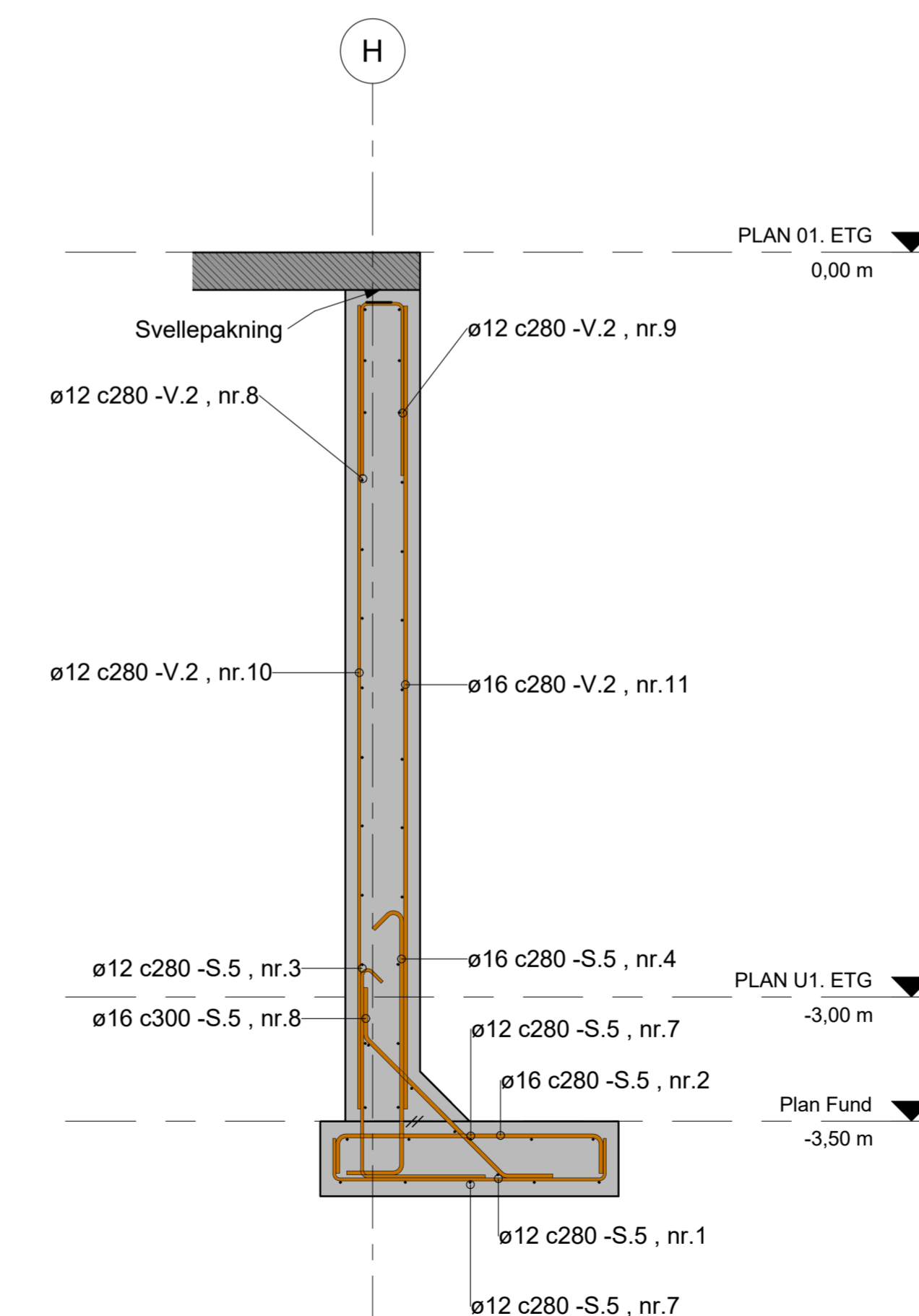
Bøyeliste.pdf



3 Vegg03
1 : 20



1 Vegg01
1 : 20



2 Vegg02
1 : 20

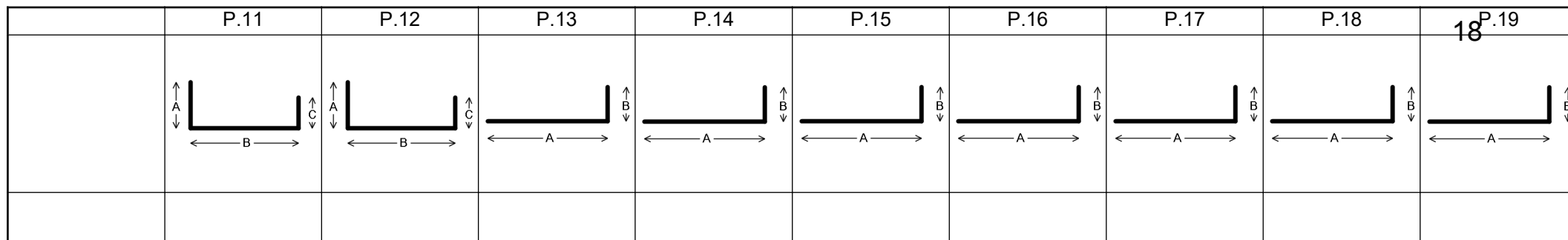
Rev.	Dato	Revision last	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
1	18.05.16					

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 tilsier.

NTNU i Ålesund/	Norconsult AS	Målestokk (gjelder A1)	1 : 20
-----------------	---------------	------------------------	--------

Bacheloroppgave
ARMERING - VEGG OG STØTTEMUR

Norconsult	Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
	A1-001	B-95-00-02	1




Bøye listen stemmer overens med: NS-EN ISO3766:2004

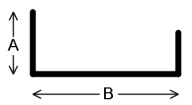
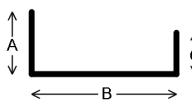
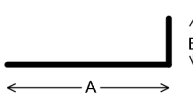
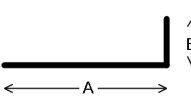
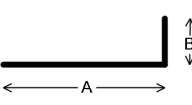
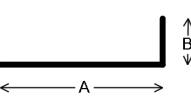
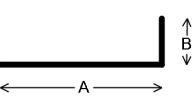
Konstruksjonsdel: **Punktfundament P.1**

Posnr.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang (mm)	Ant. konstr. deler	Stenger pr. del	Totalt antall	Total Lengde (m)	Form kode	Krok											Revisjon				
										A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J		K	O	R / V	Dor (mm)
P.11	B500NC	12	3115	1	174	174	542	21	0	0	320	2520	320											32
P.12	B500NC	12	3095	1	167	167	517	21	0	0	310	2520	310											32
P.13	B500NC	20	1320	1	2	2	3	11	0	0	835	525												80
P.14	B500NC	20	1295	1	24	24	31	11	0	0	835	500												80
P.15	B500NC	20	1270	1	2	2	3	11	0	0	835	475												80
P.16	B500NC	20	1260	1	3	3	4	11	0	0	835	465												80
P.17	B500NC	20	1330	1	3	3	4	11	0	0	835	535												80
P.18	B500NC	20	1315	1	1	1	1	11	0	0	835	520												80
P.19	B500NC	20	1275	1	1	1	1	11	0	0	835	480												80

Sum denne siden	ø6	ø8	ø10	ø12	ø14	ø16	ø20	ø25	ø28	ø32	ø40	Hylser	Gjenger	T-Hoder
Total lengde (m)				1059			47							
Total vekt (kg)				940			115							

Total vekt inkluderer IKKE vekt av eventuelle T-hoder eller hylser, kun vekt av stang

Konstruktør  Informasjonssystemer	Oppdragsnavn Bacheloroppgave	Utarbeidet dato Våren 2016	Revidert dato	Tegningsnummer	Dokumentnummer
Bøye liste	Oppdragsgiver NTNU i Ålesund/ Norconsult AS		Oppdragsnummer A1-001	Bøye listeside P.1	Rev. Indeks

	P.31	P.32	P.33	P.34	P.35	P.36	P.37		20
									


Bøye listen stemmer overens med: NS-EN ISO3766:2004

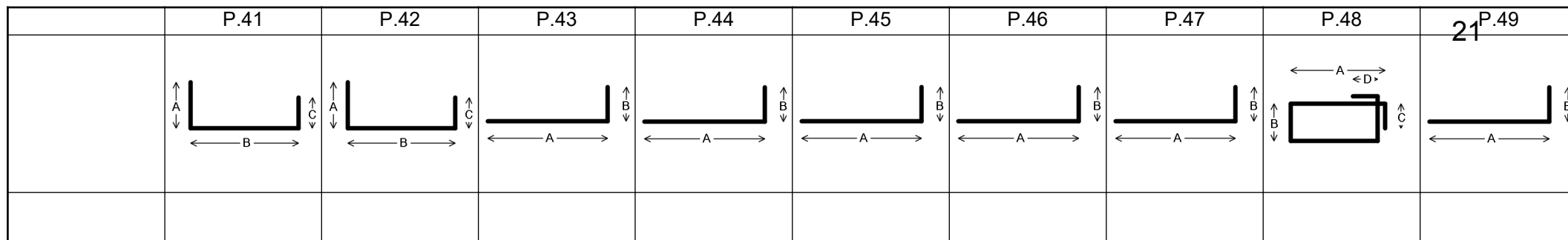
Konstruksjonsdel: **Punktfundament P.3**

Posnr.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang (mm)	Ant. konstr. deler	Stenger pr. del	Totalt antall	Total Lengde (m)	Form kode	Krok												Revisjon				
										A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J	K		O	R/V	Dor (mm)	
P.31	B500NC	12	1665	1	20	20	33	21	0 0	170	1370	170													32
P.32	B500NC	12	1645	1	16	16	26	21	0 0	160	1370	160													32
P.33	B500NC	20	1105	1	2	2	2	11	0 0	735	415														80
P.34	B500NC	20	1090	1	2	2	2	11	0 0	735	395														80
P.35	B500NC	20	1060	1	4	4	4	11	0 0	735	365														80
P.36	B500NC	20	1100	1	2	2	2	11	0 0	735	405														80
P.37	B500NC	20	1065	1	2	2	2	11	0 0	735	370														80

Sum denne siden	ø6	ø8	ø10	ø12	ø14	ø16	ø20	ø25	ø28	ø32	ø40	Hylser	Gjenger	T-Hoder
Total lengde (m)				60			13							
Total vekt (kg)				53			32							

Total vekt inkluderer IKKE vekt av eventuelle T-hoder eller hylser, kun vekt av stang

Konstruktør  Informasjonssystemer	Oppdragsnavn Bacheloroppgave	Utarbeidet dato Våren 2016	Revidert dato	Tegningsnummer	Dokumentnummer
Bøye liste	Oppdragsgiver NTNU i Ålesund/ Norconsult AS		Oppdragsnummer A1-001	Bøye listeside P.3	Rev. Indeks



Bøye listen stemmer overens med: NS-EN ISO3766:2004

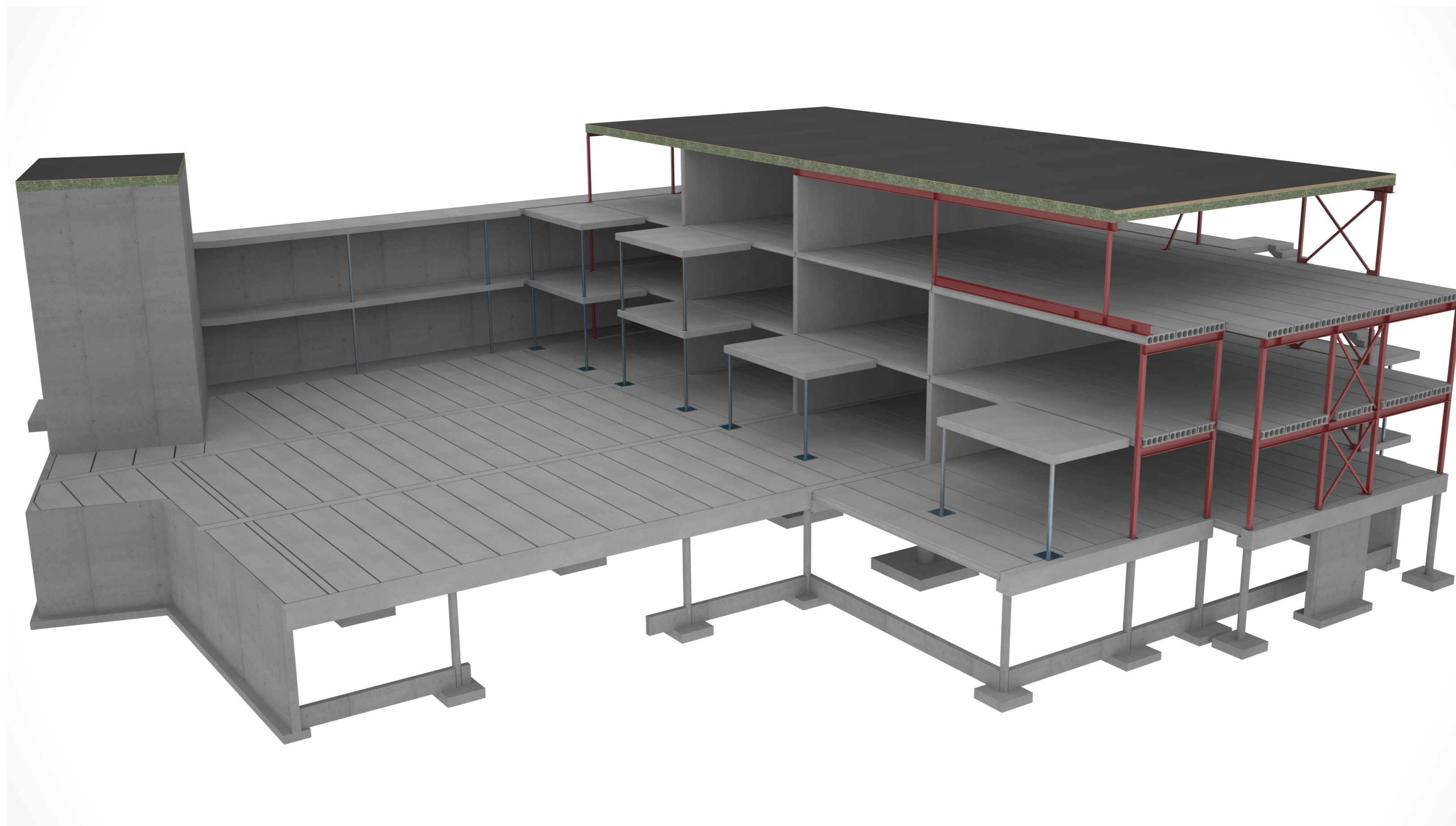
Konstruksjonsdel: **Punktfundament P.4**


Posnr.	Stålkval.	Diam (mm)	Lengde av hver stang (mm)	Ant. konstr. deler	Stenger pr. del	Totalt antall	Total Lengde (m)	Form kode	Krok											Revisjon				
										A	B	C	D	E	F	G	H1	H2	J		K	O	R/V	Dor (mm)
P.41	B500NC	12	1465	1	72	72	105	21	0 0	220	1070	220												32
P.42	B500NC	12	1445	1	61	61	88	21	0 0	210	1070	210												32
P.43	B500NC	20	1095	1	3	3	3	11	0 0	735	400													80
P.44	B500NC	20	1075	1	12	12	13	11	0 0	735	380													80
P.45	B500NC	20	1070	1	12	12	13	11	0 0	735	375													80
P.46	B500NC	20	1110	1	3	3	3	11	0 0	735	415													80
P.47	B500NC	12	595	1	24	24	14	11	0 0	220	395													32
P.48	B500NC	12	985	1	13	13	13	51	0 0	220	220	145	65											32
P.49	B500NC	20	1105	1	3	3	3	11	0 0	735	410													80

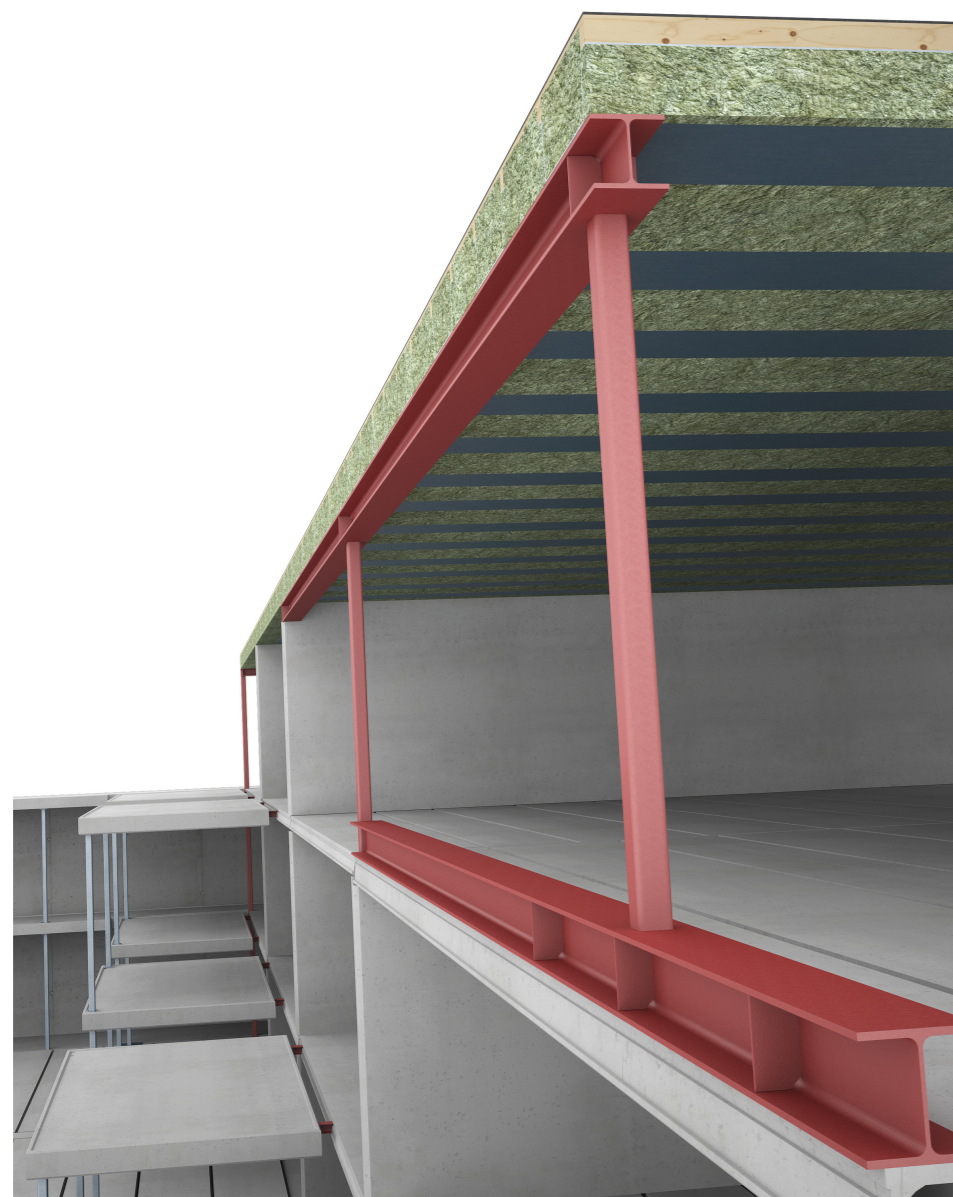
Sum denne siden	ø6	ø8	ø10	ø12	ø14	ø16	ø20	ø25	ø28	ø32	ø40	Hylser	Gjenger	T-Hoder
Total lengde (m)				221			36							
Total vekt (kg)				196			88							

Total vekt inkluderer IKKE vekt av eventuelle T-hoder eller hylser, kun vekt av stang

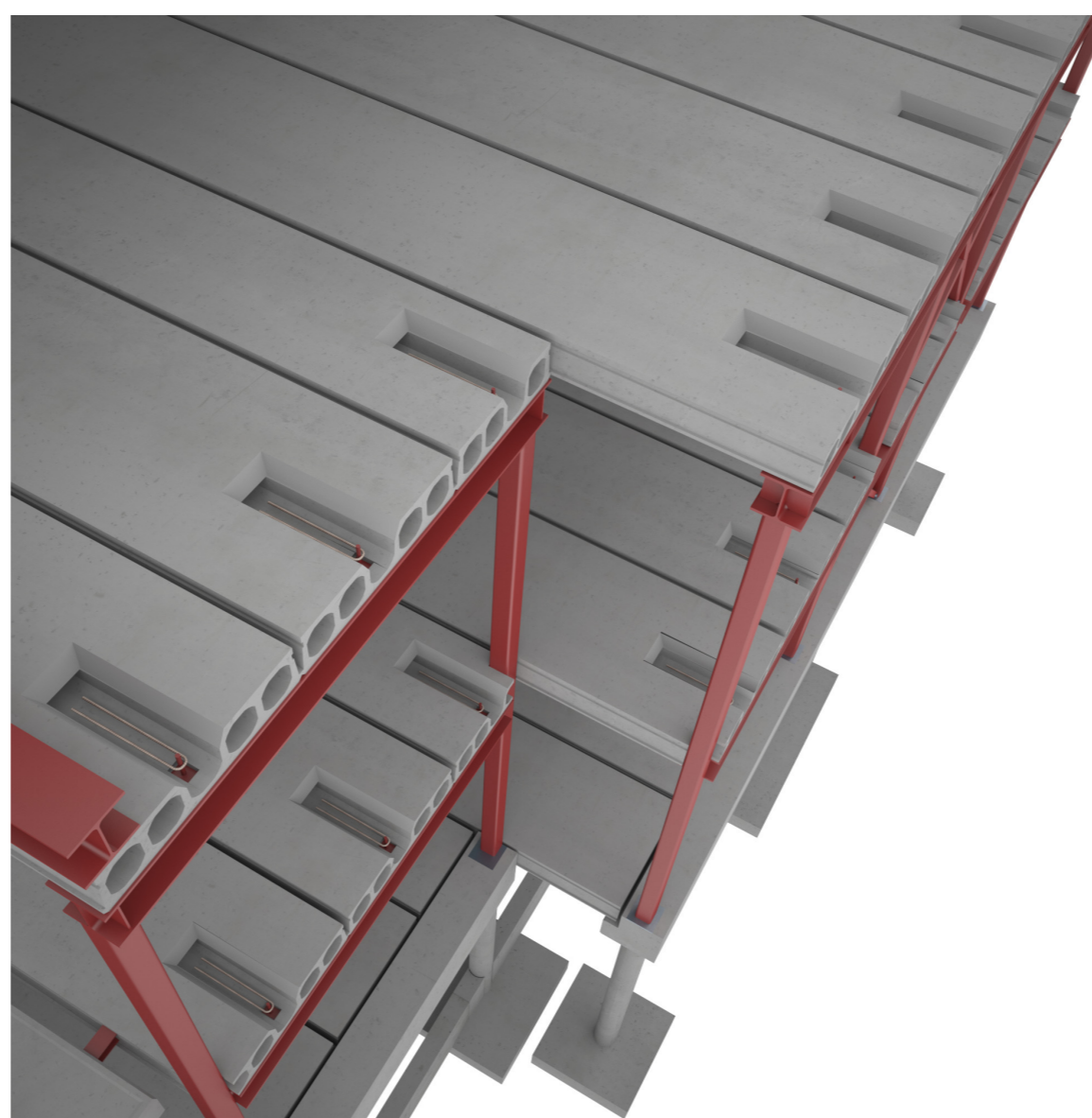
Konstruktør Norconsult Informasjonssystemer	Oppdragsnavn Bacheloroppgave	Utarbeidet dato Våren 2016	Revidert dato	Tegningsnummer	Dokumentnummer
Bøye liste	Oppdragsgiver NTNU i Ålesund/ Norconsult AS		Oppdragsnummer A1-001	Bøye listeside P.4	Rev. Indeks



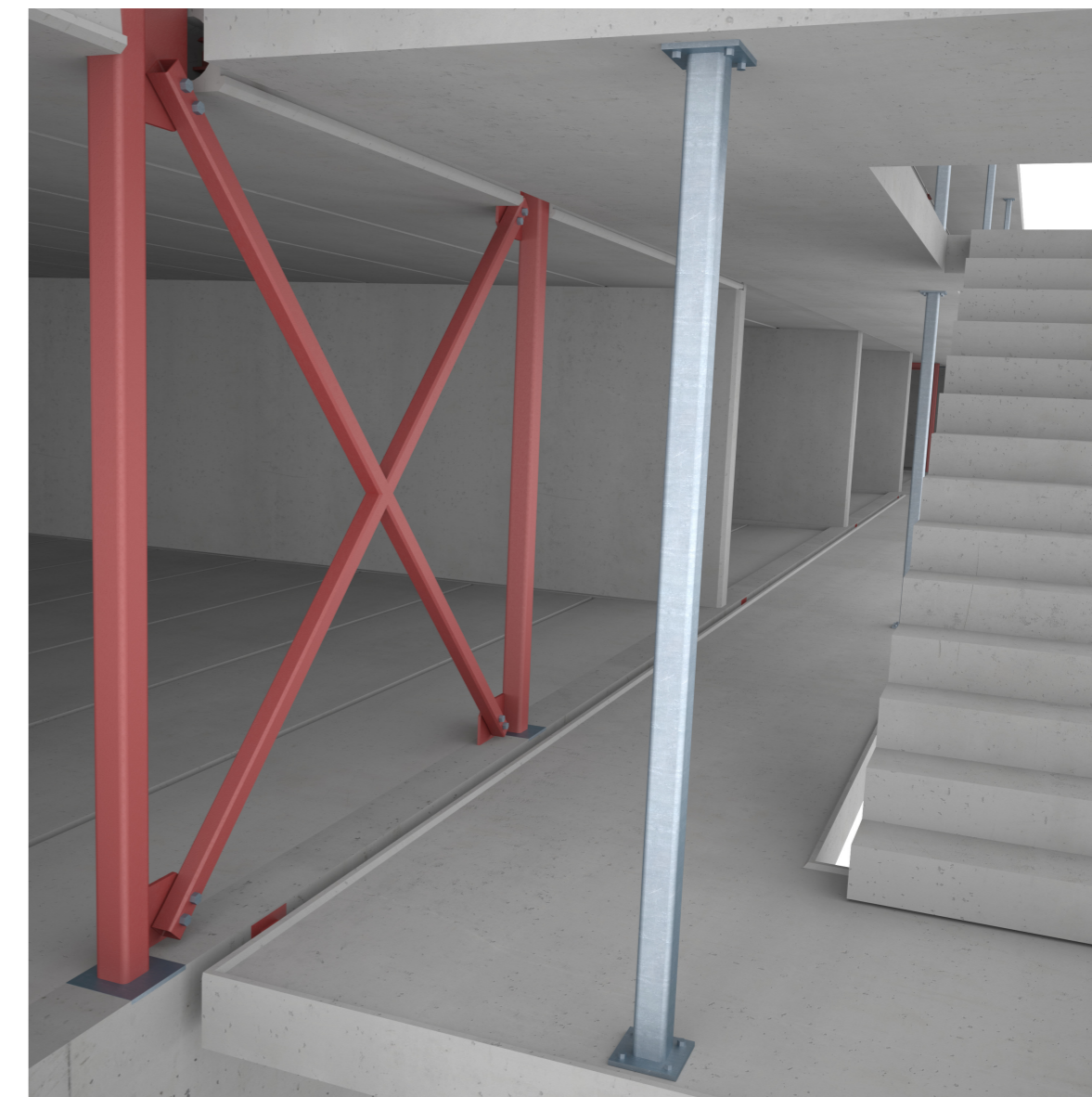
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<p>Detle dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.</p>					
<p>NTNU i Ålesund/</p>			<p>Norconsult AS</p>		<p>Målestokk (gjelder A2)</p>
<p>Bacheloroppgave 3D</p>					
<p>Norconsult </p>		<p>Oppdragsnummer A1-001</p>	<p>Tegningsnummer B-10-00-01</p>	<p>Revisjon</p>	



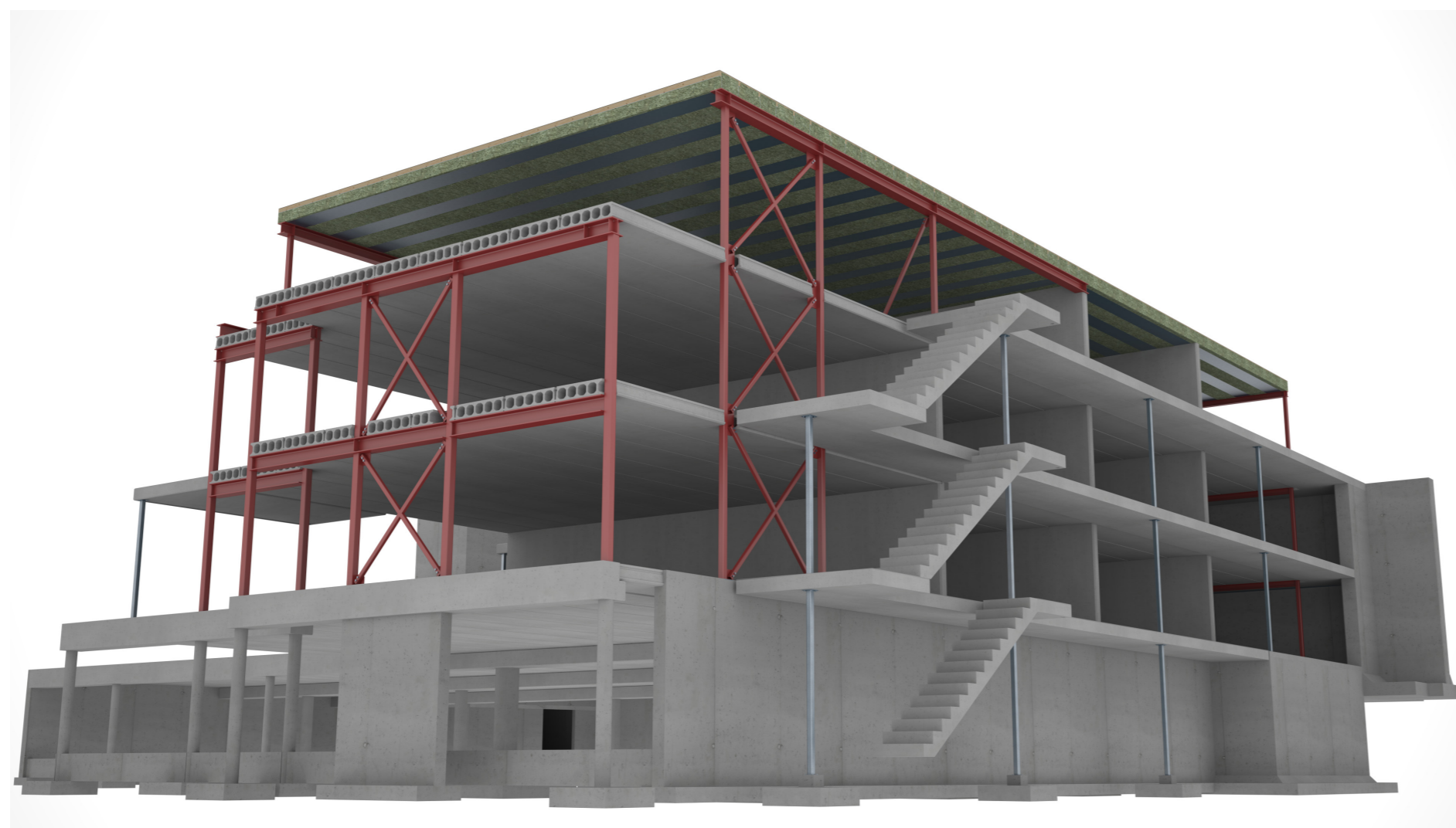
HEB 280 fordeler last på hulldekket




Pigg, u-bøyle og utstøping forbinder hulldekke og stålbejelke

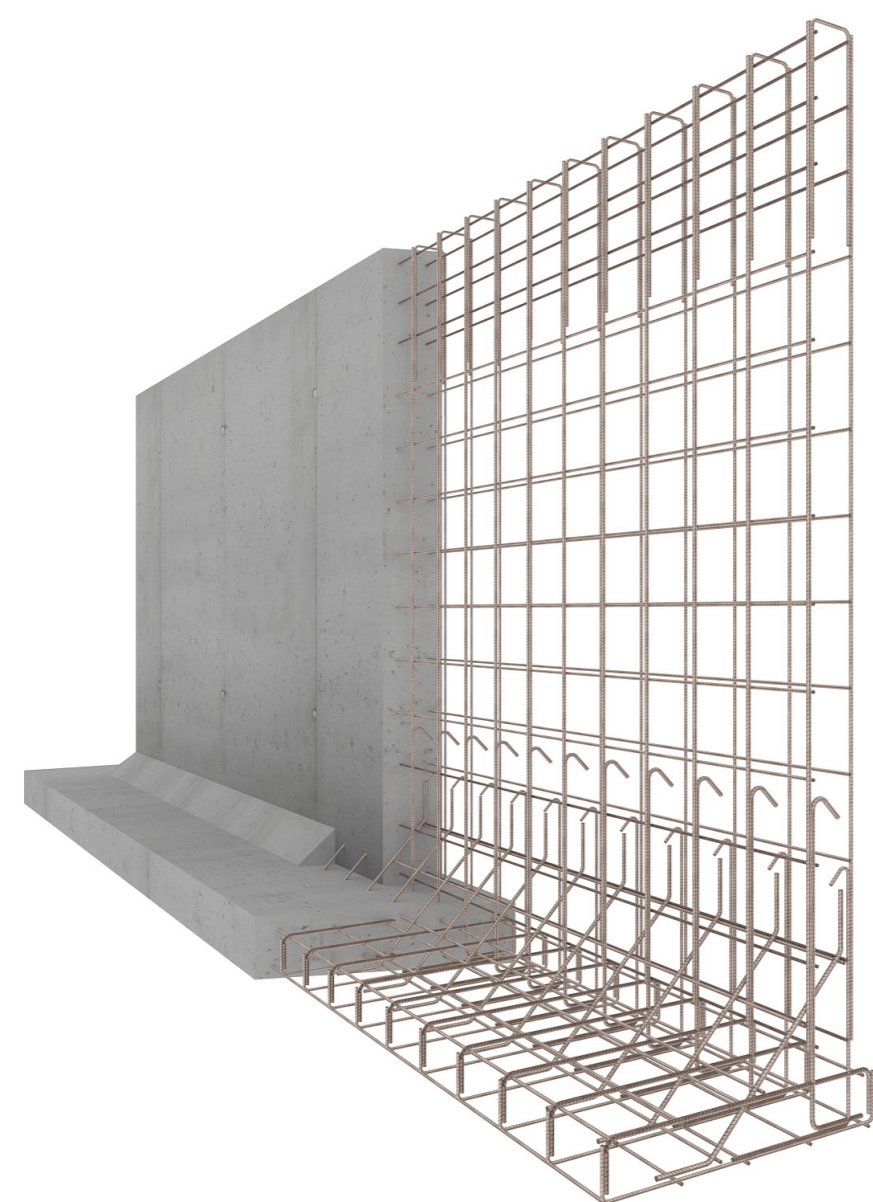


Svalgang og avstivingskryss på østsiden

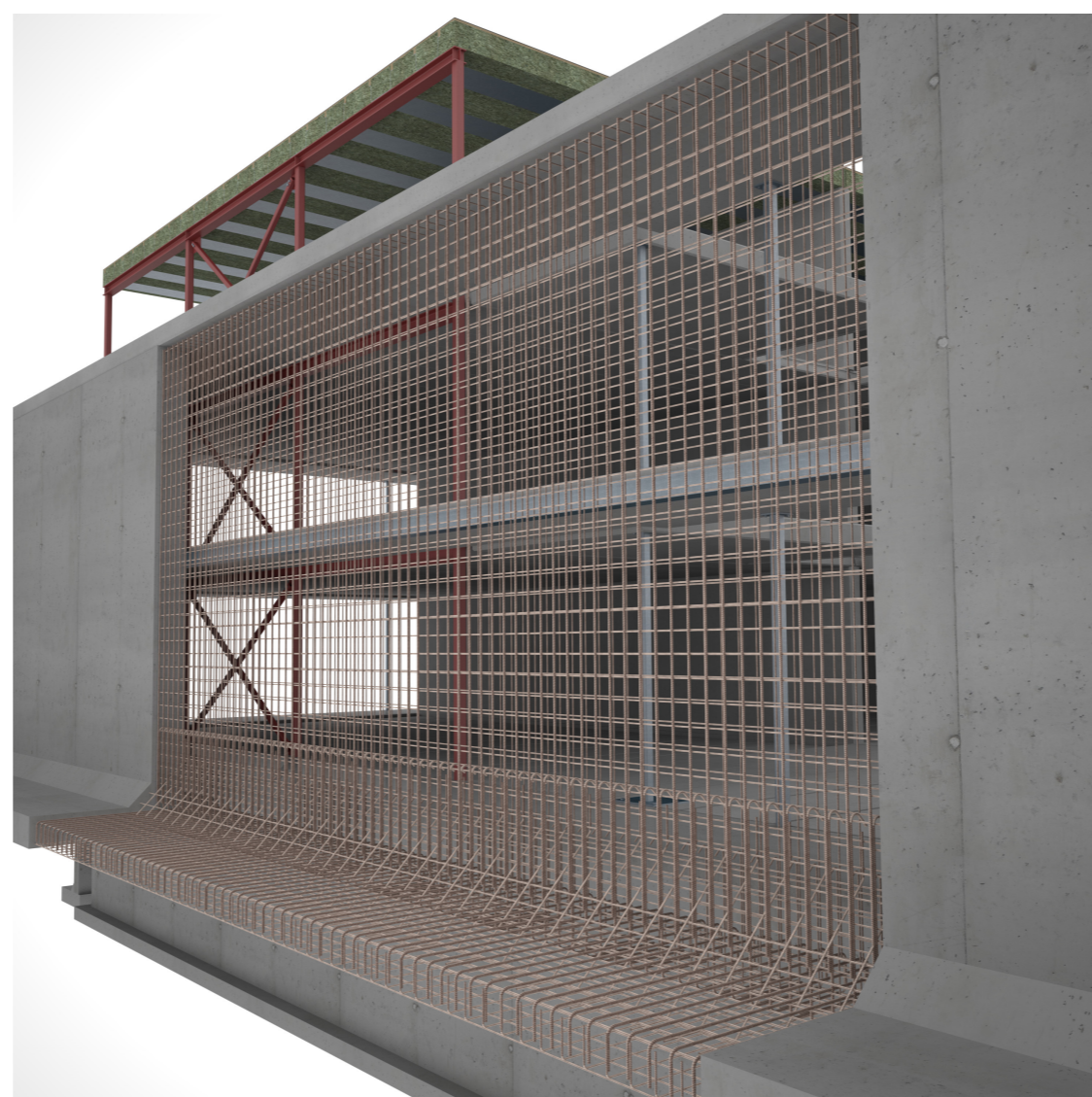


Sørøst

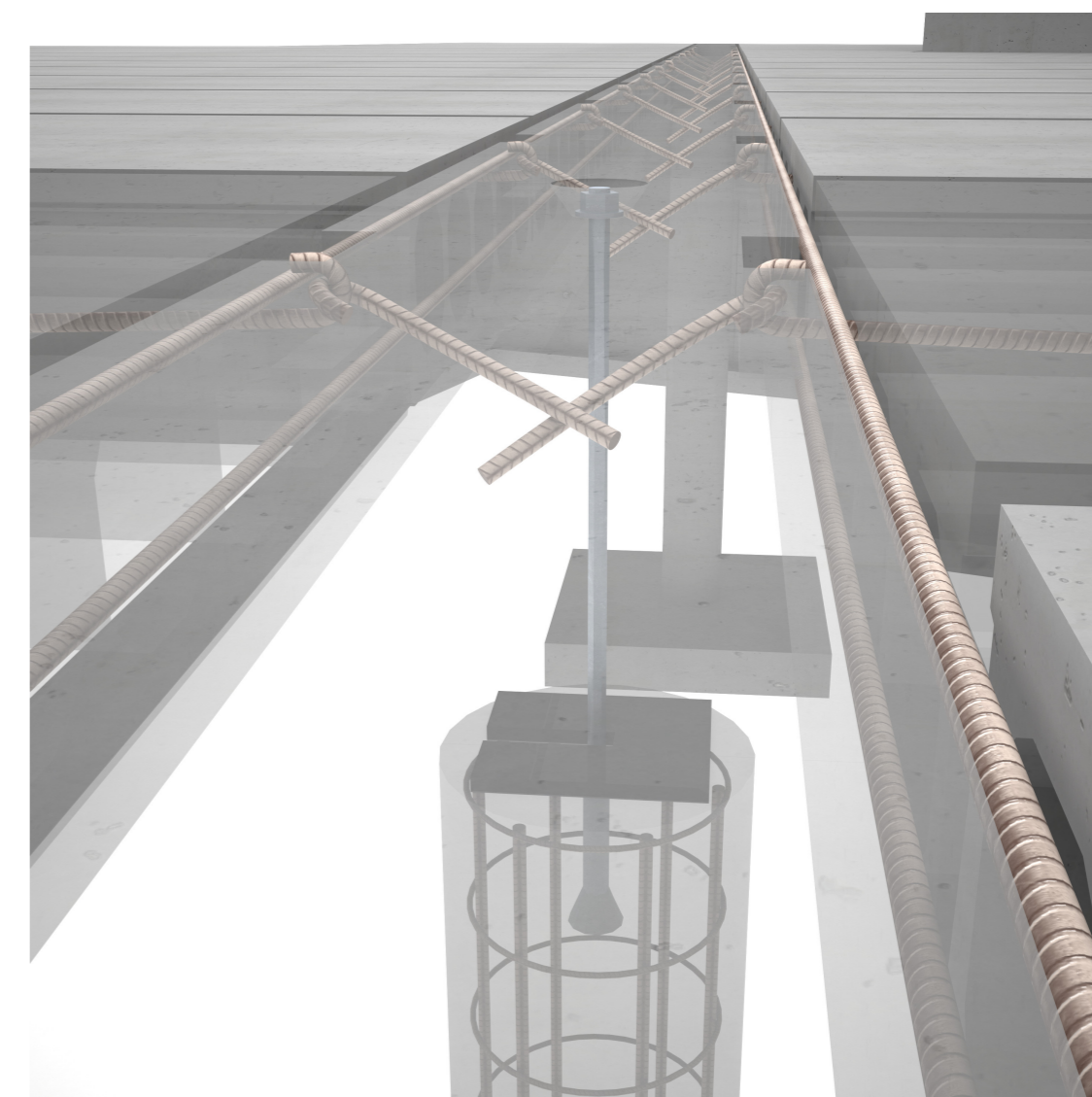
Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<small>Dette dokumentet er utarbeidet av Norconsult AS som del av det oppdraget som fremgår nedenfor. Opphavsretten tilhører Norconsult AS. Dokumentet må bare benyttes til det formål som oppdragsavtalen beskriver, og må ikke kopieres eller gjøres tilgjengelig på annen måte eller i større utstrekning enn formålet tilsier.</small>					
NTNU i Ålesund/			Norconsult AS		Målestokk (gjelder A2)
Bacheloroppgave 3D Illustrasjoner					
 Norconsult		Oppdragsnummer A1-001	Tegningsnummer B-90-00-01	Revisjon	



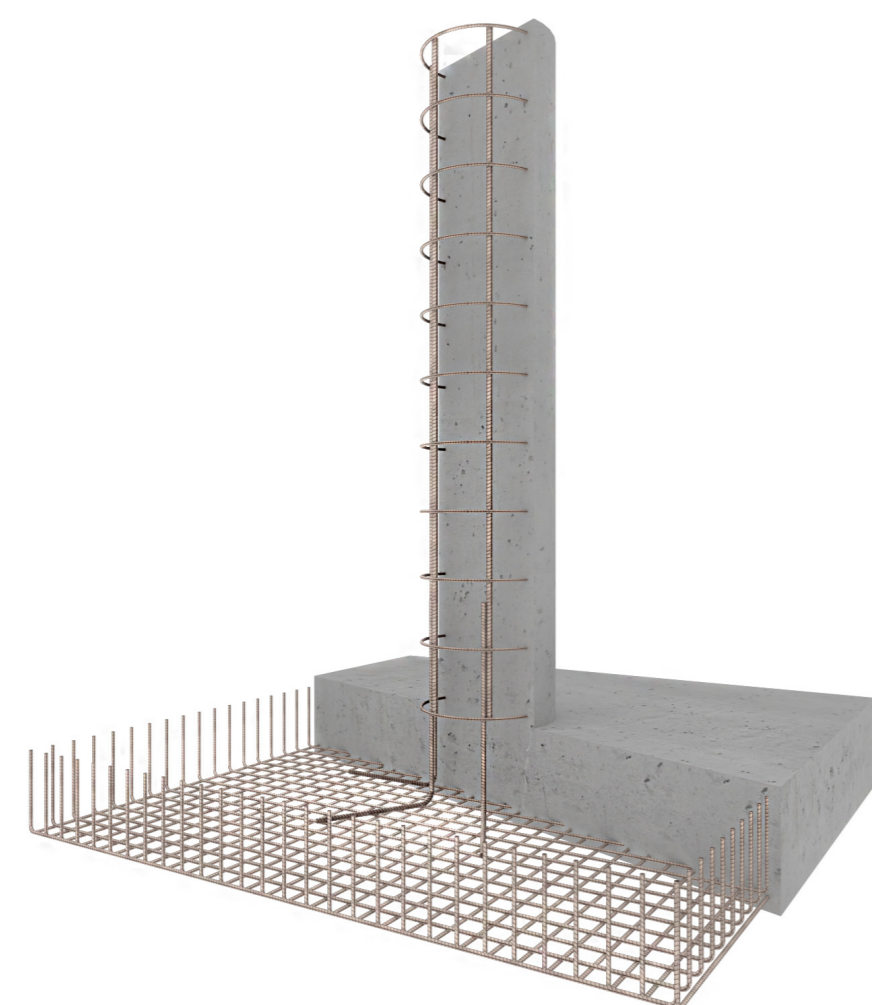
Støttemur på østsiden



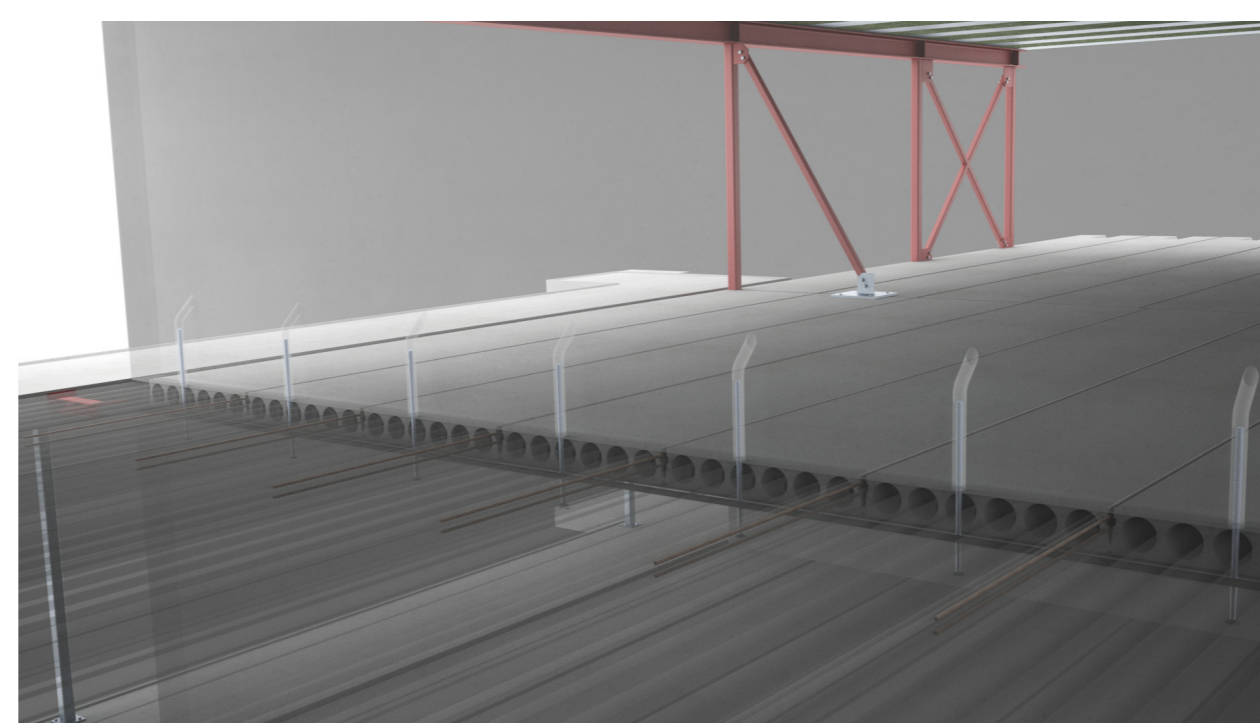
Armering i støttemur på nordsiden




Forbindelse mellom hulldekke, DLB og søyle

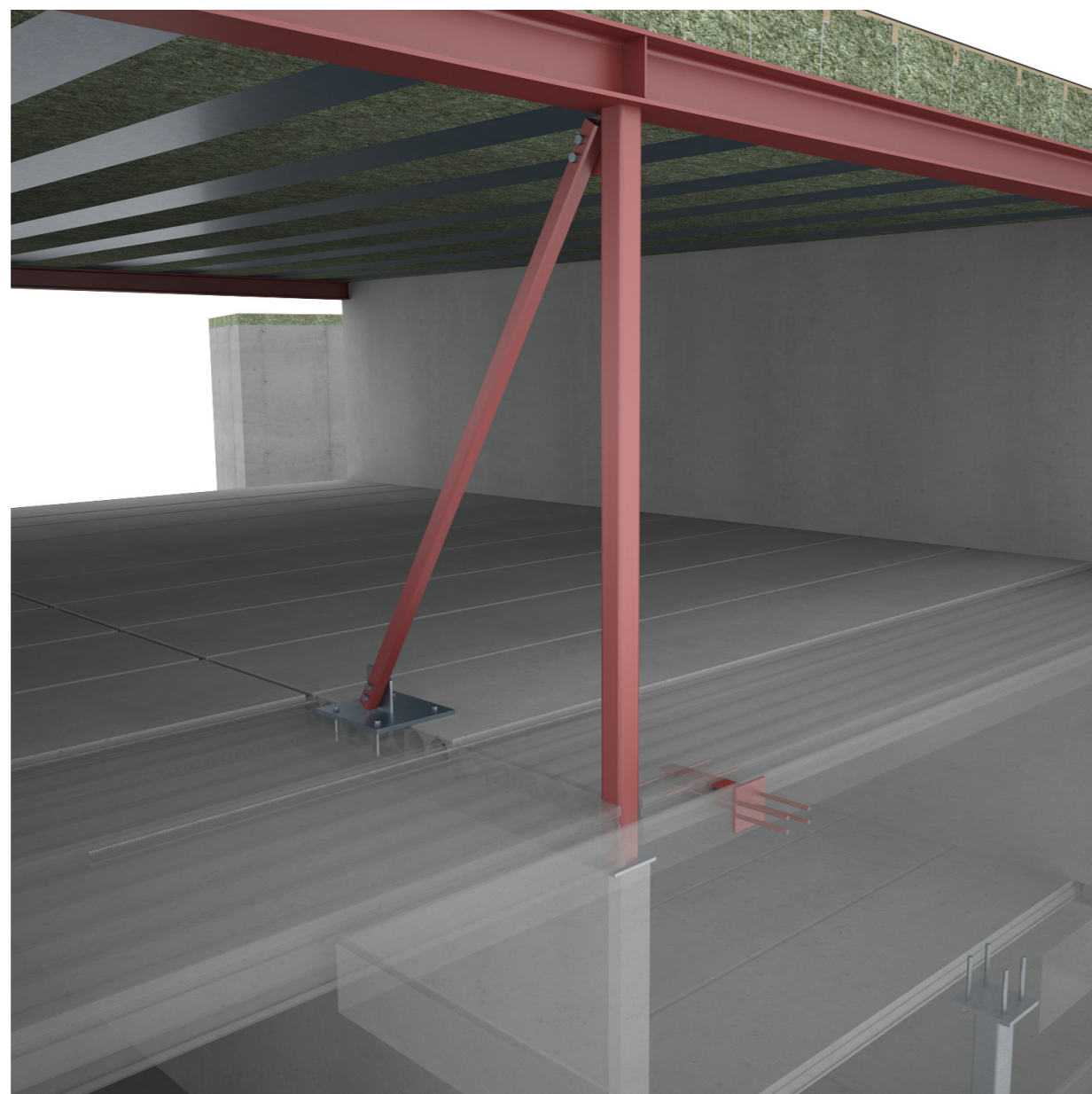


600mm søyle i parkeringskjelleren

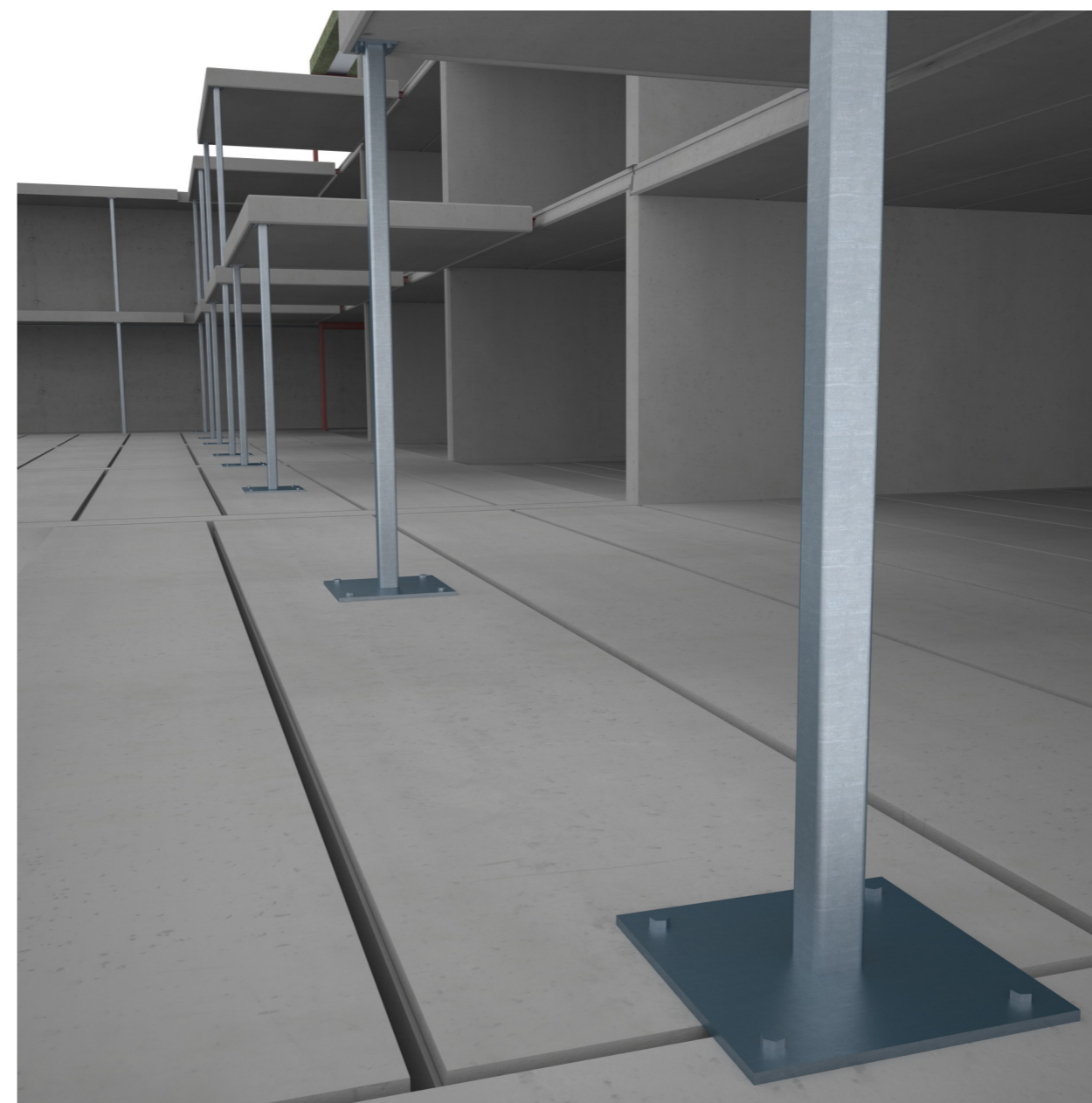


Forbindelse mellom hulldekker og prefab-vegger

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<small>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 tilsier.</small>					
NTNU i Ålesund/		Norconsult AS		Målestokk (gjelder A2)	
Bacheloroppgave 3D Illustrasjoner					
Norconsult 		Oppdragsnummer A1-001	Tegningsnummer B-90-00-02	Revisjon	




Skråavstiving og opplegg til svalgang/terrasse



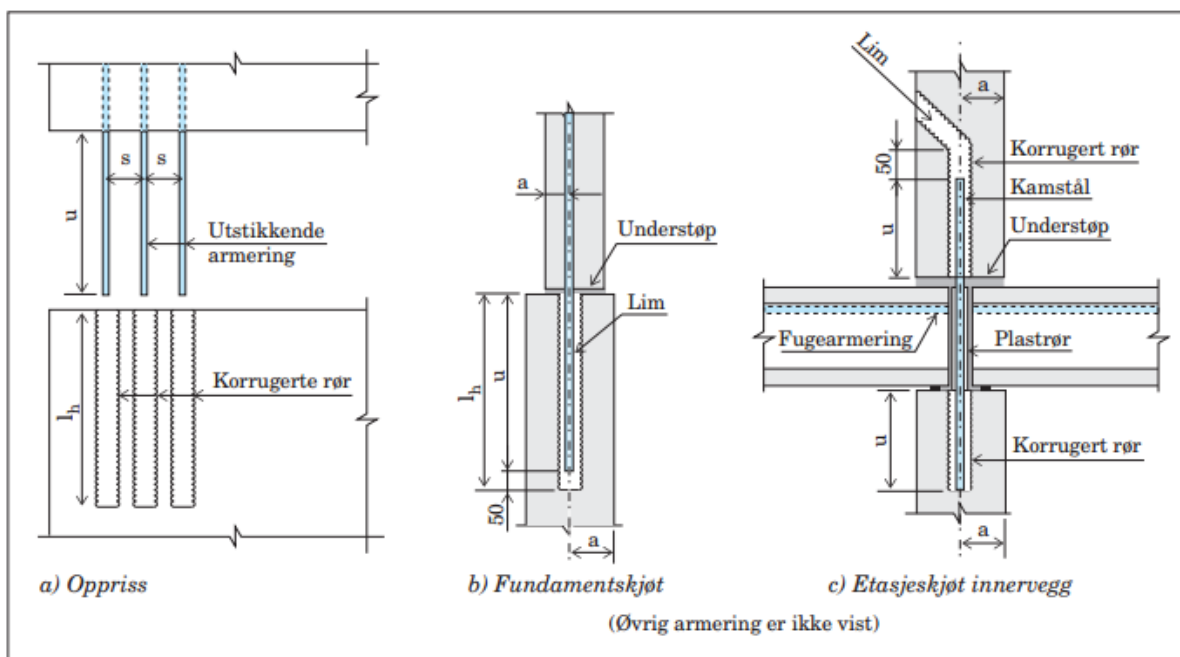
Lastfordelingsplate på hulldekke



Parkeringskjelleren

Rev.	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontroll	Godkjent
<small> 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 tilsier. </small>					
NTNU i Ålesund/		Norconsult AS	Målestokk (gjelder A2)		
Bacheloroppgave 3D Illustrasjoner					
Norconsult 		Oppdragsnummer A1-001	Tegningsnummer B-90-00-03	Revisjon	

VEDLEGG 1.6.1 - FORANKRING AV LIMT KAMSTÅL



Tabell C 13.6. Forankring av limt kamstål.

Forutsetninger:

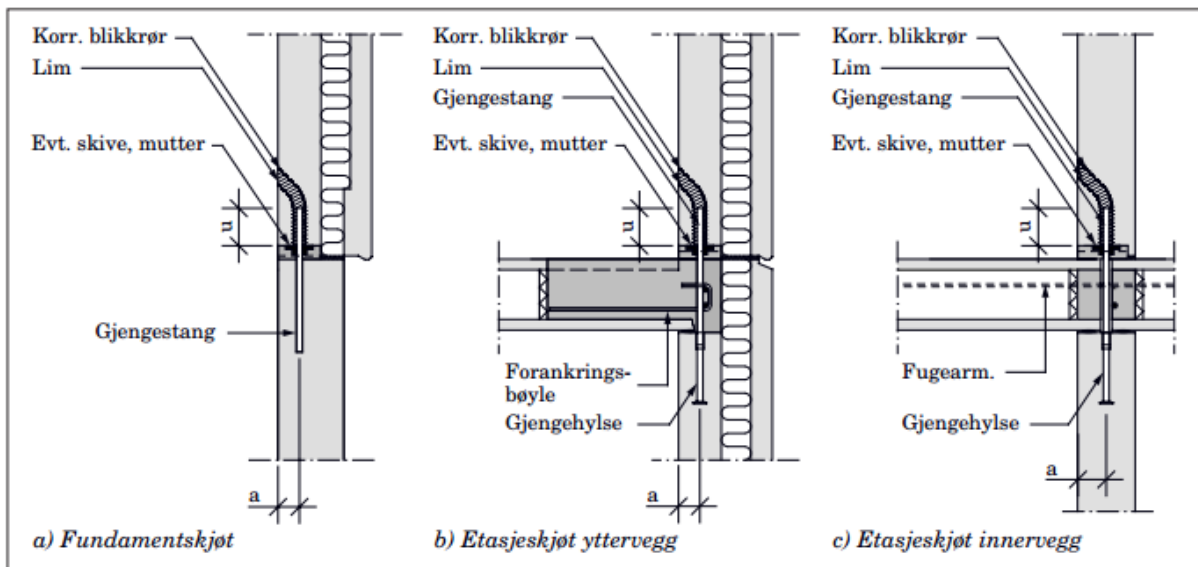
Kamstål B500NC: $f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ MPa}$ Tverrarmeringsfaktor $k_3 = 20 \text{ MPa}$ (hovedarmering utenom bøylehjørne) (Bind B, punkt 19.13.5) l_{bd} = nødvendig forankringslengde for oppgitt strekkapasitet $l_{bd} = N_{Rd,s} / (\pi \times \varnothing \times f_{bd})$, der $\varnothing = \varnothing$ (brudd A) eller $\varnothing = \varnothing_u$ (brudd B, C og D)

For toleranse, endeoverdekning og avstand mellom hylse og skjøtestang er nødvendig forankringslengde

økt med $T = t + c_r + c' = 75 \text{ mm}$ $u = l_{bd} + T =$ lengde av utstikkende stang $a =$ avstand fra senter stål til nærmeste betongoverflate $s =$ senteravstand mellom stenger $\varnothing_u =$ innvendig diameter av korrugert hylse $\Sigma A_{st} = N_{Rd,s} / f_{yd} =$ sum areal av tverrarmeringen (omfangingsskjøt)

Betong		B35		B45		B35		B45						
Limtype		Plast				Sement								
Lim - armering (A); f_{bd} (MPa)		6,2				4,1								
Lim - rør (B); f_{bd} (MPa)		3,1				2,1								
Rør - betong (C); f_{bd} (MPa)		2,9		3,2		2,9		3,2						
Spaltebrudd		k_L		1,5		1,1								
Rør - betong (D)		f_{td} (MPa)		1,4		1,6		1,4		1,6				
\varnothing (mm)	$N_{Rd,s}$ (kN)	a (mm)	s (mm)	\varnothing_u (mm)	Tverrarmering ΣA_{st} (mm ²)	$n \times \varnothing_{st}$ (valgt)	l_{bd} (mm)	$u = l_{bd} + 75$ (mm)	l_{bd} (mm)	$u = l_{bd} + 75$ (mm)	l_{bd} (mm)	$u = l_{bd} + 75$ (mm)	l_{bd} (mm)	$u = l_{bd} + 75$ (mm)
16	87	75	≥ 150	40	201	$2 \times 2\varnothing 8$	279 ^A	354	279 ^A	354	422 ^A	497	422 ^A	497
		100	≥ 200				279 ^A	354	279 ^A	354	422 ^A	497	422 ^A	497
20	137	75	≥ 150	50	314	$2 \times 3\varnothing 8$	364 ^D	439	352 ^A	427	532 ^A	607	532 ^A	607
		100	≥ 200				352 ^A	427	352 ^A	427	532 ^A	607	532 ^A	607
25	213	75	≥ 150	50	491	$2 \times 5\varnothing 8$	551 ^D	626	491 ^D	566	750 ^D	825	669 ^D	744
		100	≥ 200				468 ^C	543	437 ^{A,B}	512	661 ^A	736	661 ^D	736
32	350	75	≥ 150	60	804	$2 \times 8\varnothing 8$	874 ^D	949	782 ^D	857	1189 ^D	1264	1064 ^D	1139
		100	≥ 200				686 ^D	761	611 ^D	686	933 ^D	1008	884 ^B	959

VEDLEGG 1.6.2 - FORANKRING AV LIMT GJENGESTANG



Tabell C 13.7. Forankring av limte gjengestenger.

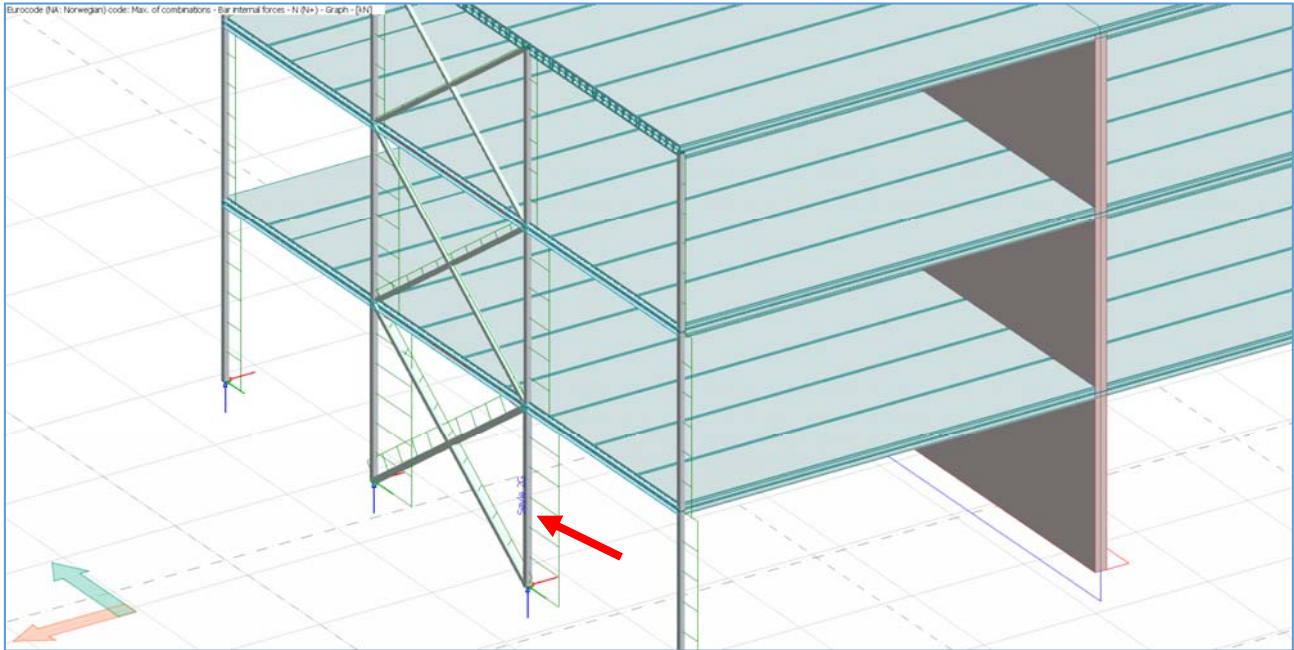
Forutsetninger:																
Gjengestang K4.8: $f_{sd2} = 0,9 \times 400 / 1,25 = 288 \text{ MPa}$																
Tverrarmeringsfaktor $k_3 = 20 \text{ MPa}$ (hovedarmering utenom bøylehjørne) (Bind B, punkt 19.13.5)																
l_{bd} = nødvendig forankringslengde for oppgitt strekkapasitet																
$l_{bd} = N_{Rd,s} / (\pi \times \varnothing \times f_{bd})$, der $\varnothing = \varnothing$ (brudd A) eller $\varnothing = \varnothing_u$ (brudd B, C og D)																
For toleranse, endeoverdekning og avstand mellom hylse og skjøtestang er nødvendig forankringslengde økt med $T = t + c_r + c' = 75 \text{ mm}$																
$u = l_{bd} + T =$ lengde av utstikkende stang																
$a =$ avstand fra senter stål til nærmeste betongoverflate																
$s =$ senteravstand mellom stenger																
$\varnothing_u =$ innvendig diameter av korrugert hylse																
$\Sigma A_{st} = N_{Rd,s} / f_{yd} =$ sum areal av tverrarmeringen (omfangings-skjøt)																
Betong							B35		B45		B35		B45			
Limtype							Plast				Sement					
Lim – gjengestang (A); f_{bd} (MPa)							5,2				3,5					
Lim – rør (B); f_{bd} (MPa)							3,1				2,1					
Rør – betong (C); f_{bd} (MPa)							2,9		3,2		2,9		3,2			
Spaltebrudd							k_L		1,5		1,1					
Rør – betong (D)							f_{td} (MPa)		1,4		1,6		1,4		1,6	
\varnothing (mm)	$N_{Rd,s}$ (kN)	a (mm)	s (mm)	\varnothing_u (mm)	Tverrarmering ΣA_{st} (mm ²)	$n \times \varnothing_{st}$ (valgt)	l_{bd} (mm)	$u =$ $l_{bd} + 75$ (mm)	l_{bd} (mm)	$u =$ $l_{bd} + 75$ (mm)	l_{bd} (mm)	$u =$ $l_{bd} + 75$ (mm)	l_{bd} (mm)	$u =$ $l_{bd} + 75$ (mm)		
M16	45	75	≥ 150	40	103	$2 \times 1\varnothing 8$	172 ^A	247	172 ^A	247	256 ^A	331	256 ^A	331		
		100	≥ 200				172 ^A	247	172 ^A	247	256 ^A	331	256 ^A	331		
M20	71	75	≥ 150	50	163	$2 \times 2\varnothing 8$	217 ^A	292	217 ^A	292	323 ^A	398	323 ^A	398		
		100	≥ 200				217 ^A	292	217 ^A	292	323 ^A	398	323 ^A	398		
M24	102	75	≥ 150	50	234	$2 \times 3\varnothing 8$	273 ^D	348	260 ^A	335	387 ^A	462	387 ^A	462		
		100	≥ 200				260 ^A	335	260 ^A	335	387 ^A	462	387 ^A	462		
M30	162	75	≥ 150	60	372	$2 \times 4\varnothing 8$	418 ^D	493	337 ^D	448	572 ^D	647	510 ^D	585		
		100	≥ 200				331 ^A	406	331 ^A	406	491 ^A	566	491 ^A	566		

VEDLEGG V2


BEREGNINGSRAPPORTER

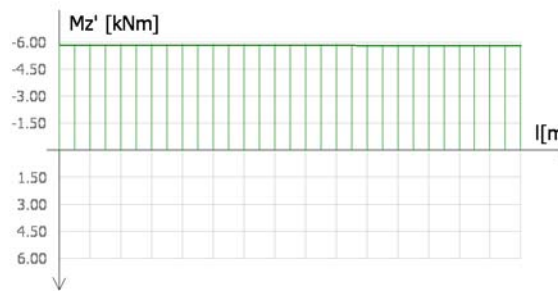
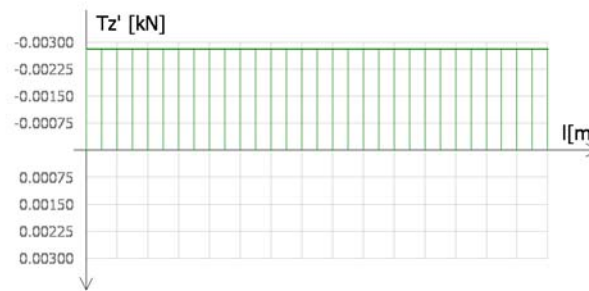
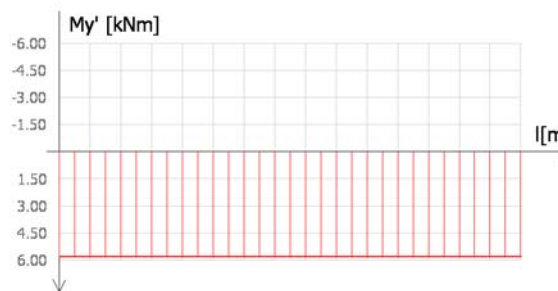
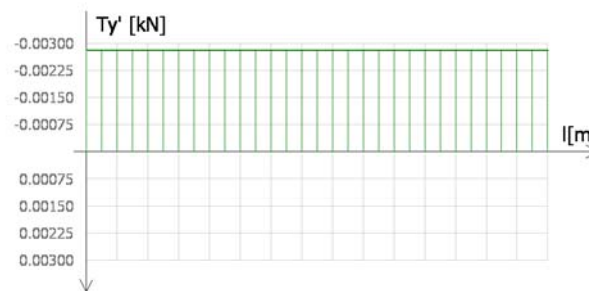
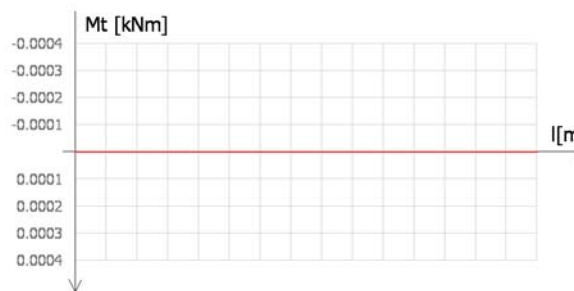
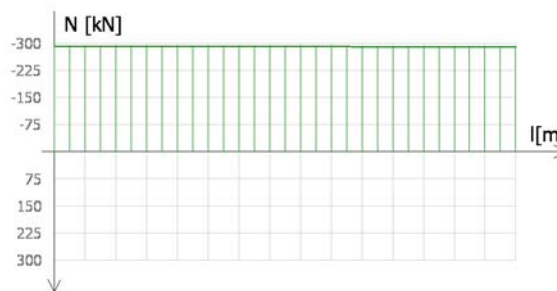
VEDLEGG 2.1.1 - STÅLSØYLE F2

DIAGRAMMER OG KONTROLL AV DIMENSJONERING.

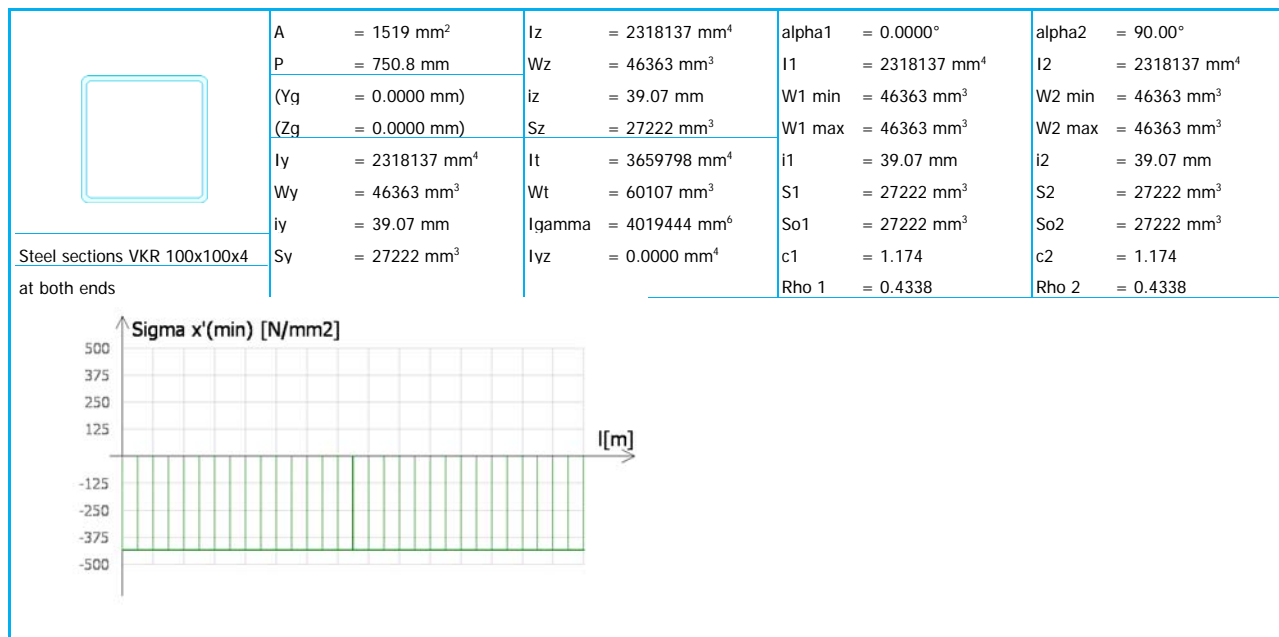


F2 - Internal forces - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

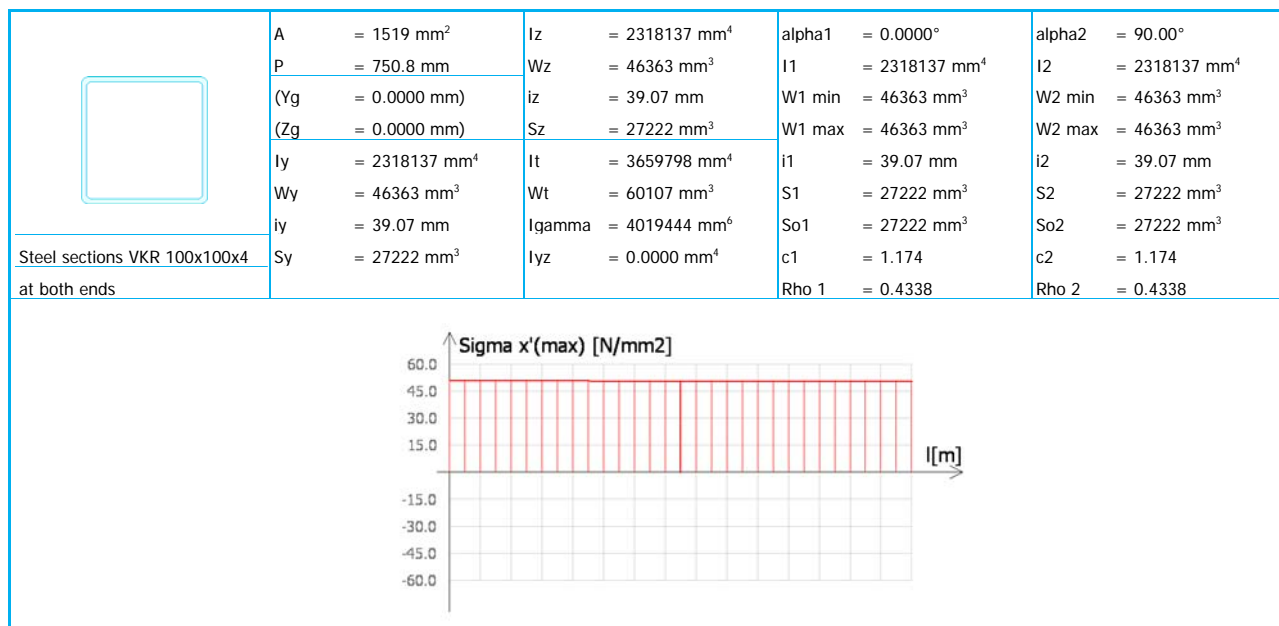
	A = 1519 mm ²	Iz = 2318137 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 750.8 mm	Wz = 46363 mm ³	I1 = 2318137 mm ⁴	I2 = 2318137 mm ⁴
	(Yg = 0.0000 mm)	iz = 39.07 mm	W1 min = 46363 mm ³	W2 min = 46363 mm ³
	(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 27222 mm ³	W1 max = 46363 mm ³	W2 max = 46363 mm ³
	Iy = 2318137 mm ⁴	It = 3659798 mm ⁴	i1 = 39.07 mm	i2 = 39.07 mm
Wy = 46363 mm ³	Wt = 60107 mm ³	S1 = 27222 mm ³	S2 = 27222 mm ³	
iy = 39.07 mm	Igamma = 4019444 mm ⁶	So1 = 27222 mm ³	So2 = 27222 mm ³	
Steel sections VKR 100x100x4	Sv = 27222 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.174	c2 = 1.174
at both ends			Rho 1 = 0.4338	Rho 2 = 0.4338




F2 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

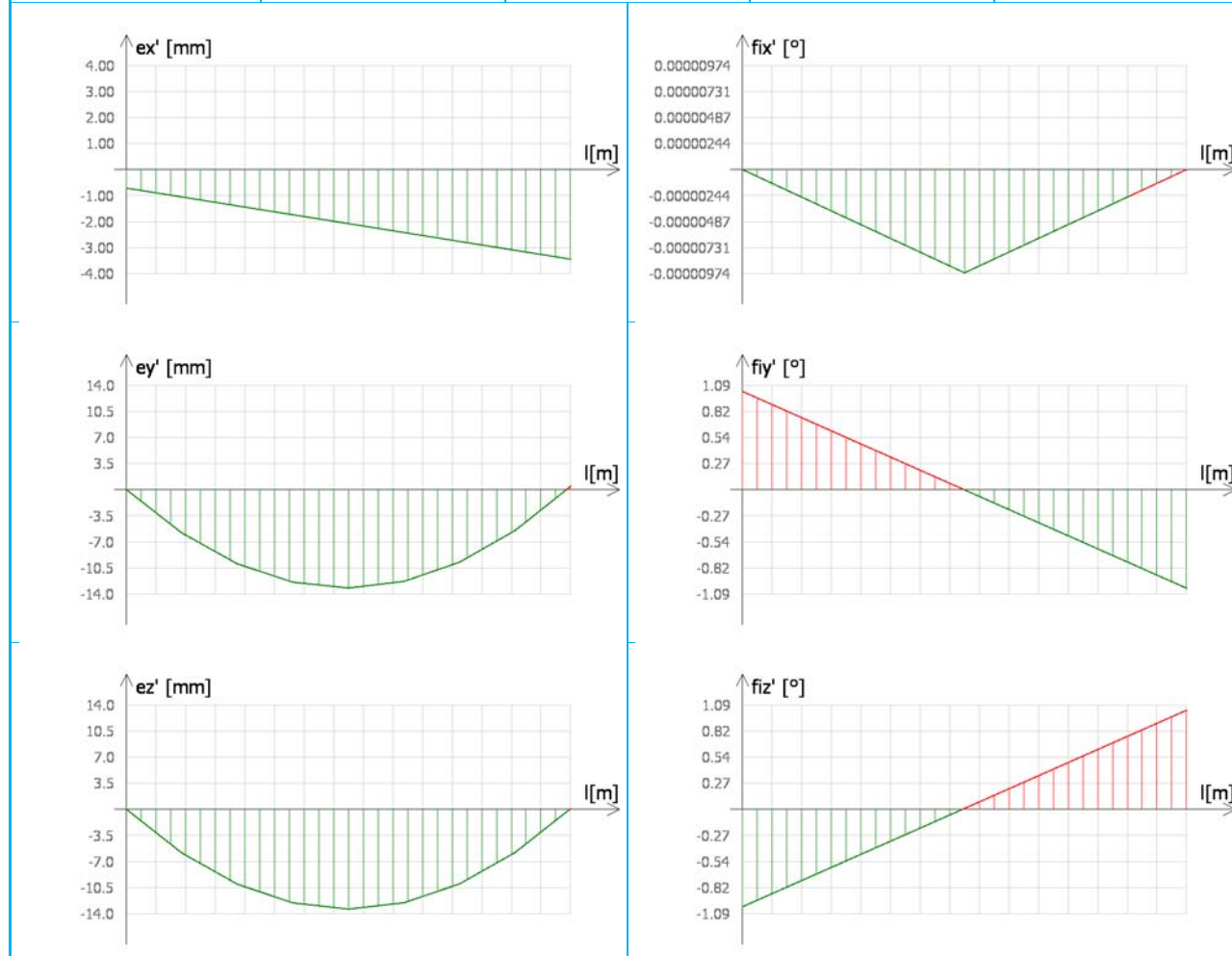


F2 - Stresses - Max. of load combinations: (Sigma x'(max)) - (3.00 m)



F2 - Displacements - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 1519 mm ²	I _z = 2318137 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 750.8 mm	W _z = 46363 mm ³	I ₁ = 2318137 mm ⁴	I ₂ = 2318137 mm ⁴
	(Y _g = 0.0000 mm)	i _z = 39.07 mm	W _{1 min} = 46363 mm ³	W _{2 min} = 46363 mm ³
	(Z _g = 0.0000 mm)	S _z = 27222 mm ³	W _{1 max} = 46363 mm ³	W _{2 max} = 46363 mm ³
	I _y = 2318137 mm ⁴	I _t = 3659798 mm ⁴	i ₁ = 39.07 mm	i ₂ = 39.07 mm
W _y = 46363 mm ³	W _t = 60107 mm ³	S ₁ = 27222 mm ³	S ₂ = 27222 mm ³	
i _y = 39.07 mm	I _{gamma} = 4019444 mm ⁶	So ₁ = 27222 mm ³	So ₂ = 27222 mm ³	
S _y = 27222 mm ³	I _{yz} = 0.0000 mm ⁴	c ₁ = 1.174	c ₂ = 1.174	
Steel sections VKR 100x100x4 at both ends		Rho 1 = 0.4338	Rho 2 = 0.4338	



Group Søyle F2, Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

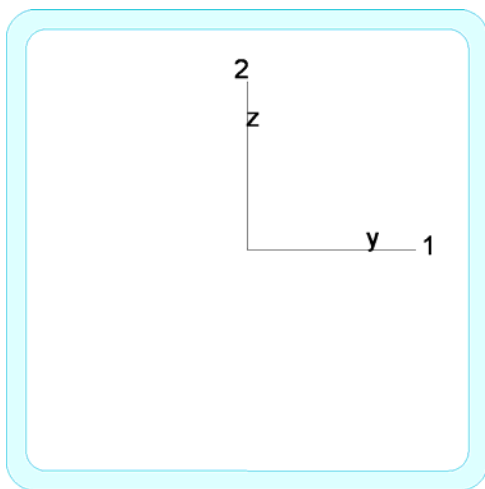
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

VKR 120x120x5



$$A = 2274 \text{ mm}^2 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 4.978e+06 \text{ mm}^4 \quad \varepsilon = 0.81$$

$$I_z = 4.978e+06 \text{ mm}^4 \quad \lambda_1 = 76.40$$

$$I_1 = 4.978e+06 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 4.978e+06 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 9.761e+04 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 9.760e+04 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 8.295e+04 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 8.296e+04 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 47 \text{ mm}$$

$$i_2 = 47 \text{ mm}$$

$$I_t = 7.876e+06 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 1.334e+07 \text{ mm}^6$$

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: C.2.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 110.95 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 110.95 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{290.84}{768.68} + \frac{5.82}{33.00} + \frac{5.82}{33.00} = 0.73 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.2.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{47 \cdot 76.40} = 0.84 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.84 - 0.2) + 0.84^2 \right] = 0.92$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.92 + \sqrt{0.92^2 - 0.84^2}}, 1.0 \right) = 0.77 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.77 \cdot 2274 \cdot 355}{1.05} = 593.84 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{290.84}{593.84} = 0.49 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.2.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \lambda_1} = \frac{3000}{47 \cdot 76.40} = 0.84 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.84 - 0.2) + 0.84^2 \right] = 0.92$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.92 + \sqrt{0.92^2 - 0.84^2}}, 1.0 \right) = 0.77 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.77 \cdot 2274 \cdot 355}{1.05} = 593.84 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{290.84}{593.84} = 0.49 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.2.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{47^2 + 47^2 + 0^2 + 0^2} = 66 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{I_T^2} \right) = \frac{1}{66^2} \left(80769 \cdot 7.876e + 06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.334e + 07}{3.00^2} \right) = 145264.97 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 145264.97 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(145264.97, 145264.97) = 145264.97 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2274 \cdot 355}{145264.97}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$\alpha_T = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.49$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 2274 \cdot 355}{1.05} = 768.68 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{290.84}{768.68} = 0.38 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: C.2.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 97611 \frac{355}{1.05} = 33.00 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot X_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 33.00, 33.00) = 33.00 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{5.82}{33.00} = 0.18 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.2.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$\alpha_{my} = 1.00$ $\psi_{my} = 1.00$ $C_{my} = 1.00$

$\alpha_{mz} = 1.00$ $\psi_{mz} = 1.00$ $C_{mz} = 1.00$

$\alpha_{mLT} = 1.00$ $\psi_{mLT} = 1.00$ $C_{mLT} = 1.00$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 97600 = 34.65 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{290.84}{593.84} + 1.31 \cdot \frac{5.82}{33.00} + 0.79 \cdot \frac{5.82}{\frac{34.65}{1.05}} = 0.86 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.2.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$\alpha_{my} = 1.00$ $\psi_{my} = 1.00$ $C_{my} = 1.00$

$\alpha_{mz} = 1.00$ $\psi_{mz} = 1.00$ $C_{mz} = 1.00$

$\alpha_{mLT} = 1.00$ $\psi_{mLT} = 1.00$ $C_{mLT} = 1.00$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 97600 = 34.65 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{290.84}{593.84} + 0.79 \cdot \frac{5.82}{33.00} + 1.31 \cdot \frac{5.82}{\frac{34.65}{1.05}} = 0.86 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

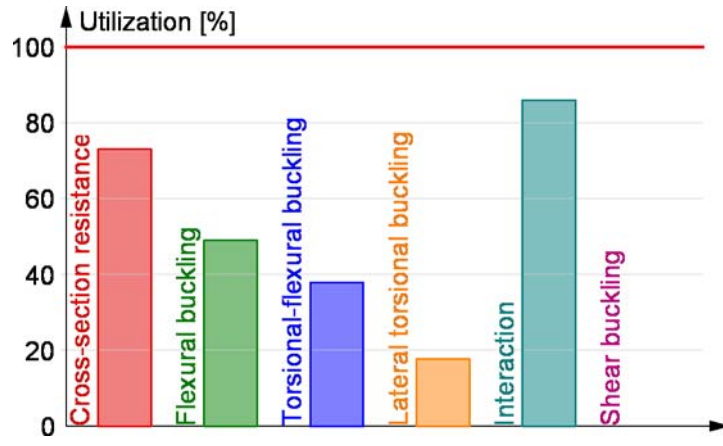
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

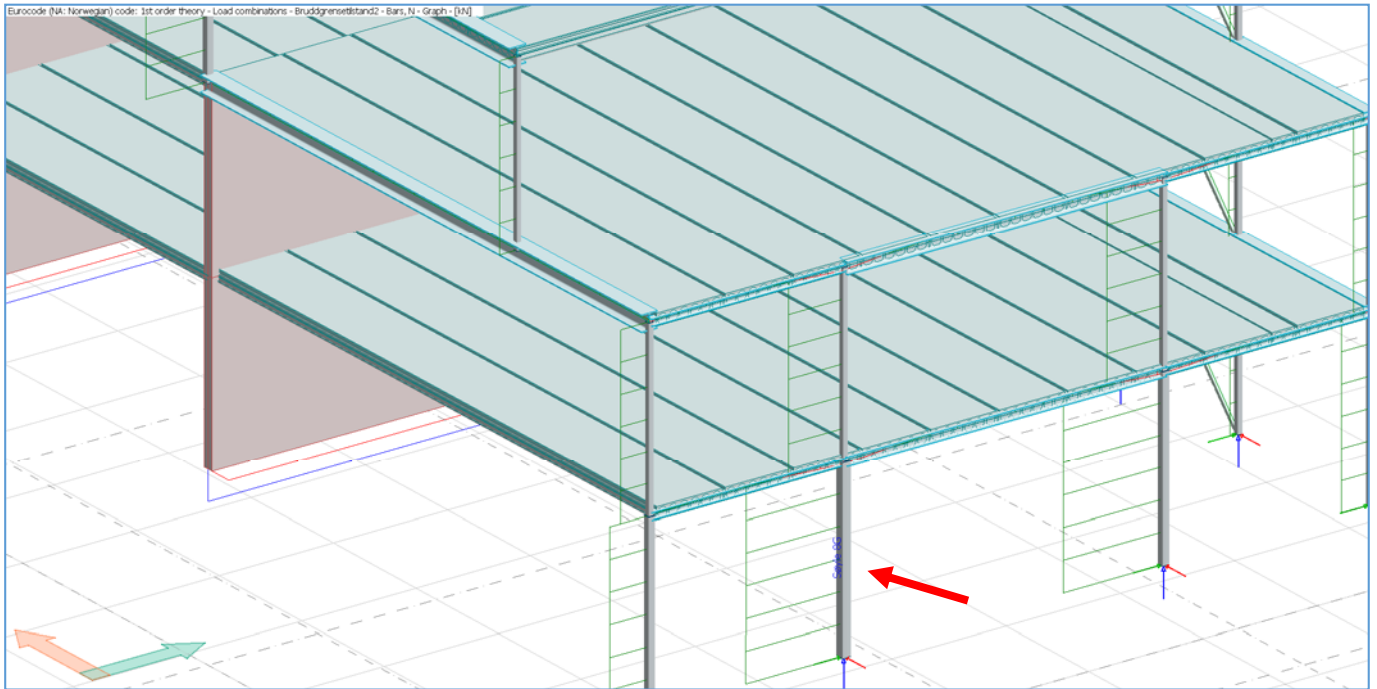
Not relevant

Summary




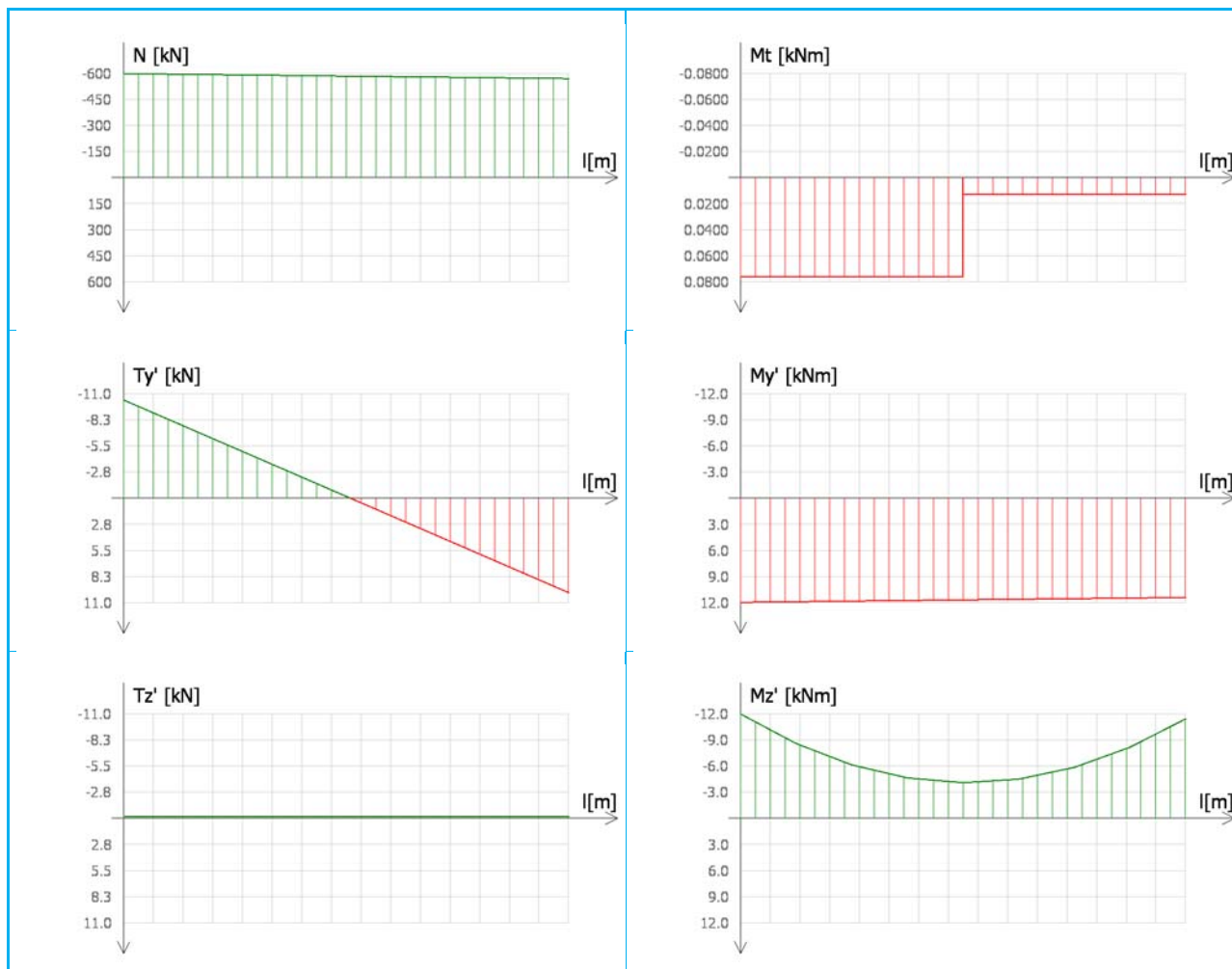
VEDLEGG 2.1.2 – STÅLSØYLE F8

DIAGRAMMER OG KONTROLL AV DIMENSJONERING.




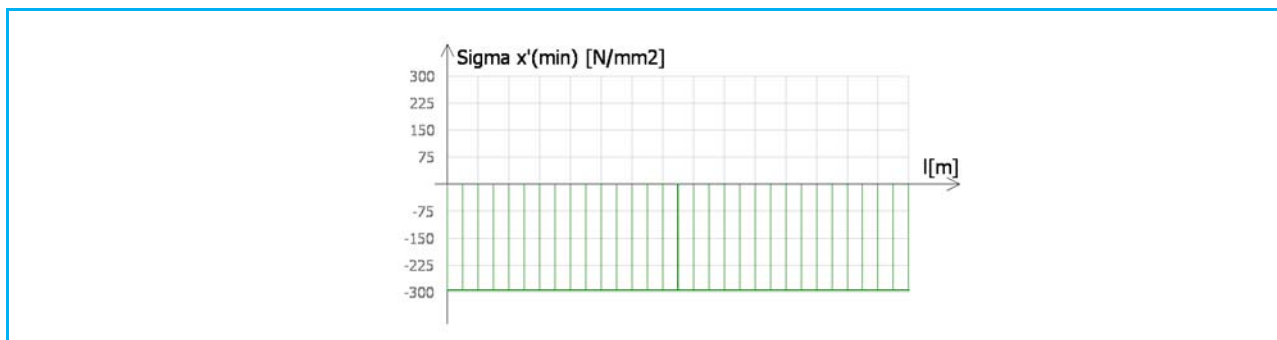
F8 - Internal forces - Load combination: Vindlast y b2 (3.00 m)

	A	= 3579 mm ²	Iz	= 12233699 mm ⁴	alpha1	= 0.0000°	alpha2	= 90.00°
	P	= 1123 mm	Wz	= 163116 mm ³	I1	= 12233699 mm ⁴	I2	= 12233699 mm ⁴
	(Yg	= 0.0000 mm)	iz	= 58.47 mm	W1 min	= 163116 mm ³	W2 min	= 163116 mm ³
	(Zg	= 0.0000 mm)	Sz	= 95985 mm ³	W1 max	= 163116 mm ³	W2 max	= 163116 mm ³
	Iy	= 12233699 mm ⁴	It	= 19363290 mm ⁴	i1	= 58.47 mm	i2	= 58.47 mm
	Wy	= 163116 mm ³	Wt	= 212943 mm ³	S1	= 95985 mm ³	S2	= 95985 mm ³
	iy	= 58.47 mm	Igamma	= 51907314 mm ⁶	So1	= 95984 mm ³	So2	= 95985 mm ³
Steel sections VKR 150x150x6.3	Sy	= 95985 mm ³	Iyz	= 0.0000 mm ⁴	c1	= 1.177	c2	= 1.177
at both ends					Rho 1	= 0.4347	Rho 2	= 0.4347




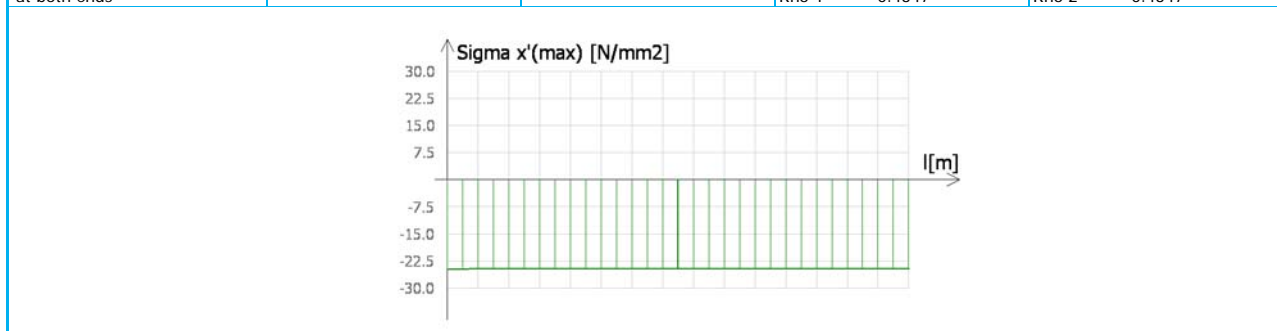
F8 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 3579 mm ²	Iz = 12233699 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1123 mm	Wz = 163116 mm ³	I1 = 12233699 mm ⁴	I2 = 12233699 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)		iz = 58.47 mm	W1 min = 163116 mm ³	W2 min = 163116 mm ³
(Zg = 0.0000 mm)		Sz = 95985 mm ³	W1 max = 163116 mm ³	W2 max = 163116 mm ³
Iy = 12233699 mm ⁴		It = 19363290 mm ⁴	i1 = 58.47 mm	i2 = 58.47 mm
Wy = 163116 mm ³		Wt = 212943 mm ³	S1 = 95985 mm ³	S2 = 95985 mm ³
iy = 58.47 mm		Igamma = 51907314 mm ⁶	So1 = 95984 mm ³	So2 = 95985 mm ³
Sy = 95985 mm ³		Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.177	c2 = 1.177
Steel sections VKR 150x150x6.3 at both ends			Rho 1 = 0.4347	Rho 2 = 0.4347




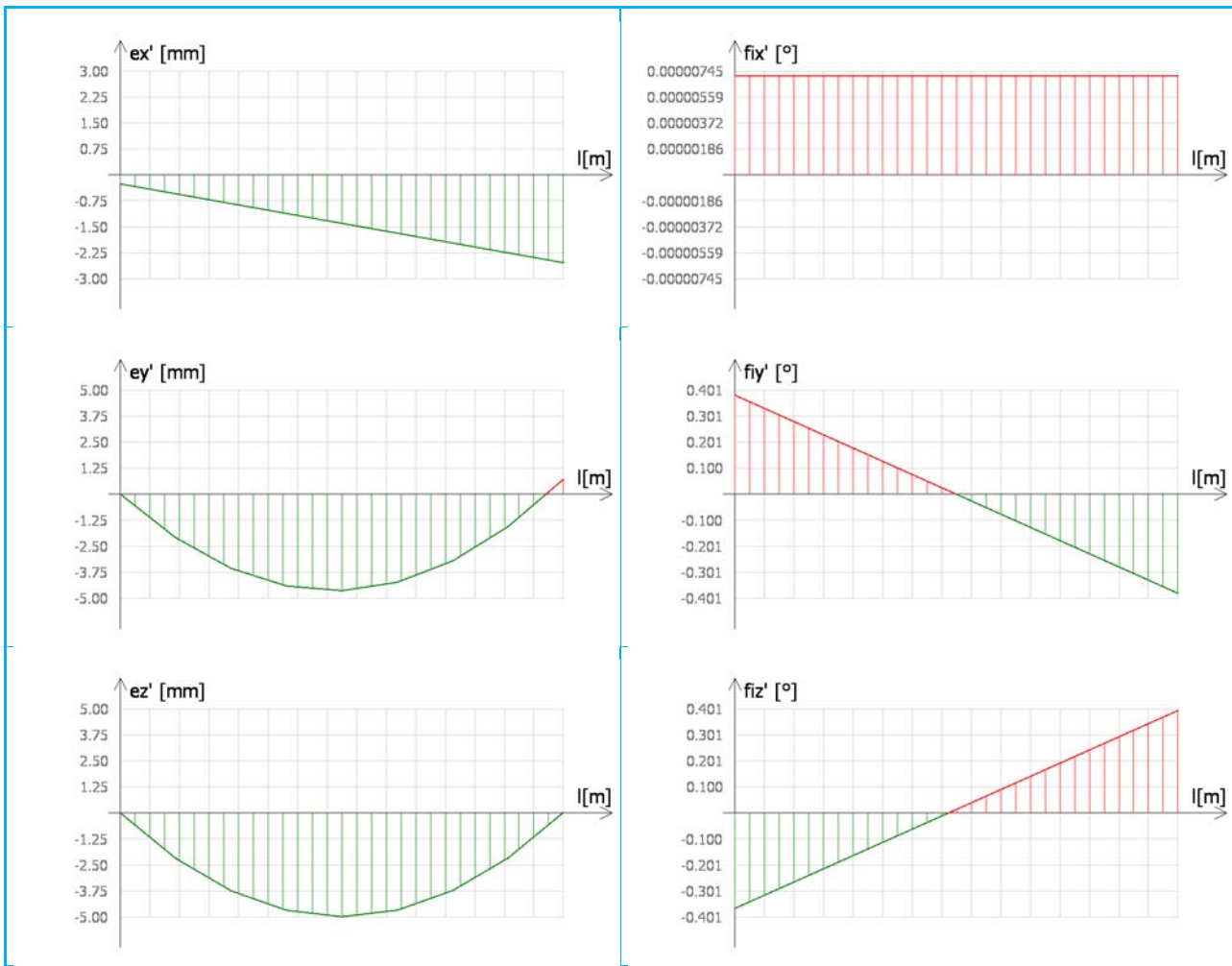
F8 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 3579 mm ²	Iz = 12233699 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1123 mm	Wz = 163116 mm ³	I1 = 12233699 mm ⁴	I2 = 12233699 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)	iz = 58.47 mm	W1 min = 163116 mm ³	W2 min = 163116 mm ³	W2 max = 163116 mm ³
(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 95985 mm ³	W1 max = 163116 mm ³	W2 max = 163116 mm ³	W2 max = 163116 mm ³
Iy = 12233699 mm ⁴	It = 19363290 mm ⁴	i1 = 58.47 mm	i2 = 58.47 mm	i2 = 58.47 mm
Wy = 163116 mm ³	Wt = 212943 mm ³	S1 = 95985 mm ³	S2 = 95985 mm ³	S2 = 95985 mm ³
iy = 58.47 mm	Igamma = 51907314 mm ⁶	So1 = 95984 mm ³	So2 = 95985 mm ³	So2 = 95985 mm ³
Sy = 95985 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.177	c2 = 1.177	c2 = 1.177
Steel sections VKR 150x150x6.3 at both ends		Rho 1 = 0.4347	Rho 2 = 0.4347	Rho 2 = 0.4347



F8 - Displacements - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 3579 mm ²	Iz = 12233699 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1123 mm	Wz = 163116 mm ³	I1 = 12233699 mm ⁴	I2 = 12233699 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)	iz = 58.47 mm	W1 min = 163116 mm ³	W2 min = 163116 mm ³	W2 min = 163116 mm ³
(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 95985 mm ³	W1 max = 163116 mm ³	W2 max = 163116 mm ³	W2 max = 163116 mm ³
Iy = 12233699 mm ⁴	It = 19363290 mm ⁴	i1 = 58.47 mm	i2 = 58.47 mm	i2 = 58.47 mm
Wy = 163116 mm ³	Wt = 212943 mm ³	S1 = 95985 mm ³	S2 = 95985 mm ³	S2 = 95985 mm ³
iy = 58.47 mm	Igamma = 51907314 mm ⁶	So1 = 95984 mm ³	So2 = 95985 mm ³	So2 = 95985 mm ³
Sy = 95985 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.177	c2 = 1.177	c2 = 1.177
Steel sections VKR 150x150x6.3 at both ends		Rho 1 = 0.4347	Rho 2 = 0.4347	Rho 2 = 0.4347



Group Søjle F8, Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

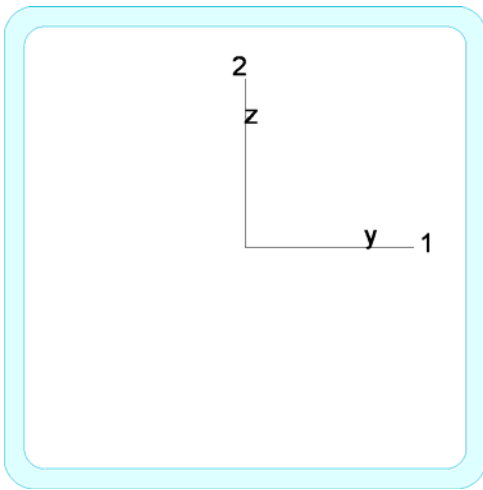
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

VKR 150x150x6.3



$$A = 3579 \text{ mm}^2 \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$I_y = 1.223e+07 \text{ mm}^4 \quad \varepsilon = 0.81$$

$$I_z = 1.223e+07 \text{ mm}^4 \quad \lambda_1 = 76.40$$

$$I_1 = 1.223e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_2 = 1.223e+07 \text{ mm}^4$$

$$W_{pl,1} = 1.920e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,2} = 1.920e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,1} = 1.631e+05 \text{ mm}^3$$

$$W_{el,min,2} = 1.631e+05 \text{ mm}^3$$

$$i_1 = 58 \text{ mm}$$

$$i_2 = 58 \text{ mm}$$

$$I_t = 1.936e+07 \text{ mm}^4$$

$$I_w = 5.191e+07 \text{ mm}^6$$

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1789 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 349.28 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.36}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 348.64 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{10.31}{348.64} = 0.03 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1789 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 349.28 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.36}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 348.64 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.19}{348.64} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.08}{41.57} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,Ed} = 10.31 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 174.32 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.19 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 174.32 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{597.58}{1209.93} + \frac{11.95}{64.90} + \frac{11.95}{64.90} = 0.86 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{58 \cdot 76.40} = 0.67 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.67 - 0.2) + 0.67^2 \right] = 0.78$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.78 + \sqrt{0.78^2 - 0.67^2}}, 1.0 \right) = 0.86 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.86 \cdot 3579 \cdot 355}{1.05} = 1041.35 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{597.58}{1041.35} = 0.57 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{58 \cdot 76.40} = 0.67 \quad (6.50)$$

$$\alpha_2 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.67 - 0.2) + 0.67^2 \right] = 0.78$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.78 + \sqrt{0.78^2 - 0.67^2}}, 1.0 \right) = 0.86 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.86 \cdot 3579 \cdot 355}{1.05} = 1041.35 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{597.58}{1041.35} = 0.57 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{58^2 + 58^2 + 0^2 + 0^2} = 83 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{83^2} \left(80769 \cdot 1.936e + 07 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 5.191e + 07}{3.00^2} \right) = 228749.71 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 228749.71 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(228749.71, 228749.71) = 228749.71 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3579 \cdot 355}{228749.71}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.49$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 3579 \cdot 355}{1.05} = 1209.93 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{597.58}{1209.93} = 0.49 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 191968 \frac{355}{1.05} = 64.90 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 64.90, 64.90) = 64.90 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{11.95}{64.90} = 0.18 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 1.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 1.00$$

$$\alpha_{mz} = 1.00 \quad \psi_{mz} = 1.00 \quad C_{mz} = 1.00$$

$$\alpha_{mLT} = 1.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 1.00$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 191969 = 68.15 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{570.90}{1041.35} + 1.26 \cdot \frac{11.42}{64.90} + 0.75 \cdot \frac{11.42}{\frac{68.15}{1.05}} = 0.90 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.6.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$\alpha_{my} = 1.00$ $\psi_{my} = 1.00$ $C_{my} = 1.00$

$\alpha_{mz} = 1.00$ $\psi_{mz} = 1.00$ $C_{mz} = 1.00$

$\alpha_{mLT} = 1.00$ $\psi_{mLT} = 1.00$ $C_{mLT} = 1.00$

$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 191969 = 68.15 \text{ kNm}$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{570.90}{1041.35} + 0.75 \cdot \frac{11.42}{64.90} + 1.26 \cdot \frac{11.42}{\frac{68.15}{1.05}} = 0.90 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

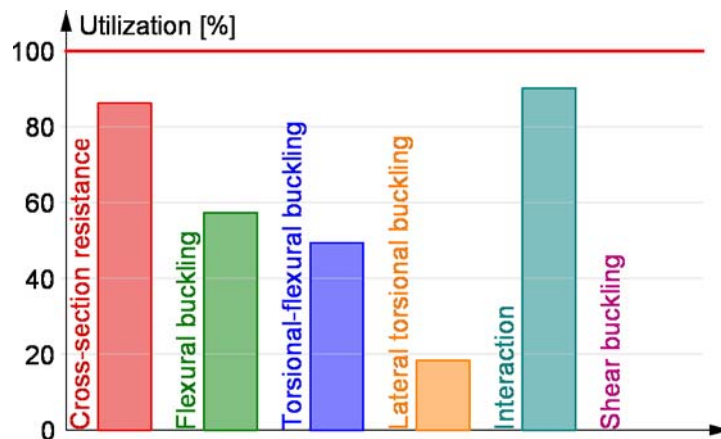
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

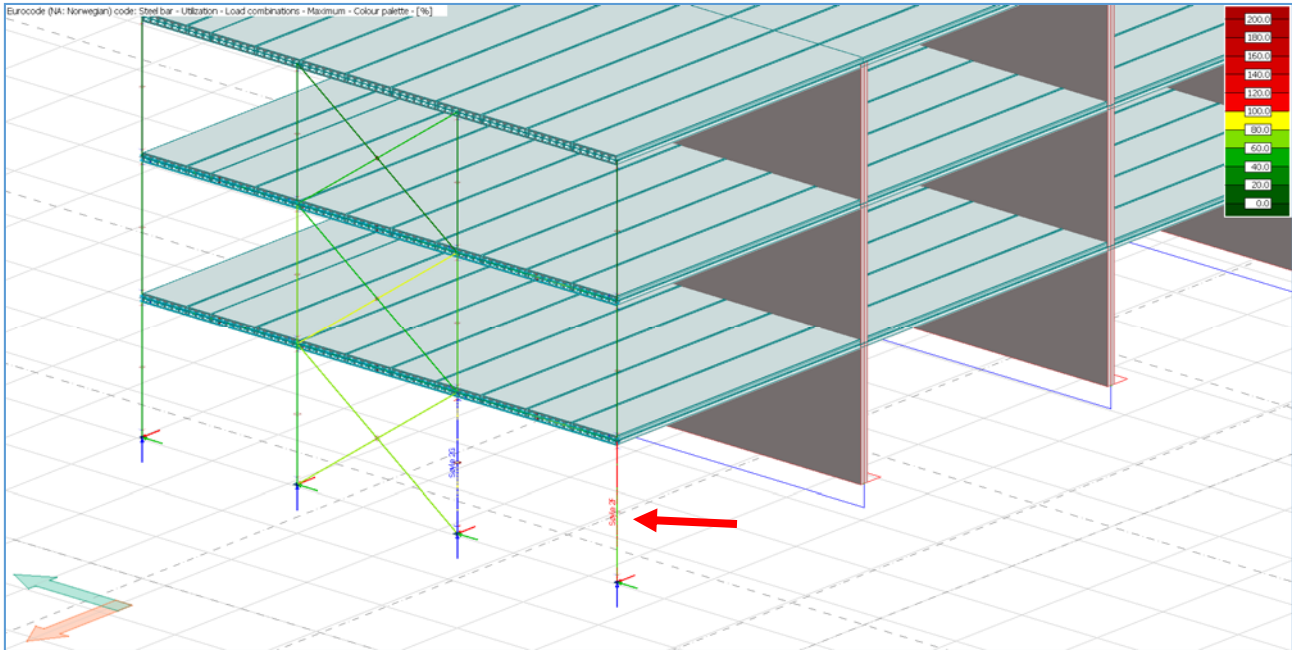
Not relevant

Summary




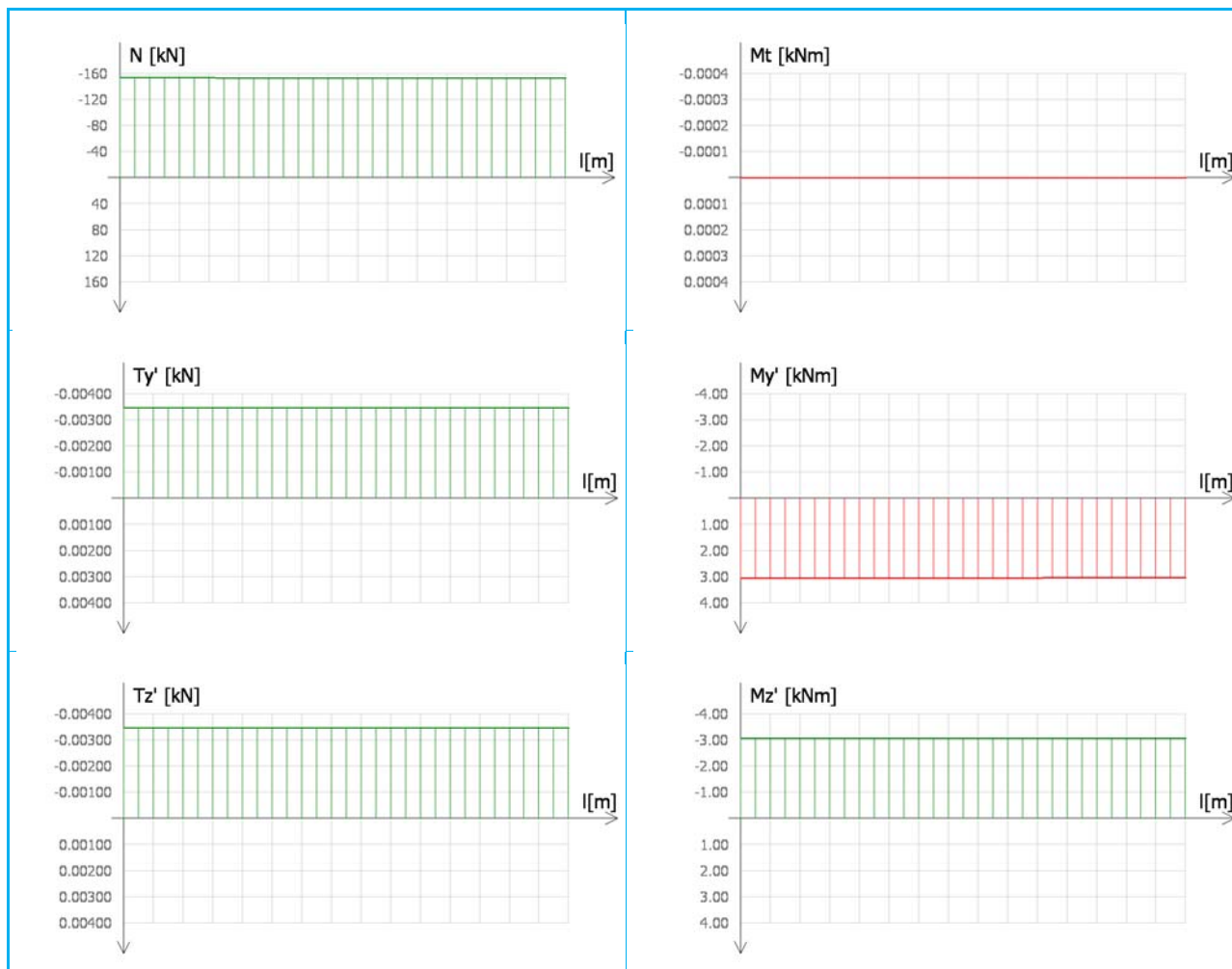
VEDLEGG 2.1.3 - STÅLSØYLE E2

DIAGRAMMER OG KONTROLL AV DIMENSJONERING.




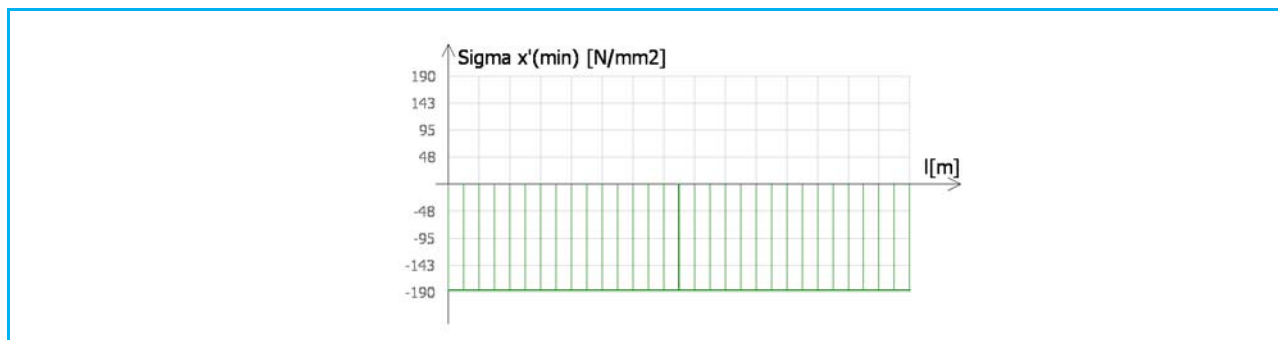
E2 - Internal forces - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 1873 mm ²	Iz = 2794324 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 738.5 mm	Wz = 55886 mm ³	I1 = 2794324 mm ⁴	I2 = 2794324 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)	iz = 38.62 mm	W1 min = 55886 mm ³	W2 min = 55886 mm ³	
(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 33179 mm ³	W1 max = 55886 mm ³	W2 max = 55886 mm ³	
Iy = 2794324 mm ⁴	It = 4467965 mm ⁴	i1 = 38.62 mm	i2 = 38.62 mm	
Wy = 55886 mm ³	Wt = 75990 mm ³	S1 = 33180 mm ³	S2 = 33179 mm ³	
iy = 38.62 mm	Igamma = 7065120 mm ⁶	So1 = 33180 mm ³	So2 = 33179 mm ³	
Sy = 33180 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.187	c2 = 1.187	
Steel sections VKR 100x100x5 at both ends		Rho 1 = 0.4385	Rho 2 = 0.4385	




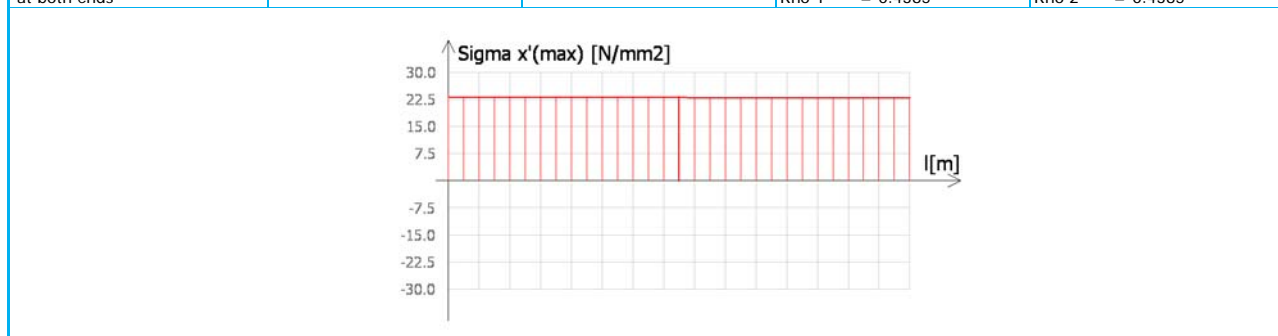
E2 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 1873 mm ²	I _z = 2794324 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 738.5 mm	W _z = 55886 mm ³	I1 = 2794324 mm ⁴	I2 = 2794324 mm ⁴
(Y _g = 0.0000 mm)	iz = 38.62 mm	W1 min = 55886 mm ³	W2 min = 55886 mm ³	W2 min = 55886 mm ³
(Z _g = 0.0000 mm)	Sz = 33179 mm ³	W1 max = 55886 mm ³	W2 max = 55886 mm ³	W2 max = 55886 mm ³
I _y = 2794324 mm ⁴	I _t = 4467965 mm ⁴	i1 = 38.62 mm	i2 = 38.62 mm	i2 = 38.62 mm
W _y = 55886 mm ³	W _t = 75990 mm ³	S1 = 33180 mm ³	S2 = 33179 mm ³	S2 = 33179 mm ³
i _y = 38.62 mm	I _{gamma} = 7065120 mm ⁶	So1 = 33180 mm ³	So2 = 33179 mm ³	So2 = 33179 mm ³
S _y = 33180 mm ³	I _{yz} = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.187	c2 = 1.187	c2 = 1.187
Steel sections VKR 100x100x5 at both ends		Rho 1 = 0.4385	Rho 2 = 0.4385	Rho 2 = 0.4385




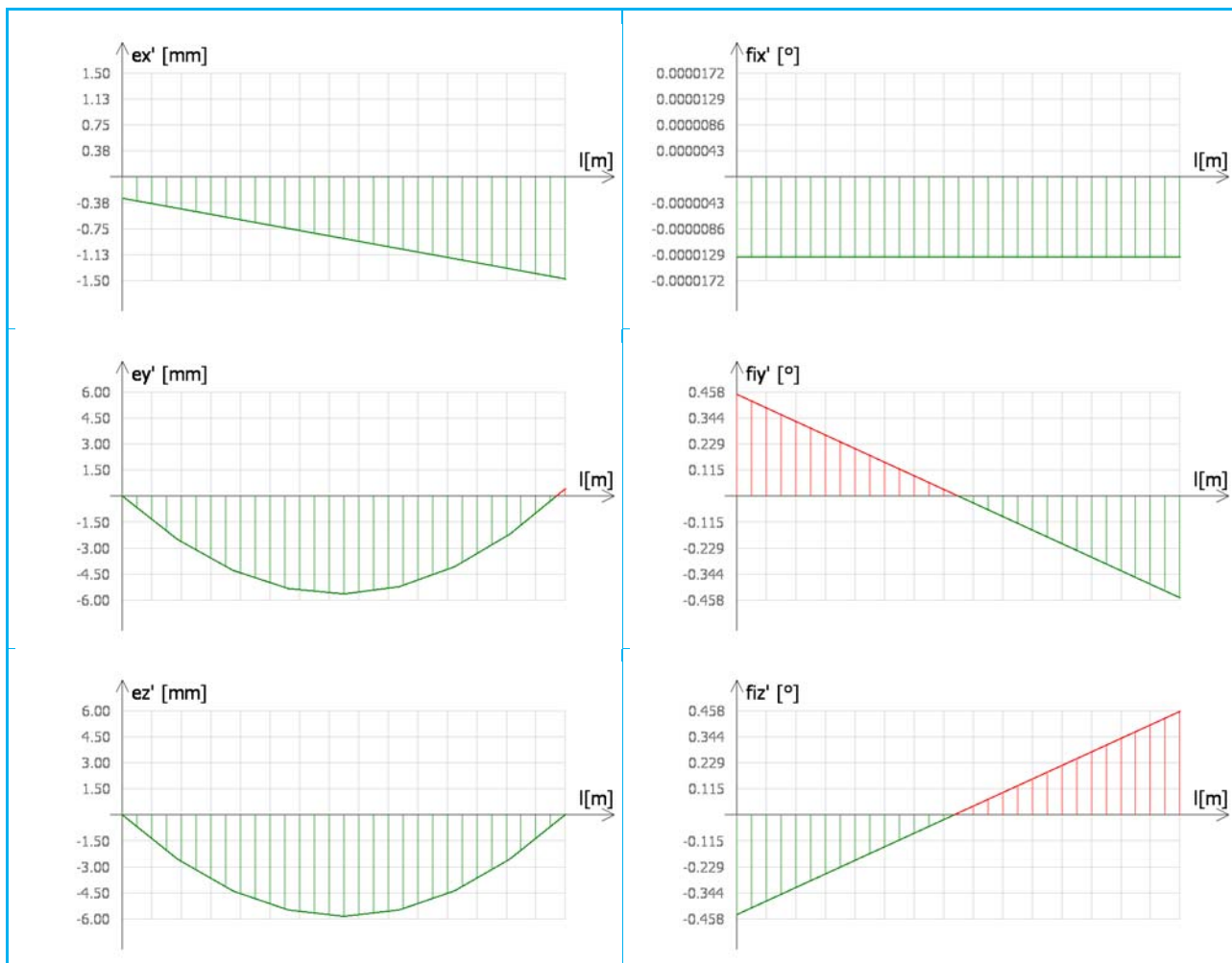
E2 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 1873 mm ²	Iz = 2794324 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 738.5 mm	Wz = 55886 mm ³	I1 = 2794324 mm ⁴	I2 = 2794324 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)	iz = 38.62 mm	W1 min = 55886 mm ³	W2 min = 55886 mm ³	W2 min = 55886 mm ³
(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 33179 mm ³	W1 max = 55886 mm ³	W2 max = 55886 mm ³	W2 max = 55886 mm ³
Iy = 2794324 mm ⁴	It = 4467965 mm ⁴	i1 = 38.62 mm	i2 = 38.62 mm	i2 = 38.62 mm
Wy = 55886 mm ³	Wt = 75990 mm ³	S1 = 33180 mm ³	S2 = 33179 mm ³	S2 = 33179 mm ³
iy = 38.62 mm	Igamma = 7065120 mm ⁶	So1 = 33180 mm ³	So2 = 33179 mm ³	So2 = 33179 mm ³
Sy = 33180 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.187	c2 = 1.187	c2 = 1.187
Steel sections VKR 100x100x5 at both ends		Rho 1 = 0.4385	Rho 2 = 0.4385	Rho 2 = 0.4385



E2 - Displacements - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 1873 mm ²	Iz = 2794324 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 738.5 mm	Wz = 55886 mm ³	I1 = 2794324 mm ⁴	I2 = 2794324 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)	iz = 38.62 mm	W1 min = 55886 mm ³	W2 min = 55886 mm ³	W2 min = 55886 mm ³
(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 33179 mm ³	W1 max = 55886 mm ³	W2 max = 55886 mm ³	W2 max = 55886 mm ³
Iy = 2794324 mm ⁴	It = 4467965 mm ⁴	i1 = 38.62 mm	i2 = 38.62 mm	i2 = 38.62 mm
Wy = 55886 mm ³	Wt = 75990 mm ³	S1 = 33180 mm ³	S2 = 33179 mm ³	S2 = 33179 mm ³
iy = 38.62 mm	Igamma = 7065120 mm ⁶	So1 = 33180 mm ³	So2 = 33179 mm ³	So2 = 33179 mm ³
Sy = 33180 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.187	c2 = 1.187	c2 = 1.187
Steel sections VKR 100x100x5 at both ends		Rho 1 = 0.4385	Rho 2 = 0.4385	Rho 2 = 0.4385



Søyle E2,

Maximum of load combinations

S 355

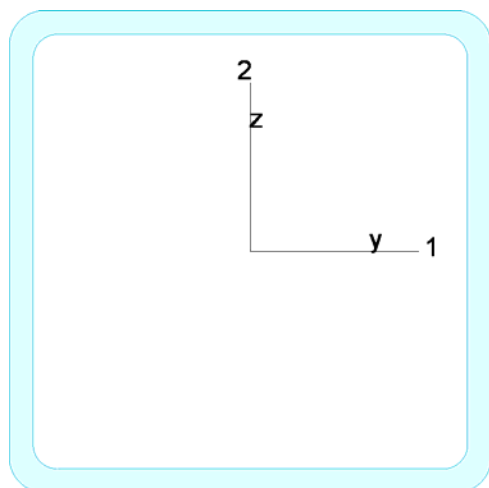
$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

VKR 100x100x5


A	$=$	1873 mm^2	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
I_y	$=$	$2.794\text{e}+06 \text{ mm}^4$	$\varepsilon = 0.81$
I_z	$=$	$2.794\text{e}+06 \text{ mm}^4$	$\lambda_1 = 76.40$
I_1	$=$	$2.794\text{e}+06 \text{ mm}^4$	
I_2	$=$	$2.794\text{e}+06 \text{ mm}^4$	
$W_{pl,1}$	$=$	$6.636\text{e}+04 \text{ mm}^3$	
$W_{pl,2}$	$=$	$6.636\text{e}+04 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,1}$	$=$	$5.589\text{e}+04 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,2}$	$=$	$5.589\text{e}+04 \text{ mm}^3$	
i_1	$=$	39 mm	
i_2	$=$	39 mm	
I_t	$=$	$4.468\text{e}+06 \text{ mm}^4$	
I_w	$=$	$7.065\text{e}+06 \text{ mm}^6$	

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

 Bar: C.1.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', $x = 0 \text{ mm}$
 $\text{Class}_N = 1; \text{Class}_{M1} = 1; \text{Class}_{M2} = 1;$

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{937 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 182.82 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{1,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 182.82 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{182.82} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

 Bar: C.1.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', $x = 0 \text{ mm}$
 $\text{Class}_N = 1; \text{Class}_{M1} = 1; \text{Class}_{M2} = 1;$

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{937 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 182.82 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{2,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.00}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 182.82 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{182.82} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

 Bar: C.1.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', $x = 0 \text{ mm}$
 $\text{Class}_N = 1; \text{Class}_{M1} = 1; \text{Class}_{M2} = 1;$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{14.83} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: C.1.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 91.41 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 91.41 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{153.06}{633.31} + \frac{3.06}{22.44} + \frac{3.06}{22.44} = 0.51 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.1.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{39 \cdot 76.40} = 1.02 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (1.02 - 0.2) + 1.02^2 \right] = 1.10$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.10 + \sqrt{1.10^2 - 1.02^2}}, 1.0 \right) = 0.65 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.65 \cdot 1873 \cdot 355}{1.05} = 414.14 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{153.06}{414.14} = 0.37 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.1.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{39 \cdot 76.40} = 1.02 \quad (6.50)$$

$$\alpha_2 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (1.02 - 0.2) + 1.02^2 \right] = 1.10$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.10 + \sqrt{1.10^2 - 1.02^2}}, 1.0 \right) = 0.65 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.65 \cdot 1873 \cdot 355}{1.05} = 414.14 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{153.06}{414.14} = 0.37 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.1.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{39^2 + 39^2 + 0^2 + 0^2} = 55 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{I_t^2} \right) = \frac{1}{55^2} \left(80769 \cdot 4.468e + 06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 7.065e + 06}{3.00^2} \right) = 120956.53 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 120956.53 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(120956.53, 120956.53) = 120956.53 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1873 \cdot 355}{120956.53}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.49$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 1873 \cdot 355}{1.05} = 633.31 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{153.06}{633.31} = 0.24 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: C.1.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 66359 \frac{355}{1.05} = 22.44 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{\eta} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 22.44, 22.44) = 22.44 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{3.06}{22.44} = 0.14 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.1.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 1.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 1.00$$

$$\alpha_{mz} = 1.00 \quad \psi_{mz} = 1.00 \quad C_{mz} = 1.00$$

$$\alpha_{mLT} = 1.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 1.00$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 66358 = 23.56 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{153.06}{414.14} + 1.29 \cdot \frac{3.06}{22.44} + 0.78 \cdot \frac{3.06}{\frac{23.56}{1.05}} = 0.65 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.1.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 1.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 1.00$$

$$\alpha_{mz} = 1.00 \quad \psi_{mz} = 1.00 \quad C_{mz} = 1.00$$

$$\alpha_{mLT} = 1.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 1.00$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 66358 = 23.56 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{153.06}{414.14} + 0.78 \cdot \frac{3.06}{22.44} + 1.29 \cdot \frac{3.06}{\frac{23.56}{1.05}} = 0.65 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

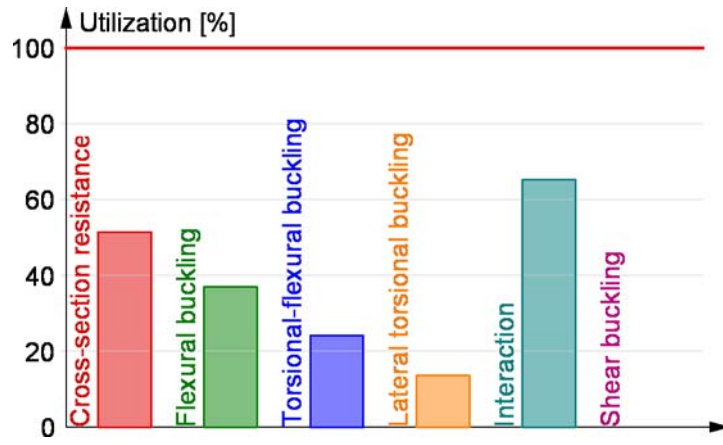
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

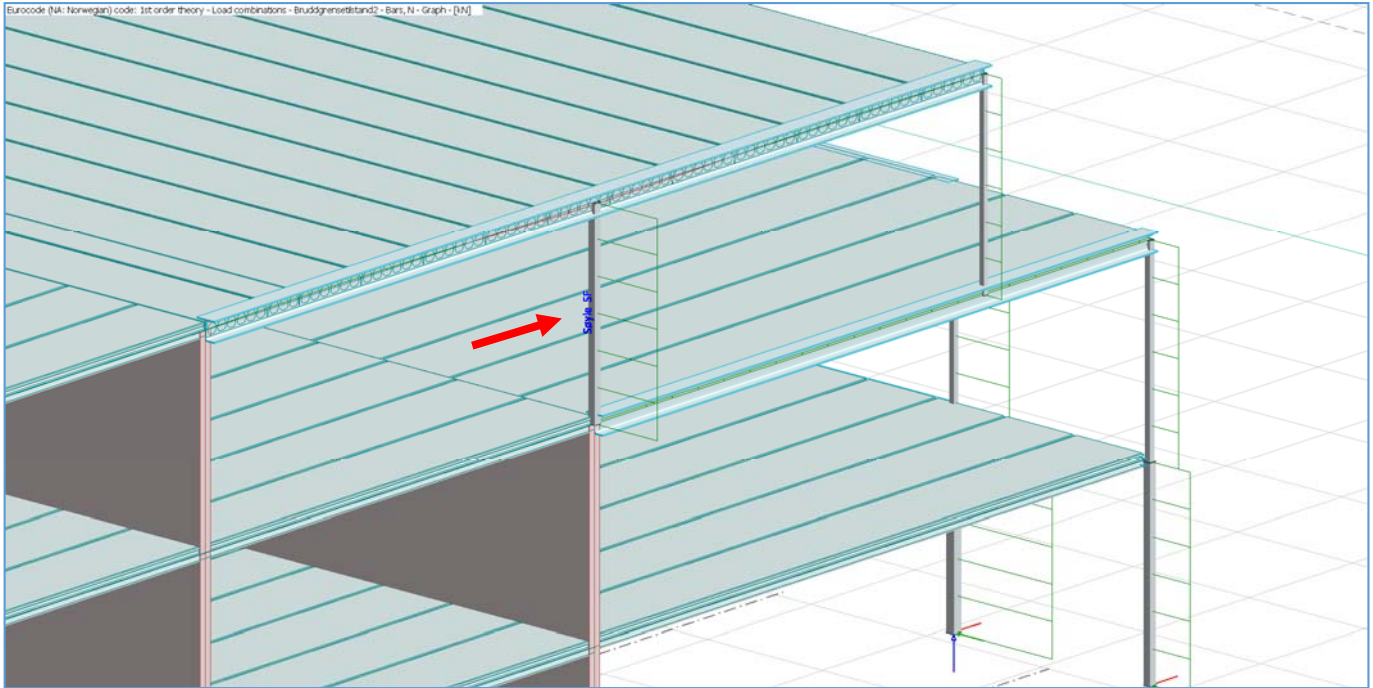
Not relevant

Summary




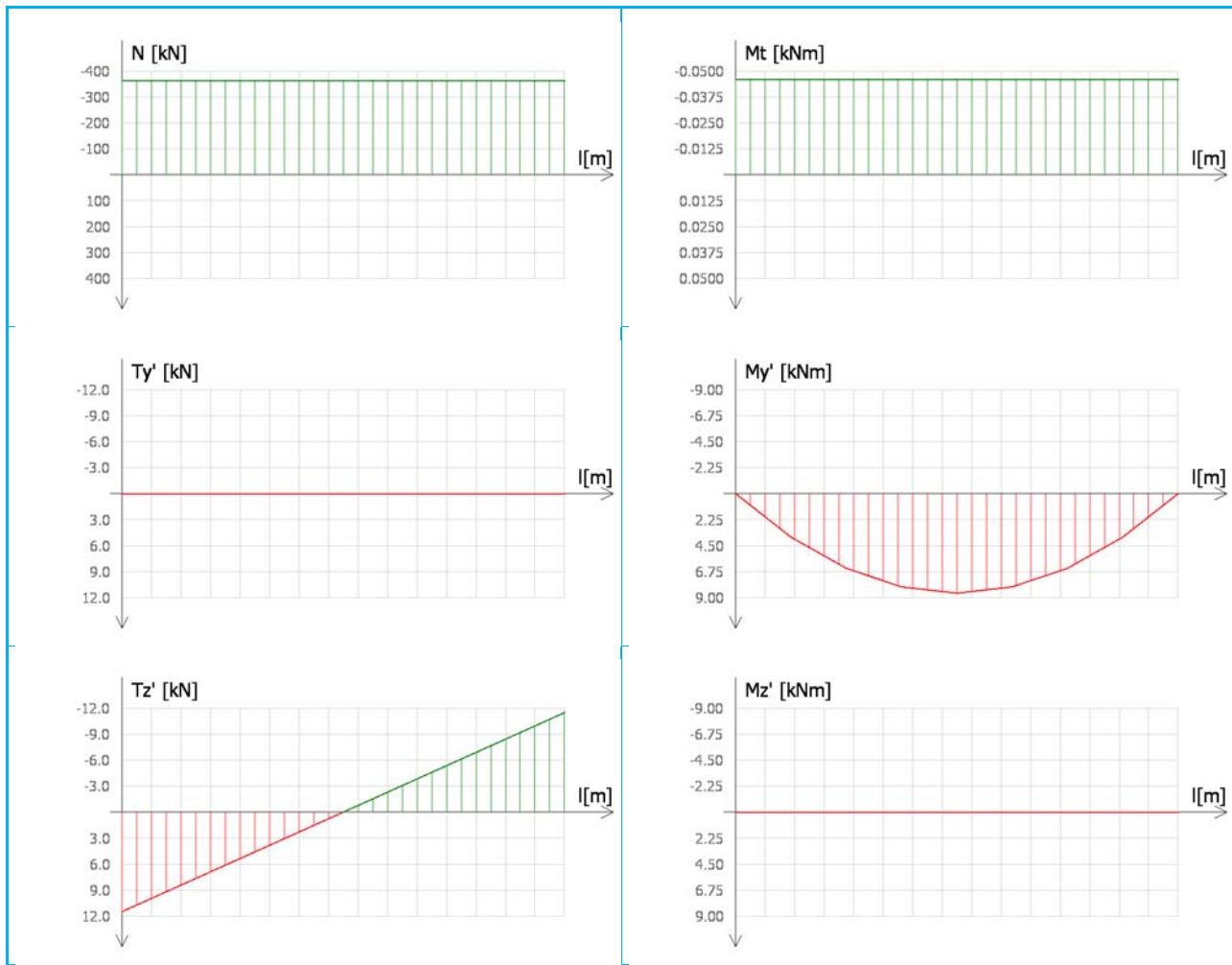
VEDLEGG 2.1.4 - STÅLSØYLE E5

DIAGRAMMER OG KONTROLL AV DIMENSJONERING.




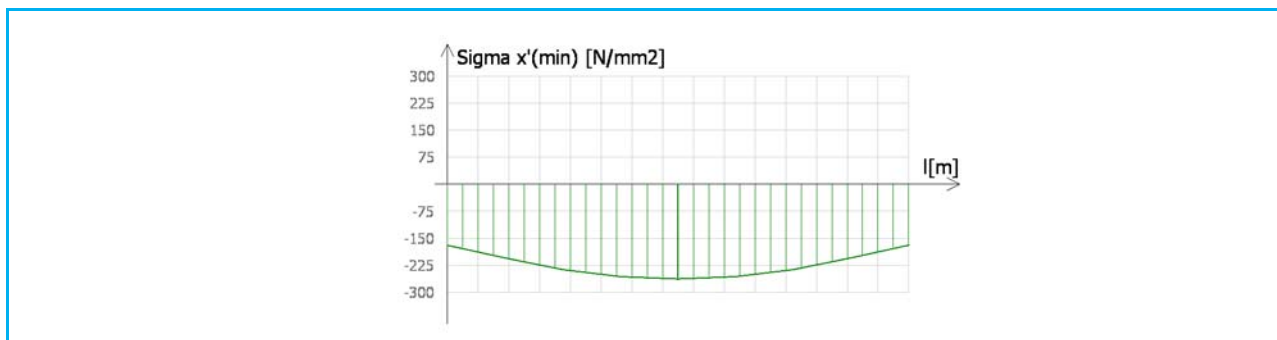
E5 - Internal forces - Load combination: Vindlast x b2 (3.00 m)

	A = 2274 mm ²	Iz = 4977907 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 898.5 mm	Wz = 82961 mm ³	I1 = 4977907 mm ⁴	I2 = 4977907 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)	iz = 46.79 mm	W1 min = 82952 mm ³	W2 min = 82961 mm ³	
(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 48800 mm ³	W1 max = 82978 mm ³	W2 max = 82970 mm ³	
Iy = 4977907 mm ⁴	It = 7875609 mm ⁴	i1 = 46.79 mm	i2 = 46.79 mm	
Wy = 82952 mm ³	Wt = 108157 mm ³	S1 = 48805 mm ³	S2 = 48800 mm ³	
iy = 46.79 mm	Igamma = 13337319 mm ⁶	So1 = 48805 mm ³	So2 = 48800 mm ³	
Steel sections VKR 120x120x5	Sy = 48805 mm ³	lyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.177	c2 = 1.176
at both ends			Rho 1 = 0.4347	Rho 2 = 0.4344



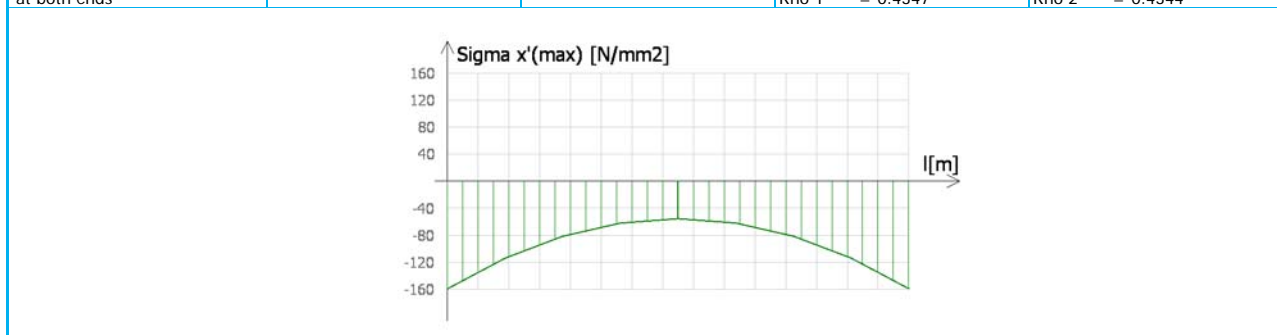
E5 - Stresses - Max. of load combinations: (Sigma x'(min)) - (3.00 m)

	A = 2274 mm ²	Iz = 4977907 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 898.5 mm	Wz = 82961 mm ³	I1 = 4977907 mm ⁴	I2 = 4977907 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)		iz = 46.79 mm	W1 min = 82952 mm ³	W2 min = 82961 mm ³
(Zg = 0.0000 mm)		Sz = 48800 mm ³	W1 max = 82978 mm ³	W2 max = 82970 mm ³
Iy = 4977907 mm ⁴		It = 7875609 mm ⁴	i1 = 46.79 mm	i2 = 46.79 mm
Wy = 82952 mm ³		Wt = 108157 mm ³	S1 = 48805 mm ³	S2 = 48800 mm ³
iy = 46.79 mm		Igamma = 13337319 mm ⁶	So1 = 48805 mm ³	So2 = 48800 mm ³
Sy = 48805 mm ³		Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.177	c2 = 1.176
Steel sections VKR 120x120x5 at both ends			Rho 1 = 0.4347	Rho 2 = 0.4344



E5 - Stresses - Max. of load combinations: (Sigma x'(max)) - (3.00 m)

	A = 2274 mm ²	Iz = 4977907 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 898.5 mm	Wz = 82961 mm ³	I1 = 4977907 mm ⁴	I2 = 4977907 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)	iz = 46.79 mm	W1 min = 82952 mm ³	W2 min = 82961 mm ³	
(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 48800 mm ³	W1 max = 82978 mm ³	W2 max = 82970 mm ³	
Iy = 4977907 mm ⁴	It = 7875609 mm ⁴	i1 = 46.79 mm	i2 = 46.79 mm	
Wy = 82952 mm ³	Wt = 108157 mm ³	S1 = 48805 mm ³	S2 = 48800 mm ³	
iy = 46.79 mm	Igamma = 13337319 mm ⁶	So1 = 48805 mm ³	So2 = 48800 mm ³	
Sy = 48805 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.177	c2 = 1.176	
Steel sections VKR 120x120x5 at both ends		Rho 1 = 0.4347	Rho 2 = 0.4344	



Group Søyle E5, Maximum of load combinations

S 355

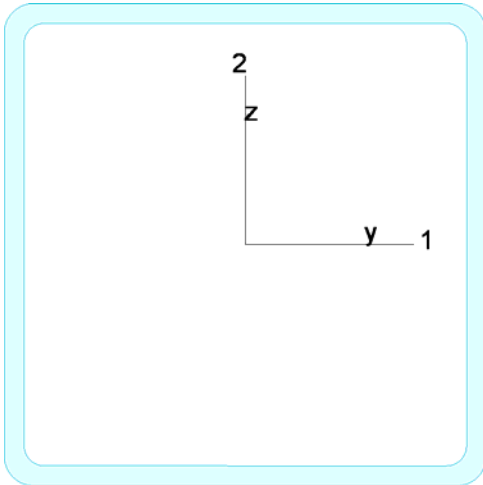
E = 210000 N/mm²

G = 80769 N/mm²

Y_{M0,ult} = 1.05 Y_{M0,acc/seis} = 1.00

Y_{M1,ult} = 1.05 Y_{M1,acc/seis} = 1.00

Y_{M2,ult} = 1.25 Y_{M2,acc/seis} = 1.00

VKR 120x120x5

A	$=$	2274 mm^2	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
I_y	$=$	$4.978\text{e}+06 \text{ mm}^4$	$\varepsilon = 0.81$
I_z	$=$	$4.978\text{e}+06 \text{ mm}^4$	$\lambda_1 = 76.40$
I_1	$=$	$4.978\text{e}+06 \text{ mm}^4$	
I_2	$=$	$4.978\text{e}+06 \text{ mm}^4$	
$W_{pl,1}$	$=$	$9.761\text{e}+04 \text{ mm}^3$	
$W_{pl,2}$	$=$	$9.760\text{e}+04 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,1}$	$=$	$8.295\text{e}+04 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,2}$	$=$	$8.296\text{e}+04 \text{ mm}^3$	
i_1	$=$	47 mm	
i_2	$=$	47 mm	
I_t	$=$	$7.876\text{e}+06 \text{ mm}^4$	
I_w	$=$	$1.334\text{e}+07 \text{ mm}^6$	

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: C.15.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1137 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 221.90 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.42}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 221.41 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{221.41} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: C.15.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1137 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 221.90 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.42}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 221.41 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{221.41} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: C.15.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.05}{21.11} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: C.15.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 1500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 110.71 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 110.71 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{362.22}{768.68} + \frac{8.61}{33.00} + \frac{0.00}{33.00} = 0.73 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.15.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{l_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{47 \cdot 76.40} = 0.84 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.84 - 0.2) + 0.84^2 \right] = 0.92$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.92 + \sqrt{0.92^2 - 0.84^2}}, 1.0 \right) = 0.77 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.77 \cdot 2274 \cdot 355}{1.05} = 593.84 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{385.82}{593.84} = 0.65 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.15.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{l_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{47 \cdot 76.40} = 0.84 \quad (6.50)$$

$$\alpha_2 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.84 - 0.2) + 0.84^2 \right] = 0.92$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.92 + \sqrt{0.92^2 - 0.84^2}}, 1.0 \right) = 0.77 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.77 \cdot 2274 \cdot 355}{1.05} = 593.84 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{385.82}{593.84} = 0.65 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.15.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{47^2 + 47^2 + 0^2 + 0^2} = 66 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{66^2} \left(80769 \cdot 7.876e + 06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.334e + 07}{3.00^2} \right) = 145264.97 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 145264.97 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(145264.97, 145264.97) = 145264.97 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2274 \cdot 355}{145264.97}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.49$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 2274 \cdot 355}{1.05} = 768.68 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{385.82}{768.68} = 0.50 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: C.15.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 1500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 97611 \frac{355}{1.05} = 33.00 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{\eta} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 33.00, 33.00) = 33.00 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{8.61}{33.00} = 0.26 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.15.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 1500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.90$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.90$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 97600 = 34.65 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{362.22}{593.84} + 1.25 \cdot \frac{8.61}{33.00} + 0.50 \cdot \frac{0.00}{\frac{34.65}{1.05}} = 0.94 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.15.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 1500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.90$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.90$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 97600 = 34.65 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{362.22}{593.84} + 0.75 \cdot \frac{8.61}{33.00} + 0.83 \cdot \frac{0.00}{\frac{34.65}{1.05}} = 0.81 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

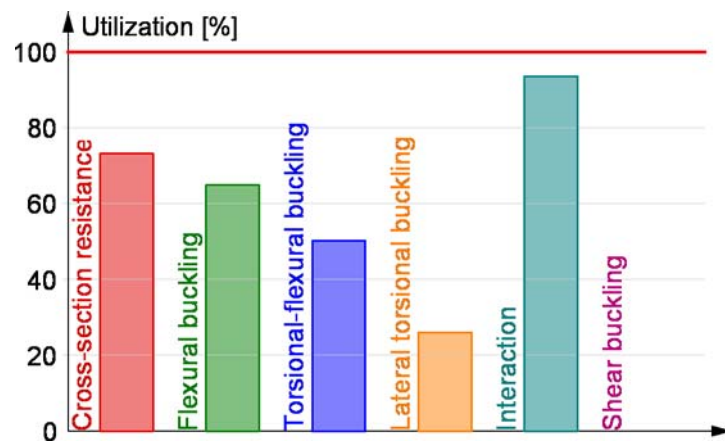
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

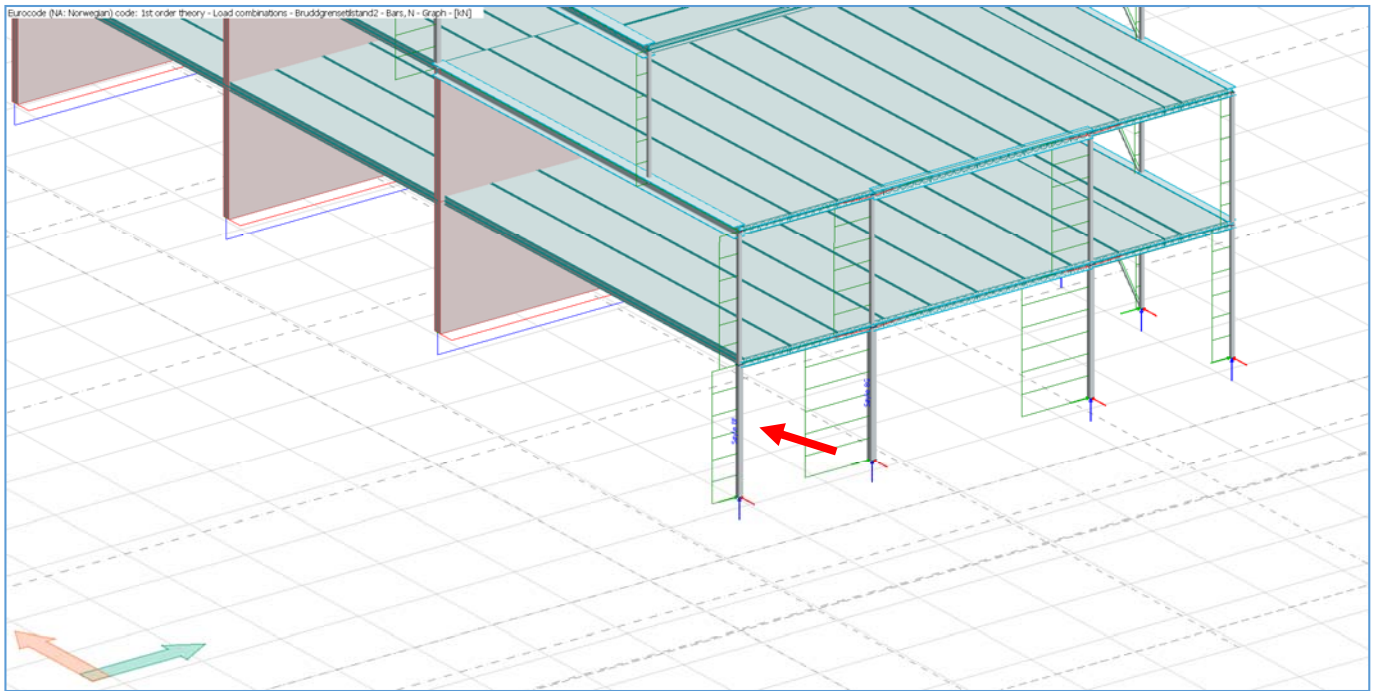
Not relevant

Summary

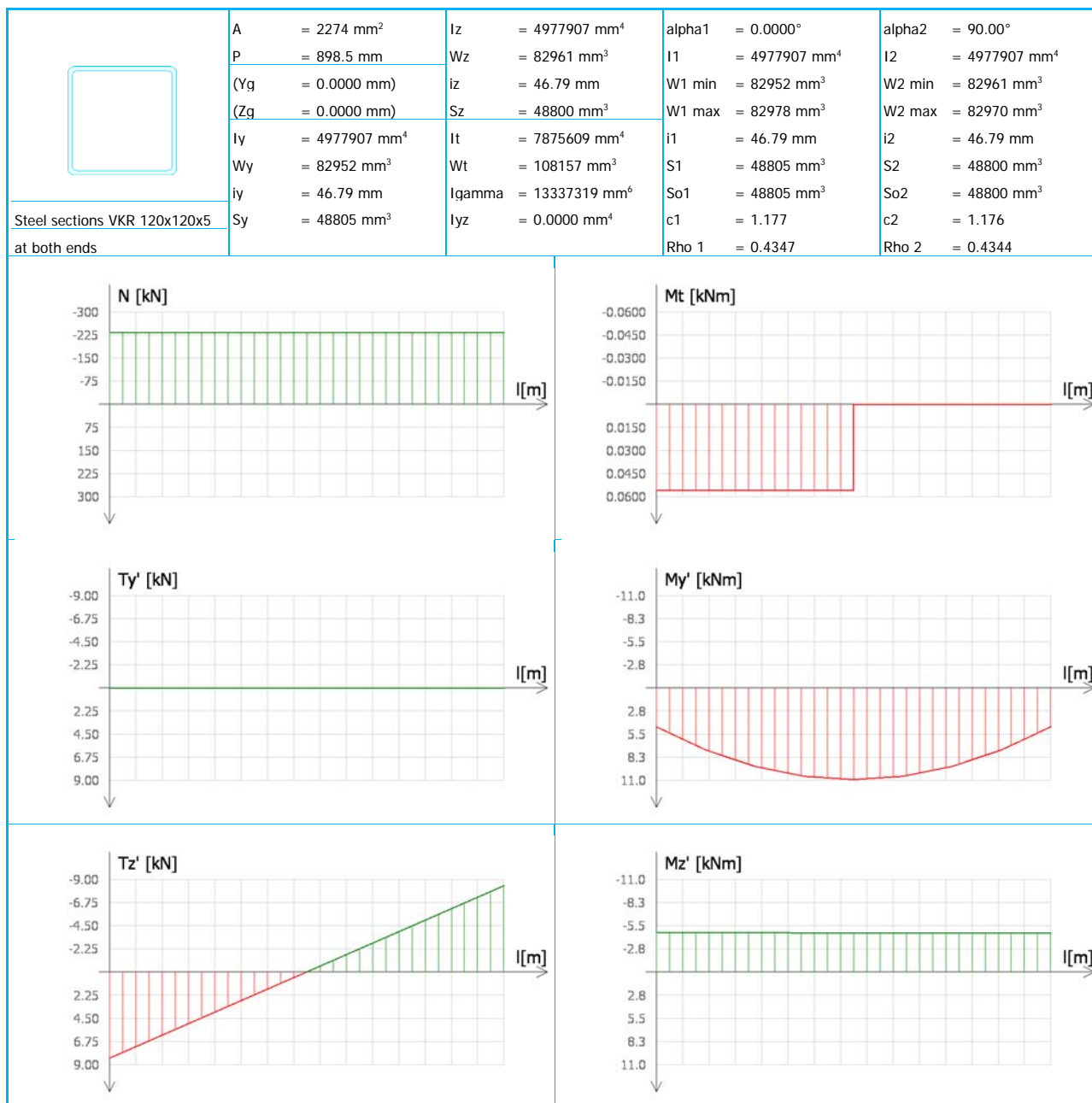


VEDLEGG 2.1.5 - STÅLSØYLE E8

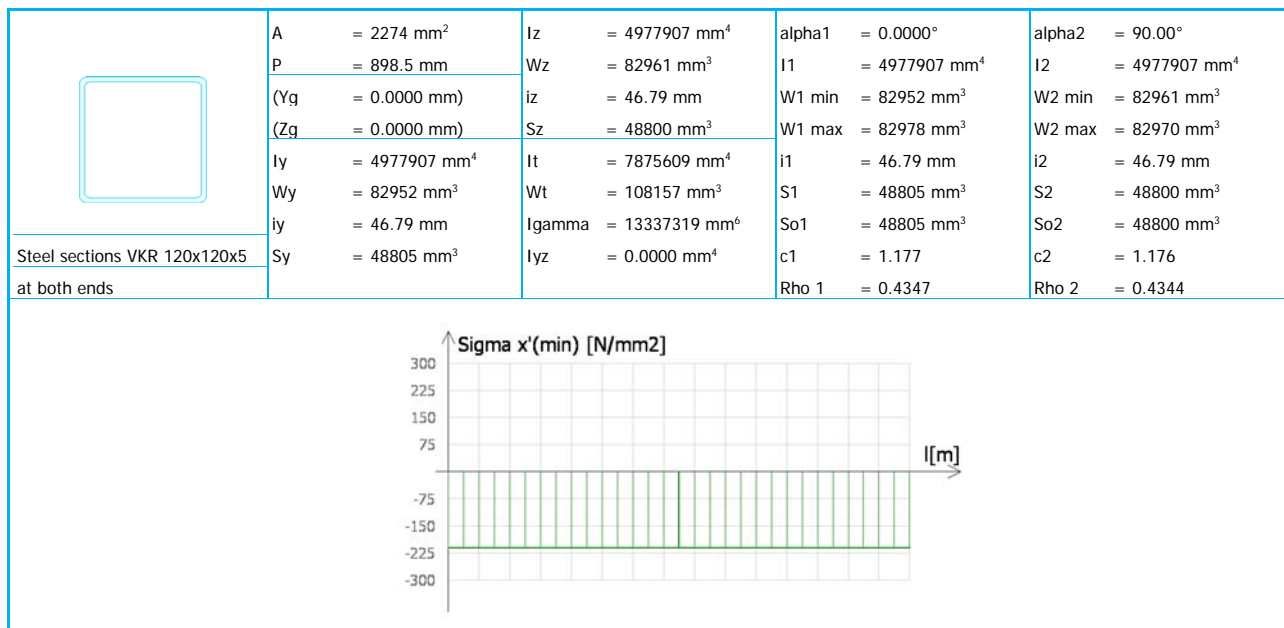
DIAGRAMMER OG KONTROLL AV DIMENSJONERING.



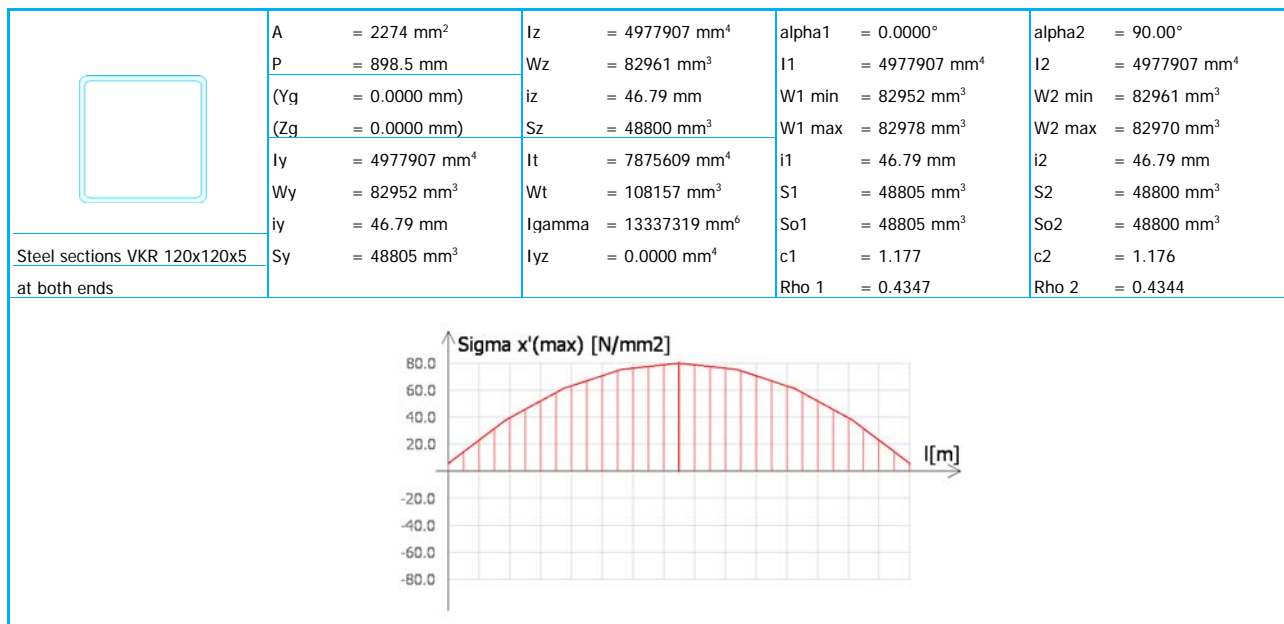
E8 - Internal forces - Load combination: Vindlast x b2 (3.00 m)




E8 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

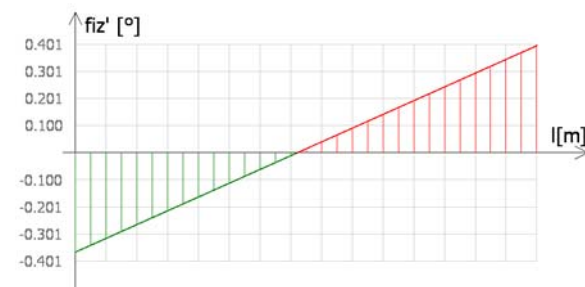
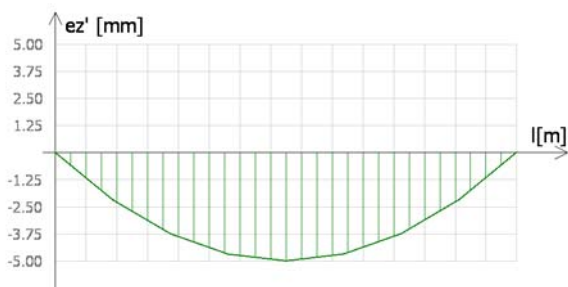
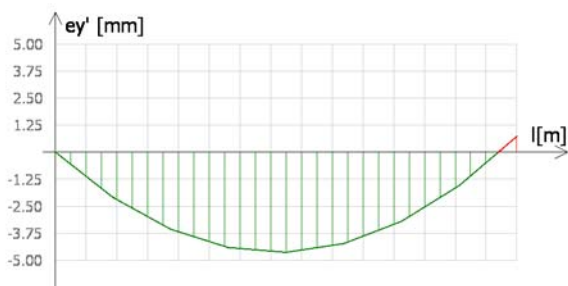
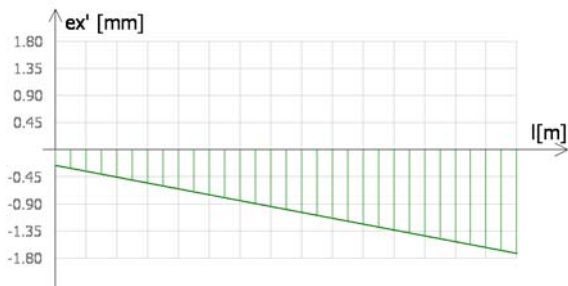


E8 - Stresses - Load combination: Vindlast x b2 (3.00 m)



E8 - Displacements - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 2274 mm ²	Iz = 4977907 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 898.5 mm	Wz = 82961 mm ³	I1 = 4977907 mm ⁴	I2 = 4977907 mm ⁴
(Yg = 0.0000 mm)	iz = 46.79 mm	W1 min = 82952 mm ³	W2 min = 82961 mm ³	W2 max = 82970 mm ³
(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 48800 mm ³	W1 max = 82978 mm ³	W2 max = 82970 mm ³	W2 min = 82961 mm ³
Iy = 4977907 mm ⁴	It = 7875609 mm ⁴	i1 = 46.79 mm	i2 = 46.79 mm	S2 = 48800 mm ³
Wy = 82952 mm ³	Wt = 108157 mm ³	S1 = 48805 mm ³	S2 = 48800 mm ³	So2 = 48800 mm ³
iy = 46.79 mm	Igamma = 13337319 mm ⁶	So1 = 48805 mm ³	So2 = 48800 mm ³	c2 = 1.176
Sy = 48805 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.177	c2 = 1.176	Rho 2 = 0.4344
Steel sections VKR 120x120x5 at both ends			Rho 1 = 0.4347	



Group Søyle E8, Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

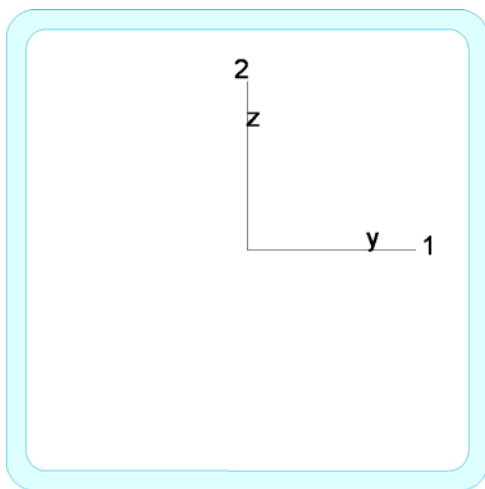
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

VKR 120x120x5



A	$=$	2274 mm^2	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
I_y	$=$	$4.978e+06 \text{ mm}^4$	$\varepsilon = 0.81$
I_z	$=$	$4.978e+06 \text{ mm}^4$	$\lambda_1 = 76.40$
I_1	$=$	$4.978e+06 \text{ mm}^4$	
I_2	$=$	$4.978e+06 \text{ mm}^4$	
$W_{pl,1}$	$=$	$9.761e+04 \text{ mm}^3$	
$W_{pl,2}$	$=$	$9.760e+04 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,1}$	$=$	$8.295e+04 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,2}$	$=$	$8.296e+04 \text{ mm}^3$	
i_1	$=$	47 mm	
i_2	$=$	47 mm	
I_t	$=$	$7.876e+06 \text{ mm}^4$	
I_w	$=$	$1.334e+07 \text{ mm}^6$	

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast y b2', $x = 0 \text{ mm}$

$Class_N = 1$; $Class_{M1} = 1$; $Class_{M2} = 1$;

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1137 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 221.90 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(\frac{f_y}{\sqrt{3}}) / \gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.31}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 221.54 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{5.07}{221.54} = 0.02 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast y b2', $x = 0 \text{ mm}$

$Class_N = 1$; $Class_{M1} = 1$; $Class_{M2} = 1$;

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{1137 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 221.90 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{(\frac{f_y}{\sqrt{3}}) / \gamma_{M0}} = 1 - \frac{0.31}{(355/\sqrt{3})/1.05} = 221.54 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{221.54} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 1500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.06}{21.11} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 1500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 110.66 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 110.66 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{232.16}{768.68} + \frac{10.92}{33.00} + \frac{4.64}{33.00} = 0.77 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{47 \cdot 76.40} = 0.84 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.84 - 0.2) + 0.84^2 \right] = 0.92$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.92 + \sqrt{0.92^2 - 0.84^2}}, 1.0 \right) = 0.77 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.77 \cdot 2274 \cdot 355}{1.05} = 593.84 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{232.72}{593.84} = 0.39 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{3000}{47 \cdot 76.40} = 0.84 \quad (6.50)$$

$$\alpha_2 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.84 - 0.2) + 0.84^2 \right] = 0.92$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.92 + \sqrt{0.92^2 - 0.84^2}}, 1.0 \right) = 0.77 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.77 \cdot 2274 \cdot 355}{1.05} = 593.84 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{232.72}{593.84} = 0.39 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast y b2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{47^2 + 47^2 + 0^2 + 0^2} = 66 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{66^2} \left(80769 \cdot 7.876e + 06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.334e + 07}{3.00^2} \right) = 145264.97 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 145264.97 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(145264.97, 145264.97) = 145264.97 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{2274 \cdot 355}{145264.97}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$$\alpha_T = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 \cdot (0.07 - 0.2) + 0.07^2 \right] = 0.49$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 2274 \cdot 355}{1.05} = 768.68 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{232.72}{768.68} = 0.30 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 1500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 97611 \frac{355}{1.05} = 33.00 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 33.00, 33.00) = 33.00 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{10.92}{33.00} = 0.33 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 1500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 0.43 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.94$$

$$\alpha_{mz} = 1.00 \quad \psi_{mz} = 1.00 \quad C_{mz} = 1.00$$

$$\alpha_{mLT} = 0.43 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.94$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 97600 = 34.65 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{232.16}{593.84} + 1.18 \cdot \frac{10.92}{33.00} + 0.75 \cdot \frac{4.64}{34.65} = 0.89 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: C.5.1, LC: 'Vindlast x b2', x = 1500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$\alpha_{my} = 0.43$ $\psi_{my} = 1.00$ $C_{my} = 0.94$

$\alpha_{mz} = 1.00$ $\psi_{mz} = 1.00$ $C_{mz} = 1.00$

$\alpha_{mLT} = 0.43$ $\psi_{mLT} = 1.00$ $C_{mLT} = 0.94$

$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 97600 = 34.65 \text{ kNm}$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{232.16}{593.84} + 0.71 \cdot \frac{10.92}{33.00} + 1.25 \cdot \frac{4.64}{\frac{34.65}{1.05}} = 0.80 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

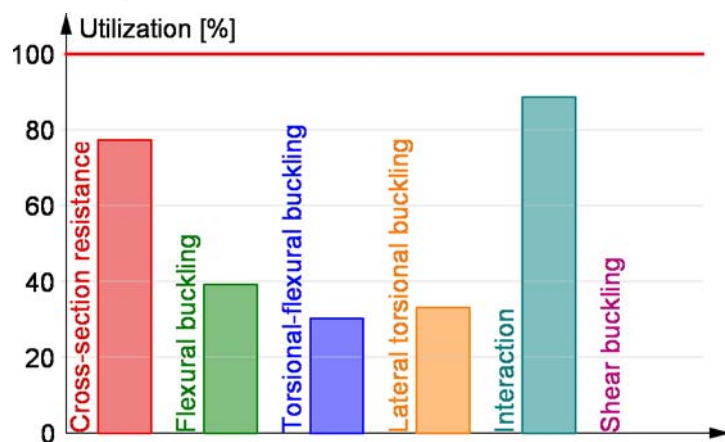
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

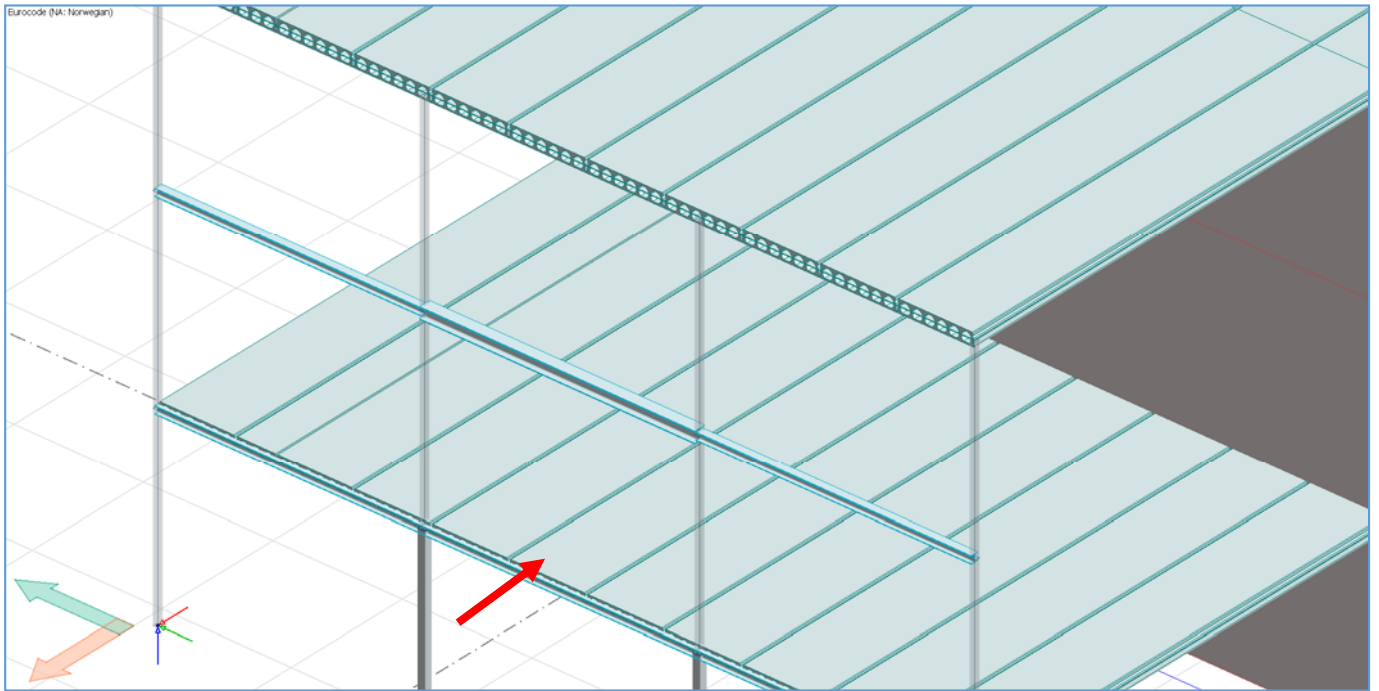
Not relevant

Summary




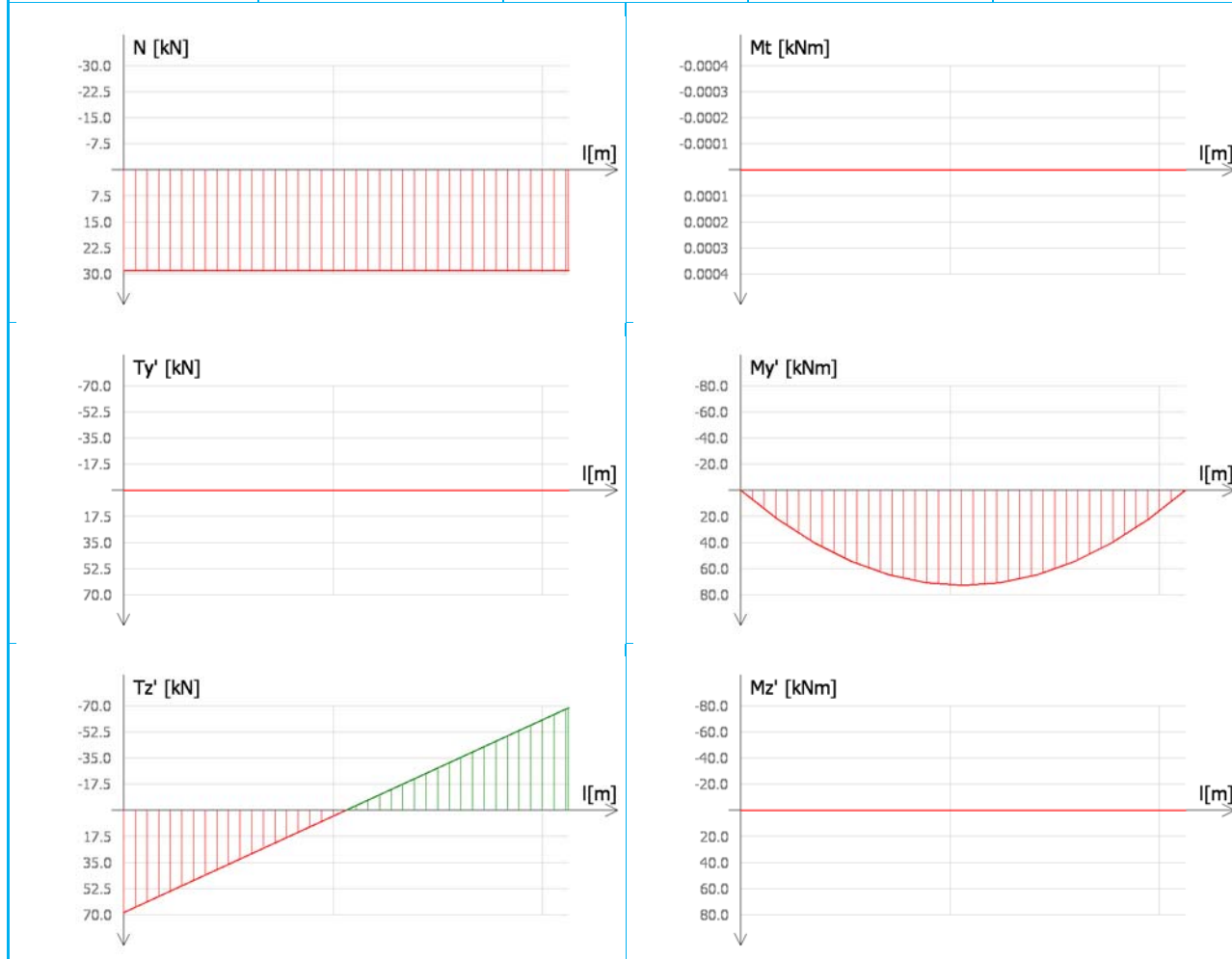
VEDLEGG 2.2.1 – BJELKE F2

DIAGRAMMER OG KONTROLL AV DIMENSJONERING.

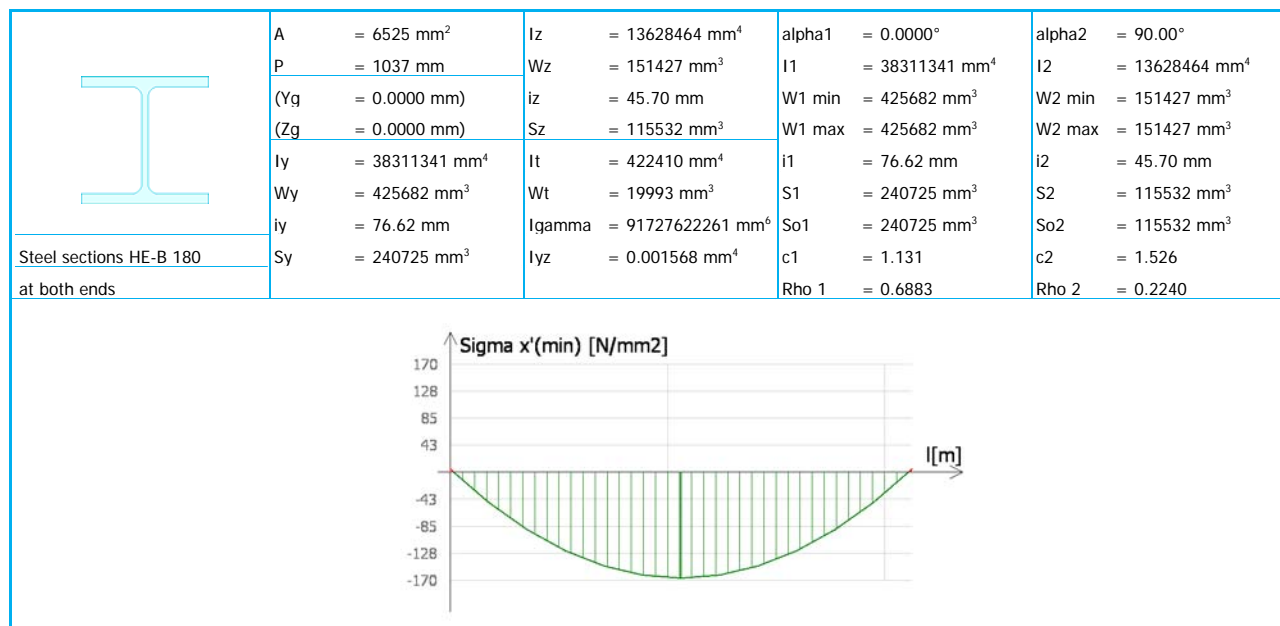


F2 - Internal forces - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (4.25 m)

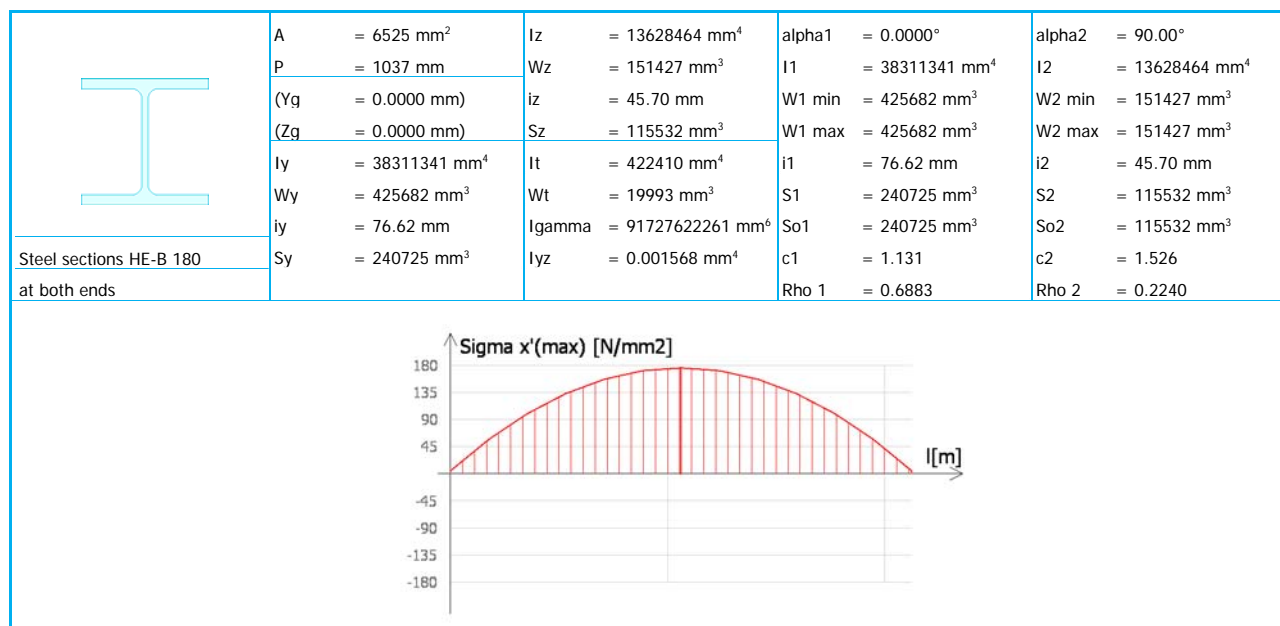
	A = 6525 mm ²	Iz = 13628464 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1037 mm	Wz = 151427 mm ³	I1 = 38311341 mm ⁴	I2 = 13628464 mm ⁴
	(Yg = 0.0000 mm)	iz = 45.70 mm	W1 min = 425682 mm ³	W2 min = 151427 mm ³
	(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 115532 mm ³	W1 max = 425682 mm ³	W2 max = 151427 mm ³
Iy = 38311341 mm ⁴	It = 422410 mm ⁴	i1 = 76.62 mm	i2 = 45.70 mm	
Wy = 425682 mm ³	Wt = 19993 mm ³	S1 = 240725 mm ³	S2 = 115532 mm ³	
iy = 76.62 mm	Igamma = 91727622261 mm ⁶	So1 = 240725 mm ³	So2 = 115532 mm ³	
Sv = 240725 mm ³	Iyz = 0.001568 mm ⁴	c1 = 1.131	c2 = 1.526	
Steel sections HE-B 180		Rho 1 = 0.6883	Rho 2 = 0.2240	
at both ends				



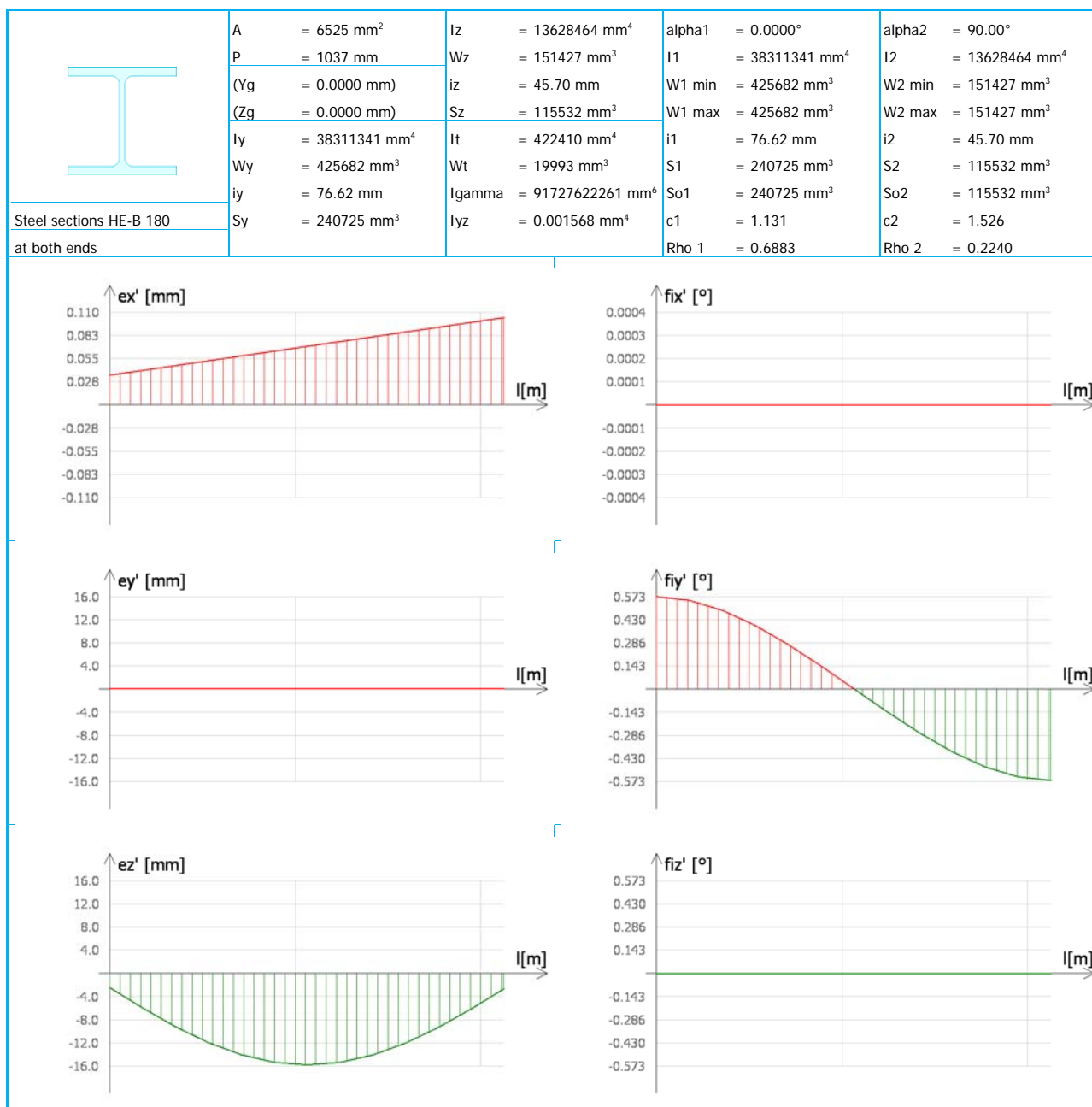
F2 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (4.25 m)



F2 - Stresses - Load combination: Vindlast x b2 (4.25 m)



F2 - Displacements - Load combination: Bruksgrensetilstand (4.25 m)



Group Bjelke F2,
Maximum of load combinations

S 355

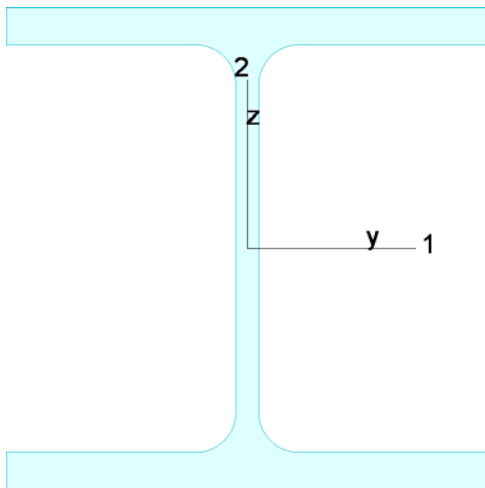
$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

HE-B 180


A	$=$	6525 mm^2	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
I_y	$=$	$3.831e+07 \text{ mm}^4$	$\varepsilon = 0.81$
I_z	$=$	$1.363e+07 \text{ mm}^4$	$\lambda_1 = 76.40$
I_1	$=$	$3.831e+07 \text{ mm}^4$	
I_2	$=$	$1.363e+07 \text{ mm}^4$	
$W_{pl,1}$	$=$	$4.815e+05 \text{ mm}^3$	
$W_{pl,2}$	$=$	$2.311e+05 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,1}$	$=$	$4.257e+05 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,2}$	$=$	$1.514e+05 \text{ mm}^3$	
i_1	$=$	77 mm	
i_2	$=$	46 mm	
I_t	$=$	$4.224e+05 \text{ mm}^4$	
I_w	$=$	$9.173e+10 \text{ mm}^6$	

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.11.1, LC: 'Brudgrensetilstand2', $x = 0 \text{ mm}$

$$\text{Class}_N = 1; \text{Class}_{M1} = 1; \text{Class}_{M2} = 1;$$

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{5233 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 1021.51 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{1,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 (355/\sqrt{3})/1.05}} \cdot 1021.51 = 1021.51 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{1021.51} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.11.1, LC: 'Brudgrensetilstand2', $x = 0 \text{ mm}$

$$\text{Class}_N = 1; \text{Class}_{M1} = 1; \text{Class}_{M2} = 1;$$

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2024 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 395.11 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{2,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 (355/\sqrt{3})/1.05}} \cdot 395.11 = 395.11 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{68.54}{395.11} = 0.17 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: B.11.1, LC: 'Brudgrensetilstand2', $x = 0 \text{ mm}$

$$\text{Class}_N = 1; \text{Class}_{M1} = 1; \text{Class}_{M2} = 1;$$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{3.90} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: B.11.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 1889 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 510.75 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 7.62 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 197.56 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{29.10}{2206.12} + \frac{71.92}{162.78} + \frac{0.00}{78.12} = 0.46 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Not relevant

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Not relevant

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Not relevant

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.11.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 1889 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_{f,y} = \frac{k_c \cdot L_{cr}}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} = \frac{0.94 \cdot 4250}{50 \cdot 76.40} = 1.04 \quad (6.59)$$

$$\alpha_y = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_{f,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{f,y}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (1.04 - 0.2) + 1.04^2 \right] = 1.25$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_{f,y}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.25 + \sqrt{1.25^2 - 1.04^2}}, 1.0 \right) = 0.52 \quad (6.49)$$

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 481450 \frac{355}{1.05} = 162.78 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{\phi} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 0.52 \cdot 162.78, 162.78) = 92.56 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{71.92}{92.56} = 0.78 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.11.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 1889 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.95$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 231064 = 82.03 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{0.00}{1696.12} + 0.95 \cdot \frac{71.92}{92.56} + 0.36 \cdot \frac{0.00}{\frac{82.03}{1.05}} = 0.74 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.11.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 1889 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.95$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 231064 = 82.03 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{0.00}{938.98} + 1.00 \cdot \frac{71.92}{92.56} + 0.60 \cdot \frac{0.00}{\frac{82.03}{1.05}} = 0.78 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

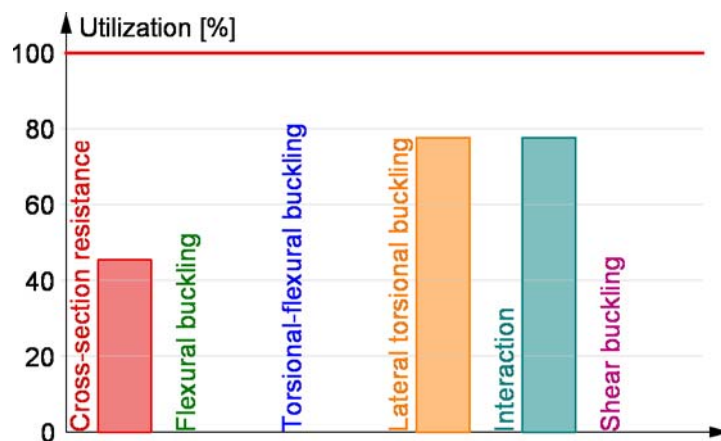
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

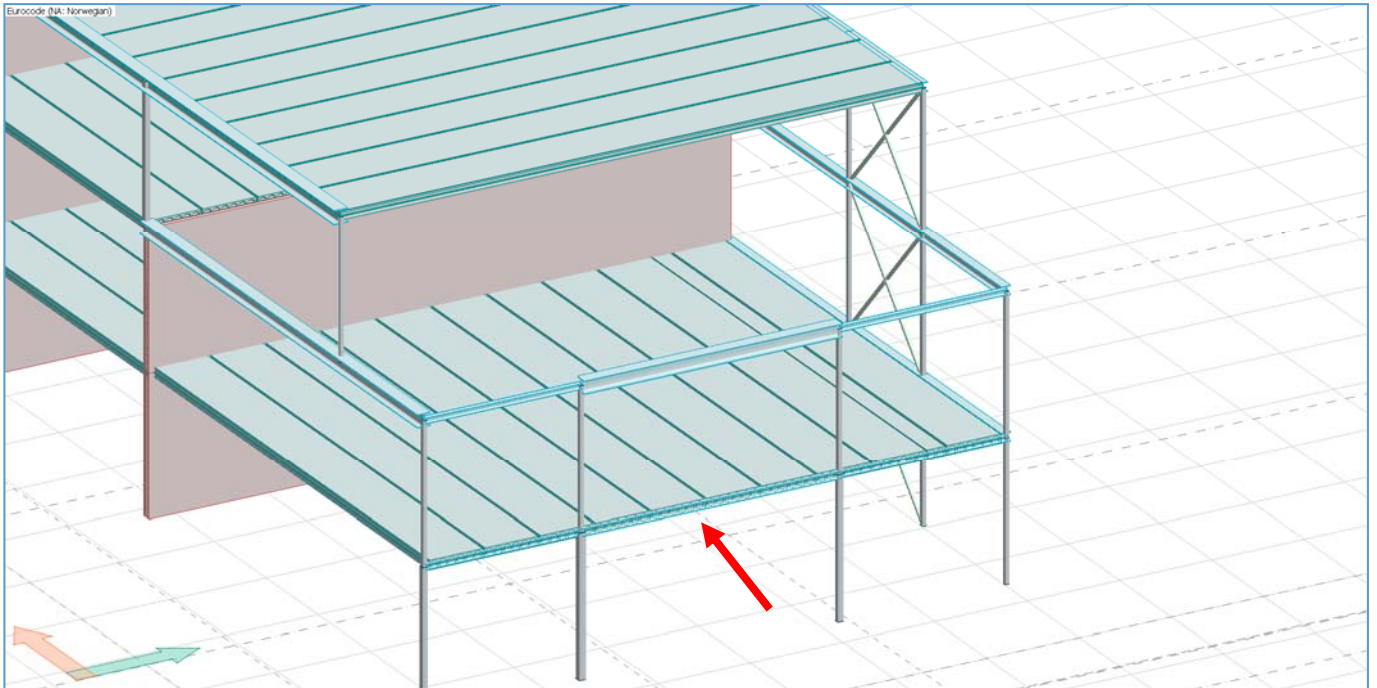
Not relevant

Summary




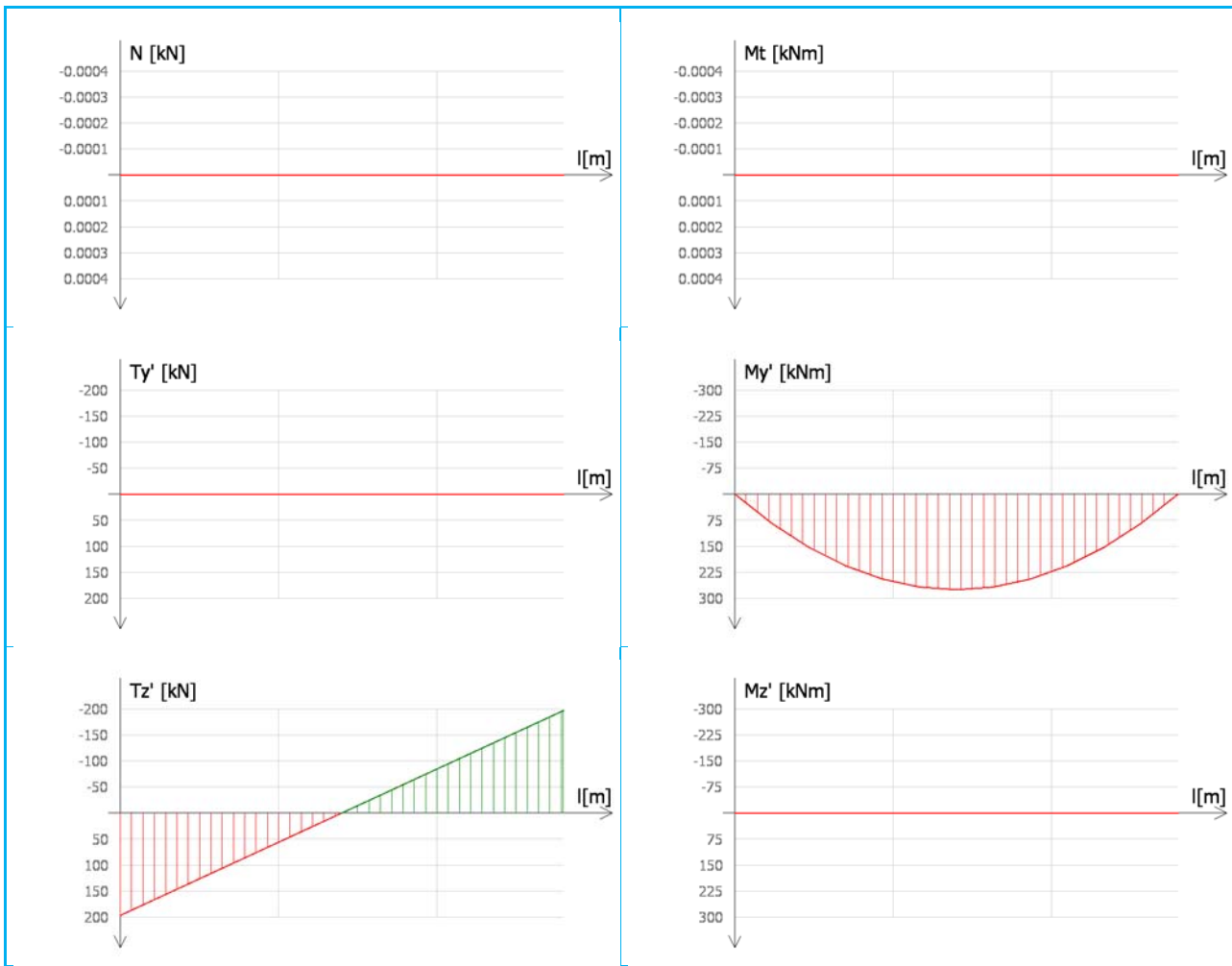
VEDLEGG 2.2.2 – BJELKE F8

DIAGRAMMER OG KONTROLL AV DIMENSJONERING.

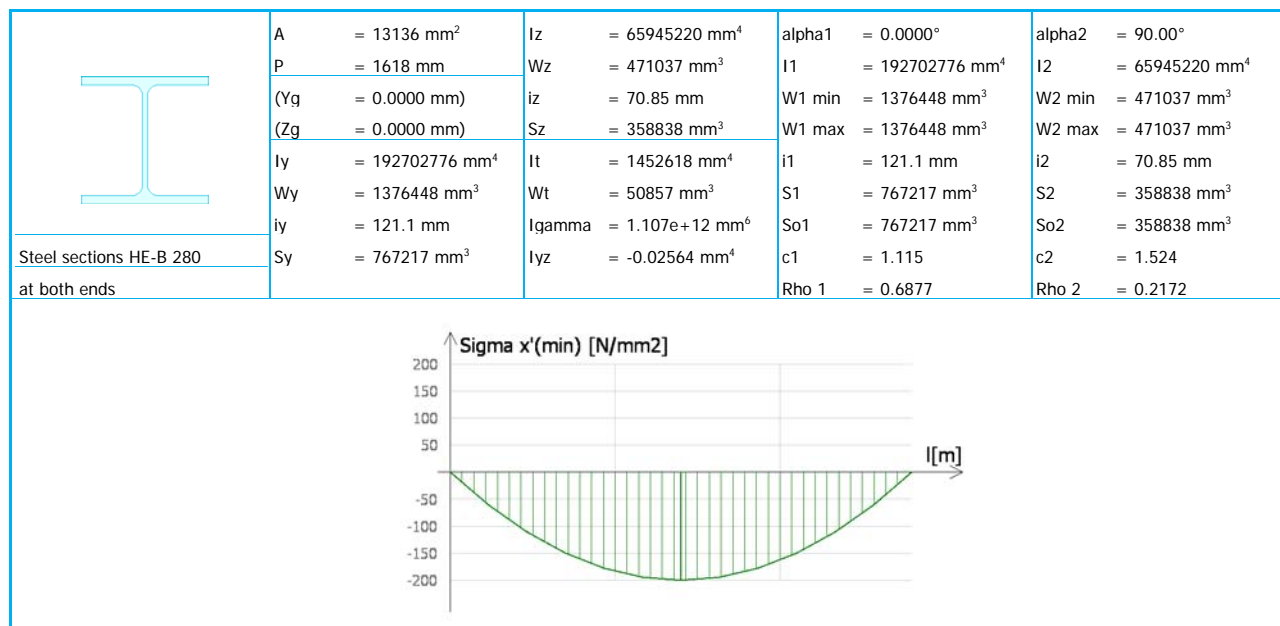


F8 - Internal forces - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (5.60 m)

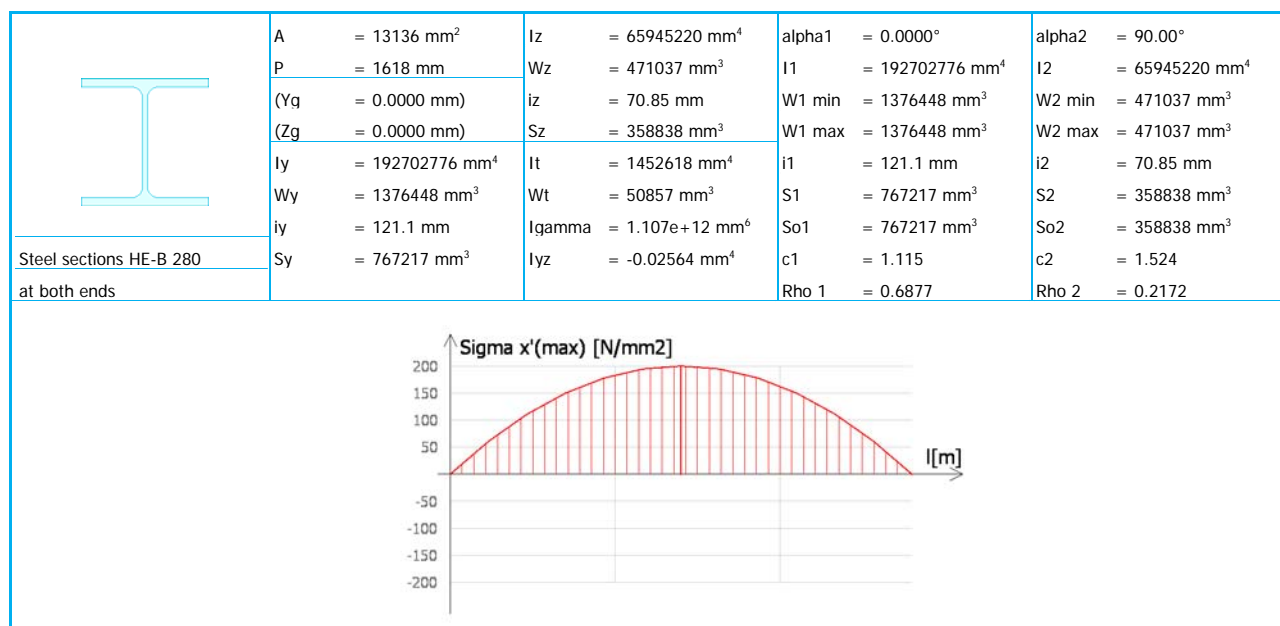
	A	= 13136 mm ²	I _z	= 65945220 mm ⁴	alpha1	= 0.0000°	alpha2	= 90.00°
	P	= 1618 mm	W _z	= 471037 mm ³	I ₁	= 192702776 mm ⁴	I ₂	= 65945220 mm ⁴
	(Y _g)	= 0.0000 mm)	i _z	= 70.85 mm	W1 min	= 1376448 mm ³	W2 min	= 471037 mm ³
	(Z _g)	= 0.0000 mm)	S _z	= 358838 mm ³	W1 max	= 1376448 mm ³	W2 max	= 471037 mm ³
	I _y	= 192702776 mm ⁴	I _t	= 1452618 mm ⁴	i ₁	= 121.1 mm	i ₂	= 70.85 mm
	W _y	= 1376448 mm ³	W _t	= 50857 mm ³	S ₁	= 767217 mm ³	S ₂	= 358838 mm ³
Steel sections HE-B 280	i _y	= 121.1 mm	I _{gamma}	= 1.107e+12 mm ⁶	So ₁	= 767217 mm ³	So ₂	= 358838 mm ³
at both ends	S _y	= 767217 mm ³	I _{yz}	= -0.02564 mm ⁴	c ₁	= 1.115	c ₂	= 1.524
					Rho 1	= 0.6877	Rho 2	= 0.2172



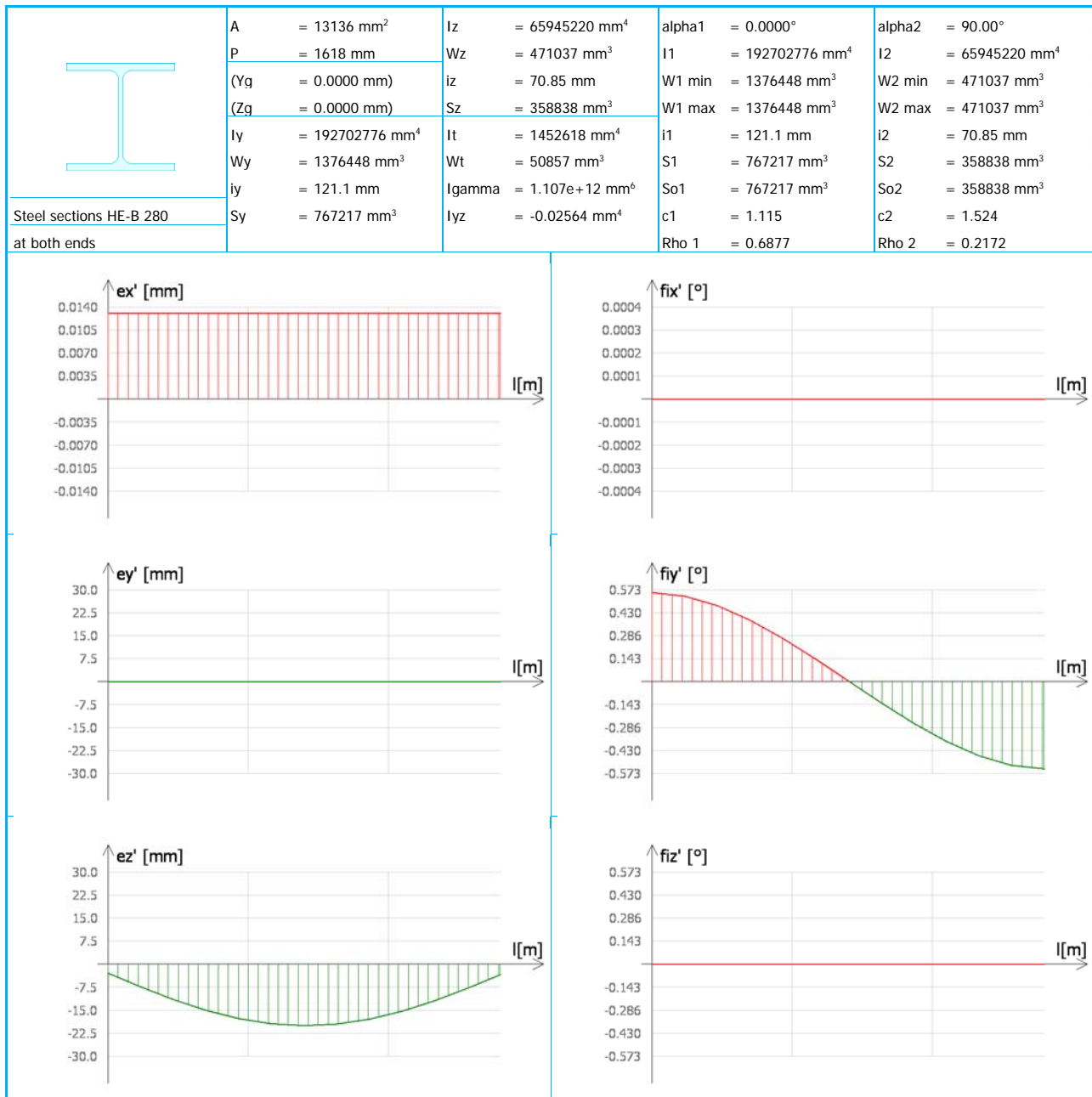
F8 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (5.60 m)



F8 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (5.60 m)



F8 - Displacements - Load combination: Bruggrensetilstand (5.60 m)



F8

Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

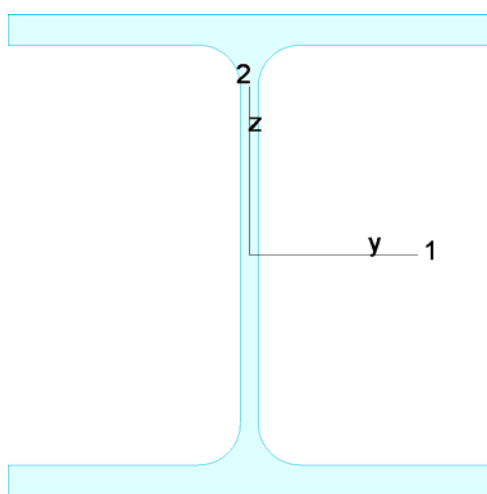
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

HE-B 280



A	$=$	13136 mm^2	$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$
I_y	$=$	$1.927e+08 \text{ mm}^4$	$\varepsilon = 0.81$
I_z	$=$	$6.595e+07 \text{ mm}^4$	$\lambda_1 = 76.40$
I_1	$=$	$1.927e+08 \text{ mm}^4$	
I_2	$=$	$6.595e+07 \text{ mm}^4$	
$W_{pl,1}$	$=$	$1.534e+06 \text{ mm}^3$	
$W_{pl,2}$	$=$	$7.177e+05 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,1}$	$=$	$1.376e+06 \text{ mm}^3$	
$W_{el,min,2}$	$=$	$4.710e+05 \text{ mm}^3$	
i_1	$=$	121 mm	
i_2	$=$	71 mm	
I_t	$=$	$1.453e+06 \text{ mm}^4$	
I_w	$=$	$1.107e+12 \text{ mm}^6$	

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: 'Brudgrænsetilstand2', $x = 0 \text{ mm}$

$\text{Class}_N = 1$; $\text{Class}_{M1} = 1$; $\text{Class}_{M2} = 1$;

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{10574 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 2064.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{1,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 (355/\sqrt{3})/1.05}} \cdot 2064.12 = 2064.12 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{2064.12} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: 'Brudgrænsetilstand2', $x = 0 \text{ mm}$

$\text{Class}_N = 1$; $\text{Class}_{M1} = 1$; $\text{Class}_{M2} = 1$;

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{4109 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 802.16 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1.25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{2,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 (355/\sqrt{3})/1.05}} \cdot 802.16 = 802.16 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{196.60}{802.16} = 0.25 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{9.93} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 2800 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 1032.06 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 401.08 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{0.00}{4441.37} + \frac{275.24}{518.78} + \frac{0.00}{242.64} = 0.53 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{5600}{121 \cdot 76.40} = 0.61 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.34 \quad (\text{Buckling curve: b})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.34 \cdot (0.61 - 0.2) + 0.61^2 \right] = 0.75$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.75 + \sqrt{0.75^2 - 0.61^2}}, 1.0 \right) = 0.83 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.83 \cdot 13136 \cdot 355}{1.05} = 3706.07 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{0.00}{3706.07} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{5600}{71 \cdot 76.40} = 1.03 \quad (6.50)$$

$$\alpha_2 = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (1.03 - 0.2) + 1.03^2 \right] = 1.24$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.24 + \sqrt{1.24^2 - 1.03^2}}, 1.0 \right) = 0.52 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.52 \cdot 13136 \cdot 355}{1.05} = 2310.21 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{0.00}{2310.21} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{121^2 + 71^2 + 0^2 + 0^2} = 140 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{I_t^2} \right) = \frac{1}{140^2} \left(80769 \cdot 1.453e + 06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.107e + 12}{5.60^2} \right) = 9675.45 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 9675.45 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(9675.45, 9675.45) = 9675.45 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{13136 \cdot 355}{9675.45}} = 0.69 \quad (6.53)$$

$\alpha_T = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.69 - 0.2) + 0.69^2 \right] = 0.86$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.86 + \sqrt{0.86^2 - 0.69^2}}, 1.0 \right) = 0.73 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.73 \cdot 13136 \cdot 355}{1.05} = 3234.40 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{0.00}{3234.40} = 0.00 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 2800 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_{f,y} = \frac{k_c \cdot L_{cr}}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} = \frac{0.94 \cdot 5600}{78 \cdot 76.40} = 0.88 \quad (6.59)$$

$\alpha_y = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_{f,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{f,y}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.88 - 0.2) + 0.88^2 \right] = 1.05$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_{f,y}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.05 + \sqrt{1.05^2 - 0.88^2}}, 1.0 \right) = 0.61 \quad (6.49)$$

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1534434 \frac{355}{1.05} = 518.78 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{\phi} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 0.61 \cdot 518.78, 518.78) = 349.00 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{275.24}{349.00} = 0.79 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 2800 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.95$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 717676 = 254.77 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{0.00}{3706.07} + 0.95 \cdot \frac{275.24}{349.00} + 0.36 \cdot \frac{0.00}{\frac{254.77}{1.05}} = 0.75 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 2800 mm

$$\text{Class}_N = 1; \text{Class}_{M1} = 1; \text{Class}_{M2} = 1;$$

$$\alpha_{my} = 0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.95$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.95$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 717676 = 254.77 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{\frac{M_{2,Rk}}{\gamma_{M1}}} = \frac{0.00}{2310.21} + 1.00 \cdot \frac{275.24}{349.00} + 0.60 \cdot \frac{0.00}{\frac{254.77}{1.05}} = 0.79 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

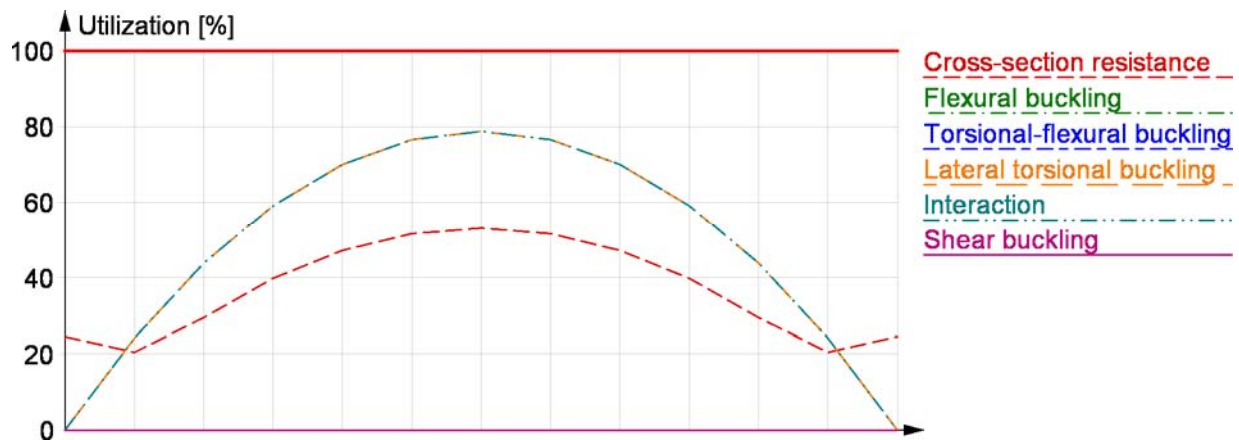
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

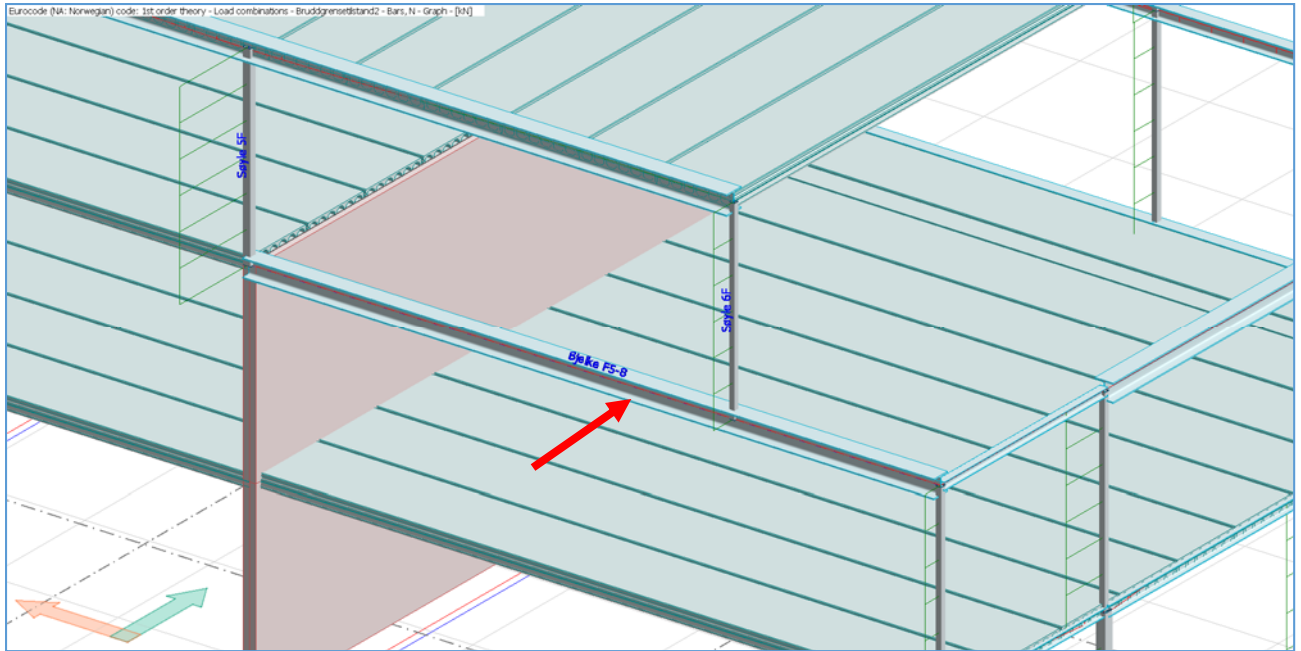
Not relevant

Summary




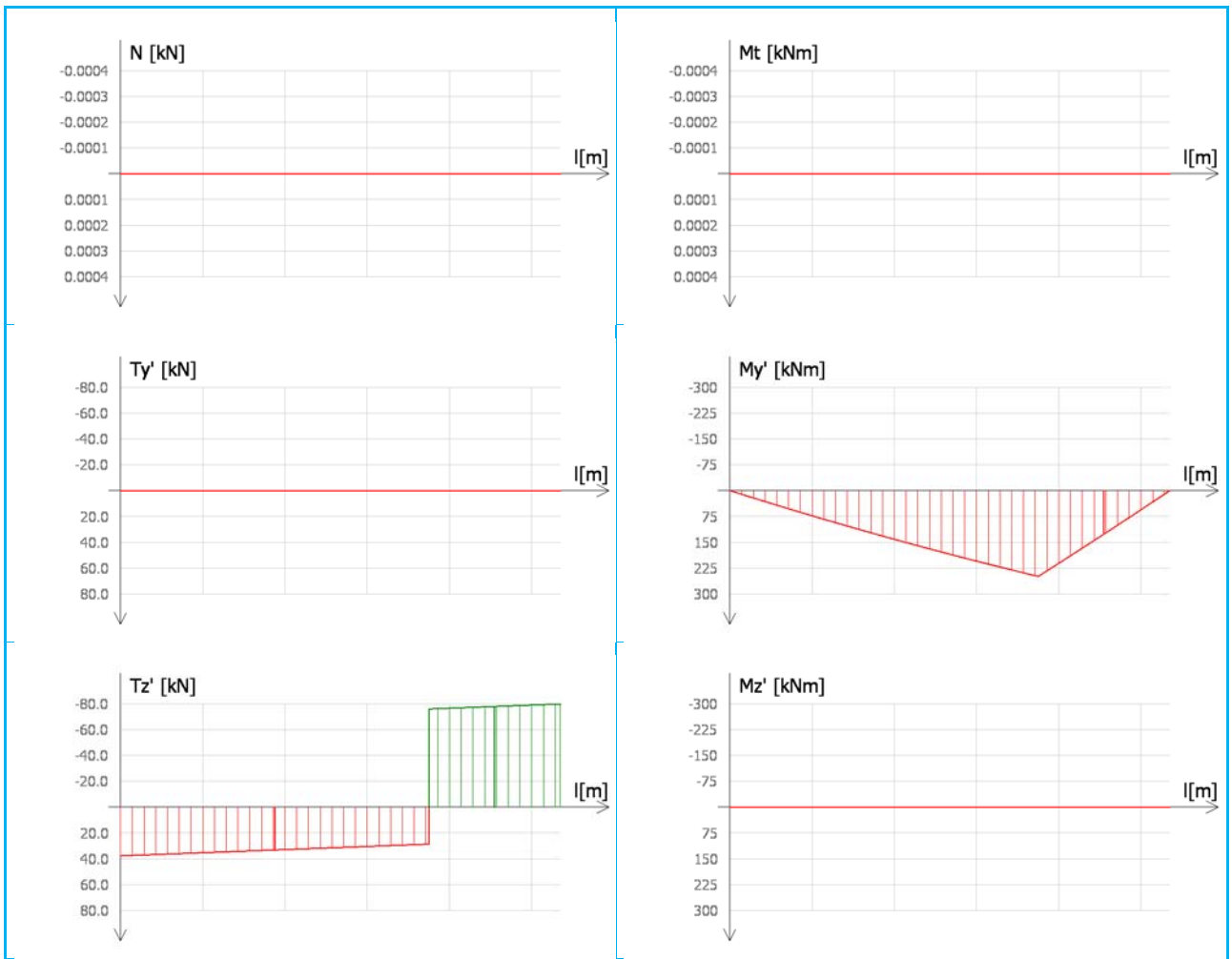
VEDLEGG 2.2.3 - BJELKE E5-E8

DIAGRAMMER OG KONTROLL AV DIMENSJONERING.

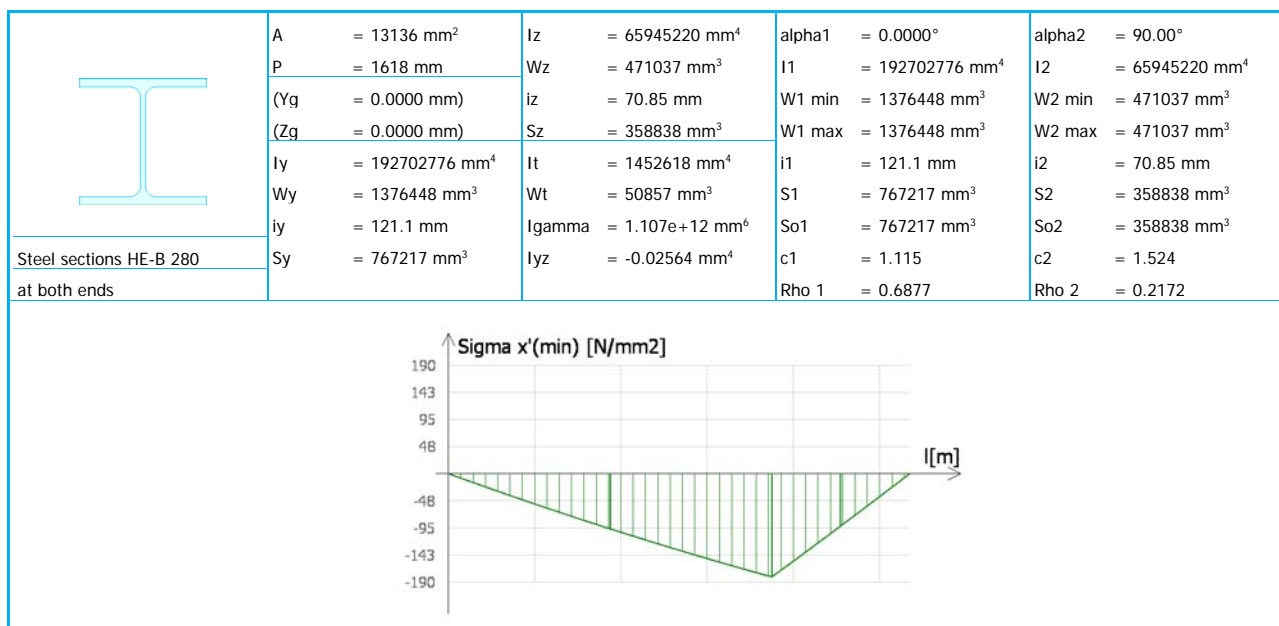


E5-E8 - Internal forces - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (10.7 m)

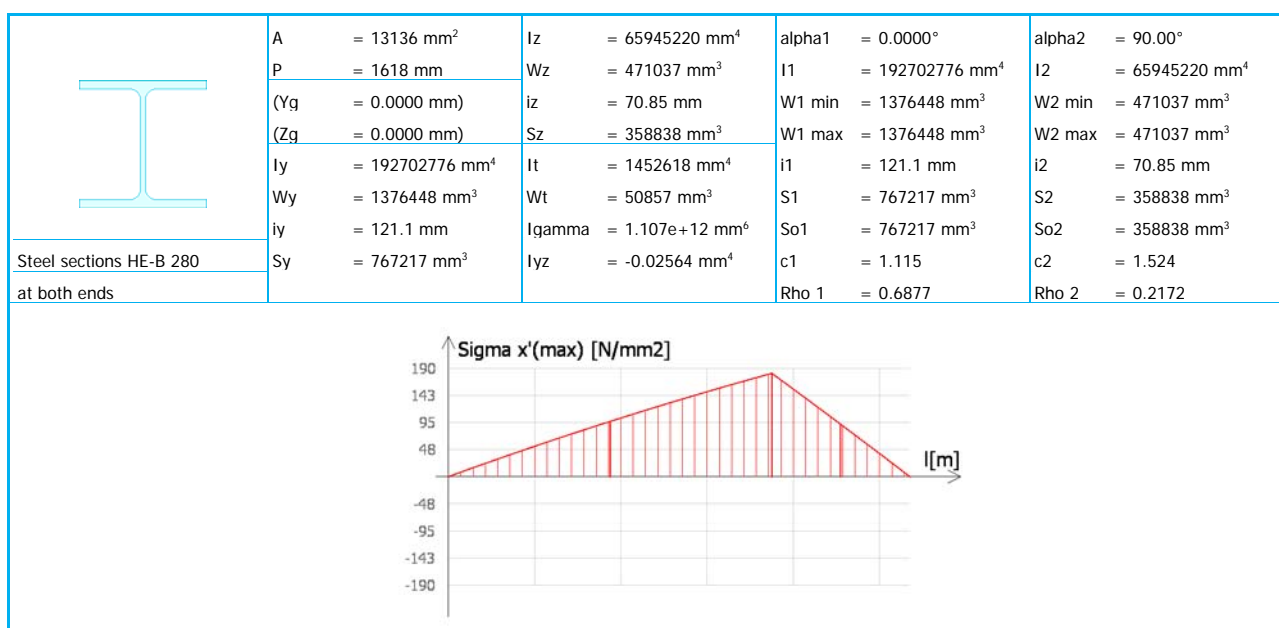
	A = 13136 mm ²	Iz = 65945220 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1618 mm	Wz = 471037 mm ³	I1 = 192702776 mm ⁴	I2 = 65945220 mm ⁴
	(Yg = 0.0000 mm)	iz = 70.85 mm	W1 min = 1376448 mm ³	W2 min = 471037 mm ³
	(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 358838 mm ³	W1 max = 1376448 mm ³	W2 max = 471037 mm ³
Iy = 192702776 mm ⁴	It = 1452618 mm ⁴	i1 = 121.1 mm	i2 = 70.85 mm	
Wy = 1376448 mm ³	Wt = 50857 mm ³	S1 = 767217 mm ³	S2 = 358838 mm ³	
iy = 121.1 mm	Igamma = 1.107e+12 mm ⁶	So1 = 767217 mm ³	So2 = 358838 mm ³	
Steel sections HE-B 280	Sy = 767217 mm ³	Iyz = -0.02564 mm ⁴	c1 = 1.115	c2 = 1.524
at both ends			Rho 1 = 0.6877	Rho 2 = 0.2172



E5-E8 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (10.7 m)

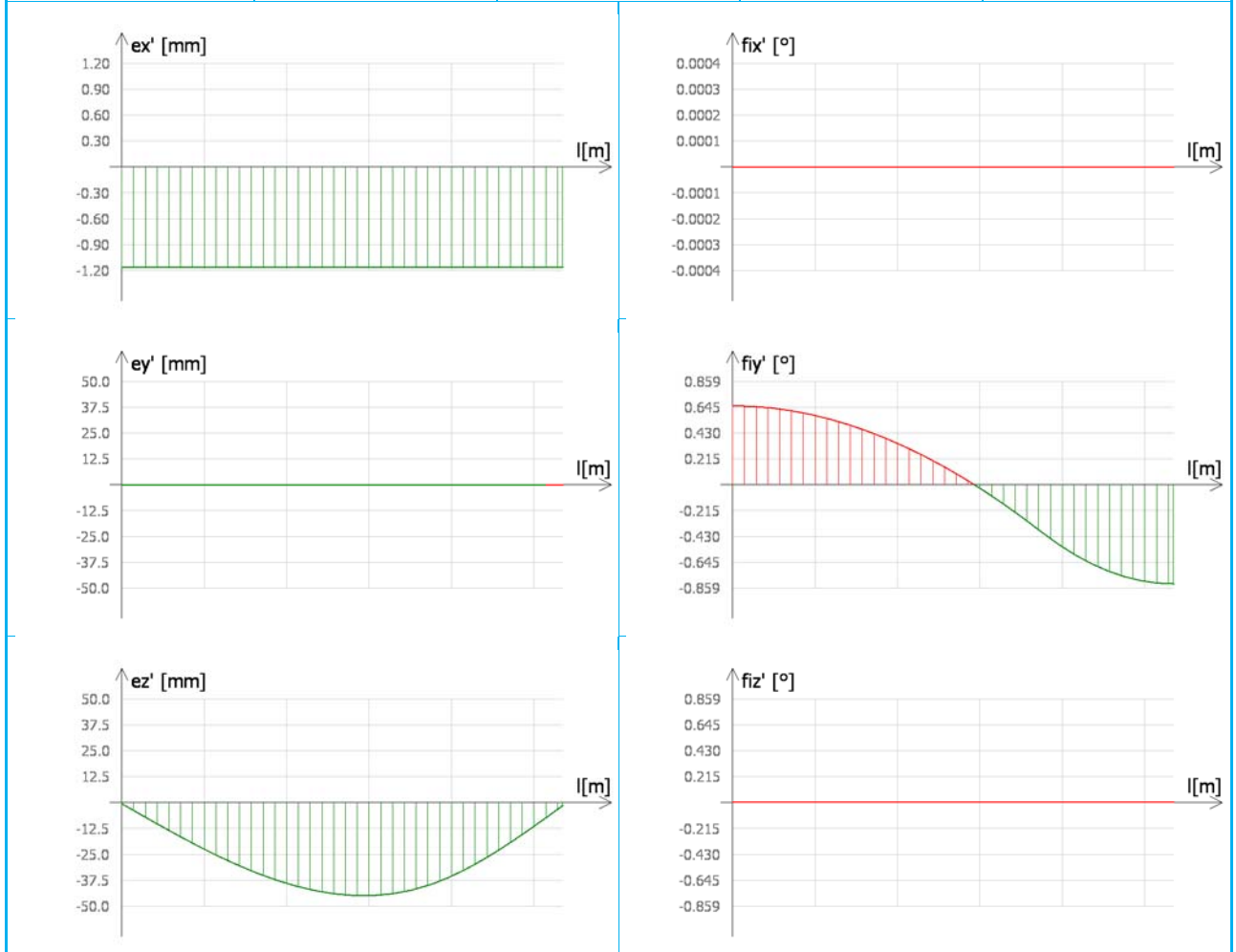


E5-E8 - Stresses - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (10.7 m)



E5-E8 - Displacements - Load combination: Bruksgrensetilstand (10.7 m)

	A = 13136 mm ²	I _z = 65945220 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1618 mm	W _z = 471037 mm ³	I ₁ = 192702776 mm ⁴	I ₂ = 65945220 mm ⁴
(Y _g = 0.0000 mm)	iz = 70.85 mm	W1 min = 1376448 mm ³	W1 min = 1376448 mm ³	W2 min = 471037 mm ³
(Z _g = 0.0000 mm)	S _z = 358838 mm ³	W1 max = 1376448 mm ³	W1 max = 1376448 mm ³	W2 max = 471037 mm ³
I _y = 192702776 mm ⁴	I _t = 1452618 mm ⁴	i ₁ = 121.1 mm	i ₁ = 121.1 mm	i ₂ = 70.85 mm
W _y = 1376448 mm ³	W _t = 50857 mm ³	S ₁ = 767217 mm ³	S ₁ = 767217 mm ³	S ₂ = 358838 mm ³
i _y = 121.1 mm	I _{gamma} = 1.107e+12 mm ⁶	So ₁ = 767217 mm ³	So ₁ = 767217 mm ³	So ₂ = 358838 mm ³
S _y = 767217 mm ³	I _{yz} = -0.02564 mm ⁴	c ₁ = 1.115	c ₁ = 1.115	c ₂ = 1.524
Steel sections HE-B 280 at both ends		Rho 1 = 0.6877	Rho 1 = 0.6877	Rho 2 = 0.2172



Group Bjelke E5-E8, Maximum of load combinations

S 355

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

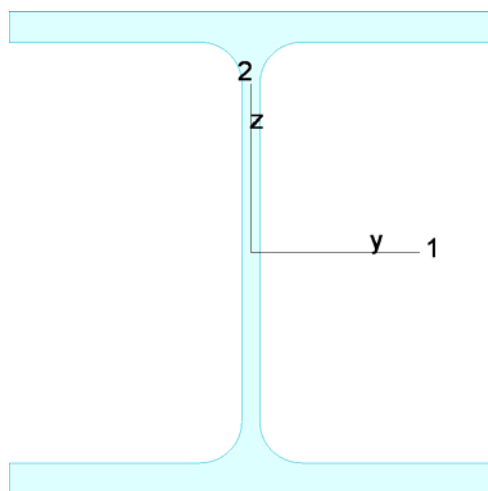
$$G = 80769 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M0,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M1,ult} = 1.05 \quad \gamma_{M1,acc/seis} = 1.00$$

$$\gamma_{M2,ult} = 1.25 \quad \gamma_{M2,acc/seis} = 1.00$$

HE-B 280



A	=	13136 mm ²	f _y = 355 N/mm ²
I _y	=	1.927e+08 mm ⁴	ε = 0.81
I _z	=	6.595e+07 mm ⁴	λ ₁ = 76.40
I ₁	=	1.927e+08 mm ⁴	
I ₂	=	6.595e+07 mm ⁴	
W _{pl,1}	=	1.534e+06 mm ³	
W _{pl,2}	=	7.177e+05 mm ³	
W _{el,min,1}	=	1.376e+06 mm ³	
W _{el,min,2}	=	4.710e+05 mm ³	
i ₁	=	121 mm	
i ₂	=	71 mm	
I _t	=	1.453e+06 mm ⁴	
I _w	=	1.107e+12 mm ⁶	

Shear resistance, 1-1 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.14.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', x = 10700 mm

$$\text{Class}_N = 1; \text{Class}_{M1} = 1; \text{Class}_{M2} = 1;$$

$$V_{1,pl,Rd} = \frac{A_{1,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{10574 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 2064.12 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{1,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{1,Ed}}{1.25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{1,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 (355/\sqrt{3})/1.05}} \cdot 2064.12 = 2064.12 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{1,Ed}}{V_{1,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{2064.12} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, 2-2 - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

Bar: B.14.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', x = 10700 mm

$$\text{Class}_N = 1; \text{Class}_{M1} = 1; \text{Class}_{M2} = 1;$$

$$V_{2,pl,Rd} = \frac{A_{2,v} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{4109 \cdot 355}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 802.16 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{2,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{\tau_{2,Ed}}{1.25 (f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0}}} \cdot V_{2,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 (355/\sqrt{3})/1.05}} \cdot 802.16 = 802.16 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{2,Ed}}{V_{2,pl,T,Rd}} = \frac{85.24}{802.16} = 0.11 \leq 1.00 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

Bar: B.14.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{9.93} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2

Bar: B.14.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', x = 7500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$V_{1,Ed} = 0.00 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{1,pl,T,Rd} = 1032.06 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$V_{2,Ed} = 30.32 \text{ kN} < 0.5 \cdot V_{2,pl,T,Rd} = 401.08 \text{ kN} \rightarrow \rho_1 = 0.00$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} = \frac{0.00}{4441.37} + \frac{265.78}{518.78} + \frac{0.00}{242.64} = 0.51 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.14.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \cdot \lambda_1} = \frac{7500}{121 \cdot 76.40} = 0.81 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.34 \quad (\text{Buckling curve: b})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 \cdot (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.34 \cdot (0.81 - 0.2) + 0.81^2 \right] = 0.93$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.81^2}}, 1.0 \right) = 0.72 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.72 \cdot 13136 \cdot 355}{1.05} = 3188.60 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{0.00}{3188.60} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.14.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \cdot \lambda_1} = \frac{7500}{71 \cdot 76.40} = 1.39 \quad (6.50)$$

$$\alpha_2 = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_2 = 0.5 \left[1 + \alpha_2 \cdot (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (1.39 - 0.2) + 1.39^2 \right] = 1.75$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.75 + \sqrt{1.75^2 - 1.39^2}}, 1.0 \right) = 0.35 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.35 \cdot 13136 \cdot 355}{1.05} = 1575.02 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{0.00}{1575.02} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

Bar: B.14.1, LC: 'Bruddgrensetilstand2', x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$i_0 = \sqrt{i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2} = \sqrt{121^2 + 71^2 + 0^2 + 0^2} = 140 \text{ mm}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G \cdot I_t + \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_w}{I_t^2} \right) = \frac{1}{140^2} \left(80769 \cdot 1.453e + 06 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.107e + 12}{7.50^2} \right) = 8030.92 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation:

$$N_{cr,TF} = 8030.92 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(8030.92, 8030.92) = 8030.92 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{13136 \cdot 355}{8030.92}} = 0.76 \quad (6.53)$$

$\alpha_T = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_T = 0.5 \left[1 + \alpha_T \cdot (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.76 - 0.2) + 0.76^2 \right] = 0.93$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.93 + \sqrt{0.93^2 - 0.76^2}}, 1.0 \right) = 0.69 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.69 \cdot 13136 \cdot 355}{1.05} = 3046.77 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{0.00}{3046.77} = 0.00 \leq 1.00 - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

Bar: B.14.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', x = 7500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\bar{\lambda}_{f,y} = \frac{k_c \cdot L_{cr}}{i_{f,z} \cdot \lambda_1} = \frac{0.75 \cdot 7500}{78 \cdot 76.40} = 0.94 \quad (6.59)$$

$\alpha_y = 0.49$ (Buckling curve: c)

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_{f,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{f,y}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 \cdot (0.94 - 0.2) + 0.94^2 \right] = 1.13$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_{f,y}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{1.13 + \sqrt{1.13^2 - 0.94^2}}, 1.0 \right) = 0.57 \quad (6.49)$$

$$M_{y,c,Rd} = W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 1534434 \frac{355}{1.05} = 518.78 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \cdot \chi_y \cdot M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 0.57 \cdot 518.78, 518.78) = 327.11 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{265.78}{327.11} = 0.81 \leq 1.00 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

Not relevant

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.14.1, LC: 'Bruddgrensetilstand1', x = 7500 mm

Class_N = 1; Class_{M1} = 1; Class_{M2} = 1;

$$\alpha_{my} = 0.57 \quad \psi_{my} = 0.00 \quad C_{my} = 0.66$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 0.57 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.66$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 717676 = 254.77 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{11} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{12} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{0.00}{3188.60} + 0.66 \cdot \frac{265.78}{327.11} + 0.36 \cdot \frac{0.00}{\frac{254.77}{1.05}} = 0.53 \leq 1.00 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

Bar: B.14.1, LC: 'Brudtgrensetilstand1', x = 7500 mm

$$\text{Class}_N = 1; \quad \text{Class}_{M1} = 1; \quad \text{Class}_{M2} = 1;$$

$$\alpha_{my} = 0.57 \quad \psi_{my} = 0.00 \quad C_{my} = 0.66$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 0.57 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.66$$

$$M_{2,Rk} = f_y \cdot W_{pl,2} = 355 \cdot 717676 = 254.77 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{21} \cdot \frac{M_{1,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{22} \cdot \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rk}} = \frac{0.00}{1575.02} + 1.00 \cdot \frac{265.78}{327.11} + 0.60 \cdot \frac{0.00}{\frac{254.77}{1.05}} = 0.81 \leq 1.00 \quad (6.62) - \text{OK}$$

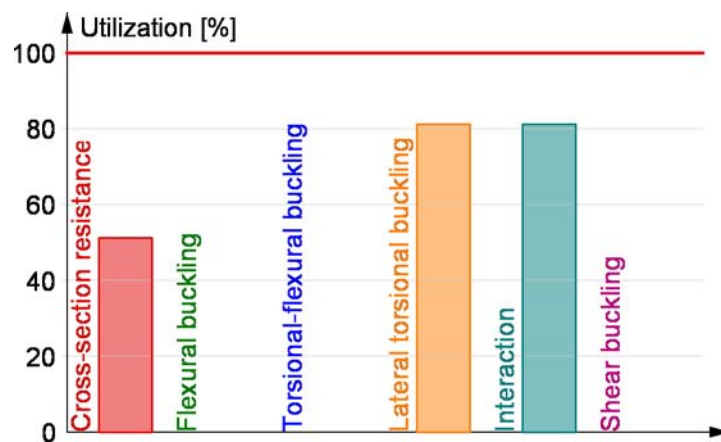
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

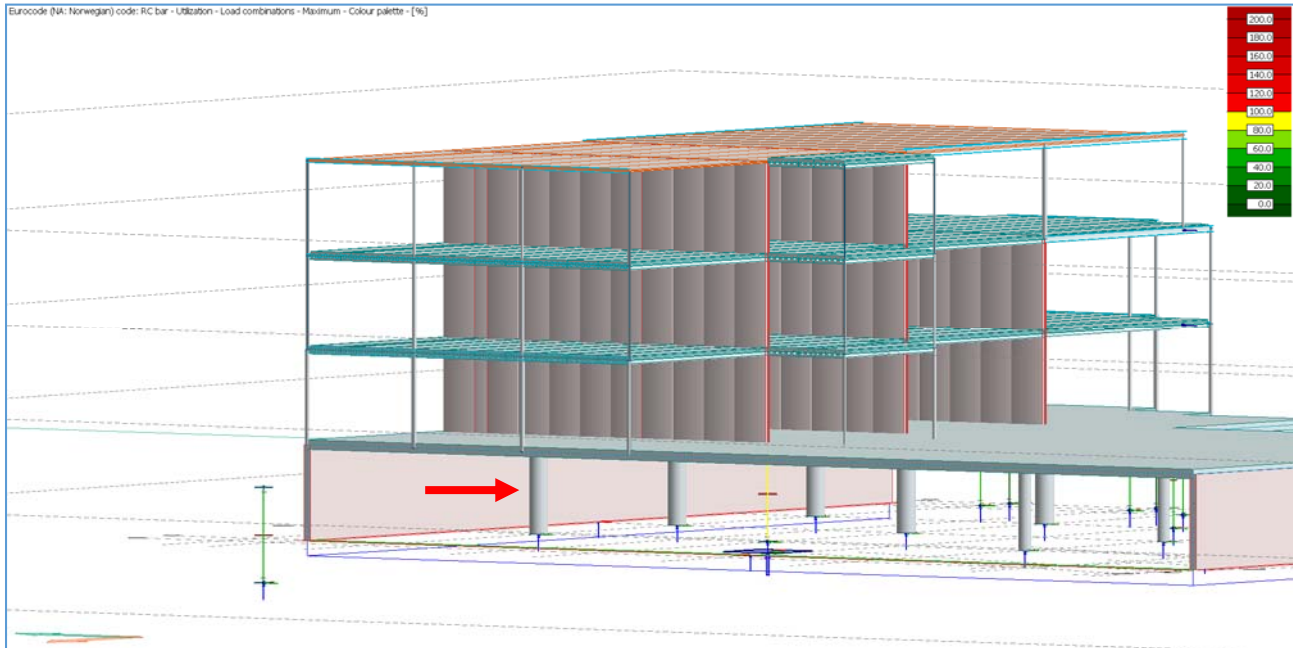
Not relevant

Summary

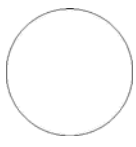


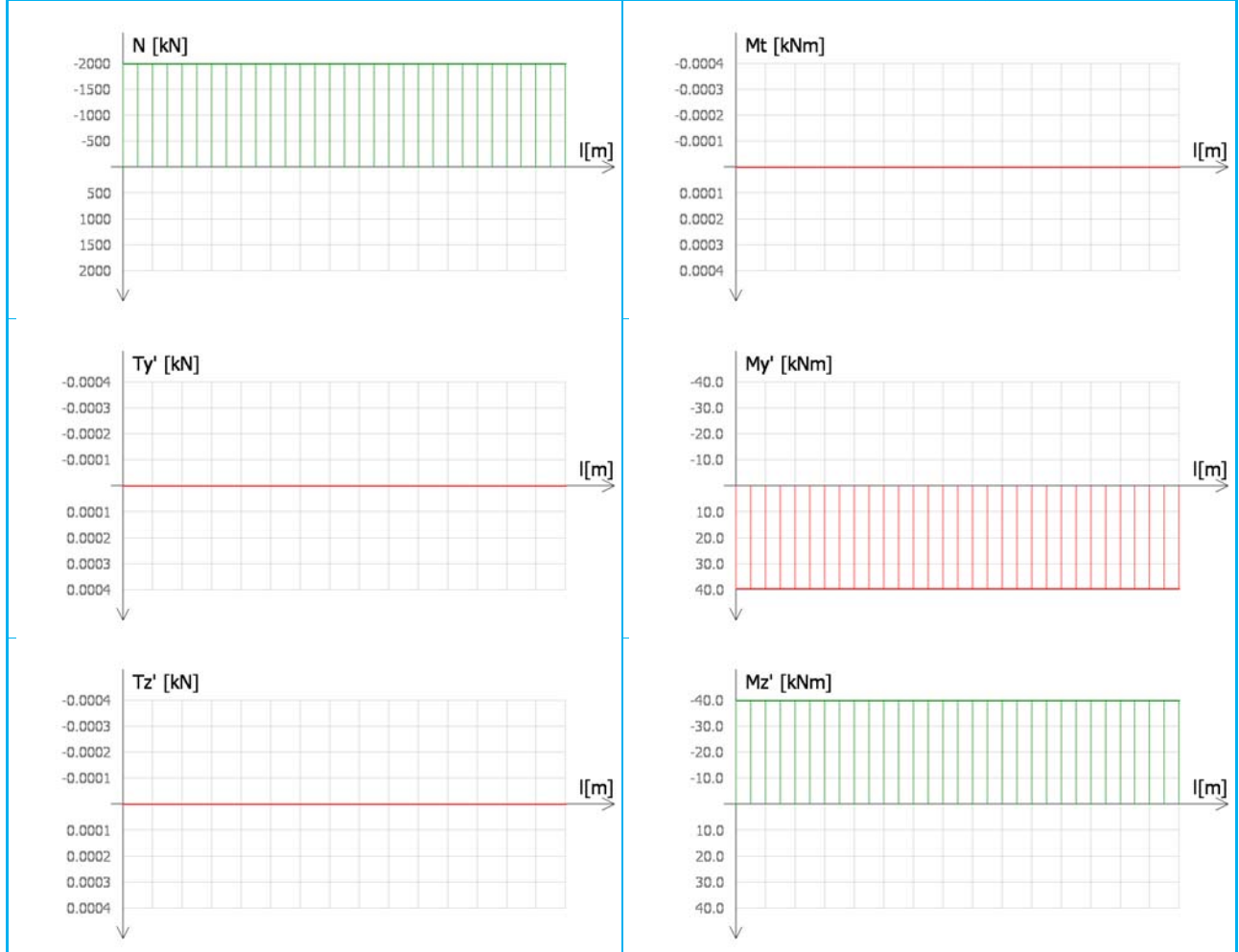
VEDLEGG 2.3.1 – BETONGSØYLE F3

DIAGRAMMER OG KONTROLL AV DIMENSJONERING.

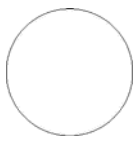


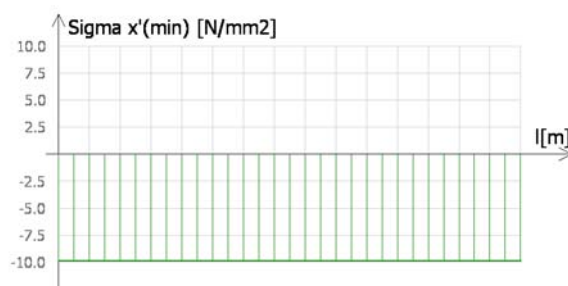
C.65.1 - Internal forces - Max. of load combinations: (N+) - (3.00 m)

	A = 282743 mm ²	Iz = 6361725260 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1885 mm	Wz = 21205751 mm ³	I1 = 6361725260 mm ⁴	I2 = 6361725260 mm ⁴
	(Yg = 0.0000 mm)	iz = 150.0 mm	W1 min = 21205751 mm ³	W2 min = 21205751 mm ³
	(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 17999994 mm ³	W1 max = 21205751 mm ³	W2 max = 21205751 mm ³
	Iy = 6361725260 mm ⁴	It = 12723450519 mm ⁴	i1 = 150.0 mm	i2 = 150.0 mm
Wy = 21205751 mm ³	Wt = 42409996 mm ³	S1 = 18001196 mm ³	S2 = 17999994 mm ³	
iy = 150.0 mm	Igamma = 7.626 mm ⁶	So1 = 18001196 mm ³	So2 = 17999186 mm ³	
Concrete sections Circle D 600	Sv = 18001196 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.698	c2 = 1.698
at both ends			Rho 1 = 0.8571	Rho 2 = 0.8571

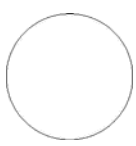


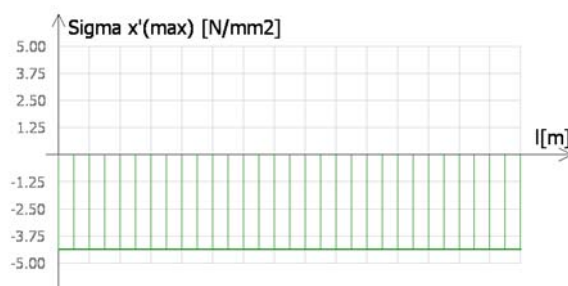
C.65.1 - Stresses - Max. of load combinations: (Sigma x'(min)) - (3.00 m)

	A = 282743 mm ²	Iz = 6361725260 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1885 mm	Wz = 21205751 mm ³	I1 = 6361725260 mm ⁴	I2 = 6361725260 mm ⁴
	(Yg = 0.0000 mm)	iz = 150.0 mm	W1 min = 21205751 mm ³	W2 min = 21205751 mm ³
	(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 17999994 mm ³	W1 max = 21205751 mm ³	W2 max = 21205751 mm ³
	Iy = 6361725260 mm ⁴	It = 12723450519 mm ⁴	i1 = 150.0 mm	i2 = 150.0 mm
Wy = 21205751 mm ³	Wt = 42409996 mm ³	S1 = 18001196 mm ³	S2 = 17999994 mm ³	
iy = 150.0 mm	Igamma = 7.626 mm ⁶	So1 = 18001196 mm ³	So2 = 17999186 mm ³	
Concrete sections Circle D 600	Sy = 18001196 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.698	c2 = 1.698
at both ends			Rho 1 = 0.8571	Rho 2 = 0.8571

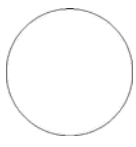


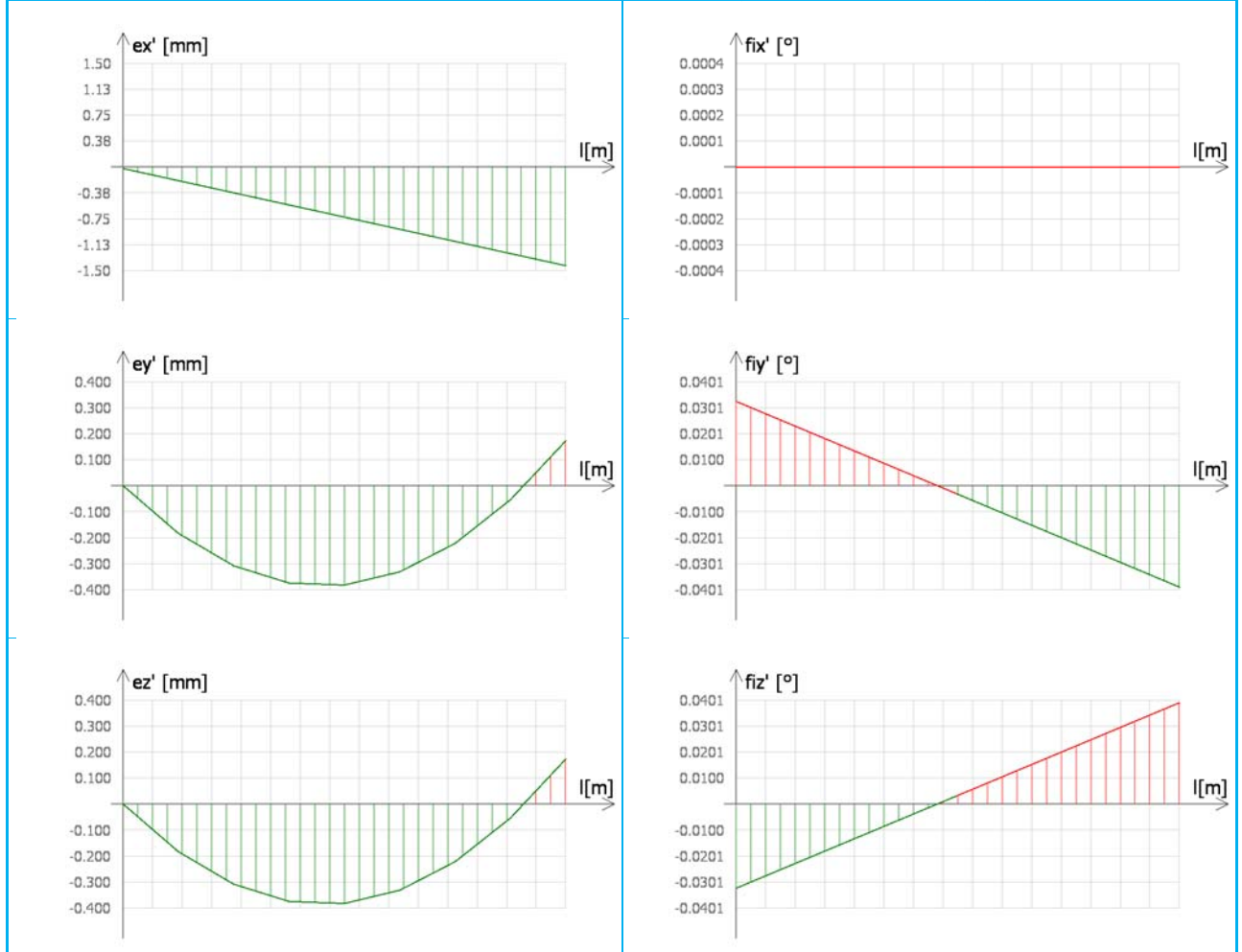
C.65.1 - Stresses - Max. of load combinations: (Sigma x'(max)) - (3.00 m)

	A = 282743 mm ²	Iz = 6361725260 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1885 mm	Wz = 21205751 mm ³	I1 = 6361725260 mm ⁴	I2 = 6361725260 mm ⁴
	(Yg = 0.0000 mm)	iz = 150.0 mm	W1 min = 21205751 mm ³	W2 min = 21205751 mm ³
	(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 17999994 mm ³	W1 max = 21205751 mm ³	W2 max = 21205751 mm ³
	Iy = 6361725260 mm ⁴	It = 12723450519 mm ⁴	i1 = 150.0 mm	i2 = 150.0 mm
Wy = 21205751 mm ³	Wt = 42409996 mm ³	S1 = 18001196 mm ³	S2 = 17999994 mm ³	
iy = 150.0 mm	Igamma = 7.626 mm ⁶	So1 = 18001196 mm ³	So2 = 17999186 mm ³	
Concrete sections Circle D 600	Sy = 18001196 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.698	c2 = 1.698
at both ends			Rho 1 = 0.8571	Rho 2 = 0.8571



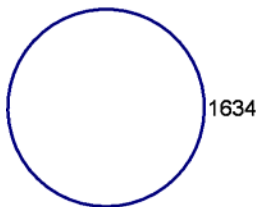
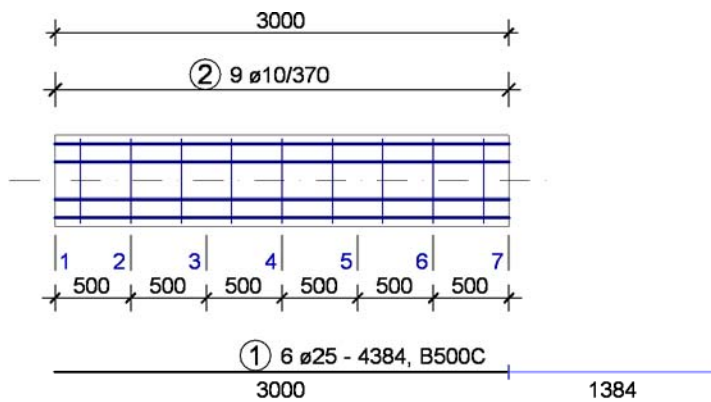
C.65.1 - Displacements - Load combination: Bruddgrensetilstand2 (3.00 m)

	A = 282743 mm ²	Iz = 6361725260 mm ⁴	alpha1 = 0.0000°	alpha2 = 90.00°
	P = 1885 mm	Wz = 21205751 mm ³	I1 = 6361725260 mm ⁴	I2 = 6361725260 mm ⁴
	(Yg = 0.0000 mm)	iz = 150.0 mm	W1 min = 21205751 mm ³	W2 min = 21205751 mm ³
	(Zg = 0.0000 mm)	Sz = 17999994 mm ³	W1 max = 21205751 mm ³	W2 max = 21205751 mm ³
	Iy = 6361725260 mm ⁴	It = 12723450519 mm ⁴	i1 = 150.0 mm	i2 = 150.0 mm
Wy = 21205751 mm ³	Wt = 42409996 mm ³	S1 = 18001196 mm ³	S2 = 17999994 mm ³	
iy = 150.0 mm	Igamma = 7.626 mm ⁶	So1 = 18001196 mm ³	So2 = 17999186 mm ³	
Concrete sections Circle D 600	Sv = 18001196 mm ³	Iyz = 0.0000 mm ⁴	c1 = 1.698	c2 = 1.698
at both ends			Rho 1 = 0.8571	Rho 2 = 0.8571



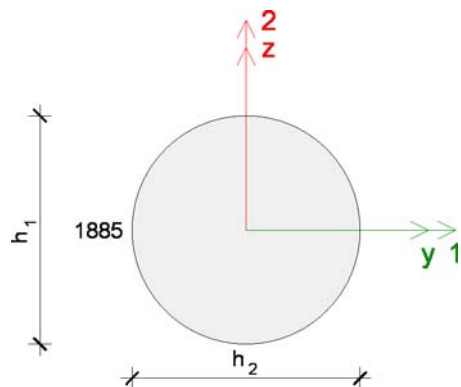
C.65.1 Maximum of load combinations

Reinforcement



②
9 ø10 - 1634
B500C

Cross-section



$h_1=600 \text{ mm}$
 $h_2=600 \text{ mm}$
 $A_c=282743 \text{ mm}^2$
 $I_{cy}=6361725260 \text{ mm}^4$
 $I_{cz}=6361725260 \text{ mm}^4$
 $I_{c1}=6361725260 \text{ mm}^4$
 $I_{c2}=6361725260 \text{ mm}^4$

Materials

C20/25		B500C	
f_{ck}	= 20.00 N/mm ²	$f_{yd}=f_{ywd}$	= 434.78 N/mm ²
f_{ctm}	= 2.20 N/mm ²	E_s	= 200000.00 N/mm ²
$f_{ctk,0.05}$	= 1.50 N/mm ²	$\varepsilon_{yd}=f_{yd}/E_s$	= 0.00217
E_{cm}	= 30000.00 N/mm ²	ε_{ud}	= 0.03000
α_{cc}	= 0.85 N/mm ²		
α_{ct}	= 0.85 N/mm ²		
γ_c	= 1.50		
γ_{CE}	= 1.20		
γ_s	= 1.15		
φ_{ef}	= 1.00		
$f_{cd}=\alpha_{cc} f_{ck}/\gamma_c$	= 11.33 N/mm ²		
$f_{ctd}=\alpha_{ct} f_{ctk}/\gamma_c$	= 0.85 N/mm ²		
$E_{cd}=E_{cm}/\gamma_{CE}$	= 25000.00 N/mm ²		
ε_{c2}	= 0.00200 (Table 3.1)		
ε_{cu2}	= 0.00350 (Table 3.1)		
$\cot(\theta)$	= 1.00 (Eq. 6.8)		

Section utilization for axial effects (Part 1.1: 5.8, 6.1)

Consideration of second order effects

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad (5.14)$$

2nd order effect is considered according to nominal stiffness method. (Part 1.1: 5.8.7)

Sections	7
2nd order effect in analysis	not considered
λ_{lim} [-]	21.94
$l_{0,1}$ [mm]	3000
i_1 [mm]	150.0
λ_1 [-]	20.00
2nd order effect in direction 1	not considered
$l_{0,2}$ [mm]	3000
i_2 [mm]	150.0
λ_2 [-]	20.00
2nd order effect in direction 2	not considered

$$n = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \quad (5.23)$$

$$k_2 = \min\left(n \frac{\lambda}{170}, 0.20\right) \quad (5.24)$$

$$K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad (5.22)$$

$$K_s = 1.00 \quad (5.22)$$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (5.17)$$

$$M_{0Ed} = M_{Ed}^I + s N_{Ed} \frac{l_0}{400} \quad (5.17)$$

$$M_{Ed}^{II} = \frac{M_{0Ed}}{1 - |N_{Ed}|/N_B} \quad (5.30)$$

$$e_{\min,1} = \max(20, h_1/30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

$$e_{\min,2} = \max(20, h_2/30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

$$|M_{Ed}^I| < |N_{Ed} e_{\min}| \rightarrow M_{Ed} = s N_{Ed} e_{\min}$$

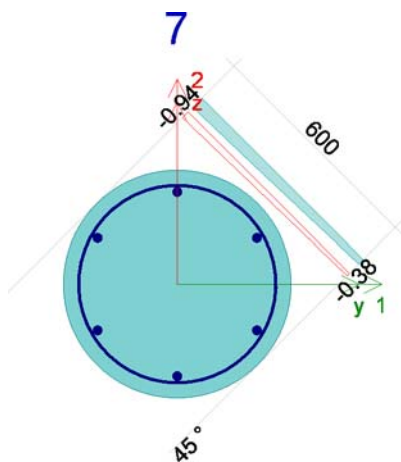
$$|N_{Ed} e_{\min}| \leq |M_{Ed}^I| \rightarrow M_{Ed} = M_{Ed}^I$$

Sections	7	Sections	7	Sections	7
LC	Bruddgrensetilstand 1	$N_{B,1}$ [kN]	-	$(EI)_2$ [N/mm ²]	-
N_{Ed} [kN]	-2025.00	$M_{Ed,1}^I$ [kNm]	-	$N_{B,2}$ [kN]	-
n [-]	-	s_1 [-]	-	$M_{Ed,2}^I$ [kNm]	-
k_1 [-]	-	$M_{0Ed,1}$ [kNm]	-	s_2 [-]	-
$k_{2,1}$ [-]	-	$M_{Ed,1}^{II}$ [kNm]	-	$M_{0Ed,2}$ [kNm]	-
$K_{c,1}$ [-]	-	$M_{Ed,1}$ [kNm]	-	$M_{Ed,2}^{II}$ [kNm]	-
$(E_s I_s)_1$ [N/mm ²]	-	$k_{2,2}$ [-]	-	$M_{Ed,2}$ [kNm]	-
$(EI)_1$ [N/mm ²]	-	$K_{c,2}$ [-]	-		
		$(E_s I_s)_2$ [N/mm ²]	-		

Stresses and strains (Part 1.1: 6.1(2), 6.1(8), 3.1.7)

$$\epsilon_{\text{steel,lim}} = \epsilon_{ud}$$

Ultimate limit state



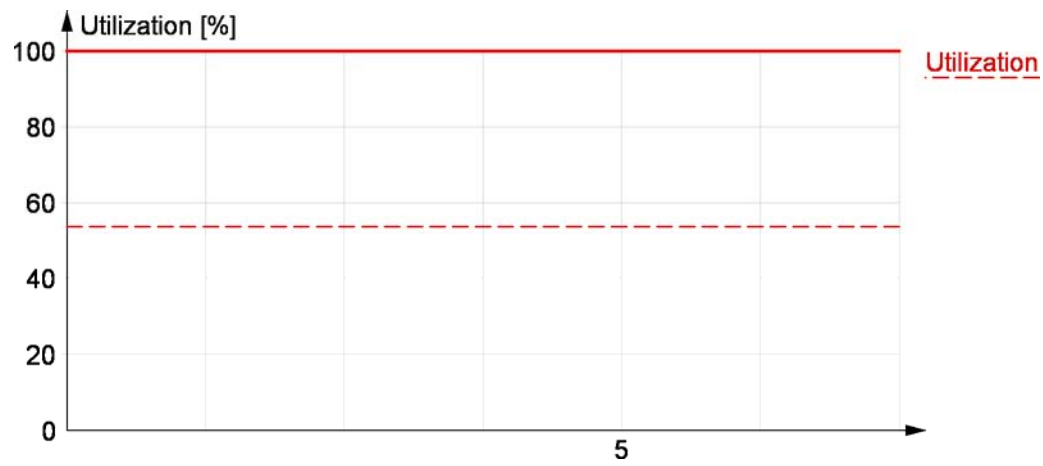
Sections	7
LC	Bruddgrensetilstand1
ϵ_{steel} [-]	0.00088
$\epsilon_{\text{steel,lim}}$ [-]	0.03000
$(\epsilon_{\text{steel}}/\epsilon_{\text{steel,lim}})_{\text{max}}$ [-]	0.03
$\epsilon_{c,\text{max}}$ [-]	-0.00094
$\epsilon_{c,\text{comp}}$ [-]	-0.00070
$\max(\epsilon_{c,\text{max}}/\epsilon_{cu2}, \epsilon_{c,\text{comp}}/\epsilon_{cu2})$ [-]	0.27

Section utilization

Ultimate internal forces: $N_{ult} = v N_{Ed}$; $M_{ult,1} = v M_{Ed,1}$; $M_{ult,2} = v M_{Ed,2}$

Utilization: $1/v$

Sections	7
LC	Bruddgrensetilstand1
N_{Ed} [kN]	-2025.00
$M_{Ed,1}$ [kNm]	40.50
$M_{Ed,2}$ [kNm]	-40.50
Utilization [%]	54



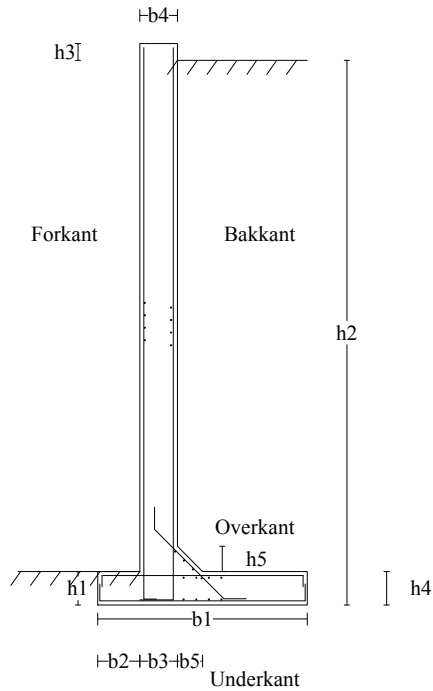
VEDLEGG 2.4.1 - STØTTEMUR 6,5M

112

Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 03-05-2016
----------	-------	------	--------------------

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.2.9 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 =	400 mm
h2 =	6500 mm
h3 =	200 mm
h4 =	400 mm
h5 =	300 mm
b1 =	2500 mm
b2 =	500 mm
b3 =	450 mm
b4 =	450 mm
b5 =	300 mm

Helning på masse i forkant (grader): 0
 Helning på fylling bak mur (grader): 0

Armering	Overdekning	
Vegg (forkant) vertikal	ø 12 c 175	50 mm
Vegg (forkant) horisontal	ø 12 c 175	65 mm
Vegg (bakkant) vertikal	ø 20 c 165	50 mm
Vegg (bakkant) horisontal	ø 12 c 175	75 mm
Såle (overkant) tverretning	ø 20 c 180	50 mm
Såle (overkant) lengderetning	ø 12 c 200	75 mm
Såle (underk.) tverretning	ø 12 c 200	50 mm
Såle (underk.) lengderetning	ø 12 c 200	65 mm
Mot voute (ok) tverretning	ø 12 c 300	50 mm
Mot voute (ok) lengderetning	ø 12 c 200	65 mm

Materialdata

Materialfaktor betong	1.50
Materialfaktor stål	1.15
Betongkvalitet	B30
Armering flytegrense	500
Skjærarmering flytegrense	500
Eksponeringsklasse	XC3
Relativ fuktighet 70%	
Lite korrosjonsømfintlig armering	
Levetid 50 år	

Masser

Masse bak støttemur: Sprengstein (Tilført)	
Masse bak: Egenvekt	19.0 kN/m3
Masse bak: Friksjonsvinkel	42.0 grader
Masse under støttemur: Sprengstein (Tilført - God kvalitet)	
Masse under: Egenvekt	19.0 kN/m3
Masse under: Friksjonsvinkel	45.0 grader
Attraksjon for masse under såle	10.0 kN/m2

Materialkoeffisienter for jord

Effektivspenningsanalyse, mat.koeff. ym	1.40
Eff.sp.analyse, mobiliseringsgrad f	0.65

Min. overdekning

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

Beregninger forutsetter grunnvannsnivå under uk såle

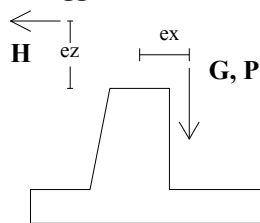
Tittel			Side 13
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 03-05-2016

Pålitelighetsklasse: 2

Nyttelast på terreng bak støttemur

Last	Lastfaktorer				
	Bruksgr.	Rissk.	Brudd. B1	Brudd. B2	Grunnbr.
6.5 kN/m2	1	1	1.35	1.2	1.3

Tilleggslast i overkant av støttemur



G (perm.)	0.0 kN/m	1	1	1.35	1.2	1
P (var.)	0.0 kN/m	0.6	0.6	1.05	1.5	1.5
H (var.)	0.0 kN/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 terrenglast bak mur Pap	11.0 kN
Horisontaltrykk fra jord bak mur Paj	104.4 kN
Skjærkraft Tap+Taj	53.0 kN
Vekt av overliggende jord	179.6 kN
Vekt av vegg	70.9 kN
Vekt av såle	25.0 kN
Ruhetsverdi for masse bak mur	0.71
Effektiv sålebredde	1.55 m

STABILITETSKONTROLL

Midlere skjærspenning under såle	74.3	kN/m2
Ruhet for masser under såle	0.47	
Tillatt ruhet	0.90	
Maks overført grunntrykk (dim. lasttilfelle)	211.5	kN/m2
Bæreevne (dim. lasttilfelle)	404.9	kN/m2
Overført grunntrykk for ugunstigste lasttilfelle	211.5	kN/m2
Bæreevne for ugunstigste lasttilfelle	404.9	kN/m2

KONTROLL AV STØTTEMUR

SNITT	Momentkapasitet		Skjærkapasitet			
	M (kNm)	M/Md	Trykkbrudd		Skjærstrekkbrudd	
			V (kN)	V/Vccd	Vred	Vred/Vcd
Såle ved forkant av vegg	32.77	0.38	131.08	0.09	47.33	0.36
Såle ved bakkant av vegg (voute)	206.51	0.86	117.16	0.08	117.16	0.62
Vegg ved midten	61.63	0.20	48.83	0.03	48.83	0.23
Vegg ved overkant voute	255.24	0.81	125.41	0.07	109.94	0.51
Vegg ved overkant såle	294.74	0.74				

Risskontroll

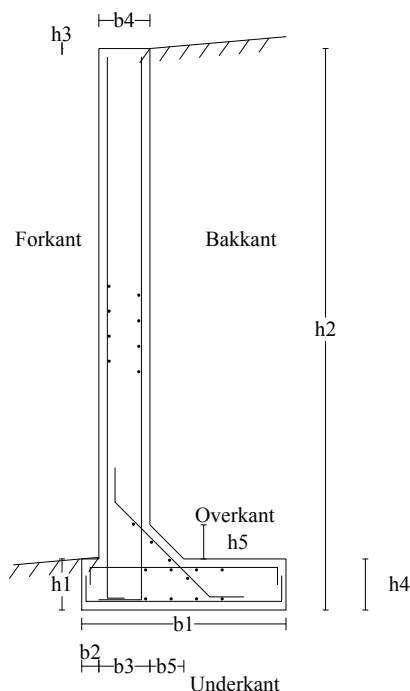
Vegg: M=	210.88	kNm	w=	0.39	mm	w/wd=	1.00
Såle,ok: M=	159.12	kNm	w=	0.39	mm	w/wd=	1.00
Såle,uk: M=	28.12	kNm	w=	0.00	mm	w/wd=	0.00

Utbøyning i overkant av støttemur mm

Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 11-11-2015
----------	-------	------	--------------------

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.1 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 =	3300 mm
h3 =	0 mm
h4 =	300 mm
h5 =	200 mm
b1 =	1200 mm
b2 =	100 mm
b3 =	300 mm
b4 =	300 mm
b5 =	200 mm

Helning på masse i forkant (grader): 5
 Helning på fylling bak mur (grader): 5

Armering	Overdekning	
Vegg (forkant) vertikal	ø 12 c 280	50 mm
Vegg (forkant) horisontal	ø 12 c 280	65 mm
Vegg (bakkant) vertikal	ø 12 c 280	50 mm
Vegg (bakkant) horisontal	ø 12 c 280	65 mm
Såle (overkant) tverretning	ø 12 c 280	50 mm
Såle (overkant) lengderetning	ø 12 c 280	65 mm
Såle (underk.) tverretning	ø 12 c 280	50 mm
Såle (underk.) lengderetning	ø 12 c 280	65 mm
Mot voute (ok) tverretning	ø 12 c 300	50 mm
Mot voute (ok) lengderetning	ø 12 c 280	65 mm

Materialdata

Materialfaktor betong	1.50
Materialfaktor stål	1.15
Betongkvalitet	B30
Armering flytegrense	500
Skjærarmering flytegrense	500
Eksponeringsklasse	XC3
Relativ fuktighet 70%	
Lite korrosjonsømfintlig armering	
Levetid 50 år	

Masser

Masse bak støttemur: Sprengstein (Tilført)	
Masse bak: Egenvekt	19.0 kN/m3
Masse bak: Friksjonsvinkel	42.0 grader
Masse under støttemur: Sprengstein (Tilført - God kvalitet)	
Masse under: Egenvekt	19.0 kN/m3
Masse under: Friksjonsvinkel	45.0 grader
Attraksjon for masse under såle	10.0 kN/m2

Materialkoeffisienter for jord

Effektivspenningsanalyse, mat.koeff. ym	1.40
Eff.sp.analyse, mobiliseringsgrad f	0.65

Min. overdekning

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

Beregninger forutsetter grunnvannsnivå under uk såle

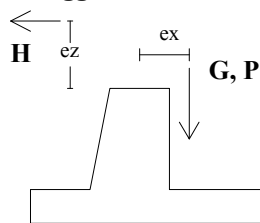
Tittel			Sid 125
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 11-11-2015

Pålitelighetsklasse: 2

Nyttelast på terreng bak støttemur

Last	Lastfaktorer				
	Bruksgr.	Rissk.	Brudd. B1	Brudd. B2	Grunnbr.
0.0 kN/m2	1	1	1.35	1.2	1.3

Tilleggslast i overkant av støttemur



G (perm.)	0.0 kN/m	1	1	1.35	1.2	1
P (var.)	0.0 kN/m	0.6	0.6	1.05	1.5	1.5
H (var.)	0.0 kN/m					

ex = 0 mm ez = 0 mm

Lastfaktor (perm.) gjelder også masser bak vegg.

Beregnete verdier for kontroll av grunntrykk.

Jordtrykkskoeffisient Ka	0.27
Horisontaltrykk fra terrelast bak mur Pap	0.0 kN
Horisontaltrykk fra jord bak mur Paj	29.1 kN
Skjærkraft Tap+Taj	13.4 kN
Vekt av overliggende jord	46.1 kN
Vekt av vegg	22.5 kN
Vekt av såle	9.0 kN
Ruhetsverdi for masse bak mur	0.71
Effektiv sålebredde	0.69 m

STABILITETSKONTROLL

Midlere skjærspenning under såle	42.3	kN/m2
Ruhet for masser under såle	0.42	
Tillatt ruhet	0.80	
Korreksjonsfaktor for skrått terreng foran støttemur, fsa	0.88	
Korreksjonsfaktor for skrått terreng foran støttemur, fsq	0.78	
Maks overført grunntrykk (dim. lasttilfelle)	132.0	kN/m2
Bæreevne (dim. lasttilfelle)	293.2	kN/m2
Overført grunntrykk for ugunstigste lasttilfelle	132.0	kN/m2
Bæreevne for ugunstigste lasttilfelle	293.2	kN/m2

KONTROLL AV STØTTEMUR

SNITT	Momentkapasitet		Skjærkapasitet			
	M (kNm)	M/Md	Trykkbrudd		Skjærstrekkbrudd	
			V (kN)	V/Vccd	Vred	Vred/Vcd
Såle ved forkant av vegg	0.84	0.02	16.82	0.02	1.31	0.01
Såle ved bakkant av vegg (voute)	26.28	0.59	35.55	0.03	35.55	0.36
Vegg ved midten	7.55	0.16	12.11	0.01	12.11	0.12
Vegg ved overkant voute	27.29	0.57	28.52	0.03	23.95	0.23
Vegg ved overkant såle	33.40	0.35				

Risskontroll

Vegg: M=	22.46	kNm	w=	0.38	mm	w/wd=	0.97
Såle,ok: M=	19.36	kNm	w=	0.38	mm	w/wd=	0.96
Såle,uk: M=	0.73	kNm	w=	0.00	mm	w/wd=	0.00

Utbøyning i overkant av støttemur mm

Prosjekt

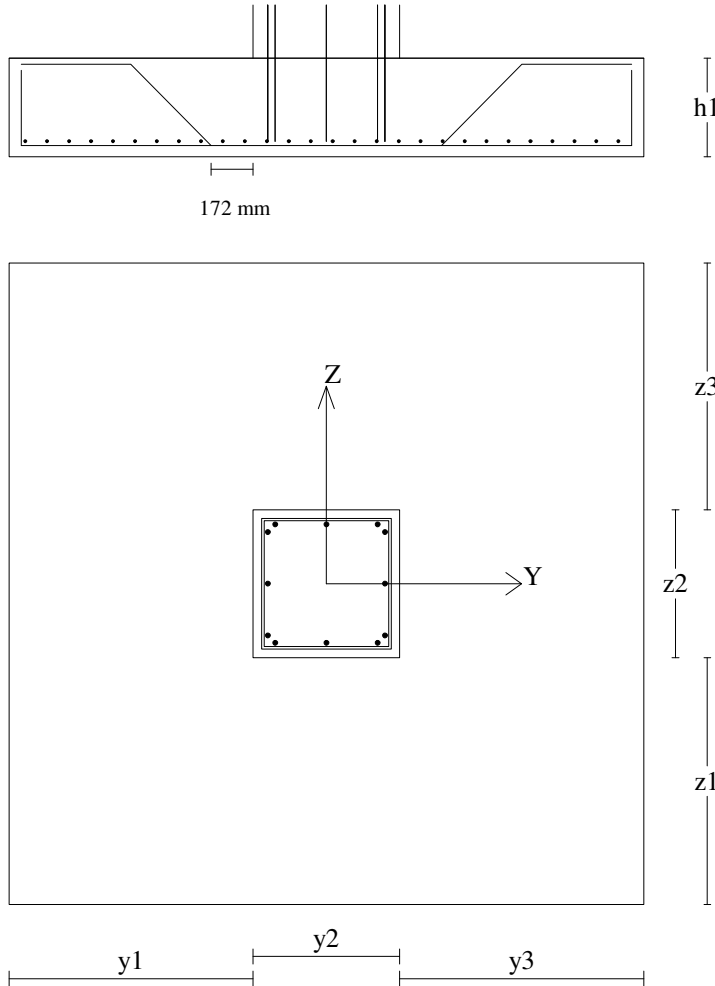
Ordre

Sign

Dato
16-02-2016

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Søylefundament



$y1 = 1000$ mm
 $y2 = 600$ mm
 $y3 = 1000$ mm
 $z1 = 1000$ mm
 $z2 = 600$ mm
 $z3 = 1000$ mm
 $h1 = 400$ mm
 $h2 = 400$ mm

Armering i Y-retning (ligger ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm
 total armering, underkant: 26 d 12 c 95
 skrårmering: Se kontroll av gjennomlorkking

Armering i Z-retning

total armering, underkant: 28 d 12 c 90
 skrårmering: Se kontroll av gjennomlorkking

skjøtarmering til søyle

12 d 20 , forankringslengde =416 mm
 bøyer: 4 d 10 c 200
 nominell overdekning: 35 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3 Nominell overdekning bør minst være:

40 mm mot avrettet grunn

75 mm mot ikke avrettet grunn)

Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1.00	Fundamentnivå under marknivå	0	mm
Materialfaktor betong	1.50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1.15	Egenvekt av jord	19.0	kN/m ³
Betongkvalitet	B30	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	350	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm		
Skjørarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC3			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	70%			

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)

Tittel			17
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-02-2016

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1.00	1.20	1.35	1.20	Kategori A - Bolig
Variabel last (P)	0.30	1.50	1.05	1.50	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1					
Permanent last		Variabel last		Kontroll av likevekt (velting)	Lastfaktorer
Mg_y	0.0 kNm	Mp_y	0.0 kNm	z-retning: Mvelt/Mstabil =0.00	
Mg_z	0.0 kNm	Mp_z	0.0 kNm	y-retning: Mvelt/Mstabil =0.00	
Vg_y	0.0 kN	Vp_y	0.0 kN	Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9	
Vg_z	0.0 kN	Vp_z	0.0 kN	Vekt av overliggende jord er ikke medregnet	
Ng	-1250.0 kN	Np	-500.0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand				Kontroll av grunntrykk	
Y-retning: Mz =	-432.7 kNm	Mz/Md_z =	1.00	Ugunstigste lasttilfelle:	1
Z-retning: My =	-432.7 kNm	My/Md_y =	0.97	Bæreevne	350 kN/m2
Kontroll av gjennomløkking i avstand d fra søylekant				Overført grunntrykk	345 kN/m2
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd =0.59				Risskontroll	
Det trengs skjærarmering. Se beregning lenger nede				Y-retning: w/wd =0.72	
				Z-retning: w/wd =0.82	

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

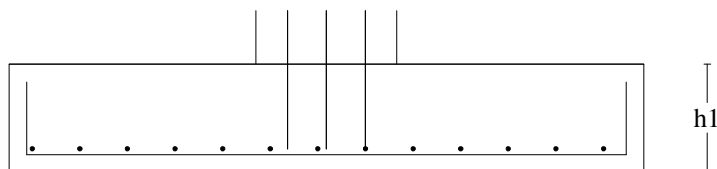
Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0.80 ftd

Kontroll av gjennomløkking		
Trykkbrudd (v/vd)	0.00	Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering Vrd,c=0.97 N/mm2
Lasttilfelle	0	Største skjærspenning Ved=1.10 N/mm2
Skjærarmering		
Antall rader med oppbøyde jern		1
Total armering i hver rad:		Asw=2436 mm2 (Asw fordeles på jern i y-retning og z-retning)
Skjærarmeringens helningsvinkel:		45 grader
Maks senteravstand mellom jern i 1.rad:		518 mm
Minste areal av bøyelben:		Asw,min=77 mm2
Plassering av jern (figur 9.10-B i NS-EN 1992-1-1)		

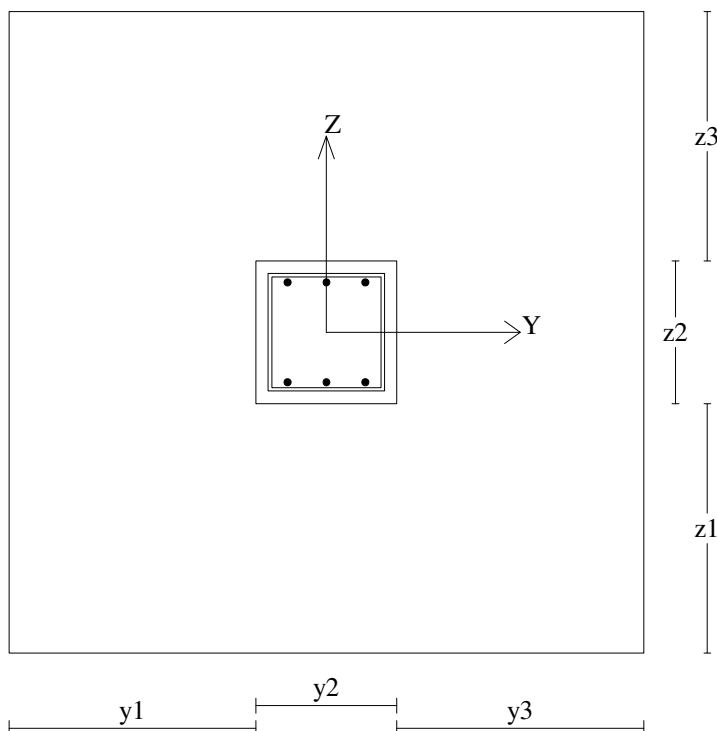
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-02-2016
----------	-------	------	--------------------

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Søylefundament



$y1 = 700$ mm
 $y2 = 400$ mm
 $y3 = 700$ mm
 $z1 = 700$ mm
 $z2 = 400$ mm
 $z3 = 700$ mm
 $h1 = 300$ mm
 $h2 = 300$ mm



Armering i Y-retning (ligger ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm
 total armering, underkant: 12 d 12 c 145

Armering i Z-retning

total armering, underkant: 13 d 12 c 135

skjøtarmering til søyle

6 d 20 , forankringslengde = 416 mm
 bøyer: 4 d 10 c 200
 nominell overdekning: 35 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3 Nominell overdekning bør
 minst være:
 40 mm mot avrettet grunn
 75 mm mot ikke avrettet grunn)

Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1.00	Fundamentnivå under marknivå	0 mm
Materialfaktor betong	1.50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0 mm
Materialfaktor stål	1.15	Egenvekt av jord	19.0 kN/m ³
Betongkvalitet	B30	Uten hensyn til fundamentdybde:	
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	350 kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:	
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm	
Skjærarmering flytegrense	500		
Eksponeringsklasse	XC3		
Lite korrosjonsømfintlig armering			
Levetid 50 år			
Relativ fuktighet	70%		

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D \geq 16mm. 2.Det grove tilslaget \geq 50% av total tilslagsmengde.
 3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Tittel			Side 19
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-02-2016

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig
Permanent last (G)	1.00	1.20	1.35	1.20	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader
Variabel last (P)	0.30	1.50	1.05	1.50	

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1					
Permanent last		Variabel last		Kontroll av likevekt (velting)	Lastfaktorer
Mg_y	0.0 kNm	Mp_y	0.0 kNm	z-retning: Mvelt/Mstabil =0.00	
Mg_z	0.0 kNm	Mp_z	0.0 kNm	y-retning: Mvelt/Mstabil =0.00	
Vg_y	0.0 kN	Vp_y	0.0 kN	Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9	
Vg_z	0.0 kN	Vp_z	0.0 kN	Vekt av overliggende jord er ikke medregnet	
Ng	-570.0 kN	Np	-210.0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand				Kontroll av grunntrykk	
Y-retning: Mz =	-136.0 kNm	Mz/Md_z =	0.95	Ugunstigste lasttilfelle:	1
Z-retning: My =	-136.0 kNm	My/Md_y =	0.94	Bæreevne	350 kN/m ²
Kontroll av gjennomlorking i avstand d fra søylekant				Overført grunntrykk	317 kN/m ²
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd =0.56				Risskontroll	
Skjærkraftkapasitet uten skjæramering Vrd,c=1.01 N/mm ²				Y-retning: w/wd =	0.87
Største skjærspenning Ved=1.00 N/mm ²				Z-retning: w/wd =	0.92
Det trengs ikke skjæramering.					

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0.80 ftd

Prosjekt

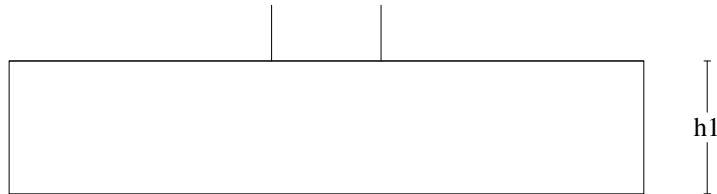
Ordre

Sign

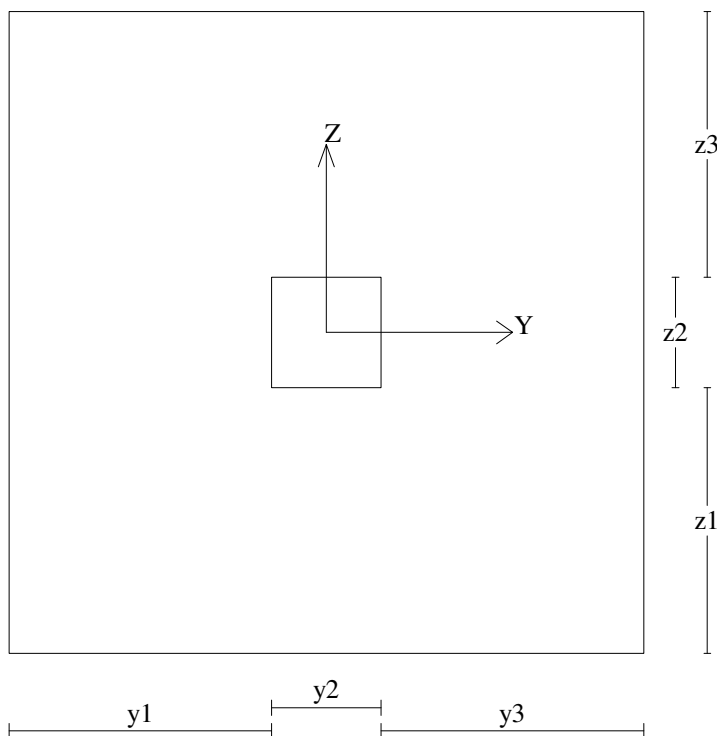
Dato
16-02-2016

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Søylefundament



y1 =	600	mm
y2 =	250	mm
y3 =	600	mm
z1 =	600	mm
z2 =	250	mm
z3 =	600	mm
h1 =	300	mm
h2 =	300	mm



Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1.00	Fundamentnivå under marknivå	0	mm
Materialfaktor betong	1.50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1.15	Egenvekt av jord	19.0	kN/m ³
Betongkvalitet	B30	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	350	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35		mm
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksporeringsklasse	XC3			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	70%			

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)

Tittel			Side 121
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-02-2016

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader
Permanent last (G)	1.00	1.20	1.35	1.20	
Variabel last (P)	0.30	1.50	1.05	1.50	

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1					
Permanent last		Variabel last		Kontroll av likevekt (velting)	Lastfaktorer
Mg_y	0.0 kNm	Mp_y	0.0 kNm	z-retning: Mvelt/Mstabil =0.00	
Mg_z	0.0 kNm	Mp_z	0.0 kNm	y-retning: Mvelt/Mstabil =0.00	
Vg_y	0.0 kN	Vp_y	0.0 kN	Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9	
Vg_z	0.0 kN	Vp_z	0.0 kN	Vekt av overliggende jord er ikke medregnet	
Ng	-300.0 kN	Np	-200.0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Prosjekt

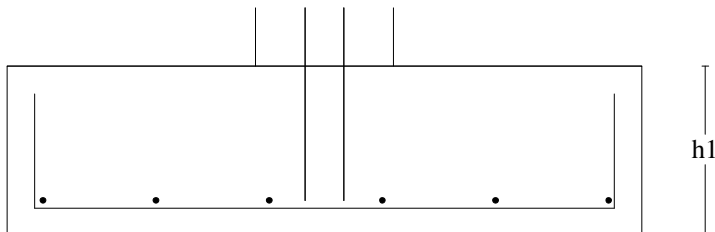
Ordre

Sign

Dato
16-02-2016

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Søylefundament



y1 = 450 mm
y2 = 250 mm
y3 = 450 mm
z1 = 450 mm
z2 = 250 mm
z3 = 450 mm
h1 = 300 mm
h2 = 300 mm

Armering i Y-retning (ligger ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm
total armering, underkant: 7 d 10 c 165

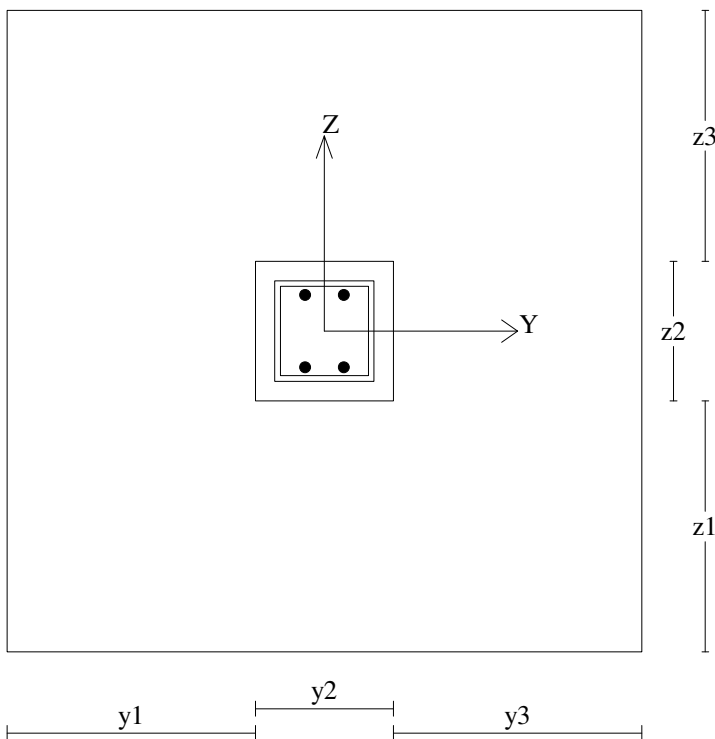
Armering i Z-retning

total armering, underkant: 6 d 10 c 205

skjøtarmering til søyle

4 d 20 , forankringslengde =416 mm
bøyer: 4 d 10 c 200
nominell overdekning: 35 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3 Nominell overdekning bør
minst være:
40 mm mot avrettet grunn
75 mm mot ikke avrettet grunn)



Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1.00	Fundamentnivå under marknivå	0	mm
Materialfaktor betong	1.50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1.15	Egenvekt av jord	19.0	kN/m3
Betongkvalitet	B30	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m3	2400	Netto bæreevne	350	kN/m2
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm		
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC3			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	70%			

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)

Tittel			Side 123
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-02-2016

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig
Permanent last (G)	1.00	1.20	1.35	1.20	Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader
Variabel last (P)	0.30	1.50	1.05	1.50	

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1					
Permanent last		Variabel last		Kontroll av likevekt (velting)	Lastfaktorer
Mg_y	0.0 kNm	Mp_y	0.0 kNm	z-retning: Mvelt/Mstabil =0.00	
Mg_z	0.0 kNm	Mp_z	0.0 kNm	y-retning: Mvelt/Mstabil =0.00	
Vg_y	0.0 kN	Vp_y	0.0 kN	Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9	
Vg_z	0.0 kN	Vp_z	0.0 kN	Vekt av overliggende jord er ikke medregnet	
Ng	-150.0 kN	Np	-150.0 kN		

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand				Kontroll av grunntrykk	
Y-retning: Mz =	-35.7	kNm	Mz/Md_z =	0.61	Ugunstigste lasttilfelle: 1
Z-retning: My =	-35.7	kNm	My/Md_y =	0.74	Bæreevne 350 kN/m2
Kontroll av gjennomlorking i avstand d fra søylekant				Overført grunntrykk 315 kN/m2	
Trykkbruddkontroll langs søylekant: V/Vd =0.36				Risskontroll	
Skjærkraftkapasitet uten skjæramering Vrd,c=0.88 N/mm2				Y-retning: w/wd =0.00	
Største skjærspenning Ved=0.40 N/mm2				Z-retning: w/wd =0.00	
Det trengs ikke skjæramering.					

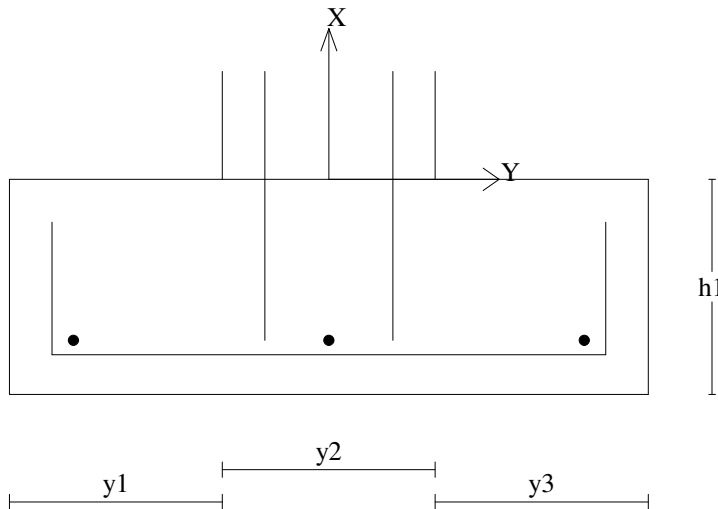
Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0.80 ftd

Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-02-2016
----------	-------	------	--------------------

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.3.1 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

Veggbankett



y1 =	250	mm
y2 =	250	mm
y3 =	250	mm
h1 =	250	mm
h2 =	250	mm
h3 =	250	mm

Armering i tverretning (ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm
 armering, underkant: d 12 c 300

Armering i lengderetning

armering, uk: 3 d 12 c 300

skjøtarmering til vegg

armering: d 10 c 310
 forankringslengde = 300 mm
 nominell overdekning: 45 mm

(* NS-EN 1992-1-1 4.4.1.3(4) Nominell overdekning bør minst være: 40 mm mot avrettet grunn og 75 mm mot ikke avrettet grunn

Materialdata og jord-data

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1.00	Fundamentnivå under marknivå	0	mm
Materialfaktor betong	1.50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1.15	Egenvekt av jord	19.0	kN/m ³
Betongkvalitet	B30	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	350	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (25 + 10) = 35 mm		
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC3			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 50 år				
Relativ fuktighet	70%			

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)

Pålitelighetsklasse: 2

Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori A - Bolig Krav maks.nedbøyning: Nedbøyning fører til skader
Permanent last (G)	1.00	1.20	1.35	1.20	
Variabel last (P)	0.30	1.50	1.05	1.50	

Tittel			Side 125
Prosjekt	Ordre	Sign	Dato 16-02-2016

Belastning i overkant av fundament. Lasttilfelle nr 1

Permanent last

Mg_z	0.0 kNm
Vg_y	0.0 kN
Vg_z	0.0 kN
Ng	-90.0 kN

Variabel last

Mp_z	0.0 kNm
Vp_y	0.0 kN
Vp_z	0.0 kN
Np	-40.0 kN

Kontroll av likevekt (velting)

y-retning: Mvelt/Mstabil = 0.00

Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9

Vekt av overliggende jord er ikke medregnet

Lastfaktorer

Positiv moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Positiv Ng og Np peker oppover.

Moment -og skjærkontroll i bruddgrensetilstand

Y-retning: $M_z = -7.0$ kNm $M_z/M_{d_z} = 0.22$

Skjær-trykkbrudd langs vegg: $V/V_d = 0.05$ Lasttilfelle nr 1

Skjær-strekkbrudd i avstand d fra vegg: $V/V_{cd} = 0.11$

Dimensjonerende skjærkraft = 10.64 kN/m

Kontroll av grunntrykk

Ugunstigste lasttilfelle: 1

Bæreevne 350 kN/m²

Overført grunntrykk 232 kN/m²

Risskontroll

Y-retning: $w/w_d = 0.00$

Kontrollsnitt er lagt ved kant av vegg.

Grenseverdi for maks strekkspenning i overkant uten armering : 0.80 ftd

VEDLEGG V3

DIMENSJONERINGSGRUNNLAG

VEDLEGG 3.1 – VINDLAST

Herunder følger et utdrag av NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 og hvordan det er kommet frem til vindlast for den aktuelle kommunen.

Referansevindhastighet $v_{b,0}$ for kommunene

Kommune	$v_{b,0}$ m/s	Fylke
Stryn	24	Sogn og Fjordane
Molde	29	Møre og Romsdal
Kristiansund	30	Møre og Romsdal
Ålesund	29	Møre og Romsdal

NA.4.2(2)P Merknad 2: Formel NA.4.1 brukes ved bestemmelse av basisvindhastigheten¹:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (\text{NA.4.1})$$

der

- c_{alt} er en nivåfaktor som kan settes lik 1,0 med mindre høyere verdier følger av NA.4.2(2)P(901.1),
- c_{dir} er en retningsfaktor som kan velges 1,0 for alle vindretninger. Eventuelle lavere verdier for enkelte sektorer kan brukes som angitt i NA.4.2(2)P(901.2),
- c_{season} er en årstidsfaktor som kan velges lik 1,0. Eventuelle lavere verdier kan velges som angitt i NA.4.2(2)P(901.3), og
- c_{prob} er en faktor som brukes når returperioden velges forskjellig fra det normale som er 50 år, jf ligning 4.2.
- $v_{b,0}$ er referansevindhastigheten, jf. tabell NA.4(901.1) og figur NA.4(901.1)

NA.4.3.1 Variasjon med høyden over terreng

NA.4.3.1(1) Terrengformfaktoren $c_o(z)$ bestemmes etter reglene i NA.4.3.3. Stedsvindhastigheten v_m skal deretter bestemmes fra ligning 4.3 med v_b fra ligning NA.4.1.

NA.4.3.2 Terrengruhet

NA.4.3.2(1) Terrengruhetfaktoren $c_r(z)$ skal bestemmes på grunnlag av A.1, tabell NA.4.1 og ligning 4.4.

Tabell NA.4.1 – Terrengruhetskategorier og tilhørende parametere

Kategorinummer	Terrengruhetskategori	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
0	Åpent opprørt hav	0,16	0,003	2
I	Kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker	0,17	0,01	2
II	Landbruksområde, område med spredte små bygninger eller trær	0,19	0,05	4
III	Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder	0,22	0,3	8
IV	Byområde der minst 15 % av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider 15 m. Barskogområder	0,24	1,0	16

V.2 Beregning av q_p

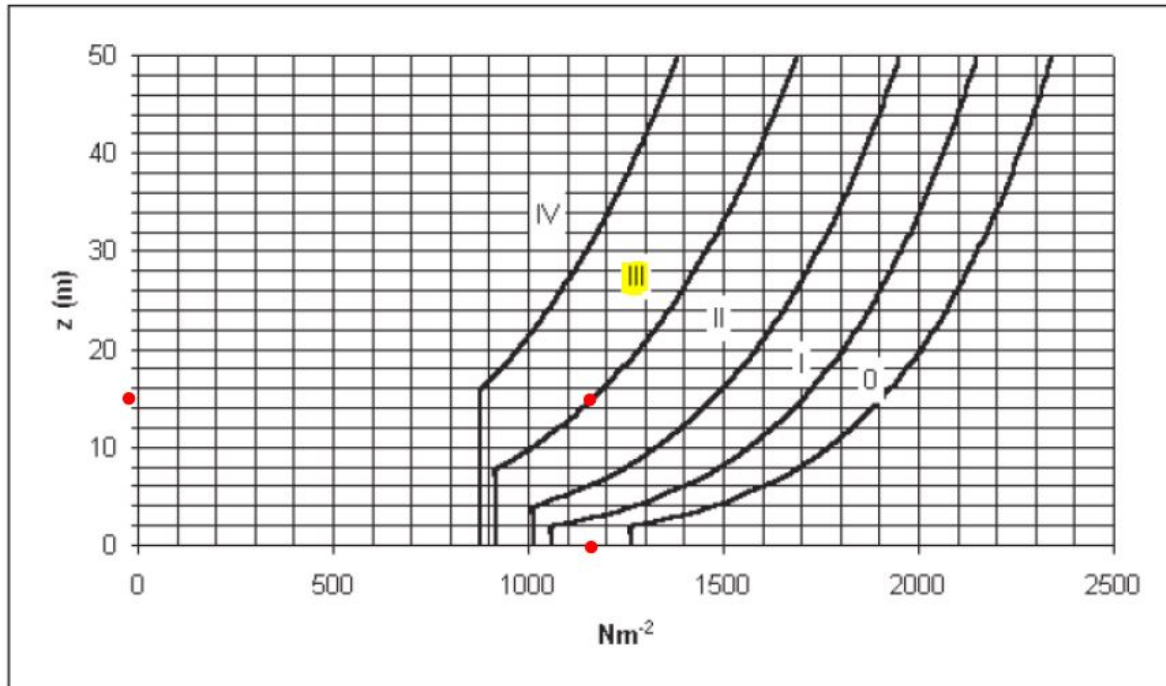
Dersom terrengruheten for byggestedets omgivelser stort sett er den samme innenfor en radius på ca. 10 km, jf. tabell NA.4.1, og selve byggestedet ikke ligger spesielt vindutsatt til for noen av byggestedets retningssektorer, dvs. ikke nær bakketopp av betydning og heller ikke innenfor nærmere angitt avstand til særlig fremtredende bratt terreng, kan hastighetstrykket fra vindkast på byggestedet q_p uten nærmere undersøkelser settes lik grunnverdien $q_{p0}(z)$, bestemt direkte i punkt V.3 med valg av ruhetskategori fra tabell NA.4.1.

Ellers kan q_p bestemmes som følger:

$$q(z)_p = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot c_{dir}^2 \cdot c_{alt}^2 \cdot c_{season}^2 \cdot c_{prob}^2 \cdot q_{p0}(z) \quad (V.1)$$

der

- k_1 er en faktor $\geq 1,0$ som tar hensyn til vindakselerasjonen over åser og skråninger, og bestemmes her på grunnlag av punkt V.4,
- k_2 er en faktor $\geq 1,0$ som tar hensyn til vindkastøkning på leside av særlig bratt terreng, og bestemmes her på grunnlag av punkt V.5,
- k_3 er en faktor som tar hensyn til tilgrensende område med annen ruhet enn byggestedet i retning mot vinden, og bestemmes fra punkt V.6,
- c_{dir} er retningsfaktoren som kan settes lik 1,0 for alle vindretninger. Lavere verdier for enkelte retningssektorer kan brukes og er angitt i punkt NA.4.2(2)P(901.2),
- c_{alt} er nivåfaktoren som settes lik 1,0 med mindre annet er angitt i punkt NA.4.2(2)P(901.1),
- c_{season} er en faktor mindre enn eller lik 1,0, og som for vanlige konstruksjoner velges lik 1,0, se eventuelt NA.4.2(2)P(901.3),
- c_{prob} er en faktor som for vanlige konstruksjoner velges lik 1,0, se eventuelt NA.4.2(2)P ,
- $q_{p0}(z)$ er en grunnverdi for hastighetstrykket fra vindkast, dvs. dersom alle koeffisienter i ligning NA.4.1 i standarden er lik 1,0 samt $c_0 = k_1 = 1,0$, jf. punkt NA.4.3.3, og overgangssoner jf. punkt NA.4.3.2(2), ikke er av vesentlig betydning.



Det antas at faktorene k_1 , k_2 , k_3 , c_{dir} , c_{alt} , c_{season} og c_{prob} være er lik 1,0. En kan derfor gå ut i fra at vindtrykket ($q(z)_p$) vil være ca 1,15 kN/m². (Som avlest fra figuren over)

VEDLEGG 3.2 - SNØLAST

Herunder følger et utdrag av NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008 og hvordan det er kommet frem til snølasten for den aktuelle kommunen.

NA.1.1 Omfang

NA.1.1(2) Dersom ikke annet er bestemt, gjelder NS-EN 1991-1-3 for hele landet. Områder som er snøfrie om sommeren på Svalbard, kan normalt behandles tilsvarende som høyfjellsstrøk på fastlandet.

NA.1.1(3) Tilfelle A i tabell A.1 skal brukes for hele landet, se tabell NA.A1. Tilfellene B1, B2 og B3 i tabell A.1 benyttes ikke.

NA.1.1(4) Tillegg B skal ikke brukes i Norge.

NA.2 Klassifisering av påvirkninger

NA.2(3) og NA.2(4) I Norge behandles ikke snølast verken som *eksepsjonell snølast* eller som ulykkeslast, jf. NS-EN1990, 4.1.1(2).

NA.3.3 Eksepsjonelle forhold

NA.3.3(1) og NA.3.3(3) Punkt 3.3 skal ikke brukes Norge.

Tabell A.1 – Dimensjonerende situasjoner og plassering av last som skal brukes for forskjellige stedsangivelser

Normale forhold	Eksepsjonelle forhold		
Tilfelle A	Tilfelle B1	Tilfelle B2	Tilfelle B3
Ingen eksepsjonelle snøfall	Eksepsjonelle snøfall	Ingen eksepsjonelle snøfall	Eksepsjonelle snøfall
Ingen ekstraordinære snødriver	Ingen eksepsjonelle snødriver	Eksepsjonelle snødriver	Eksepsjonelle snødriver
3.2(1)	3.3(1)	3.3(2)	3.3(3)
<i>Vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjon</i>	<i>Vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjon</i>	<i>Vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjon</i>	<i>Vedvarende/forbigående dimensjonerende situasjon</i>
[1] uten snødriver $\mu_i C_e C_t S_k$	[1] uten snødriver $\mu_i C_e C_t S_k$	[1] uten snødriver $\mu_i C_e C_t S_k$	[1] uten snødriver $\mu_i C_e C_t S_k$
[2] med snødriver $\mu_i C_e C_t S_k$	[2] med snødriver $\mu_i C_e C_t S_k$	[2] med snødriver $\mu_i C_e C_t S_k$ (bortsett fra takformene i tillegg B)	[2] med snødriver $\mu_i C_e C_t S_k$ (bortsett fra takformene i tillegg B)
	<i>Dimensjonerende ulykkesituasjon (der snø er ulykkespåvirkningen)</i>	<i>Dimensjonerende ulykkesituasjon (der snø er ulykkespåvirkningen)</i>	<i>Dimensjonerende ulykkesituasjon (der snø er ulykkespåvirkningen)</i>
	[3] uten snødriver $\mu_i C_e C_t C_{est} S_k$	[3] med snødriver $\mu_i S_k$ (for takformer i tillegg B)	[3] uten snødriver $\mu_i C_e C_t C_{est} S_k$
	[4] med snødriver $\mu_i C_e C_t C_{est} S_k$		[4] med snødriver $\mu_i S_k$ (for takformer i tillegg B)
MERKNAD 1	Eksepsjonelle forhold defineres i overensstemmelse med det nasjonale tillegget.		
MERKNAD 2	For tilfelle B1 og B3 kan det nasjonale tillegget definere dimensjonerende situasjoner som gjelder for de forskjellige lokale virkningene beskrevet i punkt 6.		

μ_i er snølastens formfaktor (se 5.3 og tillegg B)

S_k er karakteristisk verdi for snølast på mark

S_{Ad} er dimensjonerende verdi for ekstraordinær snølast på mark på et bestemt område (se 4.3)

C_e er eksponeringskoeffisienten

C_t er den temiske koeffisienten

(4) Lasten forutsettes å virke vertikalt og refereres til takarealets horisontale projeksjon.

NA.4.1 Karakteristiske verdier

NA.4.1(1) Tillegg C brukes ikke til å bestemme karakteristiske snølaste i Norge.

Karakteristisk snølast på mark, s_k , med 50 års returperiode bestemmes for alle landets kommuner og for noen steder med bebyggelse på Svalbard som angitt i nedenfor.

For steder der høyden over havet H er mindre eller lik høydegrensen H_g , settes normalt s_k lik grunnverdien s_{k0} . Verdier for parametrene H_g og s_{k0} er gitt i tabell NA.4.1(901).

Dersom høyden over havet $H > H_g$ bestemmes:

$$s_k = s_{k0} + n \Delta s_k;$$

der

Δs_k for kommunen er angitt i tabell NA.4.1(901), og

$n = (H - H_g)/100$, der n avrundes oppover til nærmeste heltall.

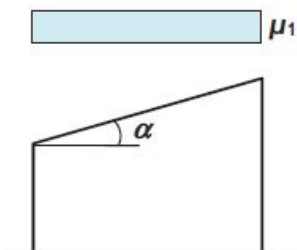
Dersom beregnet $s_k > s_{k, maks}$ settes $s_k = s_{k, maks}$

Snøforholdene kan også variere betydelig utover dette i noen kommuner, siden bestemmelse av snøtyngde og regionaliseringen av beregnet karakteristisk snølast på mark er forbundet med usikkerhet.

Det kan også være store variasjoner i snølaste i samme høydenivå mellom ulike steder i en kommune.

Tomten ligger under 150 meter over havet og vi velger derfor $S_k = 3,5$.

Kommune	$s_{k,0}$ kN/m ²	H_g m	Δs_k kN/m ²	$s_{k, maks}$ kN/m ²
Midsund	3,0	150	1,0	–
Molde	3,5	150	1,0	–
Neset	4,5	150	1,0	–



Figur 5.2 – Formfaktor for snølast – pulttak

Tabell 5.2: Formfaktorer for snølast

Takvinkel α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	–

Tabell 5.1 Anbefalte verdier av C_e for forskjellige topografier

Topografi	C_e
Vindutsatt ^a	0,8
Normal ^b	1,0
Skjernet ^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 *Skjernet topografi*: områder der det aktuelle byggverket er vesentlig lavere enn terrenget omkring, eller er omgitt av høye trær og/eller av høyere byggverk.

(8) Den termiske koeffisienten C_t bør brukes for å ta hensyn til reduksjonen av snølasten på tak med høy varmegjennomgang ($> 1 \text{ W/m}^2\text{K}$), særlig for enkelte typer glassdekte tak, på grunn av smelting forårsaket av varmetap.

I alle andre tilfeller gjelder følgende:

$$C_t = 1,0$$

Dimensjonerende snølast blir da:

$$Q_s = \mu_1 * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1 * 1 * 3,5 \text{ kN/m}^2 = \underline{\underline{2,8 \text{ kN/m}^2}}$$

VEDLEGG 3.3 - EGENLASTER

Egenvekt	tykkelse(m)	kN/m ²	kN/m ³	kN	kN/m	Referanser
Etasjeskiller (HD200)						
Hulldekke HD 200	0.2	2.68				Spenncon - tekniske dokumenter
Påstøp	0.05	1.2		24		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
20 mm trinnlydplate	0.02	0.032		1.6		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
13 mm gulvgipsplate	0.013	0.117		9		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
22 mm sponplate	0.022	0.176		8		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
15 mm parkett	0.015	0.08				471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Himling basert på gipsplater	0.065	0.15				471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Totalt	0.385	4.435				
Etasjeskiller (HD 265)						
Hulldekke HD 265	0.265	3.88				Spenncon - tekniske dokumenter
Påstøp	0.05	1.2		24		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
20 mm trinnlydplate	0.02	0.032		1.6		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
13 mm gulvgipsplate	0.013	0.117		9		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
22 mm sponplate	0.022	0.176		8		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
15 mm parkett	0.015	0.08				471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Himling basert på gipsplater	0.065	0.15				471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Totalt	0.45	5.635				
Garasjedekket (Uteområdet)						
Armert stedstøpt betong	0.3	7.5		25		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Terrassebord	0.028	0.14		5		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Totalt	0.328	7.64				
Garasjedekke (Bolig)						
Armert stedstøpt betong	0.3	7.5		25		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
20 mm trinnlydplate	0.02	0.032		1.6		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
13 mm gulvgipsplate	0.013	0.117		9		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
22 mm sponplate	0.022	0.176		8		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
15 mm parkett	0.015	0.08				471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Totalt	0.37	7.905				
Takkonstruksjon						
Lett-tak	0.36	0.58				http://lett-tak.no/taksystem/#id_7
To lag takteking	0.008	0.09				471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Himling basert på gipsplater	0.065	0.15				471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Totalt	0.433	0.82				
Garasjedekket (HD200)						
Hulldekke HD 200	0.2	2.68				Spenncon - tekniske dokumenter
Påstøp	0.05	1.2		24		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Terrassebord	0.028	0.14		5		471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler
Totalt	0.278	4.02				

Belastning

**Mellom akse 4,5,6 og 7 i 1. og 2. etg.
I tillegg mellom akse 4,5 og 6 i 3 etg:**

Spennvidde i meter:	7,5m
Bruksgrenselast kN/m²:	
Nyttelast	2
5 mm påstøp	1.2
20 mm trinnlydplate	0.032
13 mm gulvgipsplate	0.117
22 mm sponplate	0.176
15 mm parkett	0.08
Himling basert på gipsplater	0.15
Totalt	3.755

Mellom akse 7 og 10 i 1. og 2. etg:

Spennvidde i meter:	10,65m
Bruksgrenselast kN/m²:	
Nyttelast	2
5 mm påstøp	1.2
20 mm trinnlydplate	0.032
13 mm gulvgipsplate	0.117
22 mm sponplate	0.176
15 mm parkett	0.08
Himling basert på gipsplater	0.15
Totalt	3.755

Mellom akse 7 og 10 i 3. etg:

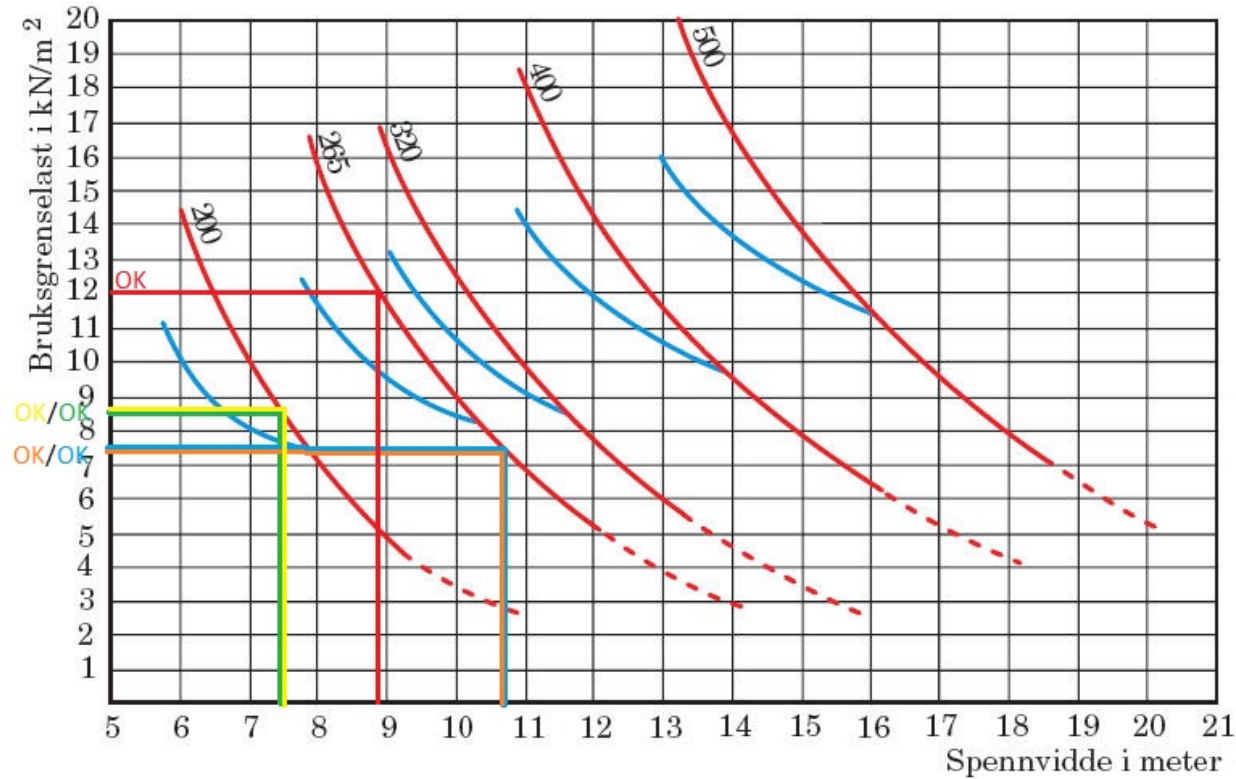
Spennvidde i meter:	10,65m
Bruksgrenselast kN/m²:	
Snølast	2.8
5 mm påstøp	1.2
20 mm trinnlydplate	0.032
13 mm gulvgipsplate	0.117
22 mm sponplate	0.176
15 mm parkett	0.08
Himling basert på gipsplater	0.15
Totalt	4.555

Mellom akse 4,5,6 og 7 (Garasjedekket)

Spennvidde i meter:	7,5m
Bruksgrenselast kN/m²:	
Snølast	2.8
5 mm påstøp	1.2
Terrassebord	0.14
Totalt	4.14

Mellom akse 7 og 9 (Garasjedekket)

Spennvidde i meter:	8,75m
Bruksgrenselast kN/m²:	
Snølast	2.8
5 mm påstøp	1.2
Terrassebord	0.14
Totalt	4.14



Belastning DLB-/LB-Bjelke

DLB-bjelke

Akse D-F

Spennvidde i meter:	9.5
<i>Bruksgrenselast kN/m²:</i>	
Nyttelast(p)	2.8
Egenlast(g):	
265 mm HD	3.88
5 mm Påstøp	1.2
Terrassebord	0.14
Summert	5.22
Effektiv lastbredde i meter(b):	7.5
Bruksgrense last i kN/m: (0,75*g+p)b	50.363

LB-bjelke

Akse B-D

Spennvidde i meter:	7.7
<i>Bruksgrenselast kN/m²:</i>	
Nyttelast(p)	2.8
Egenlast(g):	
265 mm HD	3.88
5 mm Påstøp	1.2
Terrassebord	0.14
Summert	5.22
Effektiv lastbredde i meter(b):	7.5
Bruksgrense last i kN/m: (0,75*g+p)b	50.3625

VEDLEGG 3.6 - ARMERINGSOVERDEKNING

Herunder følger et utdrag av NS-EN 1992-1-1 :2004+NA:2008 og hvordan det er kommet frem til aktuell eksponeringsklasse og armeringsoverdekning.

Klasse- betegnelse	Beskrivelse av miljøet	Eksempler på hvor eksponeringsklasser kan forekomme
1. Ingen risiko for korrosjon eller angrep		
X0	For betong uten armering eller innstept metall: Alle miljøer, unntatt der det er frysing/tining, slitasje eller kjemiske angrep. For betong med armering eller innstept metall: Meget tørt	Betong inne i bygninger med meget lav luftfuktighet
2. Korrosjon framkalt av karbonatisering		
XC1	Tørt eller permanent vått	Betong inne i bygninger med lav luftfuktighet Betong som permanent er neddykket i vann
XC2	Vått, sjeldent tørt	Betongoverflater i kontakt med vann over lengre tid Fundamenter
XC3	Moderat fuktighet	Betong inne i bygninger med moderat eller høy luftfuktighet Utvendig betong som er beskyttet mot regn
XC4	Vekselvis vått og tørt	Betongflater i kontakt med vann, som ikke er i eksponeringsklasse XC2

Fundamenter og støttemurer mot grunn antas å være i klasse XC2, mens betongkonstruksjoner i parkeringskjeller vil være klasse XC3.

Eksponeringsklasse ¹⁾	Bestandighetsklasse (minstekrav)	Minste overdekning $c_{min,dur}$ (i millimeter)	
		50 års dimensjonerende brukstid	100 års dimensjonerende brukstid
X0	M90	$c_{min,b}$	$c_{min,b}$
XC1	M60	15	25
XC2, XC3, XC4	M60	25	35
XD1, XS1	M45	40	50
XD2, XD3, XS2	M40	40	50
XS3	M40	50	60

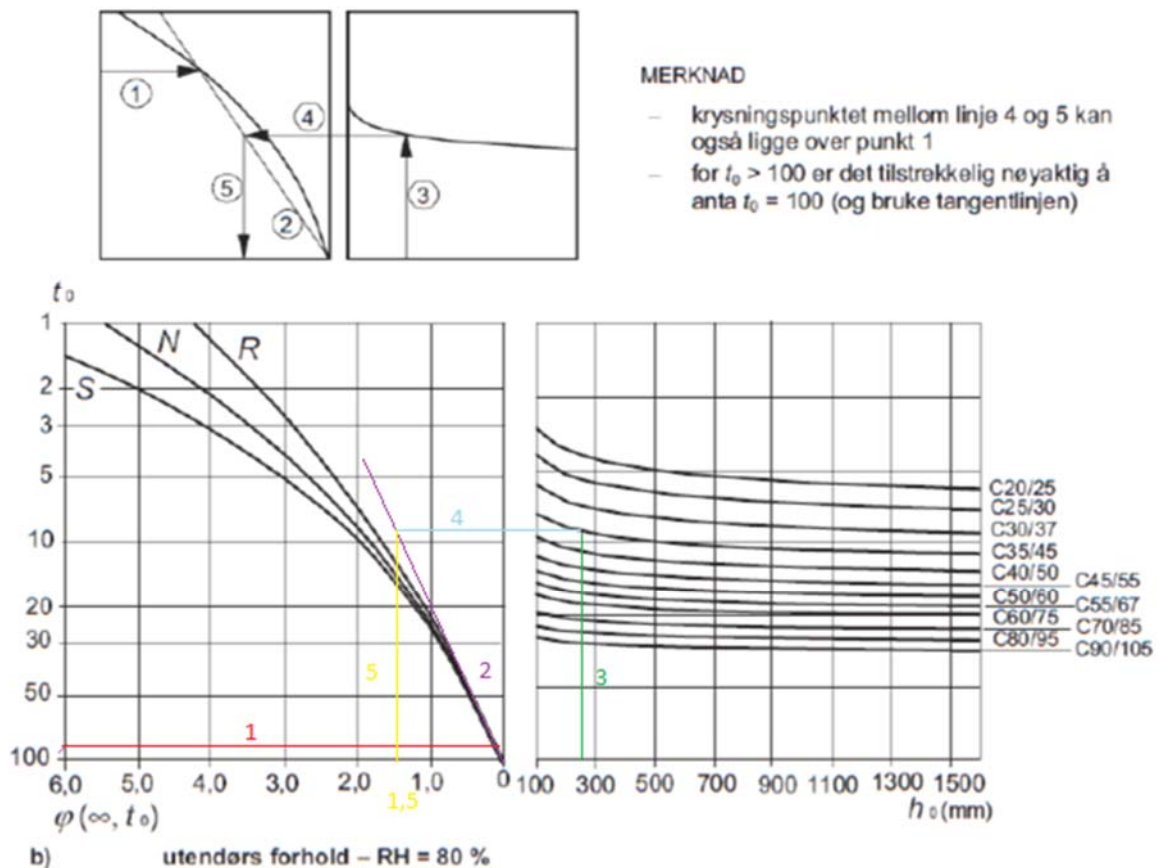
¹⁾ Valg av bestandighetsklasse for eksponeringsklassene XF, XA og XSA skal være i henhold til NS-EN 206-1 NA:2007. Nasjonalt tillegg tabell NA.11. For klasse XA3 og XA4 bør normalt overdekningen ikke være mindre enn 40 mm hhv. 50 mm, for klasse XSA må de samlede tiltakene vurderes særskilt.

Fra tabellen ser vi at betongkonstruksjoner i klasse XC2 og XC3 med 100 års dimensjonerende brukstid krever enn overdekning på minimum **35 mm**.

VEDLEGG 3.7 - SVINNTØYNING OG KRYPTALL

Herunder følger et utdrag av NS-EN 1992-1-1 :2004+NA:2008 og hvordan det er kommet frem til aktuell svinntøyning og kryptall.

Verdi for kryptall etter «uendelig» lag tid ($t = \text{ca } 50 \text{ år}$), kan bestemmes etter figuren under (tatt fra EC2), forutsatt at betongen ikke er utsatt for trykkspenning større enn $0,45f_{ck}(t_0)$, hvor t_0 er betongens alder ved belastningspunktet.



$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Relativ fuktighet RH (i %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0.62	0.58	0.49	0.30	0.17	0.00
40/50	0.48	0.46	0.38	0.24	0.13	0.00
60/75	0.38	0.36	0.30	0.19	0.10	0.00
80/95	0.30	0.28	0.24	0.15	0.08	0.00
90/105	0.27	0.25	0.21	0.13	0.07	0.00

Beregning av støttemur i Ove Sletten

Beregning av støttemur

Overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes. Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført. Utbøyning av toppunkt blir beregnet. Det er forutsatt drenering, slik at grunnvannsnivå ikke er høyere enn underkant av såle.

Dimensjonerende krefter

En beregner 1m lengde av støttemuren.

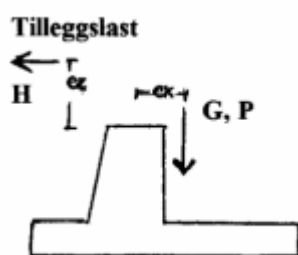
Prinsippkisse for modellen se figur 9.4 i /5/.

Teori for jordtrykk se kapittel 5 i /5/ og teori for bæreevne se kapittel 6 i /6/.

Det benyttes egne lastfaktorer for kontroll av overført grunntrykk mot bæreevne. For dimensjonering av støttemuren regner en først med lastfaktorer fra gruppe B1 og deretter fra gruppe B2 (/7/ Tabell NA.A1.2(B)).

Jordtrykkskoeffisient K_a bestemmes av figur 5.4 i /5/ for horisontal terreng bak støttemur og av figur 5.5 i /5/ for hellende terreng mot støttemur.

Vekt av vegg (G_v) og såle (G_s) beregnes først med lastkoeffisient 1.2 og deretter med 1.0, og stabiliteten blir kontrollert for begge alternativ.



Bruker kan angi tilleggslast på toppen av støttemur, og denne medtas i stabilitetskontrollen og dimensjonerende snittkrefter.

H - horisontal tilleggslast mot venstre (samme retning som jordtrykk mot vegg)

ez - vertikal avstand fra overkant støttemur til kraften H.

γ_H - Lastkoeffisient for H i bruddgrensetilstand

$\gamma_{H\text{bruk}}$ - Lastkoeffisient for H i bruksgrensetilstand (risskontroll)

G - vertikal nedadrettet tilleggslast, egenvektslast

P - vertikal nedadrettet tilleggslast, nyttelast

ex - horisontal avstand fra senter av overkant støttemur til kraften G og P.

γ_G - Lastkoeffisient for G i bruddgrensetilstand

$\gamma_{G\text{bruk}}$ - Lastkoeffisient for G i bruksgrensetilstand (risskontroll)

γ_P - Lastkoeffisient for P i bruddgrensetilstand

$\gamma_{P\text{bruk}}$ - Lastkoeffisient for P i bruksgrensetilstand (risskontroll)

Skjærkreftene T_{ap} og T_{aj} kan enten være nedadrettet, oppadrettet, eller settes lik 0. Det bestemmes av bruker i henhold til fig 9.1 i /5/. Selv om bruker angir nedadrettet skjærkraft, så vil programmet overstyre dette og sette den lik 0 hvis effektiv sålebredde, $B_o > 0.95 \cdot B$ (se fig 6.1 i /5/). Da blir samtidig B_o redusert.

Total vertikallast i bruddgrensetilstand:

$$P_v = G_s + G_v + G_j + T_{aj} + T_{ap} + G \cdot \gamma_G + P \cdot \gamma_P$$

Det blir også kontrollert for $\gamma_G = 1.0$

Total horisontallast i bruddgrensetilstand:

$$P_h = P_{aj} + P_{ap} + H * \gamma_H$$

Stabilitetskontroll

Grunntrykket regnes konstant i trykksonen, som angitt på fig 6.1 i /5/. Tilleggslast på støttemur medtas ved beregning av effektiv sålebredde, B_o . Først beregnes med tilleggslast $P=0$ (nyttelast), og deretter med P som angitt. Stabiliteten kontrolleres for begge alternativ. Tilleggslasten H medregnes alltid, da den virker ugunstig.

$T_h = P_h/B_o$ - Midlere horisontal skjærspenning over effektivt areal

$q_v = P_v/B_o$ - Vertikalt effektivt såletrykk

a - attraksjon for masser under såle (angis av bruker)

ϕ_{grunn} - friksjonsvinkel for masser under såle (angis av bruker)

γ_m - materialkoeffisient for masser under såle (angis av bruker)

$r_b = T_h/(q_v+a)$ - ruhet for masser under såle. (ikke medtatt kortvarig last med udrenert poreovertrykk)

Kontroll av horisontalkraft: Kontrollkrav i programmet. Kravene er avhengig av masse under sålen og helning på terrenget foran støttemur. Total horisontalkraft og r_b er i tillegg avhengig av masser bak støttemur og helning på terrenget bak støttemur.

$r_b \leq 0.9$ for sand, grus og sprengstein, med horisontalt terreng.

$r_b \leq 0.8$ for leire og silt, med horisontalt terreng. (*

$r_b \leq 0.8$ for grus og sprengstein, med skrått terreng foran.

$r_b \leq 0.7$ for leire, silt og sand, med skrått terreng foran.

(* Det forutsettes uforstyrret, drenert og ufrossen masse, slik at fundamentet ikke kan gli på underlaget.

Kontroll av vertikalkraft:

N_q - bæreevnemfaktor som finnes fra fig 6.4 i /5/

N_γ - bæreevnemfaktor som finnes fra fig 6.5 i /5/

γ_{grunn} - tyngdetetthet for masser under såle (og foran)

$\gamma'_{grunn} = \gamma_{grunn} - 10 \text{ kN/m}^3$ (effektiv tyngdetetthet for masser under såle)

D - høyde fra underkant såle til overkant terreng foran såle

$p' = \gamma_{grunn} * D$ - Overlagringstrykk ved underkant såle

f_{sa} - korreksjonsfaktor for skrått terreng foran støttemur. Ref: 6.2.1 k) i /5/

f_{sq} - korreksjonsfaktor for skrått terreng foran støttemur. Ref 6.2.1 k) i /5/

σ_v - beregnet bæreevne

For horisontalt terreng foran støttemur:

$$\sigma_v = N_q * p' + N_q * a + 0.5 * N_\gamma * \gamma'_{grunn} * B_o - a$$

For skrått terreng foran støttemur:

$$\sigma_v = f_{sq} * N_q * p' + f_{sa} * N_q * a + f_{sq} * 0.5 * N_\gamma * \gamma'_{grunn} * B_o - a$$

$f_{sq}=1$ og $f_{sa}=1$ når helningsvinkel=0, og de to formlene for σ_v blir da like.

Kontrollkrav i programmet.

$$q_v < \sigma_v$$

Kontroll av dimensjonerende bæreevne på totalspenningsbasis

Hvis jordarten under sålen er leire eller siltholdig leire, så blir denne kontrollen utført i henhold til punkt 6.3 i /5/

Dimensjonerende snittkrefter.

Det regnes dimensjonerende snittkrefter (moment og skjærkraft i bruddgrensetilstand, og moment i bruksgrensetilstand), i følgende snitt.

snitt 1 - såle ved forkant av vegg

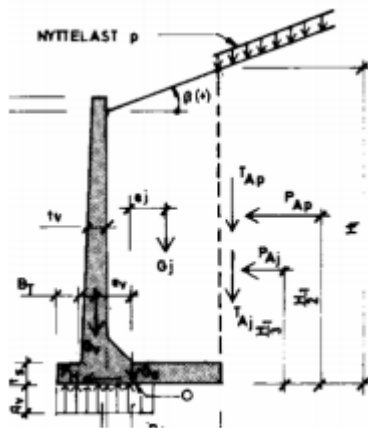
snitt 2 - såle ved bakkant vegg

snitt 3 - midt på vegg

snitt 4 - vegg ved overgang til voute

snitt 5 - vegg ved overgang til såle

Hvis det ikke benyttes voute, så utgår snitt nr 4.



Illustrasjon av støttemur.

Ved beregning av snittkrefter i betongen regnes det med horisontalkreftene P_{ap} og P_{aj} (eller P_{ap_x} og P_{aj_x} når snittet i vegg ligger i vertikal avstand = X fra toppunkt av den stiplede linjen i bakkant av støttemur). Det regnes ikke med skjærkreftene T_{ap} og T_{aj} , da de vil redusere momentet i vegg.

K_a - Jordtrykkskoeffisient som finnes fra fig 5.4 eller fig 5.5 i /5/

H_1 - høyden på stiplede linje på fig ovenfor (fra underkant såle til terreng i overkant)

γ_{bak} - tyngdetetthet for masser bak støttemur

p - nyttelast på terreng bak støttemur

γ_p - Lastkoeffisient for p i bruddgrensetilstand

γ_{pbruk} - Lastkoeffisient for p i bruksgrensetilstand (risskontroll)

X - høyden regnet langs stiplede linje fra betraktet snitt i vegg til terreng i overkant

x_{topp} - høyden fra snitt i vegg til toppunkt av vegg

$$P_{ap} = p * \gamma_p * H_1 * K_a \text{ - fra nyttelast på terreng}$$

$$P_{ap_x} = p * \gamma_p * X * K_a$$

$$P_{aj} = K_a * \gamma_{bak} * H_{12} * 0.5 \text{ - fra vekt av masser bak støttemuren}$$

$$P_{aj_x} = K_a * \gamma_{bak} * X^2 * 0.5$$

$$V_x = P_{ap_x} + P_{aj_x} + H * \gamma H - \text{skjærkraft i snitt i posisjon X}$$

$$M_x = P_{ap_x} * X * 0.5 + P_{aj_x} * X * 0.3 + H * \gamma H * (x_{top} + e_z) - G * e_x \text{ (moment)}$$

$$- P * \gamma P * e_x \text{ (Bidrag fra vertikal tilleggslast hvis } e_x < 0.)$$

Det er tatt hensyn til tilleggskrefter i overkant av støttemur ved beregning av V_x og M_x

Moment og skjærkraft i sålen ved forkant av veggen beregnes på grunnlag av jevnt fordelt netto grunntrykk, ($q_v - g_{såle}$), fra forkant av sålen til snittet. $g_{såle}$ er vekt pr lengdeenhet av sålen.

Her benyttes nyttelast på terreng helt inntil muren ved beregning av q_v , da det gir høyere verdi.

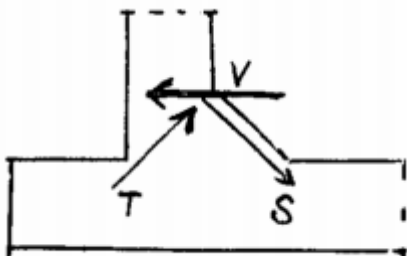
Moment i sålen ved bakkant av veggen regnes som moment i veggssnitt når snittet legges til uk såle, og fratrukket moment fra netto grunntrykk fra forkant av sålen til midt under veggen. Det er da tatt hensyn til en modell med riss fra ok såle ved vegg i bakkant og ned til uk såle midt under veggen. Det kontrolleres om et vertikalt riss i sålen i bakkant av veggen vil gi større moment. Hvis veggen har voute, så beregnes momentet i bakkant ved overgang til voute. Fradrag i momentet fra q_v blir da større, men samtidig øker momentet noe fra vekt av veggen. Dimensjonerende skjærkraft ved snittet regnes som den største skjærkraften i bakkant av sålen. Denne er vanligvis der hvor grunntrykkslasten slutter (i avstand B_0 fra forkant av sålen).

Momentkontroll

Momentkontroll for beregning av strekkarmering i underkant og overkant av sålen, og bakkant av vegg utføres. For armering i lengderetning og forkant av vegg benyttes minimumsarmering. Dimensjonerende momenter er beskrevet ovenfor. Programmet benytter den generelle metoden som er beskrevet under punkt 6.4. og bestemmer nødvendig armering ut fra momentkontroll, risskontroll og krav til minimumsarmering.

Armering mot voute.

Denne dimensjoneres for å ta opp skjærkraft i veggen ved overgang til vouten. Det benyttes en enkel kraftmodell som vist nedenfor. Armering mot vouten skal oppta strekkraften S . Maksimal senteravstand settes til 300 mm. Etterpå kontrolleres momentkapasitet for et snitt som er vinkelrett på vouten, og som går fra hjørnet mellom såle og forkant av vegg. Armering mot voute økes hvis momentkapasiteten er for liten. Hvis $h_5 < B_3$ så legges kontrollsnittet mot bakkant ved overgang til voute.



Minimumsarmering.

Det benyttes samme minimumsarmering som for plater /1/ 9.2.1.1(1). Maksimal senteravstand er 300 mm i tverretning og 500 mm i lengderetning.

Skjærkontroll

Beregningene utføres i henhold til /1/ 6.2.

Kapasitet uten skjærarmering, V_{rdc} : /1/ (6.2a) , (6.2b) og NA.6.2.2

Kapasiteten V_{rdc} kontrolleres mot opptredende skjærkraft, V_{ed} . V_{ed} er redusert skjærkraft i henhold til /1/ 6.2.1(8) og 6.2.2(6).

Hvis $V_{rdc} < V_{ed}$, så skrives det ut en feilmelding.

Kontroll av trykkbrudd: V_{rdmax} /1/ (6.9) og (6.14).

Dimensjonerende kraft, V , er opptredende skjærkraft i snittet.

Hvis $V_{rdmax} < V$, så skrives det ut en feilmelding.

Risskontroll

Risskontrollen utføres som beskrevet for dekke og bjelke under punkt 6.7.1

Utbøyning

Utbøyningen av murens toppunkt beregnes med jordtrykk og samme andel av nyttelast som for risskontrollen. Det regnes ikke med noen rotasjon av sålen. Det tas hensyn til krypvirkning ved at det benyttes en midlere E-modul for betongen. Krumningen beregnes ved veggens fotpunkt (ved overgang til voute eller såle), og midt på veggen. I veggens toppunkt er krumning = 0. Det beregnes en kurve av formen $y = a + b \cdot x + c \cdot x^2$, for å bestemme krumningsdiagrammet. Denne kurven skal gå gjennom de tre krumningspunktene.

Utbøyningen bestemmes så av krumningsdiagrammet.

<http://www.ove-sletten.no/brukerveiledning/Lastberegning.pdf>

BEREGNING AV SØYLEFUNDAMENT I OVE SLETTEN.

Søylefundament (Norsk Standard)

Lastdata Material Jord Lagre data Hjelp Beregning Avbryt

Betong søyle

Overliggende jord medregnes ved stabilitetskontroll

Armeringsdata. Mål i mm

Diameter for armering i Y-retning	16
Diameter for armering i Z-retning	16
Diameter for skråarmering	12
Overdekning armering i uk fundament	40

Nederste armeringslag i retning Y Z

Diameter for søylearmering	25
Diameter for bøylearmering i søyle	10
Overdekning bøylearmering i søyle	35

Geometri

y1 (mm)	1000
y2 (mm)	600
y3 (mm)	1000
z1 (mm)	1000
z2 (mm)	600
z3 (mm)	1000
h1 (mm)	400
h2 (mm)	400

Beregningsresultat

	Armering i Y-retning		Armering i Z-retning		Skjøtarmering til søyle	
	d (mm)	antall	d (mm)	antall	d (mm)	antall
Armering i underkant	16	14	16	15		
Skråarmering	12	5	12	5		
Bæreevne: kN/m ²	350		Overført grunntrykk	314		
					Lasttilfelle nr.	1

Overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes. Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført.

Dimensjonerende snittkrefter

Beregninger blir utført for hvert enkelt lasttilfelle, og med lastfaktorer fra gruppe B1 og deretter fra gruppe B2: /7/ Tabell NA.A1.2(B)

Følgende parametre inngår:

b - fundamentbredde målt i Y-retning

b1 - avstand fra senter av søyle til venstre kant av fundamentet

b2 - avstand fra senter av søyle til høyre kant av fundamentet

L - fundamentbredde målt i Z-retning

L1 - avstand fra senter av søyle til nedre kant av fundamentet

L2 - avstand fra senter av søyle til øvre kant av fundamentet

h1 - fundamentets høyde ved søylekant

h2 - fundamentets høyde ved ytterkant (evt. helning i overkant mot ytterkant)

bs - søylebredde målt langs Y-aksen

Ls - søylebredde målt langs Z-aksen

ey - eksentrisk lastplassering, målt langs Y-aksen

ez - eksentrisk lastplassering, målt langs Z-aksen

fg - lastfaktor for egenvekt i bruddgrensetilstand

fp - lastfaktor for nyttelast i bruddgrensetilstand

Ng - vertikallast fra egenvekt (positiv oppover)
 Np - vertikallast fra nyttelast (positiv oppover)
 Mgy - moment om Y-aksen fra egenvekt
 Mpy - moment om Y-aksen fra nyttelast
 Mgz - moment om Z-aksen fra egenvekt
 Mpz - moment om Z-aksen fra nyttelast
 Vgy - horisontalkraft i Y-aksens retning fra egenvekt
 Vpy - horisontalkraft i Y-aksens retning fra nyttelast
 Vgz - horisontalkraft i Z-aksens retning fra egenvekt
 Vpz - horisontalkraft i Z-aksens retning fra nyttelast

Fundamentbelastning ✕

Lastfaktorer	Riss-kontroll	Brudd-grense B1	Brudd-grense B2	Grunn-brudd
Permanent (g)	1	1.35	1.2	1.2
Variabel (p)	0.3	1.05	1.5	1.5

Skriv inn egne lastfaktorer

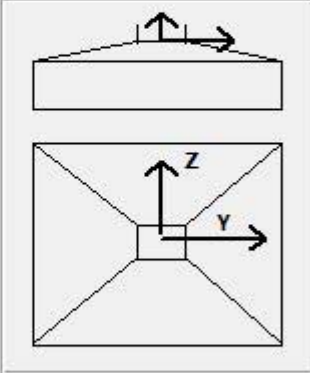
Antall lasttilfeller:

Lasttilfelle nr: ↕ Fjern dette lasttilfellet

Momenter, horisontalkrefter og aksialkrefter i bruksgrense

Lasten påføres i overkant av fundament

Permanent (G)		Variabel (P)	
Mg_Y (kNm)	0	Mp_Y (kNm)	0
Mg_Z (kNm)	0	Mp_Z (kNm)	0
Vg_y (kN)	0	Vp_y (kN)	0
Vg_z (kN)	0	Vp_z (kN)	0
Ng (kN)	-1200	Np (kN)	-400



Pos. moment-og kraftvektorer i Y og Z-retning. Mg_Y og Mp_Y dreier om Y-aksen

Beregning av fundamentets volum og vekt.

$$a1 = b * L \text{ (areal av grunnflate)}$$

$$a2 = bs * Ls \text{ (areal av toppflate)}$$

$$\text{volum} = a1 * h2 + (0.333 * (a1 + a2) + 0.167 * (bs * L + Ls * b)) * (h1 - h2) \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\text{fundamentvekt} = \text{volum} * 25000 \text{ N/m}^3$$

Bruker kan ved kjøring av programmet bestemme om overliggende jord skal medregnes ved stabilitetskontroll. Det er aktuelt hvis det stor eksentrisitet i påførte laster. Hvis overliggende jord skal medregnes, så blir vekt av overliggende jord lagt til fundamentvekt.

”fundamentvekt” i formlene nedenfor vil da omfatte vekt av fundamentet + vekt av overliggende jord.

Søylesenteret kan være eksentrisk plassert i forhold til tyngdepunktet i fundamentet. Se beregning av Mytotal og Mzttotal nedenfor.

$N_{total} = N_g * f_g + N_p * f_p$ - fundamentvekt (Negativ verdi nedover) Brukerveiledning for BtSnitt 27
 $M_{ytotal} = M_{gy} * f_g + M_{py} * f_p - V_{gz} * h_1 * f_g - V_{pz} * h_1 * f_p$ - fundamentvekt * $(0.5 * L - L_1)$

$M_{zttotal} = M_{gz} * f_g + M_{pz} * f_p + V_{gy} * h_1 * f_g + V_{py} * h_1 * f_p$ + fundamentvekt * $(0.5 * b - b_1)$

$e_y = -M_{zytotal} / N_{total}$

$e_z = M_{yttotal} / N_{total}$

eksentrisitet, e_y og e_z , er regnet fra søylesenter.

Kontroll av eksentrisitet.

Følgende krav er innført i programmet:

$-0.75 * b_1 < e_y < 0.75 * b_2$

$-0.75 * L_1 < e_z < 0.75 * L_2$

Hvis kravet ikke er oppfylt, så skrives det ut en feilmelding

Effektiv fundamentbredde, fundamentlengde og areal, når en tar hensyn til eksentrisk lastplassering, og forutsetter jevnt fordelt grunntrykk.

$b_o = 2 * \min(b_2 - e_y, b_1 + e_y)$

$L_o = 2 * \min(L_2 - e_z, L_1 + e_z)$

$q_{uk} = -N_{total} / (b_o * L_o)$ (Grunntrykk, med eller uten vekt av overliggende jord)

Grunntrykk fordeler seg på flaten $b_o \times L_o$.

Dimensjonerende momenter for beregning av strekkarmering i fundamentets underkant og overkant.

Bruker bestemmer om kontrollsnitt skal legges ved kant av søyle, eller $0.25 * \text{søylebredde}$ innenfor søylekant (kan også begrenses til maks $0.4 * \text{fundamenttykkelse} (h_1)$). Det er ugunstig (på den sikre side), å legge snittet innenfor søylekant hvis det er relativt små momenter (liten eksentrisitet).

Beregning av Mz for dimensjonering av armering i Y-retning:

Det legges to kontrollsnitt, et ved venstre søylekant, og et ved høyre søylekant.

Hvis $(b_2 - e_y) < (b_1 + e_y)$: $b_k = b_2$ (grunntrykk helt ut til høyre kant)

Hvis $(b_2 - e_y) \geq (b_1 + e_y)$: $b_k = b_1$ (grunntrykk helt ut til venstre kant)

Moment i venstre snitt:

A_{o1} = areal av fundamentet til venstre for snittet.

X_{o1} = avstand (i y-retning), fra tyngdepunkt i A_{o1} til snittet

A_{u1} = areal av flaten som får grunntrykk , til venstre for snittet, (hele flaten er $b_o \times L_o$)

X_{u1} = avstand (i y-retning), fra tyngdepunkt i A_{u1} til snittet

$M_{z1} = q_{ok} * A_{o1} * X_{o1} - q_{uk} * A_{u1} * X_{u1}$

Moment i høyre snitt:

A_{o2} = areal av fundamentet til høyre for snittet.

X_{o2} = avstand (i y-retning), fra tyngdepunkt i A_{o1} til snittet
 A_{u2} = areal av flaten som får grunntrykk, til venstre for snittet, (hele flaten er $b_0 \times L_0$)
 X_{u2} = avstand (i y-retning), fra tyngdepunkt i A_{u2} til snittet
 $M_{z2} = q_{ok} * A_{o2} * X_{o2} - q_{uk} * A_{u2} * X_{u2}$

Dimensjonerende moment for uk: $M_{zu} = \min(M_{z1}, M_{z2})$

Dimensjonerende moment for ok: $M_{zo} = \max(M_{z1}, M_{z2})$

Når kontrollsnittet ligger innfor søylekant så vil momentet ved søylefot redusere momentet i kontrollsnittet. På den ene siden blir momentet redusert for strekk i overkant og på den andre for strekk i underkant.

$M_{reduksjon} = 0.5 * s_{\text{øylamoment}} * r$

Reduksjonsfaktor: $r = (x/s)$

Antar at reduksjonen starter 50 mm innenfor søylekant

x = avstand fra dette punkt til snittet

s = avstand fra dette punkt til midtpunkt under søylen

Søylelasten fører til noe reduksjon av strekk i underkant for snitt innenfor søylekant. En regner at nedadrettet vertikallast fra søylefot er jevnt fordelt over søyletverrsnittet. Det vil samtidig gi noe tillegg til eventuelt strekk i overkant.

Det regnes ikke med strekk i overkant hvis eksentrisiteten fra søylelasten er mindre enn $b/6$ i y-retning og mindre enn $L/6$ i z-retning, for alle lasttilfeller. Det regnes ikke med strekk i overkant hvis beregnet strekkspenning $< 0.03 * f_{td}$, da den avrundes til 0.

Hvis en legger kontrollsnittet innenfor søylekant, så vil programmet likevel også kontrollere ved søylekant, og bruke ugunstigste verdi. Hvis det blir strekk i overkant på en side, så vil programmet kontrollere om skjærkraften blir 0 i et snitt lenger ute (maks moment), og beregne moment i dette snittet.

Beregning av M_y for dimensjonering av armering i Z-retning:

Det legges to kontrollsnitt, et ved nedre søylekant, og et ved øvre søylekant.

Beregningen blir helt tilsvarende som for Y-retning (se ovenfor).

Hvis $(L_2 - e_z) < (L_1 + e_z)$: $b_k = L_2$ (grunntrykk helt ut til øvre kant)

Hvis $(L_2 - e_z) \geq (L_1 + e_z)$: $b_k = L_1$ (grunntrykk helt ut til nedre kant)

Dimensjonerende krefter ved skjærkontroll.

$N_{dim} = N_g * f_g + N_p * f_p$

$M_{ydim} = M_{gy} * f_g + M_{py} * f_p - V_{gz} * h_1 * 0.5 * f_g - V_{pz} * h_1 * 0.5 * f_p$

$M_{zdim} = M_{gz} * f_g + M_{pz} * f_p + V_{gy} * h_1 * 0.5 * f_g + V_{py} * h_1 * 0.5 * f_p$

Redusert nyttelast ved risskontroll. Det benyttes en reduksjonsfaktor, f = lastfaktor for variabel last, for risskontroll.

$N_{bruk} = N_g + N_p * f$

Momentkontroll for beregning av strekkarmering i underkant og overkant, i begge retninger. Dimensjonerende momenter er beskrevet ovenfor. Programmet benytter den generelle

metoden som er beskrevet under punkt 6.4. Hvis fundamentet har fall i overkant, så benyttes et trapesformet tverrsnitt for momentkontrollen.

Skjærkontroll

Det gjennomføres vanligvis en gjennomlokkingskontroll som beskrevet under punkt 6.9. Kontrollsnittet ligger i avstand d fra søylekant ved gjennomlokkingskontroll. Hvis det er fall i overkant av fundamentet, så regnes effektiv platetykkelse (for kontroll av gjennomlokking) som fundamenttykkelse i kontrollsnittet. Som medvirkende armering regnes all armering i underkant inntil avstand $= d$ utenfor kontrollsnittet, men begrenset av ytterkant av fundamentet. Grunntrykket er fordelt over effektivt areal $A_o = b_o * L_o$. Arealet innenfor kontrollsnittet er A_1 , og grunntrykket mot dette arealet trekkes fra vertikallasten som angriper fundamentet. Dimensjonerende vertikallast blir $N = N_{dim} * (1 - A_1/A_o)$. Trykkbruddkontroll blir foretatt i snitt langs søylekant, og da benyttes vertikallasten N_{dim} uten reduksjon. Hvis det trengs skjærarmering, så beregner programmet helningsvinkel, som velges slik at en vanligvis kun trenger en armeringsrad. I enkelte tilfeller må en ha to rader hvis helningsvinkelen er 45 grader, men en rad hvis det er mindre helningsvinkel. Da kommer det en melding på skjermen, slik at bruker kan bestemme antall rader og helningsvinkel.

Risskontroll

Det foretas risskontroll på samme måte som for dekketverrsnitt. Dimensjonerende momentet for risskontroll: $M_{y_riss} = M_y * N_{bruk} / N_{dim}$ $M_{z_riss} = M_z * N_{bruk} / N_{dim}$

Minimumsarmering og armeringsplassering

Det er satt krav til minimumsarmering som for plate (/1/ 7.3.2(3) og NA.9.2.1.1). Den miste av disse verdiene benyttes. Maksimal senteravstand er 300 mm. Ved beregning av minimumsarmering settes $h =$ midlere fundamenttykkelse ($0.5*(h_1+h_2)$).

I henhold til tidligere konstruksjonspraksis blir 2/3 av strekkarmeringen plassert innenfor fundamentets midtsone hvis følgende betingelser er oppfylt:

For armering i Y-retning: $b > 5 * b_s$

For armering i Z-retning: $L > 5 * L_s$

Skjøtarmering til søyle.

Dimensjonerende krefter er krefter i bruddgrensetilstand ved overgang fra søyle til fundament (N , M_y og M_z). Programmet beregner en tøyningstilstand som gir likevekt mellom indre spenninger og påførte laster, og tøyningene er da basert på at plane tverrsnitt forblir plane. Programmet starter med 4 armeringsjern, ett i hvert hjørne, og prøver om det er tilstrekkelig. Hvis det trengs flere jern, så økes det med 2 om gangen inntil kapasiteten er tilstrekkelig. Hvis det trengs mer enn 12 jern, så skrives det ut en feilmelding. Plassering av jerna vises på figur på utskriften. Ved plasseringen har programmet tatt hensyn til retning for største moment.

Nødvendig forankringslengde beregnes i henhold til /1/ punkt 8.4.

$n_1 = 1$ /1/ 8.4.2 (gode forhold)

n_2 : avhengig av stangdiameter /1/ (8.2)

f_{bd} : /1/ (8.2) og (3.16) og NA.3.1.6(2)

Nødvendig kraftinnføringslengde, L_{breq} : /1/ (8.3)

/1/ Tabell 8.2: koeffisientene a_1 , a_3 , a_4 og a_5 settes til 1. $a_2 = 1 - 0.15 * (C_d - \emptyset) / \emptyset \geq 0.7$

Dimensjonerende forankringslengde, $l_{bd} = a_2 * L_{breq}$ /1/ 8.4.4(1) Minimumskrav: $l_{bmin} =$ Største($10 * \emptyset$, 100 mm) /1/ (8.6)

Overført grunntrykk

Overført grunntrykk i bruddgrensetilstand er q_0 (fra påførte laster og fundamentvekt) og tillegg for vekt av jord over fundamentet. Overført grunntrykk blir kontrollert mot beregnet bæreevne.

<http://www.ove-sletten.no/brukerveiledning/Lastberegning.pdf>

Beregning av veggfundament i Ove Sletten

Veggbankett (Norsk Standard)

Lastdata Material Jord Lagre data Hjelp Beregning Avbryt

Overliggende jord medregnes ved stabilitetskontroll
 Betongvegg

Armeringsdata. Mål i mm	
Diameter for armering i Y-retning	30
Diameter for armering i lengderetning (Z)	30
Overdekning armering i uk fundament	40
Nederste armeringslag i retning	<input checked="" type="radio"/> Y <input type="radio"/> Z
Overdekning for vertikal veggarmring	40
Diameter for vertikal veggarmring	40

Geometri	
y1 (mm)	700
y2 (mm)	200
y3 (mm)	700
h1 (mm)	400
h2 (mm)	300
h3 (mm)	300

Beregningsresultat							
	Armering i tverretning		Armering i lengderetning		Skjøtarmring til vegg		
	d (mm)	cc (mm)	d (mm)	antall	d (mm)	cc (mm)	
Armering i underkant	30	300	30	4	40	400	
Tillatt grunntrykk, kN/m ²	350		Overført grunntrykk	348		Lasttilfelle nr	1

Overført grunntrykk og dimensjonerende snittkrefter beregnes. Momentkontroll, skjærkontroll og risskontroll blir utført. Z-aksen peker i bankettens lengderetning, og Y-aksen peker i tverretning. Banketten kan være usymmetrisk, og den kan ha forskjellig fall mot venstre kant og høyre kant.

Dimensjonerende snittkrefter

En beregner 1m lengde av banketten. Beregningen blir som for søylefundament, men uten bøyning om Y-aksen. Det betyr følgende: (Se punkt 6.11.1 ovenfor)

$$L = 1 \text{ m}$$

$$L_o = 1 \text{ m}$$

$$e_z = 0.$$

$$M_{y\text{total}} = 0.$$

$$M_y = 0.$$

$$M_{y\text{dim}} = 0.$$

Momentkontroll

Beregningen utføres som for søylefundament, men bare for armering i Y-retning.

Skjærkontroll

Beregningene utføres i henhold til /1/ 6.2. Se også punkt 6.6 ovenfor. Kapasiteten $V_{rd,c}$ kontrolleres mot oppredende skjærkraft, V_d , i avstand d fra kant av vegg. Hvis $V_{rd,c} < V_d$, så skrives det ut en feilmelding. 'Armeringen økes' for å få tilstrekkelig kapasitet, men ikke mer enn det som kan gi maksimal verdi for V_{cd} . Kontroll av trykkbrudd: $V_{rd\text{maks}}$ er

kapasitet for trykkbrudd. Dimensjonerende kraft, Vd_2 , er opptredende skjærkraft ved kant av vegg. Hvis $Vrd_{maks} < Vd_2$, så skrives det ut en feilmelding.

Risskontroll

Det foretas risskontroll på samme måte som for dekketverrsnitt.

Minimumsarmering og armeringsplassering

Det er satt krav til minimumsarmering som for plate (/1/ 7.3.2(3) og NA.9.2.1.1). Ved beregning av minimumsarmering settes h = midlere bankettykkelse. Maksimal senteravstand er ca 300 mm i tverretning og 500 mm i lengderetning.

Skjøtarmering til vegg

Dimensjonerende krefter er krefter i bruddgrensetilstand ved overgang fra vegg til fundament (N og M_z). Programmet beregner en tøyningstilstand som gir likevekt mellom indre spenninger og påførte laster, og tøyningene er da basert på at plane tverrsnitt forblir plane. Brukerveiledning for BtSnitt 31 Minimumsarmering : /1/ 9.6.2(1) og NA.9.6.2 Programmet starter med senteravstand = 300 mm mellom armeringsjerna.. Hvis det trengs flere jern, så reduseres senteravstanden inntil kapasiteten er tilstrekkelig. Hvis senteravstanden blir mindre enn 40 mm så skrives det ut en feilmelding. Nødvendig forankringslengde beregnes i henhold til /1/ 8.4, på samme vis som beskrevet for skjøtarmering til søyle under punkt 6.11.6

Overført grunntrykk

Overført grunntrykk i bruddgrensetilstand er q_0 (fra påførte laster og bankettvekt) og tillegg for vekt av jord over bankett. Overført grunntrykk blir kontrollert mot beregnet bæreevne.

<http://www.ove-sletten.no/brukerveiledning/Lastberegning.pdf>

VEDLEGG 3.9 -KONSEKVENNS-, PÅLITELIGHETSKLASSE OG KONTROLLNIVÅ

Herunder følger et utdrag av NS-EN 1990 og hvordan det er kommet frem til konsekvens-, pålitelighetsklasse og kontrollnivå for den aktuelle konstruksjonen.

B3.1 Konsekvensklasser

(1) For pålitelighetsdifferensiering kan det fastsettes konsekvensklasser (CC) ved å vurdere konsekvensene av brudd eller funksjonssvikt for konstruksjonen, som angitt i tabell B1.

Tabell B1 - Definisjon av konsekvensklasser

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

NA.A1.3.1 (901) Pålitelighetsklasser

NA A1(901.1) Konstruksjoner inndeles i pålitelighetsklasser avhengig av konsekvensklassen og ønsket sikkerhet, se tillegg B, tabell B1 og B2. Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler er gitt i tabell NA.A1(901). Der flere klasser er angitt for samme bygningstype, skal bruddkonsekvensene vurderes spesielt ved valg av klasse, se punkt 2.1 og 2.2. Kryss uten parentes angir normalt valg av pålitelighetsklasse.

Tabell NA.A1(901) – Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler

Veiledende eksempler for klassifisering av byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler	Pålitelighetsklasse (CC/RC)			
	1	2	3	4
Atomreaktorer, lager for radioaktivt avfall				x
Dammer			x	(x)
Marine konstruksjoner for petroleumsindustrien			x	(x)
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg i kompliserte tilfeller ¹⁾		(x)	x	(x)
Veg- og jernbanebruer			x	
Byggverk med store ansamlinger av mennesker (tribuner, kinosaler, sportsbarer, kjøpesentere, forsamlingslokaler, osv.)		(x)	x	
Kai- og havneanlegg		x	(x)	
Tåm, master, skorsteiner, siloer		x	(x)	
Industrianlegg		x	(x)	
Kontor- og forretningsbygg, skoler, institusjonsbygg, boligbygg osv.		x	(x)	
Fiskerihavner og -anlegg	(x)	x		
Landbruksbygg	x	(x)		
Feste av kledninger, takteking og lignende komponenter	x	(x)		
Grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg ved enkle og oversiktlige grunnforhold ¹⁾	x	(x)		
Småhus, rekkehus, mindre lagerhus osv.	x			
Kaier og fortøyningsanlegg for sport og fritid	x			

¹⁾ Ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk.

Tabell 2.1 – Veiledende dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstidskategori	Veiledende dimensjonerende brukstid (år)	Eksempler
1	10	Midlertidige konstruksjoner ¹⁾
2	10 til 25	Utskiftbare konstruksjonsdeler, f.eks. kranbjelker, lagere osv.
3	15 til 30	Landbruksbygninger og lignende konstruksjoner
4	50	Bygningskonstruksjoner og andre vanlige konstruksjoner
5	100	Monumentale bygningskonstruksjoner, bruer og andre anleggskonstruksjoner

¹⁾ Konstruksjoner eller konstruksjonsdeler som kan demonteres slik at de kan brukes på nytt, bør ikke anses som midlertidige.

Tabell NA.A1(902) – Krav til graden av prosjekteringskontroll og graden av utførelseskontroll (kontrollklasse) hver for seg, avhengig av pålitelighetsklasse

Pålitelighetsklasse (CC/RC)	Kontrollklasse
1	B (begrenset)
2	N (normal)
3	U (utvidet)
4	Skal spesifiseres

VEDLEGG V4

VEDLEGG TIL HOVEDRAPPORT

Til:

Fra:

Dato:

Observasjoner og resultater fra prøvetaking utført -----, samt geotekniske vurderinger

Befaring

I forbindelse med gravearbeider ble det utført en befaring til byggetomta. Deltakere fra Norconsult var geotekniker ----- og sommervikar på geoteknisk seksjon -----.

Det ble utført prøvetaking i 3 posisjoner. Disse posisjonenes plassering er omtrentlig markert i Vedlegg 1, med prefiks «NO».

Første posisjon var ved fot av skråning nord på tomten (se Figur 4). Det ble gravd 1,5 m før berg ble påtruffet. Det ble tatt prøve av løsmassene rett over berg. Posisjon 2 er sør for prøvegropp 1. Her ble det ikke gravd under befaringen, da det allerede var gravd ned til meget faste masser, stedvis antatt berg. Det ble tatt prøve fra gravenivå, av faste masser. Posisjon 3 er lengre øst på tomten, ved planlagt bygg C. I dette området var det mye omrørte, bløte masser. Se Figur 1. Det ble tatt prøve av de omrørte, siltige massene.

Bergkontrollboringer og laboratoriearbeid

Dagen etter befaring ble det utført bergkontrollboringer av ----- . Dette ble utført i 8 posisjoner (posisjoner med prefiks «GB» i Vedlegg 1). Innmålinger av fremgravd berg (posisjon 3 – 43) og kontrollboringer viser at bergkoten ligger mellom kote +73,8 og +84,9 i undersøkte posisjoner.

Det ble utført kornfordelingsanalyse for de 3 prøvene, og resultater fra laboratoriearbeidet viser at løsmassene over berg i undersøkte posisjoner består av siltig grus, med varierende vanninnhold (11 - 37 %).

Geotekniske vurderinger

Grunntype

Forutsatt fundamenteringsnivå på kote + 77,0 er det < 5 m til berg i undersøkte posisjoner. Dette gir grunntype A for eventuell jordskjelvanalyse.

Løsmasser

Lagdelingen i området består øverst av et løst lagret topplag med humusholdige masser. På området er det stedvis under topplaget en del siltige masser som blir veldig bløte ved omrøring og i kontakt med vann, dette gjelder først og fremst området der bygg C skal stå. På vestre del av tomten består løsmassene under topplaget generelt av fast moreneleire (Figur 5). Dypere lag (løsmasser over berg) består av stein, sand og grus.

Fundamentering

Ut i fra informasjon om kotenivå for bergoverflaten antas det at hele Bygg D fundamenteres på utsprengt berg.

Nordlig del av Bygg C fundamenteres også på utsprengt berg, men sørlig del av bygget vil fundamenteres på fylling. Det er derfor flere mulige fundamenteringssituasjoner for Bygg C:

- 1 – Fundamentering på 0,5 m undersprengt berg
- 2 – Fundamentering på > 0,5 m høy fylling med undersprengt stein over berg
- 3 – Fundamentering på steinfylling over stedlige, faste løsmasser der dybde til berg er stor

Undersprengt berg gjelder der byggene blir fundamentert på berg. Her må berget undersprenges med 0,5 m. Undersprengt berg lastes ikke ut, men rekomprimeres før fundamentering starter. Fyllmasser vil da bestå av godt komprimert utsprengt stein.

Der bygget blir fundamentert på fylling over fast grunn (situasjon 3), må øvre lag med humusholdige og vannømfintlige masser fjernes før utlegging av fyllmasser. Fyllmasser forutsettes å bestå av sprengstein fra nærområdet, som utlegges og komprimeres lagvis.

Det er videre forutsatt at horisontale laster fra jordtrykk under det planlagte parkeringsarealet nord for byggene tas opp ved bruk av støttemur og forankringsstag i berg, dvs at anbefalt tillatt grunntrykk gjelder ved sentrisk vertikallast.

Basert på at situasjon 3 kan bli løsningen for sørlig del av Bygg C anbefales det et tillatt grunntrykk på 350 kPa for hele Bygg C.

For Bygg D og for deler av Bygg C som fundamenteres på 0,5 m undersprengt stein over berg kan tillatt grunntrykk økes til 400-450 kPa, dersom det anses som nødvendig.

Bilder



Figur 1 Humusholdige og vannømfintlige løsmasser



Figur 2 Fremgravd berg i fot av skråning nordøst på tomten



Figur 3 Fremgravd berg i fot av skråning nordvest på tomten



Figur 4 Prøvegraving, Posisjon NO-1



Figur 5 Lagdeling for de øvre løsmassene

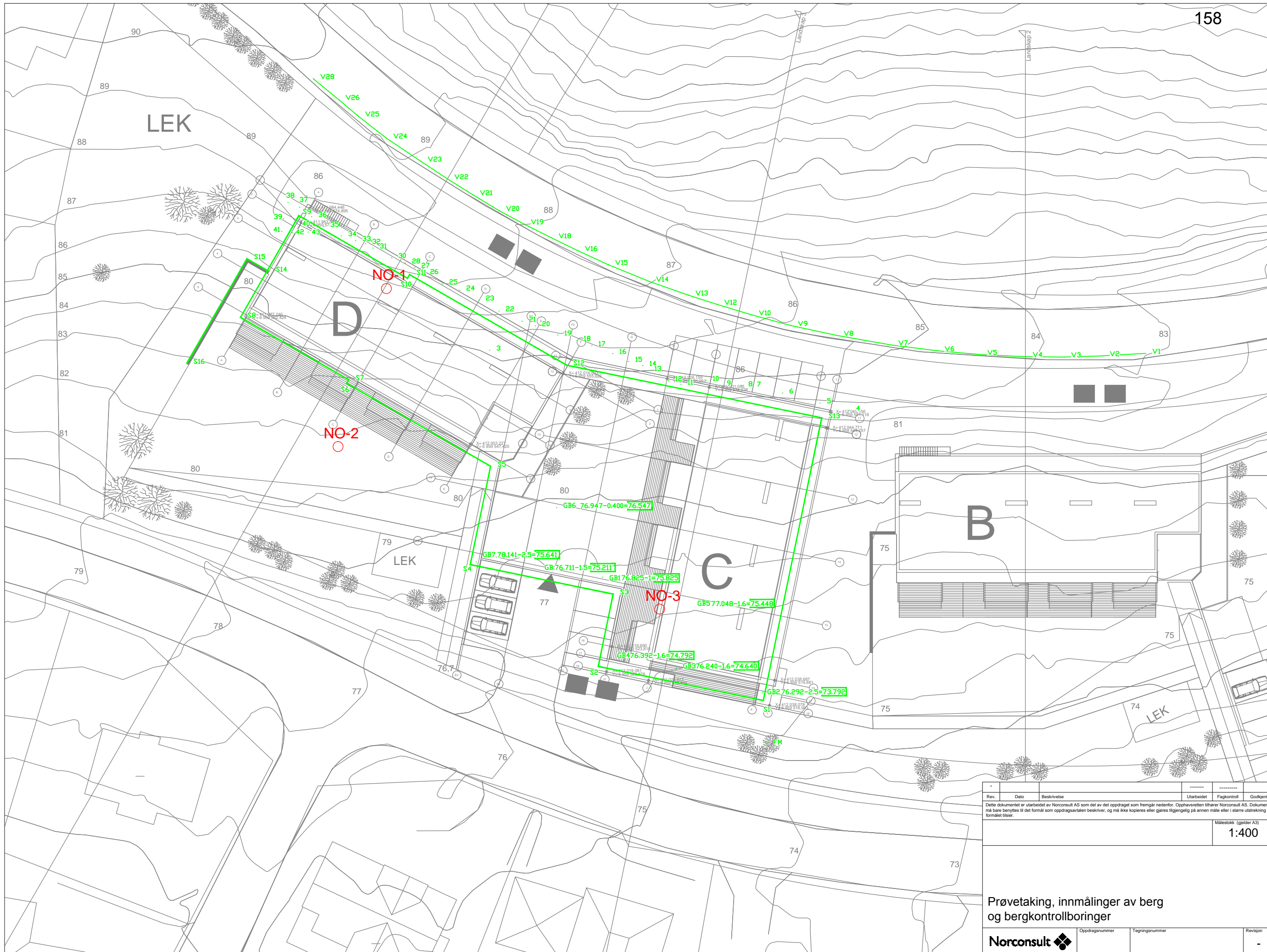
Vedlegg

- 1 Oversikt over innmålinger og utførte boringer oversendt fra -----, med markert prøvetaking utført av Norconsult AS

Utarbeidet:

Fagkontroll:

Godkjent:



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 tilsier.

Målestokk (gjelder A3)
1:400

Prøvetaking, innmålinger av berg og bergkontrollboringer



Oppdragsnummer	Tegningsnummer	Revisjon
		-

FORPROSJEKT - RAPPORT

FOR BACHELOROPPGAVE

TITTEL:
Boligblokk med garasje

KANDIDATNUMMER(E):			
Christer Lepsøe (nr)			
Tore Landsverk Blindheim (nr) Ikke fått kand.nr pr 26.01.2016			
Øystein Vassgård (nr)			
DATO:	EMNEKODE:	EMNE:	
27.01.2016	IB303312	Bacheloroppgave	- Åpen
STUDIUM:	ANT SIDER/VEDLEGG:	BIBL. NR:	
BYGG	18/6	- Ikke i bruk -	

OPPDRAKSGIVER(E)/VEILEDER(E):	
<u>Norconsult AS:</u>	
Christoffer Nilsen christoffer.nilsen@norconsult.com	70170522 / 99501981
Hugo Vestre hugo.vestre@norconsult.com	70170523 / 47640255
<u>NTNU i Ålesund:</u>	
Kristian Normann kristian.normann@ntnu.no	70161576

OPPGAVE/SAMMENDRAG:
Forprosjektet er første fase av bacheloroppgaven. Den har som hensikt å være en introduksjon til oppgaven og arbeidsmetodikken i et prosjekt. Vi skal gjennom gruppearbeid og øvelser utforme et endelig forprosjekt med klare mål for eget arbeid.
Prosjektgruppen studerer konstruksjonsfag ved NTNU i Ålesund og har inngått et samarbeid med Norconsult AS. Gruppen har mottatt arkitekttegninger av en boligblokk som utgangspunkt. Oppgaver som skal utføres er:
-modellering.
-dimensjonering av bæresystem med hensyn til jordskjelv.
-utarbeiding av konstruksjonstegninger.

Denne oppgaven er en eksamensbesvarelse utført av student(er) ved NTNU i Ålesund.

Postadresse
 NTNU i Ålesund
 Postboks 1517
 6025 Ålesund

Besøksadresse
 Larsgårdsvegen 2
Internett
www.ntnu.no

Telefon
 73 59 50 00
Epostadresse
postmottak@alesund.ntnu.no

Telefax
 70 16 13 00

Bankkonto
 7694 05 00636
Foretaksregisteret
 NO 971 572 140

INNHOOLD

INNHOOLD	2
1 INNLEDNING	3
2 BEGREPER	4
3 PROSJEKTORGANISASJON	5
3.1 PROSJEKTGRUPPE	5
3.1.1 <i>Organisering av prosjektgruppen</i>	5
3.1.2 <i>Prosjektleder</i>	6
3.1.3 <i>Modelleringsansvarlig</i>	6
3.1.4 <i>Dimensjoneringsansvarlig</i>	6
3.1.5 <i>Fordeling av arbeid og felles ansvar</i>	6
3.2 STYRINGSGRUPPE	7
4 AVTALER	8
4.1 AVTALE MED OPPDRAGSGIVER	8
4.2 ARBEIDSSTED OG RESSURSER	8
4.3 SAMARBEIDSREGLER OG HOLDNINGER	8
5 PROSJEKTBESKRIVELSE	9
5.1 PROBLEMSTILLING - MÅLSETTING - HENSIKT	9
5.2 KRAV TIL LØSNING ELLER PROSJEKTRESULTAT – SPESIFIKASJON	9
5.3 PROSJEKTORGANISERING OG STYRINGSMETODE.....	10
5.4 INFORMASJONSINNSAMLING	10
5.5 VURDERING – ANALYSE AV RISIKO	10
5.6 HOVEDAKTIVITETER.....	11
5.7 FREMDRIFTSPLAN	12
5.7.1 <i>Hovedplan</i>	12
5.7.2 <i>Styringshjelpemidler</i>	12
5.8 BESLUTNINGER – BESLUTNINGSPROSESS	12
6 DOKUMENTASJON	13
6.1 RAPPORTER OG TEKNISKE DOKUMENTER.....	13
7 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER	14
7.1 MØTER	14
7.2 PERIODISKE RAPPORTER	14
8 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING	15
9 UTSTYRSBEHOV OG FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING	16
10 REFERANSER	17
VEDLEGG	18

1 INNLEDNING

Prosjektgruppen studerer konstruksjonsfag ved NTNU i Ålesund og har inngått et samarbeid med Norconsult AS om oppgave. Norconsult har presentert en oppgave som innebærer modellering, dimensjonering og utarbeiding av konstruksjonstegninger for en boligblokk. Gruppen har mottatt arkitekttegninger som utgangspunkt for oppgaven. Vi tar utgangspunkt i at konstruksjonsdeler for garasjekjeller skal stedstøpes og at bæresystemet i boligblokken utføres med prefabriserte betongelementer.

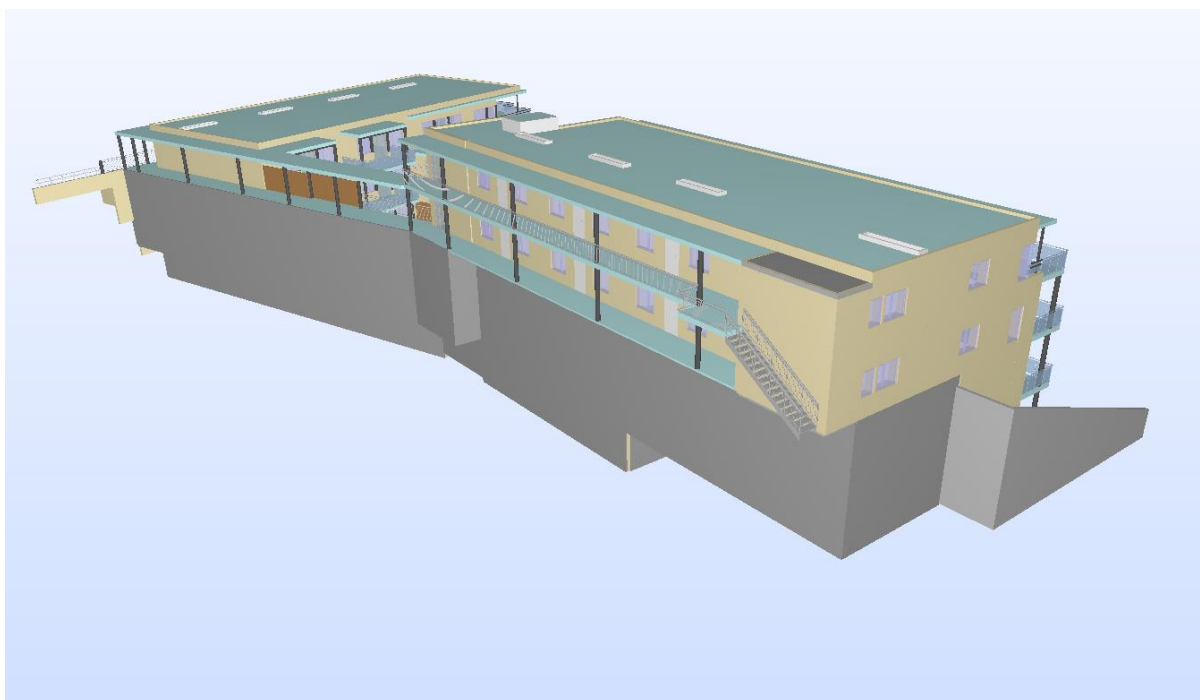
Vi valgte denne oppgaven på grunnlag av at den bygger videre på mange sentrale tema fra ingeniørstudiet. Den vil også gi en gjennomgang av arbeidsmetoder og -rutiner som er aktuell med tanke på en fremtidig jobbsituasjon.

Den grunnleggende problemstillingen er å dimensjonere konstruksjonsløsninger for bæresystemet. Vi skal produsere nødvendige tegninger som utarbeides fra en detaljert 3D-modell av konstruksjonen.

Boligblokken skal også dimensjoneres for jordskjelv. Det har vi ingen erfaring med fra tidligere. Derfor er vi avhengig av en omfattende litteraturstudie og god veiledning fra Norconsult for å gjennomføre dette. Jordskjelvdimensjoneringen er en aktuell problemstilling med tanke på nye krav som stilles i Norsk Standard (NS-EN 1998-1+NA:2008 og NS-EN 1998-3+NA:2013) og behovet for kompetanse på området. Dette er et tema vi ønsker å fordype oss i og dermed gjør oppgaven mer interessant for gruppen.

Terrengarronderingen av tomten gir et horisontalt jordtrykk mot bakkant av boligblokken som vist i figur 1.1. Det blir derfor behov for en støttemur som tar opp horisontalkreftene. Dette gir en ekstra utfordring å ta hensyn til i dimensjoneringsfasen.

Gjennom arbeidsprosessen ønsker vi å bli bedre kjent med ny og aktuell programvare for modellering og dimensjonering. Samtidig vil vi dra nytte av erfaringene fra et større prosjektarbeid mot en fremtidig arbeidssituasjon. Oppgaven byr på mange utfordringer, men vi antar at det er realistisk å levere et godt resultat.



Figur 1.1: Støttemur i bakkant av boligblokken.

2 BEGREPER

- Modelling
- Dimensjonering
- Bæresystem
- Programvare
- Armering
- Stedstøpt/prefabrikkert
- Lastnedregning
- Jordskjelv
- Jordtrykk
- Vindavstivning
- Bjelker
- Søylar
- Dekker
- Vegger
- Fundamenter
- Støttemur
- Knutepunkter
- Eurokoder
- Armeringstegninger
- Plantegninger
- Detaljtegninger
- Visualisering
- Global modellering

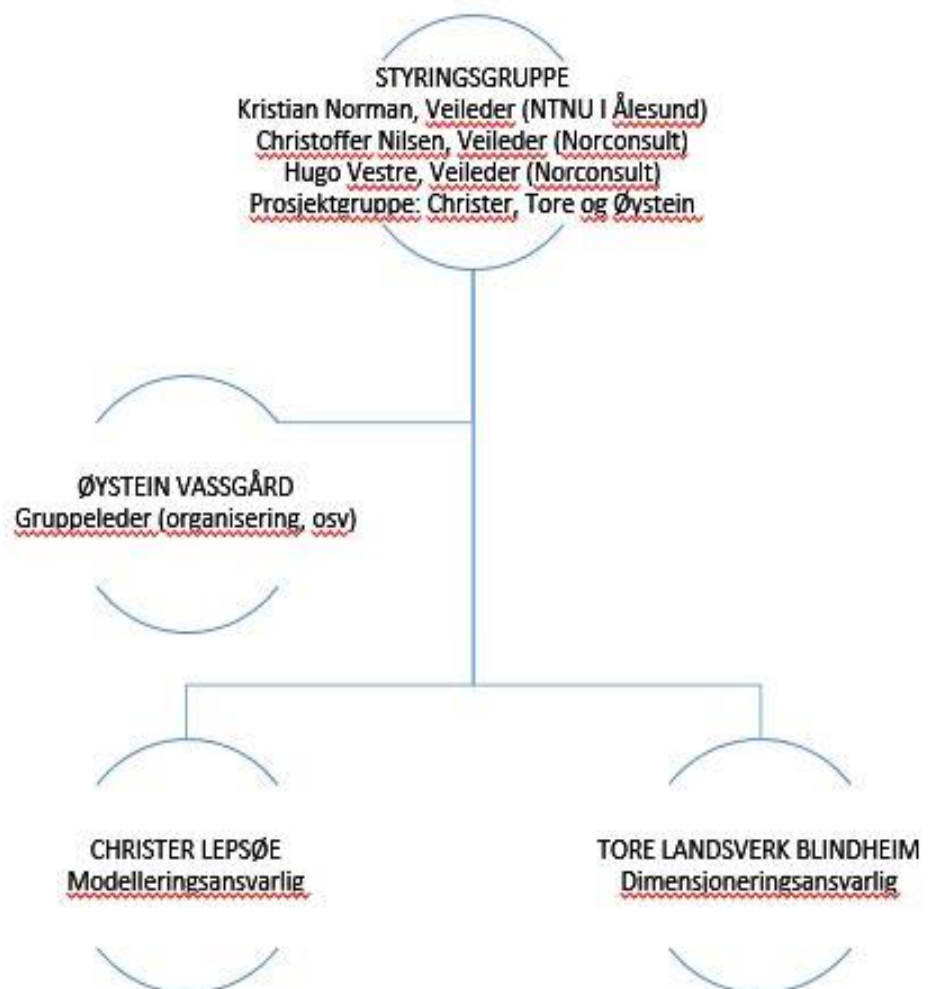
3 PROSJEKTORGANISASJON

3.1 Prosjektgruppe

Navn	Studentnummer	e-post	Telefonnummer
Øystein Vassgård	130198	oysteinvassgard@hotmail.com	92269505
Tore L. Blindheim	130196	tore.landsverk.blindheim@gmail.com	95265725
Christer Lepsøe	130199	christerlepsoe@gmail.com	93813235

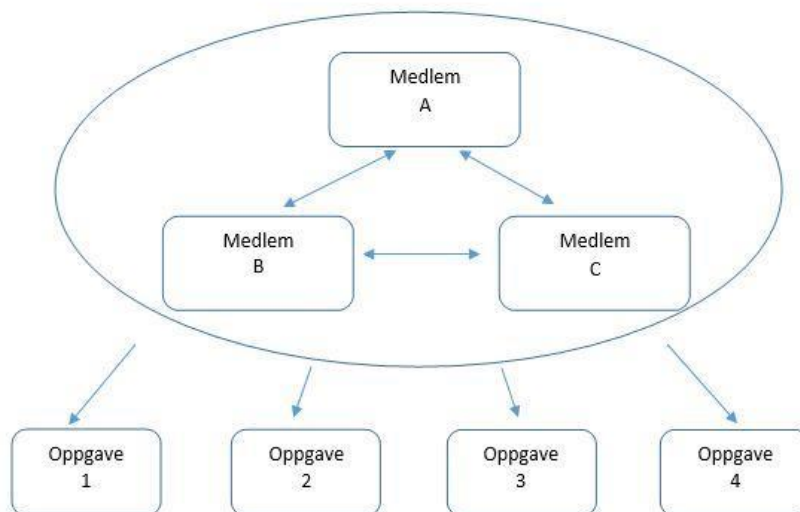
Tabell 3.1 - Kontaktinformasjon for prosjektgruppen.

3.1.1 Organisering av prosjektgruppen



Figur 3.1 - Organisasjonskart

Prosjektorganiseringen er løselig basert på en nettverks-gruppestruktur som vist i figur 3.2. Alle arbeider i et nettverk med et kollektivt ansvar for at hele prosjektet kommer i mål. Forskjellen fra den klassiske strukturen er at vi har valgt en gruppeleder. Alle har ansvar for hver sin hovedaktivitet.



Figur 3.2 Nettverksgruppestruktur basert på REF

3.1.2 Prosjektleder

Gruppeleder har hovedsaklig ansvar for prosjektarbeidet i sin helhet, koordinering av arbeidsoppgaver, fremdrift i forhold til planen og det teoretiske grunnlaget.

Aktuelle oppgaver er å utarbeide planer, sammenfatte rapporter og hente inn informasjon.

3.1.3 Modelleringsansvarlig

Modelleringsansvarlig har det overordnede ansvar for detaljmodellering og tegninger. Han skal påse at fremdriften innenfor disse områdene holdes i forhold til planer.

Aktuelle oppgaver er modellering i Revit, utarbeide tegninger og visualisering.

3.1.4 Dimensjoneringsansvarlig

Dimensjoneringsansvarlig har det overordnede ansvar for dimensjonering.

Aktuelle oppgaver er å definere laster, global modellering, lage beregningsrapporter.

3.1.5 Fordeling av arbeid og felles ansvar

Selv om hvert enkelt gruppemedlem har ansvar for hver sin del, er det meningen at alle kan tildeles underoppgaver innenfor alle hovedaktiviteter. Hensikten er å gi gruppemedlemmene innsikt og erfaring med ulike oppgaver i prosjekteringsprosessen.

Eksempelvis kan dimensjoneringsansvarlig tildeler modelleringsansvarlig en oppgave. Oppgaven består av å kartlegge informasjon om prefabrikerte betongelementer. Videre kan det være aktuelt å finne riktig dimensjon osv. Dette må bare gjøres etter avtale.

Samtlige gruppemedlemmer er ansvarlig for å utføre de oppgaver han har påtatt seg, og bidra til at målene for prosjektet oppnås.

Felles oppgaver:

- Sette seg inn i oppdragets målsetting, betingelser, rutiner og systemer.
- Sette seg inn i betingelser for egne oppgaver: Formål. Forutsetninger, arbeidsomfang, resultater, fremdriftsplan og timerammer.
- Planlegge egne oppgaver innenfor rammebetingelsene.
- Utføre og kontrollere eget arbeid innenfor rammebetingelsene.
- Sørge for å skaffe nødvendige og riktige opplysninger for å utføre egne oppgaver.
- Samarbeide med andre prosjektmedlemmer for å sikre samsvarende resultat og effektivt arbeide i prosjektet.
- Følge opp fremdrift og tidsbruk for egne oppgaver og ta initiativ til nødvendige tiltak ved avvik fra plan.
- Påpeke overfor prosjektgruppen oppståtte og mulige endringer i forutsetninger, arbeidsomfang, resultater, fremdrift og tidsbruk.
- Følge oppdragets rutiner.

3.2 Styringsgruppe

Navn	Rolle	Organisasjon	E-post	Telefon
Kristian Normann	Veileder	NTNU i Ålesund	kristian.normann@ntnu.no	70161576
Christoffer Nilsen	Veileder	Norconsult AS	christoffer.nilsen@norconsult.no	70170522/ 99501981
Hugo Volden Vestre	Veileder	Norconsult AS	hugo.vestre@norconsult.no	70170523/ 47640255
Christer Lepsøe	Medlem	Prosjektgruppe	christerlepsoe@gmail.com	93813235
Tore Landsverk Blindheim	Medlem	Prosjektgruppe	tore.landsverk.blindheim@gmail.com	95265725
Øystein Vassgård	Medlem	Prosjektgruppe	oysteinvassgard@hotmail.com	92269505

Tabell 3.2

4 AVTALER

4.1 *Avtale med oppdragsgiver*

Viser til vedlagt avtale (vedlegg 3) mellom prosjektgruppe, Norconsult AS og NTNU i Ålesund.

4.2 *Arbeidssted og ressurser*

Prosjektgruppen disponerer kontorplass ved Norconsult sine lokaler i Retirovegen 4, 6019 Ålesund. Norconsult gir tilgang til blant annet faglitteratur, internett, printer og kopimaskin.

Prosjektgruppen veiledes av følgende ressurspersoner:

-Christoffer Nilsen, sivilingeniør med 10 års erfaring innenfor konstruksjonsteknikk og dimensjonering. Han har vært oppdragsleder for små og store prosjekter og jobber i dag som seksjonsleder i byggavdelingen i Norconsult i Ålesund.

-Hugo Vestre, ingeniør med bakgrunn som tømrer. Han har 8 års erfaring innenfor konstruksjonsteknikk og bygningsfysikk.

-Kristian Normann, sivilingeniør med mange års erfaring innfor statikk, betong- og stålkonstruksjoner og rehabilitering av anleggskonstruksjoner. I dag jobber han som lærer ved NTNU i Ålesund.

4.3 *Samarbeidsregler og holdninger*

Gruppen er enig om følgende samarbeidsregler og holdninger for prosjektarbeidet.

Resultatet skal gjenspeile medlemmenes ønsker:

- Felles ambisjonsnivå
- Medlemmene skal føle stolthet over gruppens resultat
- Medlemmene skal være komfortable med innbyrdes avhengigheter
- Mye interaksjon mellom medlemmene i gruppen
- Stille høye krav til egen ytelse og resultat
- Tillit til hverandres individuelle arbeid
- Åpenhet og tillit til hverandre sin evne til å vurdere og ta gode avgjørelser.
- Bidra til et godt arbeidsmiljø
- Kvalitetssikring av hverandres arbeid
- Det skal være rom for «prøve og feile»-metoden

5 PROSJEKTBEKRIVELSE

5.1 *Problemstilling - målsetting - hensikt*

Formålet med denne oppgaven er å dimensjonere og modellere bæresystemet til en boligblokk med hensyn til jordskjelv.

-Hvilke forskjeller utgjør hensynet til jordskjelv i dimensjoneringsarbeidet?

Resultatmål:

-Dimensjonere bæresystemet for boligblokken med hensyn til jordskjelv.

-Produsere formtegninger, snittegninger, armeringstegninger og detaljtegninger fra 3D-modell.

-Fullføre innenfor tidsrammen.

Effekt mål:

-Få erfaring med større prosjektarbeid over lengre perioder.

-Bruke og videreutvikle den fagkunnskapen som er opparbeidet gjennom studiene.

-Beherske ny programvare.

-Forbedre skriveferdigheter.

-Skape gode relasjoner mellom studenter, skole og arbeidsgiver.

-Bli kjent med bedriften og deres arbeidsmetoder.

5.2 *Krav til løsning eller prosjektresultat – spesifikasjon*

Prosjektresultatet skal være i henhold til målsetting og problemstilling.

Løsninger skal følge krav gitt i Plan- og bygningsloven og byggeteknisk forskrift (TEK 10). I tillegg skal følgende standarder benyttes:

NS-EN 1990 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 1998 Eurokode 8 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning

Bacheloroppgaven skal leveres og presenteres etter oppsatt mal, fremdriftsplan og følge NTNUs regelverk. (NTNU i Ålesund, 2016)

NTNU i Ålesund krever følgende leveranser for at prosjektet skal anses som fullført:

-Forprosjekt og fremdriftsplan.

-Rapportskjema til veileder hver 14. dag.

-Skriftlig rapport og presentasjon av bacheloroppgaven.

Norconsult AS krever følgende leveranser for at prosjektet skal anses som fullført:

-Plantegninger.

-Snittegninger.

-Detaljtegninger.

-Armeringstegninger av stedstøpte betongkonstruksjoner.

5.3 Prosjektorganisering og styringsmetode.

Prosjektorganisering: Løselig basert på en nettverks-gruppestruktur. Alle arbeider i et nettverk. Et kollektivt ansvar for at hele prosjektet kommer i mål. Forskjellen fra den klassiske strukturen er at vi har valgt en gruppeleder, og alle har ansvar for hver sin del.

Prosjektstyringsmetode: Strukturert fasemodell. Denne metodens kjennetegn er blant annet at behov og planer avklares i de tidlige fasene, og bare mindre endringer blir gjort i gjennomføringsfasen.

Styrken med denne metoden er en strukturert arbeidsprosess med tydelige beslutningspunkter og beslutningsprosesser. En viktig svakhet å merke seg er at arbeidsmengden øker betraktelig om det oppstår endringer sent i prosessen.

For å unngå eventuelle svakheter med metoden er det viktig med tidlig avklaring av de ulike aktivitetene. En bør bruke god tid i hver fase for å unngå tidkrevende endringer senere. En fører eventuelle avvik i eget avviksskjema (vedlegg 5) som kan brukes til å evaluere sluttproduktet i forhold til opprinnelig målsetting og problemstillinger

5.4 Informasjonsinnsamling

Under arbeidet med forprosjektet har vi innhentet følgende informasjon:

- Geotekniske rapporter for tiltenkt beliggenhet av boligblokk.
- Nødvendig programvare og lisenser.
- Beskrivelse av fremdrift og tilnærmet arbeidsomfang av prosjektet.
- Faglitteratur og dimensjoneringsmetoder for jordskjelv.

Videre vil vi hovedsakelig bruke NTNU i Ålesund sitt bibliotek (BIBSYS), Norconsults samling av faglitteratur, internett og veiledere til å samle inn informasjon underveis i arbeidet med prosjektet.

5.5 Vurdering – analyse av risiko

Mulighetene for å realisere hovedpunktene i oppgaven (modellering, dimensjonering og konstruksjonstegninger) anser vi som gode. Arbeidsoppgavene og problemstillingene i prosjektet er tema som våre veiledere har mye kunnskap med og tilgangen på veiledning er god. Vi har også grunnleggende kunnskaper om modellering og dimensjonering av enkle konstruksjonsdeler. I tillegg har vi noe erfaring med programvare som AutoCad og Revit.

Usikkerheter for prosjektet er jordskjelvdimensjoneringen og bruk av ukjent programvare som Focus konstruksjon, Fem Design og Ove Sletten. Det er viktig for fremdriften at vi klarer innhente et godt teoretisk grunnlag og anvendelige metoder for jordskjelvdimensjoneringen. I startfasen er vi avhengig av veiledning fra Norconsult og det er viktig å koordinere og ta hensyn til dette i planleggingsfasen. Gruppen har ingen kunnskap til Focus, Fem Design og Ove Sletten. Opplæring gjennom YouTube, assistanse fra veileder og tilgjengelig faglitteratur vil være avgjørende for gjennomføringen av prosjektet.

Uten tidligere erfaring er det utfordrende å vurdere forventet tidsbruk på de ulike oppgavene. Det er også vanskelig for veilederne å vurdere våre forutsetninger til å gjennomføre etter fremdriftsplan. Vi tar derfor forbehold om at fremdriftsplan må endres underveis i prosjektarbeidet.

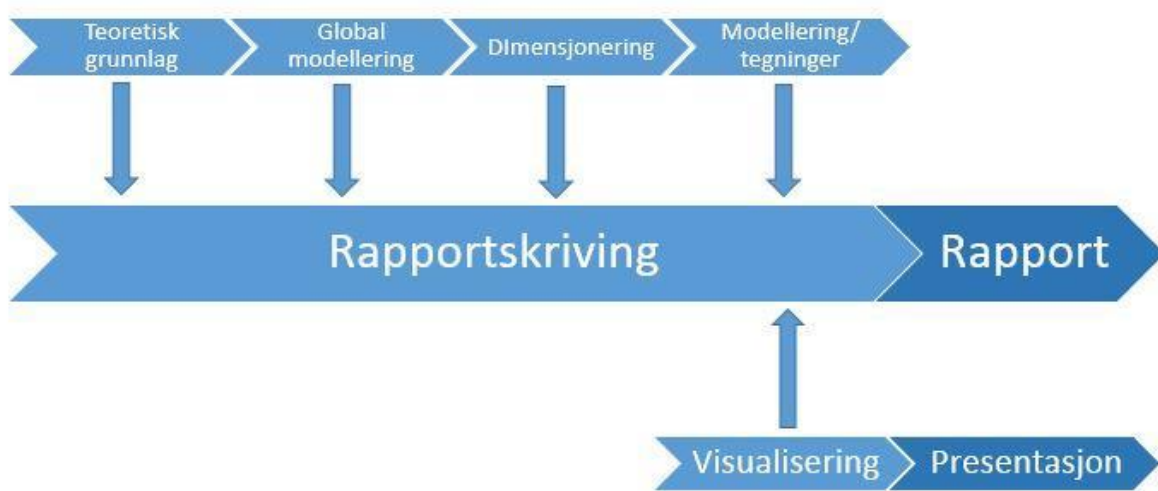
Gruppen har også vurdert en ekstra problemstilling med problematiske grunnforhold og hvordan det vil påvirke fundamenteringen og jordskjelvdimensjoneringen. På grunn av usikkerheten rundt arbeidsomfanget velger vi å avvente fremdriften i prosjektet før vi eventuelt tilpasser og implementerer dette.

Videre vurderer vi følgende kriterier som viktig for å lykkes med prosjektet: (Rolstadås, Olsson, Johansen, & Langlo, 2014)

- Definerte mål og målforståelse.
- Realistisk tidsplan.
- Engasjement fra gruppe-medlemmer / tilstrekkelig tid disponeres riktig.
- Gode prosjektplaner som revideres underveis.
- Gode personlige relasjoner mellom prosjektmedarbeiderne.
- God kompetanse som sikrer god forståelse av problemene.
- Kontinuerlig oppfølging av framdrift og usikkerhet.
- God kommunikasjon i prosjektgruppen og med veiledere.
- Klare ansvarsforhold.
- God problemhåndtering under prosjektoppfølgningen.

5.6 Hovedaktiviteter

Aktivitetsmodellen (figur 5.6) viser rekkefølgen mellom hovedaktivitetene og hvilken funksjon de har for sluttproduktet.

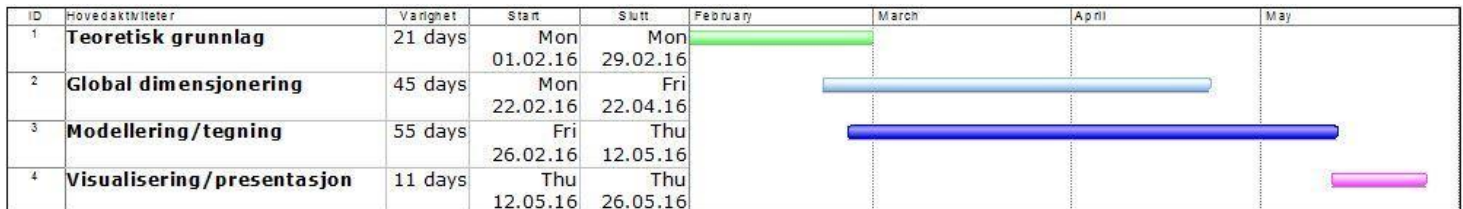


Figur 5.6 Aktivitetsmodell.

5.7 Fremdriftsplan

5.7.1 Hovedplan

Fremdriftsplanen for hovedaktiviteter er et hjelpemiddel for å estimere tidsbruk og utarbeidelse av underoppgaver. Denne vises i figur 5.7.



Figur 5.7 Fremdriftsplan for hovedaktiviteter.

- | | |
|-------------------------------|---|
| 1. Teoretisk grunnlag | -Produsere en innføring for leseren i de aktuelle tema som presenteres under metoder, resultat, diskusjon og konklusjon. |
| 2. Global dimensjonering | -Konstruere en forenklet modell til lastnedregning. Beregne nødvendige dimensjoner på de lastpåkjennte konstruksjonsdeler |
| 3. Modellering/Tegninger | -Produsere en detaljert modell til fremstilling av konstruksjonstegninger |
| 4. Visualisering/Presentasjon | -Utarbeide grafiske fremstillinger av prosjektresultatet. Bilder/video |

5.7.2 Styringshjelpemidler

For å styre prosjektet har vi laget en aktivitetsoversikt som inkluderer alle underaktivitene (se vedlegg) og en fremdriftsplan som vist på figur 5.7.

Aktivitetsoversikten oppdateres fortløpende og skal brukes til å kartlegge hva som er gjort til en hver tid. Vi skal ha orienterings/rapporteringsmøter for fremdriftsevaluering.

5.8 Beslutninger – beslutningsprosess

Beslutninger om avgrensning og presisering av oppgaven har blitt tatt i fellesskap med vekt på innspill fra veiledere. Beslutningene har blitt gjort med fokus på hvilke fagområder gruppen finner interessante og forutsetninger for å gjennomføre prosjektet innenfor gitt tidsramme.

Under arbeidet med hovedprosjektet planlegger vi å skille mellom beslutningsprosesser for hovedaktiviteter og underaktiviteter.

-Hovedaktiviteter: Beslutning tas i fellesskap.

-Underaktiviteter: Ansvarlig for hvert område tar den endelige beslutningen i samråd med gruppelemmene.

6 DOKUMENTASJON

6.1 *Rapporter og tekniske dokumenter*

- Timelister med oppføring av arbeidsoppgaver og tidsforbruk. Se vedlegg 4.
- Timelister leveres til Kristian Normann hver 14. dag under hele prosjektperioden. Timer føres etter endt arbeidsdag.
- Fremdriftsrapport med beskrivelse av planlagte oppgaver, utførte oppgaver og planlagte oppgaver for neste periode. Se vedlegg 6.
- I tillegg skal det gis en beskrivelse av eventuelle avvik og korrigerende tiltak. Fremdriftsrapport skal leveres til veileder hver 14. dag under hele prosjektperioden. Gruppeleder utformer rapporten som godkjennes av gruppe medlemmene.
- Avviksskjema for intern kontroll. Avviksskjema utformes av gruppeleder og godkjennes av gruppe medlemmer. Se vedlegg 5.
- Tekniske tegninger. Vi bruker Norconsult sine tegningsmaler. Alle tegninger skal utarbeides i henhold til NS-EN.
- Beregningsrapporter. Vi bruker Norconsult sine rapportmaler for beregninger. Alle beregninger utarbeides i henhold til NS-EN.
- Både utskrevet papirkopi og elektronisk utgave av bacheloroppgaven leveres til veileder 15. mai.

Vi har avtale med Norconsult om gratis utskrift og kopiering.

All dokumentasjon lagres både lokalt og nettbasert. Det vil bli gjennomført automatisert sikkerhetskopier av all data til lokale disker.

7 PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER

7.1 Møter

Det er avtalt at prosjektgruppen skal ha møte med veileder hver 14. dag fra og med midten av februar til 15. mai. Under dette møtet vil fremdriftsrapporten bli drøftet.

Ved påbegynt arbeidsdag vil det bli avholdt orienteringsmøte for prosjektgruppen. Hensikten med møtet er at gruppemedlemmene skal kunne informere hverandre om fremdriften i forhold til fremdriftsrapporten. På denne måten kan en oppdage store avvik tidlig i prosessen.

7.2 Periodiske rapporter

Fremdriftsrapport leveres til veileder fra NTNU hver 14. dag fra 1. Januar.

8 PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING

-Dersom prosjektets framdrift ikke går som planlagt eller innholdet ikke holder mål skal en kartlegge problemet og finne ut hvorfor det ikke går som planlagt.

-Ved avvik fra målsettingen, må en iverksette korrigerende tiltak. Tiltaket beskrives i avviksskjema og skal være tilrettelagt for hvert enkelt avvik.

-Planlagt prosedyre for endringer er å drøfte i gruppen, endre kurs rettet tilbake mot målsettingen, definere avvik, beskrive tiltak og fylle ut avviksskjema.

-Det skal være et felles ansvar for å varsle om avvik tidlig i prosessen. Dette kan for eksempel være utestående leveranser av deloppgaver fra gruppemedlemmene til avtalt tid, «dårlig magefølelse» osv.

-Gruppeleder har hovedansvar for avviksbehandling og oppfølging.

-Det er et felles ansvar å sette seg inn i alle førte avvik og tiltak. Det er også ansvar for å bidra til å løse konflikter og problemstillinger i prosjektarbeidet.

9 UTSTYRSBEHOV OG FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING

Utstyr / programvare eller andre spesielle resurser som er nødvendig for å gjennomføre prosjektet:

- Microsoft Office – tekst- og databehandling
- Autodesk Revit – tegning og 3d- visualisering
- Autodesk AutoCad – detaljtegning
- Autodesk Robot Analysis Professional – jordskjelvberegning
- StruSoft FEM-Design –betong- analyse, modellering og jordskjelvberegning
- Fokus Konstruksjon –stål- analyse og modellering
- Ove Sletten Lastberegning – lastberegning
- PTC Mathcad. – kalkulasjon
- Adobe After Effects – videovisualisering
- Video Copilot Element 3D – 3D- visualisering
- FreeFileSync - backup

Programvarelisenser er gitt av NTNU i Ålesund, Norconsult, Autodesk, StruSoft og gruppe-medlemmer.

Litteratur:

Praktisk prosjektledelse
Praktisk rapportskrivning
Geotekniske rapporter

Annet:

Arkitekttegninger
Geotekniske rapporter

10 REFERANSER

NTNU i Ålesund, 2016. *Avtale mellom oppdragsgiver, student og NTNU i Ålesund*, Ålesund: NTNU i Ålesund.

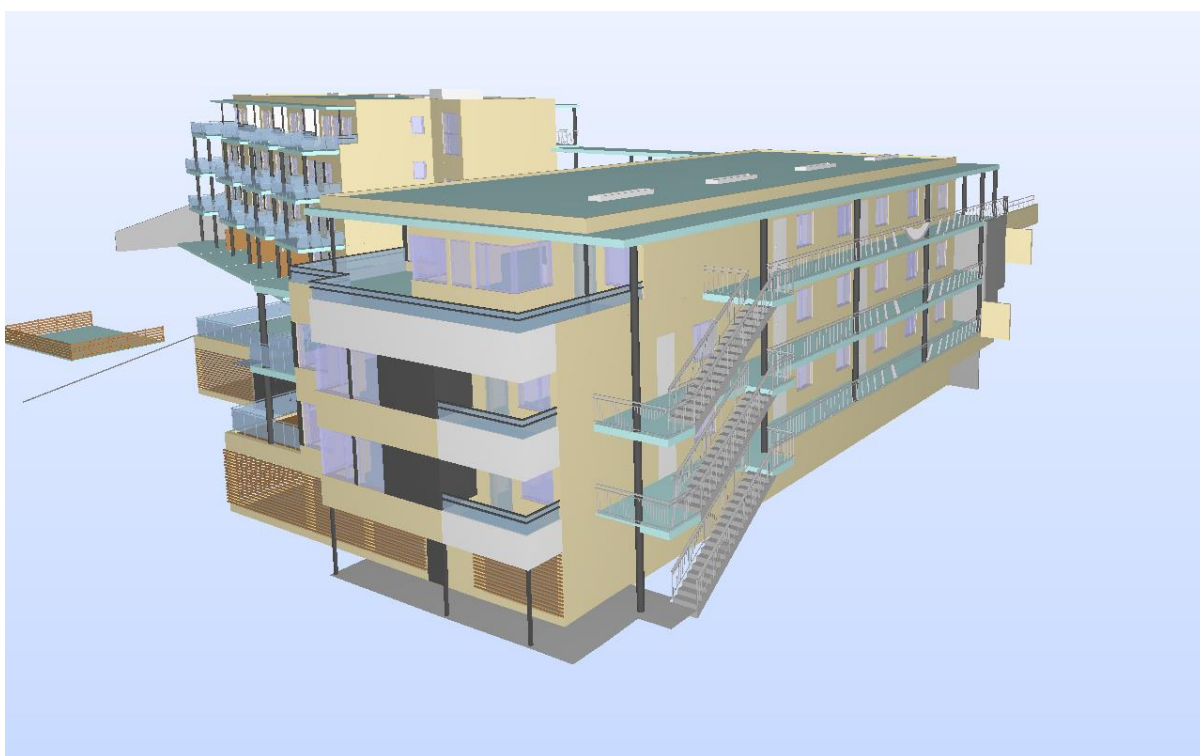
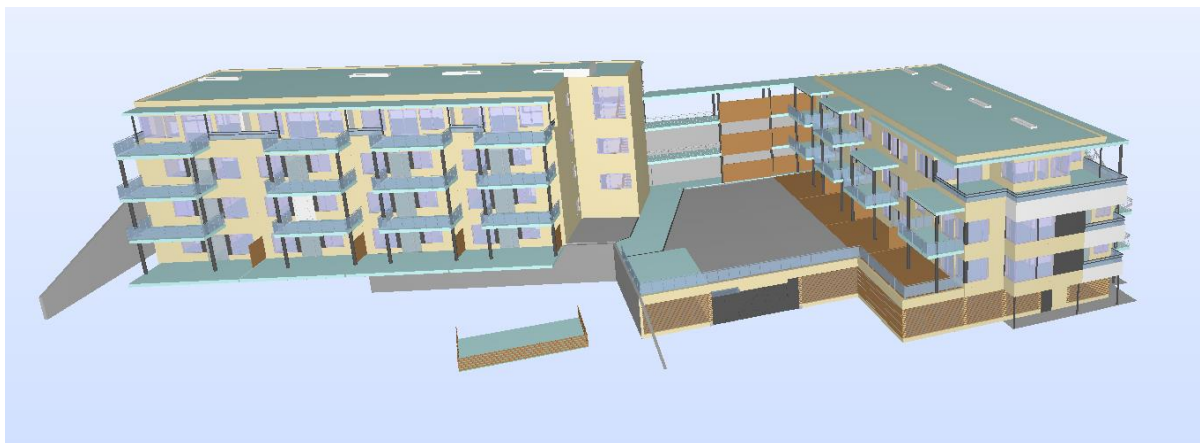
Rolstadås, Olsson, Johansen & Langlo, 2014. *Praktisk prosjektledelse*. Trondheim: Fagbokforlaget.

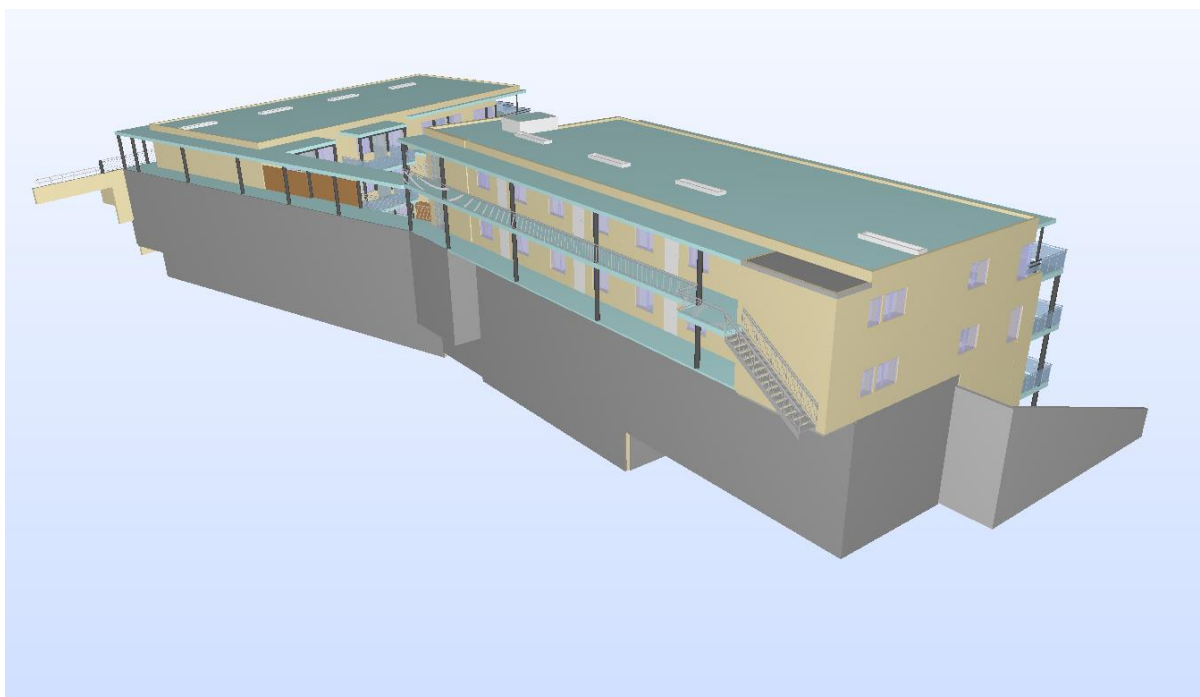
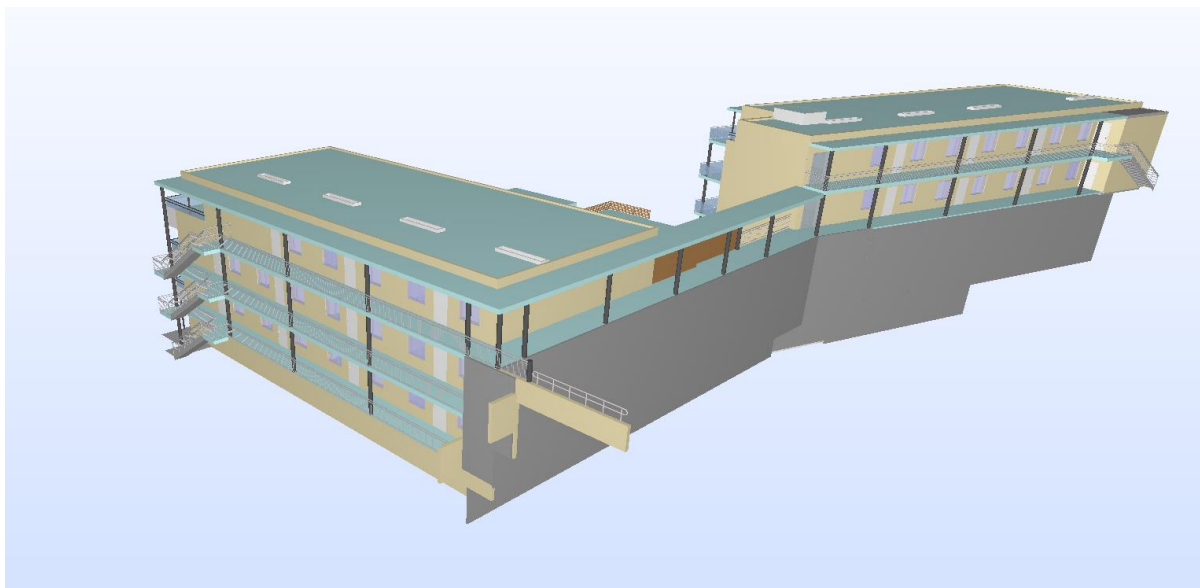
NS-EN 1998-1+NA:2008

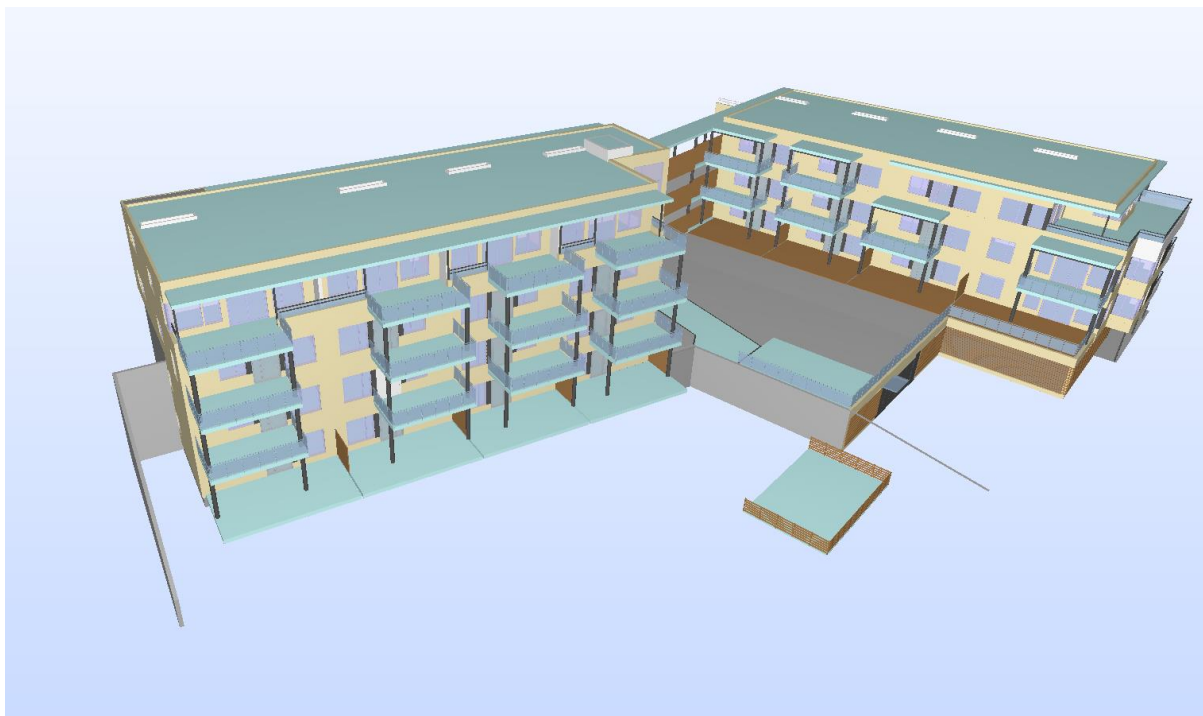
NS-EN 1998-3+NA:2013

VEDLEGG

- Vedlegg 1 - Aktivitetsoversikt
- Vedlegg 2 - Modeller
- Vedlegg 3 - Avtale med bedrift
- Vedlegg 4 - Timeliste
- Vedlegg 5 - Avviksskjema
- Vedlegg 6 - Fremdriftsrapport







Bacheloroppgave 2016

I forbindelse med utførelse av Bacheloroppgave i bedrift.

Avtale mellom oppdragsgiver (bedrift), student og NTNU i Ålesund

Generelt om bacheloroppgaven:

Bacheloroppgaven gjennomføres fortrinnsvis i samarbeid med næringslivet, men kan også utformes i tilknytning til forskningsprosjekt skolens forskningsmiljø er involvert i. Oppgaveperioden deles i en forprosjektfase med egen innlevering og en prosjektfase som avsluttes med en offentlig framføring og rapport. Bacheloroppgaven kan også gjennomføres i bedrift. Oppgaven gjøres i grupper fortrinnsvis med 3 studenter og følges opp av oppnevnte veiledere. Bacheloroppgaven er på 20 studiepoeng som tilsvarer 2/3 av et semester i arbeidsmengde for studenten.

Denne avtale er inngått mellom:

Bedrift: _____

NTNU i Ålesund: Avdeling AIR, Fagseksjon Bygg,
Veileder _____

Student: _____

Forpliktelser NTNU i Ålesund:

- Fagseksjonen skal stille med ansvarlig veileder.
- Fagseksjon Bygg ved veileder skal godkjenne oppgaven etter beskrivelse gitt i studiehandboken.
- Veileder har ansvar for oppfølging og kontroll av fremdrift i bacheloroppgaven.
- NTNU i Ålesund ved veileder har ansvar for at vurdering av bacheloroppgaven blir utført i henhold til vedtatte retningslinjer.

Forpliktelser til studentene (studentgruppen(e)):

- Beskrive bacheloroppgaven gjennom forprosjekt og fremdriftsplan
- Levere rapportskjema til veileder hver 14. dag
- Levere og presentere bacheloroppgaven etter oppsatt mal og fremdriftsplan.

Forpliktelser oppdragsgiver (bedrift):

- Støtte studenten i utvelgelse og utforming/beskrivelse av bacheloroppgaven.
- Navngitt person, fra oppdragsgiver/firma, som kontaktperson/veileder for studentgruppen.
- Dekke alle nødvendige utgifter (ikke lønn) som reise, evt. kontorhold, kopiering, spesielle programvare etc.
- Forsikre studentene som om de var tilsatt i firmaet. (Spesielt ulykkesforsikring når studentene er ute på anlegg).

Generelt:

Bacheloroppgaven er NTNUs eiendom, men oppdragsgiver (firma) har rett til å benytte seg av resultatene i oppgaven. Er resultatene i bacheloroppgaven konfidensielle og må beskyttes, gjøres dette ved egen avtale mellom NTNU i Ålesund og oppdragsgiver (bedrift)

Dato: _____

NTNU i Ålesund

Oppdragsgiver (bedrift)

Student(er)

Avviksskjema

Formål: Skjemaet skal sikre at alle avvik fra den nåværende målsettingen blir registrert og behandlet.

Melder:	Hendelsestidspunkt:
Beskrivelse av avviket:	
Beskrivelse av tiltak:	
Analyse av årsak:	
Avsluttet - Dato:	
Dato og underskrift (felles)	

Dette skjemaet skal lagres i gruppas arkivsystem under mappen «Avvik».

IB303312

Bacheloroppgave Prosjekt Antall møter denne periode 1). Firma - Oppdragsgiver
Høgskolen i Ålesund / Side
1 av 2

Rapport fra prosess
Framdriftsrapport Periode/uke(r) Antall timer denne per. (fra logg) Prosjektgruppe (navn) Dato

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden
Planlagte aktiviteter i denne perioden
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden
Hovedhensikt/fokus neste periode

IB303312

Bacheloroppgave

Prosjekt Antall møter denne periode 1). Firma - Oppdragsgiver

Høgskolen i Ålesund /

Side

2 av 2

Rapport fra prosess**Fremdriftsrapport**

Periode/uke(r)

Antall timer denne per. (fra logg)

Prosjektgruppe (navn)

Dato

Planlagte aktiviteter neste periode	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

IB303312

Bacheloroppgave

Prosjekt: Boligblokk Antall møter denne periode: 3 Firma: Norconsult

NTNU i Ålesund /

Side 1 av 2

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport**

Periode/uke(r): 01.01.16-14.01.16

Antall timer denne per. (fra logg)

Prosjektgruppe (Øystein Vassgård, Christer Lepsoe, Tore Landsverk Blindheim)

Dato 14.01.16

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden

Vurdere og avgrense oppgavens omfang i forhold til tid tilgjengelig, arbeidsinnsats og forventet framdrift.

Planlagte aktiviteter i denne perioden

Skrive avtale med bedrift, sette rammer for prosjektet, formulere mål, skaffe nødvendige dataprogram og lisenser, lage timelister, fordele arbeidsoppgaver, skrive framdriftsrapport.

Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden

Skrive avtale med bedrift, sette rammer for prosjektet, formulere mål, skaffe nødvendige dataprogram og lisenser, fordele arbeidsoppgaver, skrive forprosjektrapport.
Avtale gruppemedlemmenes ansvarsområde.

Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter

Ingen avvik til nå. Er oppmerksom på å ikke undervurdere arbeidsomfanget av prosjektet. Vil eventuelt legge til, i stedet for å måtte avgrense oppgaven senere.

Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen

Fokuserer på prosjektering av boligblokk med garasjekjeller: modellering (form-, snitt-, detalj- og arbeidstegninger), dimensjonering av konstruksjoner. Kan senere vurdere VA-problematikk, grunnforhold eller annet.

Erfaring fra denne perioden

Gjort seg kjent med tidsfrister, vurderingskriteriene for oppgaven, kontaktpersoner. Fått oversikt over krav til og innhold i forprosjektet. Vanskelig å vurdere oppgavens omfang så tidlig i prosessen. Å definere oppgaven er tidkrevende.

Hovedhensikt/fokus neste periode

Utarbeide forprosjektrapport.

IB303312

Bacheloroppgave

Prosjekt: Boligblokk Antall møter denne periode: 3 Firma: Norconsult

NTNU i Ålesund /

Side 2 av 2

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport**

Periode/uke(r): 01.01.16-14.01.16

Antall timer denne per. (fra logg)

Prosjektgruppe (Øystein Vassgård, Christer Lepsoe, Tore Landsverk Blindheim)

Dato 14.01.16

Planlagte aktiviteter neste periode

Utarbeide forprosjektrapport og fremdriftsrapport.

Annet

Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Godkjenning/signatur gruppeleder

Signatur øvrige gruppedeltakere

IB303312

Bacheloroppgave
NTNU i Ålesund

Antall møter denne periode: 4.

Oppdragsgiver Norconsult.

Rapport fra prosess

Framdriftsrapport nr: 2. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 28.01.16

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Skrive og levere forprosjektrapport.
Planlagte aktiviteter i denne perioden Hente inn informasjon til forprosjektet, drøfte og avklare rammene for hovedoppgaven, fordele ansvarsområder, utarbeide rapport.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Hente inn informasjon til forprosjektet, drøfte og avklare rammene for hovedoppgaven, fordele ansvarsområder, utarbeide rapport.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Ingen avvik.
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen Ingen store endringer foreløpig.
Erfaring fra denne perioden Gjort oss bedre kjent med skriveprogram, rammene for oppgaven, rapportskrivning (formulering av problemstilling/målsetting), fordel å ha et forprosjekt, sortere informasjon, lettere å sette i gang med prosjektet med godt grunnlag.
Hovedhensikt/fokus neste periode Begynne på hovedoppgaven.

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 4. Oppdragsgiver Norconsult.
NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess

Framdriftsrapport nr: 2. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 28.01.16

Planlagte aktiviteter neste periode Planlegge, drøfte, sette seg inn i fagstoff, utarbeide teoretisk grunnlag (se fremdriftsplan), legge til underoppgaver i fremdriftsplan.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 3. Oppdragsgiver Norconsult.
 NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess

Framdriftsrapport nr: 3. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 11.02.16

<p>Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden</p> <p>Begynne på hovedoppgaven.</p>
<p>Planlagte aktiviteter i denne perioden</p> <p>Planlegge, drøfte, sette seg inn i fagstoff, utarbeide teoretisk grunnlag (se fremdriftsplan), legge til underoppgaver i fremdriftsplan.</p>
<p>Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden</p> <p>Dimensjonering i FEM-Design (lastnedregning), begynt å skrive på det teoretiske grunnlaget, jobbet med modell. Har ikke fulgt fremdriftsplan som den opprinnelig ble planlagt.</p>
<p>Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter</p> <p>Har ikke fått lagt like stor vekt på utarbeidelse av det teoretiske grunnlaget som var avtalt i fremdriftsplanen. Har begynt samtidig med dimensjonering, teoretisk grunnlag og modellering. Vanskelig arbeidssituasjon da vi ikke sitter sammen på samme sted hver dag, men kan kanskje kompensere med bedre kommunikasjon og mer avtale?</p>
<p>Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen</p> <p>Bedre kommunikasjon, mer fokus på å avtale/delegere oppgaver. Holde fokus på å produsere håndfast materiale. Prøver å fortsette med «vanlig arbeidsdag eller mer» timemessig for å unngå skippertak.</p>
<p>Erfaring fra denne perioden</p> <p>Lønner seg å forenkle modellen i dimensjoneringsprogrammet. Har lært mye om jordskjelv, støttemurer, bærestystem osv i anledning det teoretiske grunnlaget. Kan være vanskelig å ta opp problemstillinger å diskutere.</p>
<p>Hovedhensikt/fokus neste periode</p> <p>Bli ferdig med dimensjonering og store deler av teorien tidlig. Begynne å få opplæring i tegninger.</p>

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 3. Oppdragsgiver Norconsult.
NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess

Framdriftsrapport nr: 3. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 11.02.16

Planlagte aktiviteter neste periode	
Skrive om metoder og programvare. Bli ferdig med en stor del av det teoretiske grunnlaget. Oppløring i revit/tegninger. Planlegge hvilke detaljer fra tegningene som må forklares ekstra.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Kan avtale møte for å drøfte beregningsresultater.	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
Øystein Vassgård	

IB303312

Bacheloroppgave
NTNU i Ålesund

Antall møter denne periode: 2.

Oppdragsgiver Norconsult.

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport nr: 4. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 17.03.16**

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Hovedoppgave – teori, dimensjonering, beregning av jordskjelv. Har tatt en pause fra oppgaven pga eksamen 15.mars.
Planlagte aktiviteter i denne perioden Fortsette med dimensjonering, skriving.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Dimensjonering i FEM-Design (lastnedregning), fortsatt å skrive på det teoretiske grunnlaget, jobbet med modell.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Sykdom, eksamen,
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen Bedre kommunikasjon. Holde fokus på å produsere håndfast materiale. Få fremgang i produksjon av tegninger.
Erfaring fra denne perioden
Hovedhensikt/fokus neste periode Få fremgang i produksjon av tegninger.

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 2. Oppdragsgiver Norconsult.
NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport nr: 4. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 17.03.16**

Planlagte aktiviteter neste periode Bli ferdig med dimensjonering, hente ut resultatene. Arbeidstegninger.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder Øystein Vassgård	Signatur øvrige gruppedeltakere

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 2. Oppdragsgiver Norconsult.
NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess

Framdriftsrapport nr: 5. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 29.03.16

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Påskeferie, fremstille tegninger
Planlagte aktiviteter i denne perioden Gjøre seg klar for å avklare de siste tekniske løsningene, ferdigstille beregninger i FEM, hovedinnsats på REVIT og produksjon av tegninger.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Påskeferie, drøfting.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden
Hovedhensikt/fokus neste periode Tegninger.

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 2. Oppdragsgiver Norconsult.
NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport nr: 5. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 29.03.16**

Planlagte aktiviteter neste periode Opplæring i Revit, produksjon av tegninger.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder Øystein Vassgård	Signatur øvrige gruppedeltakere

IB303312

Bacheloroppgave
NTNU i Ålesund

Antall møter denne periode: 3.

Oppdragsgiver Norconsult.

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport nr: 6. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 12.04.16**

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Lage tegninger
Planlagte aktiviteter i denne perioden ferdigstille beregninger i FEM, hovedinnsats på REVIT og produksjon av tegninger.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Finpuss på modell, lage detaljer, skrive rapport, få ut resultatene fra FEM-Design.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden Dårlig oversikt over gjenstående småarbeid.
Hovedhensikt/fokus neste periode Fullt innsats på tegninger.

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 3. Oppdragsgiver Norconsult.
NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport nr: 6. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 12.04.16**

Planlagte aktiviteter neste periode Tegne.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder Øystein Vassgård	Signatur øvrige gruppedeltakere

IB303312

Bacheloroppgave
NTNU i Ålesund

Antall møter denne periode: 3.

Oppdragsgiver Norconsult.

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport nr: 7. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 26.04.16**

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Bli ferdig med det individuelle arbeidet.
Planlagte aktiviteter i denne perioden Bli ferdig med tegningene innen 1 Mai. Sammenfatte alle resultatene fra beregningene, sammenfatte rapporten. Forberede seg på å skrive om resultater, vurderinger og konklusjon i felleskap.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Sammenfatte alle resultatene fra beregningene, sammenfatte rapporten, begynt med tegningene.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen Fremdriften fremover er å bli ferdig med rapporten til 13 Mai.
Erfaring fra denne perioden
Hovedhensikt/fokus neste periode Bli omtrentlig ferdig med rapporten

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 3. Oppdragsgiver Norconsult.
NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport nr: 7. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 26.04.16**

Planlagte aktiviteter neste periode Avsluttende arbeid med rapporten.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder Øystein Vassgård	Signatur øvrige gruppedeltakere

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 2. Oppdragsgiver Norconsult.
NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport nr: 8. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 18.05.16**

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Ferdigstille rapporten.
Planlagte aktiviteter i denne perioden Gjøre det avsluttende arbeidet med rapporten. (Metodeskriving om tegninger, vurdering og konklusjon på tegninger.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Gjennomgang av rapport, gjøre utbedringer, ordne vedlegg.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Ble ikke ferdig med rapporten til 13 Mai som planlagt. Forsinket på tegningene.
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen Bli ferdig med tegningene, skrive om tegningene, levere rapport.
Erfaring fra denne perioden Greit å sette tidlige frister som kan forskyves når ting blir forsinket.
Hovedhensikt/fokus neste periode Levere rapport til avtalt tid.

IB303312

Bacheloroppgave Antall møter denne periode: 2. Oppdragsgiver Norconsult.
NTNU i Ålesund

Rapport fra prosess**Framdriftsrapport nr: 8. Prosjektgruppe: Øystein, Tore og Christer. 18.05.16**

Planlagte aktiviteter neste periode Levere rapport.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder Øystein Vassgård	Signatur øvrige gruppedeltakere

Navn: ØYSTEIN

Mnd: JANUAR

DATO	ARBEIDSBESKRIVELSE	KLOKESLETT FRA	TIL
14.01.16	Fremdriftsmønt, Fomorsjikt.	09.15-	16.00 6,45
15.01.16	Fomorsjikt	08.30-	16.00 7,5
18.01.16	Fomorsjikt, Møte med rådgiver, Anskrelan, Prosjektutvikling, 200 200-timerst.	07.30-	16.00 8,5
21.01.16	Aktivitetplan, Organisasjonschart, endringer i P. totalt møte	08.00-	15.00 7
22.01.16	Aktivitetplan, Fomorsjikt, skatte beredelse, g.m. H	07.30-	14.00 6,5
25.01.16	Aktivitetplan, Fomorsjikt	07.30-	15.00 7,5
26.01.16	Fomorsjikt, F.auer, fel. eller	07.30-	16.00 8,5
27.01.16	Fomorsjikt	13.30-	19.00 5,5
28.01.16	Ferdigstillelse Fomorsjikt, Fose, inn. unnsill, Rev. drifts- rapport	09.00-	14.00 5
29.01.16	Presid., FEM-dagene	09.00-	15.00 6

SUM TIMER: 69

Navn: Øystein

Mnd: FEB

DATO	ARBEIDSBESKRIVELSE	KLOKKESLETT FRA TIL	
01.02.16	Timelister, FEM-design, Eurokoder	07.15-13.15	6
02.02.16	Møte Normann, Betong, FEM-design	10.00-17.00	7
03.02.16	FEM-design, betong, hulldekke, støttemur, jordskjelv	07.30-16.00	8,5
04.02.16	Jordskjelv, Støttemurer	07.30-17.00	9,5
05.02.16	Støttemurer	10.00-15.00	5
08.02.16		07.15-10.00	3
09.02.16	Avstivning, vindlast (ove sletten), snølast	12.30-17.00	2,5
10.02.16	Bæresystem, betong, stål, opplegg	07.30-15.00	7,5
11.02.16	Fremdriftsrapport, mathcad, drøfte beregninger	07.30-15.00	7,5
12.02.16	Dekke/gjennomokking, bæresystem/avstivning, kryp, svinn, armeringsstål,søylar..	09.00-15.00	6
15.02.16	Fundament	11.00-13.30	2,5
16.02.16	Avstivning, vindlast (ove sletten), fundament punkt og bankett	07.00-12.00	5
17.02.16	Støttemur, betong, bæresystem	07.30-16.30	9
18.02.16	Hugo innføring i tegninger	09.00-11.00	2
23.02.16	Fundamentering og grunnforhold, jordskjelv i mathcad	08.30-17.00	8,5
24.02.16	Håndberegning jordskjelv	08.30-17.30	9
25.02.16	Håndberegning jordskelv	08.30-11.00	2,5

SUM TIMER: 101

Navn: Øystein

Mnd: April

DATO	ARBEIDSBESKRIVELSE	KLOKKESLETT FRA TIL	
01.04.16	Begravelse		
04.04.16	Halsbetennelse		
05.04.16	Rapportskriving (metode)	09.00-15.30	6.5
06.04.16	Rapportskriving, timer,	09.00-16.00	7
07.04.16	Rapportskriving	10.00-16.00	6
08.04.16	Rapportskriving, møte	09.00-16.00	7
11.04.16	Revit, detaljer	09.00-16.00	7
12.04.16	Autocad, detaljer	08.30-16.00	7.5
13.04.16	Autocad, detaljer	08.30-16.00	7.5
14.04.16	Lege, Møte Normann kl1300		3
15.04.16	Sammendrag, la inn resultater, drøfting	09.00- 17.00	8
18.04.16	Møte med Christoffer (tegninger)	12.00-14.00	2
19.04.16	HD på HEB, terrassesøyle på HD, støpeskjøter/fuge, figurer	09.00-17.00	8
20.04.16	Rapportskriving	09.00-15.00	6
21.04.16	Rapportskriving, hente inn figurer, Laget «gjenstående»skriv og sendt ut.	09.00-16.30	7.5
22.04.16	Skrevet konklusjon	09.00- 15.00	6
25.04.26			
26.04.16	Veggelementer, fremdriftsrapport, prosjektarbeidet 6.7, forankring, trykkoverføring fuge	09.00-17.00	8
27.04.16	Ordnet vedlegg	09.00-17.00	8
28.04.16	Ordnet vedlegg	09.00-15.00	6
29.04.16	Ordnet vedlegg	09.00-15.00	6

SUM TIMER: 117

Navn: Øystein

Mnd: Mai

DATO	ARBEIDSBESKRIVELSE	KLOKKESLETT FRA TIL	
02.05.16	Rapport, figurer, referanser, kilder	09.00-17.00	8
03.05.16	Rapport, figurer, referanser, kilder	11.00-17.30	6,5
04.05.16	Rapport, figurer, referanser, kilder	09.00-17.00	8
05.05.16	Rapportskriving	09.00-17.00	8
09.05.16	Redigert rapport	09.00-15.00	6
10.05.16	Ordnet vedlegg, sendt utkast av rapport	08.30-17.00	8.5
11.05.16	Rapportskriving	09.00-16.00	7
18.05.16	Ferdigstillelse rapport, fremdriftsrapport	09.00-15.00	6
19.05.16	Ferdigstillelse rapport	09.00-20.00	11
20.05.16	rapportskriving	09.00-21.00	12
23.05.16	Presentasjon	08.00-16.00	8
24.05.16	Presentasjon	08.00-16.00	8
25.05.16	Presentasjon	08.00-16.00	8
26.05.16	Presentasjon	11.00-12.00	1

SUM TIMER: 106