

Bacheloroppgave

IB303312 Bacheloroppgave

Tilbygg - Spjelkavik VGS

3223 og 3217

Totalt antall sider inkludert forsiden: 123/242

Innlevert Ålesund, 21.05.15

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 §§30 og 31.	<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 høgskolens studieforskrift §30	<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 HiÅ med forfatter(ne)s godkjenning.

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

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

ja nei

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?

ja nei

(Båndleggingsavtale må fylles ut)

- Hvis ja:

Kan oppgaven publiseres når båndleggingsperioden er over?

ja nei

Er oppgaven unntatt offentlighet?

ja nei

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

Dato: 20.05.15

FORORD


Bacheloroppgaven er et resultat av en treårig byggingeniørutdanning ved Høgskolen i Ålesund. Prosjektet omhandler en utvidelse av Spjelkavik videregående skole, og bygger på målene vi satt oss i forprosjektet.

Gjennom en utfordrende arbeidsprosess, har vi tilegnet oss ny kunnskap innen den prosjekterende fasen av et byggeprosjekt. Oppgaven har vært motiverende og inspirerende, og tilfredsstillt våre forventninger.

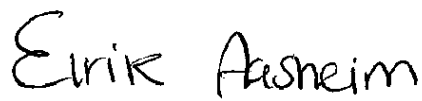
Vi vil takke alle som har gitt oss råd og hjelp i forbindelse med oppgaven. En *spesiell* takk rettes mot vår oppdragsgiver, Rambøll Ålesund, som har huset oss gjennom semesteret. Takk også til HiÅ, og veileder Kristian Normann.

Ålesund

11. mai 2015



Kristoffer N. Dahle



Eirik H. Aasheim

SAMMENDRAG

Denne oppgaven tar for seg utvidelsen av Spjelmavik VGS, hvor formålet er å komme frem til det best egnede bæresystemet med hensyn på fleksibilitet og brann. En grov økonomisk vurdering er også vektlagt i valget av bæresystem.

For å komme frem til resultatet, har vi satt oss inn i de ulike fasene ved prosjekteringen. Vi startet parallelt med Rambøll i en skisseprosjektfase, der vi så på ulike utbyggingsalternativ for den videregående skolen. Videre tar oppgaven for seg de ulike kravene som stilles til et byggverk og hvordan vi som rådgivende ingeniører må forholde oss til lovverket når vi prosjekterer.

Etter at informasjonen om lover og forskrifter var innhentet, fulgte en lengre periode der vi sammenlignet materialene betong, stål og limtre opp mot vurderingskriteriene. Vi gjorde statiske beregninger for de ulike materialene, og modellerte opp bæresystemet for disse. Videre vurderinger førte til at vi anså en søyle/bjelke-løsning i stål som mest hensiktsmessig.

Når valg av statisk system og materialer var fastsatt, så vi på tekniske løsninger for bygget. Dette innebar innfestningsdetaljer av bjelker til søyler, festedetaljer fra hulldekke til skjærvegger, og hvordan vi ønsket å avstive bygget mot horisontale krefter.

Endelig løsning er avslutningsvis dimensjonert og modellert i FEM-Design og Revit. Flere av beregningene som er gjort i FEM-Design er også gjort manuelt, for å kontrollere at programmet ikke regner feil.

TERMINOLOGI

§	-	Paragraf
2D	-	Todimensjonal
3D	-	Tredimensjonal
4D	-	Firedimensjonal
BIM	-	Bygningsinformasjonsmodell
BKL	-	Brannklasse
FEF	-	Fylkeseiendomssjefens forum
NS	-	Norsk standard
NS-EN	-	Norsk standard - Euronorm
PBL	-	Plan- og bygningsloven
RIB	-	Rådgivende ingeniør, bygg
TEK	-	Byggeteknisk forskrift
VGS	-	Videregående skole
VTEK	-	Veiledning til teknisk forskrift
VVS	-	Varme, ventilasjons- og sanitærteknikk

INNHOLDSFORTEGNELSE

FORORD	1
SAMMENDRAG	2
TERMINOLOGI	3
INNHOLDSFORTEGNELSE	4
1 INNLEDNING	
1.1 BAKGRUNN	10
1.2 MÅL	11
1.3 AVGRENSNINGER	11
2 VERKTØY	
2.1 DIGITAL MODELLERING	12
2.1.1 Dagens situasjon.....	12
2.1.2 BIM	12
2.1.3 Hvorfor BIM?	13
2.2 REVIT	14
2.3 FEM-DESIGN	15
3 METODE	
3.1 ANVENDT METODE	16
4 TEORI OG DATAINNSAMLING	
4.1 PLANLEGGING	17
4.1.1 Sentrale føringer.....	18
4.2 PROSJEKTERING	19
4.2.1 Forprosjekt	20
4.2.2 Detaljprosjektering.....	20
4.2.3 Lover	21
4.2.4 Sentrale føringer.....	21
4.3 ARKITEKTUR	22
4.3.1 Arkitektoniske alternativ	22
4.3.1.1 Alternativ OA.....	23
4.3.1.2 Alternativ OB.....	24
4.3.1.3 Alternativ 1A.....	25
4.3.1.4 Alternativ 1B.....	26
4.3.1.5 Alternativ 1C.....	27
4.3.1.6 Alternativ 2.....	28

4.3.2 Intervju av prosjektarkitekt	29
4.4 TEKNISKE KRAV	33
4.4.1 Generelt.....	33
4.4.2 Brannklassifisering.....	34
4.4.2.1 Risikoklasse.....	35
4.4.2.2 Brannklasse	36
4.4.2.3 Krav til bærende konstruksjoner	37
4.4.3 Fleksibilitet	38
4.4.3.1 Etasjehøyde	38
4.5 MATERIALER	39
4.5.1 Betong	39
4.5.1.1 Plasstøpt betong.....	39
4.5.1.2 Prefabrikkert betong	39
4.5.1.3 Fasthetsegenskaper	39
4.5.1.4 Nedbrytning.....	41
4.5.2 Stål	41
4.5.2.1 Fremstillinger	41
4.5.2.2 Fasthetsegenskaper	42
4.5.3 Limtre.....	43
4.5.3.1 Fremstillinger	43
4.5.3.2 Fasthetsegenskaper	44
4.6 GRUNNFORHOLD	45
4.6.1 Jordskjelv	47
5 RESULTATER	
5.1 ARKITEKTONISK VALG.....	48
5.2 TAKKONSTRUKSJON	49
5.2.1 Lett-Tak.....	49
5.2.1.1 Oppbygning	50
5.2.2 Skivevirkning.....	51
5.2.3 Fagverk	51
5.3 DEKKE	52
5.3.1 Hulldekker.....	52
5.3.1.1 Brannegenskaper	52
5.3.1.2 Fleksibilitetsegenskaper	52
5.3.1.3 Økonomi.....	53
5.3.1.4 Kapasiteter	53

5.3.2 Skivevirkning.....	54
5.4 SØYLE/BJELKE - SYSTEM	55
5.4.1 Skisser og plasseringer	55
5.4.2 Brannvurdering.....	56
5.4.2.1 Betong	56
5.4.2.2 Stål.....	56
5.4.2.3 Limtre	59
5.4.3 Flexibilitetsvurdering	62
5.4.3.1 Betong	62
5.4.3.2 Stål.....	62
5.4.3.3 Limtre	63
5.5 BÆRENDE VEGGER.....	64
5.5.1 Skisser og plasseringer	64
5.5.2 Brannvurdering.....	65
5.5.3 Flexibilitetsvurdering	65
6 KONKLUSJON	
6.1 KONSTRUKSJONSVALG	66
6.1.1 Skjematisk vurdering	66
6.1.2 Argumentasjon	67
6.2 KONKLUSJON	69
6.2.1 Avstivning	69
6.2.2 Innfestningsdetaljer.....	71
6.2.3 Fundamentering	71
6.2.4 Brannisolering.....	73
7 DRØFTING OG REFLEKSJON	
7.1 REFLEKSJONSNOTAT	76
8 DIMENSJONERING	
8.1 LASTER.....	77
8.1.1 Egenvekt teknisk rom	77
8.1.2 Egenvekt Lett-Tak	77
8.1.3 Egenvekt påstøp	77
8.1.4 Egenvekt hulldekker	77
8.1.5 Egenvekt dragere.....	77
8.1.6 Snølast	77
8.1.7 Vindlast.....	77

8.1.8 Nyttelast	77
8.2 LASTKOMBINASJONER	78
8.2.1 Bruddgrensetilstand	78
8.2.2 Bruksgrensetilstand	78
8.2.3 Nedbøyingskrav	78
8.3 MANUELL DIMENSJONERING	79
8.3.1 IPE 550 ståldrager	79
8.3.2 HSQ ståldrager	82
8.3.3 Stålsøyler akse -3	85
8.3.4 Stålsøyler akse -2	94
8.3.5 Stålsøyler akse 0	101
8.3.6 HD 320 hulldekker	108
8.3.7 Konsollsveis	112
REFERANSELISTE	114
VEDLEGGSLISTE	117

FIGURLISTE

Figur 2.1 – Bygningsinformasjonsmodell	13
Figur 2.2 – Konstruksjon i FEM-Design.....	15
Figur 4.1 – Prosjektering krever tverrfaglig kompetanse.....	19
Figur 4.2 – Alternativ OA.....	23
Figur 4.3 – Alternativ OB.....	24
Figur 4.4 – Alternativ 1A.....	25
Figur 4.5 – Alternativ 1B.....	26
Figur 4.6 – Alternativ 1C.....	27
Figur 4.7 – Alternativ 2.....	28
Figur 4.8 – Armert betong.....	39
Figur 4.9 – Stålprofiler.....	42
Figur 4.10 – Limtretverrsnitt	44
Figur 4.11 – Grunnforhold.....	45
Figur 5.1 – Oppbygging Lett-Tak	50
Figur 5.2 – Skivevirkning.....	51
Figur 5.3 – Søyle/bjelke-system	55
Figur 5.4 – Temperaturkurve stål.....	57
Figur 5.5 – Festedetaljer gips	58
Figur 5.6 – Utsparinger i betongvegger.....	64
Figur 5.7 – Bærende vegger	64
Figur 6.1 – Avstivningssystem	69
Figur 6.2 – Stiv skive	70
Figur 6.3 – Isolering av gulv på grunn med sprengstein som masse.....	72
Figur 6.4 – Brannmaling	73
Figur 6.5 – Isolert IPE-drager.....	75
Figur 6.6 – Isolert HSQ-drager.....	75
Figur 8.1 – IPE 550.....	79
Figur 8.2 – HSQ 300x8 – 300x60 – 616x40.....	82
Figur 8.3 – Lastens angrepspunkt akse -3	85
Figur 8.4 – Søylediagram akse -3.....	87
Figur 8.5 – RHS 200x200x6.....	88
Figur 8.6 – Moment fra bjelkene.....	88

Figur 8.7 – Moment fra vindlast.....	88
Figur 8.8 – Lastenes angrepspunkt akse -2	94
Figur 8.9 – Søylediagram akse -2.....	95
Figur 8.10 – RHS 200x200x8.....	96
Figur 8.11 – Moment fra bjelkene.....	96
Figur 8.12 – Lastenes angrepspunkt akse 0	101
Figur 8.13 – Søylediagram akse 0.....	103
Figur 8.14 – RHS 200x200x6.....	104
Figur 8.15 – Moment fra bjelkene.....	104
Figur 8.16 – Tverrsnitt HD320	108
Figur 8.17 – Konsollsveis og kraftvirkninger.....	112

TABELLISTE

Tabell 4.1 – Risikoklasse.....	35
Tabell 4.2 – Brannklasse for byggverk.....	36
Tabell 4.3 – Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse.....	37
Tabell 4.4 – Betongkvaliteter	40
Tabell 4.5 – Blandingsforhold.....	40
Tabell 4.6 – Stålkvaliteter.....	42
Tabell 4.7 – Telefare i grunnforhold.....	46
Tabell 5.1 – Maksimale spennvidder for Lett-Takelementer.....	49
Tabell 5.2 – Elementbetegnelser og egenlast for standard Lett-Takelementer	49
Tabell 5.3 – Brannklassifisering hulldekker.....	52
Tabell 5.4 – Kapasiteter hulldekker.....	53
Tabell 5.5 – Egenvekt hulldekker	54
Tabell 5.6 – Nødvendig steinulltykkelse.....	59
Tabell 6.1 – Skjematisk vurdering	67
Tabell 6.2 – Nødvendig brannmalingstykkelse	74
Tabell 8.1 – Lastfaktorer i bruddgrensetilstand.....	78
Tabell 8.2 – Lastfaktorer i bruksgrensetilstand.....	78
Tabell 8.3 – Nedbøyingskrav til konstruksjoner.....	78
Tabell 8.4 – Skjærkapasitet hulldekker	110

1 INNLEDNING

1.1 BAKGRUNN

Fylkeskommunen i Møre og Romsdal har utredet en felles utviklingsplan for de fire videregående skolene i Ålesund. Disse utdanner i dag om lag 30 % av elevene innen den videregående opplæringa i fylket. Mot 2040 vil andelen stige til nærmere 40 %. En utvikling av Ålesundsskolene handler derfor også om rekruttering av nødvendig kompetanse til arbeidslivet på Sunnmøre.

I forbindelse med utbyggingen av sørsiden i sentrum, skal det bygges en ny og moderne videregående skole. Denne skal fungere som erstatning for Latinskolen i sentrum, og avdelingen på Voldsdalsberga. De eksisterende skolebyggene i Fagerlia, Borgund og Spjelkavik skal renoveres og/eller bygges om, som en del av utviklingen.

Målet er at Spjelkavik, Fagerlia, Borgund og det nye bygget på sørsiden skal utgjøre det fremtidige videregående tilbudet i Ålesund kommune. Det er avsatt over én milliard kroner for å utbedre kapasiteten og fasilitetene her.

Først ut er Spjelkavik videregående skole, hvor 180 MNOK skal gå til renovering av hovedbygget, samt en utvidelse i form av et tilbygg. Det eksisterende bygget ble bygd i 1978, og måler 5300 m² per dags dato. Det finnes store behov for utvidet kapasitet, da hver "krik og krok" benyttes til undervisning og kontorer i dag (inkludert bomberom). I tillegg er det særlig mangel på grupperom. Spjelkavik VGS vil på sikt etablere tilbud om idrettsfag i forbindelse med utbyggingen av ny idrettshall i nærområdet, og dermed avlaste de mer sentrumsnære tilbudene. Det er foreslått en utbygging som gir skolen plass til 330 ekstra elever.

Tomten i Spjelkavik er på 32,2 mål, og eid av fylkeskommunen. Dette gir god plass til utbygging. På grunn av plasseringen midt i et boligområde, vil man møte utfordringer i trafikksituasjonen dersom antallet bilister øker drastisk. Dagens adkomstveg er forholdsvis smal.

1.2 MÅL

Vårt resultatmål er å komme frem til den best egnede byggetekniske løsningen for utvidelsen av Spjelkavik VGS med tanke på fleksibilitet, samt egenskaper ved brann, og tilpasse konstruksjonen etter dette. En enkel økonomisk vurdering vil samtidig være avgjørende for det endelige valget.

1.3 AVGRENSNINGER

På grunn av tid og arbeidsomfang har vi sett oss nødt til å ta noen forhåndsbestemte valg i løpet av prosjektet. Noe av det første vi gjorde var å definere taket, og dekkets oppbygging. Dette gjorde vi for å komme frem til belastningene på konstruksjonen.

Videre har vi erfart at det økonomiske aspektet ved oppgaven ble for stort og omfattende, til at vi kunne betrakte dette i dybden. Det er derfor blitt gjort svært grove estimater for å kunne skille de ulike materialene fra hverandre økonomisk.

Det finnes mange ulike statiske løsninger for en konstruksjon. Begrenset tidsomfanget gjorde det også utfordrende å fordype seg i alle de mulige bæresystemene. Forhåndsbestemte ønsker fra byggherre/arkitekt gjorde at vi har vektlagt en løsning som innebærer søyler og bjelker. Dette medførte at valg av materialer ble den sentrale vurderingsposten.

2 VERKTØY

2.1 DIGITAL MODELLERING

2.1.1 Dagens situasjon

Byggenæringen er i ferd med å gjennomgå revolusjonerende endringer i måten å arbeide på. Revolusjonen er drevet frem av behov for høyere kvalitet og for å holde kostnadene i sjakk gjennom effektivisering av arbeidsmetodene. Fra et tidligere utgangspunkt, hvor ulike yrkesgrupper jobbet med hver sine modeller og tegninger, har man nå utviklet BIM.

2.1.2 BIM

BIM (Bygningsinformasjonsmodeller) er en digital informasjonsmodell av et byggeprosjekt, utviklet for å gjøre kommunikasjonsflyten mellom de ulike aktørene i prosjektet bedre, og for å spare penger, tid og miljø. Ved å opprette én modell, hvor alt fra snekkere, VVS-installasører og arkitekter har tilgang, kan man tilrettelegge for en smidigere planleggings-, bygge- og driftsfase. BIM skal sørge for samhandling og kommunikasjon mellom de ulike fagområdene, og på den måten forhindre misforståelser og tverrfaglige konflikter. Fokus på dette vil resultere i færre endringer og revisjoner underveis i byggefasen, noe som igjen utgjør resultater i kroner og arbeidstimer. Ved god tilrettelegging for blant annet energi, lysforhold og avfallshåndtering, kan man også utgjøre gevinster for miljøet.

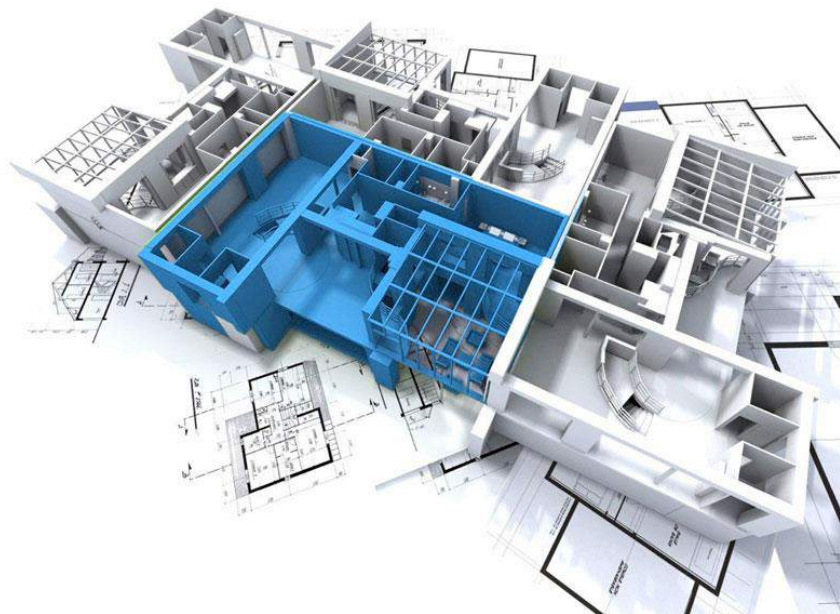
SINTEF har påvist at 60 % av feilene som gjøres i et byggeprosjekt, oppstår før selve byggingen har startet. Dette forteller oss at det spesielt er store rom for forbedringer i den planleggende og prosjekterende fasen av prosjektet.

Et viktig poeng med BIM er at alle elementer i bygget er kodet eller presist spesifisert. Det finnes med andre ord nøyaktig informasjon om alle bygningskomponenter, noe som brukeren kan benytte til sine formål. Dette gjelder for eksempel alle produkter og materialer som entreprenørene benytter under utførelsen. En entreprenør vil kunne styrke sine muligheter til å nå prosjektmålene gjennom BIM og dets informasjonsflyt. Samtidig vil deres muligheter til å påvirke valg av løsninger og detaljer øke betydelig, ved at entreprenøren kommer inn i prosessen på et tidlig tidspunkt.

Med en BIM-modell, kan man blant annet hente ut tegninger i 2D, se modeller i 3D, følge framdrift ved hjelp av tidsbegrepet i 4D, samt hente ut mengdelister.

2.1.3 Hvorfor BIM?

Bruken av digitale bygningsinformasjonsmodeller er i ferd med å bli en naturlig del av byggeprosessen, og flere byggherrer krever i dag denne samarbeidsformen. Både utførende entreprenører og rådgivende ingeniører er altså helt avhengige av å tilegne seg kompetanse på området, for å kunne delta i fremtidens anbudskonkurranser.



Figur 2.1 - Bygningsinformasjonsmodell

Selv om det for oss har hatt lite fokus i studiehverdagen, ser vi som fremtidige byggingeniører muligheten til å rette blikket mot denne formen for informasjonsmodellering. Det vil være fordelaktig å tilegne seg erfaring på området, for å kunne bidra med forståelse og kompetanse innen feltet i våre kommende yrkesliv. I denne oppgaven vil vi benytte Autodesk Revit til å modellere bæresystemet for utvidelsen av Spjelkavik videregående skole. Dette blir en forholdsvis enkel modell av de grunnleggende bygningsdelene som er vesentlige for tilbyggets bæreevne.

2.2 REVIT

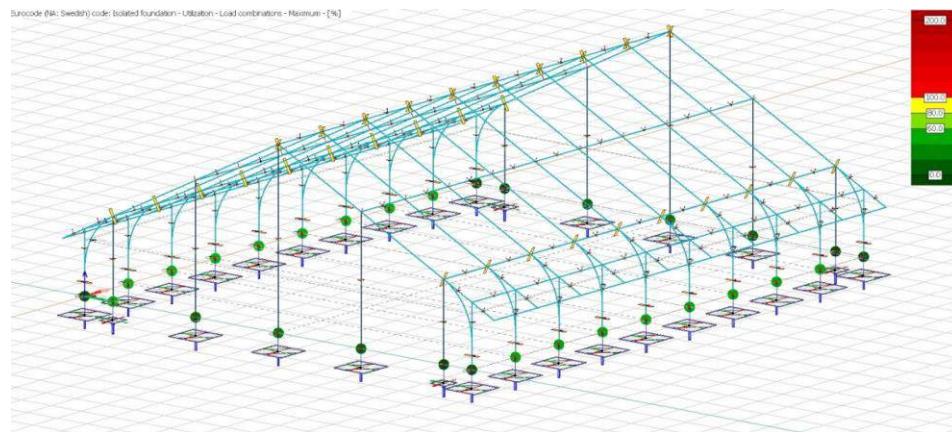
Revit er Autodesk's programvare for BIM, egnet for arkitekter, ingeniører og designere. Programmet gir brukeren mulighet til å utforme bygningens komponenter og struktur i en 3D-modell. Ut i fra en komplett modell, kan man hente relevante tegninger og annen informasjon. Revit er på mange måter oppfølgeren til AutoCAD, som tidligere har dominert markedet.

Noe av det spesielle med BIM, og Revit som BIM-program, er at enhver tegningsdetalj inneholder metadata. Vegger, fundamenter, søyler og bjelker er alle definert med underliggende egenskaper, som først kommer til syne i det man markerer elementet i modellen. På denne måten kan man lagre store mengder informasjon og egenskaper, og knytte disse til den tilhørende bygningsdelen.

Gjennom skolen er vi utstyrt med en 3-års lisens i programmet, og vi har satt som effektmål for hovedprosjektet å styrke egen kompetanse innen blant annet Revit. Progresjonen i opplæringen vil komme frem av logg og framdriftsrapporter.

2.3 FEM-DESIGN

FEM-Design er et avansert modelleringsverktøy for analyse og design av bærende konstruksjoner i materialene betong, stål og tre, i henhold til Eurocode.



Figur 2.2 – Konstruksjon i FEM-Design

Programmet er brukervennlig, noe som var avgjørende for vårt valg av dimensjoneringsprogram. Det tilbyr også en rekke funksjoner som f.eks. jordskjelvsanalyse, lastgenerering, og valg av stål eller betongkvalitet. Man kan dessuten lage egne profiler i funksjonen «Section editor».

Funksjonene «Steel design», «RC design» og «Timber design» kalkulerer enkelt resultatene, og angir om konstruksjonen er godkjent eller ikke godkjent i forhold til valgte dimensjoner.

Vi har valgt å se på ramme for ramme, istedenfor å se på hele systemet under én modell. Dette gjør vi for å ha kontroll på beregningene i programmet, da vi også gjør manuelle beregninger for å kontrollere resultatene i FEM-Design.

3 METODE

3.1 ANVENDT METODE

Arbeidet med oppgaven har på mange måter vært oppdelt i tre faser. Startfasen handlet om å sette seg inn i prosjektets forutsetninger, og samle informasjon. For å imøtekomme kravene fra forprosjektet, var vi avhengige av å tilegne oss kunnskap innen brannkrav, og retningslinjer for fleksibilitet i skolebygg. Egenskaper ved ulike materialer har også vært en sentral del av vår datainnsamling. Informasjonsinnhenting er gjort på ulike måter. Vi har blant annet utført:

- Intervju av prosjektarkitekt
- Intervjuer av selgere i Moelven, Spenncon og Lett-Tak
- Litteraturstudium
- Deltakelse i prosjekteringsmøte
- Innhenting av datagrunnlag
- Samtaler med fagfolk i Rambøll

Med nødvendig bakgrunnsinformasjon, kunne vi gå videre til en ny del av prosjektet. Innhentede plantegninger ble utgangspunkt for plasseringer av bygningskomponenter. Løsningsmuligheter ble vurdert opp mot spennvidder, og fornuftige plasseringer i forhold til planlagte vegger. De plane flatene i bygget ble tidlig definert, for å fastsette lastene som ville virke på øvrige bygningsdeler.

Det grundigste alternativet for tilbygget, var en søyle/bjelke-løsning. Her tok vi for oss de ulike materialene, og vurderte disse opp mot vurderingskriteriene i oppgaven. Det ble også dimensjonert foreløpige dimensjoner. På denne måten fikk vi et innblikk i hvordan de ulike materialene ville påvirke fleksibiliteten til bygget. Materialene ble samtidig sammenlignet i forhold til brannegenskaper og kostnadsestimater.

Når en av de mange løsningene hadde skilt seg positivt ut fra de andre, kunne vi konkludere med en endelig løsning. Denne ble detaljert utredet, i forhold til avstivning og innfestningsdetaljer, og senere dimensjonert og modellert i dataverktøyene.

4 TEORI OG DATAINNSAMLING

4.1 PLANLEGGING

Før man bestemmer byggets bæresystem, gjennomføres et omfattende planleggingsarbeid hvor man tar utgangspunkt i hvilke funksjoner bygget skal tilfredsstillere. Gjennom gode, overordnede planer kan man starte selve prosjekteringsprosessen, som konkret definerer blant annet byggets struktur og oppbygging.

I forbindelse med utvidelsen av en videregående skole, er det flere sentrale spørsmål som skal avklares i planprosessen:

- Hvorfor ønsker man en utvidelse?
- Hva skal tilbygget inneholde?
- Er det spesielle kapasitetsbehov, eller fasilitetsbehov som må tas hensyn til?
- Hvor skal tilbygget plasseres i forhold til tomteareal, lys- og grunnforhold?
- Hvordan tilrettelegge for best mulig læringsmiljø gjennom utforming og tilpasning av konstruksjon?
- Hvordan disponere arealet best mulig med tanke på bla. universell utforming?

Plan- og bygningsloven, og tekniske forskrifter, setter strenge krav til planprosessene i et hvert byggeprosjekt. I den tidlige *konseptfasen* av prosjektet, fattes gjerne de viktigste beslutningene i planleggingen. En negativ tendens er at det settes av for lite ressurser og tid til denne fasen. Resultatet er at beslutningene som gjøres senere i prosjektet blir dårligere og mer ubegrunnet enn de kunne vært med god planlegging fra starten av. De store pengene og ressursene kommer gjerne inn i bildet først når prosjekteringen starter, men beslutningene i prosjekteringen har ofte mindre betydning for økonomien i det store bildet. En konstruksjons pålitelighet må dog sees i sammenheng med kvaliteten av detaljprosjekteringen.

4.1.1 Sentrale føringer

Møre og Romsdal benytter FEF-modellen i planleggingen av alle sine skolebygg. FEF-modellen er en arbeidsmodell som er utarbeidet for å, eksempelvis, enkelt kunne beregne størrelse og kostnad av nybygg.

I Spjelkavik er FEF-modellen blitt benyttet til å definere det totale nettoarealet for den utbygde skolen. Dette arealet har brukerne igjen benyttet til å definere nettoarealer til ulike funksjoner gjennom sin medvirkning i programmeringsprosessen.

Det skal planlegges for en høy grad av bruksfrekvens for alle rom i bygget. Dette vil si at sambruk og flerbruk skal tilstrebes i skolehverdagen, og at ingen klasser vil få teorirom som ikke kan brukes av andre. Vanlige teorirom og undervisningsrom i realfagsavdelingen skal for eksempel ha en utnyttelsesgrad på 85 %. For å få til arealeffektive rom, må man se til at valg av løsninger har god kvalitet og funksjonalitet, gir lave totale levetidskostnader, er fleksible for fremtidsbehov, samt bidrar til energioptimalisering.

4.2 PROSJEKTERING

Prosjekteringen kan starte i det øyeblikket planene og rammene for prosjektet er fastsatt. Man vet da hvilke overordnede krav og behov man må innrette seg etter, når man tenker teknisk utførelse. For et byggeprosjekt som utvidelsen av Spjelkavik videregående skole, vil et typisk prosjektteam bestå av arkitekter, samt rådgivende ingeniører innen byggeteknikk, elektroteknikk og VVS-teknikk. I prosjekteringsprosessen vil man gjerne ta utgangspunkt i definerte funksjonskrav, og vurdere relevante utførelsesmetoder ut i fra dette. Ofte grunner valg av løsninger og materialer i erfaringer fra tidligere prosjekter av samme art.

I likhet med planleggingsfasen, har også prosjekteringsfasen en rekke føringer fra lovverket. I grove trekk kan man si at den prosjekterende normalt må samle informasjon og datagrunnlag rundt følgende momenter:

- Byggets formål og funksjonskrav
- Lover og forskrifter
- Særskilte spesifikasjoner
- Belastninger
- Grunnforhold og miljøvurderinger (snø og vindforhold)



Figur 4.1 – Prosjektering krever tverrfaglig kompetanse

4.2.1 Forprosjekt

Når datagrunnlaget er samlet inn, kan prosjekteringen starte med et *forprosjekt*. I forprosjektet defineres prosjektets rammer, omfang og kostnader.

Prosessen skal ta hensyn til:

- Erfaringer fra lignende konstruksjoner
- Kreativitet, ikke-tradisjonelle løsninger
- Samordning av arkitektoniske og bygningsmessige hensyn
- Materialvalg
- Mulige transportproblemer
- Muligheter for utvidelse, eventuell flytting og gjenbruk av bygget
- Resirkulering av bygningsmaterialene ved eventuell rivning
- Livssyklus kostnader
- Økonomiske vurderinger (byggekostnad, byggetid, rentetap, vedlikehold, med mer)

For å komme frem til en optimal løsning i forprosjektet, kan det ofte være nødvendig å endre vekten av ulike krav og forutsetninger. Det finnes gjerne flere enn én riktig løsning i en kreativ prosess, som i prosjekteringen av et bygg.

4.2.2 Detaljprosjektering

Et ferdigstilt forprosjekt legger grunnlaget for *detaljprosjekteringen*. Siden det er flere aktører som arbeider parallelt i detaljprosjekteringen, stilles det store krav til informasjonsflyt på tvers av faggruppene. Det er her BIM¹, som for fullt gjør sitt inntog i byggenæringen, kommer inn i bildet. BIM gjør det mulig for alle prosjekterende foretak å samspille sine idéer og løsninger i én felles modell.

For bæresystemene vil detaljprosjekteringen omfatte blant annet:

- Overslag over foreløpige dimensjoner
- Fullstendige statiske beregninger og endelig dimensjonering
- Utforming av konstruksjonsdetaljer
- Anbudsdokumenter i form av arbeidstegninger og byggebeskrivelser

¹ Les mer om BIM i kapittel 2.1.2

4.2.3 Lover

Siden konstruksjoner utgjør en viss fare for personsikkerheten, har myndighetene sett at det er nødvendig å knytte krav til dette. Det har derfor blitt utarbeidet lover, forskrifter og standarder på området. I Norge er det Stortinget som er tillagt den lovgivende myndighet, og videre er loven blitt delt opp i ansvarsområder der ministerne er de overordnede. For byggesaker er det kommunal- og moderniseringsdepartementet som har ansvaret for plan- og bygningsloven. Videre har plan- og bygningsloven forskrifter som stiller konkrete krav til utførelsen av byggverk. Et eksempel på en forskrift under PBL, er TEK 10. TEK 10 stiller en rekke krav til blant annet rømningsveier, energi og konstruksjonssikkerhet.

4.2.4 Sentrale føringer

Det er opp til den enkelte skoleeier å tilrettelegge for mål, innhold og metoder i en moderne skoledrift gjennom utforming av sine skoleanlegg. I dag har vi ingen nasjonal standard for bygging av skoleanlegg, men det finnes likevel noen prinsipielle føringer med tanke på blant annet universell utforming.

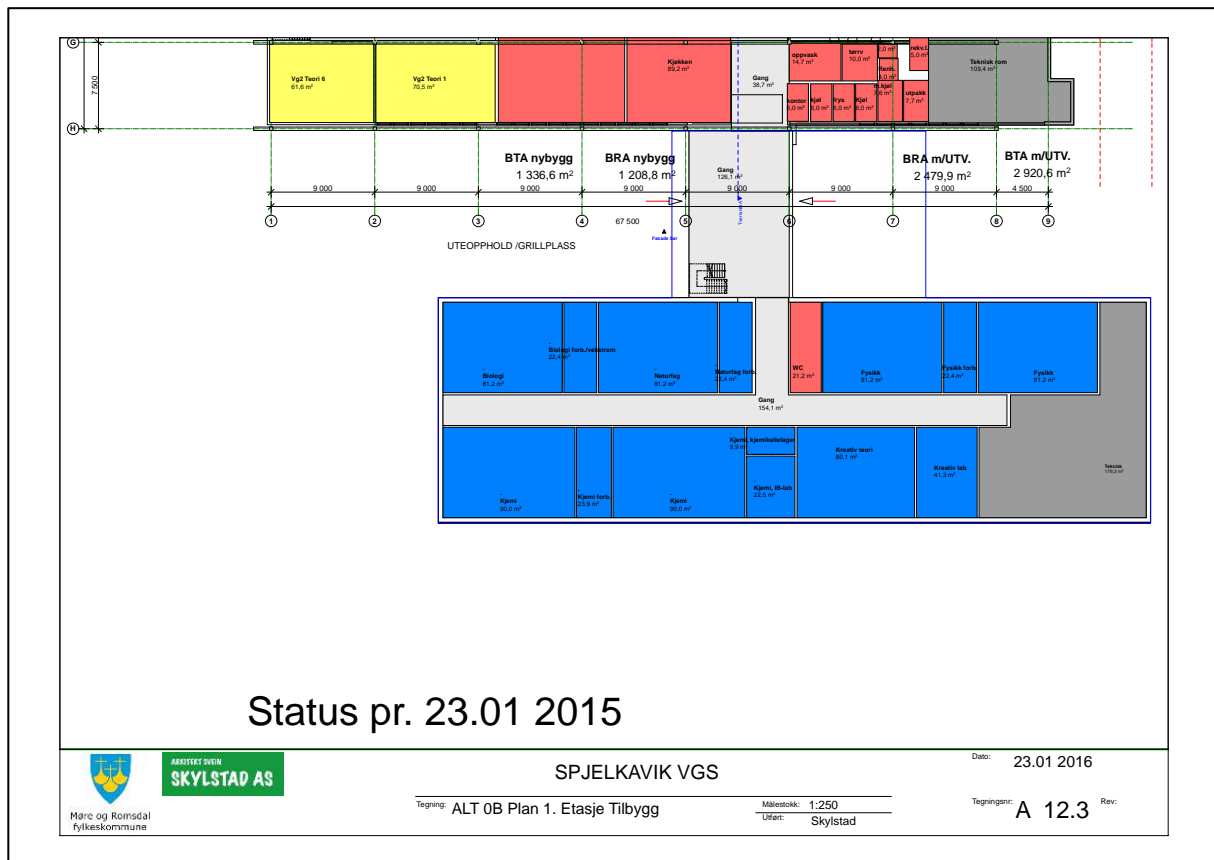
Ved nybygg og rehabilitering av skoler er man forpliktet til å legge til rette for universell utforming. Dette innebærer at skolen skal være utformet for å imøtekomme krav og behov hos ulike brukergrupper, slik at ingen får følelsen av å være stigmatisert. I et skolebygg kan dette omfatte merking av høydeforskjeller, heis som alternativ til trapp, og minimal bruk av dørterskler.

4.3 ARKITEKTUR

4.3.1 Arkitektoniske alternativ

En av arkitektens oppgaver i prosjektet er å danne skissegrunnlag for RIB, hvor byggherrens behov for funksjonalitet og areal fremkommer. I planleggingen er det utarbeidet seks ulike forslag til utbygging av Spjelkavik videregående skole fra arkitekten. Før vi kan gå videre og definere bæresystemet, må vi velge ett av disse som vi ønsker å gå videre med.

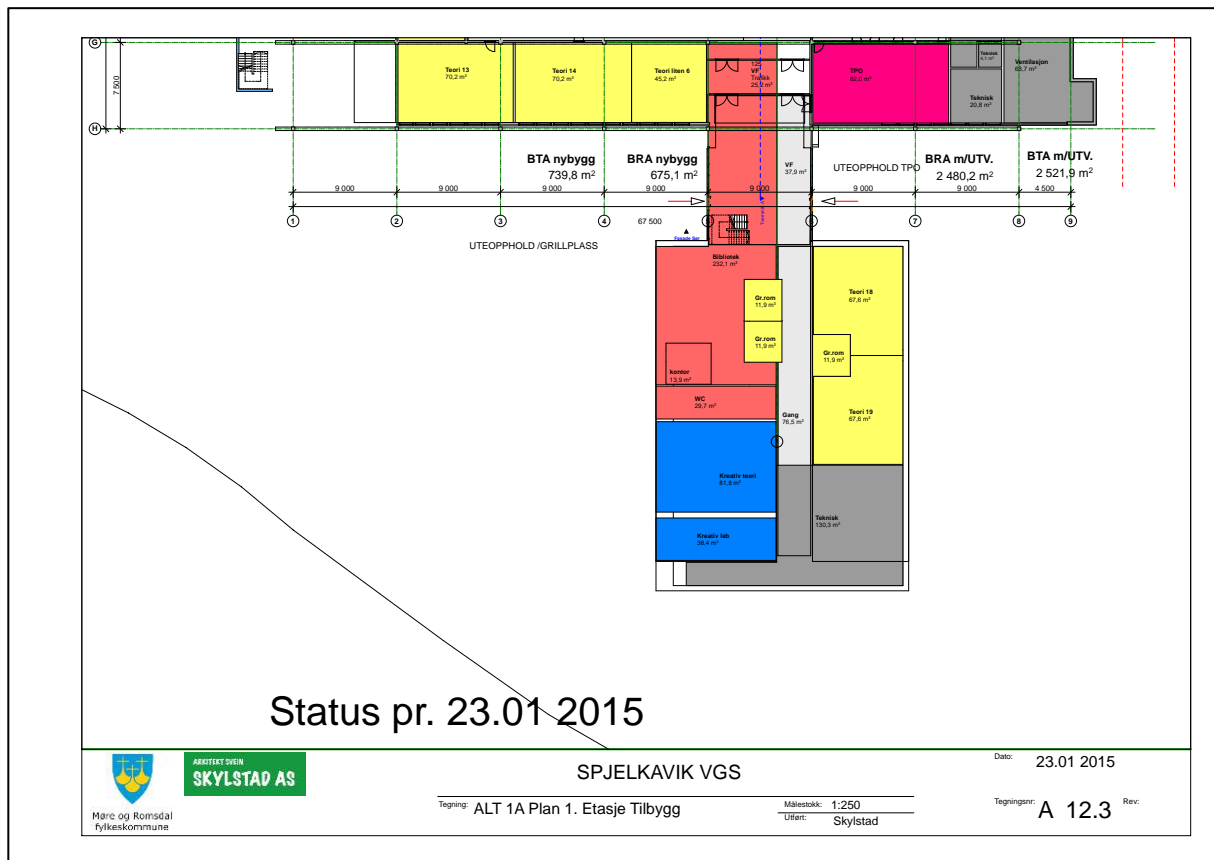
4.3.1.2 Alternativ 0B



Figur 4.3 – Alternativ 0B

- Alternativet omfatter et større tilbygg på eksisterende byggs sørlige fasade
- Ingen endringer på eksisterende fasade, noe som fører til bevaring av nåværende kuldebroer
- Smal forbindelse mellom eksisterende bygg og tilbygg
- Noen endrede romfunksjoner i forhold til alternativ 0A

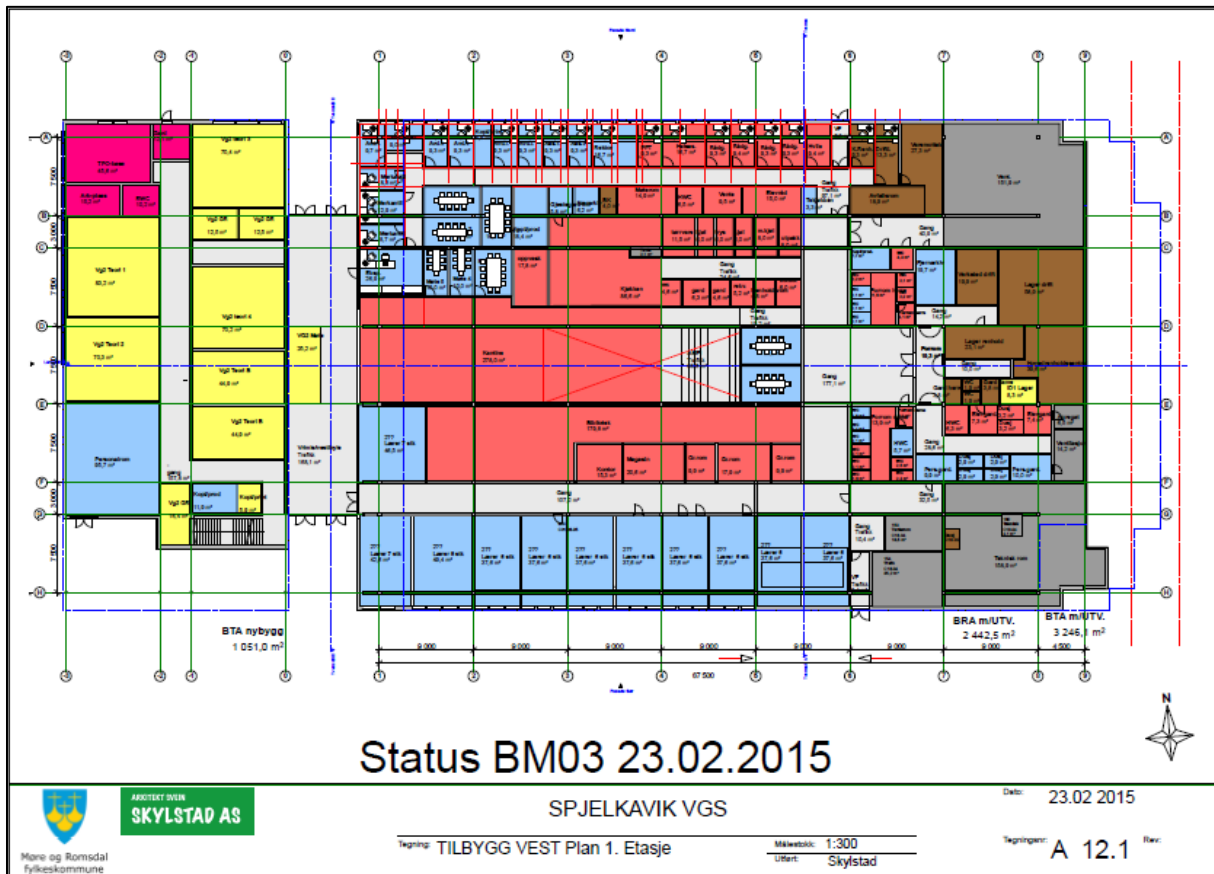
4.3.1.3 Alternativ 1A



Figur 4.4 – Alternativ 1A

- Alternativet omfatter et mindre tilbygg på eksisterende byggs sørlige fasade
- Oppføring av utvendig klimavegg på eksisterende fasade i 2. etasje, noe som fører til isolering av nåværende kuldebroer
- Smal forbindelse mellom eksisterende bygg og tilbygg
- Noen endrede romfunksjoner i forhold til alternativ 1B

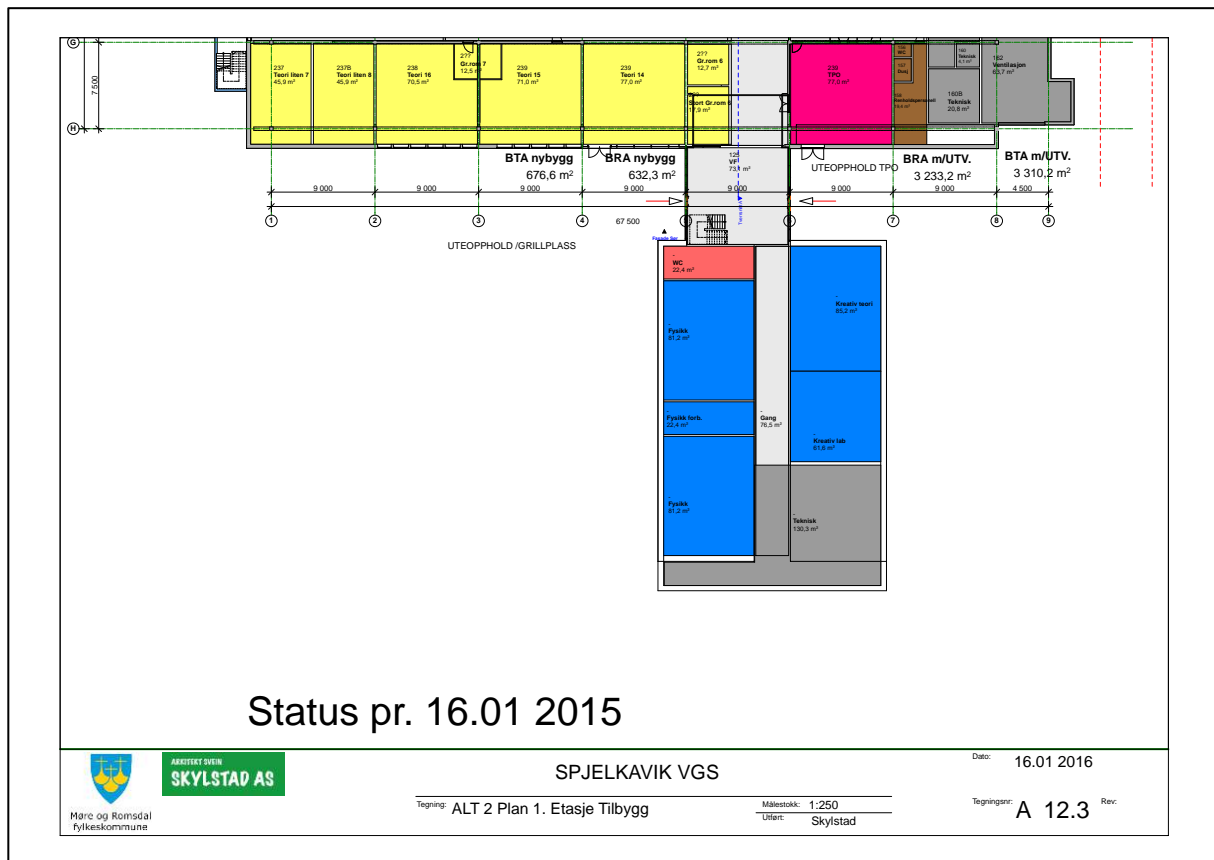
4.3.1.5 Alternativ 1C



Figur 4.6 – Alternativ 1C

- Alternativet omfatter en forlengning av hovedbygget på vestlig fasade, med glassgate som forbindelse
- Oppføring av utvendig klimavegg på eksisterende fasade, noe som fører til isolering av nåværende kuldebroer
- Det eneste alternativet med utbygging i vest

4.3.1.6 Alternativ 2



Figur 4.7 – Alternativ 2

- Alternativet omfatter et mindre tilbygg på eksisterende byggs sørlige fasade
- Oppføring av utvendig klimavegg på eksisterende fasade i begge etasjene, noe som fører til isolering av nåværende kuldebroer
- Smal forbindelse mellom eksisterende bygg og tilbygg
- Noen endrede romfunksjoner i forhold til alternativ 1A og 1B

4.3.2 Intervju av prosjektarkitekt

I forbindelse med valget av arkitektonisk løsning, har vi gjort et intervju med arkitekt Svein Skylstad. Gjennom dette håper vi å bli opplyst om gode og dårlige egenskaper ved de ulike alternativene, for å kunne argumentere for valgt løsning.

Hei!

Vi har valgt å skrive bacheloroppgave om det kommende tilbygget på Spjelkavik videregående skole. I forbindelse med det, skal vi nå gjøre et valg av ett av de arkitektoniske løsningene, før vi skal gå videre og bestemme bæresystem på dette. Det er viktig at vi har faglige argument på valgene vi tar.

Kunne du gått gjennom alternativene, og gitt oss fordeler/ulempes med de ulike?

Vi kan begynne med alternativ 1A og 1B, som er de første man så på. Byggherren ønsker en minimumsvariant, der man bygger minst mulig nytt. Dette er derfor forslag der man har prøvd å gjøre det så billig som mulig, med et litt mindre tilbygg. Generelt har man et presset budsjett, da prosjektet er noe underbudsjettet.

I disse løsningene har man satset på å flytte ut realfagene, og få en så effektiv realfagsavdeling som mulig. Stikkordene i disse to løsningene er rasjonalitet og økonomi.

Hva er budsjettet til prosjektet?

Budsjettet er satt til 180 millioner kroner. Man har tatt et netto romprogram på 5523 m², og multiplisert med brutto/netto-faktor. Resultatet er at skolen skal være 8127 m² brutto. Etter å ha trukket fra eksisterende bygg, har man kommet frem til at nytt areal skal være ca. 2800 m². Budsjettet er kalkulert etter dette.

Vi har forstått det slik at alternativ 1C er høyaktuelt?

Det kan du si. Alternativ 1C har litt mer romlige kvaliteter, og en ny felles hovedinngang kombinert med kantine. Løsningen er kanskje mer i tråd med utviklingsplanen.

I utgangspunktet var man ikke interessert i å bygge mot vest, fordi det skulle være plass til en ny idrettshall dersom man ikke ble enige med idrettslaget i Spjelkavik. Etter at dette løste seg, med idrettshall på en annen tomt, har man kunnet vurdere utbygging også på vestfasaden.

1C har litt andre kvaliteter i forhold til at det åpner for å bruke glassgaten som brannseksjonering. Man slipper samtidig å sprengre fjell, eller grave seg inn i terrenget, som man må i syd. Løsningen har enklere grunnforhold, og gir flest løpemeter dagslys på fasadelengden.

Det er vel krav til at skolen skal være i drift under utbyggingen? Hvordan løser man det ved alternativ 1B for eksempel?

Da må man kanskje vurdere ulike modulbyggsløsninger. Før det flytter inn 180 idrettsfagelever, som utgjør seks klasserom, bygger man sju nye rom. Fire av disse vil bli brukt til realfagsundervisning, også har man tre fleksiorom som man kan flytte elever inn og ut fra.

Resten må man supplere med midlertidige bygg, så det er snakk om å pusse opp øst og vest for akse 5 i to ulike byggetrinn. Dette bestemmes nok ut i fra hvordan EL-sjaktene er fordelt. Det finnes fire EL-sjakter som forsyner omtrent en fjerdedel av bygget hver.

Er det sånn at hvis du først begynner å pusse opp det eksisterende bygget, så må du legge til rette for universell utforming med en gang?

Ja, det må man gjøre.

Men hvis man kun bygger tilbygg, uten å gjøre noe med eksisterende bygg, så slipper man å tenke på universell utforming på eksisterende bygg?

Ja, det gjør man, men fylkeskommunen ønsker en oppgradering. I det man bytter ut ventilasjonen, så er det egentlig definert som en hovedombygging. Man må søke dispensasjon for manglende minstekrav som gulv på grunn, brann osv.

Hva med 0-alternativene hvor det er stort tilbygg, og mindre endringer på eksisterende bygg?

I 0-alternativene er filosofien å gjøre minst mulig med eksisterende. Det vil i hovedsak si å beholde alle kuldebroer, og å ha ytterveggen på samme plass som i dag.

Man flytter da ut realfagsavdelingen og administrasjonen, noe som resulterer i et mye større tilbygg. I motsetning til 1- og 2-alternativene, så flytter man altså ikke ut eksisterende yttervegg.

I alternativ 2 flytter man eksisterende yttervegg utenfor fotavtrykket på taket. Dette fjerner dagens kuldebroer og klimatiserer den utvendige balkongen rundt hele bygget. I alternativ 0 blir denne balkongen stående som i dag.

Kan du si noe om hvilket alternativ som er mest sannsynlig at vil bli valgt? Er det én kandidat som virker mer fornuftig enn de andre?

Arkitektonisk foretrekker jeg alternativ 1C, som gir en del romlige kvaliteter og tilfører bygget litt opplevelse.

Er det spesielle krav og behov fra byggherren utover å holde det billigst mulig?

Ja, vi har et funksjonsprogram som vi skal oppfylle. Man ønsker å samle VG1, VG2 og VG3, inkludert idrettsfagene, i hver sine respektive vrimleareal. Derfor trenger man rom til å gruppere ulike årstrinn inne i skolen. I tillegg ønsker de å ha bibliotek og kantine sentralt plassert, samt et innvendig nytt amfi. Det finnes en del slike funksjonelle kriterier som vi ønsker å få på plass.

Hvem tar den endelige avgjørelsen rundt arkitektonisk løsning?

Til syvende og sist, er det nok fylkestinget som har siste ord. Det sitter et prosjektgruppestyre i fylkeskommunen som velger alternativ.

Er det aktuelt å tilrettelegge for fremtidige bruksendringer når vi prosjekterer bygget?

Det tviler jeg på. Det som er vanlig er å legge opp til en generalitet og fleksibilitet, som gjør at man kan sette inn andre utdanningsprogram uten problem. Men bruker man 180 millioner på å tilpasse seg en vedtatt Ålesundsstruktur, vil nok bygget benyttes til dagens formål i minst 30 år.

4.4 TEKNISKE KRAV

4.4.1 Generelt

Bæresystemet i en bygningskonstruksjon har som oppgave å holde konstruksjonen oppe. De opptredende lastene skal overføres til fundamentene, og opptas av underliggende løsmasser eller fjell.

«Byggverk skal prosjekteres og utføres slik at det oppnås tilfredsstillende sikkerhet mot brudd og tilstrekkelig stivhet for laster som kan oppstå under forutsatt bruk. Kravet gjelder byggverk under utførelse og i endelig tilstand.»

TEK 10 § 10-2

Utformingen av bæresystemet og valg av materialer bestemmes i tillegg av:

- Funksjonskrav
- Estetiske hensyn
- Grunnforhold
- Økonomi

I denne oppgaven legger vi særlig vekt på bæresystemets funksjonskrav i forbindelse med brann og fleksibilitet. Vi har i utgangspunktet et åpent sinn rundt materialvalg og løsninger, og kommer til å innhente kompetanse for å kunne foreta et best mulig valg.

4.4.2 Brannklassifisering

Tekniske forskrifter stiller store krav til konstruksjonens bæreevne dersom brann skulle oppstå. Kravene er avhengig av hvilken brannklasse bygget plasseres i.

Bygningsdelers brannmotstand gir uttrykk for hvor lang tid bygningsdelen kan opprettholde sine vesentlige ytelser som bæreevne, integritet (tetthet) og isolasjonsevne. Materialet blir testet i en ovn hvor temperaturen styres i henhold til standard tid-temperaturkurve.

Tiden angis i minutter, og disse er 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180 og 240. (Alle verdiene blir ikke nyttet innenfor klassifiseringen av de ulike bygningsdeler.) Brannmotstanden kan således uttrykkes ved de ulike ytelsene (forkortet med bokstavbetegnelse) og tid, som for eksempel EI 60.

Vegger og etasjeskillere som begrenser ulike brannceller, må oppfylle gitte kriterier knyttet til både integritet, betegnet E, og isolasjon, betegnet I. For brannskillende bygningsdeler er integritet (E) definert som bygningsdelens evne til å motstå brannpåkjenningen på en av sidene, uten at brannen smitter igjennom som følge av gjennomtrengning av flammer eller varme gasser. Isolasjon (I) er definert som evnen til å motstå brannpåkjenning på en av sidene, uten at brannen overføres til baksiden som en følge av betydelig varmegjennomgang (varmeledning). Varmeledningen må være så begrenset at verken overflaten på baksiden eller andre materialer i nærheten av denne blir antent.

Søyler og bjelker er bygningsdeler som vanligvis bare har lastbærende evne, betegnet R. Lastbærende evne (R) er definert som en bygningsdels evne til å motstå brannpåkjenningen på én eller flere sider, i den aktuelle tidsperiode, uten at den mister nødvendig bæreevne og stabilitet, når den samtidig er påført en mekanisk last. Dette vil være den mest vesentlige ytelsen for oss, når vi nå skal studere tilbyggets bæreevne.

4.4.2.1 Risikoklasse

For å komme fram til kravene for bygningsdelene i oppgaven vår, må vi først definere hvilken risiko- og brannklasse bygget tilhører. Ut i fra den trussel en brann kan innebære for skade på liv og helse, skal byggverk, eller ulike bruksområder i et byggverk, plasseres i risikoklasser. Risikoklassene skal legges til grunn for prosjektering og utførelse for å sikre rømning og redning ved brann. Tabell 4.1 viser en skjematisk oppstilling av ulike funksjoner bygget kan ha, og hvilke utslag dette gir i forhold til risiko.

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	Ja	Ja	Nei	Ja
2	Ja/nei	Ja	Nei	Nei
3	Nei	Ja	Nei	Ja
4	Nei	Ja	Ja	Ja
5	Nei	Nei	Nei	Ja
6	Nei	Nei	Ja	Ja

Tabell 4.1 – Risikoklasse

(Veiledning om tekniske krav til byggverk, kapittel 11. Sikkerhet ved brann, § 11-2 Risikoklasser)

Vi ser av tabell 4.1 at Spjelkavik videregående skole plasseres i risikoklasse 3. Dette kan bekreftes av § 11-2 Tabell 1: "Ulike virksomheter og tilhørende risikoklasse" i veiledning om tekniske krav til byggverk, Kapittel 11. Sikkerhet ved brann.

4.4.2.2 Brannklasse

Tilbygget på skolen består av to hovedetasjer, samt et teknisk bygg plassert på taket. Etter samtale med brannteknisk prosjekterende i Rambøll, er det tekniske bygget kun ment for sporadisk personopphold. Det tekniske bygget fungerer således som en tilleggsdel, og skal ikke medregnes som en fullverdig etasje. (jf. VTEK 14.110 Kapittel 6 § 6-1 Etasjeantall.)

Det er her verdt å nevne at en fremtidig økning av etasjeantall, vil være utslagsgivende for brannklassifisering. Bygget vil i så fall gå fra brannklasse 1 til brannklasse 2, noe som vil gi strengere krav til konstruksjonen.

Risikoklasse	Etasje			
	1	2	3 og 4	5 eller flere
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Tabell 4.2 – Brannklasse for byggverk

(Veiledning om tekniske krav til byggverk, Kapittel 11. Sikkerhet ved brann, § 11-3 tabell 1)

Tabell 4.2 viser at tilbygget plasseres i brannklasse 1.

4.4.2.3 Krav til bærende konstruksjoner

"Bæresystem i byggverk i brannklasse 1 og 2 skal dimensjoneres for å kunne opprettholde tilfredsstillende bæreevne og stabilitet i minimum den tid som er nødvendig for å rømme og redde personer og husdyr i og på byggverket."

TEK 10 § 11-4

Bygningsdel	Brannklasse		
	1	2	3
Bærende hovedsystem	R 30 (B 30)	R 60 (B 60)	R 90 A2-s1,d0 (A 90)
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 (B 30)	R 60 (B 60)	R 60 A2-s1,d0 (A 60)
Trappeløp	-	R 30 (B 30)	R 30 A2-s1,d0 (A 30)
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0 (A 60)	R 90 A2-s1,d0 (A 90)	R 120 A2-s1,d0 (A 120)
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 (B 30) eller A2-s1,d0 (ubrennbart)	A2-s1,d0 (ubrennbart)

Tabell 4.3 – Bærende bygningsdelers brannmotstand avhengig av brannklasse

(Veiledning om tekniske krav til byggverk, Kapittel 11. Sikkerhet ved brann, § 11-4 tabell 1)

4.4.3 **Fleksibilitet**

Valgene vi foretar rundt bæresystem, har stor betydning for både funksjonell og fysisk fleksibilitet. I planleggingen av bæresystemet er det viktig å vurdere hvilke deler av konstruksjonen som kan være aktuelle å skifte ut, eller justere, i forbindelse med framtidige endringer. Deler av bærekonstruksjonen hvor det kan bli aktuelt å gjøre framtidige endringer, bør utformes som demonterbare subkonstruksjoner. For den permanente delen av bæresystemet er det viktig å tenke på generalitet i utformingen.

Etasjehøyde, behov for tekniske gjennomføringer og behov for framtidige endringer er eksempler på faktorer som spiller inn i valget av bæresystem. Alle faktorene er med på å definere fleksibiliteten til bygget.

På taket av tilbygget skal det plasseres et teknisk bygg, som skal føre ventilasjonskanaler ned og gjennom bygget. Det må tas tverrfaglig hensyn til disse i en tidlig fase av prosjekteringen, for å komme frem til et helhetlig løsningskonsept som sørger for god generalitet og fleksibilitet. I en søyle/bjelke-løsning kan det være nødvendig å gjøre utsparinger i bjelkene for å føre kanalene gjennom. Alternativt kan det legges til rette for at føringene skal gå på undersiden av bjelkene. Den komplette høyden på bygget blir da gjerne større, fordi man må ivareta minimum romhøyde. Generelt bør tekniske installasjoner være integrert med andre bygningsdeler.

4.4.3.1 **Etasjehøyde**

I TEK 10 § 12-7 står det at «rom og annet oppholdsareal skal ha utforming tilpasset sin funksjon og ha tilstrekkelig størrelse, romhøyde og plass til fast og løs innredning.» Videre anbefaler forskriften at «i byggverk for publikum og i arbeidsbygning bør romhøyde være minimum 2,7 m.» Byggverk for publikum kan f.eks. være skole, teater, kulturhus og rådhus.

I høyderetning legger vi arkitektens kotehøyder til grunn for planleggingen av tilbygget. Dette betyr at første etasje flukter med kote +32,50 m, andre etasje med kote +36,08 m og takplanet med kote +39,58 m. Det tilstrebes samtidig færrest mulig innvendige søyler etter ønsker fra byggherren.

4.5 MATERIALER

4.5.1 Betong

Betong er et materiale som produseres ved å blande sement og vann med tilslag og tilsetningsstoffer. Betongkonstruksjoner kan ha alle former, og det er bare fantasien som setter begrensninger for utformingen. Forskere hevder at betongens historie som byggemateriale kan strekke seg 9000 år tilbake i tid, og det er i dag det mest brukte byggematerialet i verden. Ved bruk av betong kan vi enten benytte plasstøpt betong, eller prefabrikkerte elementer.

4.5.1.1 Plasstøpt betong

Fordeler med plasstøpt kontra prefabrikkert, er blant annet at det er lett å forme og tilpasse underveis i byggeprosessen, at produksjonen kan starte før prosjekteringen er ferdig, og at færre skjøter gir mindre kuldebroproblematikk.

4.5.1.2 Prefabrikkert betong

Det som taler for prefabrikkert kontra plasstøpt, er blant annet at det gir kortere byggetid på byggeplass, at det krever mindre lagringsplass, og at det kan monteres uansett værforhold.

4.5.1.3 Fasthetsegenskaper

For at betong skal kunne oppta strekkrefter, må det suppleres med armeringsstål. Betong har nemlig overlegent god trykkapasitet i forhold til strekkapasitet.



Figur 4.8 – Armert betong

Kvaliteten til herdet betong angis ved dens trykkfasthet i N/mm². Betong kan komme i mange kvaliteter, og fasthetsegenskapene varierer med disse.

	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B55	B65	B75	B85	B95
f _{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	55	65	75	85	95
f _{cd} (MPa)	11,3	14,2	17	19,8	22,7	25,5	31,2	36,8	42,5	48,2	53,8
n	2	2	2	2	2	2	1,75	1,53	1,43	1,4	1,4
ε _{c2} (‰)	2	2	2	2	2	2	2,2	2,35	2,45	2,55	2,6
ε _{cu2} (‰)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,8	2,65	2,6	2,6

Tabell 4.4 – Betongkvaliteter

(Betongkonstruksjoner, beregning og dimensjonering etter Eurocode 2 – Svein Ivar Sørensen)

Som vi ser av tabell 4.5 er blandingsforholdene helt avgjørende for kvaliteten på betongen.

Betongklasse	Pr. m ² betong			
	Sement (kg)	Sand (kg)	Stein (kg)	Vann (liter)
B20	309	914	815	231
B30	325	962	858	195
B35	333	986	880	166

Tabell 4.5 – Blandingsforhold

(Scan Standard Sement – BMC-Norge)

Det er betongens trykkfasthet som bestemmer hvor store dimensjoner en betongkonstruksjon må ha for å klare de lastene den skal bære. Desto større trykkfasthet betongen har, desto mindre dimensjoner trenger konstruksjonen å ha. Betongens stivhet, eller elastisitetsmodul, er sterkt avhengig av fastheten. Det er derfor ikke nødvendig å klassifisere betongen etter stivheten.

4.5.1.4 Nedbrytning

Betongens bestandighetsegenskaper forteller noe om hvor godt egnet betongen er til å motstå ytre påkjenninger over tid. Betong som blir utsatt for vær og vind, vil med tiden brytes ned. Når betongen produseres er det viktig å være klar over hvilket miljø betongen skal bli utsatt for. Da kan man lage betong med de egenskapene den trenger, for å få en tilstrekkelig lang levetid i det miljøet. Eksempler på forskjellige miljøer er:

- Tørt og frostfritt innendørs
- Fuktig, vått og vekselvis fryse- og tineperioder
- Utsatt for sjøsprøyt, veisalt og kjemikalier

NS 3433 setter krav til minimum overdekning, ut i fra hvilket miljø konstruksjonen står i. Armeringskorrosjon er i dag den hyppigste og alvorligste skadetyperen på betongkonstruksjoner, og tilstrekkelig overdekning er blant de aller viktigste parameterne. Kanskje den viktigste for å sikre holdbarheten.

4.5.2 Stål

Stål er i stor eller liten grad benyttet i en rekke konstruksjoner verden over. Stål kan leveres i mange ulike profiler og kvaliteter, avhengig av anvendelse. Egenskaper som gjør materialet aktuelt for Spjelkavik VGS, er at det evner å ta store spenn selv med slanke konstruksjonselementer.

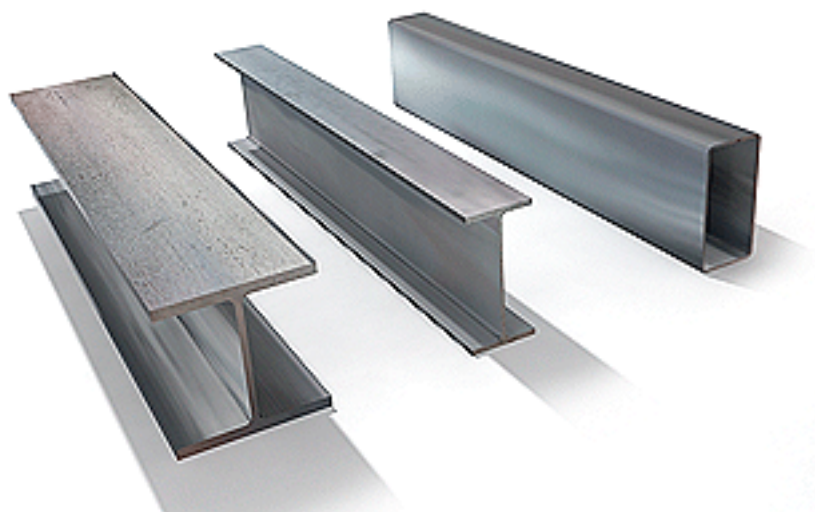
4.5.2.1 Fremstillinger

De mest vanlige fremstillingene av stål er:

- *Varmvalset (HR) stål*, er typisk billigere og fremstilles i kraftigere tykkelser fra 1,2 mm og oppover. Varm- og kaldvalset stål er mest tilbøyelig til å korrodere og er derfor det billigste av de tre typer metaller som oftest anvendes til perforering. De fleste typer kan beskyttes mot korrosjon ved ettergalvanisering (ved dypping i varme sinkbad) eller ved forskjellige lakkeringer.
- *Kaldvalset (CR) stål*, gir finere toleranser og bedre overflatefinish. Selv om det kan fremstilles i praktisk talt alle tykkelser, er det lettest tilgjengelig i tynnere tykkelser fra 0,3 til 3 mm. Dette materialet kan elektrolytisk galvaniseres (ELO) og galvaniseres, alternativt lakkeres etter perforering for å beskytte mot korrosjon.

- *Varmgalvanisert stål (HDG)*, brukes ofte ved anvendelse innen- og utendørs hvor det er behov for beskyttelse mot korrosjon. Ved utendørs bruk, pulverlakeres eller males materialet ofte.
Varmgalvaniserte flate produkter finnes i tykkelsen 0,3 til 3 mm.

I hovedbæresystemet for bygninger, industribygg, broer og andre tyngre konstruksjoner benyttes varmvalset stål. For sekundære konstruksjonskomponenter og konstruksjoner vil det ofte være ønskelig å benytte lettere profiler.



Figur 4.9 - Stålprofiler

4.5.2.2 Fasthetsegenskaper

Fasthetsegenskapene til stål varierer, men for konstruksjonsstål er dette S355, S420 og S460. Se tabell 4.6.

Stål	Flytespenning f_y (N/mm ²)	Bruddspenning f_u (N/mm ²)	Bruddforlengelse σ (%)
S355	355	510	20
S420	420	540	18
S460	460	570	17

Tabell 4.6 – Stålkvaliteter

(Konstruksjonsteknikk, Laster og bæresystemer – Per Kr. Larsen)

Stål er et homogent materiale med lite variasjon i de mekaniske egenskapene. Stålproduksjonen foregår under industrielle forhold med streng kvalitetskontroll. Den statiske spredningen er derfor svært liten. På grunn av

materialets lave statiske spredning i kvalitet, settes materialfaktoren i henhold til NS-EN 1993 lik $\gamma_{M1}=1,05$.

For konstruksjonsstål er elastisitetsmodulen lik 210 000 N/mm². E-modulen sier noe om materialets motstandsevne mot elastisk deformasjon. Jo høyere E-modulen er, desto stivere er materialet. Sammenlignet med limtre GL36h som har E-modul på 14 700 N/mm² er stål et vesentlig stivere materiale.

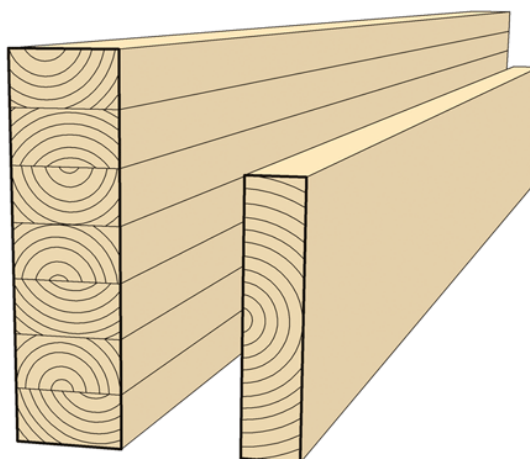
4.5.3 Limtre

Tre har lange tradisjoner som byggemateriale i Norge. Det som hovedsakelig gjør at tre benyttes som konstruksjonsmateriale i dag, er at det har stor styrke i forhold til egenvekt. I tillegg har det stor estetisk verdi. Fasthetsegenskapene bestemmes av tresorten og kvaliteten på trevirket. Denne avgjør videre hvilken styrke og evne trevirket har til å tåle ulike typer påkjenninger.

Bruken av limtre blir stadig mer vanlig i bygninger, først og fremst som bjelker og søyler i et innvendig bæresystem, hvor det kan oppnås vesentlig større spennvidder enn med vanlig trelast. Limtre kan dessuten bearbeides og sammenføres som annet trevirke, og kan – i motsetning til stålbejelker – føres ut gjennom yttervegg ved takutstikk og lignende, uten at det oppstår alvorlige problemer med kuldebroer. Videre kan den dekorative virkningen av limtre utnyttes i trehusarkitekturen. Limtre kan leveres med fargeløst lim og tilnærmet usynlige limfuger.

4.5.3.1 Fremstillinger

Rette limtrebjelker lagerføres i lengder på opptil 25 m og kappes til ønsket lengde på bestilling. Limtre leveres med glatthøvlet overflate, og standard breddemål er 90, 115 og 140 mm. Standard lamelltykkelse er 45 mm, og de fleste høydemål er et multiplum av 45 mm. Limtrevrersnittet kan bygges opp med lameller i øvre og nedre del, som har en sortering med mindre virkesfeil enn lamellene i midtre del av tverrsnittet. Limtre produseres vesentlig av granvirke, men leveres også i ren furu og eventuelt i trykkimpregnert furu. Glatthøvlet limtre som skal være synlig, blir emballert i plastfolie hos produsenten.



Figur 4.10 - Limtrettversnitt

Vi skiller mellom to ulike typer limtrettversnitt:

- *Homogent tversnitt*, der alle lamellene er av samme kvalitet. Betegnelsen får bokstaven *h* for dette, og den fullstendige betegnelsen blir da for eksempel GL24h, som betyr limtre ("glulam") med karakteristisk bøyefasthet 24 N/mm^2 og homogent tversnitt.
- *Kombinert tversnitt*, der de indre lamellene er av lavere kvalitet enn de ytre. Dette er god materialutnytting av bjelker der spenningene er store i ytterkantene og mindre innover. Betegnelsen får her bokstaven *c* for "combined". GL24c betyr limtre ("glulam") med karakteristisk bøyefasthet 24 N/mm^2 i ytterlammene, kombinert med lameller av lavere kvalitet i det indre.

4.5.3.2 Fasthetsegenskaper

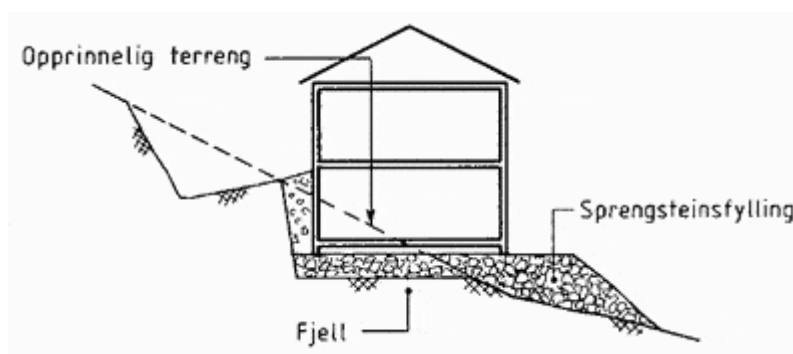
Fasthetsegenskapene hos trevirke er bestemt først og fremst av oppbygging og struktur. Densitet og virkefeil har stor betydning. For forskjellige treslag er bøyefastheten vanligvis oppgitt som en middelvei av mange uavhengige prøver.

Bøyefasthet er en kombinasjon av strekkfasthet og trykkfasthet, og har stor praktisk betydning for trevirkets anvendelse.

4.6 GRUNNFORHOLD

Grunnforholdene på tomten er svært gode, noe som bekreftes av grunnboringskartet i vedlegg 1.2. Det er korte avstander til fjell, og deler av eksisterende bygg er fundamentert direkte på fast fjell.

I vestlig retning er terrenget tilnærmet helt flatt, noe som reduserer behovet for vesentlige terrenginngrep. I sør møter man stigende bergterreng, og utbyggingsalternativ her, vil derfor medføre sprengningsarbeid. Man må uansett grave seg ned til en viss dybde for å bygge opp en bærekraftig såle, og vi regner med å fundamentere på god stein.



Figur 4.11 - Grunnforhold

Ved utvidelse av eksisterende bygninger, er det en generell risiko for å forstyrre grunnforholdene og stabiliteten til bygget som allerede står der. Man kan oppleve at eksisterende bygg får setninger i forbindelse med nærliggende grunnarbeid. Dette skaper spesielt utfordringer dersom man ønsker at etasjenivåene i de to byggene skal flukte med hverandre.

Fordi grunnen i Spjelkavik er såpass god og stabil, anser ikke vi dette som et særlig sentralt dilemma for denne oppgaven.

Telefarlighetsklassifisering				
Telefarlighetsgruppe		Av material < 20 mm		
		Masse -%		
		< 2 μm	< 20 μm	< 200 μm
Ikke telefarlig	T1		< 3	
Litt telefarlig	T2		3-12	
Middels telefarlig	T3	1)	>12	< 50
Meget telefarlig	T4	< 40	>12	< 50
1) Også jordarter med mer enn 40 % < 2 μm regnes som middels telefarlig T3				

Masse	Telefarlighetsgruppe
Steinfylling	T1
Grus, $C_u \geq 15$	T1
Grus, $C_u < 15$	T1
Sand, $c_u \geq 15$	T1
Sand, $c_u < 15$	T1
Grus, sand, morene	T2
Grus, sand, morene	T3
Leire, silt, morene	T4

Tabell 4.7 – Telefare i grunnforhold
(Teleklassifisering - Håndbok 018, Statens Vegvesen)

4.6.1 Jordskjelv

Jordskjelv forekommer ofte, også i Norge, selv om de sjeldent er kraftige nok til å merkes av mennesker. Etter Eurocode 8 skal det i bruddgrensetilstanden påvises at konstruksjoners globale stabilitet ivaretas ved seismiske påvirkninger. I bruksgrensetilstanden skal det bevises at bæresystemet har tilstrekkelig kapasitet og stivhet til å opprettholde funksjonen til tjenestene i anleggene, samt unngå uakseptable deformasjoner.

”Konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres for å tåle de dimensjonerende påvirkningene.... uten lokalt eller globalt sammenbrudd, og derved beholde sin konstruksjonsmessige integritet og en restbæreevne etter de seismiske hendelser...”

”Konstruksjonen skal dimensjoneres og oppføres slik at den tåler en seismisk påvirkning som har en større sannsynlighet for å oppstå enn den dimensjonerende seismiske påvirkningen, uten at det oppstår skader og dertil hørende bruksbegrensninger...”

NS-EN 1998-1

For vår konstruksjon, skal avstivningssystemet sørge for stabiliteten i bygget. Vi har ikke disponert tid til å vurdere jordskjelv og seismikk dypere.

5 RESULTATER

5.1 ARKITEKTONISK VALG

Tegninger, intervjuer og deltakelse i prosjekteringsmøte har gitt oss en lett innføring i de ulike arkitektoniske alternativene. Vi registrerer at brukergruppen fra skolen, og nærmest en samlet prosjektgruppe er innstilt på alternativ 1C.

1C skilte seg noe ut fra de andre alternativene, da dette var det eneste alternativet med utbygging i vest. Fordelen med å unngå fjellsprengning og store grunnarbeider i sør, er at det kan gi en økonomisk gevinst. Det samme kan muligheten til å ha skoledrift underveis i utbyggingen, og unngå et stort behov for modulbygg.

Vi trekker en kort konklusjon ut i fra hva vi anser som det mest sannsynlige alternativet, og går videre med alternativ 1C.

5.2 TAKKONSTRUKSJON

5.2.1 Lett-Tak

For takkonstruksjonen tar vi et forutbestemt valg. Lett-Tak Systemer AS holder til i Larvik, og leverer taksystemer til blant annet skole- og næringsbygg. Lett-Tak er bærende takelementer basert på to parallelle, U-formede tynnplatekassetter av varmforsinket stål som hovedbæresystem. Etter dialog med salgsansvarlig i Lett-Tak AS, kom vi frem til at type 21/2,0 med 48 x 121 mm treflenser var tilstrekkelig dimensjon for bygget vårt. Dimensjonen er priset til 1100,- + mva. pr. kvadrat ferdig montert.

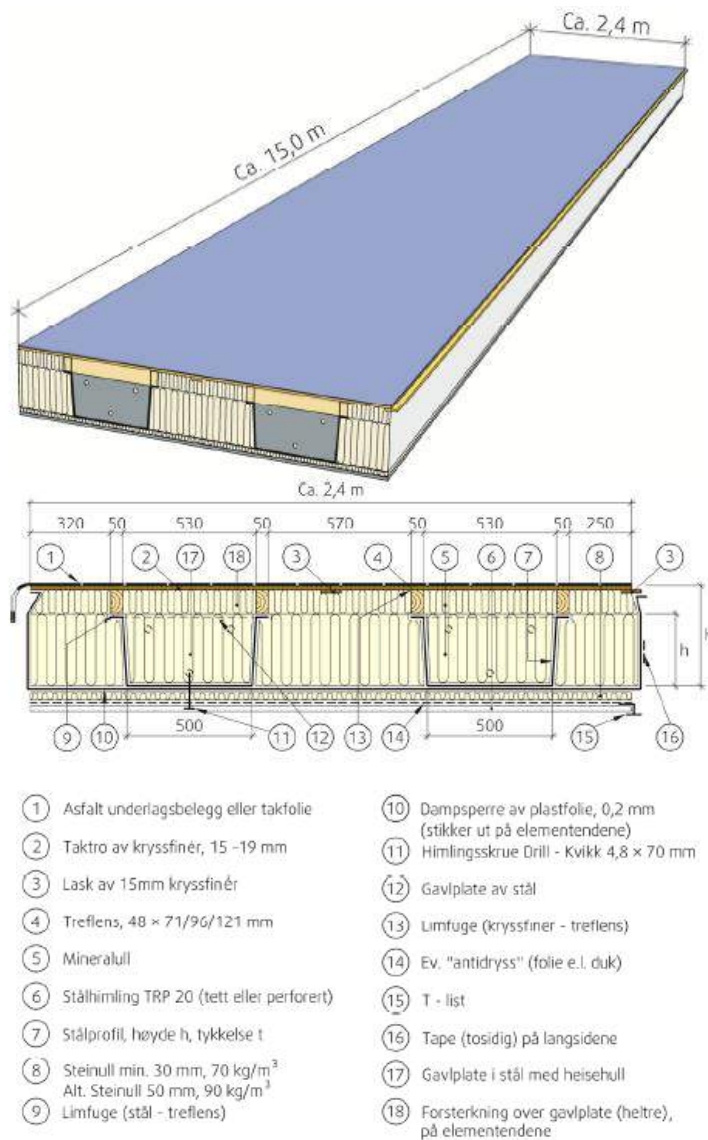
Element- type [h / t _{stål}]	Maksimal spennvidde, m			
	Karakteristisk snølast, kN/m ²			
	2,5	3,5	4,5	5,5
13/0,9	7,80	5,85	4,65	3,90
16/1,5	10,20	9,50	8,50	7,75
21/2,0	12,00	11,05	9,90	9,05
31/2,0	14,55	13,20	11,85	10,85
36/2,0	15,80	14,05	12,60	11,55

Tabell 5.1 – Maksimale spennvidder for Lett-Takelementer
(SINTEF Teknisk Godkjenning – Nr. 2215)

Type	Treflens 48 x 71 mm	Treflens 48 x 96 mm	Treflens 48 x 121 mm	Egenlast kN/m ²
H (cm) / t (mm)	Elementhøyde H over opplegg (mm)	Elementhøyde H over opplegg (mm)	Elementhøyde H over opplegg (mm)	
13/0,9	216	241	266	0,37 – 0,40
13/1,5	216	241	266	0,40 – 0,43
16/0,9	216	271	296	0,38 – 0,41
16/1,5	246	271	296	0,41 – 0,45
21/0,9	246	321	346	0,40 – 0,43
21/2,0	296	321	346	0,47 – 0, 50
29/0,9	376	401	426	0,43 – 0,46
29/2,0	396	421	446	0,52 – 0,55
31/0,9	396	421	446	0,44 – 0,47
31/2,0	396	421	446	0,52 – 0,55
36/0,9	446	471	496	0,46 – 0,49
36/2,0	446	471	496	0,55 – 0,58

Tabell 5.2 – Elementbetegnelser og egenlast for standard Lett-Takelementer
(SINTEF Teknisk Godkjenning – Nr. 2215)

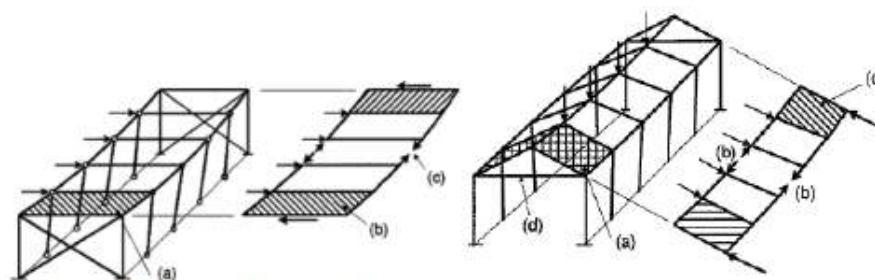
5.2.1.1 Oppbygging



Figur 5.1 – Oppbygging Lett-Tak

5.2.2 Skivevirkning

I takelementene er det finérplaten som håndterer skjærkreftene i skiven. Den underliggende bærekonstruksjonen fungerer som strekk- og trykkflenser.



Figur 1: Skivevirkning representativt for Lett-Tak (NS-EN 1993-1-3, figur 10.12 og 10.13)

Figur 5.2 - Skivevirkning

Lav vekt og relativt skjærmyk oppførsel på grunn av finérplatene, kan gi innflytelse på hvordan kreftene overføres til det øvrige avstivningssystemet.

5.2.3 Fagverk

Takelementene understøttes av fagverk i stål. Fagverkene er tegnet og dimensjonert av prosjektgruppen, og skal bære vekten av teknisk bygg, takets egenlast og snølast. I tillegg skal fagverkene eliminere behovet for midtsøyler i andre etasje. Stålet males for å gi tilfredsstillende brannmotstand.

Vi hadde begrenset kunnskap om fagverk, og dets virkemåte, før prosjektarbeidet startet. I vedlegg 1.24 vises ulike systemtegninger som ble vurdert i løpet av prosessen. De første alternativene innebar understøttelse av søyler i andre etasje, akse -2. Vi tegnet systemhøydene høyest over opplegg, noe som viste seg å være misforstått tankegang. I og med at momentet vil være størst midt på det frie spennet, vil fagverkene være mest belastet her. Dette medførte at vi endret systemhøyden til å være størst midt over spennene.

Dimensjonering av fagverk finnes i vedlegg 2.16.

5.3 DEKKE

5.3.1 Hulldekker

Mulighetene i en slik løsning er mange, og vi kan i utgangspunktet prosjektere tilbygget med bruk av både betong, stål og treverk. Vi tillater oss likevel å foreta et forenklet valg av dekke i denne løsningen. For å komme videre og bestemme lastene som opptrer på søyler og bjelker, velger vi å benytte hulldekkeelementer av betong som etasjeskiller.

Å bygge med hulldekkeelementer gir høy kvalitet, kort byggetid og lave kostnader.

Hulldekker er enveis dekkekonstruksjoner, normalt med fritt dreibare opplegg. Slakkarmeringen som legges i fugene bidrar til å sikre dekkekonstruksjonens integritet ved brann, samt funksjonen som stabiliserende element.

5.3.1.1 Brannegenskaper

Sammenlignet med andre byggematerialer har hulldekker gode brannegenskaper. Hulldekkene brenner ikke, og bidrar ikke til brannspredning mellom etasjene. De oppnår derfor en høy brannklasse uten ekstra kostnader. Tabell 5.3 angir hvilke brannkrav de vanligste hulldekkeprofilene tilfredsstillers uten ytterligere tiltak. Vi ser at alle profil tilfredsstillers kravene til bygg i brannklasse 1 (R 30) med god margin.

Profil	Brannkrav
200	REI 60
265	REI 90
320	REI 90
400	REI 90

Tabell 5.3 – Brannklassifisering hulldekker
(NOR-Element)

5.3.1.2 Fleksibilitetsegenskaper

Ved å benytte hulldekker som etasjeskiller, oppnår man samtidig en fleksibel løsning. Dekkene reduserer behovet for bærende søyler og innervegger, og gir muligheter for store åpne arealer gjennom sin evne til å ta store spenn uten understøttelse. Dette gir stor frihet ved eventuelt fremtidige bruksendringer, og stor fleksibilitet hever dessuten både bruksverdi og omsetningsverdi.

5.3.1.3 Økonomi

Prefabrikkerte betongelementer vil redusere tilriggingskostnadene på byggeplassen i forhold til tradisjonelle byggemåter. Elementene produseres innendørs uavhengig av klimatiske forhold, noe som gjør at forsinkelser unngår. Montering av elementer skjer gjerne rett fra transportbil, og man oppnår dermed god flyt i byggeprosessen. I tillegg til å være tids- og kostnadsbesparende, er dette også et alternativ som reduserer behovet for lagringsareal.

5.3.1.4 Kapasiteter

Ved lange spenn må elementene kontrolleres for deformasjoner og svingninger. De maksimallengdene som er vist i tabell 5.4 forutsetter at elementene ikke får dynamisk last. Ved anvendelse som etasjeskiller vil disse lengdene normalt gi for myke elementer. (Både med hensyn på deformasjoner og svingninger). Spenncon anbefaler derfor, ved forhåndsprosjektering, å begrense utnyttelsen til ca. 80 % av momentkapasiteten. Dette oppnås ved å bruke 90 % av lengdene i tabell 5.4.

	Spennvidder i meter									
	Nyttelast I kN/m ²									
	2,0	2,5	3,0	3,5	4,5	5,0	7,0	10,0	15,0	20,0
Tverrsnitt (-spenntaumønster)										
HD 200 (-0/7)	10,0	10,0	10,0	9,9	9,2	8,9	8,0	6,7*	4,9*	3,8*
HD 220 (-0/7)	10,0	10,0	10,0	9,6	9,0	8,7	7,8	6,9	5,2*	4,1*
HD 265 (-0/10)	13,0	13,0	13,0	13,0	12,5	12,1	10,9	8,7*	6,4*	5,1*
HD 285 (-0/10)	13,0	13,0	13,0	12,9	12,2	11,8	10,7	9,2*	6,9*	5,5*
HD 320 (-0/11)	15,0	15,0	15,0	15,0	14,1	13,7	12,2*	9,6*	7,2*	5,7*
HD 320 Bolig (-0/12)	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	13,0	11,8*	9,4*	7,1*	5,7*
HD 340 (-0/11)	15,0	15,0	15,0	14,6	13,7	13,3	12,1	10,2*	7,6*	6,1*
HD 400 (-0/14)	18,0	18,0	18,0	18,0	17,7	17,2	14,4*	11,5*	8,6**	6,9**
HD 420 (-0/14)	18,0	18,0	18,0	18,0	17,4	16,8	15,2*	12,2*	9,2*	7,4*
HD 500 (-2/20)	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	19,8	17,8	14,3*	11,5*
HD 520 (-2/20)	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	21,0	19,5	17,5	14,1*	11,3*

Tabell 5.4 – Kapasiteter hulldekker

(Kapasiteter, bruddgrense – Produktinformasjon Spenncon)

Når det gjelder etasjeskilleren, har vi forskjellige belastningssoner (se vedlegg 1.6). Gangen har vi satt til 5 kN/m² (Arealer uten hindringer for personer i bevegelse, for eksempel arealer i museer, utstillingsrom, ankomstområder i

offentlige bygg, administrasjonsbygg, hoteller. C3 etter *NS-EN 1991-1-1 tabell NA 6.2*), mens i klasserommene har vi satt belastningen til 3 kN/m^2 (Arealer med bord, for eksempel i skoler, kafeer, restauranter, spisesaler, leserom, resepsjoner. C1 etter *NS-EN 1991-1-1 tabell NA 6.2*).

Etter diskusjon med veileder i Rambøll, kom vi frem til at det beste er å sette belastningen lik over hele gulvet for å se litt konservativt på dette. Et av argumentene for det, var at bygget kanskje kunne få bruksendringer i fremtiden, slik at belastningen øker.

Ut fra tabell 5.4 ser vi at HD 320 opprinnelig kan spenne 13,7 meter ved en belastning på 5 kN/m^2 . Multipliserer vi med en reduserende faktor på 0,9, som nevnt over, får vi en akseptabel spennvidde på 12,33 meter. Dette er større enn vårt maksimale spenn på 11,85 meter, og vi konkluderer derfor med hulldekkeprofil HD 320. Egenvekten til fuget hulldekke HD 320 settes til $4,35 \text{ kN/m}^2$ etter tabell 5.5. Se manuell kontroll av dekkeelementene i kapittel 8.3.6.

Profil	Egenvekt kN/m^2	Egenvekt fuget kN/m^2	Miljøklasse	Armeringsdybde mm
HD 200	2,90	3,10	XC1	35
HD 265	3,65	3,95	XC2	45
HD 320	4,05	4,35	XC2	45
HD 400	5,15	5,55	XC2	45

Tabell 5.5 – Egenvekt hulldekker
(NOR-Element)

5.3.2 Skivevirkning

For å avstive bygget for horisontale krefter, er vi avhengig av at dekket også fungerer som en stiv skive.

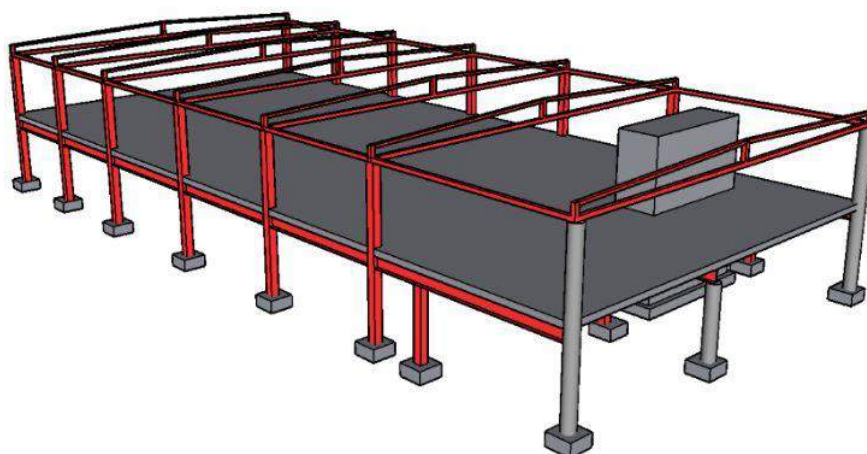
5.4 SØYLE/BJELKE-SYSTEM

En mulig løsning for bæresystemet er å la bjelker, søyler og dekker samvirke, og oppta lastene som opptrer i bygget. Dette er en vanlig metode å benytte for både boliger, skoler og større næringsbygg. Det eksisterende bygget i prosjektet er også satt sammen av en søyle/bjelke-konstruksjon.

5.4.1 Skisser og plasseringer

For tilbygget starter vi med å plassere søylene på fornuftige steder, og med akseptable avstander. Med utgangspunkt i arkitektens planløsning, velger vi å knytte søylene til planlagte ytter- og innervegger. Ved ytterveggene plasseres søylene hovedsakelig rett på innsiden av vegg. Dette gjøres for å unngå komplikasjoner med oppbygging og isolering av yttervegg. Vi anser det som fornuftig å tilrettelegge for en kontinuerlig yttervegg, som i tillegg kan endres uten betydning for bæreevnen til bygget. Langs akse -2 er det også plassert en søylerad som deler dekkespennet i øst-vest-retning. Søyleraden ligger integrert i innerveggen tilknyttet korridorer i første etasje. Innerveggene skal ikke isoleres på lik linje med ytterveggene, og vi anser det dermed som mindre ødeleggende å plassere søylene her. Det ble vurdert å plassere søyler også i midtaksen i andre etasje, men dette ble senere forkastet.

Med denne søyleplasseringen, og med bæreretning i nord-syd-retning, vil lengste bjelkespenn på konstruksjonen være 7,65 meter. Lengste dekkespenn vil være 11,85 meter. Se vedlegg 1.3.



Figur 5.3 – Søyle/bjelke-system

5.4.2 Brannvurdering

5.4.2.1 Betong

Bruk av betong gir robuste løsninger, og passiv brannsikring. Konsekvensene av en brann blir derfor beskjedne:

- Betong brenner ikke
- Betong har stor varmekapasitet som “kjøler ned” brannen, forlenger tiden til overtenning og forsinker varmegjennomtrengning
- Bruk av betong gir enkle løsninger med beskjedne muligheter for feil under prosjektering og utførelse
- Betong gir varig vern mot brann som følge av bestandighet og varige kvaliteter
- Betong kan normalt rehabiliteres etter en brann

Betongens svakheter når det kommer til brann, er knyttet til det innenforliggende armeringsstålet. Når stålet blir utsatt for høye temperaturer, vil flytegrensen til slutt nås, og armeringen kan miste sin funksjon. Når stålet blir utsatt for varme, utvider det seg. Dette gir en sprengkraft inne i betongen og kan føre til avskallinger. Det er derfor helt vesentlig å ha tilstrekkelig armeringsdybde (overdekning) i betongkonstruksjoner.

Dersom totalbrannen skulle være et faktum, er det liten eller ingen fare for at et bygg i plasstøpt betong vil kollapse. Eksemplene på dette forholdet er mange.

Vi anser det ikke som nødvendig å brannmale eller beskytte betongen mot brann da denne har god nok brannmotstand fra før. Hulldekket vi har valgt som etasjeskiller har en brannmotstand opp mot REI 90, mens kravet til konstruksjonen vår er REI 30.

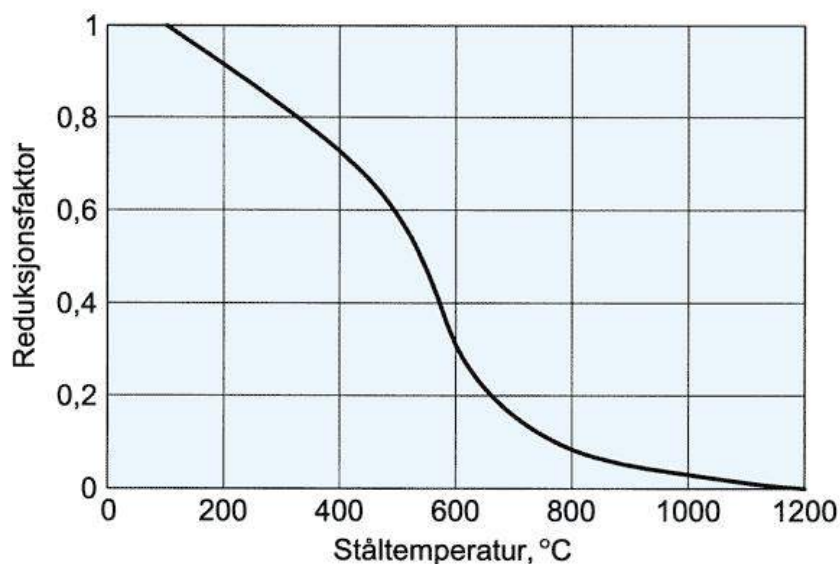
5.4.2.2 Stål

I utgangspunktet er stål det materialet som har minst brannmotstand av de vi vurderer i oppgaven. Materialets øvrige gode egenskaper gjør det likevel høyaktuelt som en del av vårt bæresystem.

Ubeskyttede stålkonstruksjoner kan normalt ikke oppnå høyere brannmotstand enn 10 til 15 minutter, i følge SINTEF Byggforsk. Det er derfor vanlig å benytte brannbeskyttende løsninger i forbindelse med bærende stålkonstruksjoner. Det er mulig å dimensjonere stålbejler- og søyler, slik at de kan motstå brann i 30 minutter, men dette er neppe en økonomisk løsning. Det benyttes i stedet isolasjonsmaterialer rundt stålet, for å oppnå tilstrekkelig brannmotstand. Stål mister sin sikkerhetsmargin ved temperaturer rundt 550 °C, uansett stål kvalitet. Hvor raskt stålstrukturen varmes opp i en brann, kan enkelt uttrykkes som forhold mellom flaten som er eksponert for brannen og profilets stål volum. Den såkalte profilmotstandsfaktoren betegnes F/A , eller A/V . Hvis forholdet er høyt, økes stålets temperatur raskt. I praksis betyr dette at tynne stålkonstruksjoner trenger tykkere beskyttelse.

Temperaturøkningen i en stålkomponent under brann, avhenger av forholdet mellom den eksponerte overflaten og stålkomponentens volum. For isolerte stålkomponenter beregnes profilmotstandsfaktoren som forholdet mellom isolasjonens indre areal per lengdeenhet (m^2/m). For et profil med høy profilmotstandsfaktor vil temperaturen i tverrsnittet øke raskere enn for et profil med lav profilmotstandsfaktor. Profilet med den lave faktoren vil derfor ha bedre brannmotstand.

Profilmotstandsfaktorene til de ulike tverrsnittene er vesentlig i beregningen av tykkelsen på nødvendig brannisolasjon.



Figur 5.4 – Temperaturkurve stål

(SINTEF Byggforsk)

Spesielt kritisk er det dersom en stålkonstruksjon er tilnærmet maksimalt statisk utnyttet i utgangspunktet. Ved en brann vil da selv en liten svekkelse av materialet, være alvorlig for bæreevnen. Det finnes en rekke ulike materialer som kan brukes til å brannisolere stålkonstruksjoner.

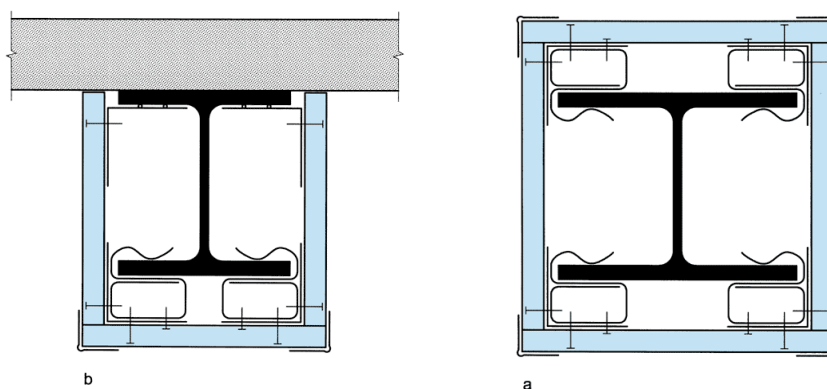
Brannmaling

Brannmaling er godkjent til brannbeskyttelse av bærende stålkonstruksjoner opp til brannmotstand R 90. Malingen legges normalt i tykkelse 0,5 til 4 mm avhengig av krav til brannmotstand. Ved brann sveller malingen opp, og danner et belegg som hindrer oksygen i å nå frem og reagere med materialet. Malingen gir en plassbesparende isolasjon. Noen av våre søyler vil bli synlig inne i bygget slik at stålet kommer til syne. Vi anser derfor bruk av isolasjonsmaterialer i form av steinull, gips eller annet materiale fremfor bruken av brannmaling som en estetisk vinner.

Gipsplater

Gips er et kjent brannisolerende materiale som også tåler godt over 1000 °C før smelting.

Normalt benyttes 15 mm tykke branngipsplater i ett til tre lag, alt etter kravet til brannmotstand. I vårt tilfelle med krav om R 30 er det tilstrekkelig med ett lag gips, uansett stålprofil. *SINTEF Byggforsk 520.315.*



Figur 5.5 – Festedetaljer gips

Monteringen krever spesielle festedetaljer. Gipsplatene skal monteres rundt stålprofilen ved hjelp av tynnplateprofiler og selvgjengende skruer. Det er meget viktig å utføre monteringen i henhold til anvisninger, da festeprensippene i seg selv skal gi tilstrekkelig brannmotstand.

Steinullsplater

Steinull kan tåle temperaturer på over 1000 °C uten å smelte. Bindemiddelet i de ytterste lagene vil forsvinne ved temperaturer over 250 °C, men fibrene blir imidlertid stående og beskytte underliggende materialer mot videre flammepåvirkning. Resten av isolasjonen er derfor fortsatt intakt og vil bidra til å beskytte konstruksjonen.

Nødvendig isolasjonstykkelse ved bruk av steinullsplater er vist i tabell 5.6. Tykkelsen varierer med stålprofilene, og kritisk ståltemperatur settes til 500 °C.

Profiltype	Profilhøyde (mm)		Isolasjonstykkelse i mm ved romvekt i kg/m ³	
	Firesidig brannpåkjent	Tresidig brannpåkjent	150 – 200 kg/m ³	300 kg/m ³
IPE	100 – 140	80	20	15
	160 – 600	100 – 600		10
HE-A	100 – 600	100 – 600	20	10
HE-B	100 – 600	100 – 600	20	10
HUP kvadratisk	80 – 350	40 – 350	20	15

Tabell 5.6 – Nødvendig steinulltykkelse

(SINTEF Byggforsk)

5.4.2.3 Limtre

Tre er i utgangspunktet et brennbart materiale som har ført til mange brannkatastrofer i Norge (ref. bybrannen i Ålesund, 1904). *Limtre* har derimot gode branntekniske egenskaper, og under brann vil limtrekonstruksjoner beholde store deler av sin bæreevne. Grunnen til dette er at limte treelementer blir veldig tette, og at tre har dårlig varmeledningsevne. Store tverrsnitt gir god brannstabilitet, og søyler og bjelker kan leveres i brannmotstandsklasse R 30, R 60 og R 90.

For at tre skal brenne må fuktigheten i treet reduseres. Under oppvarming av trevirker vil vannet i trevirket drives ut, og temperaturen vil ikke øke ytterligere før alt vannet er fordampet. Temperaturen vil i denne fase ligge rundt 100 – 105 °C. Etter dette vil temperaturen stige, og den termiske nedbrytningen av treverket kan begynne. Under den termiske nedbrytningen vil det skje en forkulling av treoverflaten. Dette forkullede laget vil etter hvert begrense

oksygentilgangen til brannsonen, og dermed vil innbrenningshastigheten bli redusert. Gjennom Brenning av tykke trelementer er således en langsom prosess. Ved beregning av brannmotstand er det vanlig å bruke nominell forkullingshastighet lik 0,80 mm per minutt. I en brannsituasjon er det også mulig for brannvesenet å vurdere restbæreevnen til konstruksjonen, og de kan derfor tørre å ta seg inn i bygget for å slokke, eller hente ut personer og materiell.

Antennelsestemperaturen for trevirke vil variere bl.a. med eksponeringstid og fuktighetsinnhold. Ved korttidseksponering (spontan) ligger den i området omkring 300 – 330 °C. Ved langtidseksponering kan antennelse oppstå ved temperaturer under 200 °C.

For brannklasse 1 vil limtrekonstruksjoner kunne benyttes i bærekonstruksjonen ved å følge REN² uten avvik, og dermed oppfylle funksjonskravene gitt av teknisk forskrift. Bærende hovedsystem og sekundære bærende bygningsdeler utføres med brannmotstand på 30 minutter. Dette kan utføres i brennbar materiale som tilfredsstillende materialkrav D-s2,d0. Limtrelementer vil kunne oppfylle materialkrav D-s2,d0.

Man kan beskytte trevirke kjemisk mot brann på to måter. Enten ved en overflatebehandling, eller ved impregnering. Midler som brukes til overflatebehandling kan være lakk eller maling. Det er svært viktig at disse midlene påføres i tilstrekkelig tykkelse. Derfor er overflatebehandling best egnet til industriell påføring. Som en effekt av dette vil limtreet svulle opp ved varmpåvirkning, noe som bidrar til å isolere bakenforliggende trevirke mot varmen.

Ved impregnering brukes en rekke kjemikalier løst i vann. Når impregnert trevirke da utsettes for høye temperaturer, vil de brannhemmende komponentene i impregneringen omdanne de brennbare gassene fra treet til ikke brennbare gasser, som karbondioksid, ammoniakk og vann. Treoverflaten forkulles, det blir ingen flammer, og brannen vil ikke spre seg.

Med bruk av limtre i oppgaven vår, er det naturlig å se for seg et bærende system av bjelker og søyler. En kritisk faktor ved et brannforløp i en slik konstruksjon, er søylene. Søylene vil gjerne utsettes for varme på alle sine

² REN – Veiledning til teknisk forskrift

flater dersom de står fritt i rommet, og kan dermed bli slankere. Et annet sentralt punkt er forbindelsene og knutepunktene mellom bjelker og søyler. Forbindelser og forbindelsesmidler av stål er, i brannteknisk sammenheng, svake punkter. De må vurderes spesielt, og brannisoleres i samme klasse som konstruksjonen for øvrig.

5.4.3 **Fleksibilitetsvurdering**

For å finne de nødvendige dimensjonene for de ulike materialene, har vi tatt den mest belastede bjelken i bygget (-2EF), og dimensjonert etter denne. Dette har vi gjort for å få et inntrykk av de dimensjonene som trengs.

5.4.3.1 **Betong**

Betongalternativet resulterer i en 850 mm høy drager. Se dimensjonering i vedlegg 2.21. Vedlegg 1.18 illustrerer da en høyde fra gulv til drager lik 2370 mm. Det kan diskuteres hvor vidt denne høyden er akseptabel i forhold til ønsket høyde, og om det blir konflikt med vinduer i ytterveggen.

Hulltaking i betongbjelker er mulig, men krever tidlig planlegging. Utsparingene kan lett kollidere med armeringsjern, og redusere bjelkens strekkapasitet. Plassering av føringer på undersiden av bjelken krever sannsynligvis heving av bygget, og arkitektens kotehøyder må dermed endres.

5.4.3.2 **Stål**

Sett i forhold til limtretragerne spesielt, er ståldragerne av betydelig mindre dimensjon. Se dimensjonering i vedlegg 2.23. Som illustrert i vedlegg 1.20 er høyden fra gulv til bunn drager lik 2660 mm i denne løsningen. Dette er over anbefalt minstehøyde på 2400 mm, og man har dermed også muligheter til å plassere tekniske føringer på undersiden av bjelkene.

Arkitektens kotehøyder kan beholdes ved valg av stålbjelker.

Et godt alternativ med bæresystem av stål, er å benytte hatteprofiler i skjøten mellom hulldekkespennene. Hatteprofilet ligger i samme plan som hulldekkene, og erstatter eksempelvis en IPE-bjelke som nødvendigvis må plasseres under hulldekkene. På den måten er det ingen bjelker som hindrer kanalføringer inne i selve tilbygget, og behovet for utsparinger i bjelkene reduseres til kun den østlige bjelkeraden (merk øst-vest-nord-sør på tegningene). Skulle valget likevel falle på en underliggende IPE-bjelke, har stål gode egenskaper knyttet til hulltaking og innfesting.

En stålkonstruksjon er en relativt lett konstruksjon, som generelt har gode evner til å ta store spenn.

5.4.3.3 Limtre

Ut i fra branndimensjoneringen av limtretragerne i vedlegg 2.22, kan vi se at dette blir store og dominerende dragere som gir utfordringer for bl.a. etasjehøyden. Som illustrert i vedlegg 1.22 er høyden fra gulv til drager lik 2095 mm. Dette er langt under anbefalt minstehøyde på 2400 mm. Ved valg av limtretragerer risikerer man samtidig at man kommer i konflikt med vinduene i ytterveggene.

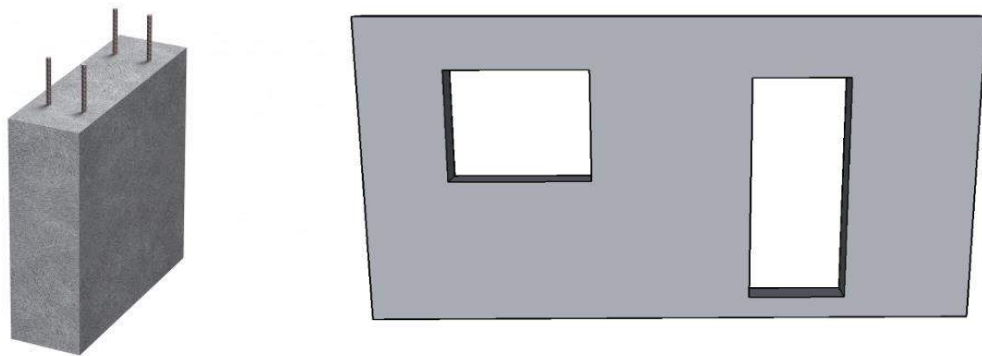
En slik løsning krever at man hever total høyde på bygget.

Når det kommer til tekniske gjennomføringer, er det mye plass å spare ved å lage utsparinger i bjelkelaget, og la kanalene gå i bjelkehøyden på 1125 mm. Spørsmålet blir da hvorvidt kapasiteten i bjelken ivaretas. I en belastet limtrebjelke uten utsparinger, vil det oppstå trykk i overkant og strekk i underkant. Ved hulltakinger endres denne kraftfordelingen betydelig i området rundt utsparingene. Spenningskonsentrasjoner oppstår i omrisset av utsparingene, og betydelige strekkspenninger vinkelrett på fiberretningen blir ofte dimensjonerende for bjelkens kapasitet. De største spenningsverdiene oppstår langs kanten av hullet, og synker eksponentielt med avstanden langs fibrevekk fra hullkanten.

5.5 BÆRENDE VEGGER

Om valg av løsning for utvidelse av Spjelkavik VGS skulle bli bærende vegger, ser vi for oss en konstruksjon der vi plasstøper eller bruker elementer for bæring. Se figur 5.7.

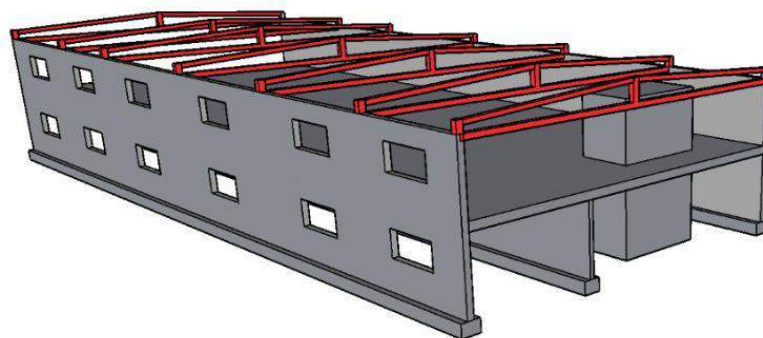
Ved bruk av plasstøpte vegger, blir veggene forskalet og fylt med betong. Om valget skulle falle på prefabrikkerte elementer, kan disse komme med ferdige utsparinger tilpasset for vinduer og dører.



Figur 5.6 – Utsparinger i betongvegger

5.5.1 Skisser og plasseringer

De bærende veggene vil følge innvendige korridorer, slik at de er tilpasset planløsningene til arkitekten på best mulig måte. Figuren nedenfor viser tenkt løsning med bærende vegger.



Figur 5.7 – Bærende vegger

5.5.2 Brannvurdering

En konstruksjon som har bærende vegger og dekker i betong gir en robust konstruksjon med tanke på brann. Dette er nærmere omtalt i kapittel 5.4.2.1.

5.5.3 Fleksibilitetsvurdering

Byggherren (fylkeskommunen) ønsker en løsning som gir stor fleksibilitet i forhold til ombygging av planløsningen. Ved bruk av bærevegger, vil bygget få reduserte egenskaper med tanke på fleksibilitet. Dette gjør at vi som prosjektgruppe ser bort i fra denne løsningen.

6 KONKLUSJON

6.1 KONSTRUKSJONSVALG

6.1.1 Skjematisk vurdering

	Bjelke/søyle-system			Bærende vegger
	Stål	Betong	Limtre	Betong
Brann	Må isoleres for å oppnå tilstrekkelig brannmotstand. Dårlig brannmateriale i utgangspunktet.	Gode brannegenskaper. Det viktige er å sørge for tilstrekkelig overdekning, for å beskytte armeringsstålet.	Gode brannegenskaper. Tar ikke fyr, men forkulles slik at bærende tverrsnitt reduseres.	Gode brannegenskaper. Det viktige er å sørge for tilstrekkelig overdekning, for å beskytte armeringsstålet.
Fleksibilitet	Mindre dimensjoner på dragere og søyler. Godt egnet til utsparinger. Gir en lett konstruksjon, med gode evner til å ta store spenn. Generelt er en søyle/bjelkeløsning godt egnet til fremtidige endringer.	Store dimensjoner på dragere. Egner seg dårlig for utsparinger og gjennomføringer pga. konflikt med armering. Generelt er en søyle/bjelkeløsning godt egnet til fremtidige endringer.	Dominerende dragere som går ned i vindushøyde på ytterveggen. Fare for sprøe brudd og skader ved store utsparinger. Generelt er en søyle/bjelkeløsning godt egnet til fremtidige endringer.	Når man støper bærende vegger i plasstøpt betong, blir disse vanskelige å endre i fremtiden. Det er dog enklere å gjøre utsparinger i en vegg, enn i en drager med begrenset høyde.
Økonomi	I følge Norsk Stål koster IPE 550-bjelker 15,2,- pr. kg. De har en masse på 106 kg/m. Stålsøyler av typen RHS 200 x 200 x 6 koster 11,95,- pr. kg., og har en masse på 36,52 kg/m. I tillegg til selve stålet, kommer brannisolerende gips, steinull eller maling.	Kostnadsnivået på B35 betong ligger i området mellom 1 000,- og 2 000,- pr. kubikk, avhengig av leverandør. I tillegg stiger prisen ved tilsetning av spesielle stoffer og tilslag. Armeringsstål må også medregnes i budsjettet ved en betongløsning.	Etter samtale med Moelven fikk vi opplyst at limtrekonstruksjon er gjerne priset fra prosjekt til prosjekt, men som tommelfingerregel kunne vi regne med ca. 10 000,- pr. kubikk eks. mva.	Kostnadsnivået på B35 betong ligger i området mellom 1 000,- og 2 000,- pr. kubikk, avhengig av leverandør. I tillegg stiger prisen ved tilsetning av spesielle stoffer og tilslag. Armeringsstål må også medregnes i budsjettet ved en betongløsning. Å støpe betongkonstruksjoner på byggeplass tar gjerne lengre tid, enn å sette opp bjelke/søylesystemer og elementer. Økt tidsbruk gir en negativ innvirkning på økonomien.

<p>Totalvurdering</p>	<p>Søyle/bjelke-system av stål er en utbredt måte å sette opp bæresystem på i næringsbygg og skoler. Løsningen er fleksibel og minimalistisk. Tilstrekkelig brannisolering sørger for godkjent bæreevne under brannforløpet. Løsningen er effektiv på byggeplass, og hensiktsmessig i forhold til framdrift og økonomi.</p>	<p>Betong kunne fungert utmerket i en søyle/bjelkesystem. Eksisterende bygg er bygd opp på denne måten.</p> <p>Tidligere i år var vi i møte med prosjektgruppen i Molde. Ett sentralt tema på møte var tekniske gjennomføringer. Det er i dag store problemer knyttet til gjennomføringer i eksisterende bygg. Dragerne i eksisterende bygg er hele 700 mm høy.</p> <p>Vi kunne selvfølgelig ha tilrettelagt for gjennomføringer i form av utsparinger i drageren. Men hva om det om 30-40 år er behov for en ny oppgradering? Da kan dagens problemstilling med eksisterende bygg lett blusse opp igjen.</p>	<p>Limtrekonstruksjoner er ofte knyttet til estetikk og miljø. Det estetiske ved treet kommer ikke fullt til sin rett i vår løsning, da dragere delvis skjules under nedsenket tak, og enkelte søyler delvis ligger i vegg. Brannmessig er det liten tvil om at limtre fungerer godt, så lenge man tar hensyn til brann i prosjekteringen. På grunn av veldig store dimensjoner i forhold til konkurrerende materialer, stiller limtre svakere med tanke på fleksibilitet i vår oppgave. Limtre er også et kostbart materiale.</p>	<p>Løsningen med plaststøpte vegger scorer bra på brannvurderingen. Ingen materialer i vurderingen har de samme brannegenskapene som betong. Den taper derimot for konkurrentene når det kommer til fleksibilitet. Økonomisk finnes det mer lønnsomme byggemetoder enn å sette opp konstruksjonen i plaststøpt betong. Tidsbruk og framdrift er avgjørende faktorer for valg av bæresystem i dag, fordi dette har direkte konsekvenser for økonomien i prosjektet.</p>
-----------------------	---	---	--	--

Tabell 6.1 – Skjematisk vurdering

6.1.2 Argumentasjon

Samtaler med bransjefolk, og erfaringsinformasjon fra tidligere utførte prosjekter av samme art, tilsier at større plaststøpte konstruksjoner er mindre relevant for undervisningsbygg, enn bæresystemer av søyler og bjelker. Søyler og bjelker gir en lettere konstruksjon, og større frihet til plassering av bla. romløsninger, vinduer og dører.

Vi ser av en skjematisk oppstilling at det vil være urealistisk å sette opp hele tilbygget i limtre. For det første ligger limtre i en helt annen prisklasse enn både stål og betong. Innkjøp av en 7,5 meter lang limtrebjelke med dimensjonen 0,5 x 1,125 m vil koste i overkant av 42 000,- eks. mva. dersom vi regner 10 000,- pr. kubikk. Til sammenligning, koster en like lang IPE 550 stålbejelke 12 084,- etter prislister til Norsk Stål. En 0,35 x 0,85 m armert betongbejelke på 7,5 meter vil koste omtrent 17 552,-. Se vedlegg 2.24.

I tillegg til å være uøkonomisk, er dimensjonene knyttet til limtre massive og dominerende i tilbygget. Ved valg av limtretragere vil det være vanskelig å tilrettelegge for gjennomføringer, uten å heve bygget betraktelig. Dragerne vil komme ned i en høyde på 2,135 meter over gulvnivå, noe som anses som lavt i et skolebygg. Det er fare for at dragerne vil komme i konflikt med vinduer og dører. Også betongdragerne vil gi problemer ved store gjennomføringer, men unngår trolig konflikt med vinduer og dører.

Valget står altså mellom betong og stål, men som vi ser av den grove økonomiske oversikten i vedlegg 2.24, så utkonkurrerer stål betong på enhetspris. En vesentlig faktor som ikke er medregnet, er transport og montering. Erfaringsbasert informasjon tilsier dog at stålsystemer gjerne er hurtigere å montere enn konstruksjoner av plastøpt betong. Dette er et viktig moment for en skole som skal være operativ under hele byggeprosessen. I byggebransjen er det store sammenhenger mellom styringsvariablene tid og kostnad. Prefabrickerte betongelementer vil gi en hurtigere byggeprosess enn plastøpt, men prefabrickert betong antas å koste omtrent det dobbelte av plastøpte elementer.

I forhold til fleksibilitet og brannkrav, ser vi klare fordeler og ulemper med de ulike materialene. Stålløsningen gir det klart mest hensiktsmessige bæresystemet i forhold til fleksibilitet. Dette gjelder spesielt dersom vi benytter hatteprofil i den midtre bjelkeraden, for å hindre blokkering av tekniske føringer. Vi slipper samtidig unna med forholdsvis små dimensjoner, sett i forhold til øvrige materialer. Brannkravet, som er R30, tilfredsstilles med bare 15-20 mm isolasjon.

Brannegenskapene til betong gjør materialet godt egnet. Vi vurderer likevel stålets egenskaper i forhold til fleksibilitet og økonomi som avgjørende for valget.

6.2 KONKLUSJON

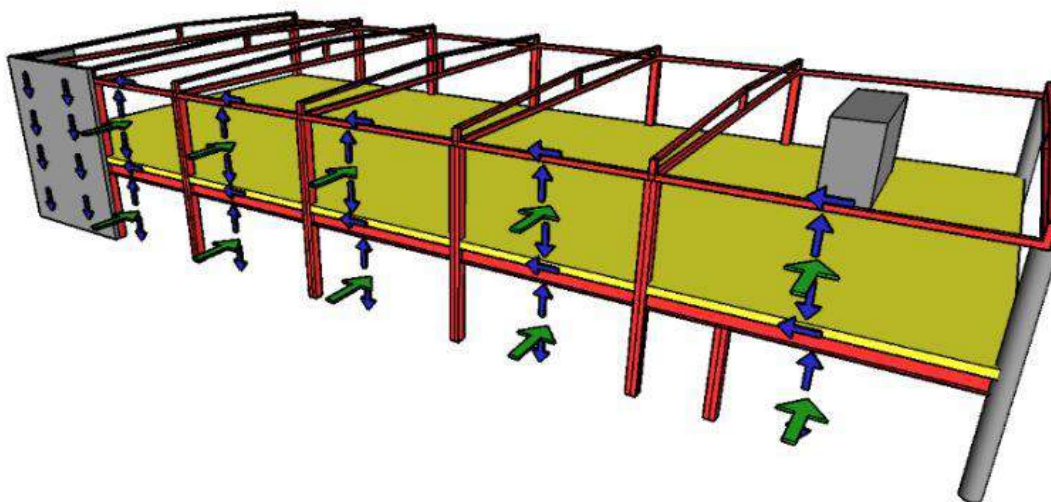
Etter en lengre vurderingsprosess, har vi kommet frem til det bygget vi mener tilfredsstillende prosjektmålene våre på best mulig måte.

Spjelkavik videregående skole utvides i vest, ved arkitektalternativ 1C. Bæresystemet settes opp av søyler og bjelker i stål, med unntak av de tre sørligste søylene som står utendørs. Disse støpes i betong, av estetiske hensyn.

I skillet mellom første og andre etasje, benytter vi hulldekker av typen HD 320. Disse forsterkes av en 40 mm tykk påstøp. Takelementene leveres fra Lett-Tak, og understøttes av fagverk i stål.

6.2.1 Avstivning

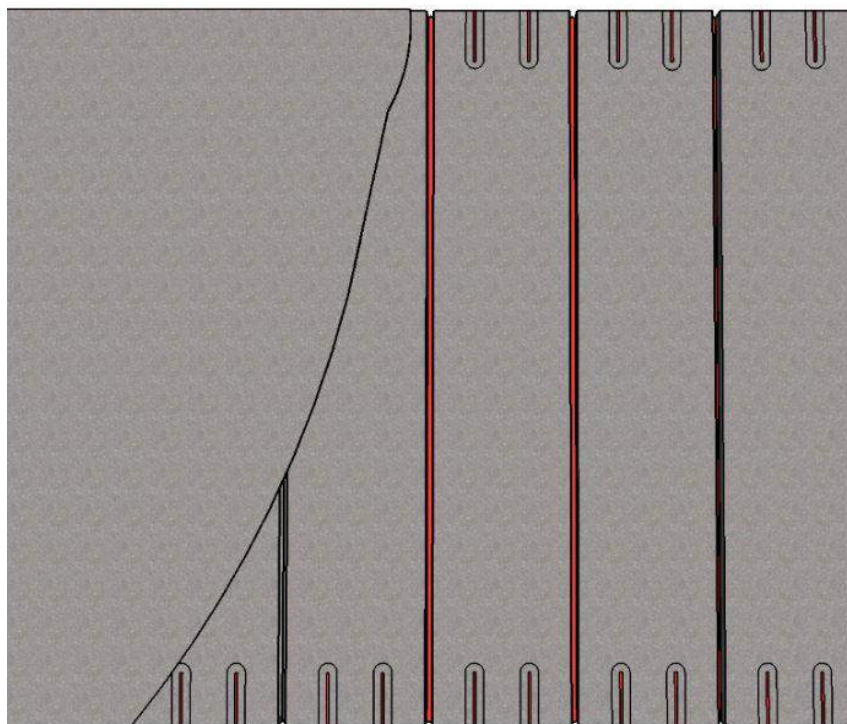
For å avstive bygget mot horisontale krefter, har vi valgt å føre kreftene ned via et plasstøpt trapperom i sør, og to plasstøpte vegger i nord. Se vedlagt Revit-modell. Alternativt kunne vi brukt vindkryss av stål, men dette er lite brukt i skole- og kontorbygg der lysforholdene, og det estetiske, spiller en større rolle. Vindkryss er typisk benyttet i større industrihaller, hvor man ønsker større åpne arealer.



Figur 6.1 – Avstivningssystem

(Figur 6.1 viser horisontale lastpåkjenninger. Grønne piler illustrerer de ytre kreftene som virker på bygget (vind). Blå piler viser hvordan skjærkreftene forplanter seg bortover etasjeskilleren, og ned betongskivene.)

Både taket og etasjeskilleren i tilbygget skal virke som stiv skive. For å få etasjeskilleren til å fungere som stiv skive, legger vi inn armering i fugene mellom hvert enkelt hulldekkeelement. Deretter vil det komme en 40 mm påstøp oppå elementene, noe som gjør at dekkene overfører horisontale laster til skjærveggene. Videre vil skjærveggene føre kreftene ned til fundamentene. Se vedlegg 1.15.



Figur 6.2 – Stiv skive

Eksisterende bygg bidrar til å stabilisere tilbygget i øst-vest-retning. Vind fra øst vil først treffe eksisterende bygg, og kreftene vil føres til bakken før de når frem til tilbygget. Dette antar vi fordi eksisterende bygg er dimensjonert for å håndtere vind i seg selv. Bygget fra 1970-tallet har dessuten stått gjennom en rekke ekstremvær de siste tiårene.

Ved vind fra vest vil tilbygget være blottlagt. Tilbygget presses dog mot eksisterende bygg, og kan ikke velte i denne retningen dersom vi binder nybygget til eksisterende.

I tillegg til vindkrefter, vil øvrige horisontale krefter som skjevstillingslaster fra geometriske avvik i konstruksjonen, stabiliseringskrefter fra trykkpåkjen

konstruksjonsdeler, samt laster fra jordtrykk, eksplosjoner og jordskjelv være aktuelle. Disse er ikke videre betraktet i oppgaven på grunn av tidsomfang.

6.2.2 **Innfestningsdetaljer**

Se vedlegg 1.12 – 1.16.

6.2.3 **Fundamentering**

Byggets søyler punktfundamenteres på gode grunnforhold, omtalt i kapittel 4.6. Betongfundamentene er dimensjonert ved hjelp av dimensjoneringsprogrammet Ove Sletten, og vedlagt i vedlegg 2.17 – 2.19. På grunn av at de ulike søyleleaksene bærer ulike laster, har vi tre ulike fundamentstørrelser.

De tre utvendige betongsøylene i sør, fundamenteres på lik måte:

$$L \times B \times H = 1,25 \times 1,25 \times 0,3 \text{ m}$$

Stålsøylene i de ytre aksene, -3 og 0, bærer lastene fra taket, og krever derfor de største fundamentene i bygget:

$$L \times B \times H = 1,6 \times 1,6 \times 0,5 \text{ m}$$

Stålsøylene i midtaksen, akse -2, er også fundamentert med samme dimensjon:

$$L \times B \times H = 1,6 \times 1,6 \times 0,4 \text{ m}$$

Det er antatt at fundamentnivå under marknivå er lik 0,7 meter.

Fundamentene fundamenteres på sprengstein og fjell. Dette er masser som av tabell 4.7 er lite telefarlige. Vi anser det derfor som unødvendig å isolere fundamentene, da grus/sprengstein har god vannledningsevne. Isolering under plasstøpt dekke i første etasje vil være nødvendig for å unngå kuldebro.



Figur 6.3 – Isolering av gulv på grunn med sprengstein som masse

6.2.4 Brannisolering

Vi har en rekke konstruksjonsdeler av stål i bæresystemet. De ulike delene av bygget brannisoleres på følgende måte:

Fagverk

Fagverkene består av en rekke kvadratiske og sirkulære hulprofiler med tidvis korte avstander og små vinkler. Det vil dermed være upraktisk å bygge inn samtlige staver, over- og undergurter med isolerende plater.

Brannmaling bevarer stålets naturlige profil, og gir en plassbesparende isolasjon. Vi velger å spraymale fagverkene med «Sika Unitherm 38091» for å tilfredsstille kravene til R 30. Malingen skummer opp ved temperatur på ca. 150 °C, og danner et isolerende skumsjikt.



Figur 6.4 - Brannmaling

Bestemmelse av profilmfaktor(SINTEF Byggforsk):

$$\text{Profilmfaktor (RHS 200x200x12,5)} = \frac{F}{A} = \frac{1}{t} = \frac{1}{0,012} = 83,3$$

$$\text{Profilmfaktor (KCKR 101,6 - 4)} = \frac{F}{A} = \frac{1}{t} = \frac{1}{0,004} = 250$$

RHS og CHS profiler						
BRANN MOTSTAND	PROFILFAKTO R F/A m ⁻¹	TØRRFILMTYKKELSE (μm)				
		LASTUTNYTTELSESGRAD				
		μ = 100% α = 70% T krit 525°C	μ = 85% α = 80% T krit 554°C	μ = 70% α = 50% T krit 585°C	μ = 55% α = 40% T krit 620°C	μ = 45% α = 30% T krit 664°C
R30	75 - 190	1250	1250	1250	1250	1000
	190 - 210	1500	1250	1250	1250	1000
	210 - 230	1500	1500	1500	1250	1000
	230 - 250	1600	1500	1500	1250	1000
R60	75 - 95	1500	1500	1250	1250	1250
	95 - 115	1750	1750	1500	1500	1250
	115 - 125	2000	1750	1750	1500	1500
	125 - 140	2250	2000	2000	1750	1500
	140 - 155	2500	2250	2250	2000	1750
	155 - 170	2750	2500	2500	2250	2000
	170 - 185	3000	2750	2500	2250	2250
	185 - 200		3000	2750	2500	2250
R90	75 - 85	2250	2250	2000	2000	1750
	85 - 95	2500	2250	2250	2000	1750
	95 - 105	2750	2500	2500	2250	2000
	105 - 115	3000	2750	2750	2500	2250
	115 - 120		3000	3000	2500	2250
	120 - 130				2750	2500
	130 - 135				3000	2500
	135 - 150					2750
	150 - 165					3000

Tabell 6.2 – Nødvendig brannmalingsstykkelse
(Sika Unitherm produktblad)

Setter kritisk ståltemperatur lik 525 °C, og får nødvendig tørrfilmtykkelse fra tabell 6.2:

$$\mu m (RHS 200 \times 200 \times 12,5) = 1250 = 2,3 \frac{kg}{m^2}$$

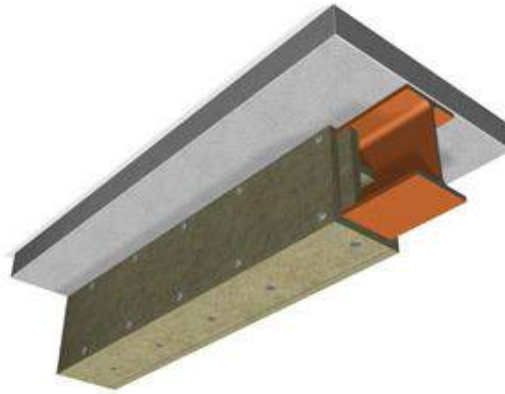
$$\mu m (KCKR 101,6 - 4) = 1600 = 2,9 \frac{kg}{m^2}$$

Over- og undergurt brannmales med 2,3 kg/m², og stavene brannmales med 2,9 kg/m².

Dragere (IPE)

Vi benytter IPE dragere som opplager for hulldekkene i akse 0 og -3. Disse kan potensielt utsettes for brann på tre av sine sider, da hulldekkene hindrer flammene på oversiden.

Her velger vi å bruke plater av steinull i form av «PAROC FPS 17», som monteres til stålet med sveisestifter.



Figur 6.5 – Isolert IPE-drager

Med 3-sidig branneksporing og krav til R 30, er det tilstrekkelig med 20 mm isolering av IPE 550. Kritisk temperatur settes her til 450 °C.

Dragere (HSQ)

HSQ-dragerne i akse -2 brannekspores kun på undersiden. I likhet med IPE-dragerne, benytter vi også her «PAROC FPS 17» steinullsplater. Nødvendig tykkelse av brannisolasjon beregnes ut i fra målene på den synlige flensen, men for R 30 er det uansett tilstrekkelig med 20 mm.



Figur 6.6 – Isolert HSQ-drager

Søyler (RHS)

Søylene i bygget brannekspores på fire sider, og tilfredsstillers R 30 med 20 mm «PAROC FPS 17» steinullsplater.

7 DRØFTING OG REFLEKSJON

7.1 REFLEKSJONSNOTAT

Å finne et tilfredsstillende bæresystem for tilbygget i Spjelkavik, har bydd på spennende og utfordrende problemstillinger. Opprinnelig hadde vi sett for oss å vurdere mange ulike bæresystem. Dette viste seg å være vanskelig med tanke på disponibel tid. Det er mulig å bygge ut skolen med både stål, betong og tre, men med bakgrunn i våre mål, mener vi å ha kommet frem til det best egnede bæresystemet. At resultatet ble en søyle/bjelke-løsning med stål som det dominerende materialet, var ikke overraskende ut i fra forutsetningene.

Datainnsamlingen og vurderingsprosessen har bidratt til økt forståelse for prosjekterende og ingeniørfaglig arbeid. I ettertid ser vi imidlertid at vi kunne gjort enkelte ting annerledes.

Kortere spennvidder mellom søylene hadde gitt grunnlag for mindre dimensjoner på dragerne. Ved innføring av en ekstra søylerad, kunne vi også gått ned i dimensjon på hulldekkene. Midtsøyler i andre etasje hadde i tillegg redusert behovet for fagverk. Valgene som er tatt, er likevel gjort med hensyn på fleksibiliteten i bygget, og vi mener valgene er faglig forsvarlig ut i fra dette.

Opplæring i dataprogrammene har vært avgjørende for å visualisere og beregne ulike alternativer opp mot hverandre. Dette har gitt oss argumentasjon til å fatte et endelig valg. Vi sitter igjen med følelsen av at vi har oppnådd effektmålet i forhold til økt kunnskap i Revit og FEM-Design.

8 DIMENSJONERING

8.1 LASTER

For utregning og forklaring av nevnte laster, se vedlegg 2.2.

8.1.1 Egenvekt teknisk rom

Egenvekt teknisk rom settes til $2,0 \text{ kN/m}^2$.

8.1.2 Egenvekt Lett-Tak

Egenvekt fra takelementene er $0,5 \text{ kN/m}^2$.

8.1.3 Egenvekt påstøp

Egenvekt fra påstøp i andre etasje er $1,0 \text{ kN/m}^2$.

8.1.4 Egenvekt hulldekker

Egenvekt fra fugede hulldekkeelementer er $4,35 \text{ kN/m}^2$.
Se tabell 5.5 (kap. 5.3.1.4)

8.1.5 Egenvekt IPE 550

Egenvekt av IPE 550 ståldrager er $1,04 \text{ kN/m}$.

8.1.6 Snølast

Karakteristisk snølast i Ålesund er $3,0 \text{ kN/m}^2$.
NS-EN 1991-1-3: 2003+NA:2008

8.1.7 Vindlast

Karakteristisk vindlast på tilbygget er $0,85 \text{ kN/m}^2$.
NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009

8.1.8 Nyttelast

Karakteristisk nyttelast er satt til $5,0 \text{ kN/m}^2$.
NS-EN- 1991-1-1:2002+NA:2008

8.2 LASTFAKTORER

8.2.1 Bruddgrensetilstand

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

Tabell 8.1 – Lastfaktorer i bruddgrensetilstand
(NS-EN 1990, Tabell NA.A1.2(A))

8.2.2 Bruksgrensetilstand

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

Tabell 8.2 – Lastfaktorer i bruksgrensetilstand
(NS-EN 3490 A1.4.1, kategori C og D)

8.2.3 Nedbøying

Konsekvenser	Lastsituasjon som brukes	Anbefalte største tillatte nedbøyingverdier
Konstruksjon der nedbøying fører til skade	karakteristisk	fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner der det stilles krav på grunn av bruk eller utstyr	ofte forekommende	fastsettes i det enkelte prosjekt
Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav	tilnærmet permanent	L/200 – L/250

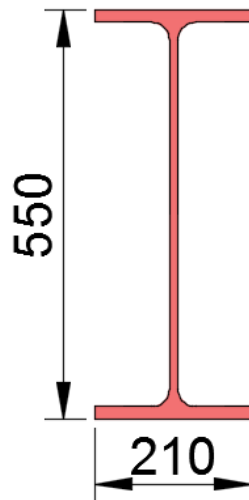
Tabell 8.3 – Nedbøyingkrav til konstruksjoner
(NS-EN 1990 NA.A1(904))

8.3 MANUELL DIMENSJONERING

8.3.1 IPE 550 ståldrager

Dimensjonerende lastvirkninger

Vi antar at vi trenger IPE 550 på de ytre bjelkeaksene. Tar utgangspunkt i bjelke 0EF.



Figur 8.1 – IPE 550

Lengde drager: $L = 7,5 \text{ m}$

Egenvekt drager: $(g_{drager}) = 106 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \approx 1,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Last fra hulldekker: $(g_{HD320}) = 4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{11,85 \text{ m}}{2} \approx 25,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Last fra påstøp: $(g_{påstøp}) = 1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{11,85 \text{ m}}{2} \approx 5,925 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $(p) = 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{11,85 \text{ m}}{2} \approx 29,625 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden:

$$q_{Ed,1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,35 \cdot 32,665 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,05 \cdot 29,625 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 75,204 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \cdot 32,665 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,50 \cdot 29,625 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 83,635 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{83,635 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 313,63 kN$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed}l^2}{8} = \frac{83,635 \frac{kN}{m} \cdot 7,5^2 m}{8} = 588,06 kNm$$

Kapasiteter

Nødvendig motstandsmoment:

$$W_{n\ddot{o}dv} = \frac{M_{Ed}}{f_d} = \frac{588,06 \cdot 10^6 Nmm}{338,1 MPa} = 1739,3 \cdot 10^3 mm^3$$

Skjærareal:

$$\begin{aligned} A_v &= A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \\ &= 13\,400 mm^2 - 2 \cdot 210 mm \cdot 17,2 mm + (11,1 mm + 2 \cdot 24) \cdot 17,2 mm = 7192,52 mm^2 \end{aligned}$$

Dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{7192,52 mm^2 \cdot 355 MPa}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 1404 kN$$

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2440 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 355 MPa}{1,05} = 825 kNm$$

Kapasitetskontroll

Utnyttelse skjærkapasitet:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{313,63 kN}{1404 kN} \cdot 100 \% = 22,3 \% \quad \mathbf{OK}$$

Utnyttelse momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{588,06 kNm}{825 kNm} \cdot 100 \% = 71,3 \% \quad \mathbf{OK}$$

Nedbøyingskontroll

Dimensjonerende last i bruksgrensetilstanden:

$$q_{Ed} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,0 \cdot 32,665 \frac{kN}{m} + 1,0 \cdot 29,625 \frac{kN}{m} = 62,3 \frac{kN}{m}$$

Nedbøying blir da:

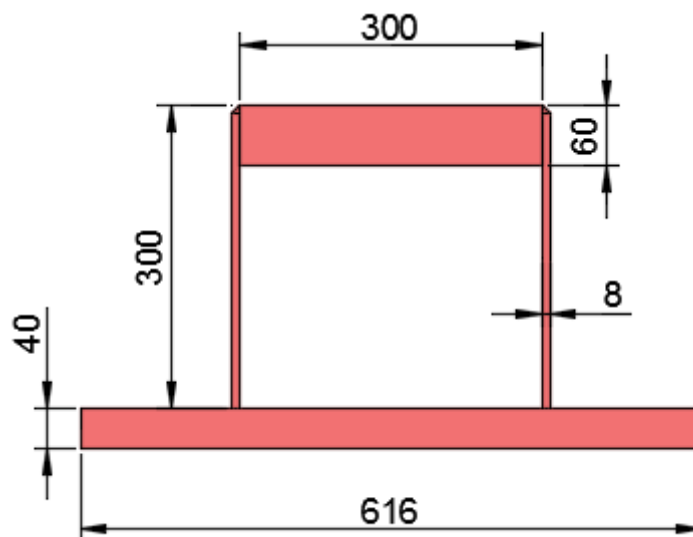
$$w = \frac{5 \cdot q_{Ed} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 62,3 \frac{kN}{m} \cdot 7500^4 mm}{384 \cdot 210000 MPa \cdot 671,2 \cdot 10^6 mm^4} = 18,2 mm < \frac{L}{250} = 30 mm \text{ **OK**}$$

Drageren er innenfor kravene, og godkjennes. Se vedlegg 2.11 for kontroll i FEM-Design.

8.3.2 HSQ ståldrager

Dimensjonerende lastvirkninger

Vi antar at vi trenger HSQ 300x8 – 300x60 – 616x40 på den midtre bjelkeaksen. Tar utgangspunkt i bjelke -2EF.



Figur 8.2 – HSQ 300x8 – 300x60 – 616x40

$$h = 300 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm}$$

$$h_w = 240 \text{ mm}$$

$$b_o = 300 \text{ mm}$$

$$t_o = 60 \text{ mm}$$

$$b_u = 616 \text{ mm}$$

$$t_u = 40 \text{ mm}$$

Areal:

$$A = 616 \text{ mm} \cdot 40 \text{ mm} + (300 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm}) \cdot 2 + 300 \text{ mm} \cdot 60 \text{ mm} = 47,44 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

Tyngdepunkt:

$$\alpha = \frac{(40 \cdot 616 \cdot 20) + (300 \cdot 8 \cdot 190) + (300 \cdot 8 \cdot 190) + (60 \cdot 300 \cdot 310)}{(40 \cdot 616) + (300 \cdot 8) + (300 \cdot 8) + (60 \cdot 300)} = 147,23 \text{ mm}$$

Annet arealmoment:

$$\begin{aligned} I_y &= \frac{1}{12} \cdot 616 \cdot 40^3 + 616 \cdot 40(147,23 - 20)^2 + \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 300^3 + 8 \cdot 300(147,23 - 190)^2 \\ &+ \frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 300^3 + 8 \cdot 300(147,23 - 190)^2 + \frac{1}{12} \cdot 300 \cdot 60^3 + 300 \cdot 60(147,23 - 310)^2 \\ &= 929,22 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Motstandsmoment:

$$W_y = \frac{I_y}{H - \alpha} = \frac{929,22 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}{340 \text{ mm} - 147,23 \text{ mm}} = 4820,35 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Lengde drager: $L = 7,5 \text{ m}$

Last fra hulldekker: $(g_{HD320}) = 4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 10,35 \text{ m} \approx 45,0225 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Last fra påstøp: $(g_{p\ddot{a}st\ddot{o}p}) = 1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 10,35 \text{ m} \approx 10,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $(p) = 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 10,35 \text{ m} \approx 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden:

$$q_{Ed,1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,35 \cdot 55,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,05 \cdot 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 129,09 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \cdot 55,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,50 \cdot 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 144,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} l}{2} = \frac{144,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5 \text{ m}}{2} = 540,26 \text{ kN}$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} l^2}{8} = \frac{144,07 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,5^2 \text{ m}}{8} = 1013 \text{ kNm}$$

Kapasiteter

Skjærareal:

$$A_v = h_w \cdot t_w \cdot 2 = 240 \text{ mm} \cdot 8 \text{ mm} \cdot 2 = 3840 \text{ mm}^2$$

Dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{3840 \text{ mm}^2 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 749,56 \text{ kN}$$

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{4820,35 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa}}{1,05} = 1629,74 \text{ kNm}$$

Kapasitetskontroll

Utnyttelse skjærkapasitet:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{540,26 \text{ kN}}{749,56 \text{ kN}} \cdot 100 \% = 72,1 \% \quad \mathbf{OK}$$

Utnyttelse momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1013 \text{ kNm}}{1629,74 \text{ kNm}} \cdot 100 \% = 62,2 \% \quad \mathbf{OK}$$

Nedbøyingskontroll

Dimensjonerende last i bruksgrensetilstanden:

$$q_{Ed} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,0 \cdot 55,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,0 \cdot 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 107,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

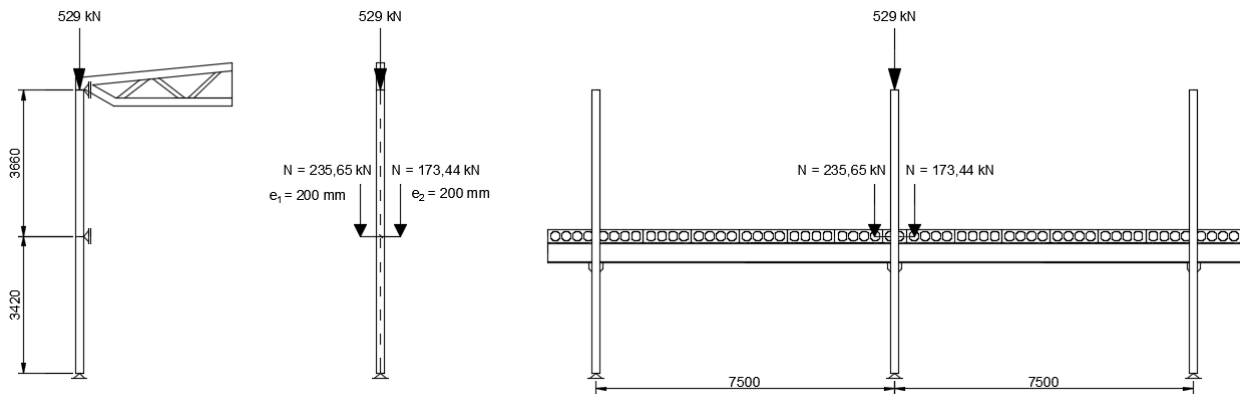
Nedbøying blir da:

$$w = \frac{5 \cdot q_{Ed} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 107,12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7500^4 \text{ mm}}{384 \cdot 210000 \text{ MPa} \cdot 929,2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4} = 22,6 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 30 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

Drageren er innenfor kravene, og godkjennes. Se vedlegg 2.13 for kontroll i FEM-Design.

8.3.3 Stålsøyler akse -3

For beregning av søyler i akse -3, har vi tatt en av de mest belastede søylene(-3E) og dimensjonert etter denne. Se vedlegg 2.8. Dette har vi gjort for å få et inntrykk av hvilke dimensjoner vi trenger i bygget.



Figur 8.3 – Lastenes angrepspunkt akse -3

Dimensjonerende lastvirkninger

Egenvekt fuget hulldekke: $(g_{HD320}) = 4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenvekt påstøp: $(g_{p\ddot{a}st\ddot{o}p}) = 1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Egenvekt IPE 550: $(g_{drager}) = 1,04 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $(p) = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Vindlast: $(p) = 0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Punktlast fra fagverk: $(N) = 529 \text{ kN}$ (se vedlegg 2.16)

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 100 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p$$

$$= 1,20 \cdot 1,04 \frac{kN}{m} + 1,20 \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m \right) + 1,50 \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m \right) = 62,84 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 50 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p$$

$$= 1,20 \cdot 1,04 \frac{kN}{m} + 1,20 \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m \right) + \frac{1,50 \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m \right)}{2} = 46,25 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for søylene, vindlast:

$$q_{Ed} = 1,05 \cdot 0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 7,5 m = 6,7 \frac{kN}{m}$$

Momentoverføring fra bjelker til søyler

Opplagerkraft venstre side (100 % nyttelast):

$$\frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{62,84 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 235,65 kN$$

Opplagerkraft høyre side (50 % nyttelast):

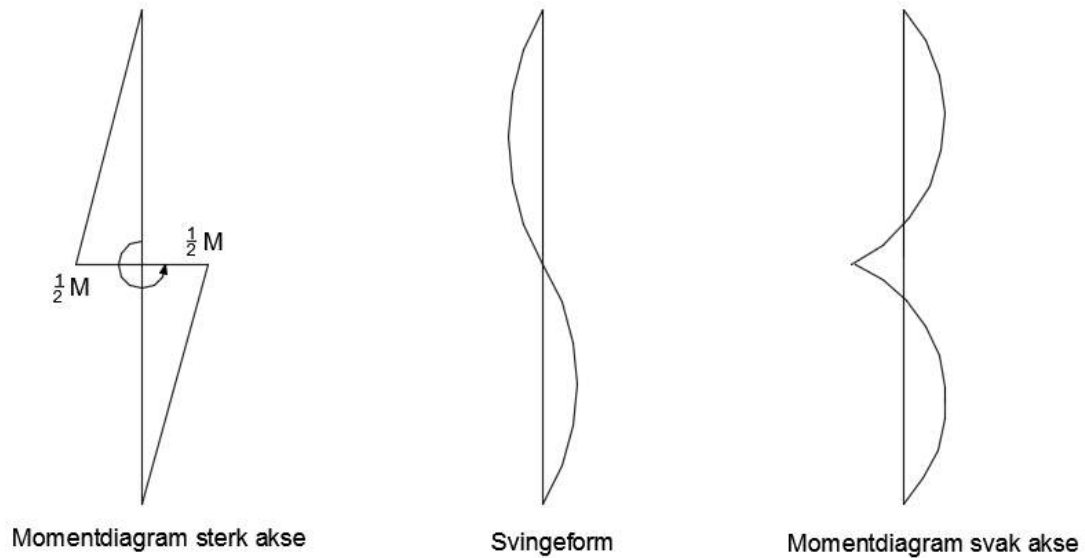
$$\frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{46,25 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 173,44 kN$$

Moment som følger av skeivbelastning fra bjelkene blir:

$$M_{y-y} = (235,65 kN - 173,44 kN) \cdot 0,2 m = 12,442 kNm$$

Moment som følger av vindbelastningen blir:

$$M_{z-z} = \frac{q_{Ed}l^2}{8} = \frac{6,7 \frac{kN}{m} \cdot 3,54^2 m}{8} = 10,5 kNm$$



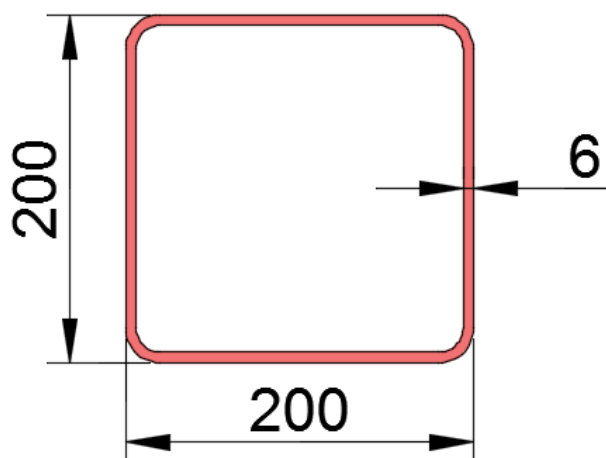
Figur 8.4 – Søylediagram akse -3

Vi bruker momentet om z-aksen lik 10,5 kNm, og $\frac{1}{2} M$ lik 6,221 kNm fra y-aksen i den videre beregningen av søylen. I tillegg påføres det en aksialkraft lik (529 + 235,65 + 173,44) kN fra fagverk og bjelker.

Videre manuell beregning viser stålsøyler, som også blir kontrollert i FEM-Design.

RHS STÅLSØYLE

Vi antar at vi trenger RHS 200 x 200 x 6 i akse -3.



Figur 8.5 – RHS 200x200x6

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

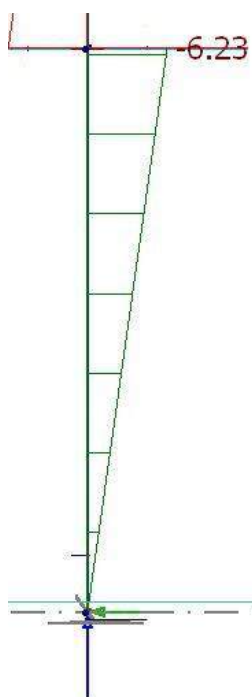
$$t = 6 \text{ mm}$$

$$A = 4,532 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

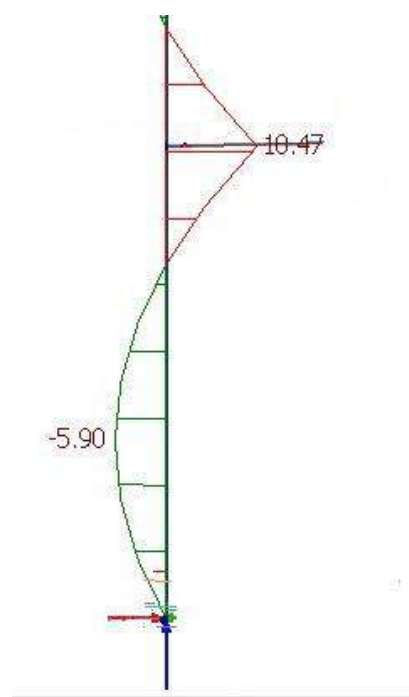
$$W_{el} = 2,802 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$I = 2,802 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Momentdiagram fra FEM-Design:



Figur 8.6 – Moment fra bjelkene



Figur 8.7 – Moment fra vindlast

Vippingskontroll

$$M_{0cr} = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

$$= \frac{\pi}{3540 \text{ mm}} \cdot \sqrt{0,8 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 4,482 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \cdot 210\,000 \text{ MPa} \cdot 2,802 \cdot 10^7 \text{ mm}^4}$$

$$= 4076,34 \text{ kNm}$$

$z_j = 0$ pga. dobbelt symmetrisk tverrsnitt

$z_g = 0$ fordi lasten angriper i skjærsenter

$$C_1 = (0,310)^{-0,5} = 1,796$$

$C_3 = 0$ fordi $z_j = 0$ (fra Stålkonstruksjoner P.Kr. Larsen)

$k_z = 1,0$ (fra tabell 6.1 i Stålkonstruksjoner P.Kr. Larsen)

$k_w = 1,0$ pga. fastholdt mot rotasjon i x – aksen, og gaffellagring

Torsjonsparameteren:

$$k_{wt} = \frac{\pi}{k_w l} \cdot \sqrt{\frac{EI_w}{GI_t}} = \frac{\pi}{1,0 \cdot 3540 \text{ mm}} \cdot \sqrt{\frac{210\,000 \text{ MPa} \cdot 1,047 \cdot 10^7 \text{ mm}^4}{0,8 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 4,482 \cdot 10^7 \text{ mm}^4}} = 0,000694$$

Det relative dimensjonsløse kritiske moment:

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \cdot \sqrt{1 + k_{wt}^2} = \frac{1,796}{1,0} \cdot \sqrt{1 + 0,000694^2} = 1,796$$

Kritisk moment for profilet:

$$M_{cr} = M_{0cr} \cdot \mu_{cr} = 4076,34 \text{ kNm} \cdot 1,796 = 7321,1 \text{ kNm}$$

Vippingsfaktor:

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{f_y \cdot W_y}{M_{cr}} \right)^{0,5} = \left(\frac{355 \text{ MPa} \cdot 2,802 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{7321,1 \cdot 10^6 \text{ Nmm}} \right)^{0,5} = 0,11$$

$$\frac{h}{b} \leq 2 \rightarrow \text{vippingskurve } b \rightarrow X_{LT} = 1,0$$

Knekkingskontroll

Aksialkraften påfører søylen krefter som gjør den utsatt for knekking.

Slankhet:

$$\lambda_z = \lambda_y = \frac{L_k}{i_z} = \frac{3540 \text{ mm}}{79 \text{ mm}} = 44,81$$

Flyteslankhet:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210\,000 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}} = 76,4$$

Relativ slankhet:

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_y = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{44,81}{76,4} = 0,586 \rightarrow \text{knekkurve } a \rightarrow X_z = 0,9$$

Aksialkraftskapasitet:

$$N_{bRd} = X_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A = 0,9 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 4532 \text{ mm}^2 = 1379,02 \text{ kN}$$

Utnyttelse aksialkraftskapasitet:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} = \frac{938,1 \text{ kN}}{1379,02 \text{ kN}} = 0,68 \leq 1 \quad \mathbf{OK}$$

Altså har vi ingen knekking.

Interaksjon mellom moment og aksialkraft (stabilitetskontroll)

Ekvivalent momentfaktor:

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6$$

$$\alpha_h = \frac{M_h}{M_s} = \frac{0}{10,53} = 0$$

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

Interaksjonsfaktorer:

$$\begin{aligned} k_{yy1} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0,6\lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rd}} \right) \\ &= 0,6 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 0,586 \cdot \frac{938,1 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,9 \cdot \frac{355 \text{ MPa} \cdot 4532 \text{ mm}^2}{1,05}} \right) = 0,743 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yy2} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rd}} \right) \\ &= 0,6 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{938,1 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,9 \cdot \frac{355 \text{ MPa} \cdot 4532 \text{ mm}^2}{1,05}} \right) = 0,844 \end{aligned}$$

Velger her $k_{yy1} = 0,743$, fordi denne verdien er minst.

$$k_{zy} = 0,8 \cdot k_{yy} = 0,8 \cdot 0,743 = 0,594$$

$$\begin{aligned} k_{zz1} &= C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6\lambda_z \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rd}} \right) \\ &= 0,95 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 0,586 \cdot \frac{938,1 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,9 \cdot \frac{355 \text{ MPa} \cdot 4532 \text{ mm}^2}{1,05}} \right) = 1,17 \end{aligned}$$

$$k_{zz2} = C_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_z \cdot N_{Rd}} \right)$$

$$= 0,95 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{938,1 \cdot 10^3 N}{0,9 \cdot \frac{355 MPa \cdot 4532 mm^2}{1,05}} \right) = 1,33$$

Velger her $k_{zz1} = 1,17$, fordi denne verdien er minst.

$$k_{yz} = 0,6 \cdot k_{zz} = 0,6 \cdot 1,18 = 0,702$$

Kontroll:

$$\text{linj 1: } \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} + k_{yy} \cdot \frac{M_{yEd}}{X_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{zEd}}{W_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{938,1 \cdot 10^3 N}{0,9 \cdot \frac{355 MPa}{1,05} \cdot 4532 mm^2} + 0,743 \cdot \frac{6,221 \cdot 10^6 Nmm}{1,0 \cdot 2,802 \cdot 10^5 mm^3 \cdot \frac{355 MPa}{1,05}}$$

$$+ 0,702 \cdot \frac{10,53 \cdot 10^6 Nmm}{2,802 \cdot 10^5 mm^3 \cdot \frac{355 MPa}{1,05}} = 0,807 \leq 1,0 \quad \mathbf{OK}$$

$$\text{linj 2: } \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} + k_{zy} \cdot \frac{M_{yEd}}{X_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{zEd}}{W_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{938,1 \cdot 10^3 N}{0,9 \cdot \frac{355 MPa}{1,05} \cdot 4532 mm^2} + 0,594 \cdot \frac{6,221 \cdot 10^6 Nmm}{1,0 \cdot 2,802 \cdot 10^5 mm^3 \cdot \frac{355 MPa}{1,05}}$$

$$+ 1,17 \cdot \frac{10,53 \cdot 10^6 Nmm}{2,802 \cdot 10^5 mm^3 \cdot \frac{355 MPa}{1,05}} = 0,85 \leq 1,0 \quad \mathbf{OK}$$

Kapasitetskontroll etter elastisitetsteorien

Kontrollerer spenningen der bøyemomentene er størst + aksiallast:

$$\delta = \frac{M_y}{W} + \frac{M_z}{W} + \frac{N}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\delta = \frac{6,221 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{2,802 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} + \frac{10,53 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{2,802 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} + \frac{938,1 \cdot 10^3 \text{ N}}{4532 \text{ mm}^2} = 266,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tillatt spenning:

$$\frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 338,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

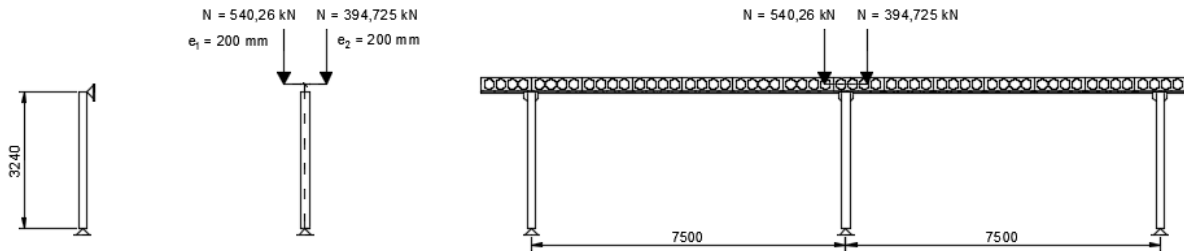
Utnyttelse:

$$\frac{266,77 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{338,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 100 \% = 79 \% \quad \mathbf{OK}$$

Vi konkluderer med at søylen tåler påkjenningene den blir utsatt for.

8.3.4 Stålsøyler akse -2

I akse -2 stopper søylene i dekket mellom første og andre etasje. For beregning av søyler i akse -2, har vi lagt til grunn søyle -2E, som dekker det største lastarealet. Også her vil vi regne halv nyttelast fra en side, og full nyttelast fra den andre siden, for å få det mest ugunstige momentet. Se vedlegg 2.7.



Figur 8.8 – Lastenes angrepspunkt akse -2

Dimensjonerende lastvirkninger

Egenvekt fuget hulldekke: $(g_{HD320}) = 4,35 \frac{kN}{m^2}$

Egenvekt påstøp: $(g_{p\text{åstøp}}) = 1,00 \frac{kN}{m^2}$

Nyttelast: $(p) = 5,0 \frac{kN}{m^2}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 100 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 m \right) + 1,50 \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 m \right) = 144,07 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 50 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 m \right) + \frac{1,50 \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 m \right)}{2} = 105,26 \frac{kN}{m}$$

Momentoverføring fra bjelker til søyler

Opplagerkraft venstre side (100 % nyttelast):

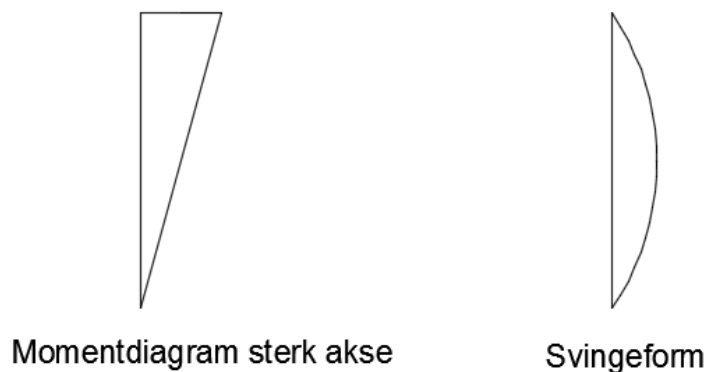
$$\frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{144,07 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 540,26 kN$$

Opplagerkraft høyre side (50 % nyttelast):

$$\frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{105,26 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 394,725 kN$$

Moment som følger av skeivbelastning fra bjelkene blir:

$$M_{y-y} = (540,26 kN - 394,725 kN) \cdot 0,2 m = 29,107 kNm$$



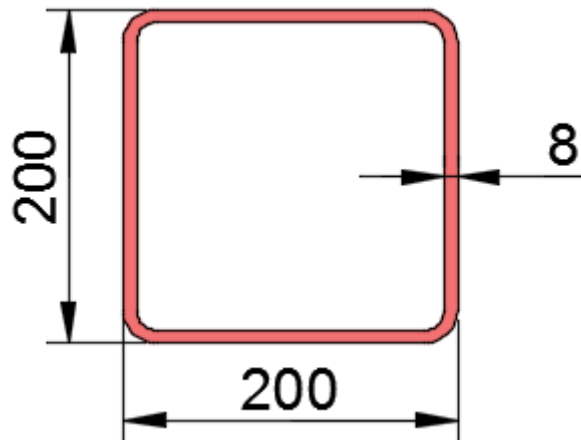
Figur 8.9 Søylediagram akse -2

Vi bruker momentet om y-aksen lik 29,107 kNm i den videre beregningen av søylen. I tillegg påføres det en aksialkraft lik (540,26 + 394,725) kN fra bjelker. Søylen i midten av bygget belastes ikke med vindlast.

Videre manuell dimensjonering viser stålsøyler, som også blir kontrollert i FEM-Design.

RHS STÅLSØYLE

Vi antar at vi trenger RHS 200 x 200 x 8 i den midtre søyleraden, akse -2.



Figur 8.10 – RHS 200x200x8

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

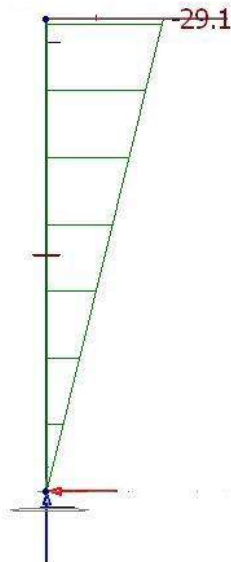
$$t = 8 \text{ mm}$$

$$A = 5,924 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$W_{el} = 3,566 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$I = 3,566 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Momentdiagram fra FEM-Design:



Figur 8.11 – Moment fra bjelkene

Vippingskontroll

$$M_{0cr} = \frac{\pi}{L} \cdot \sqrt{G \cdot I_t \cdot E \cdot I_z}$$

$$= \frac{\pi}{3540 \text{ mm}} \cdot \sqrt{0,8 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 5,825 \cdot 10^7 \text{ mm}^4 \cdot 210\,000 \text{ MPa} \cdot 3,566 \cdot 10^7 \text{ mm}^4}$$

$$= 5242,5 \text{ kNm}$$

$z_j = 0$ pga. dobbelt symmetrisk tverrsnitt

$z_g = 0$ fordi lasten angriper i skjærsenter

$$C_1 = (0,310)^{-0,5} = 1,796$$

$C_3 = 0$ fordi $z_j = 0$ (fra Stålkonstruksjoner P. Kr. Larsen)

$k_z = 1,0$ (fra tabell 6.1 i Stålkonstruksjoner P. Kr. Larsen)

$k_w = 1,0$ pga. fastholdt mot rotasjon i $x -$ aksen, og gaffellagring

Torsjonsparameteren:

$$k_{wt} = \frac{\pi}{k_w l} \cdot \sqrt{\frac{EI_w}{GI_t}} = \frac{\pi}{1,0 \cdot 3540 \text{ mm}} \cdot \sqrt{\frac{210\,000 \text{ MPa} \cdot 2,075 \cdot 10^8 \text{ mm}^4}{0,8 \cdot 10^5 \text{ MPa} \cdot 5,825 \cdot 10^7 \text{ mm}^4}} = 0,00271$$

Det relative dimensjonsløse kritiske moment:

$$\mu_{cr} = \frac{C_1}{k_z} \cdot \sqrt{1 + k_{wt}^2} = \frac{1,796}{1,0} \cdot \sqrt{1 + 0,00271^2} = 1,796$$

Kritisk moment for profilet:

$$M_{cr} = M_{0cr} \cdot \mu_{cr} = 5242,5 \text{ kNm} \cdot 1,796 = 9415,5 \text{ kNm}$$

Vippingsfaktor:

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{f_y \cdot W_y}{M_{cr}} \right)^{0,5} = \left(\frac{355 \text{ MPa} \cdot 3,566 \cdot 10^5 \text{ mm}^3}{9415,5 \cdot 10^6 \text{ Nmm}} \right)^{0,5} = 0,116$$

$$\frac{h}{b} \leq 2 \rightarrow \text{vippingskurve b} \rightarrow X_{LT} = 1,0$$

Knekkingskontroll

Aksialkraften påfører søylen krefter som gjør den utsatt for knekking.

Slankhet:

$$\lambda_z = \lambda_y = \frac{L_k}{i_z} = \frac{3540 \text{ mm}}{78 \text{ mm}} = 45,4$$

Flyteslankhet:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210\,000 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}} = 76,4$$

Relativ slankhet:

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_y = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{45,4}{76,4} = 0,593 \rightarrow \text{knekkurve } a \rightarrow X_z = 0,89$$

Aksialkraftskapasitet:

$$N_{bRd} = X_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A = 0,89 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 5924 \text{ mm}^2 = 1782,55 \text{ kN}$$

Utnyttelse aksialkraftskapasitet:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} = \frac{934,985 \text{ kN}}{1782,55 \text{ kN}} = 0,524 \leq 1 \quad \mathbf{OK}$$

Altså har vi ingen knekking.

Interaksjon mellom moment og aksialkraft (stabilitetskontroll)

Ekvivalent momentfaktor:

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6$$

Interaksjonsfaktorer:

$$k_{yy1} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,6\lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rd}} \right)$$

$$= 0,6 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 0,593 \cdot \frac{934,985 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,89 \cdot \frac{355 \text{ MPa} \cdot 5924 \text{ mm}^2}{1,05}} \right) = 0,71$$

$$k_{yy2} = C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rd}} \right)$$

$$= 0,6 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{934,985 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,89 \cdot \frac{355 \text{ MPa} \cdot 5924 \text{ mm}^2}{1,05}} \right) = 0,79$$

Velger her $k_{yy1} = 0,71$, fordi denne verdien er minst.

$$k_{zy} = 0,8 \cdot k_{yy} = 0,8 \cdot 0,71 = 0,568$$

Kontroll:

$$\text{lign 1: } \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} + k_{yy} \cdot \frac{M_{yEd}}{X_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{934,985 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,89 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 5924 \text{ mm}^2} + 0,71 \cdot \frac{29,107 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1,0 \cdot 3,56 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05}} = 0,7 \leq 1,0 \quad \mathbf{OK}$$

$$\text{lign 2: } \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} + k_{zy} \cdot \frac{M_{yEd}}{X_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}$$

$$= \frac{934,985 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,89 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 5924 \text{ mm}^2} + 0,568 \cdot \frac{29,107 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1,0 \cdot 3,56 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05}} = 0,66 \leq 1,0 \quad \mathbf{OK}$$

Kapasitetskontroll etter elastisitetsteorien

Kontrollerer spenningen der bøyemomentene er størst + aksiallast:

$$\delta = \frac{M_y}{W} + \frac{N}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\delta = \frac{29,107 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{3,56 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} + \frac{934,985 \cdot 10^3 \text{ N}}{5924 \text{ mm}^2} = 239,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tillatt spenning:

$$\frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 338,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

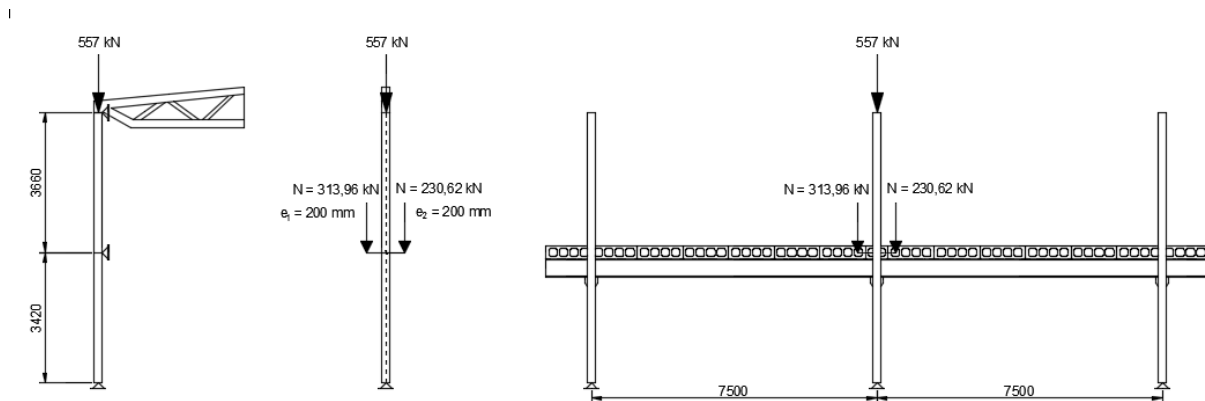
Utnyttelse:

$$\frac{239,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{338,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 100 \% = 71 \% \quad \mathbf{OK}$$

Vi konkluderer med at søylen tåler påkjenningene den blir utsatt for.

8.3.5 Stålsøyler akse 0

For beregning av søyler i akse 0, har vi tatt en av de mest belastede søylene(0E) og dimensjonert etter denne. Se vedlegg 2.6. Dette har vi gjort for å få et inntrykk av hvilke dimensjoner vi trenger i bygget.



Figur 8.12 – Lastenes angrepspunkt akse 0

Egenvekt fuget hulldekke: $(g_{HD320}) = 4,35 \frac{kN}{m^2}$

Egenvekt påstøp: $(g_{p\grave{a}st\ddot{o}p}) = 1,00 \frac{kN}{m^2}$

Egenvekt IPE 550: $(g_{drager}) = 1,04 \frac{kN}{m}$

Nyttelast: $(p) = 5,0 \frac{kN}{m^2}$

Punktlast fra fagverk: $(N) = 557 kN$ (se vedlegg 2.16)

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 100 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p$$

$$= 1,20 \cdot 1,04 \frac{kN}{m} + 1,20 \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,925 m \right) + 1,50 \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,925 m \right) = 83,724 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 50 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p$$

$$= 1,20 \cdot 1,04 \frac{kN}{m} + 1,20 \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,925 m \right) + \frac{1,50 \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,925 m \right)}{2} = 61,5 \frac{kN}{m}$$

Momentoverføring fra bjelker til søyler

Opplagerkraft venstre side (100 % nyttelast):

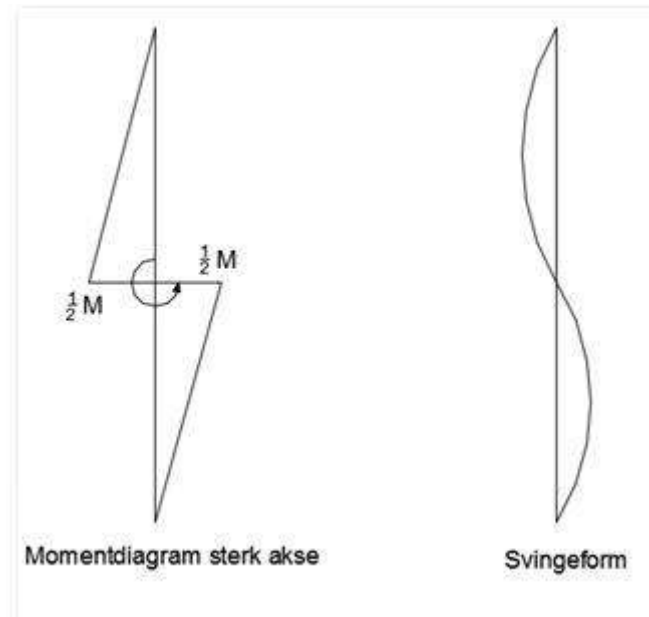
$$\frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{83,724 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 313,965 kN$$

Opplagerkraft høyre side (50 % nyttelast):

$$\frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{61,5 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 230,62 kN$$

Moment som følger av skeivbelastning fra bjelkene blir:

$$M_{y-y} = (313,965 kN - 230,62 kN) \cdot 0,2 m = 16,7 kNm$$



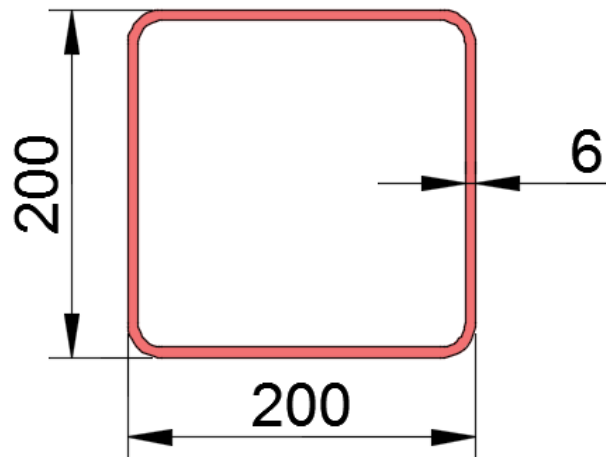
Figur 8.13 – Søylediagram akse 0

Setter da momentet til å være 8,35 kNm som er $\frac{1}{2} M$. I tillegg påføres det en aksialkraft lik $(557 + 313,965 + 230,62)$ kN fra fagverk og bjelker.

Videre manuell beregning viser stålsøyler, som også blir kontrollert i FEM-Design.

RHS STÅLSØYLE

Vi antar at vi trenger RHS 200 x 200 x 6 i de ytre søyleradene, akse 0 og -3.



Figur 8.14 – RHS 200x200x6

$$h = 200 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

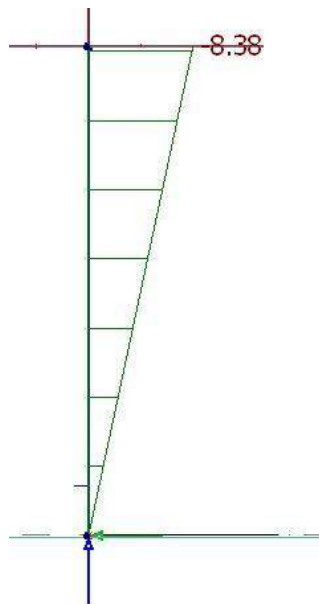
$$t = 6 \text{ mm}$$

$$A = 4,532 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$W_{el} = 2,802 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$I = 2,802 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

Momentdiagram fra FEM-Design:



Figur 8.15 – Moment fra bjelkene

Knekkingskontroll

Aksialkraften påfører søylen krefter som gjør den utsatt for knekking.

Slankhet:

$$\lambda_z = \lambda_y = \frac{L_k}{i_z} = \frac{3540 \text{ mm}}{79 \text{ mm}} = 44,81$$

Flyteslankhet:

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = \pi \cdot \sqrt{\frac{210\,000 \text{ MPa}}{355 \text{ MPa}}} = 76,4$$

Relativ slankhet:

$$\bar{\lambda}_z = \lambda_y = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{44,81}{76,4} = 0,586 \rightarrow \text{knekkurve } a \rightarrow X_z = 0,9$$

Aksialkraftskapasitet:

$$N_{bRd} = X_z \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A = 0,9 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 4532 \text{ mm}^2 = 1379,02 \text{ kN}$$

Utnyttelse aksialkraftskapasitet:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{bRd}} = \frac{1101,58 \text{ kN}}{1379,02 \text{ kN}} = 0,8 \leq 1 \quad \mathbf{OK}$$

Altså har vi ingen knekking.

Interaksjon mellom moment og aksialkraft (stabilitetskontroll)

Ekvivalent momentfaktor:

$$C_{my} = 0,6 + 0,4\psi = 0,6$$

Interaksjonsfaktorer:

$$\begin{aligned} k_{yy1} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0,6\lambda_y \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rd}} \right) \\ &= 0,6 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot 0,586 \cdot \frac{1101,58 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,9 \cdot \frac{355 \text{ MPa} \cdot 4532 \text{ mm}^2}{1,05}} \right) = 0,768 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} k_{yy2} &= C_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot N_{Rd}} \right) \\ &= 0,6 \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{1101,58 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,9 \cdot \frac{355 \text{ MPa} \cdot 4532 \text{ mm}^2}{1,05}} \right) = 0,887 \end{aligned}$$

Velger her $k_{yy1} = 0,768$, fordi denne verdien er minst.

$$k_{zy} = 0,8 \cdot k_{yy} = 0,8 \cdot 0,768 = 0,614$$

Kontroll:

$$\begin{aligned} \text{linn 1: } & \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} + k_{yy} \cdot \frac{M_{yEd}}{X_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \\ &= \frac{1101,58 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,9 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 4532 \text{ mm}^2} + 0,77 \cdot \frac{8,35 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1,0 \cdot 2,802 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05}} = 0,87 \leq 1,0 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{linn 2: } & \frac{N_{Ed}}{X_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A} + k_{zy} \cdot \frac{M_{yEd}}{X_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \\ &= \frac{1101,58 \cdot 10^3 \text{ N}}{0,9 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 4532 \text{ mm}^2} + 0,614 \cdot \frac{8,35 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{1,0 \cdot 2,802 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 \cdot \frac{355 \text{ MPa}}{1,05}} = 0,85 \leq 1,0 \quad \mathbf{OK} \end{aligned}$$

Kapasitetskontroll etter elastisitetsteorien

Kontrollerer spenningen der bøyemomentene er størst + aksiallast:

$$\delta = \frac{M_y}{W} + \frac{N}{A} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$
$$\delta = \frac{8,35 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{2,802 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} + \frac{1101,58 \cdot 10^3 \text{ N}}{4532 \text{ mm}^2} = 272,86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tillatt spenning:

$$\frac{f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,05} = 338,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Utnyttelse:

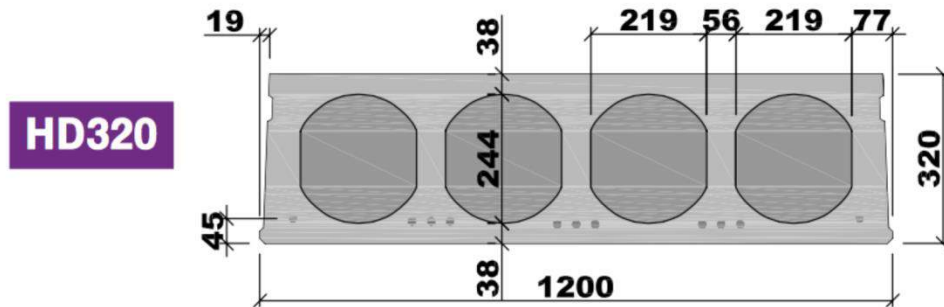
$$\frac{272,86 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{338,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 100 \% = 80,7 \% \quad \mathbf{OK}$$

Vi konkluderer med at søylen tåler påkjenningene den blir utsatt for.

8.3.6 HD 320 hulldekker

Dimensjonerende lastvirkninger

Kontrollerer HD 320 etter godkjenning gjennom kapasitetstabell 5.4, kapittel 5.3.1.4.



Figur 8.16 – Tverrsnitt HD320

Vi regner med en påstøp på 40 mm over hulldekkene.

Volum påstøp (ett element): $v = 11,85 \text{ m} \cdot 1,2 \text{ m} \cdot 0,04 \text{ m} = 0,5688 \text{ m}^3$

Masse påstøp (ett element): $m = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,5688 \text{ m}^3 = 14,22 \text{ kN}$

Lengste spenn: $L = 11,85 \text{ m}$

Egenvekt fuget dekke: $(g_{HD320}) = 4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Last fra påstøp: $(g_{p\ddot{a}st\ddot{o}p}) = 1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Nyttelast: $(p) = 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden:

$$q_{Ed,1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,35 \cdot \left(1,00 + 4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) + 1,05 \cdot 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 12,47 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \cdot \left(1,00 + 4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right) + 1,50 \cdot 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 13,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{(13,92 \cdot 1,2) \frac{kN}{m} \cdot 11,85 m}{2} = 98,97 kN$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed}l^2}{8} = \frac{(13,92 \cdot 1,2) \frac{kN}{m} \cdot 11,85^2 m}{8} = 293,20 kNm$$

Kapasiteter

Momentkapasiteten kan overslagsmessig beregnes som (Spenncon Consolis):

$$M_{Rd} = 136 kN \cdot n \cdot 0,8 \cdot d(m)$$

... der n er antall spenntau og d er effektiv høyde i meter.

Effektiv høyde HD 320:

$$d = 280 mm$$

Antall nødvendige spenntau:

$$M_{Rd} \geq 293,20 kNm$$

$$293,20 kNm = 136 kN \cdot n \cdot 0,8 \cdot 0,28 m$$

$$n = \frac{293,20 kNm}{136 kN \cdot 0,8 \cdot 0,28 m} = 9,62 \approx 10 stk$$

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 136 kN \cdot 10 \cdot 0,8 \cdot 0,28 m = 304,64 kNm$$

Skjærkapasiteten til HD-elementer er i henhold til NS-EN 1168 gitt av følgende tabellutdrag:

Skjærkapasiteter HD-elementer	Antall spenntau								
	6	7	8	9	10	11	12	13	14
HD6-200	61,6	63,6							
HD6-220	65,2	67,2							
HD5-265	82,5	84,8	87,1	89,4	91,6	93,7	95,8	97,9	99,9
HD5-285	86,2	88,5	90,7	92,8	95	97,2	99,1	101,1	103,1
HD4-320			111	113,8	116,6	119,3	121,9	124,5	127,1
HD4-400			142	145,7	149,3	152,8	156,3	159,7	163
HD5-400			154,8	158,6	162,3	165,8	169,3	172,7	176,1
HD5-500					190,3	194,3	198,3	202,2	206
HD5-520					195,9	199,9	203,9	207,8	211,6

Tabell 8.4 – Skjærkapasitet hulldekker
(NS-EN 1168)

Da tabell 8.4 viser kapasiteten til dekkene i kN/m, vil kapasiteten til *ett* element være:

$$V_{Rd} = 116,6 \frac{kN}{m} \cdot 1,2 m = 139,92 kN$$

Kapasitetskontroll

Utnyttelse skjærkapasitet:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{98,97 kN}{139,92 kN} \cdot 100 \% = 70,7 \% \quad \mathbf{OK}$$

Utnyttelse momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{293,20 kNm}{304,64 kNm} \cdot 100 \% = 96 \% \quad \mathbf{OK}$$

Ved anvendelse som etasjeskillere med store spenn, må man ta hensyn til deformasjoner og svingninger. Som nevnt i kapittel 5.3.1.4, anbefales det derfor å beregne utnyttelsen til ca. 80 % av momentkapasiteten ved forhåndsprosjektering.

Vi har vurdert å øke hulldekkedimensjonen til HD 400 med 10 spenntau, noe som gir en utnyttelse på nettopp 80 %. Det vil dog føre til økte kostnader i form av større

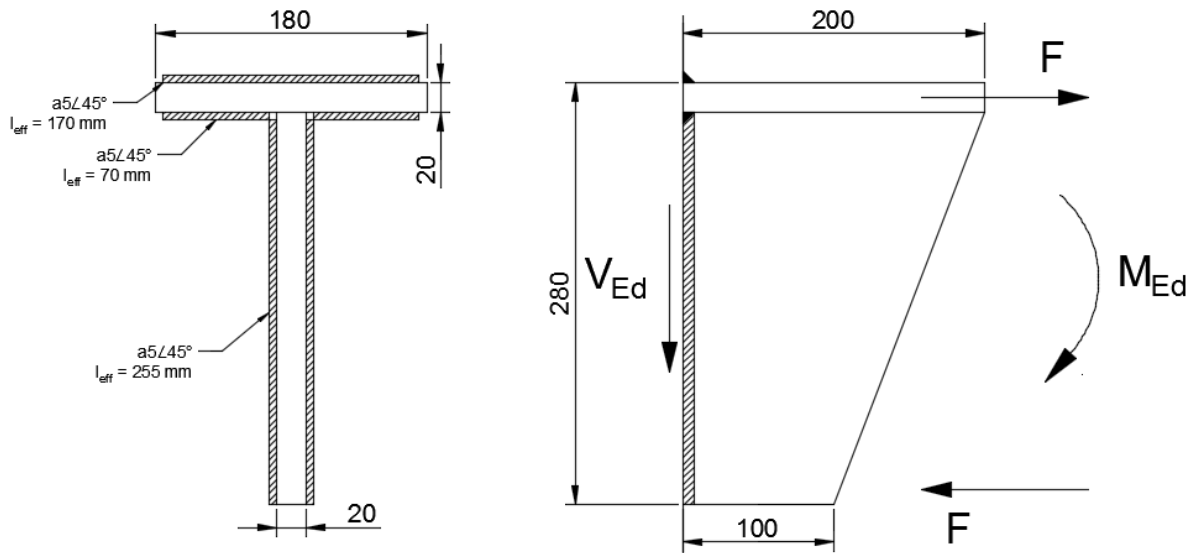
dekkeelementer. Et billigere tiltak vil være å øke antall spenntau fra 10 til 11 i HD 320. Dette gir 87 % utnyttelse.

Da vi har overdrevet nyttelasten noe, og satt denne til $5,0 \text{ kN/m}^2$ over hele dekket, mener vi at HD 320 likevel vil være tilfredsstillende. I utgangspunktet er det bare gangarealer og lagerrom som gir nyttelast lik $5,0 \text{ kN/m}^2$. Øvrige rom i etasjen belaster i utgangspunktet dekket med kun $3,0 \text{ kN/m}^2$ nyttelast.

8.3.7 Konsollsveis

Dimensjonerende lastvirkninger

For beregning av stålkonsoller i de ytre aksene, har vi tatt utgangspunkt i kreftene bjelke 0EF overfører til søyle 0E.



Figur 8.17 – Konsollsveis og kraftvirkninger

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{83,72 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 313,95 kN$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = 313,95 kN \cdot 0,1 m = 31,395 kNm$$

Konsollens toppflens får en strekkraft fra momentet, som forsøker å rive konsollen ut fra søylen. Denne kraften er lik:

$$F = \frac{M_{Ed}}{h} = \frac{31,395 kNm}{0,26 m} = 120,75 kN$$

... vi ønsker at strekkraften skal optas av sveisen rundt konsollens toppflens, og at skjærkraften skal optas av sveisen rundt konsollens steg!

Kapasiteter

Sveisens a-mål:

$$a = 5 \text{ mm}$$

Skjærkapasitet i sveis rundt toppflens:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{510 \frac{N}{\text{mm}^2} / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 261,73 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 261,73 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot (5 \text{ mm} \cdot (170 + 140 \text{ mm})) = 405,7 \text{ kN}$$

Skjærkapasitet i sveis rundt steg:

$$f_{vw,d} = \frac{f_u/\sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}} = \frac{510 \frac{N}{\text{mm}^2} / \sqrt{3}}{0,9 \cdot 1,25} = 261,73 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$F_{w,Rd} = f_{vw,d} \cdot a = 261,73 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot (5 \text{ mm} \cdot (255 + 255 \text{ mm})) = 667,4 \text{ kN}$$

Kapasitetskontroll

Utnyttelse skjærkapasitet:

$$\frac{V_{Ed}}{F_{w,Rd}} = \frac{313,95 \text{ kN}}{667,4 \text{ kN}} \cdot 100 \% = 47 \% \quad \mathbf{OK}$$

Utnyttelse strekkapasitet:

$$\frac{F}{F_{w,Rd}} = \frac{120,75 \text{ kNm}}{405,7 \text{ kNm}} \cdot 100 \% = 29,8 \% \quad \mathbf{OK}$$

REFERANSELISTE

- [1] Tittel: *Spjelkavik VGS konkurransegrunnlag Del II Bilag E1, Utviklingsplan – Rapport ny Ålesundsstruktur.*
Forfatter: Møre og Romsdal fylkeskommune
- [2] Tittel: *Digitale bygningsinformasjonsmodeller – BIM, Hefte nr. 13*
Forfatter: Norsk teknologi
(12.2.15)
- [3] Tittel: *Building design and construction software*
Forfatter: Autodesk
Hentet fra: www.autodesk.com/products/revit-family/overview
(13.2.15)
- [4] Tittel: *FEM-Design, Overview*
Forfatter: Strusoft
Hentet fra: www.strusoft.com/products/fem-design
(07.5.15)
- [5] Tittel: *Konstruksjonsteknikk – Laster og bæresystemer 2. utgave*
Forfatter: Per Kr. Larsen
- [6] Tittel: *Spjelkavik VGS konkurransegrunnlag Del II Bilag E2, byggeprogram*
Forfatter: Møre og Romsdal fylkeskommune
- [7] Tittel: *Tegninger arkitektgrunnlag*
Forfatter: Arkitekt Svein Skylstad AS
- [8] Tittel: *Teknisk forskrift 10 § 10-2 Konstruksjonssikkerhet*
Forfatter: Kommunal- og moderniseringsdepartementet
- [9] Tittel: *Teknisk forskrift 10 § 11-4 Bæreevne og stabilitet*
Forfatter: Kommunal- og moderniseringsdepartementet
- [10] Tittel: *Teknisk forskrift 10 § 12-7 Krav til rom og annet oppholdsareal*
Forfatter: Kommunal- og moderniseringsdepartementet
- [11] Tittel: *Veiledning til Teknisk forskrift 14.110, Kapittel 6 § 6-1 Etasjeantall*
Forfatter: Direktoratet for byggkvalitet
- [12] Tittel: *Veiledning om tekniske krav til byggverk, Kapittel 11. Sikkerhet ved brann*
Forfatter: Direktoratet for byggkvalitet
- [13] Tittel: *Generalitet, fleksibilitet og elastisitet i bygninger, Prosjektrapport 336*
Forfatter: SINTEF Byggforsk v/ Kirsten Arge & Kikkan Landstad
- [14] Tittel: *Plasstøpt vs. prefabrikkert betong: Valg av løsning*
Forfatter: Guro Varvin Hjelseng (Masteroppgave, NTNU)
(10.3.15)

- [15] Tittel: *Betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter EC2*
Forfatter: Svein Ivar Sørensen
- [16] Tittel: *Veiledende blandingsforhold standard sement*
Forfatter: BMC-Norge
Hentet fra: bmc-norge.no/index.php?option=com_content&view=category&layout=blog&id=98&Itemid=495
(04.3.15)
- [17] Tittel: *Alminnelig stål*
Forfatter: RMIG
Hentet fra: rmig.com/no/teknisk+info/råmateriale/alminnelig+stål
(19.3.15)
- [18] Tittel: *Standard Limtre*
Forfatter: Møelven Limtre
Hentet fra: www.moelven.com/no/Produkter-og-tjenester/Limtre-og-Kerto/Standard-Limtre/
(09.3.15)
- [19] Tittel: *Trehus Håndbok 53*
Forfatter: SINTEF Byggforsk
- [20] Tittel: *Trekonstruksjoner*
Forfatter: John Eie
- [21] Tittel: *Lett-Tak taksystemer*
Forfatter: Lett-Tak AS
Hentet fra: www.lett-tak.no/taksystem
(02.3.15)
- [22] Tittel: *FEM-analyse av større skivekonstruksjoner med lett-takelementer*
Forfatter: Morten Solheim (Masteroppgave, Universitetet for miljø- og biovitenskap)
- [23] Tittel: *Hulldekke*
Forfatter: NOR-Element
Hentet fra: www.norelement.no/?page_id=82
(09.3.15)
- [24] Tittel: *Betongelementboken bind B, Avstivning og kraftoverføring*
Forfatter: Betongindustriens Landsforening
- [25] Tittel: *Hulldekker, teknisk dokumentasjon*
Forfatter: Spenncon Consolis
Hentet fra: handbook.spenncon.e21.solu.fi/?node=0
(09.3.15)
- [26] Tittel: *Brannmurbetong*
Forfatter: Bjørn Vik
Hentet fra: www.brannmurbetong.no/?x=om
(14.3.15)

- [27] Tittel: *Temahefte – Brann, mur og betong*
Forfatter: SINTEF Byggforsk
- [28] Tittel: *Norgips – Gipsplater*
Forfatter: Norgips
Hentet fra: www.norgips.no/produkter/gipsplater
- [29] Tittel: *Brannisolering av stålkonstruksjoner*
Forfatter: Paroc
Hentet fra: www.paroc.no/loesninger-og-produkter/loesninger/brann/stalkonstruksjoner
- [30] Tittel: *Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner*
Forfatter: Glava
Hentet fra: www.glava.no/bygg/brannbeskyttelse-av-stalkonstruksjoner/
- [31] Tittel: *Brannhemmende maling*
Forfatter: Thermax
Hentet fra: <http://www.thermax.no/public.aspx?pageid=70757>
- [32] Tittel: *Tre og brann, FOKUS på tre nr. 37*
Forfatter: TreTeknisk
- [33] Tittel: *Hulltaking i betong og murverk (520.043)*
Forfatter: SINTEF Byggforsk
- [34] Tittel: *Fordeler med stål*
Forfatter: ABT-Bygg AS
Hentet fra: www.abt.no/fordeler_med_staal
- [35] Tittel: *Tøyningsendringer rundt utsparinger i limtrebjelker forsterket med selvborrende skruer*
Forfatter: Kasper Steen (UiS, masteroppgave)
- [36] Tittel: *Analysere og dimensjonere bærekonstruksjonen til et næringsbygg*
Forfatter: Kristine Bjoland (UiS, masteroppgave)
- [37] Tittel: *Prisliste stålprofiler*
Forfatter: Norsk Stål
- [38] Tittel: *Sika Unitherm produktdatablad*
Forfatter: Sika Norge
Hentet fra: <http://nor.sika.com/no/group/download-side/Produktnavn-Produktdatablad/Unitherm-Produktdatablad.html?orderBy=format&orderDir=asc>
- [39] Tittel: *Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner (520.315)*
Forfatter: SINTEF Byggforsk
- [40] Tittel: *Hulldykker på stål bæresystemer, anbefalte prinsipper og løsninger*
Forfatter: Norsk Stålforbund og Betongelementforeningen

VEDLEGGSLISTE**V1 – Kart og tegninger**

Vedlegg 1.1	-	Oversiktskart
Vedlegg 1.2	-	Grunnboringskart
Vedlegg 1.3	-	Planløsning 1. etasje
Vedlegg 1.4	-	Planløsning 2. etasje
Vedlegg 1.5	-	Takplan
Vedlegg 1.6	-	Lastareal
Vedlegg 1.7	-	Dekkeplan
Vedlegg 1.8	-	Bjelkeplan
Vedlegg 1.9	-	Fagverksplan
Vedlegg 1.10	-	Tverrsnitt valgt alternativ m/detalj
Vedlegg 1.11	-	Lengdesnitt valgt alternativ
Vedlegg 1.12	-	Detalj søyle/bjelke/konsoll
Vedlegg 1.13	-	Detalj hulldekker/HSQ
Vedlegg 1.14	-	Detalj hulldekker/IPE
Vedlegg 1.15	-	Detalj hulldekker/plasstøpt vegg
Vedlegg 1.16	-	Detalj søyle/fagverk
Vedlegg 1.17	-	Fundamenter
Vedlegg 1.18	-	Tverrsnitt betongalternativ m/detalj
Vedlegg 1.19	-	Lengdesnitt betongalternativ
Vedlegg 1.20	-	Tverrsnitt stålalternativ m/detalj
Vedlegg 1.21	-	Lengdesnitt stålalternativ
Vedlegg 1.22	-	Tverrsnitt limtrealternativ m/detalj
Vedlegg 1.23	-	Lengdesnitt limtrealternativ
Vedlegg 1.24	-	Fagverksalternativ

Revit-modell vedlagt på minnepenn.

V2 – Dimensjoneringsrapporter

Vedlegg 2.1	-	Forutsetninger i FEM-Design og manuell dim.
Vedlegg 2.2	-	Utredning av laster
Vedlegg 2.3	-	Stålsøyle 0A
Vedlegg 2.4	-	Stålsøyle -2A
Vedlegg 2.5	-	Stålsøyle -3A
Vedlegg 2.6	-	Stålsøyle 0E
Vedlegg 2.7	-	Stålsøyle -2E
Vedlegg 2.8	-	Stålsøyle -3E
Vedlegg 2.9	-	Betongsøyle 0I
Vedlegg 2.10	-	Betongsøyle -2I
Vedlegg 2.11	-	Stålbjelke 0EF
Vedlegg 2.12	-	Stålbjelke 0FI
Vedlegg 2.13	-	Stålbjelke -2EF
Vedlegg 2.14	-	Stålbjelke -3CD
Vedlegg 2.15	-	Stålbjelke -3FI
Vedlegg 2.16	-	Fagverk
Vedlegg 2.17	-	Fundament, betongsøyler akse I
Vedlegg 2.18	-	Fundament, stålsøyler akse 0/-3
Vedlegg 2.19	-	Fundament, stålsøyler akse -2
Vedlegg 2.20	-	Betongkonsoll
Vedlegg 2.21	-	Manuell dimensjonering betongdrager
Vedlegg 2.22	-	Manuell dimensjonering limtre drager
Vedlegg 2.23	-	Manuell dimensjonering ståldrager
Vedlegg 2.24	-	Økonomiregneark

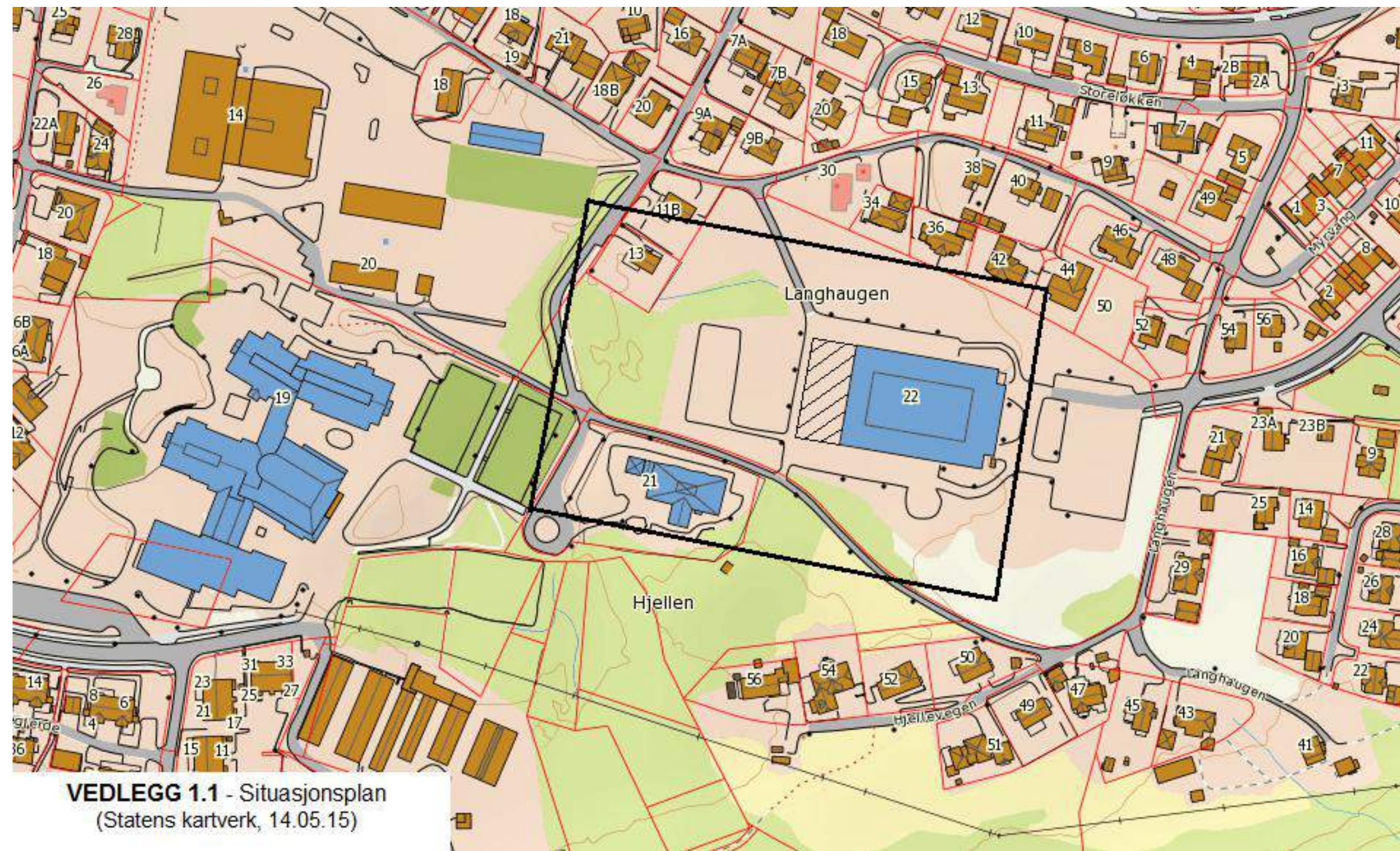
V3 – Prosjektdokument

Vedlegg 3.1	-	Forprosjekt
Vedlegg 3.2	-	Logg
Vedlegg 3.3	-	Framdriftsrapporter
Vedlegg 3.4	-	Møtereferater
Vedlegg 3.5	-	Forside
Vedlegg 3.5	-	Kontrakt

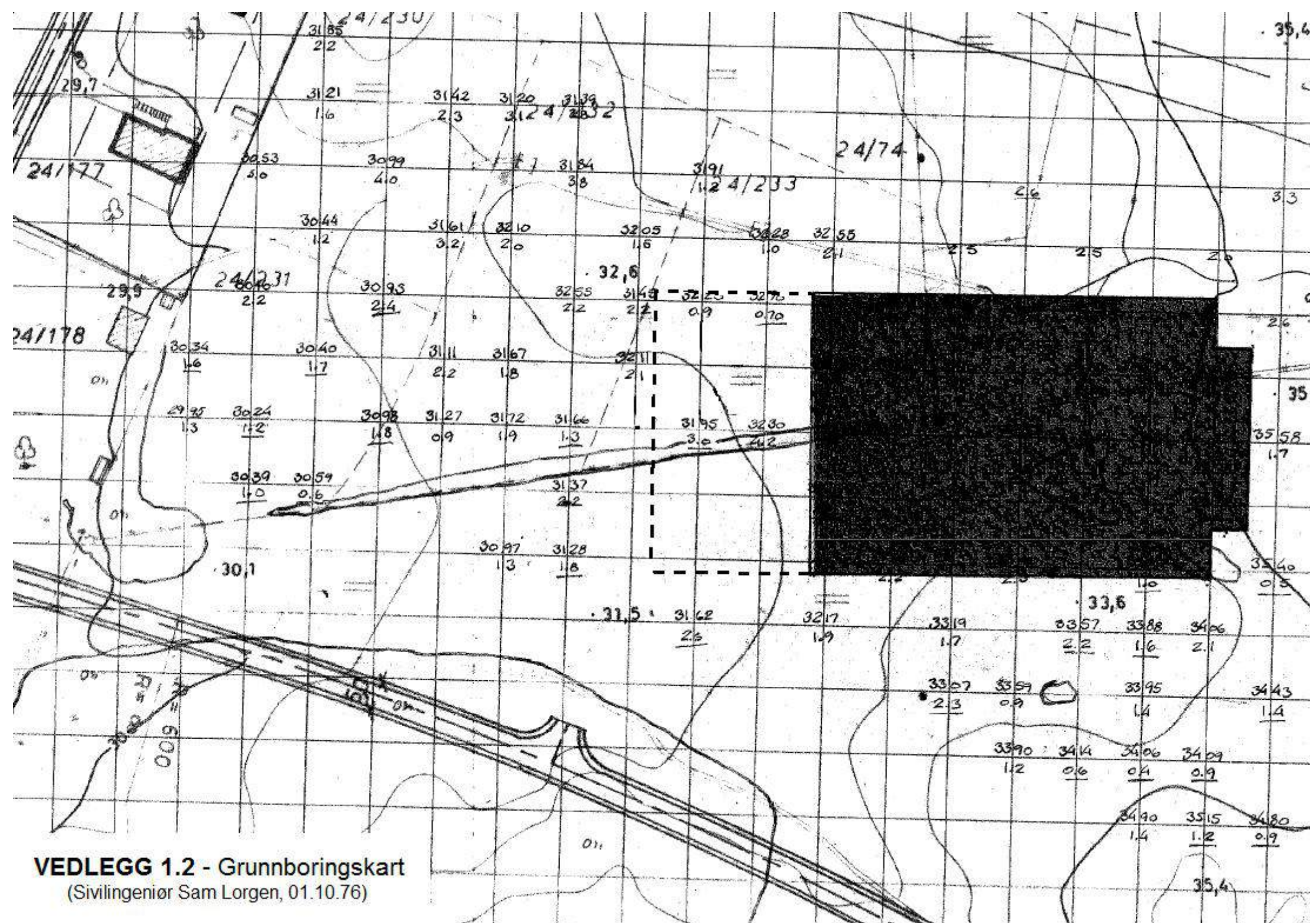
VEDLEGG 1

Kart & tegninger

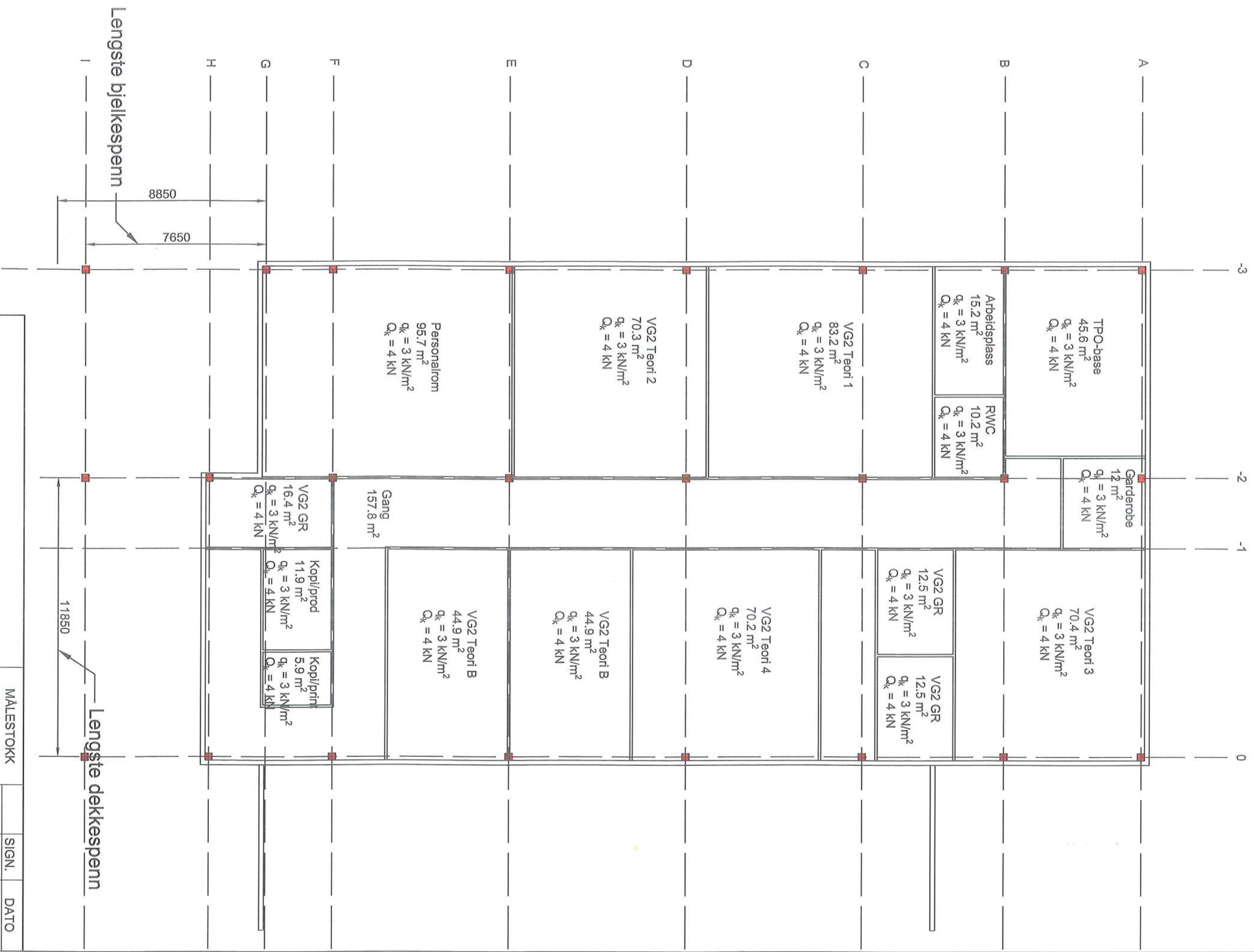
24 sider



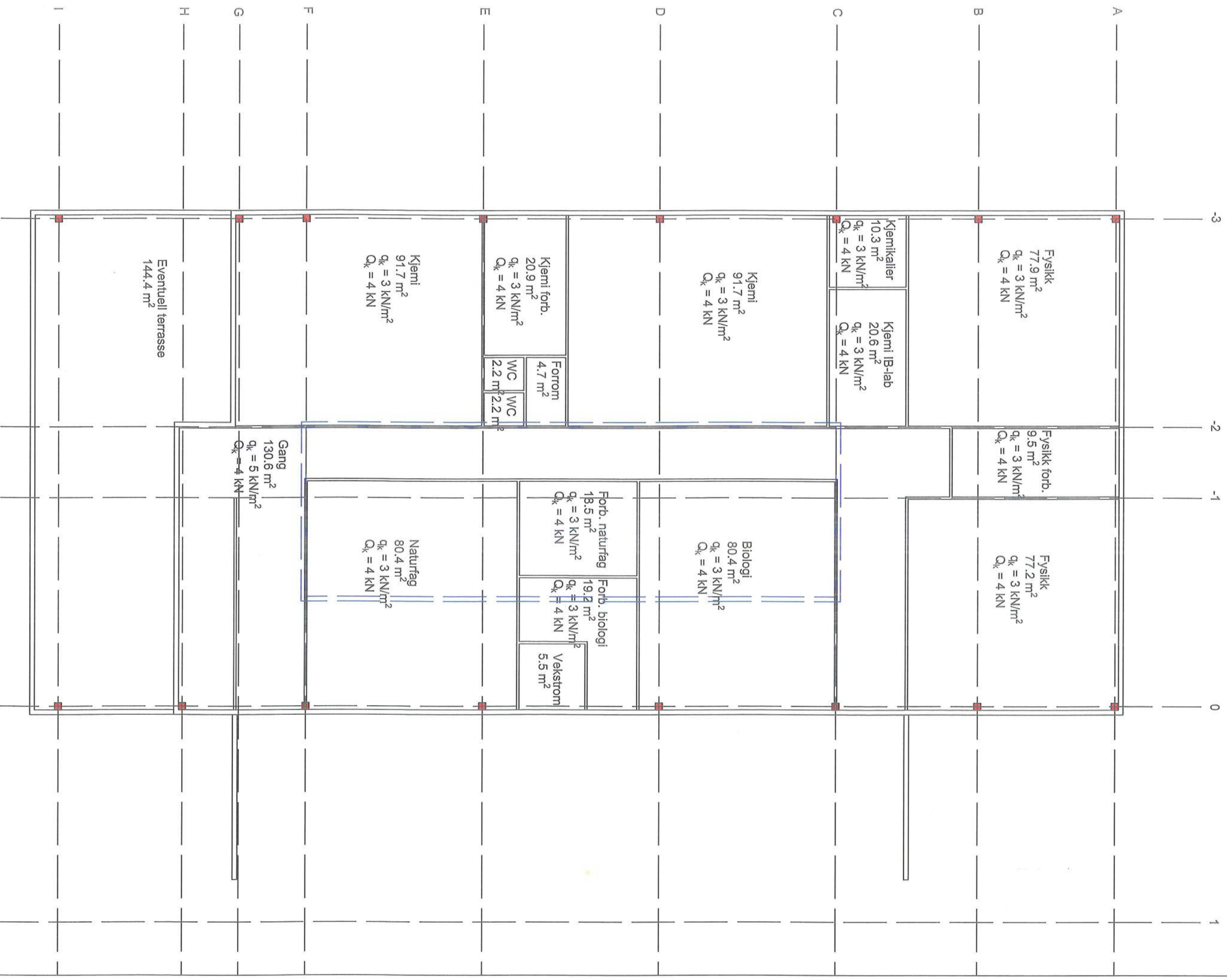
VEDLEGG 1.1 - Situasjonsplan
(Statens kartverk, 14.05.15)



VEDLEGG 1.2 - Grunnboringskart
 (Sivilingeniør Sam Lorgen, 01.10.76)



Planløsning 1. etg		MALESTOKK	
Kristoffer & Eirik		1:150	
HALS		SAKSBEHANDLER	
TEGNING NR.		TEGN. DATO	
Vedlegg 1.3		27.4.2015	
		KONTR.	
		SIGN.	
		REV.	



Planløsning 2.etg

Kristoffer & Eirik

HALS

MÅLESTOKK

1:150

SIGN. DATO

TEGN. 27.4.2015

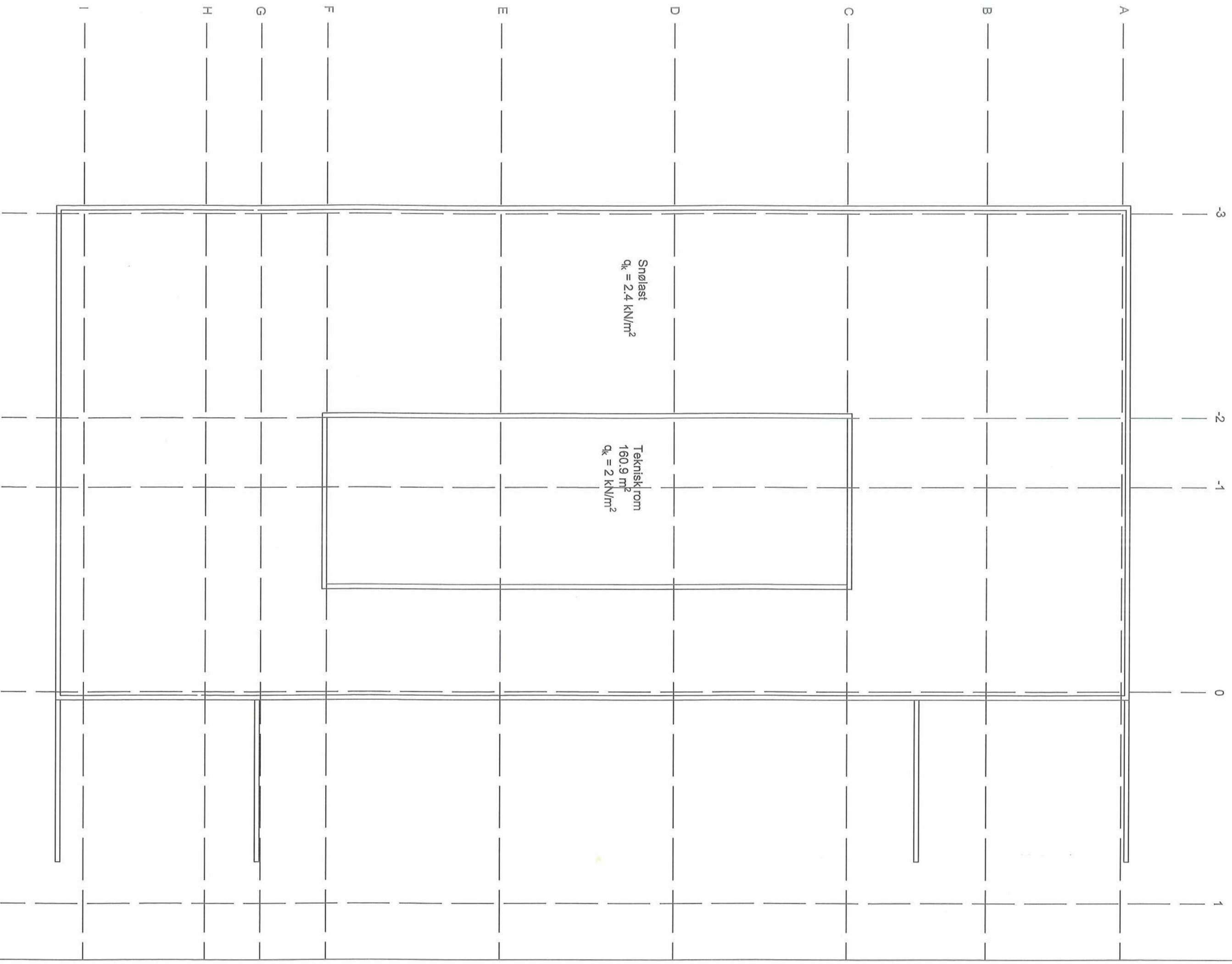
KONTR.

SAKSBEHANDLER

TEGNING NR.

REV.

Vedlegg 1.4



Takplan

Kristoffer & Eirik

HALS

MALESTOKK	1:150		SIGN.	DATO
TEGN.				27.4.2015
KONTR.				

SAKSBEHANDLER

TEGNING NR.

Vedlegg 1.5

REV.



Lastareal søyler 1.etg

Kristoffer & Eirik

HALS

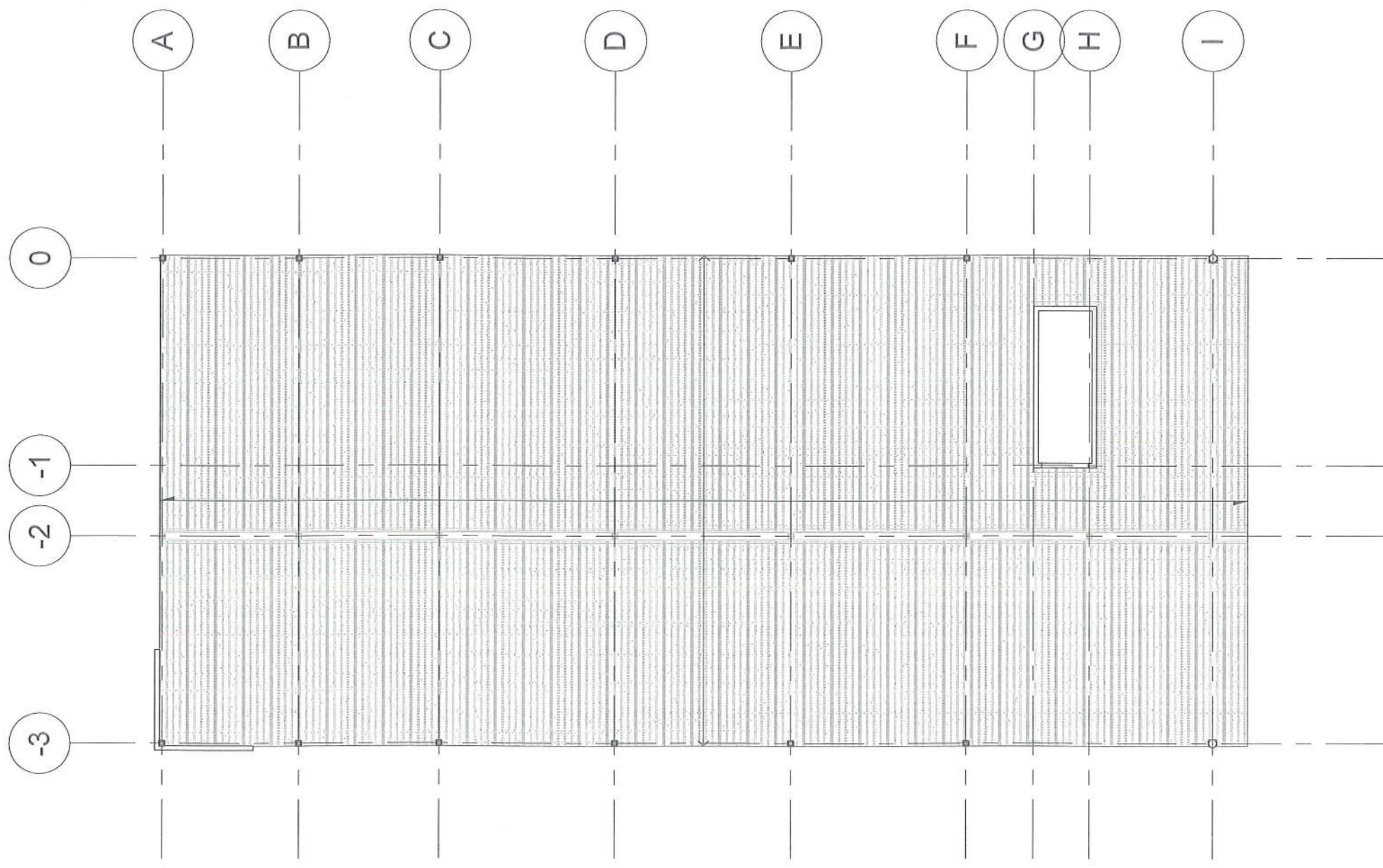
MÅLESTOKK	SIGN.	DATO
1:150		28.4.2015
TEGN.		
KONTR.		

SAKSBEHANDLER

TEGNING NR.

REV.

Vedlegg 1.6



2. Etasje

1

1 : 200

Autodesk® Revit®

www.autodesk.com/revit

No.	Description	Date

Kristoffer & Eirik

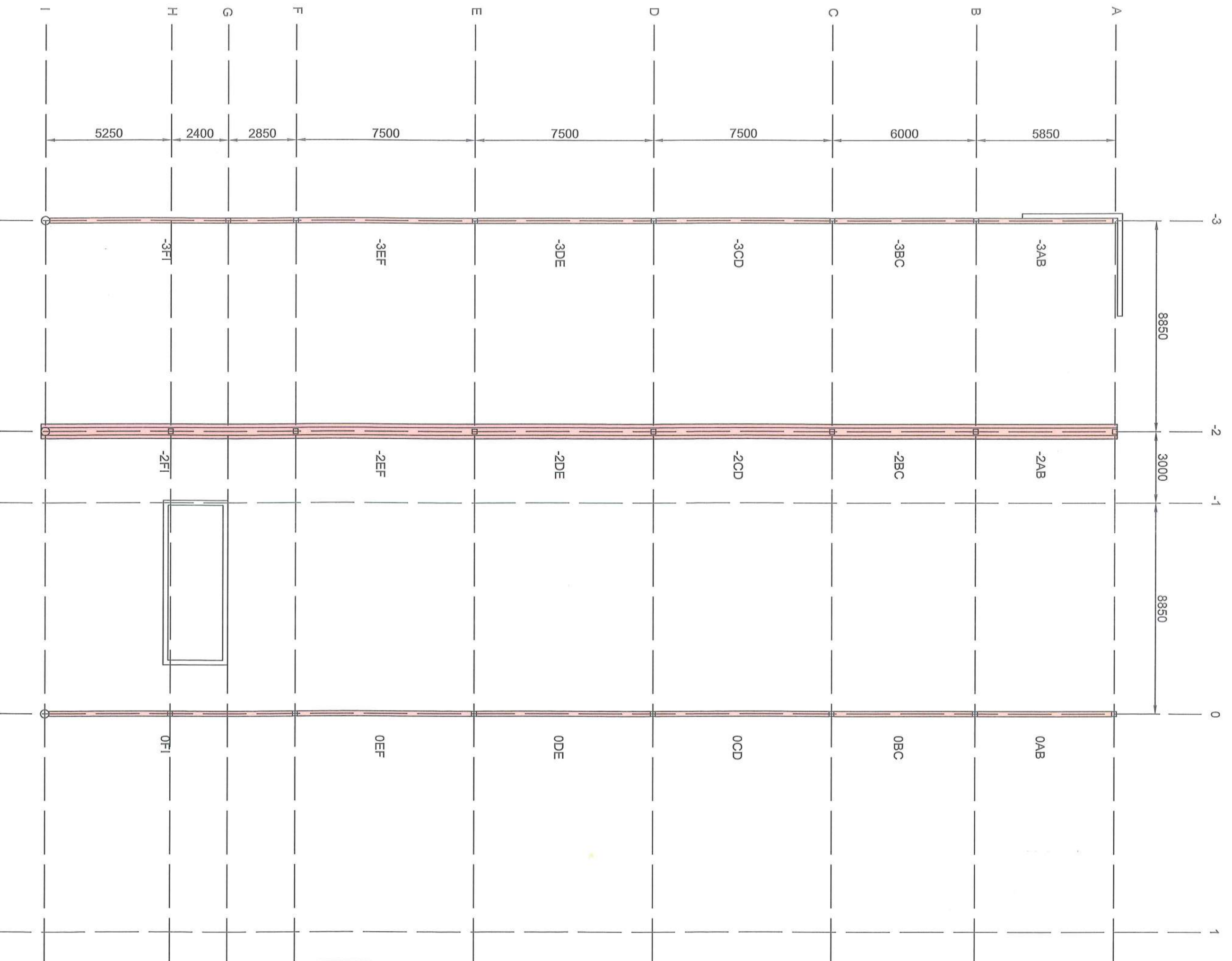
Spjelkavik VGS

Dekkeplan

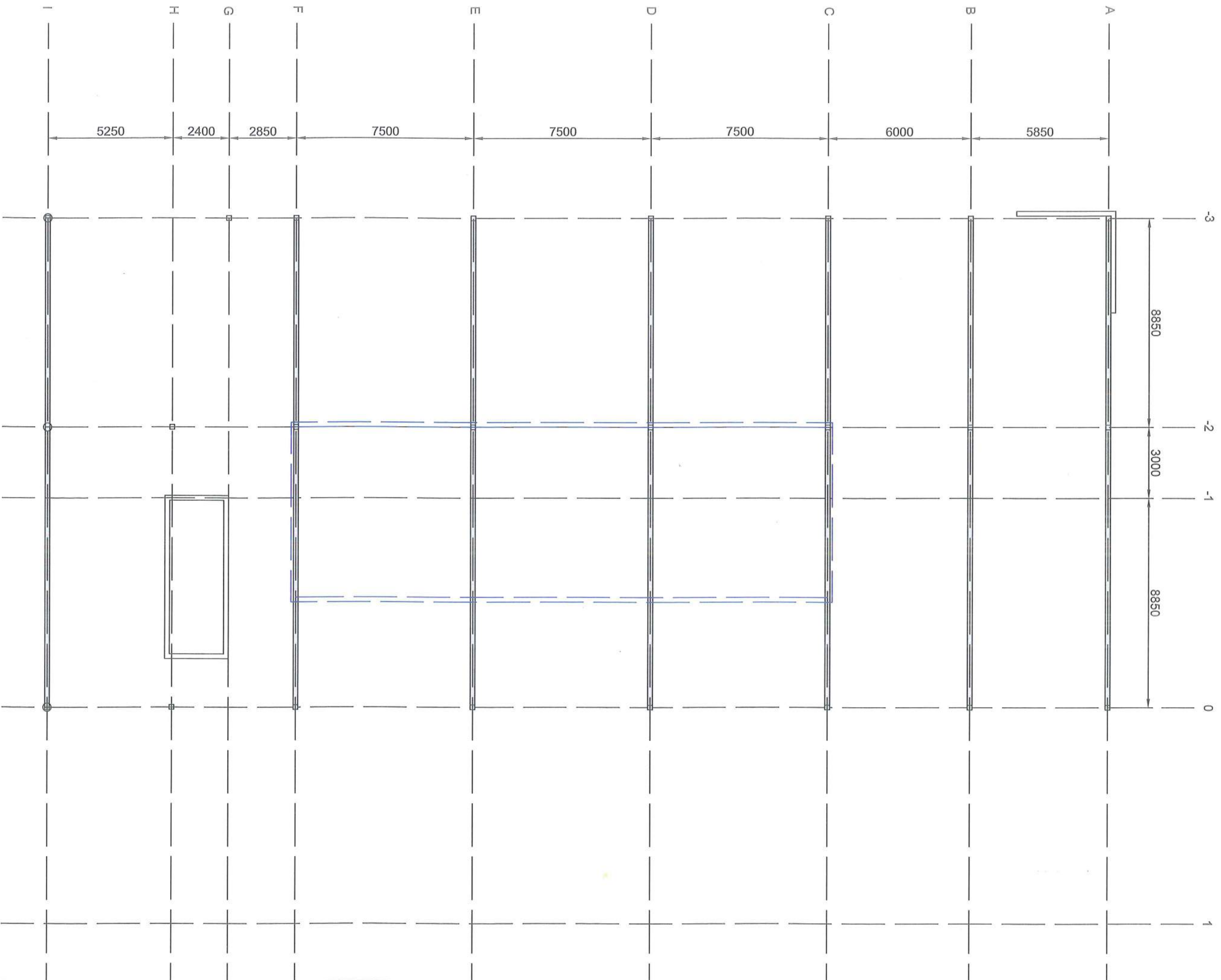
Project number	Spjelkavik VGS
Date	08.5.2015
Drawn by	KD & EAA
Checked by	Checker

Vedlegg 1.7

1 : 200



Bjelkeplan		MÅLESTOKK		DATO 16.5.2015
		1:150		
Kristoffer & Eirik HIALS		SAKSBEHANDLER		REV.
		TEGNING NR.		
Vedlegg 1.8				



Fagverksplan

Kristoffer & Eirik

HIALS

MALESTOKK

1:150

SAKSBEHANDLER

TEGNING NR.

Vedlegg 1.9

SIGN.

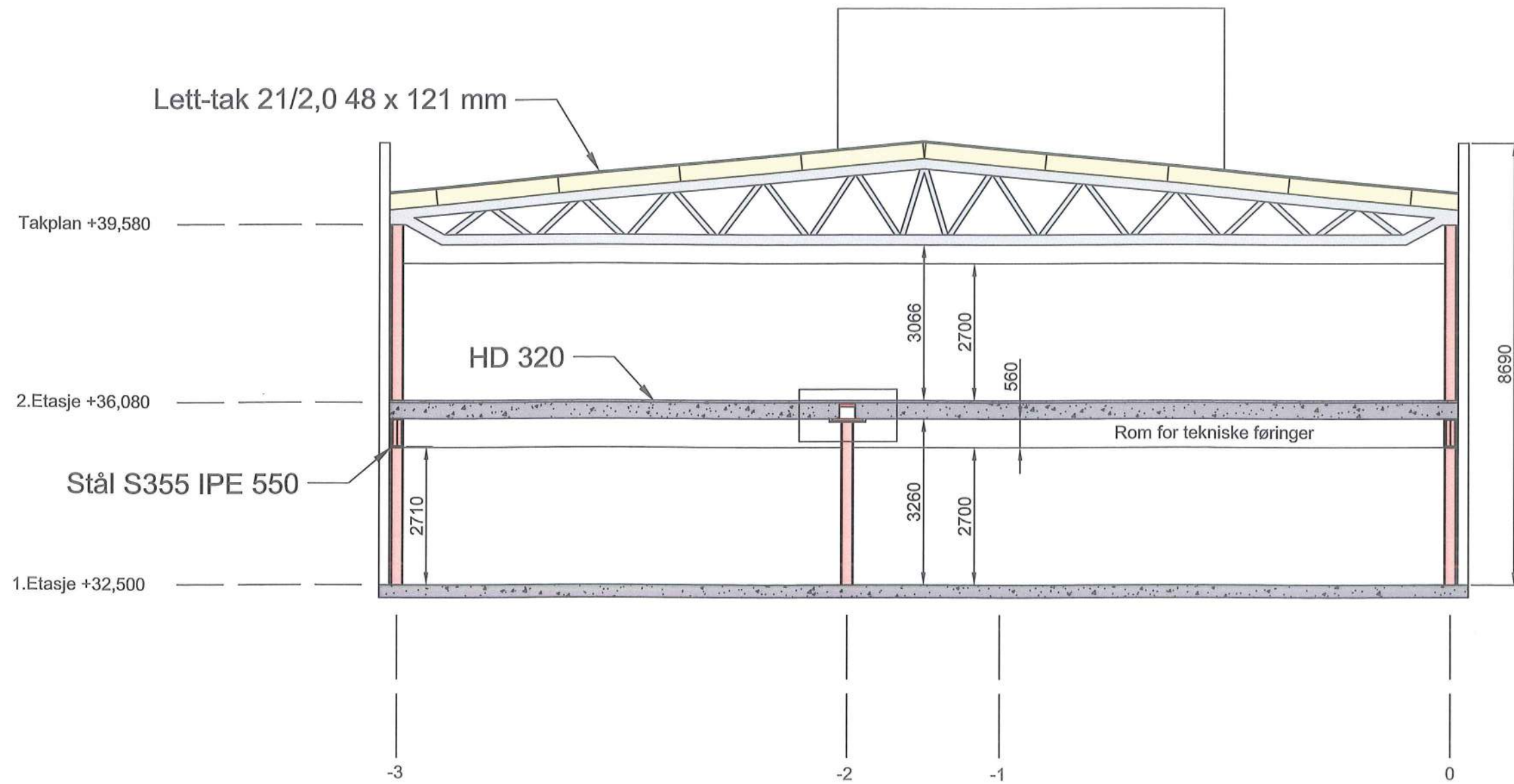
DATO

TEGN.

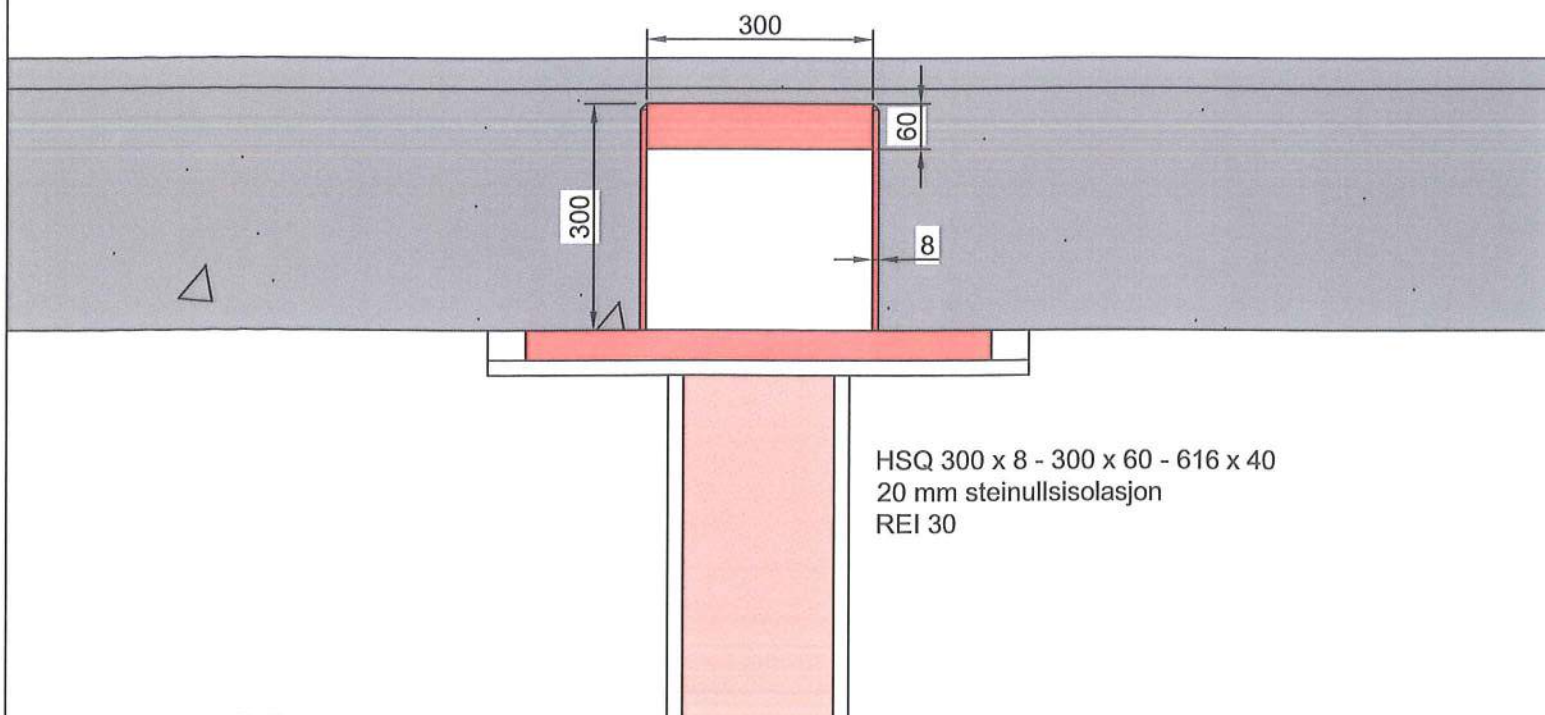
16.5.2015

KONTR.

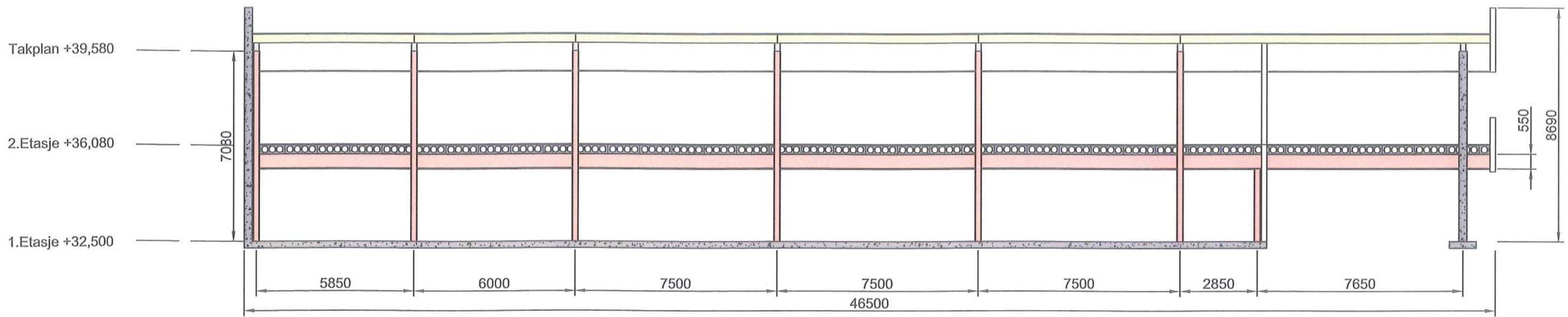
REV.



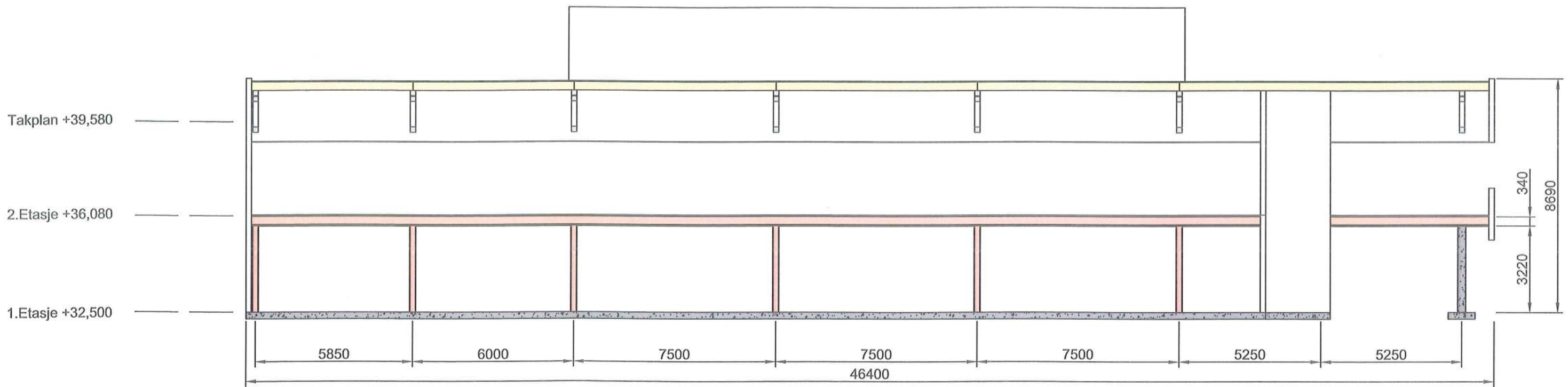
VALGT LØSNING - TVERRSNITT AKSE E



Tverrsnitt - Valgt løsning	MÅLESTOKK	SIGN.	DATO
	1:100		22.4.2015
Kristoffer & Eirik	TEGN.		
	KONTR.		
HIALS	SAKSBEHANDLER		
	TEGNING NR.	REV.	
	Vedlegg 1.10		

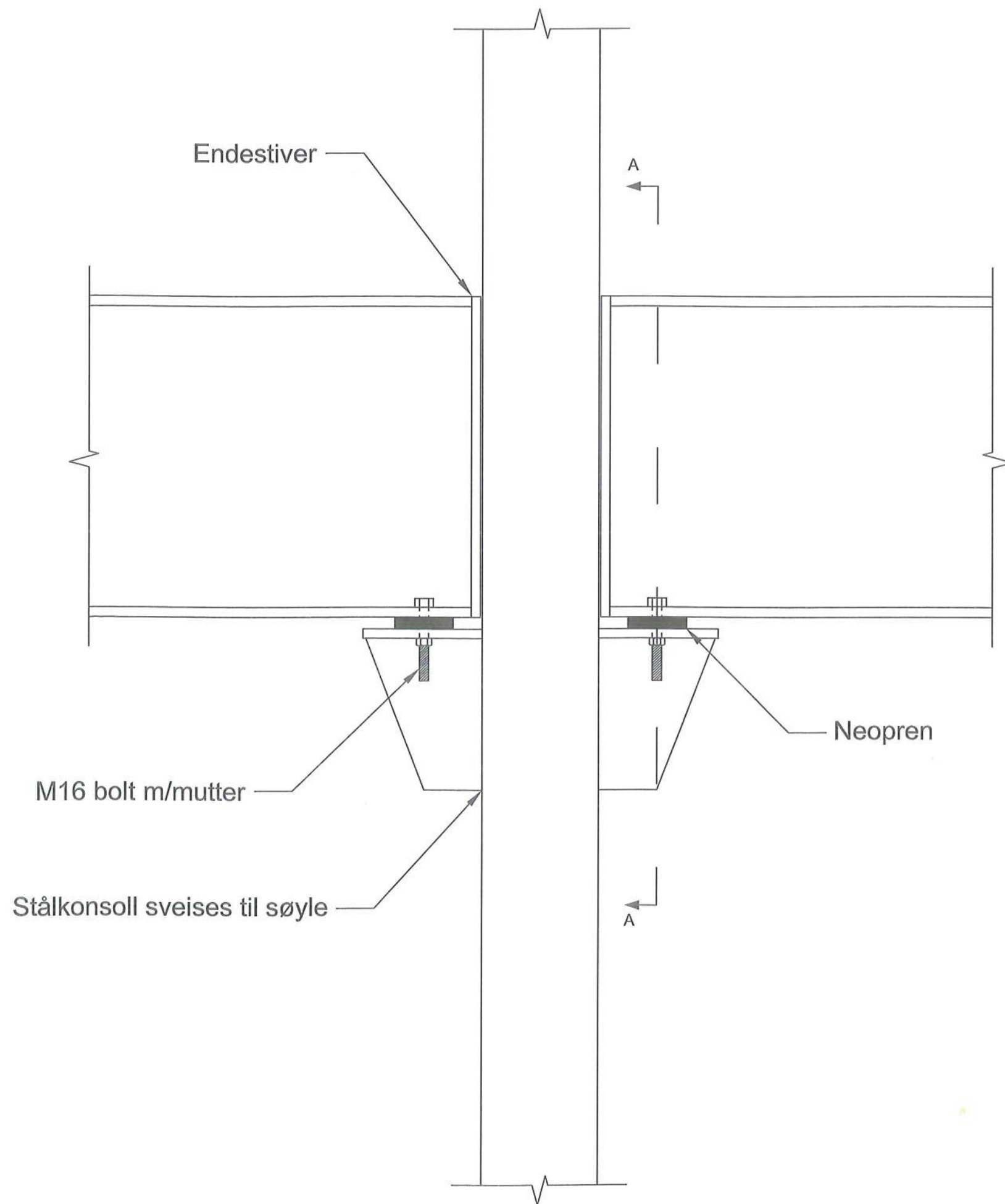


VALGT LØSNING - LANGSNITT AKSE -3



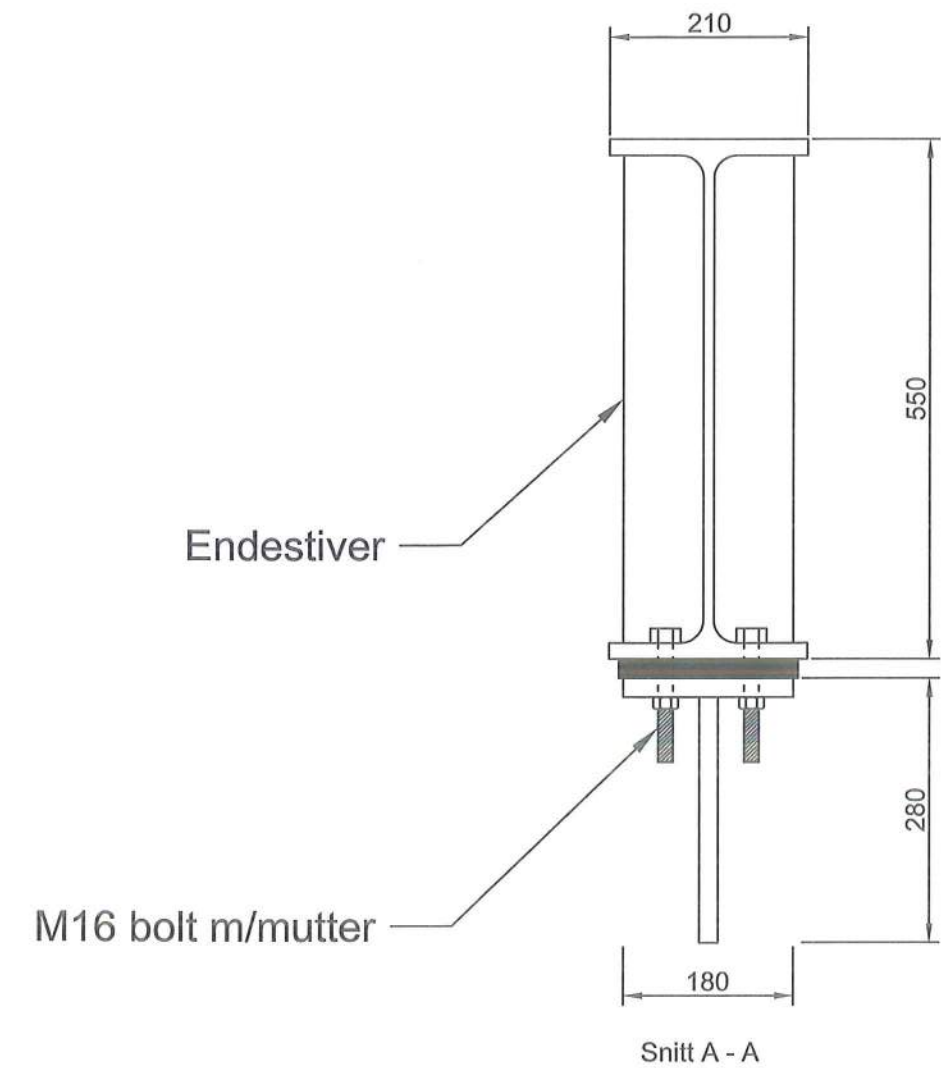
VALGT LØSNING - LANGSNITT AKSE -2

Lengdesnitt - valgt løsning Kristoffer & Eirik HIALS	MÅLESTOKK		SIGN.	DATO
	1:150		TEGN.	27.4.2015
			KONTR.	
	SAKSBEHANDLER			
	TEGNING NR.			REV.
	Vedlegg 1.11			

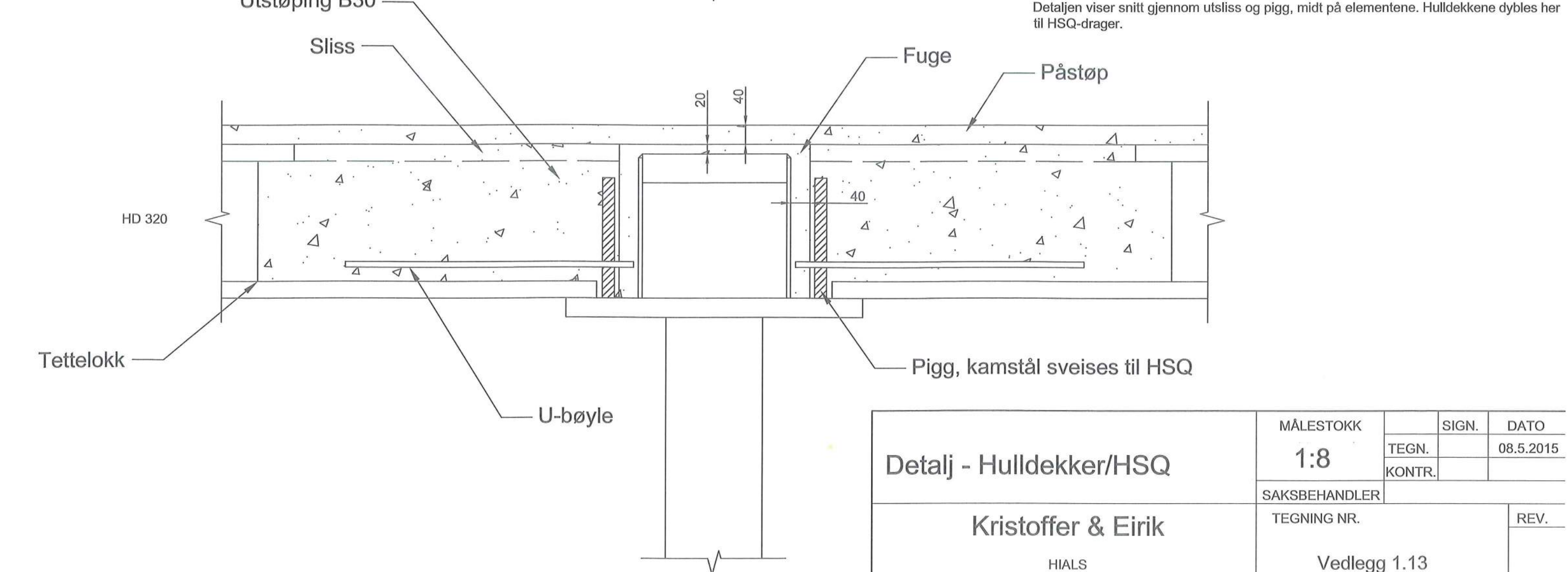
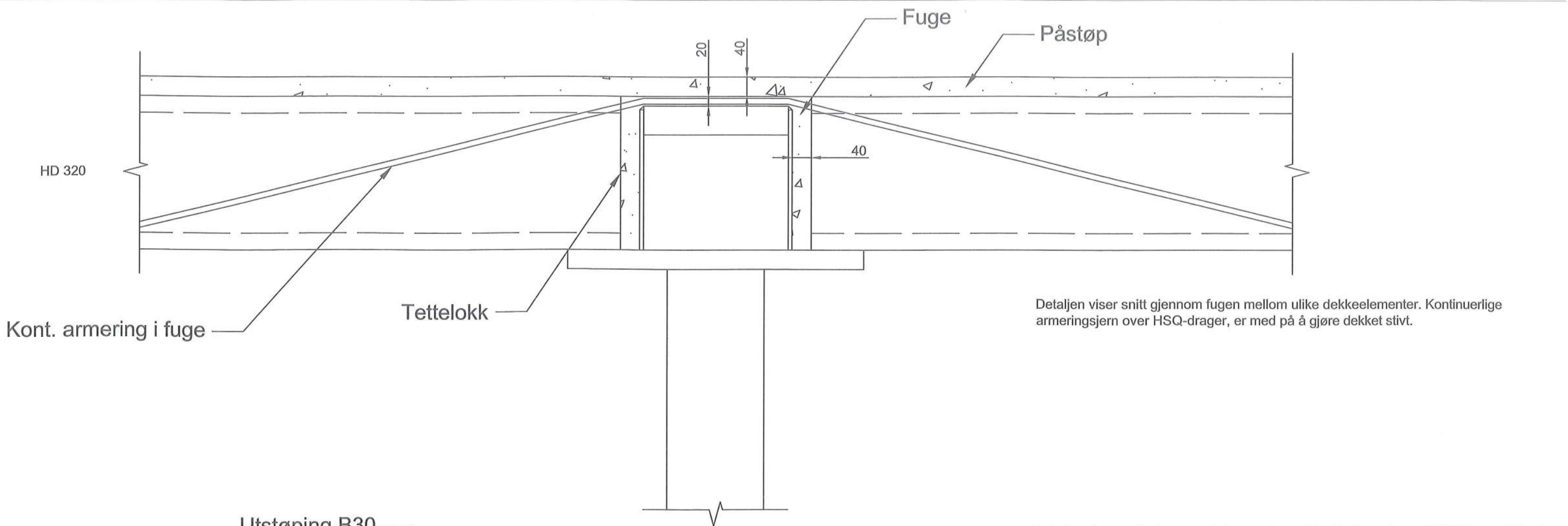


Endestiver sveises på helt i enden av drager, da dette er mest brukt i praksis. Den kommer dermed ikke i konflikt med boltene.

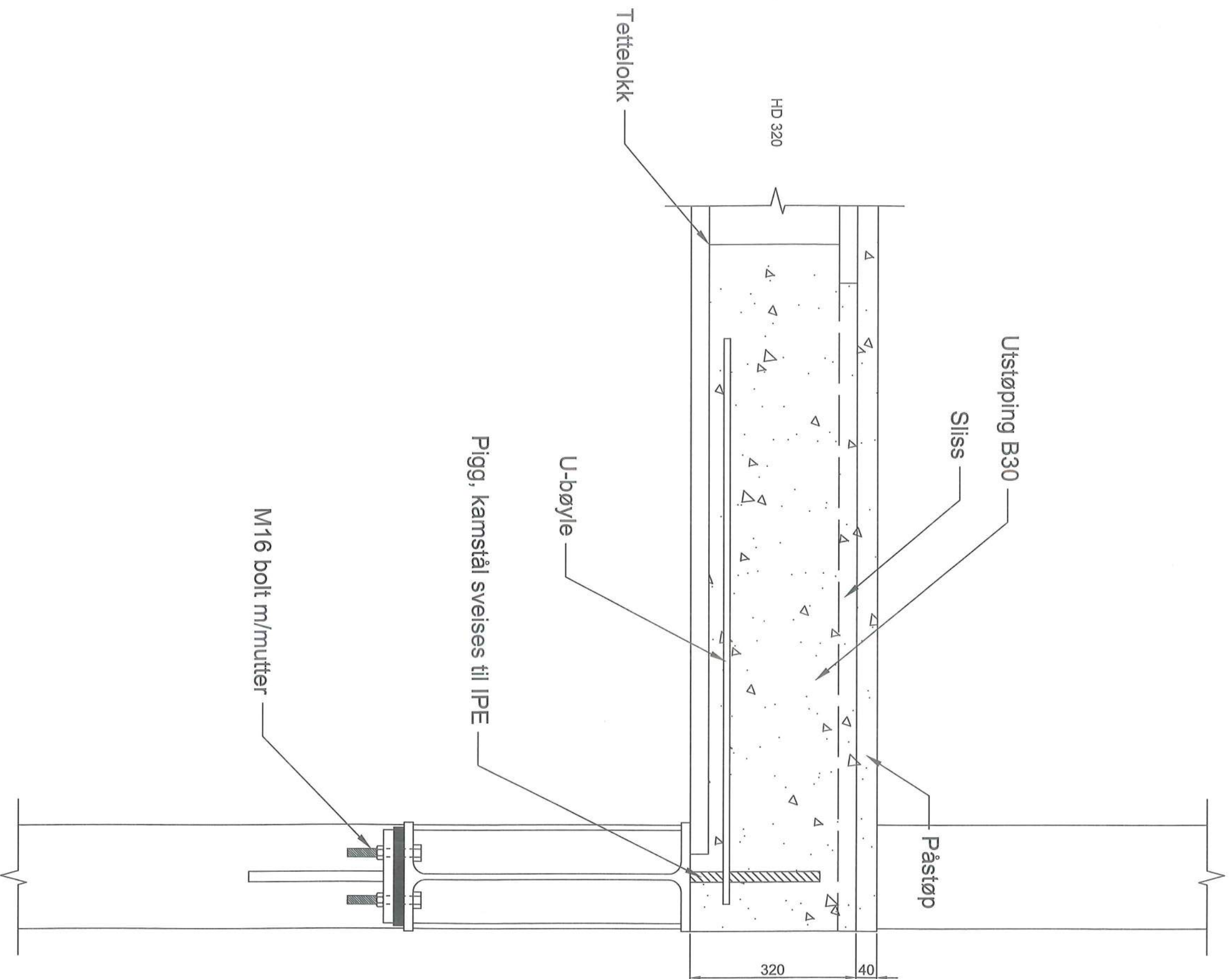
Stålkonsollene sveises sammen av stålplater, og kommer festet til søyle fra leverandør.



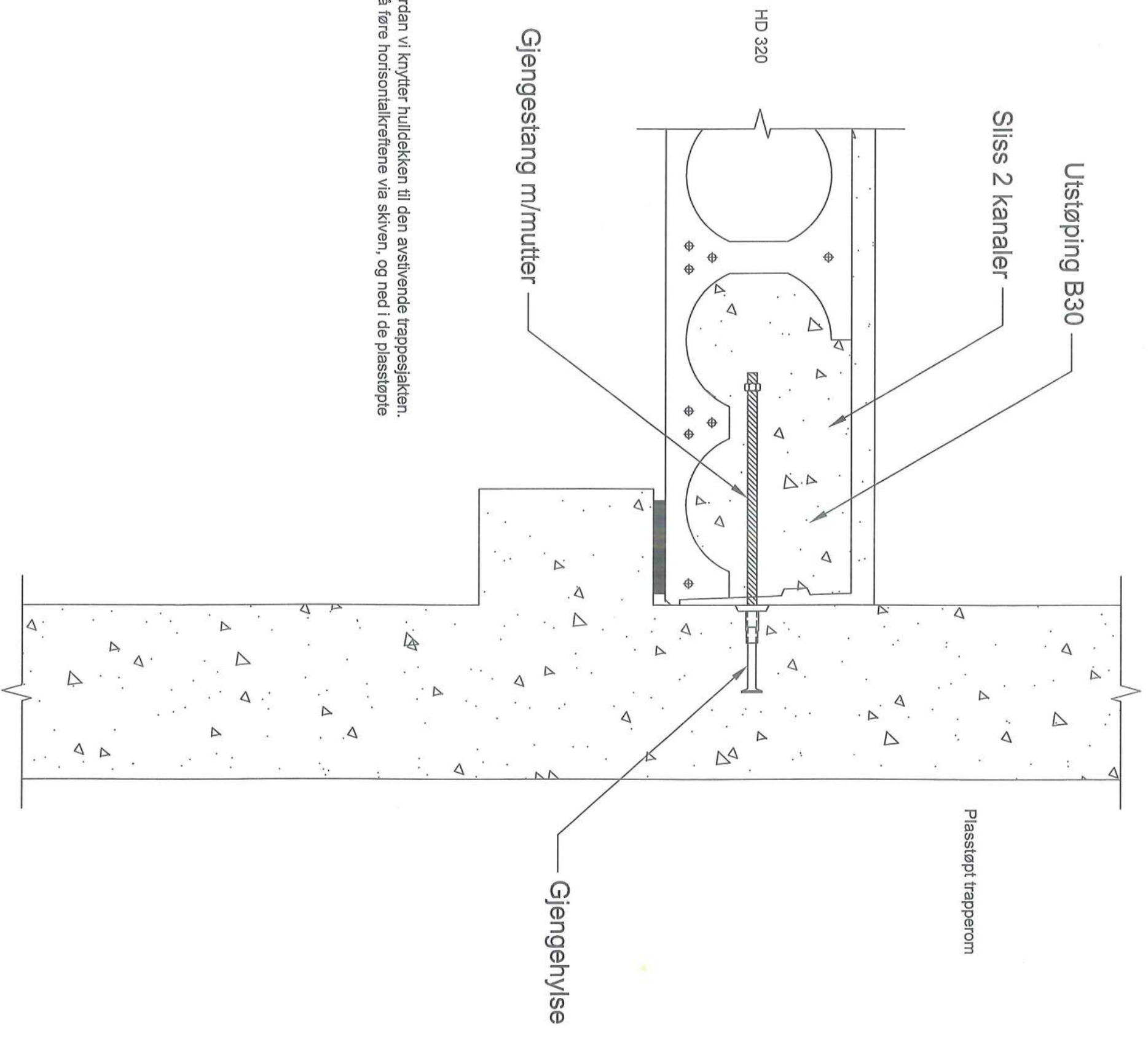
Detalj - Søyle/bjelke/konsoll	MÅLESTOKK	SIGN.	DATO
	1:8	TEGN.	08.5.2015
Kristoffer & Eirik HIALS	SAKSBEHANDLER		
	TEGNING NR.	REV.	
	Vedlegg 1.12		



Detalj - Hulldekker/HSQ Kristoffer & Eirik HIALS	MÅLESTOKK	SIGN.	DATO
	1:8	TEGN.	08.5.2015
	KONTR.		
	SAKSBEHANDLER		
	TEGNING NR.		REV.
	Vedlegg 1.13		



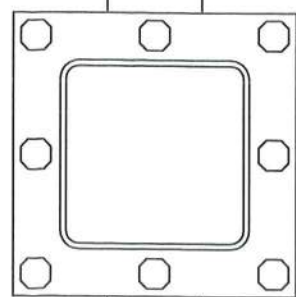
Detailj - Hulldykker/PE		MÅLESTOKK		SIGN.	DATO
		1:8			
Kristoffer & Eirik <small>HIALS</small>		SAKSBEHANDLER		TEGNING NR. Vedlegg 1.14	
		REV.			



Detaljen viser hvordan vi knytter hullekken til den avstivende trappesjaken.
 Dette er viktig for å føre horisontalkreftene via skiven, og ned i de plassstøpte
 veggene.

Detalj - Hulledekker/plassstøpt		MALESTOKK		SIGN.	DATO
		1:8			
Kristoffer & Eirik HIALS		SAKSBEHANDLER		TEGNING NR.	REV.
		Vedlegg 1.15			

Snitt A - A



M16 bolt m/mutter

Neopren

Endeplate i søyle og fagverksfot

Detalj - Søyle/fagverk

Kristoffer & Eirik

HIALS

MÅLESTOKK

1:8

SAKSBEHANDLER

TEGNING NR.

Vedlegg 1.16

SIGN.

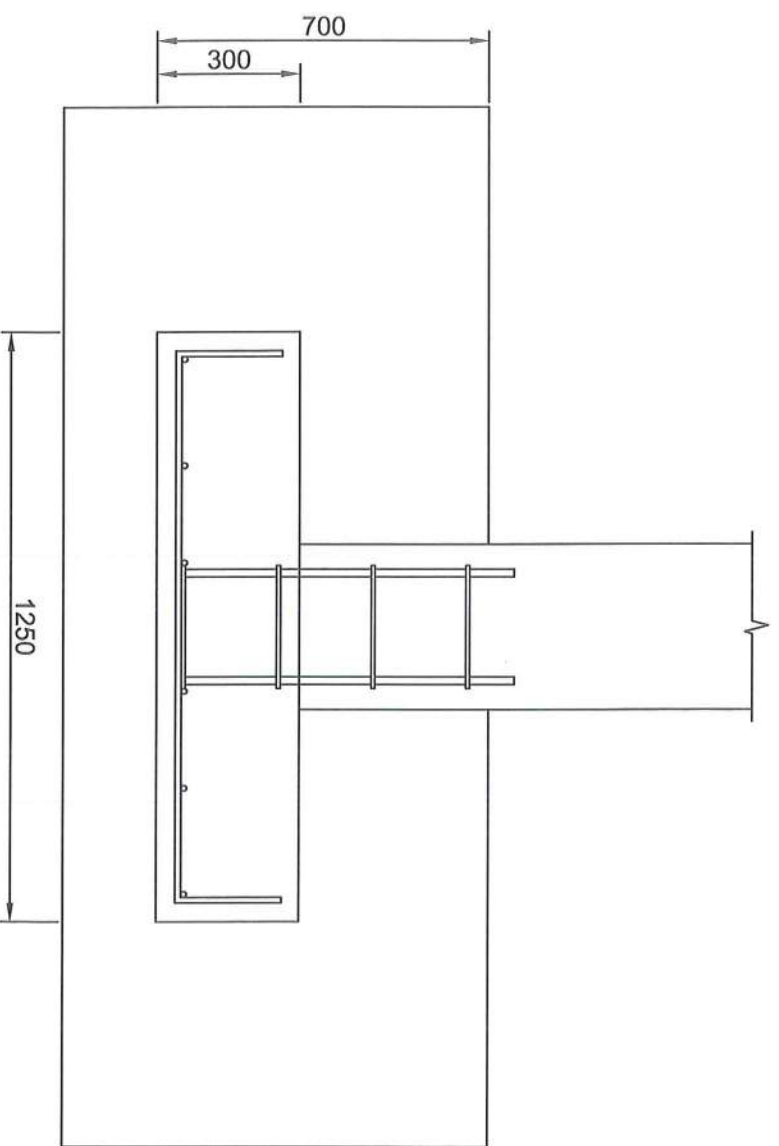
TEGN.

KONTR.

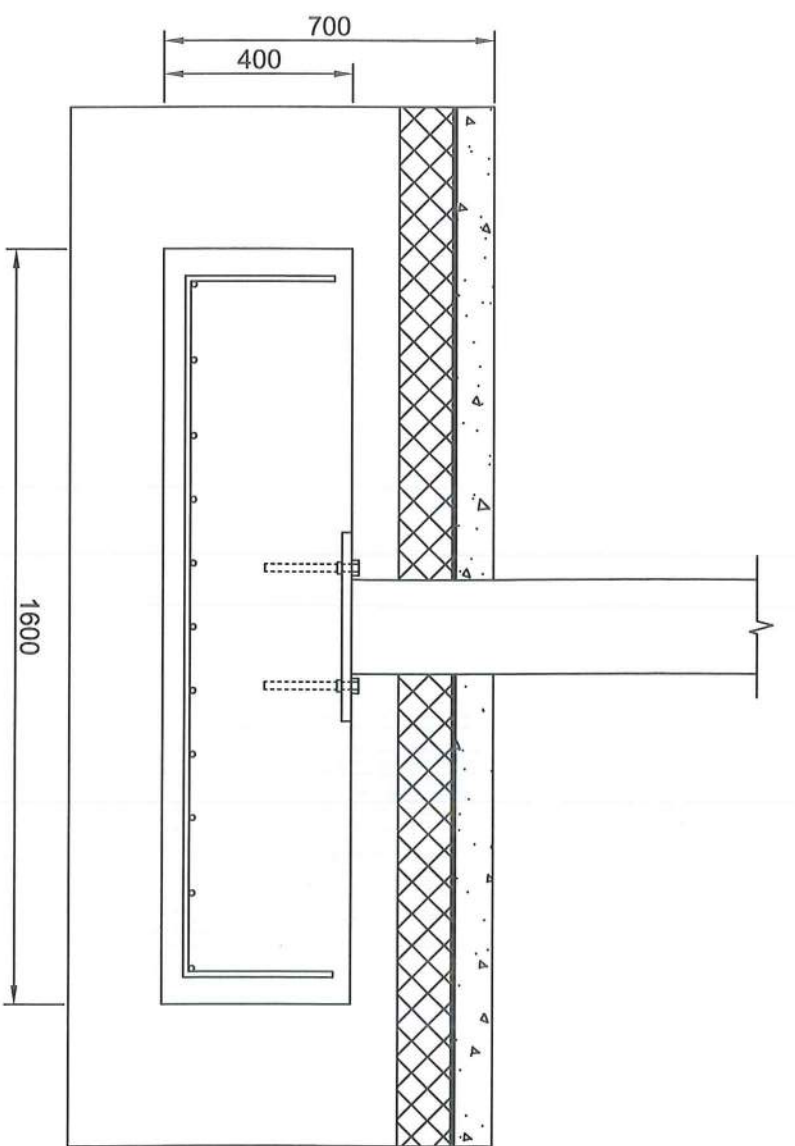
DATO

14.5.2015

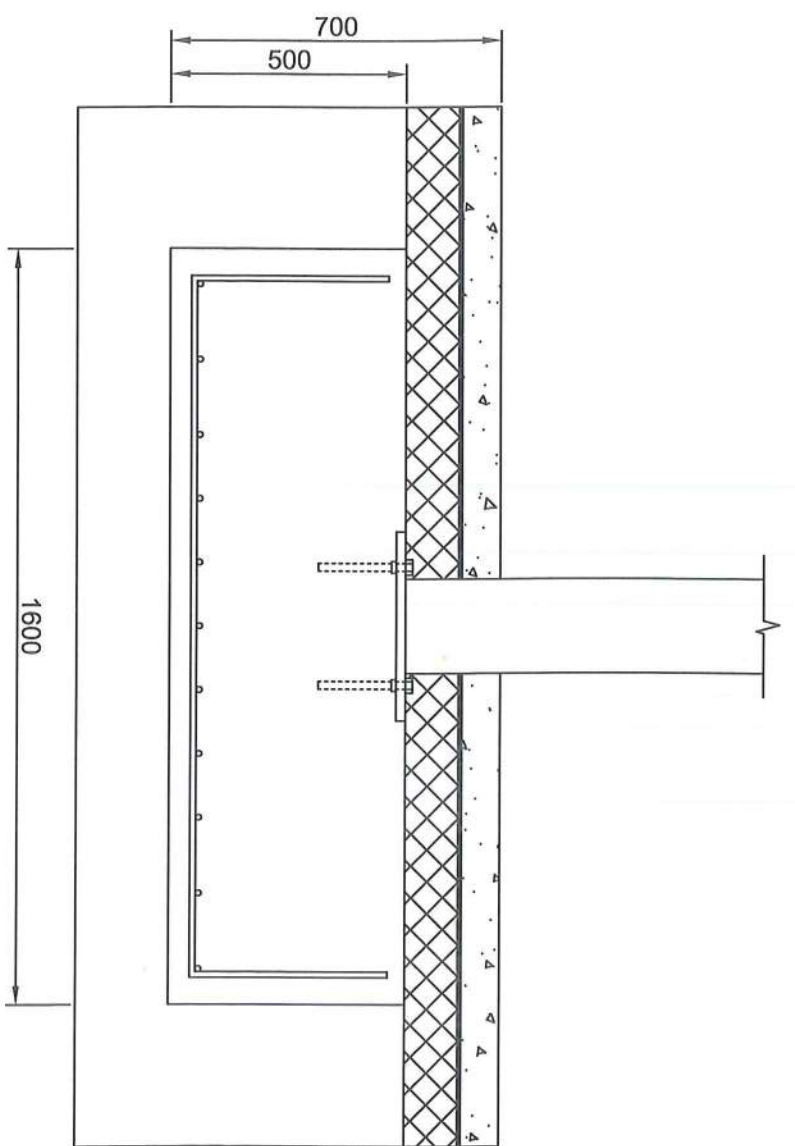
REV.



Fund. for betongsøyler akse 1

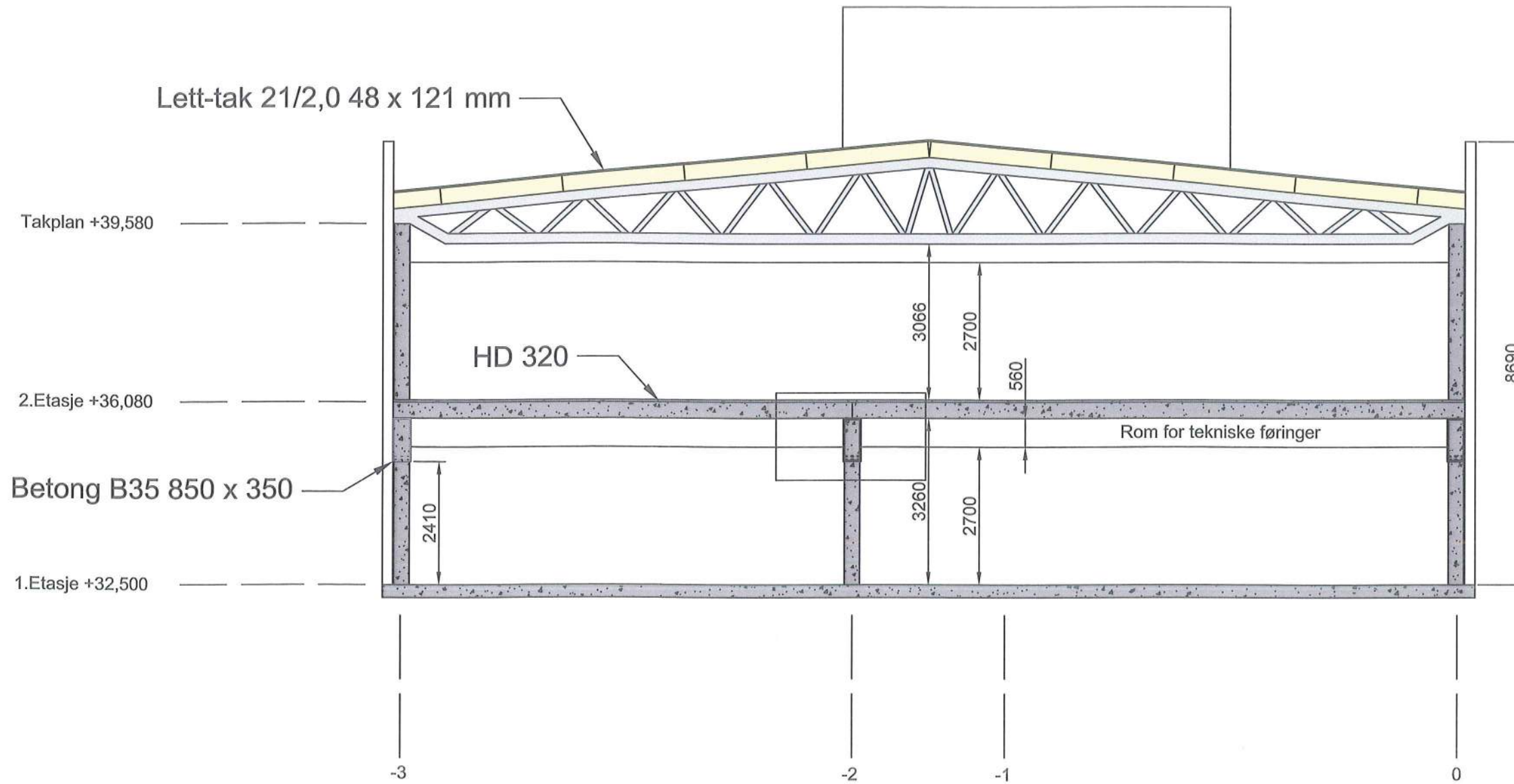


Fund. for stålsøyler akse -2

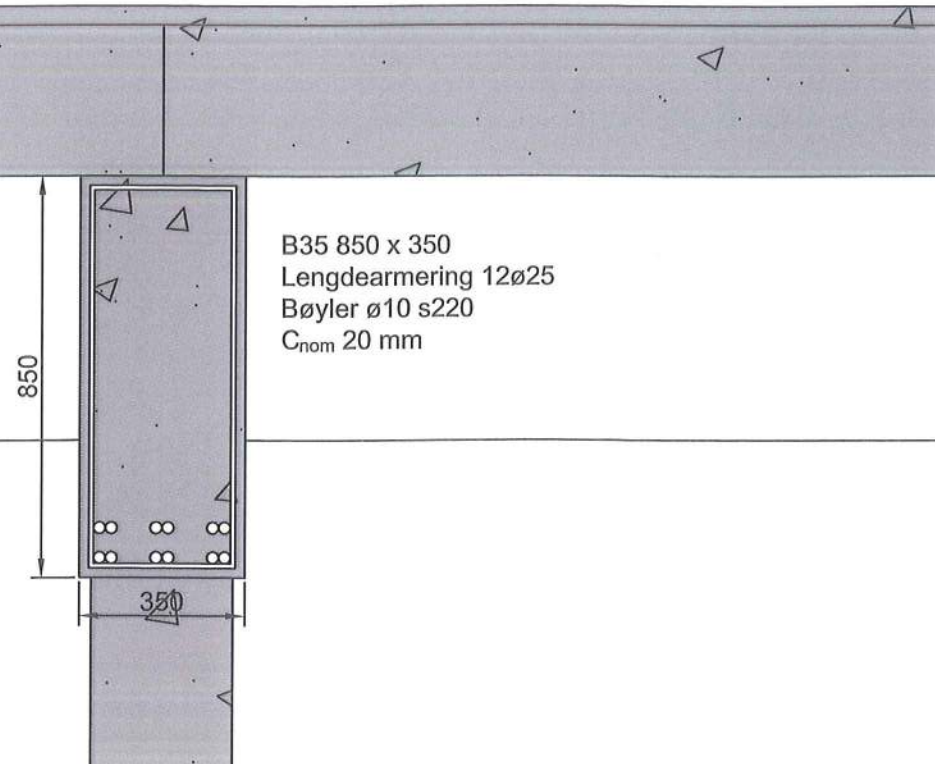


Fund. for stålsøyler akse 0/-3

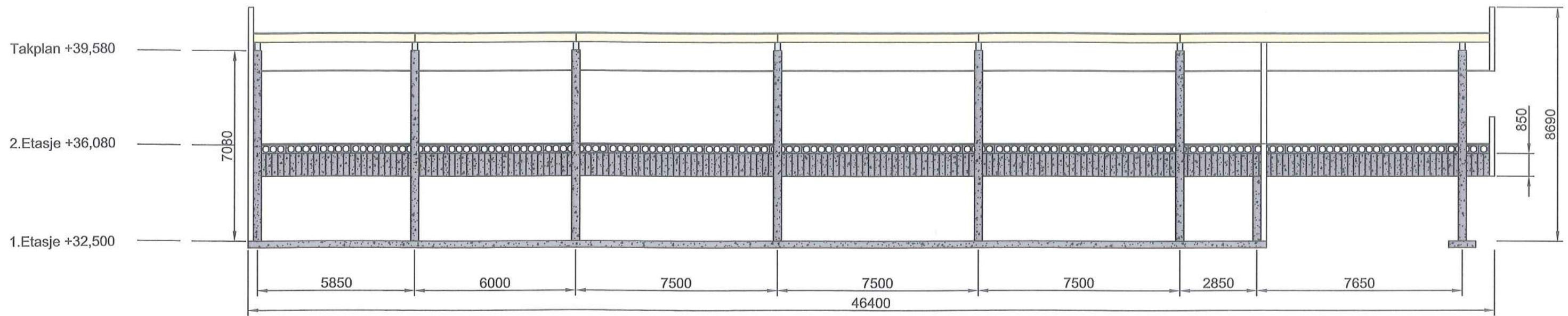
Fundamenter		MALESTOKK	SIGN.	DATO
		1:16	TEGN.	27.4.2015
Kristoffer & Eirik HIALS		SAKSBEHANDLER	KONTR.	REV.
		TEGNING NR.		
		Vedlegg 1.17		



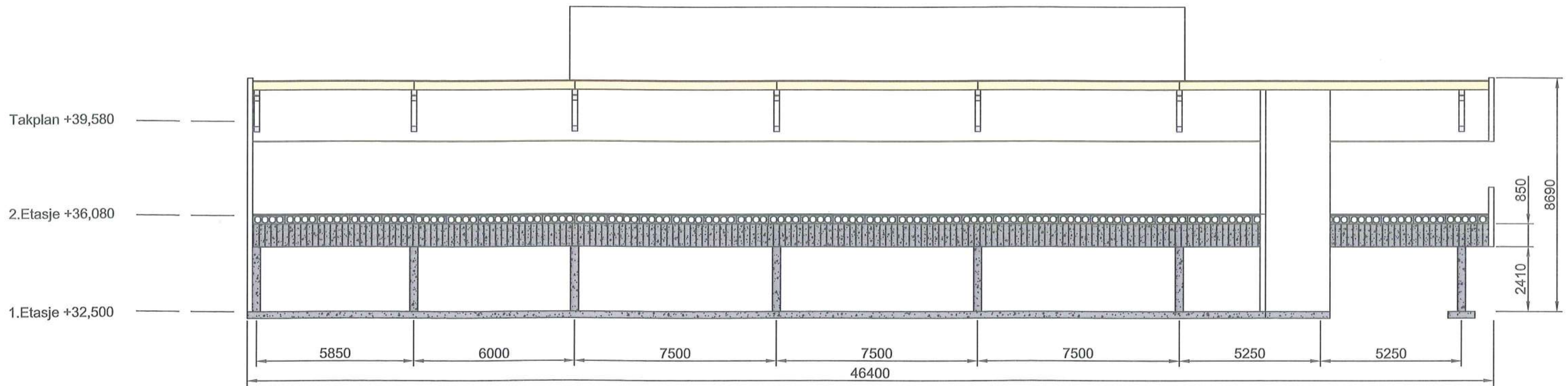
BETONGALTERNATIV - TVERRSNITT AKSE E



Tverrsnitt - betongalternativ	MÅLESTOKK	SIGN.	DATO
	1:100	TEGN.	27.4.2015
Kristoffer & Eirik	SAKSBEHANDLER	REV.	
	TEGNING NR.	REV.	
HIALS	Vedlegg 1.18		

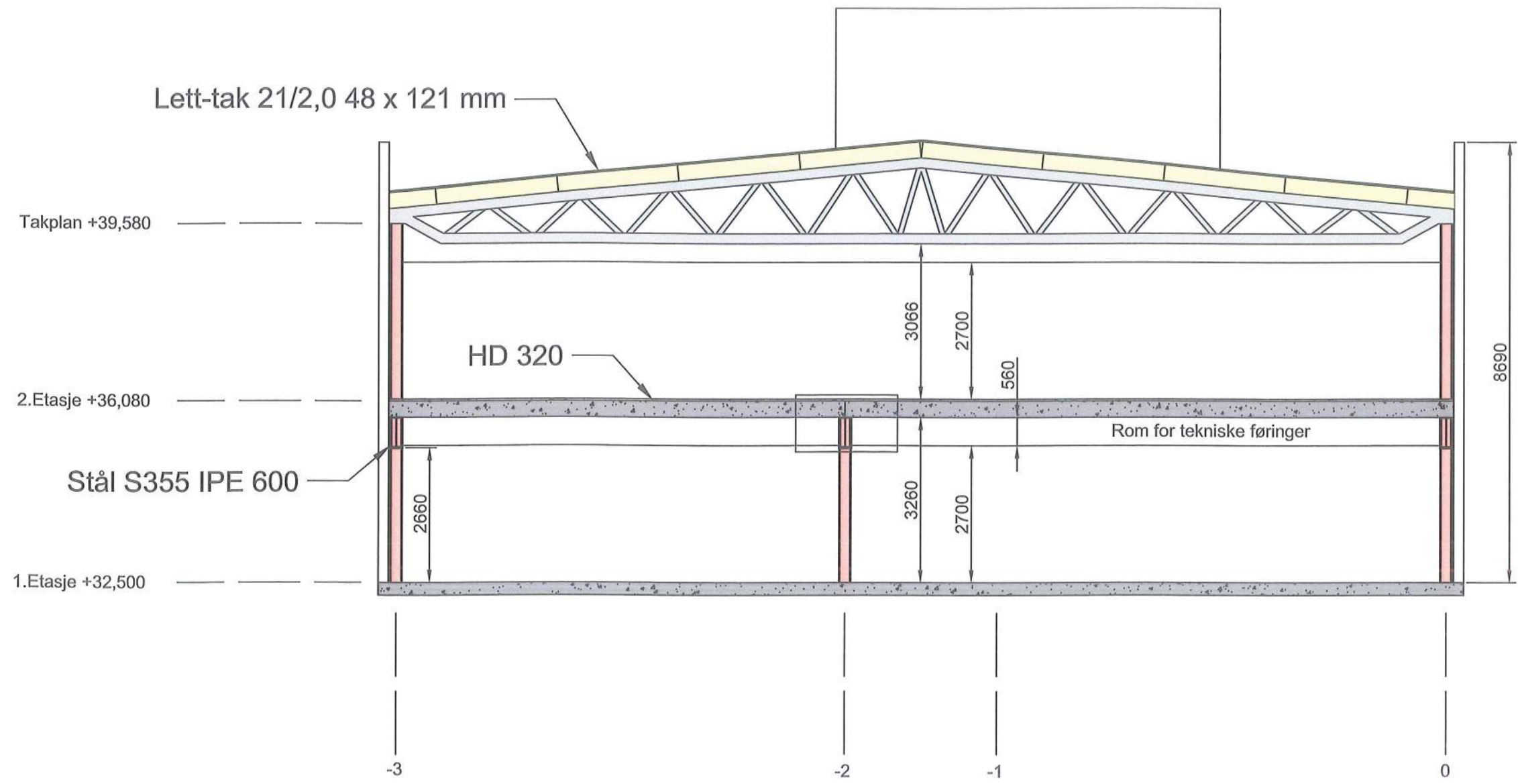


BETONGALTERNATIV - LANGSNITT AKSE -3

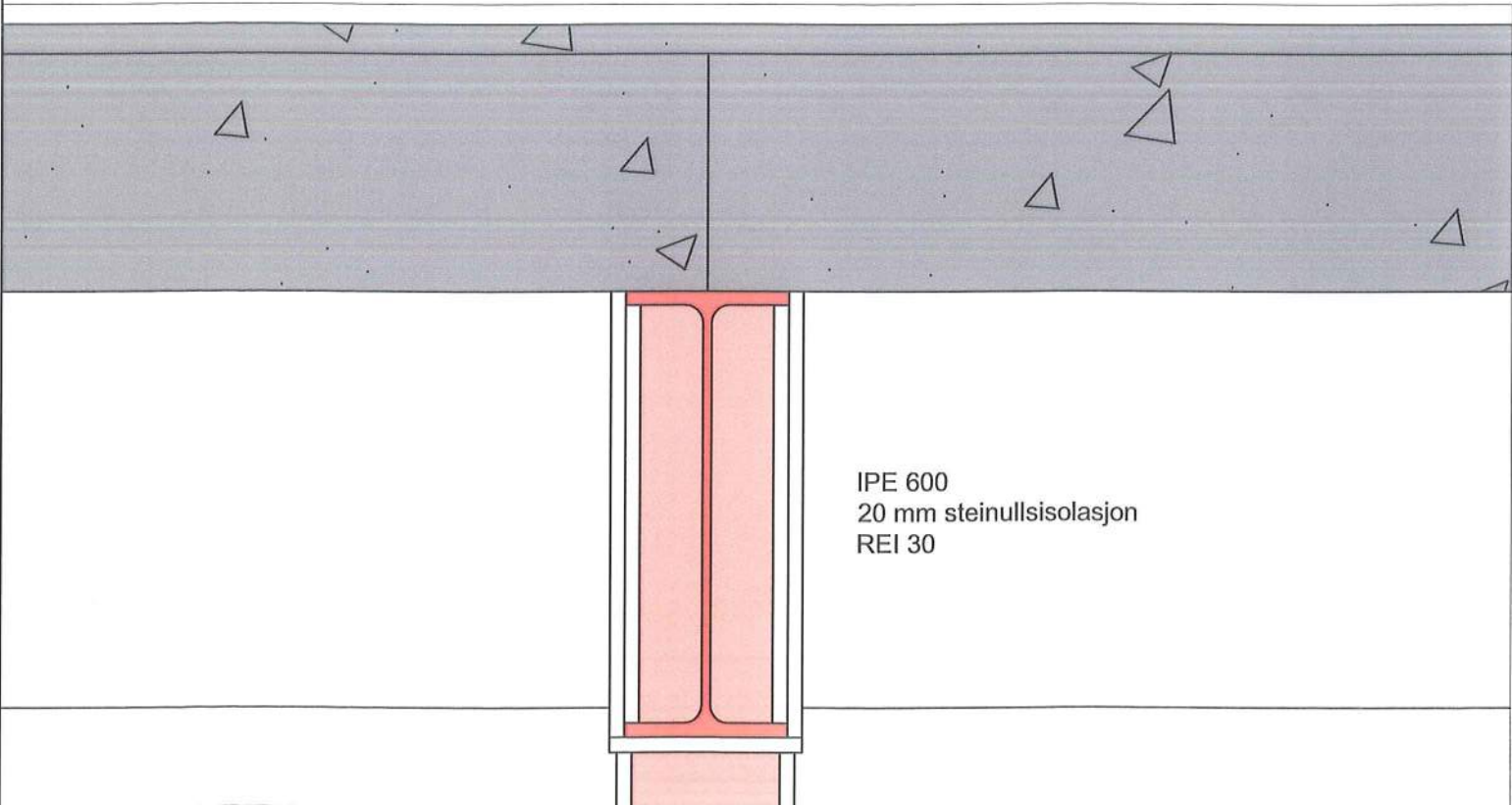


BETONGALTERNATIV - LANGSNITT AKSE -2

Lengdesnitt - betongalternativ	MÅLESTOKK	SIGN.	DATO
	1:150		
	TEGN.		
Kristoffer & Eirik HIALS	SAKSBEHANDLER	TEGNING NR.	REV.
	Vedlegg 1.19		

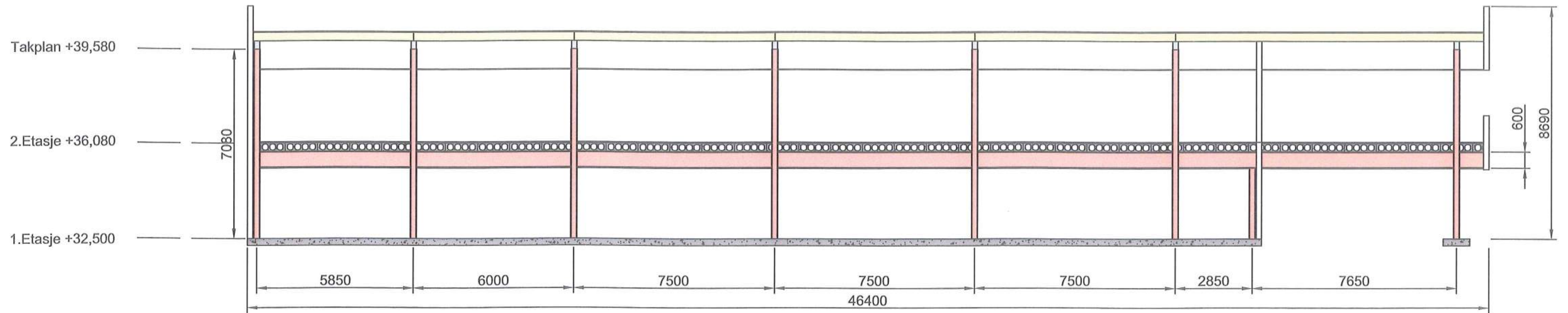


STÅLALTERNATIV - TVERRSNITT AKSE E

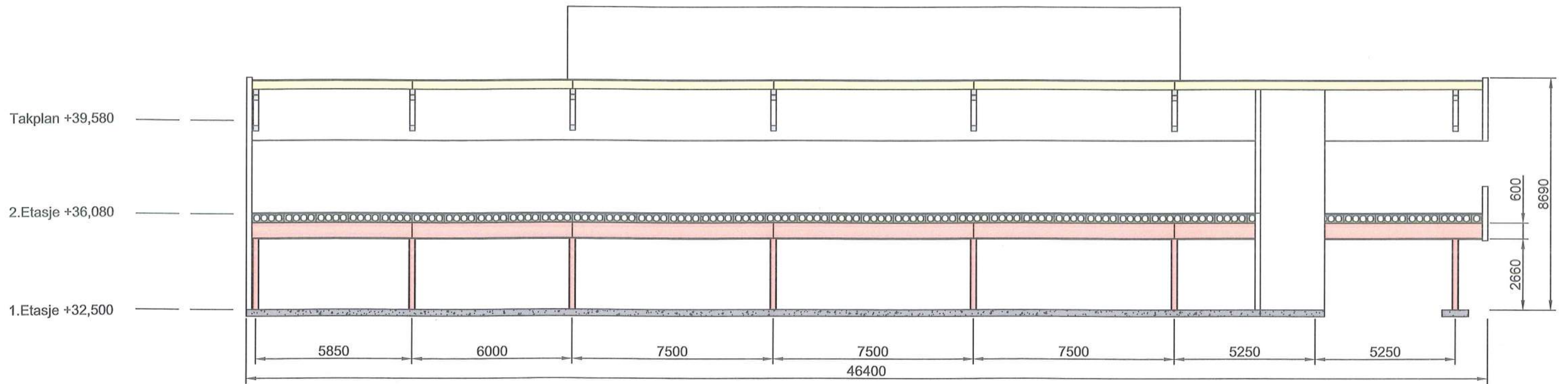


IPE 600
20 mm steinullsisolasjon
REI 30

Tverrsnitt - Ståalalternativ	MÅLESTOKK	SIGN.	DATO
	1:100	TEGN.	22.4.2015
	SAKSBEHANDLER	KONTR.	
Kristoffer & Eirik	TEGNING NR.	REV.	
	HIALS	Vedlegg 1.20	

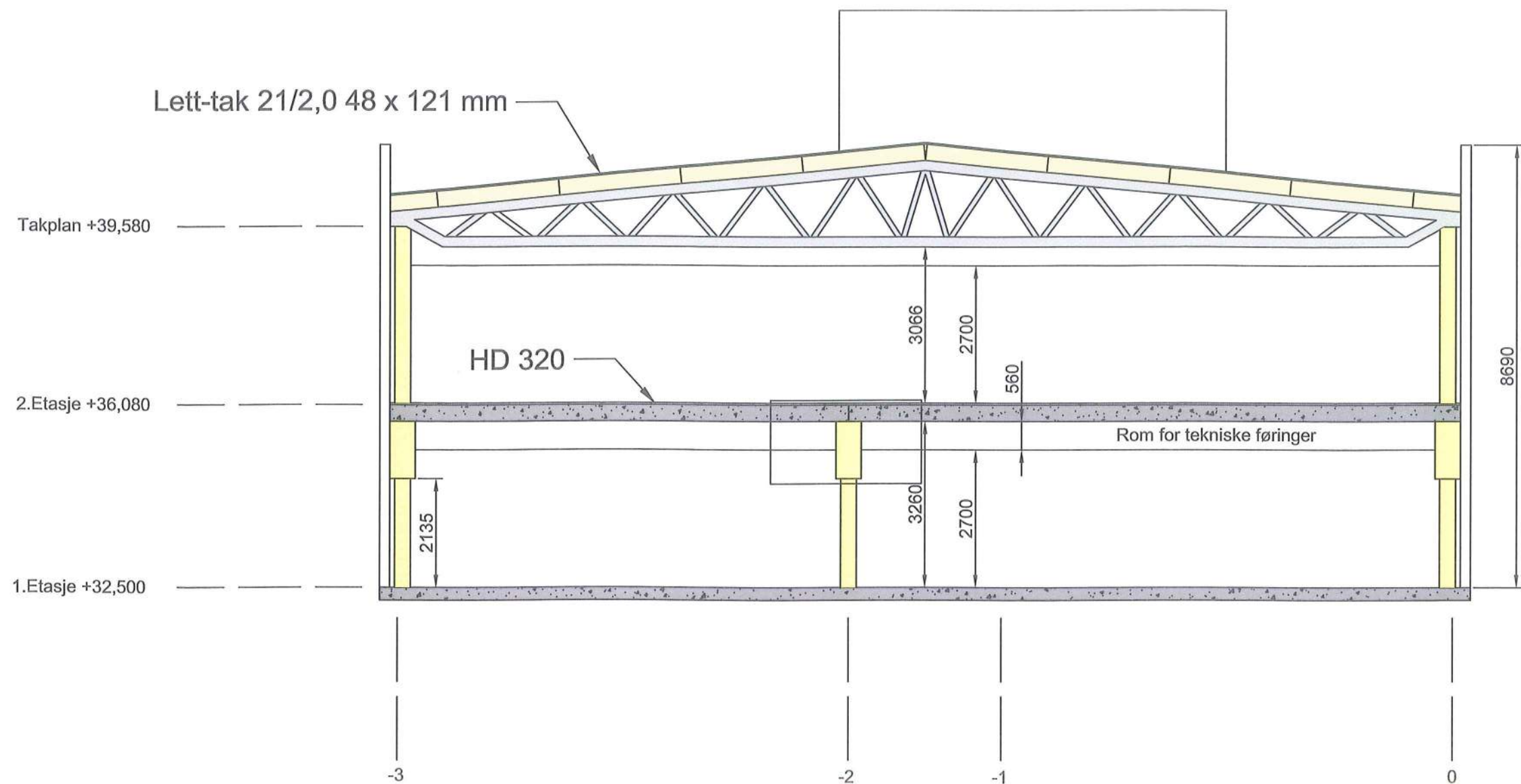


STÅLALTERNATIV - LANGSNITT AKSE -3

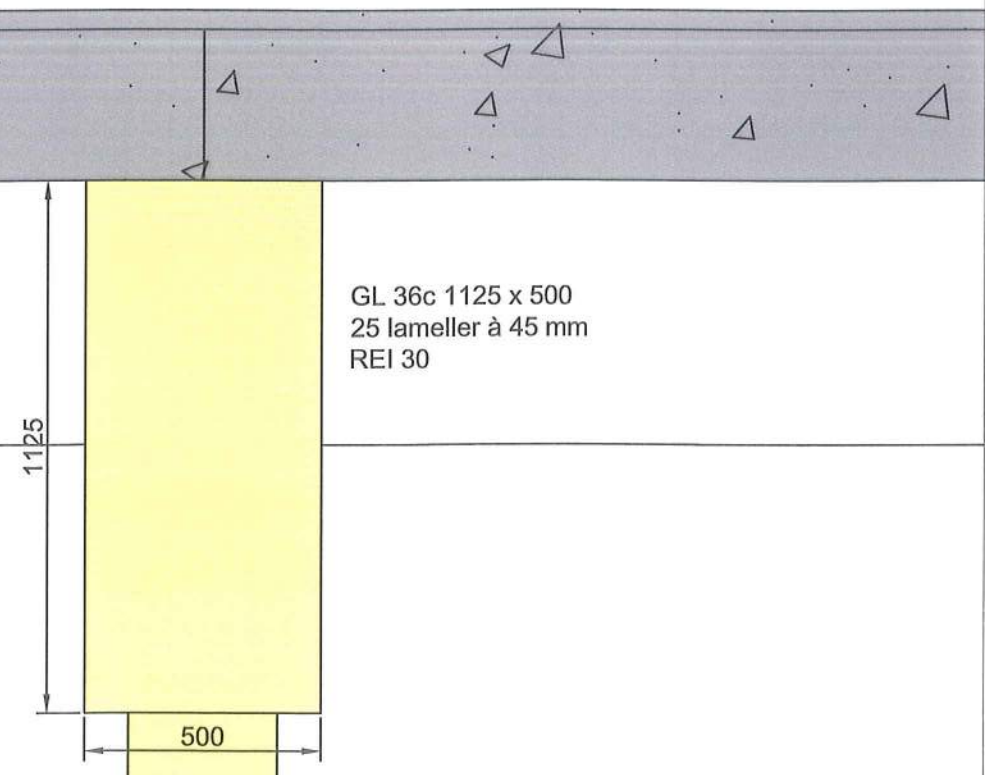


STÅLALTERNATIV - LANGSNITT AKSE -2

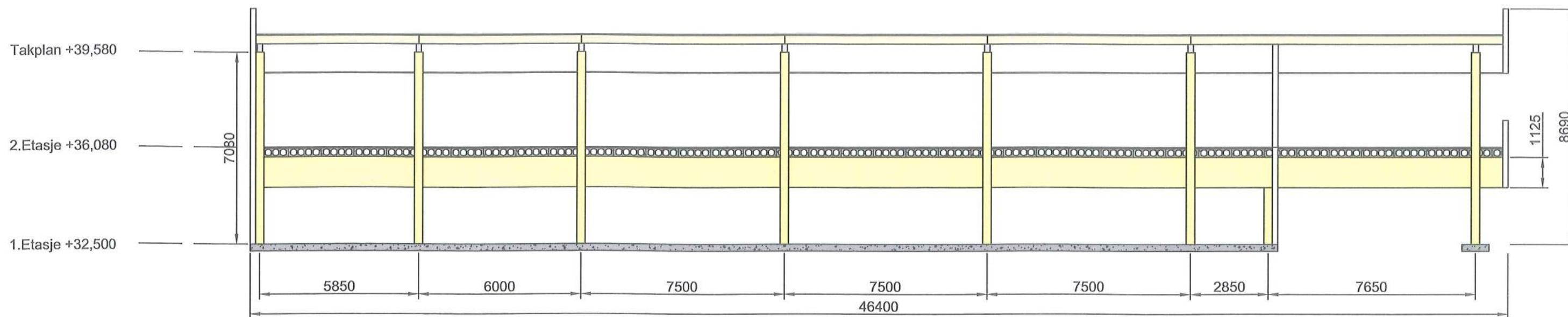
Lengdesnitt - stålalternativ	MÅLESTOKK	SIGN.	DATO		
	1:150			TEGN.	27.4.2015
				KONTR.	
Kristoffer & Eirik		SAKSBEHANDLER			
HIALS		TEGNING NR.			
Vedlegg 1.21		REV.			



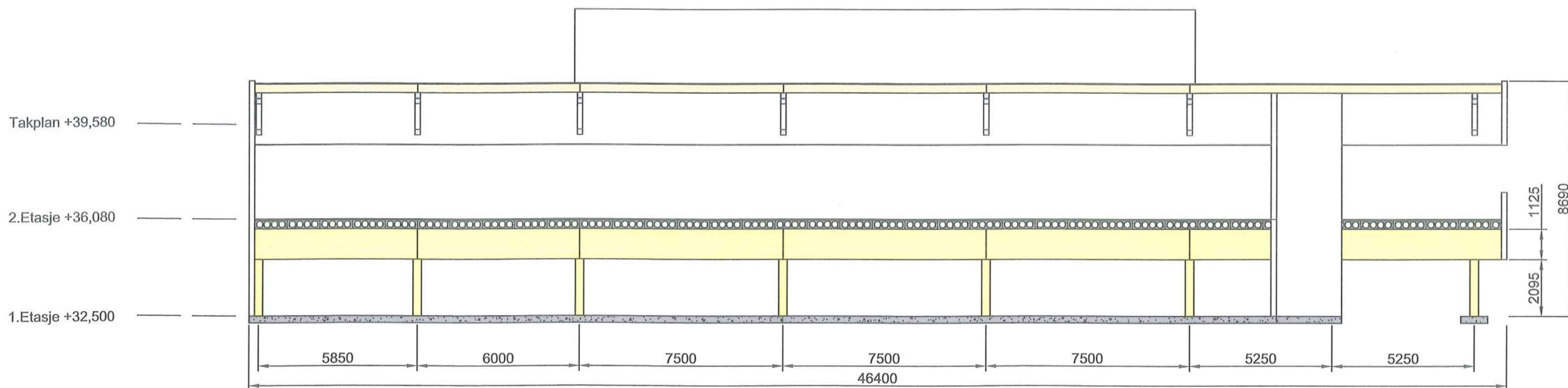
LIMTREALTERNATIV - TVERRSNITT AKSE E



Tverrsnitt - limtrealternativ	MÅLESTOKK	SIGN.	DATO
	1:100		27.4.2015
Kristoffer & Eirik	SAKSBEHANDLER		
	TEGNING NR.	REV.	
HIALS	Vedlegg 1.22		

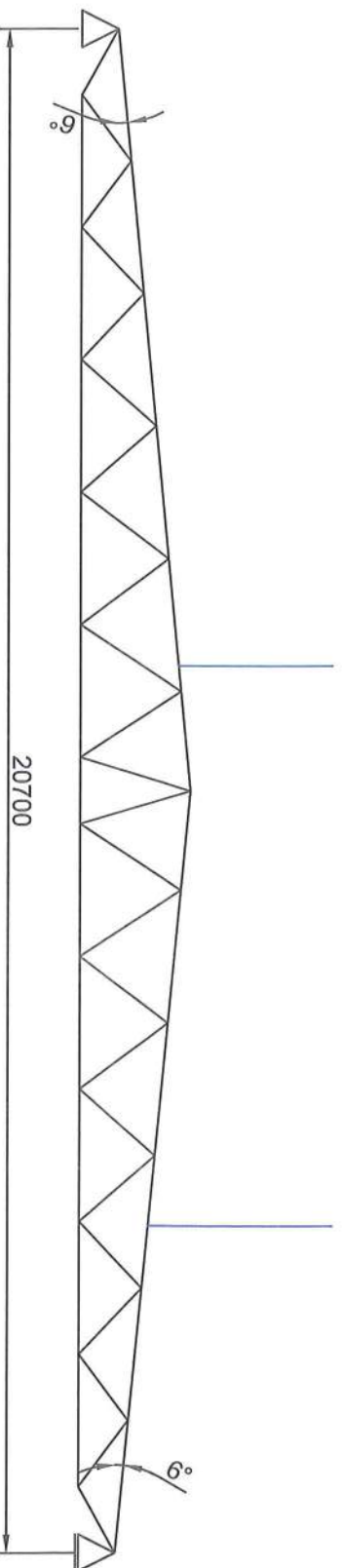
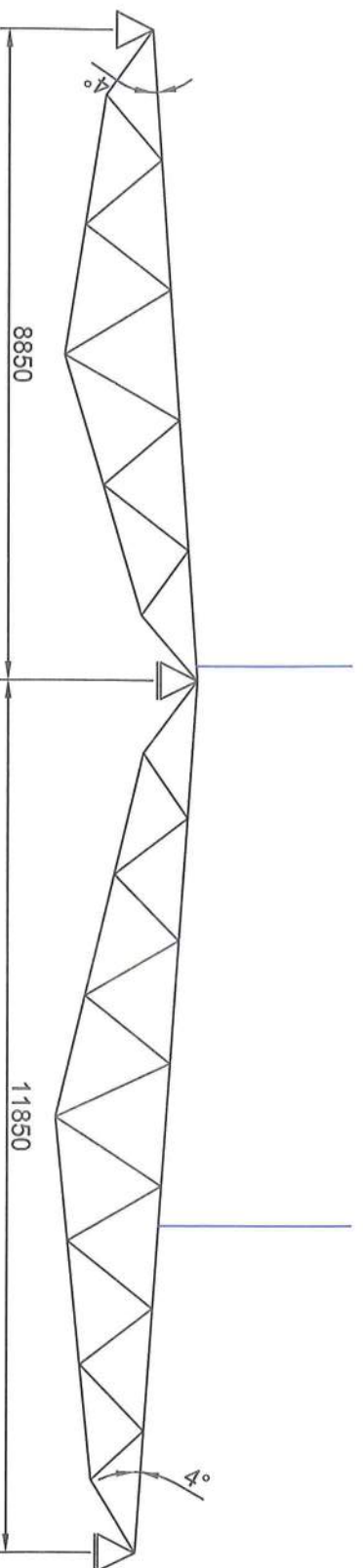
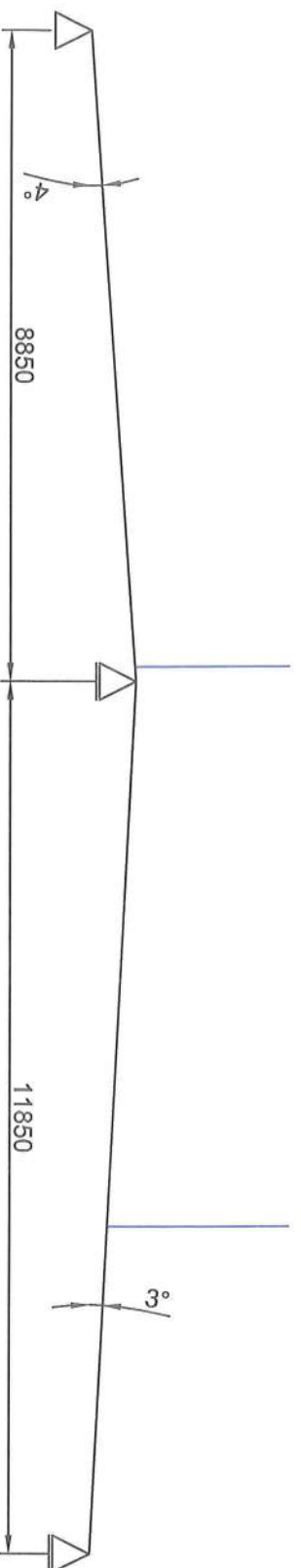
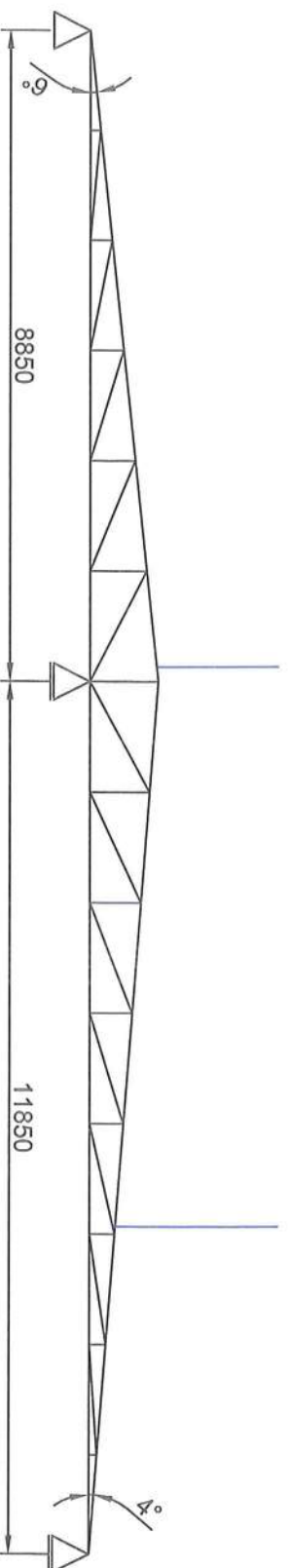
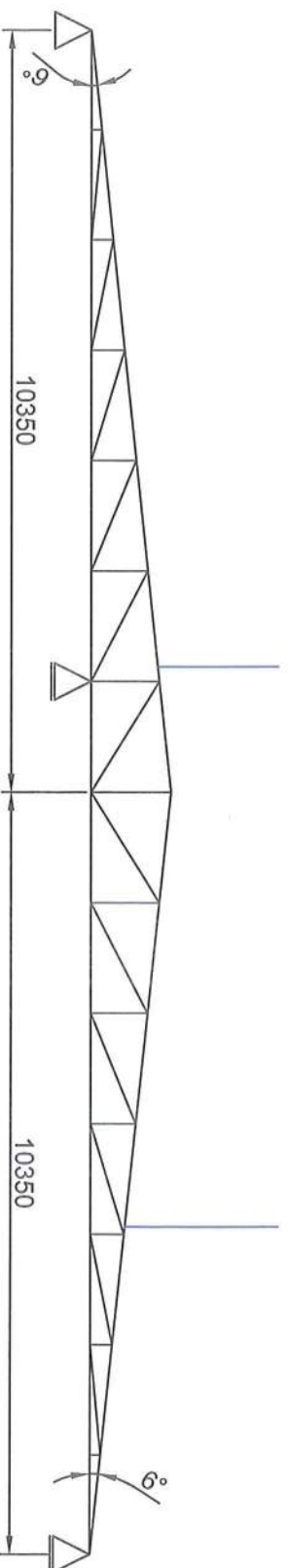


LIMTREALTERNATIV - LANGSNITT AKSE -3



LIMTREALTERNATIV - LANGSNITT AKSE -2

Lengdesnitt - limtrealternativ	MÅLESTOKK	SIGN.	DATO
	1:150	TEGN.	27.4.2015
	KONTR.		
SAKSBEHANDLER			
Kristoffer & Eirik		TEGNING NR.	REV.
HIALS		Vedlegg 1.23	



Fagverksalternativ		MALESTOKK	
		1:100	
Kristoffer & Eirik HIALS		SAKSBEHANDLER	
		TEGNING NR.	
Vedlegg 1.24		TEGN.	DATO
		KONTR.	28.4.2015
REV.			

VEDLEGG 2

Dimensjoneringsrapporter

148 sider

VEDLEGG 2.1

Forutsetninger i FEM-Design og
manuell dimensjonering

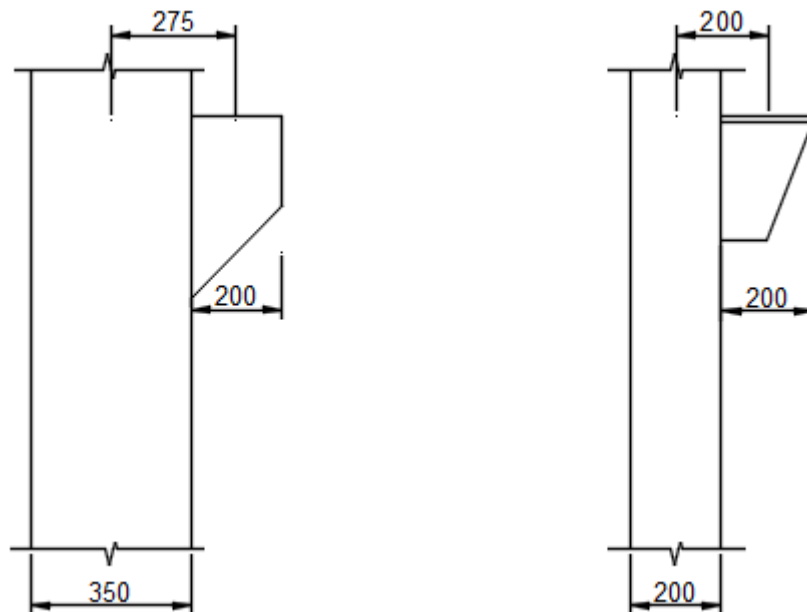
SØYLEDIMENSJONERING AKSE 0

Etter samtale med veileder kom vi frem til at å vekselvis regne halv og hel nyttelast på bjelkene ville gi den mest ugunstige momentoverføringen til søylene. Disse momentene vil bli påsatt manuelt i FEM-Design. De ulike bjelkene langs akse 0 avgir følgende prosentverdi av nyttelasten til søylene:

Bjelke A-B:	100 % <i>nyttelast</i>
Bjelke B-C:	50 % <i>nyttelast</i>
Bjelke C-D:	100 % <i>nyttelast</i>
Bjelke D-E:	50 % <i>nyttelast</i>
Bjelke E-F:	100 % <i>nyttelast</i>
Bjelke F-I:	50 % <i>nyttelast</i>

Dimensjonerende lastvirkninger

Momentene som følger er utregnet i bruddgrensetilstanden, og vil bli lagt inn i FEM-Design i bruddgrensetilstand. Det er lagt til grunn en eksentrisitet lik 0,2 m for stålsøylene og 0,275 m for betongsøylene. Se figur.



Last fra hulldekker: $(g) = 4,35 \frac{kN}{m^2}$

Last fra påstøp: $(g) = 1,00 \frac{kN}{m^2}$

Egenvekt IPE 550: $(g) = 1,04 \frac{kN}{m}$

Nyttelast: $(p) = 5,00 \frac{kN}{m^2}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 100 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p$$
$$= 1,20 \cdot 1,04 \frac{kN}{m} + 1,20 \cdot \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,925 m \right) + 1,50 \cdot \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,925 m \right) = 83,72 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 50 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p$$
$$= 1,20 \cdot 1,04 \frac{kN}{m} + 1,20 \cdot \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,925 m \right) + \frac{1,50 \cdot \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,925 m \right)}{2} = 61,5 \frac{kN}{m}$$

Søyle 0A

Opplagerkraft: $F = \frac{83,72 \frac{kN}{m} \cdot 5,85 m}{2} = 244,88 kN$

Moment: $M_{Ed} = 244,88 kN \cdot 0,2 m = 48.976 kNm$

Søyle 0B

Opplagerkraft: $F = \frac{61,5 \frac{kN}{m} \cdot 6,0 m}{2} = 184,5 kN$

Moment: $M_{Ed} = (244,88 kN - 184,5 kN) \cdot 0,2 m = 12.076 kNm$

Søyle 0C

Opplagerkraft: $F = \frac{83,72 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 313,95 kN$

Moment: $M_{Ed} = (313,95 kN - 184,5 kN) \cdot 0,2 m = 25,89 kNm$

Søyle 0D

Opplagerkraft: $F = \frac{61,5 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 230,62 kN$

Moment: $M_{Ed} = (313,95 kN - 230,62 kN) \cdot 0,2 m = 16,66 kNm$

Søyle 0E

Opplagerkraft: $F = \frac{83,72 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 313,95 kN$

Moment: $M_{Ed} = (313,95 kN - 230,62 kN) \cdot 0,2 m = 16,66 kNm$

Søyle 0F

Opplagerkraft: $F = \frac{3 \cdot 61,5 \frac{kN}{m} \cdot 5,25 m}{8} = 121,1 kN$

Moment: $M_{Ed} = (313,95 kN - 121,1 kN) \cdot 0,2 m = 38,57 kNm$

Søyle 0H

Opplagerkraft: $F = \frac{10 \cdot 61,5 \frac{kN}{m} \cdot 5,25 m}{8} = 403,6 kN$

Søyle 0I

Opplagerkraft: $F = \frac{3 \cdot 61,5 \frac{kN}{m} \cdot 5,25 m}{8} = 121,1 kN$

Moment: $M_{Ed} = 121,1 kN \cdot 0,275 m = 33,3 kNm$

SØYLEDIMENSJONERING AKSE -2

Etter samtale med veileder kom vi frem til at å vekselvis regne halv og hel nyttelast på bjelkene ville gi den mest ugunstige momentoverføringen til søylene. Disse momentene vil bli påsatt manuelt i FEM-Design. De ulike bjelkene langs akse -2 avgir følgende prosentverdi av nyttelasten til søylene:

Bjelke A-B:	100 % <i>nyttelast</i>
Bjelke B-C:	50 % <i>nyttelast</i>
Bjelke C-D:	100 % <i>nyttelast</i>
Bjelke D-E:	50 % <i>nyttelast</i>
Bjelke E-F:	100 % <i>nyttelast</i>
Bjelke F-H:	50 % <i>nyttelast</i>
Bjelke H-I:	100 % <i>nyttelast</i>

Dimensjonerende lastvirkninger

$$\text{Last fra hulldekker:} \quad (g) = 4,35 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Last fra påstøp:} \quad (g) = 1,00 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Nyttelast:} \quad (p) = 5,00 \frac{kN}{m^2}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 100 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \left(4,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 \text{ m} \right) + 1,50 \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 \text{ m} \right) = 144,07 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 50 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \left(4,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 \text{ m} \right) + \frac{1,50 \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 \text{ m} \right)}{2} = 105,26 \frac{kN}{m}$$

Søyle -2A

Opplagerkraft: $F = \frac{144,07 \frac{kN}{m} \cdot 5,85 m}{2} = 421,4 kN$

Moment: $M_{Ed} = 421,4 kN \cdot 0,2 m = 84,28 kNm$

Søyle -2B

Opplagerkraft: $F = \frac{105,26 \frac{kN}{m} \cdot 6,0 m}{2} = 315,78 kN$

Moment: $M_{Ed} = (421,4 kN - 315,78 kN) \cdot 0,2 m = 21,124 kNm$

Søyle -2C

Opplagerkraft: $F = \frac{144,07 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 540,26 kN$

Moment: $M_{Ed} = (540,26 kN - 315,78 kN) \cdot 0,2 m = 44,9 kNm$

Søyle -2D

Opplagerkraft: $F = \frac{105,26 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 394,725 kN$

Moment: $M_{Ed} = (540,26 kN - 394,725 kN) \cdot 0,2 m = 29,1 kNm$

Søyle -2E

Opplagerkraft: $F = \frac{144,07 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 540,26 kN$

Moment: $M_{Ed} = (540,26 kN - 394,725 kN) \cdot 0,2 m = 29,1 kNm$

Søyle -2F

Opplagerkraft: $F = \frac{105,26 \frac{kN}{m} \cdot 5,25 m}{2} = 276,31 kN$

Moment: $M_{Ed} = (540,26 kN - 276,31 kN) \cdot 0,2 m = 52,8 kNm$

Søyle -2H

Opplagerkraft: $F = \frac{144,07 \frac{kN}{m} \cdot 5,25 m}{2} = 378,18 kN$

Moment: $M_{Ed} = (378,18 kN - 276,31 kN) \cdot 0,2 m = 20,37 kNm$

Søyle -2I

Opplagerkraft: $F = \frac{144,07 \frac{kN}{m} \cdot 5,25 m}{2} = 378,18 kN$

Moment: $M_{Ed} = 378,18 kN \cdot 0,275 m = 104 kNm$

SØYLEDIMENSJONERING AKSE -3

Etter samtale med veileder kom vi frem til at å vekselvis regne halv og hel nyttelast på bjelkene ville gi den mest ugunstige momentoverføringen til søylene. Disse momentene vil bli påsatt manuelt i FEM-Design. De ulike bjelkene langs akse -3 avgir følgende prosentverdi av nyttelasten til søylene:

Bjelke A-B:	100 % <i>nyttelast</i>
Bjelke B-C:	50 % <i>nyttelast</i>
Bjelke C-D:	100 % <i>nyttelast</i>
Bjelke D-E:	50 % <i>nyttelast</i>
Bjelke E-F:	100 % <i>nyttelast</i>
Bjelke F-I:	50 % <i>nyttelast</i>

Dimensjonerende lastvirkninger

Last fra hulldekker: $(g) = 4,35 \frac{kN}{m^2}$

Last fra påstøp: $(g) = 1,00 \frac{kN}{m^2}$

Egenvekt IPE 550: $(g) = 1,04 \frac{kN}{m}$

Nyttelast: $(p) = 5,00 \frac{kN}{m^2}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 100 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p$$
$$= 1,20 \cdot 1,04 \frac{kN}{m} + 1,20 \cdot \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m \right) + 1,50 \cdot \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m \right) = 62,84 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden for bjelker med 50 % nyttelast:

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p$$
$$= 1,20 \cdot 1,04 \frac{kN}{m} + 1,20 \cdot \left(5,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m \right) + \frac{1,50 \cdot \left(5 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m \right)}{2} = 46,25 \frac{kN}{m}$$

Søyle -3A

Opplagerkraft: $F = \frac{62,84 \frac{kN}{m} \cdot 5,85 m}{2} = 183,8 kN$

Moment: $M_{Ed} = 183,8 kN \cdot 0,2 m = 36,76 kNm$

Søyle -3B

Opplagerkraft: $F = \frac{46,25 \frac{kN}{m} \cdot 6,0 m}{2} = 138,75 kN$

Moment: $M_{Ed} = (183,8 kN - 138,75 kN) \cdot 0,2 m = 9,01 kNm$

Søyle -3C

Opplagerkraft: $F = \frac{62,84 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 235,65 kN$

Moment: $M_{Ed} = (235,65 kN - 138,75 kN) \cdot 0,2 m = 19,38 kNm$

Søyle -3D

Opplagerkraft: $F = \frac{46,25 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 173,43 kN$

Moment: $M_{Ed} = (235,65 kN - 173,43 kN) \cdot 0,2 m = 12,44 kNm$

Søyle -3E

Opplagerkraft: $F = \frac{62,84 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 235,65 kN$

Moment: $M_{Ed} = (235,65 kN - 173,43 kN) \cdot 0,2 m = 12,44 kNm$

Søyle -3F

Opplagerkraft:
$$F = \frac{259,24 \text{ kNm}}{2,85 \text{ m}} + \frac{46,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2,85 \text{ m}}{2} = 156,86 \text{ kN}$$

Moment:
$$M_{Ed} = (235,65 \text{ kN} - 156,86 \text{ kN}) \cdot 0,2 \text{ m} = 15,758 \text{ kNm}$$

Søyle -3G

Opplagerkraft:
$$F = \left(46,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2,85 \text{ m}\right) + \left(46,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,65 \text{ m}\right)$$

$$-210,8 \text{ kN} - 156,86 \text{ kN} = 118 \text{ kN}$$

Moment:
$$M_{Ed} = 118 \text{ kN} \cdot 0,2 \text{ m} = 23,6 \text{ kNm}$$

Søyle -3I

Opplagerkraft:
$$F = \frac{259,24 \text{ kNm}}{7,65 \text{ m}} + \frac{46,25 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 7,65 \text{ m}}{2} = 210,8 \text{ kN}$$

Moment:
$$M_{Ed} = 210,8 \text{ kN} \cdot 0,275 \text{ m} = 58 \text{ kNm}$$

VEDLEGG 2.2

Utredning av laster

VINDLAST

Den karakteristiske vindbelastningen på en bygning beregnes av den største vindhastigheten som i gjennomsnitt forekommer hvert 50. år. Vindlasten er spesielt varierende, og avhenger av faktorer som årstid, beliggenhet, topografi, terrengruhet, omkringliggende byggverk og selve byggverkets geometri og stivhet.

Vi har benyttet følgende forenkling av formelen for hastighetstrykket q_{p0} , der k_w er en vindlastfaktor avhengig av terrengruheten og referansehøyden til bygget.

$$q_{p0} = k_w \cdot v_{b,0}^2$$

Terrengruhet III – Sammenhengende småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder.

Referansehøyde (z): 7,0 m

Referansevindhastighet ($v_{,0}$) – Ålesund kommune: 29 m/s

Vindlastfaktor (k_w): 1,01 (se vedlegg)

$$q_{p0} = 1,01 \cdot 29^2 \frac{m}{s} = 0,85 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlasten på bygget settes altså til 0,85 kN/m².

For å omforme denne lasten til linjelast (kN/m), har vi multiplisert med lastbredden til søylene. Ut i fra dette har vi funnet mange ulike verdier. På den lengste siden av bygget legger vi den største vindlasten av alle søylene på langsiden til grunn. Det samme gjør vi for søylene på kortsiden. Etter samtale med veileder Kristian Normann, var dette en grei måte å gjøre det på. I praksis vil det alltid være noe mellom søylene som fører lasten opp til bjelkene som en stripelast. Siden vi ikke skal definere veggene mellom søylene, velger vi å se bort i fra dette.

Søyle 1I

$$\text{Sterk akse: } 0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 2,925 m = 2,486 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Svak akse: } 0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m = 3,761 \frac{kN}{m}$$

Søyle 1H

$$0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,925 m = 5,036 \frac{kN}{m}$$

Søyle 1G

$$0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 6,750 m = 5,737 \frac{kN}{m}$$

Søyle 1F/1E

$$0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 7,5 m = \mathbf{6,375 \frac{kN}{m}} \text{ (langside)}$$

Søyle 1D

$$0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,175 m = 4,398 \frac{kN}{m}$$

Søyle 1C

$$0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,25 m = 4,46 \frac{kN}{m}$$

Søyle 1A

$$\text{Sterk akse: } 0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 3,825 m = 3,251 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Svak akse: } 0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 4,425 m = 3,761 \frac{kN}{m}$$

Søyle 2A

$$0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 m = \mathbf{8,797 \frac{kN}{m}} \text{ (kortsider)}$$

Søyle 3A

$$0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 5,425 m = 5,036 \frac{kN}{m}$$

For vindlasten som belaster fagverkene på taket, har vi gått ut i fra det fagverket med størst lastbredde og brukt denne verdien for samtlige fagverk.

$$0,85 \frac{kN}{m^2} \cdot 9,0 m = \mathbf{7,65 \frac{kN}{m}}$$

SNØLAST

I likhet med vindlasten, baseres også snølasten på den såkalte 50-årslasten. En 50-årslast vil statistisk ha en sannsynlighet på 0,98 for ikke å bli overskredet et enkelt år. I standarden er det i hovedsak tatt hensyn til karakteristisk snølast på mark, og takets geometri, når man beregner snølasten på tak.

Grunnverdi snølast på mark (s_{k0}) – Ålesund kommune: $3,0 \text{ kN/m}^2$

Snølasttillegg per 100m (Δs_k) – Møre og Romsdal: $1,0 \text{ kN/m}^2$

Karakteristisk snølast på mark på byggestedet:

$$s_k = s_{k0} + n\Delta s_k = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0 \cdot 1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Takvinkel på tilbygget: $0^\circ < \alpha \leq 30^\circ$

Formfaktor (μ): $0,8$

Snølast på tak avhenger av takvinkelen på bygget:

$$S = s_k \cdot \mu = 3,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,8 = 2,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Snølasten på bygget settes altså til $2,4 \text{ kN/m}^2$. Her har vi tatt den største lastbredden og lagt til grunn for alle fagverkene. Den største lastbredden mellom fagverkene er 9 meter, og linjelasten for snøvekten blir dermed $21,6 \text{ kN/m}$.

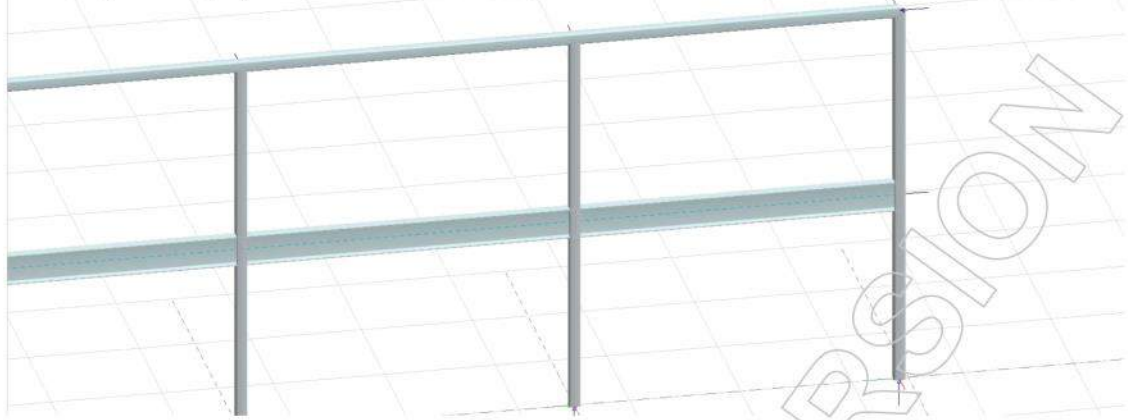
TEKNISK BYGG

Etter samtale med ekstern kontakt Jan Knutsen i Rambøll, kom vi frem til at egenlasten for teknisk bygg kan settes til $2,0 \text{ kN/m}^2$. Teknisk bygg på taket er ment for tekniske installasjoner, og kun sporadisk personopphold i forbindelse med vedlikehold. Det er utformet som en stålkasse, og hviler på fagverket. Teknisk bygg belaster fagverkene med en linjelast, og også her har vi tatt utgangspunkt i den største lastbredden, som er 7,5 meter for teknisk bygg. Linjelasten fra teknisk bygg blir dermed 15 kN/m .

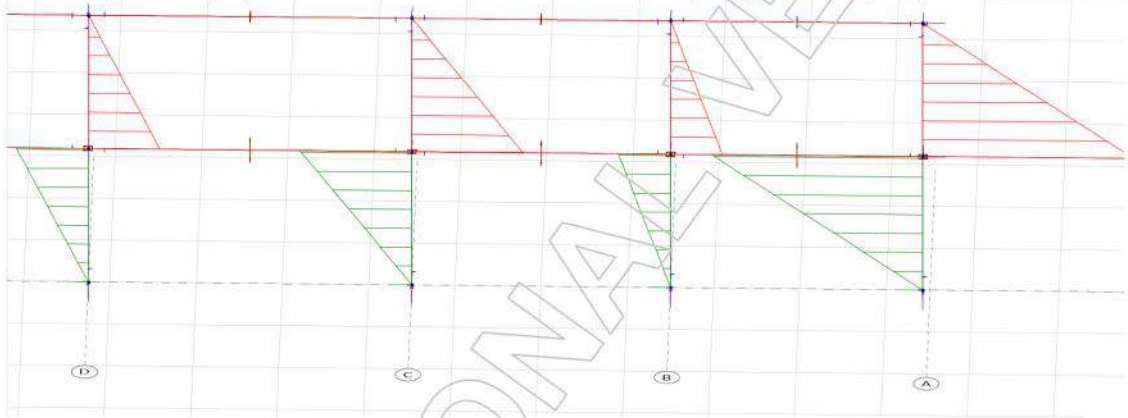
VEDLEGG 2.3

Stålsøyle 0A

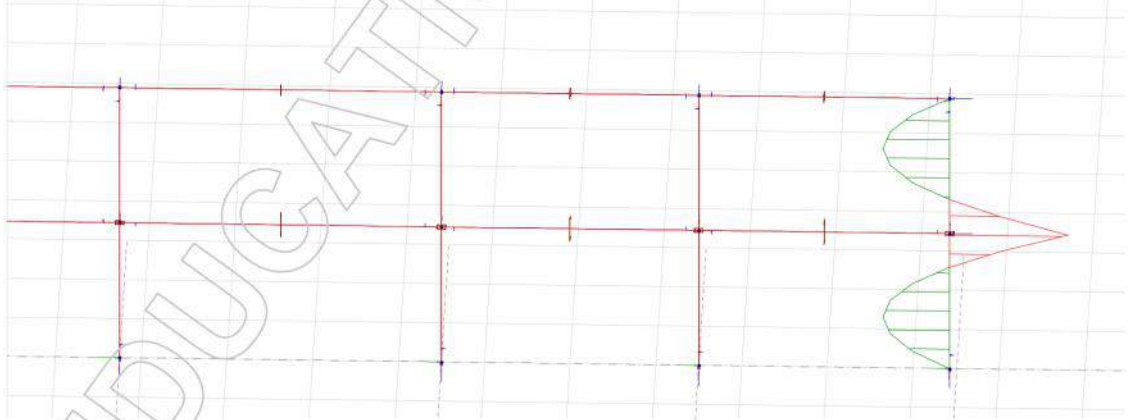
Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Moment om sterk akse - Bars, M_y' (U) - Graph - [kNm]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kort side - Bars, M_y' (U) - Graph - [kNm]



Project:
Stålsøyle 0A

Customer:
Eirik og Kristoffer

Description:
Vedlegg 2.3

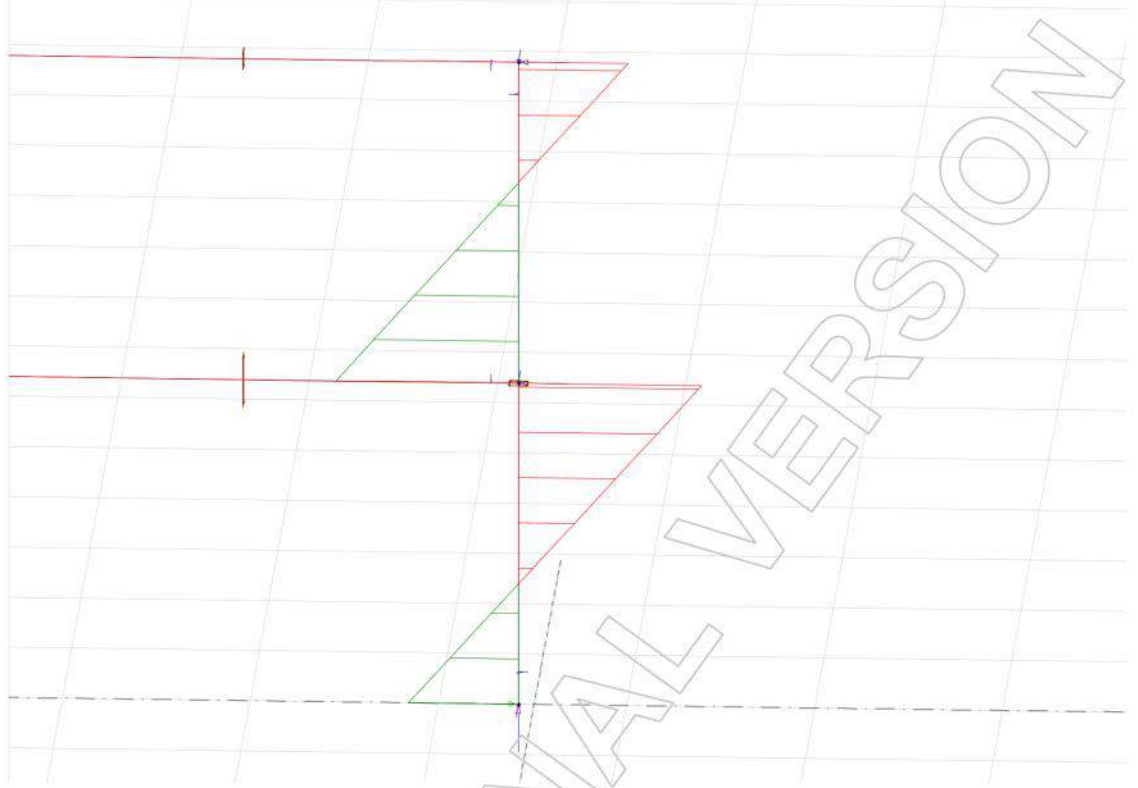
FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.3

Date: 13.05.2015

Page: 1 / 4

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kort side - Bars, Tz' (U) - Graph - [kN]



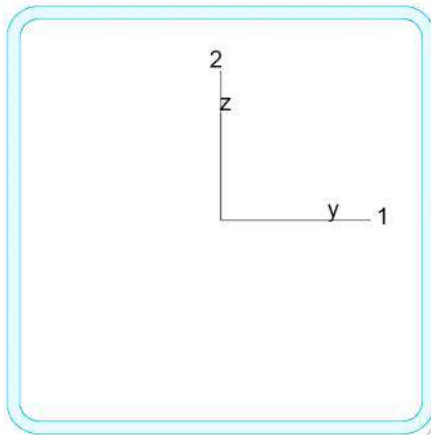
C.1.1 Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²
G	=	80769 N/mm ²
Y _{M0,ult}	=	1.05
Y _{M1,ult}	=	1.05
Y _{M2,ult}	=	1.25

Y _{M0,acc./seis}	=	1.00
Y _{M1,acc./seis}	=	1.00
Y _{M2,acc./seis}	=	1.25

KKR 200x200x6



A	=	4532 mm ²	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	2.802e+07 mm ⁴	ε	=	0.81
I _z	=	2.802e+07 mm ⁴	λ ₁	=	76.40
I ₁	=	2.802e+07 mm ⁴			
I ₂	=	2.802e+07 mm ⁴			
W _{pl,y}	=	3.266e+05 mm ³			
W _{pl,z}	=	3.266e+05 mm ³			
W _{el,min,y}	=	2.802e+05 mm ³			
W _{el,min,z}	=	2.802e+05 mm ³			
i ₁	=	79 mm			
i ₂	=	79 mm			
I _t	=	4.482e+07 mm ⁴			
I _w	=	1.047e+08 mm ⁶			

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{454.42} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3540 mm

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{27.35}{454.42} = 0.06 \leq 1.0 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{70.94} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3540 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{475.00}{1532.38} + \frac{38.93}{110.41} + \frac{0.00}{110.41} = 0.66 \leq 1.0 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{719.88}{1369.92} = 0.53 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{719.88}{1369.92} = 0.53 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{719.88}{1532.38} = 0.47 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3540 mm

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{38.93}{110.41} = 0.35 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

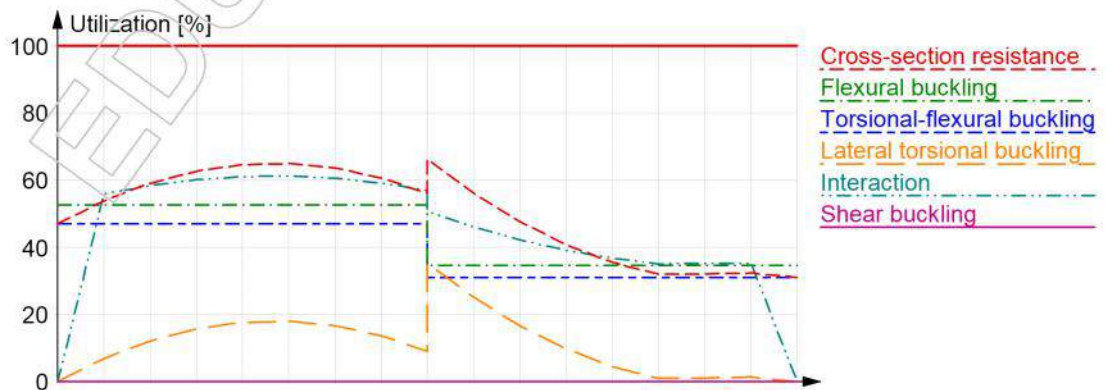
$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$\frac{719.88}{1369.92} + 0.48 \frac{19.84}{110.41} + 0.43 \frac{Y_{M1}}{1.05} \frac{0.00}{115.93} = 0.61 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$\frac{719.88}{1369.92} + 0.29 \frac{19.84}{110.41} + 0.72 \frac{Y_{M1}}{1.05} \frac{0.00}{115.93} = 0.58 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

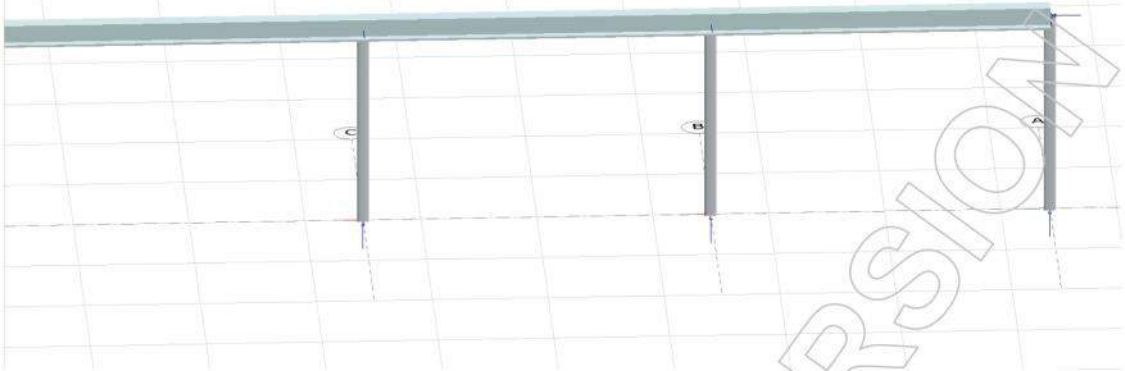
Summary



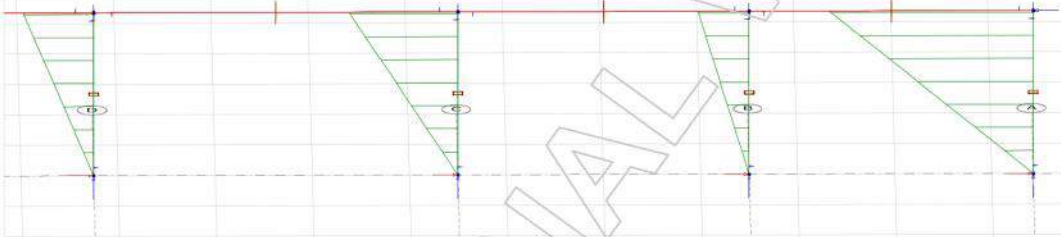
VEDLEGG 2.4

Stålsøyle -2A

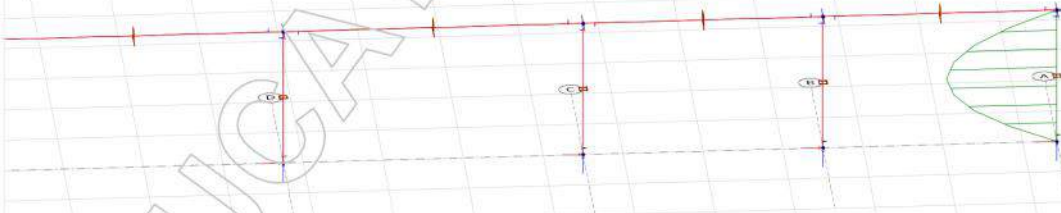
Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Moment fra bjelkene - Bars, My' (U) - Graph - [kNm]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kortside - Bars, My' (U) - Graph - [kNm]



Project:
Stålsøyle -2A

Customer:
Eirik og Kristoffer

Description:
Vedlegg 2.4

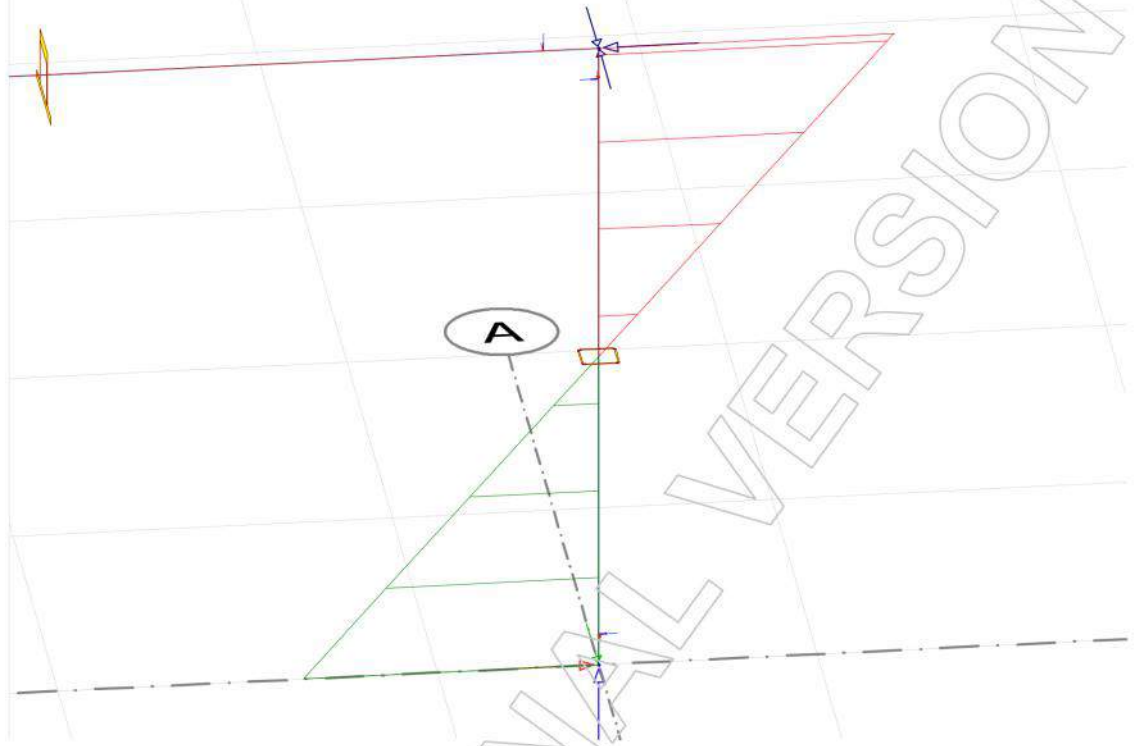
FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.4

Date: 13.05.2015

Page: 1 / 4

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kortside - Bars, Tz' (U) - Graph - [kN]



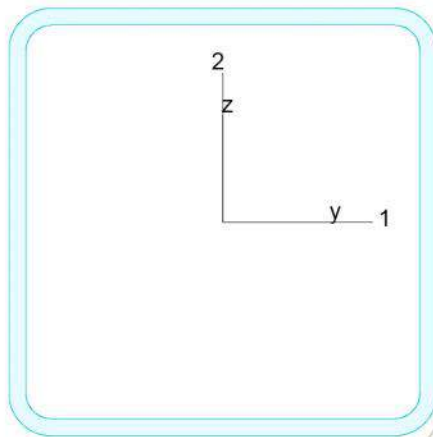
C.7.1 Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²
G	=	80769 N/mm ²
Y _{M0,ult}	=	1.05
Y _{M1,ult}	=	1.05
Y _{M2,ult}	=	1.25

Y _{M0,acc./seis}	=	1.00
Y _{M1,acc./seis}	=	1.00
Y _{M2,acc./seis}	=	1.25

KKR 200x200x8



A	=	5924 mm ²	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	3.566e+07 mm ⁴	ε	=	0.81
I _z	=	3.566e+07 mm ⁴	λ ₁	=	76.40
I ₁	=	3.566e+07 mm ⁴			
I ₂	=	3.566e+07 mm ⁴			
W _{pl,y}	=	4.209e+05 mm ³			
W _{pl,z}	=	4.209e+05 mm ³			
W _{el,min,y}	=	3.566e+05 mm ³			
W _{el,min,z}	=	3.566e+05 mm ³			
i ₁	=	78 mm			
i ₂	=	78 mm			
I _t	=	5.825e+07 mm ⁴			
I _w	=	2.075e+08 mm ⁶			

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3540 mm

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{599.65} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{40.16}{599.65} = 0.07 \leq 1.0 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{94.66} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3539 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{421.41}{2002.96} + \frac{84.27}{142.29} + \frac{0.00}{142.29} = 0.80 \leq 1.0 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{421.41}{1784.73} = 0.24 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{421.41}{1784.73} = 0.24 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{421.41}{2002.96} = 0.21 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3539 mm

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{84.27}{142.29} = 0.59 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3539 mm

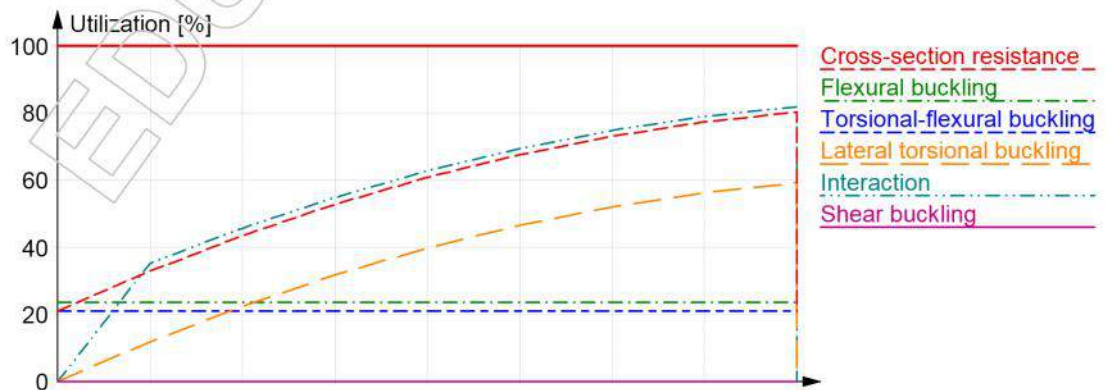
$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$\frac{421.41}{1784.73} + 0.98 \frac{84.27}{142.29} + 0.39 \frac{0.00}{\frac{Y_{M1}}{1.05} \frac{149.41}{1.05}} = 0.82 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3539 mm

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$\frac{421.41}{1784.73} + 0.59 \frac{84.27}{142.29} + 0.66 \frac{0.00}{\frac{Y_{M1}}{1.05} \frac{149.41}{1.05}} = 0.59 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

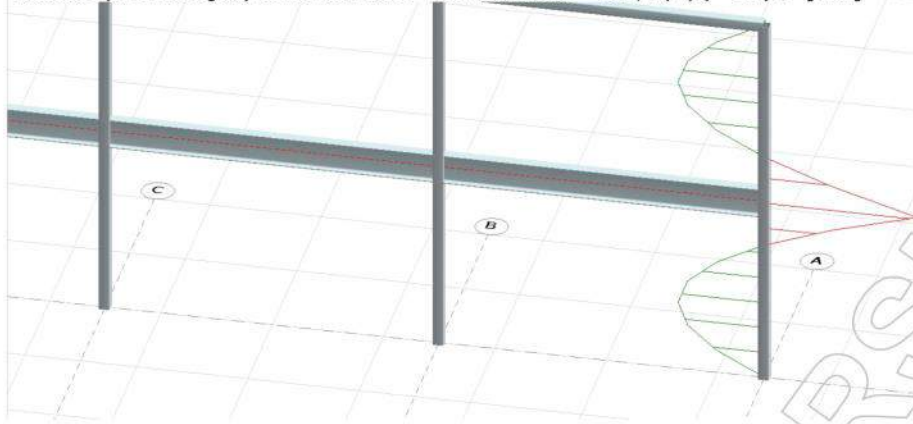
Summary



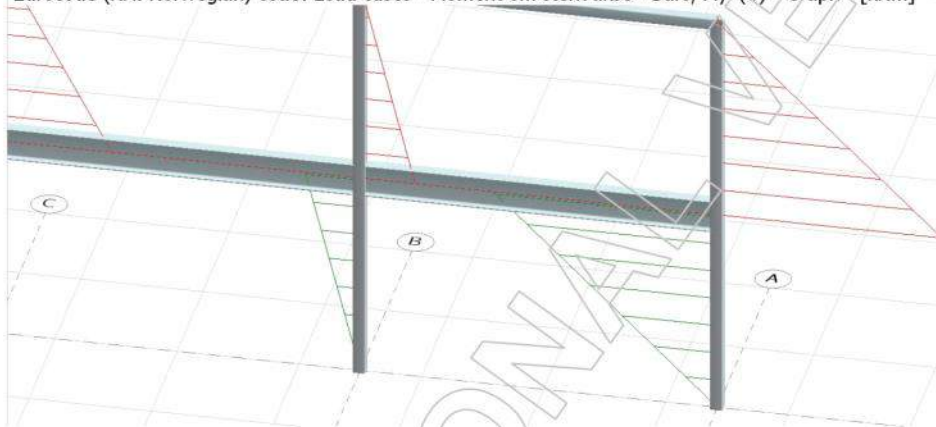
VEDLEGG 2.5

Stålsøyle -3A

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kortside - Bars, M_y' (U) - Graph - [kNm]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Moment om sterk akse - Bars, M_y' (U) - Graph - [kNm]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast langside - Bars, M_z' (U) - Graph - [kNm]



Project:

Stålsøyle -3A

Customer:

Eirik og Kristoffer

Description:

Vedlegg 2.5

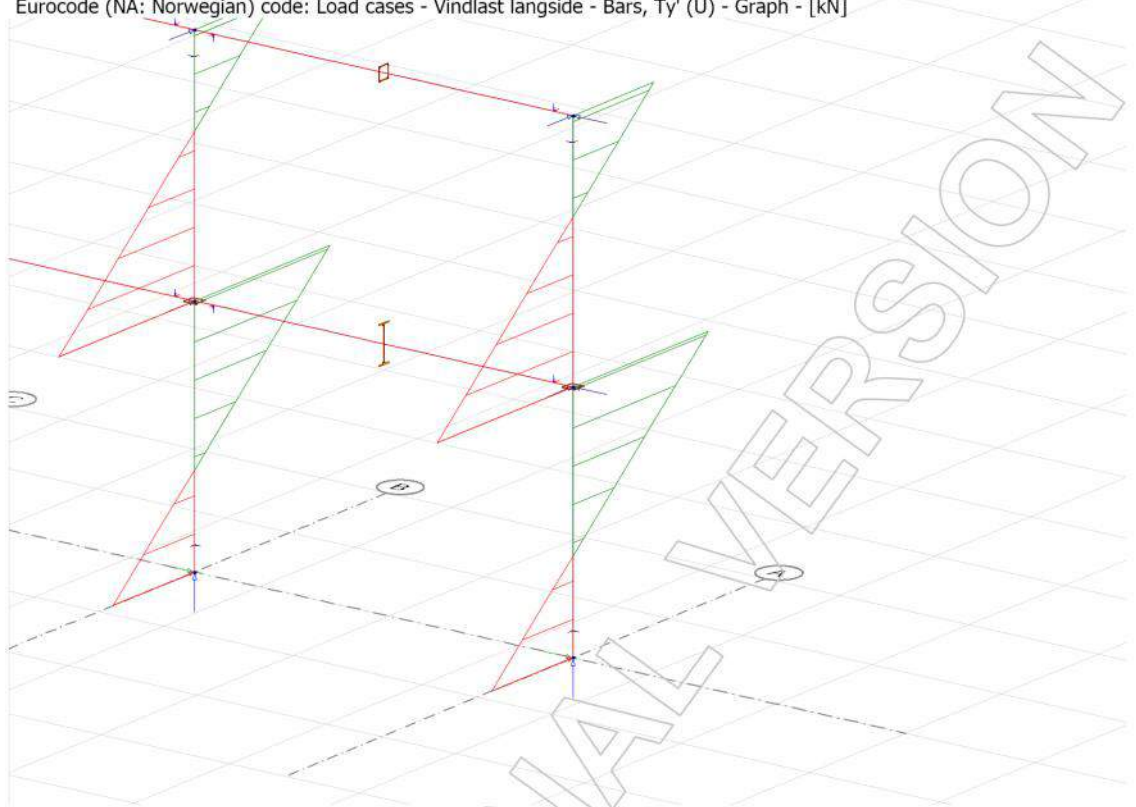
FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.5

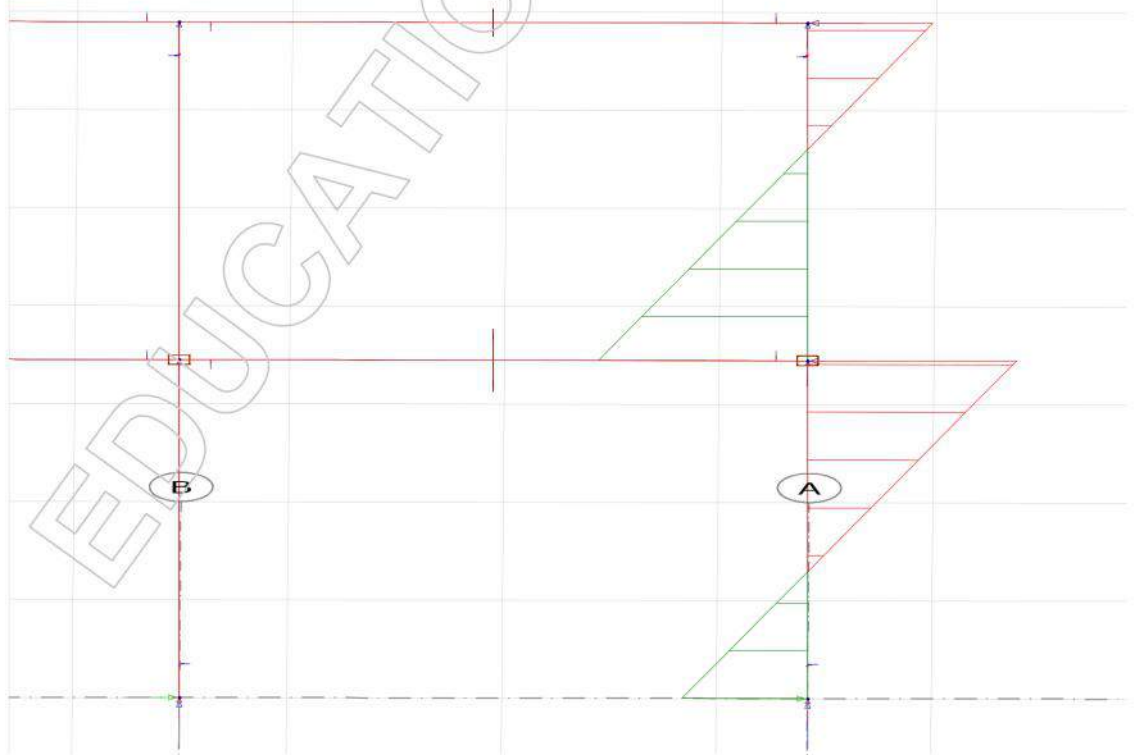
Date: 13.05.2015

Page: 1 / 4

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast langsida - Bars, Ty' (U) - Graph - [kN]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kortsida - Bars, Tz' (U) - Graph - [kN]



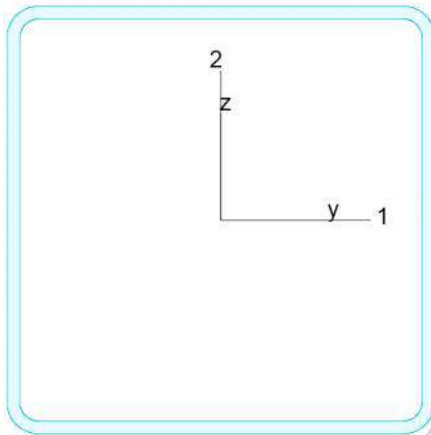
Søyle akse -3/A.1.1 Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²
G	=	80769 N/mm ²
Y _{M0,ult}	=	1.05
Y _{M1,ult}	=	1.05
Y _{M2,ult}	=	1.25

Y _{M0,acc./seis}	=	1.00
Y _{M1,acc./seis}	=	1.00
Y _{M2,acc./seis}	=	1.25

KKR 200x200x6



A	=	4532 mm ²	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	2.802e+07 mm ⁴	ε	=	0.81
I _z	=	2.802e+07 mm ⁴	λ ₁	=	76.40
I ₁	=	2.802e+07 mm ⁴			
I ₂	=	2.802e+07 mm ⁴			
W _{pl,y}	=	3.266e+05 mm ³			
W _{pl,z}	=	3.266e+05 mm ³			
W _{el,min,y}	=	2.802e+05 mm ³			
W _{el,min,z}	=	2.802e+05 mm ³			
i ₁	=	79 mm			
i ₂	=	79 mm			
I _t	=	4.482e+07 mm ⁴			
I _w	=	1.047e+08 mm ⁶			

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3540 mm

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{14.80}{454.42} = 0.03 \leq 1.0 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3540 mm

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{25.62}{454.42} = 0.06 \leq 1.0 \quad (6.25) \text{ - OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{70.94} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3540 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{475.00}{1532.38} + \frac{32.82}{110.41} + \frac{10.47}{110.41} = 0.70 \leq 1.0 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{658.82}{1369.92} = 0.48 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{658.82}{1369.92} = 0.48 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{658.82}{1532.38} = 0.43 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3540 mm

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{32.82}{110.41} = 0.30 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 1770 mm

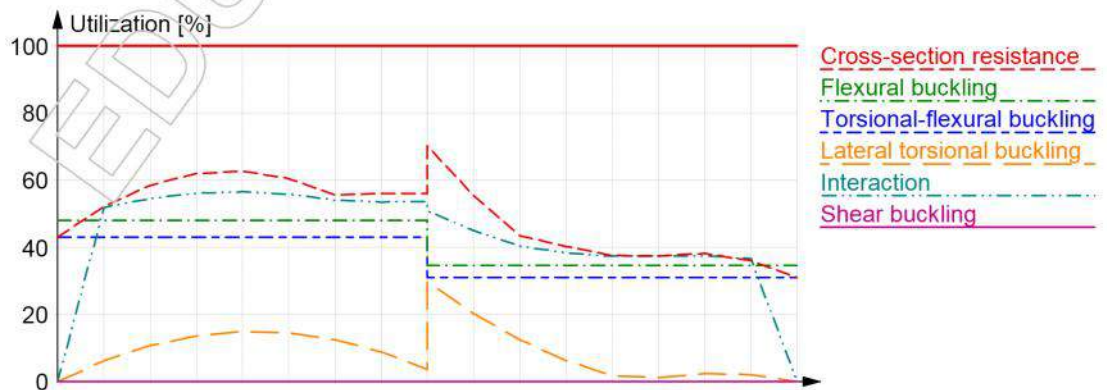
$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$\frac{658.82}{1369.92} + 0.47 \frac{16.44}{110.41} + 0.29 \frac{Y_{M1}}{1.05} \frac{5.25}{115.93} = 0.57 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 1770 mm

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$\frac{658.82}{1369.92} + 0.28 \frac{16.44}{110.41} + 0.48 \frac{Y_{M1}}{1.05} \frac{5.25}{115.93} = 0.55 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

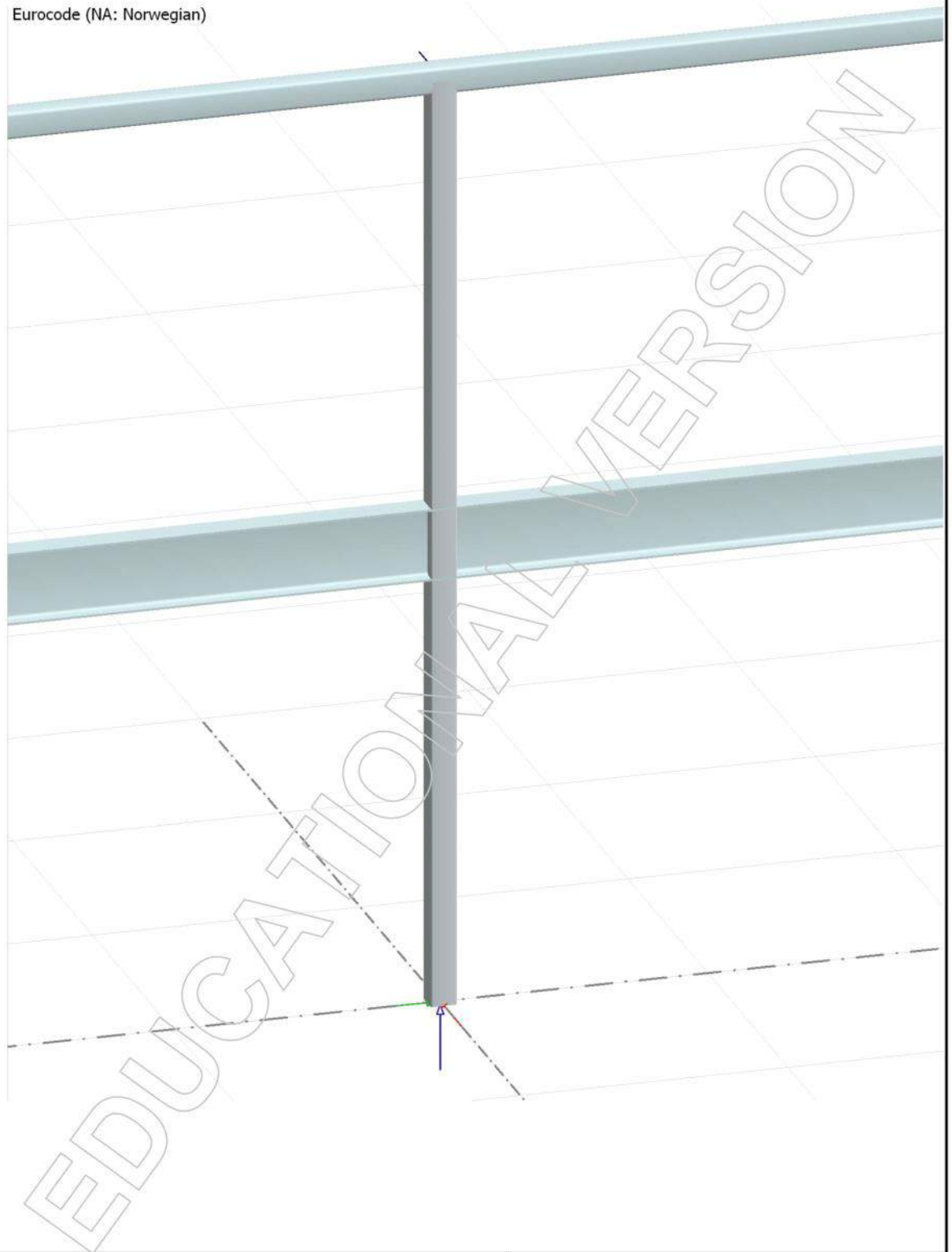
Summary



VEDLEGG 2.6

Stålsøyle 0E

Eurocode (NA: Norwegian)



Project: Stålsøyle 0E	Customer: Eirik og Kristoffer	
Description: Vedlegg 2.6	FEM-Design 14 © StruSoft	
Designed: Vedlegg 2.6	Date: 13.05.2015	Page: 1 / 11

Søyle 0/E

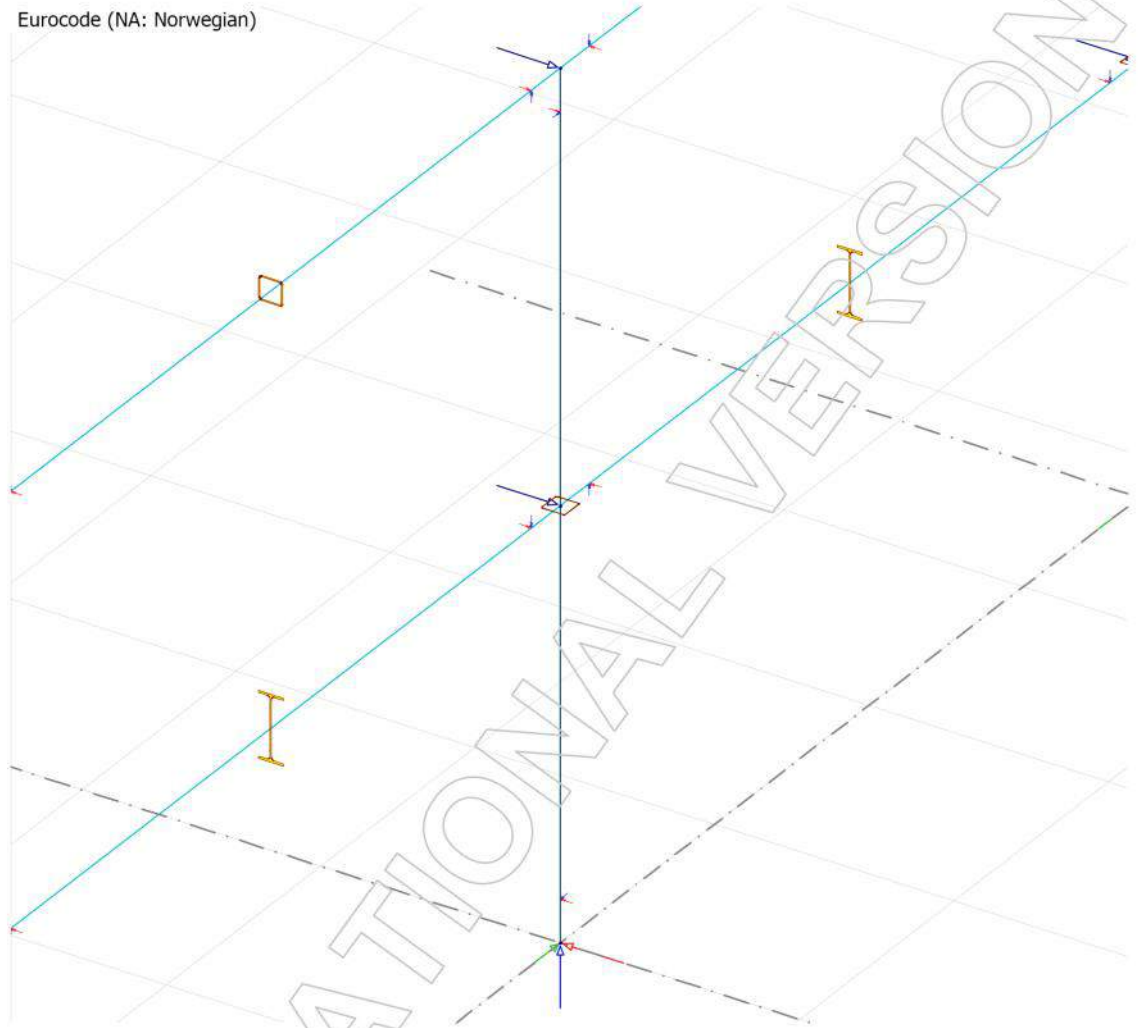
Contents

1 Statisk system.....	3
1.1 Geometri.....	3
2 Laster.....	4
2.1 Last tilfeller.....	4
2.1.1 Last kombinasjoner.....	4
2.1.2 Linjelaster.....	4
2.1.3 Punktlaster.....	5
3 Bruddgrensetilstand.....	6
3.1 Bøyemoment på grunn av skeiv belastning fra bjelkene.....	6
4 Utnyttelse.....	7

1 Statisk system

1.1 Geometri

Eurocode (NA: Norwegian)



2 Laster

2.1 Last tilfeller

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Moment om sterk akse	Ordinary	Permanent
2	Aksiallast	Ordinary	Permanent
3	Nyttelast	Ordinary	Medium-term
4	Hulldekke	Ordinary	Permanent

No.	Name	Type	Duration class
5	Vindlast kort side	Ordinary	Medium-term
6	Egenvekt IPE	Ordinary	Permanent
7	Armert påstøp	Ordinary	Permanent

2.1.1 Last kombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	B2: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.000	Moment om sterk akse
			1.000	Aksiallast
			1.500	Nyttelast
			1.200	Hulldekke
			1.050	Vindlast kort side
			1.200	Egenvekt IPE
2	B1: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.200	Armert påstøp
			1.000	Moment om sterk akse
			1.000	Aksiallast
			1.050	Nyttelast
			1.350	Hulldekke
			1.050	Vindlast kort side
3	Bruksgrensetilstand	Serviceability	1.350	Egenvekt IPE
			1.350	Armert påstøp
			1.000	Nyttelast
			1.000	Hulldekke
			1.000	Armert påstøp

2.1.2 Linjelaster

Line loads

No.	q1	q2	m1	m2	Load case	Intensity	Direction
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]
1	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kort side	Action	Constant
2	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kort side	Action	Constant
3	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
4	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
5	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
6	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
7	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
8	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
9	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
10	29.625	29.625	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
11	29.625	29.625	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
12	29.625	29.625	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
13	14.810	14.810	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
14	14.810	14.810	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant

Designed: Vedlegg 2.6

Date: 13.05.2015

Page: 4 / 11

No.	q1	q2	m1	m2	Load case	Intensity	Direction
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]
15	14.810	14.810	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
16	14.810	14.810	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
17	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
18	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
19	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
20	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
21	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
22	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
23	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
24	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
25	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
26	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
27	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
28	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
29	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
30	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant

2.1.3 Punktlaster

Point loads

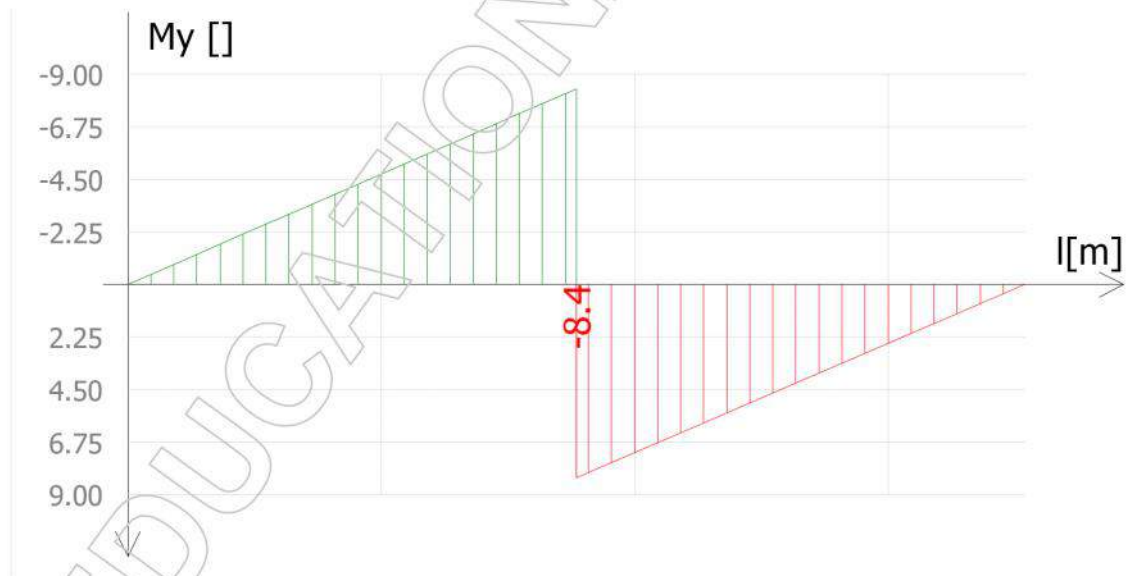
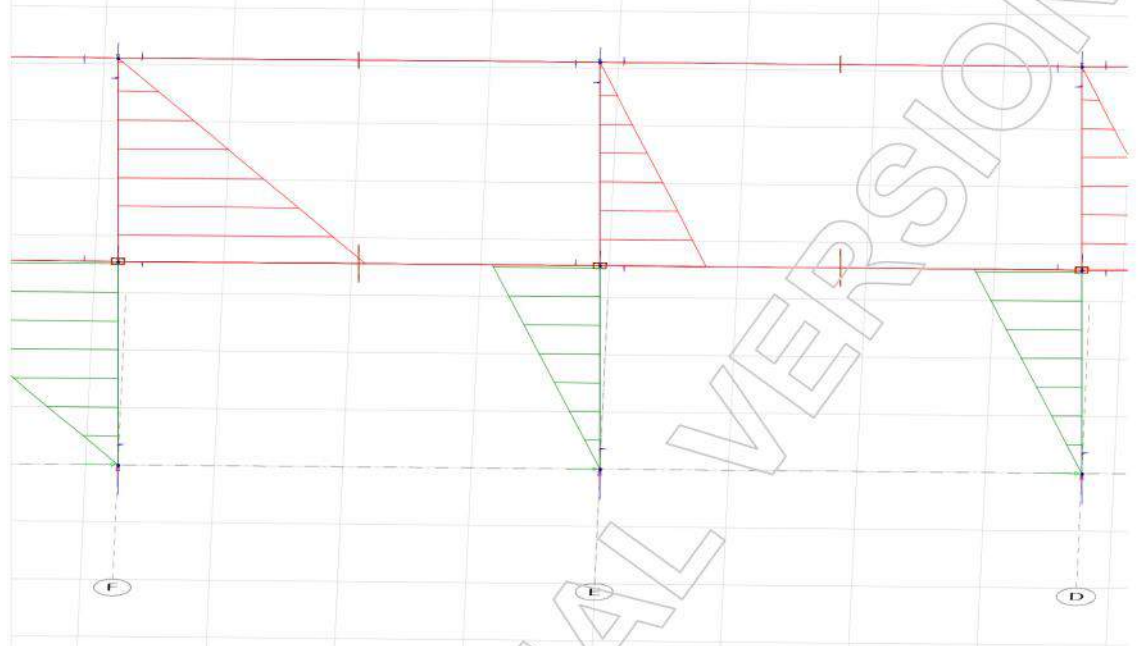
No.	F	M	Load case
[-]	[kN]	[kNm]	[-]
1	475.000	0.000	Aksiallast
2	475.000	0.000	Aksiallast
3	475.000	0.000	Aksiallast
4	557.000	0.000	Aksiallast
5	557.000	0.000	Aksiallast
6	557.000	0.000	Aksiallast
7	557.000	0.000	Aksiallast

No.	F	M	Load case
[-]	[kN]	[kNm]	[-]
8	0.000	33.300	Moment om sterk akse
9	0.000	38.570	Moment om sterk akse
10	0.000	16.660	Moment om sterk akse
11	0.000	16.660	Moment om sterk akse
12	0.000	25.890	Moment om sterk akse
13	0.000	12.076	Moment om sterk akse
14	0.000	48.976	Moment om sterk akse

3 Bruddgrensetilstand

3.1 Bøyemoment på grunn av skeiv belastning fra bjelkene

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Moment om sterk akse - Bars, My' (U) - Graph - [kNm]



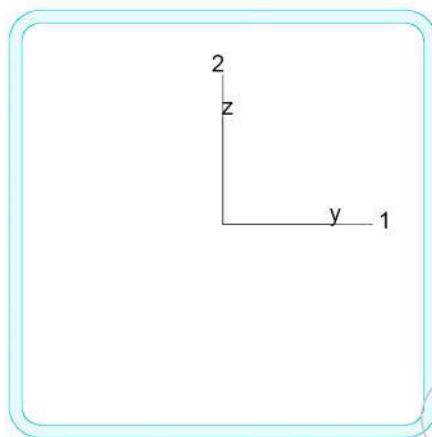
C.3.1 Maximum of load combinations

S 355

$$\begin{aligned} E &= 210000 \text{ N/mm}^2 \\ G &= 80769 \text{ N/mm}^2 \\ Y_{M0,ult} &= 1.05 \\ Y_{M1,ult} &= 1.05 \\ Y_{M2,ult} &= 1.25 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_{M0,acc./seis} &= 1.00 \\ Y_{M1,acc./seis} &= 1.00 \\ Y_{M2,acc./seis} &= 1.25 \end{aligned}$$

KKR 200x200x6



$$\begin{aligned} A &= 4532 \text{ mm}^2 & f_y &= 355 \text{ N/mm}^2 \\ I_y &= 2.802e+07 \text{ mm}^4 & \varepsilon &= 0.81 \\ I_z &= 2.802e+07 \text{ mm}^4 & \lambda_1 &= 76.40 \\ I_1 &= 2.802e+07 \text{ mm}^4 \\ I_2 &= 2.802e+07 \text{ mm}^4 \\ W_{pl,y} &= 3.266e+05 \text{ mm}^3 \\ W_{pl,z} &= 3.266e+05 \text{ mm}^3 \\ W_{el,min,y} &= 2.802e+05 \text{ mm}^3 \\ W_{el,min,z} &= 2.802e+05 \text{ mm}^3 \\ i_1 &= 79 \text{ mm} \\ i_2 &= 79 \text{ mm} \\ I_t &= 4.482e+07 \text{ mm}^4 \\ I_w &= 1.047e+08 \text{ mm}^6 \end{aligned}$$

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 0 \text{ mm}$

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$V_{y,pl,Rd} = \frac{A_y v f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{2328 \cdot 355}{1.73 \cdot 1.05} = 454.42 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{y,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/Y_{M0}} \right) V_{y,pl,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/1.73)/1.05} \right) \cdot 454.42 = 454.42 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{454.42} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212 \text{ mm}$

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$V_{z,pl,Rd} = \frac{A_z v f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{2328 \cdot 355}{1.73 \cdot 1.05} = 454.42 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{z,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y/\sqrt{3})/Y_{M0}} \right) V_{z,pl,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/1.73)/1.05} \right) \cdot 454.42 = 454.42 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{2.37}{454.42} = 0.01 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 0$ mmClass_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{70.94} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mmClass_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$V_{y,Ed} \leq 0.5V_{y,pl,T,Rd} \rightarrow \rho_y = 0.0$$

$$V_{z,Ed} \leq 0.5V_{z,pl,T,Rd} \rightarrow \rho_z = 0.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{1101.56}{1532.38} + \frac{8.38}{110.41} + \frac{0.00}{110.41} = 0.79 \leq 1.0 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212$ mmClass_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \lambda_1} = \frac{3540}{79 \cdot 76.40} = 0.59 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_1 = 0.5 [1 + \alpha_1 (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.59 - 0.2) + 0.59^2] = 0.71$$

$$X_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.59^2}}, 1.0 \right) = 0.89 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{X_1 A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.89 \cdot 4532 \cdot 355}{1.05} = 1369.92 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{1101.56}{1369.92} = 0.80 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \lambda_1} = \frac{3540}{79 \cdot 76.40} = 0.59 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\varphi_2 = 0.5 [1 + \alpha_2 (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.59 - 0.2) + 0.59^2] = 0.71$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.59^2}}, 1.0 \right) = 0.89 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.89 \cdot 4532 \cdot 355}{1.05} = 1369.92 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{1101.56}{1369.92} = 0.80 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$$i_0^2 = i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2 = 79^2 + 79^2 + 0^2 + 0^2 = 12363 \text{ mm}^2$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{12363} \left(80769 \cdot 4.482e+07 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.047e+08}{3.54^2} \right) = 292854.49 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation: $N_{cr,TF} = 292854.49$ kN

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(292854.49, 292854.49) = 292854.49 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \lambda_1}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{4532 \cdot 76.40}{292854.49}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$\alpha_T = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\varphi_T = 0.5 [1 + \alpha_T (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.07 - 0.2) + 0.07^2] = 0.49$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 4532 \cdot 355}{1.05} = 1532.38 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{1101.56}{1532.38} = 0.72 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_{yM1} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 326562 \cdot \frac{355}{1.05} = 110.41 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \chi_y M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 110.41, 110.41) = 110.41 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{8.38}{110.41} = 0.08 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

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: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\alpha_{my} = -0.99 \quad \psi_{my} = 0.00 \quad C_{my} = 0.80$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = -0.99 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.80$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 326563 = 115.93 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{1101.56}{1369.92} + 1.05 \frac{8.38}{110.41} + 0.47 \frac{0.00}{\frac{115.93}{1.05}} = 0.88 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\alpha_{my} = -0.99 \quad \psi_{my} = 0.00 \quad C_{my} = 0.80$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = -0.99 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.80$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 326563 = 115.93 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{1101.56}{1369.92} + 0.63 \frac{8.38}{110.41} + 0.79 \frac{0.00}{\frac{115.93}{1.05}} = 0.85 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

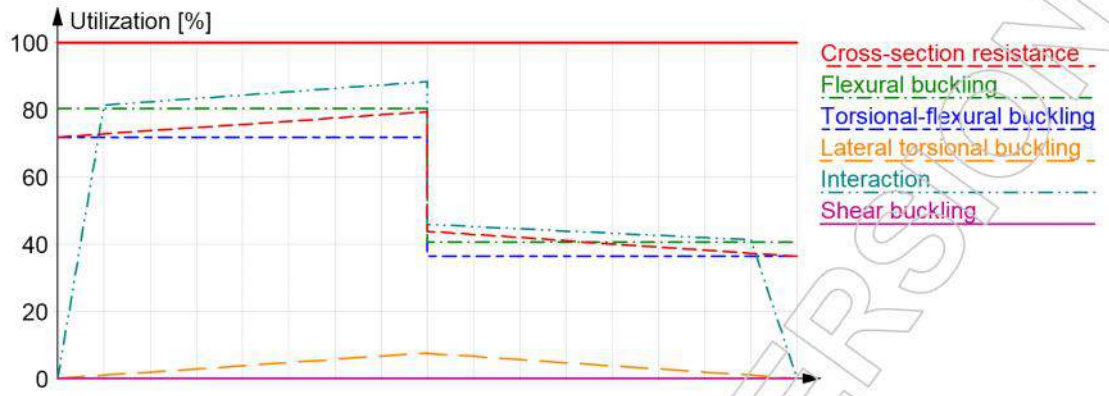
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Not relevant

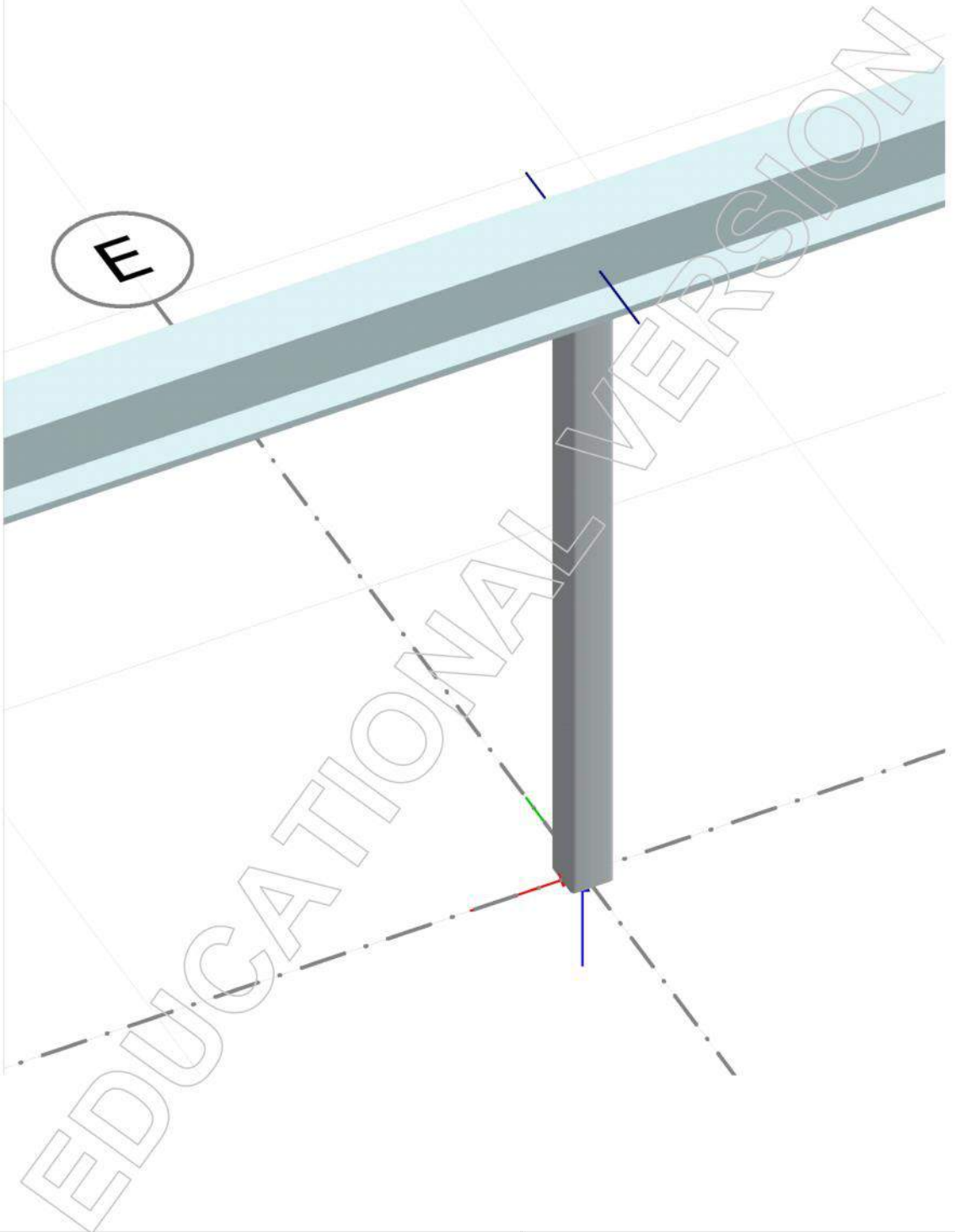
Summary



VEDLEGG 2.7

Stålsøyle -2E

Eurocode (NA: Norwegian)



Project: Stålsøyle -2E	Customer: Eirik og Kristoffer	
Description: Vedlegg 2.7	FEM-Design 14 © StruSoft	
Designed: Vedlegg 2.7	Date: 13.05.2015	Page: 1 / 10

Søyle -2/E

Contents

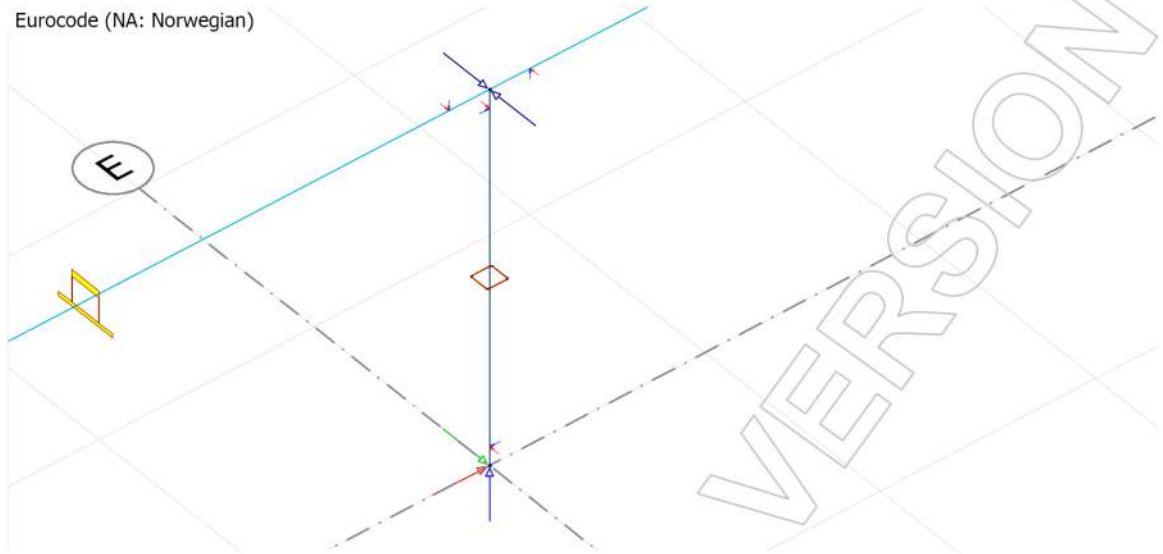
1 Statisk system.....	3
1.1 Geometri.....	3
2 Laster.....	3
2.1 Last tilfeller.....	3
2.1.1 Last kombinasjoner.....	3
2.1.2 Linjelaster.....	4
3 Bruddgrensetilstand.....	5
3.1 Bøyemoment på grunn av skeiv belastning fra bjelken.....	5
4 Utuyttelse.....	6

EDUCATIONAL VERSION

1 Statisk system

1.1 Geometri

Eurocode (NA: Norwegian)



2 Laster

2.1 Last tilfeller

Load cases

No.	Name	Type	Duration class	No.	Name	Type	Duration class
1	Huldekke	Ordinary	Permanent	4	Vindlast kortside	Ordinary	Medium-term
2	Nyttelast	Ordinary	Medium-term	5	Armert påstøp	Ordinary	Permanent
3	Moment fra bjelkene	Ordinary	Permanent				

2.1.1 Last kombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	B2: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.200	Huldekke
			1.500	Nyttelast
			1.000	Moment fra bjelkene
			1.050	Vindlast kortside
			1.200	Armert påstøp
2	B1: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.350	Huldekke
			1.050	Nyttelast
			1.000	Moment fra bjelkene
			1.050	Vindlast kortside
			1.350	Armert påstøp
3	Bruksgrensetilstand	Serviceability	1.000	Huldekke
			1.000	Nyttelast
			1.000	Armert påstøp

Designed: Vedlegg 2.7

Date: 13.05.2015

Page: 3 / 10

2.1.2 Linjelaster

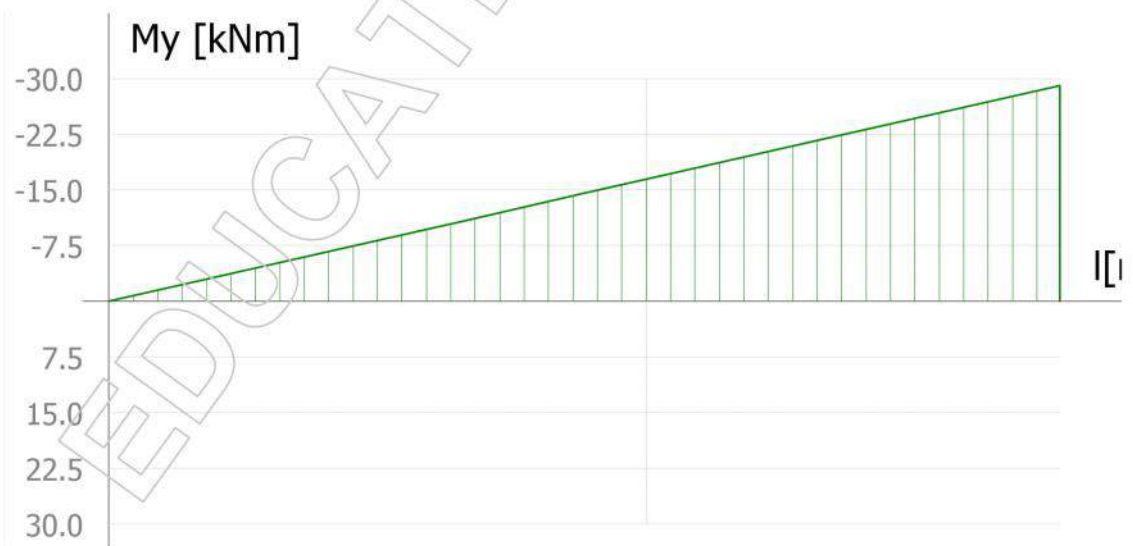
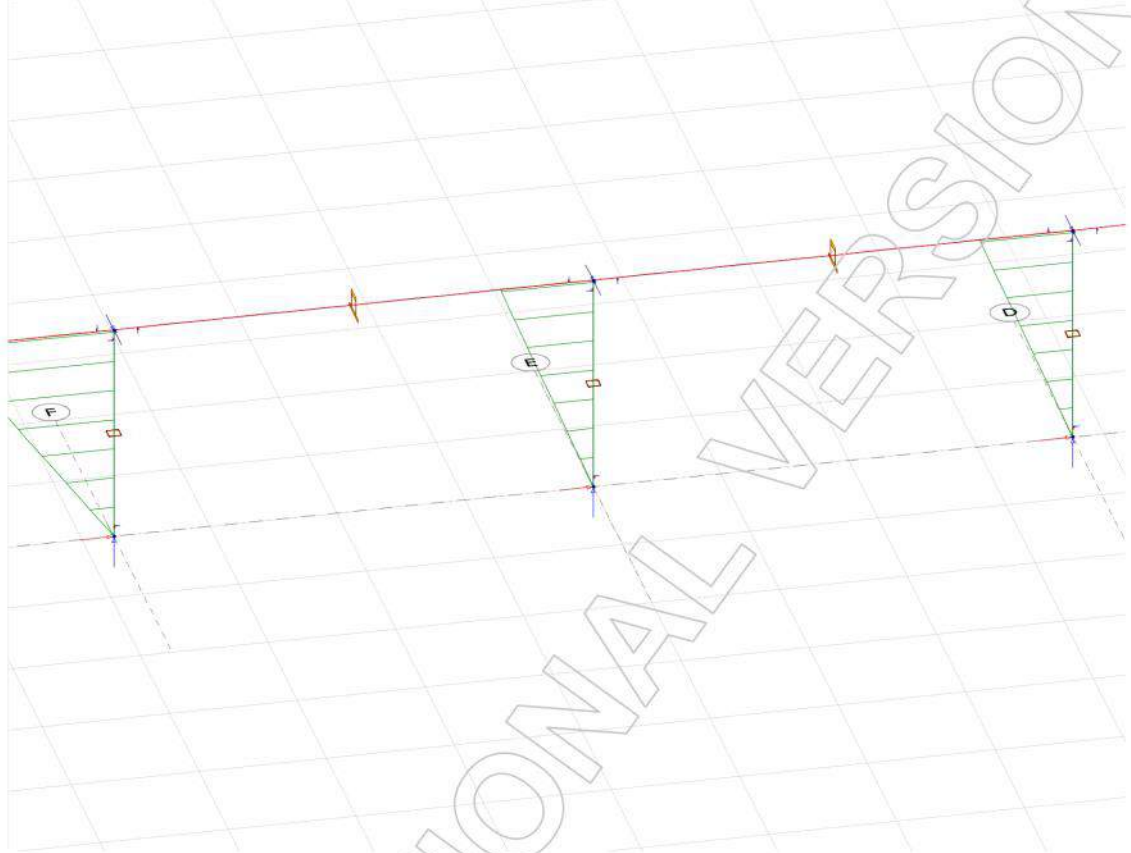
Line loads

No.	q1	q2	m1	m2	Load case	Intensity	Direction
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]
1	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
2	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
3	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
4	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
5	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
6	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
7	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
8	51.750	51.750	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
9	51.750	51.750	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
10	51.750	51.750	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
11	51.750	51.750	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
12	25.875	25.875	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
13	25.875	25.875	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
14	25.875	25.875	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
15	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kortside	Action	Constant
16	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kortside	Action	Constant
17	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
18	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
19	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
20	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
21	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
22	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
23	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant

3 Bruddgrensetilstand

3.1 Bøyemoment på grunn av skeiv belastning fra bjelken

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Moment fra bjelkene - Bars, My' (U) - Graph - [kNm]

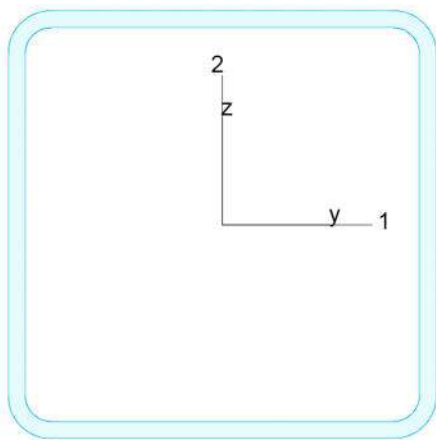


C.3.1 Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²			
G	=	80769 N/mm ²			
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}	=	1.25

KKR 200x200x8



A	=	5924 mm ²	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	3.566e+07 mm ⁴	ε	=	0.81
I _z	=	3.566e+07 mm ⁴	λ ₁	=	76.40
I ₁	=	3.566e+07 mm ⁴			
I ₂	=	3.566e+07 mm ⁴			
W _{pl,y}	=	4.209e+05 mm ³			
W _{pl,z}	=	4.209e+05 mm ³			
W _{el,min,y}	=	3.566e+05 mm ³			
W _{el,min,z}	=	3.566e+05 mm ³			
i ₁	=	78 mm			
i ₂	=	78 mm			
I _t	=	5.825e+07 mm ⁴			
I _w	=	2.075e+08 mm ⁶			

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

Class_N = 1; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$V_{y,pl,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{3072 \cdot 355}{1.73 \cdot 1.05} = 599.65 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{y,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y \sqrt{3}) / Y_{M0}} \right) V_{y,pl,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/1.73)/1.05} \right) \cdot 599.65 = 599.65 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{599.65} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

Class_N = 1; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$V_{z,pl,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{3072 \cdot 355}{1.73 \cdot 1.05} = 599.65 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{z,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y \sqrt{3}) / Y_{M0}} \right) V_{z,pl,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/1.73)/1.05} \right) \cdot 599.65 = 599.65 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{8.22}{599.65} = 0.01 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 0$ mm

Class_N = 1; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{94.66} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 1; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$V_{y,Ed} \leq 0.5V_{y,pl,T,Rd} \rightarrow \rho_y = 0.0$$

$$V_{z,Ed} \leq 0.5V_{z,pl,T,Rd} \rightarrow \rho_z = 0.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{934.99}{2002.96} + \frac{29.10}{142.29} + \frac{0.00}{142.29} = 0.67 \leq 1.0 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212$ mm

Class_N = 1; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \lambda_1} = \frac{3540}{78 \cdot 76.40} = 0.60 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_1 = 0.5 [1 + \alpha_1 (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.60 - 0.2) + 0.60^2] = 0.72$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.72 + \sqrt{0.72^2 - 0.60^2}}, 1.0 \right) = 0.89 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.89 \cdot 5924 \cdot 355}{1.05} = 1784.73 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{934.99}{1784.73} = 0.52 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212$ mm

Class_N = 1; Class_{M_y} = 1; Class_{M_z} = 1;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \lambda_1} = \frac{3540}{78 \cdot 76.40} = 0.60 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\varphi_2 = 0.5 [1 + \alpha_2 (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.60 - 0.2) + 0.60^2] = 0.72$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.72 + \sqrt{0.72^2 - 0.60^2}}, 1.0 \right) = 0.89 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.89 \cdot 5924 \cdot 355}{1.05} = 1784.73 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{934.99}{1784.73} = 0.52 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212$ mm

Class_N = 1; Class_{M_y} = 1; Class_{M_z} = 1;

$$i_0^2 = i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2 = 78^2 + 78^2 + 0^2 + 0^2 = 12040 \text{ mm}^2$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{12040} \left(80769 \cdot 5.825e+07 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 2.075e+08}{3.54^2} \right) = 390772.17 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation: $N_{cr,TF} = 390772.17$ kN

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(390772.17, 390772.17) = 390772.17 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \lambda_1}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{5924 \cdot 76.40}{390772.17}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$\alpha_T = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\varphi_T = 0.5 [1 + \alpha_T (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.07 - 0.2) + 0.07^2] = 0.49$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 5924 \cdot 355}{1.05} = 2002.96 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{934.99}{2002.96} = 0.47 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 1; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_{yM1} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 420865 \cdot \frac{355}{1.05} = 142.29 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \chi_y M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 142.29, 142.29) = 142.29 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{29.10}{142.29} = 0.20 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

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: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 1; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$\alpha_{my} = -0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.90$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = -0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.90$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 420866 = 149.41 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{934.99}{1784.73} + 1.09 \frac{29.10}{142.29} + 0.43 \frac{0.00}{\frac{149.41}{1.05}} = 0.75 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 1; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$\alpha_{my} = -0.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 0.90$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = -0.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 0.90$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 420866 = 149.41 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{934.99}{1784.73} + 0.65 \frac{29.10}{142.29} + 0.72 \frac{0.00}{\frac{149.41}{1.05}} = 0.66 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

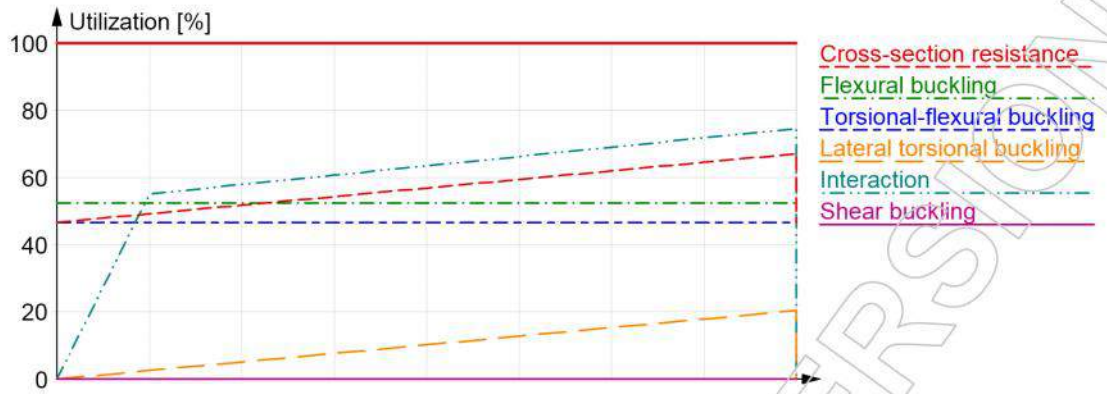
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Not relevant

Summary



VEDLEGG 2.8

Stålsøyle -3E

Eurocode (NA: Norwegian)



Project: Stålsøyle -3E	Customer: Eirik og Kristoffer	
Description: Vedlegg 2.8	FEM-Design 14 © StruSoft	
Designed: Vedlegg 2.8	Date: 13.05.2015	Page: 1 / 14

Stålsøyle -3E

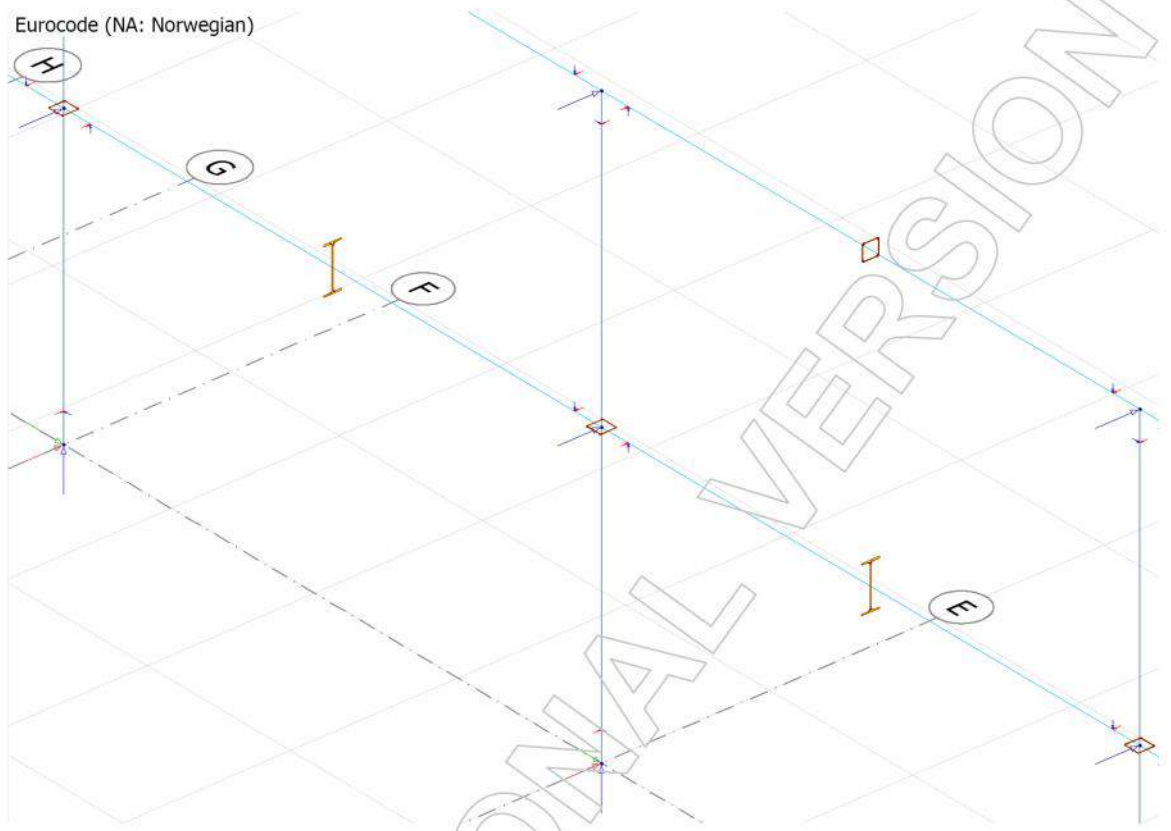
Contents

1 Statisk system.....	3
1.1 Geometri.....	3
2 Laster.....	4
2.1 last tilfeller.....	4
2.1.1 Last kombinasjoner.....	4
2.1.2 Linjelaster.....	5
2.1.3 Punktlaster.....	5
3 Bruddgrensetilstand.....	7
3.1 Bøyemoment på grunn av skeiv belastning fra bjelkene.....	7
3.2 Bøyemoment fra Vindlasten.....	8
3.3 Skjærkraft.....	9
4 Utnyttelse.....	10

1 Statisk system

1.1 Geometri

Eurocode (NA: Norwegian)



2 Laster

2.1 last tilfeller

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Moment om sterk akse	Ordinary	Permanent
2	Vindlast langsida	Ordinary	Medium-term
3	Aksiallast	Ordinary	Permanent
4	Nyttelast	Ordinary	Medium-term
5	Hulldekke	Ordinary	Permanent
6	Vindlast kortside	Ordinary	Medium-term
7	Egenvekt IPE	Ordinary	Permanent
8	Armert påstøp	Ordinary	Permanent

2.1.1 Last kombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	B2: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.000	Moment om sterk akse
			1.050	Vindlast langsida
			1.000	Aksiallast
			1.500	Nyttelast
			1.200	Hulldekke
			1.050	Vindlast kortside
			1.200	Egenvekt IPE
			1.200	Armert påstøp
2	B1: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.000	Moment om sterk akse
			1.050	Vindlast langsida
			1.000	Aksiallast
			1.050	Nyttelast
			1.350	Hulldekke
			1.050	Vindlast kortside
			1.350	Egenvekt IPE
			1.350	Armert påstøp
3	Bruksgrensetilstand	Serviceability	1.000	Nyttelast
			1.000	Hulldekke
			1.000	Egenvekt IPE
			1.000	Armert påstøp

2.1.2 Linjelaster

Line loads

No.	q1	q2	m1	m2	Load case	Intensity	Direction
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]
1	6.375	6.375	0.000	0.000	Vindlast langsida	Action	Constant
2	6.375	6.375	0.000	0.000	Vindlast langsida	Action	Constant
3	6.375	6.375	0.000	0.000	Vindlast langsida	Action	Constant
4	6.375	6.375	0.000	0.000	Vindlast langsida	Action	Constant
5	6.375	6.375	0.000	0.000	Vindlast langsida	Action	Constant
6	6.375	6.375	0.000	0.000	Vindlast langsida	Action	Constant
7	6.375	6.375	0.000	0.000	Vindlast langsida	Action	Constant
8	6.375	6.375	0.000	0.000	Vindlast langsida	Action	Constant
9	19.248	19.248	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
10	19.248	19.248	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
11	19.248	19.248	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
12	19.248	19.248	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
13	19.248	19.248	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
14	19.248	19.248	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
15	19.248	19.248	0.000	0.000	Hulldেকে	Action	Constant
16	22.125	22.125	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
17	22.125	22.125	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
18	22.125	22.125	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
19	11.063	11.063	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
20	11.063	11.063	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
21	11.063	11.063	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
22	11.063	11.063	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
23	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kortsida	Action	Constant
24	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kortsida	Action	Constant
25	4.425	4.425	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
26	4.425	4.425	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
27	4.425	4.425	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
28	4.425	4.425	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
29	4.425	4.425	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
30	4.425	4.425	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
31	4.425	4.425	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
32	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
33	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
34	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
35	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
36	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
37	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
38	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant

2.1.3 Punktlaster

Point loads

No.	F	M	Load case
[-]	[kN]	[kNm]	[-]
1	475.000	0.000	Aksiallast
2	475.000	0.000	Aksiallast
3	475.000	0.000	Aksiallast

No.	F	M	Load case
[-]	[kN]	[kNm]	[-]
4	529.000	0.000	Aksiallast
5	529.000	0.000	Aksiallast
6	529.000	0.000	Aksiallast

Designed: Vedlegg 2.8

Date: 13.05.2015

Page: 5 / 14

No.	F	M	Load case
[-]	[kN]	[kNm]	[-]
7	529.000	0.000	Aksiallast
8	0.000	36.760	Moment ...
9	0.000	9.010	Moment ...
10	0.000	19.380	Moment ...
11	0.000	12.440	Moment ...

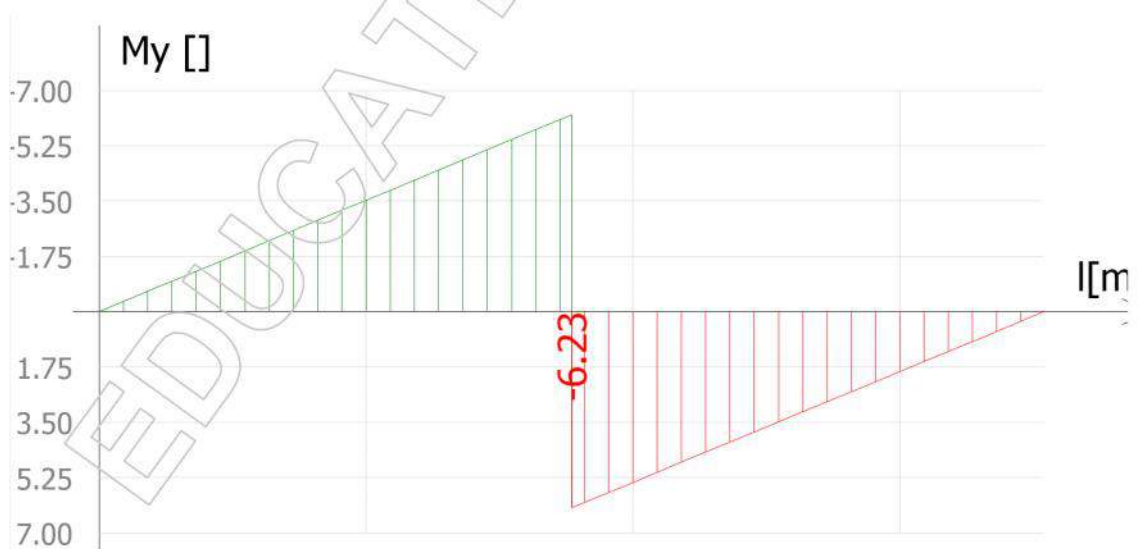
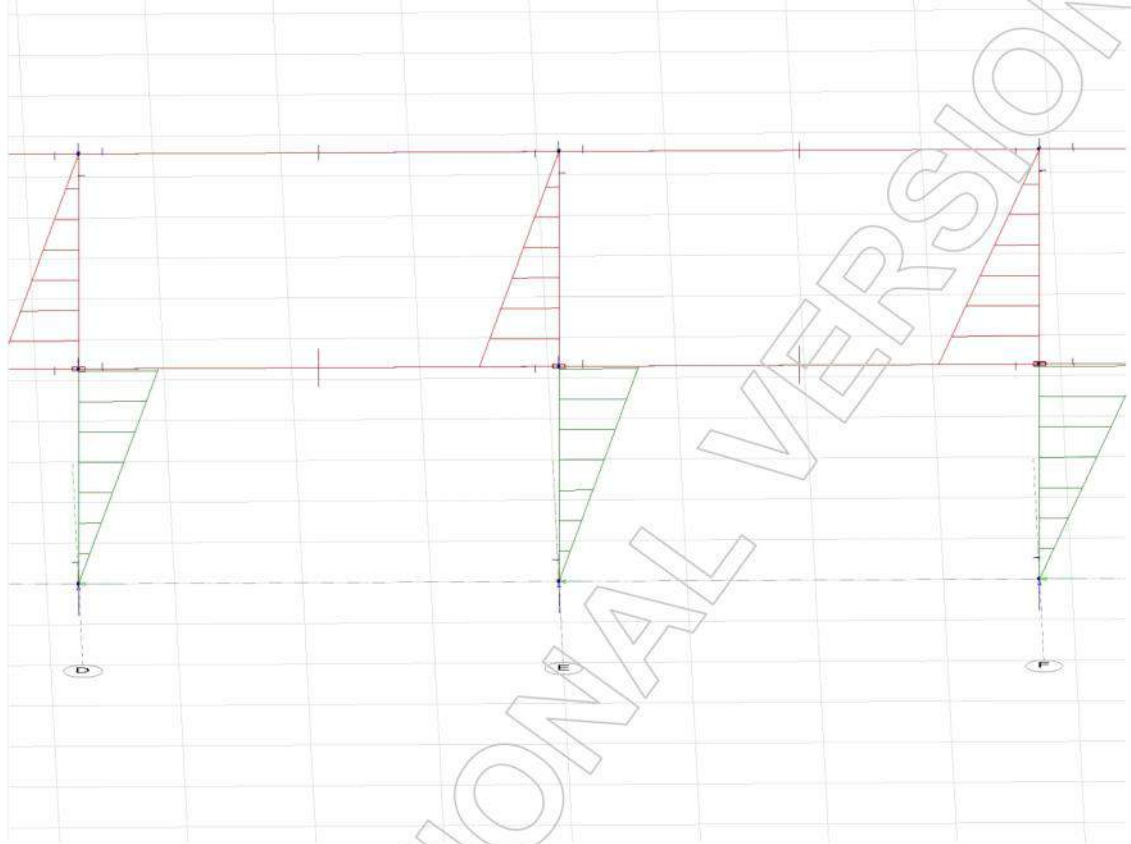
No.	F	M	Load case
[-]	[kN]	[kNm]	[-]
12	0.000	12.440	Moment ...
13	0.000	15.758	Moment ...
14	0.000	58.000	Moment ...
15	0.000	23.600	Moment ...

EDUCATIONAL VERSION

3 Bruddgrensetilstand

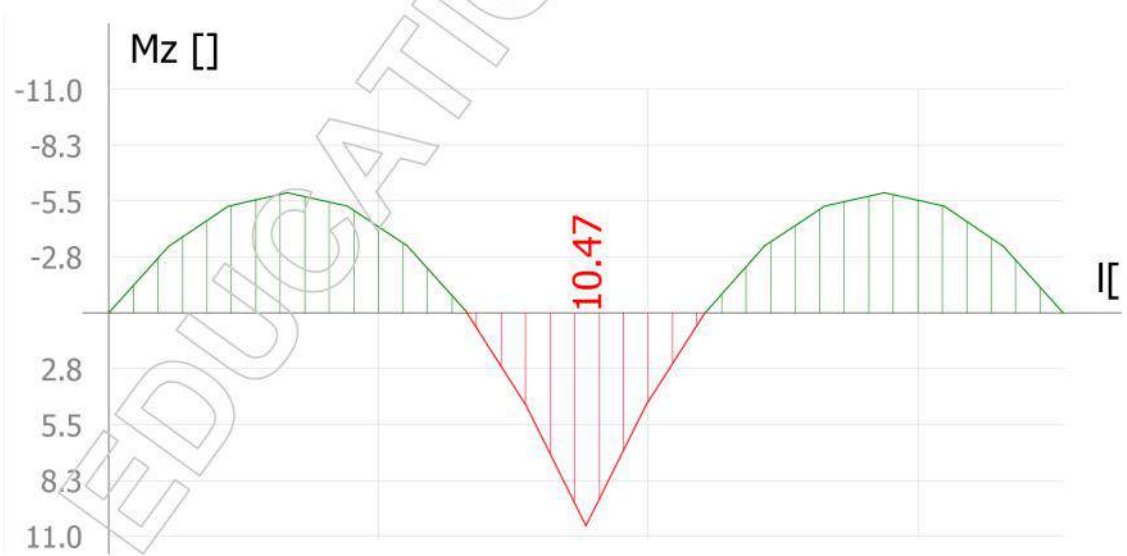
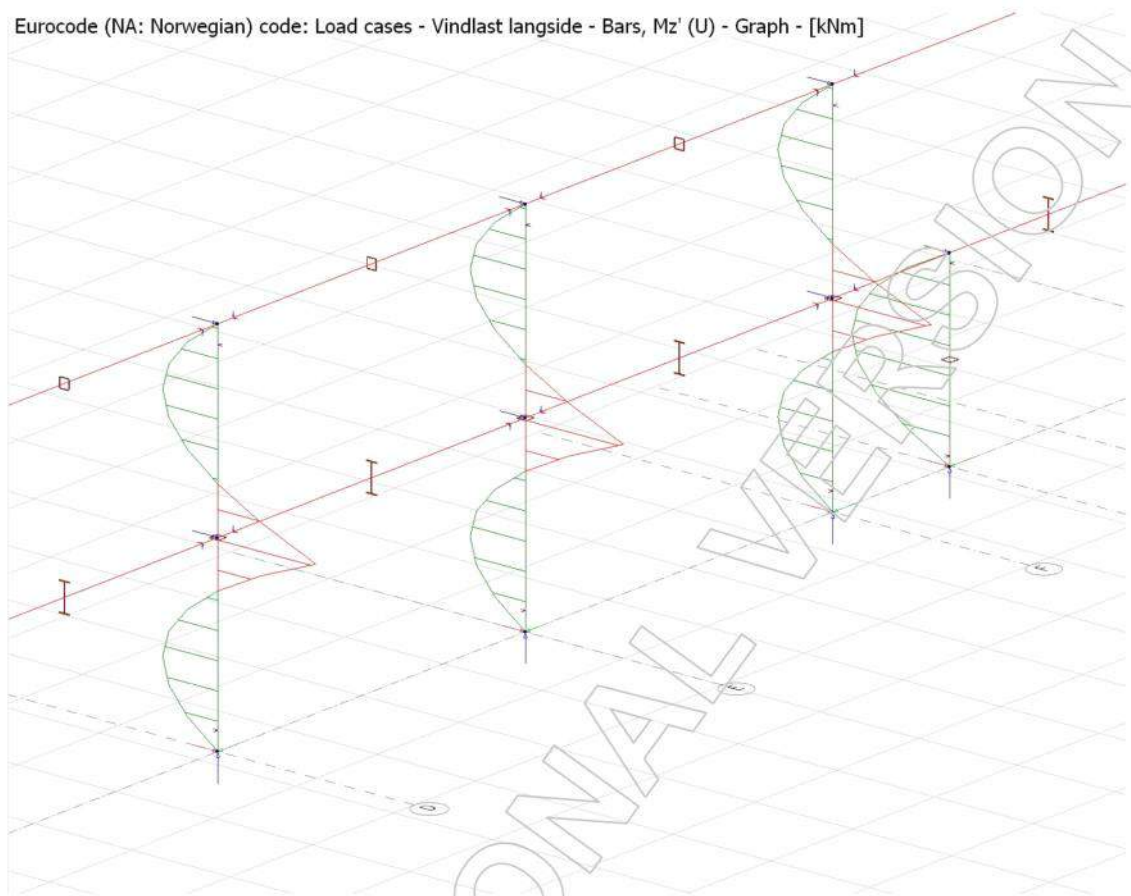
3.1 Bøyemoment på grunn av skeiv belastning fra bjelkene

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Moment om sterk akse - Bars, M_y' (U) - Graph - [kNm]



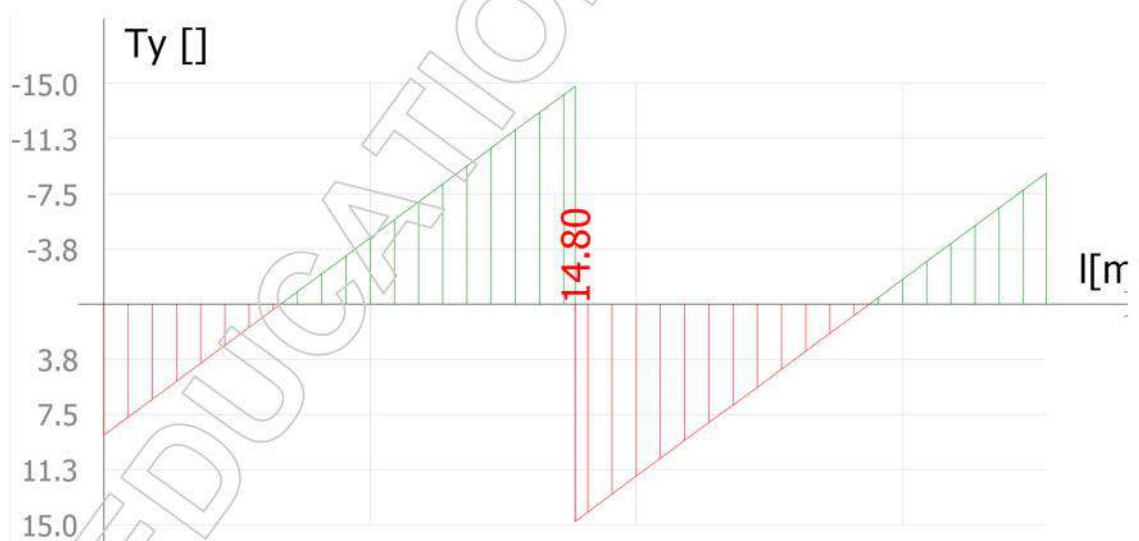
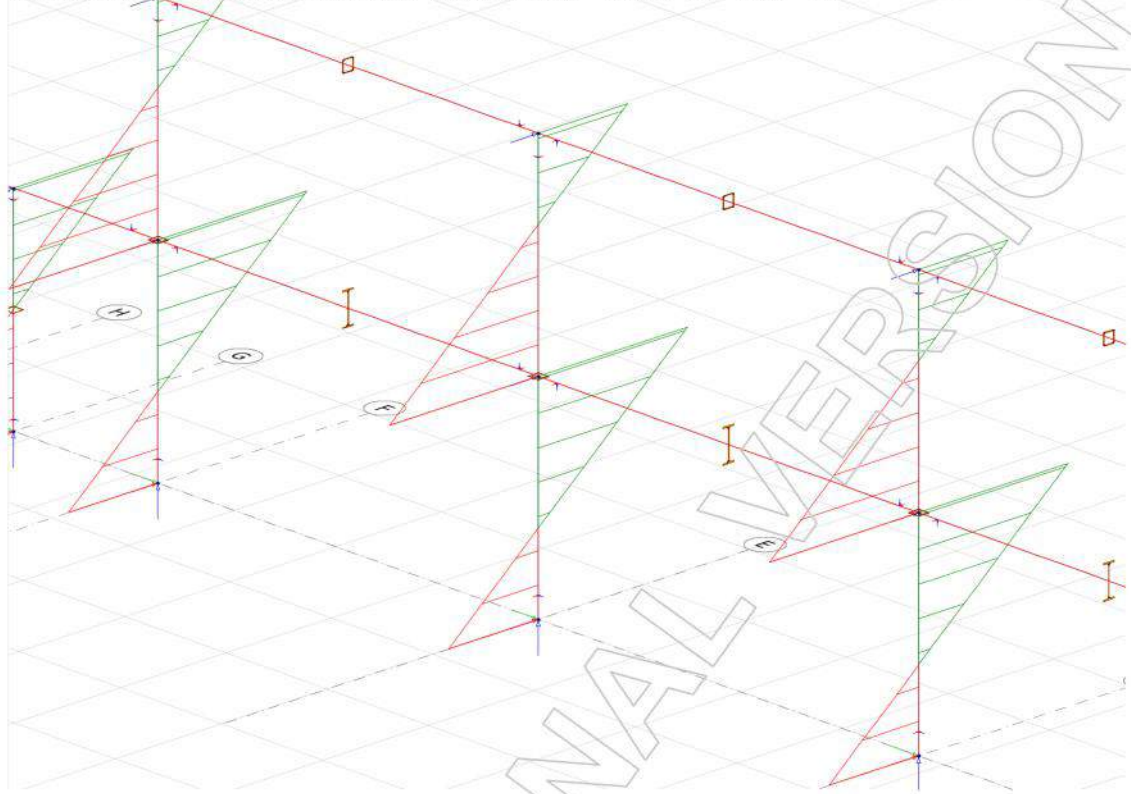
3.2 Bøyemoment fra Vindlasten

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast langsida - Bars, Mz' (U) - Graph - [kNm]



3.3 Skjærkraft

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast langside - Bars, Ty' (U) - Graph - [kN]

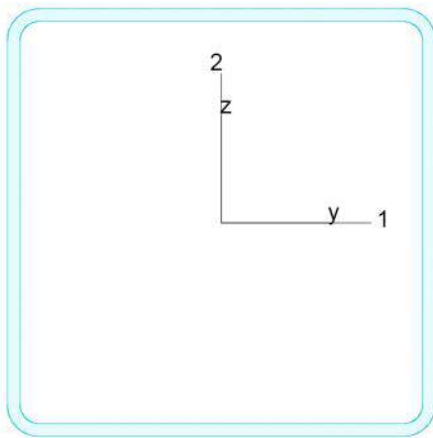


C.3.1 Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²			
G	=	80769 N/mm ²			
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}	=	1.25

KKR 200x200x6



A	=	4532 mm ²	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	2.802e+07 mm ⁴	ε	=	0.81
I _z	=	2.802e+07 mm ⁴	λ ₁	=	76.40
I ₁	=	2.802e+07 mm ⁴			
I ₂	=	2.802e+07 mm ⁴			
W _{pl,y}	=	3.266e+05 mm ³			
W _{pl,z}	=	3.266e+05 mm ³			
W _{el,min,y}	=	2.802e+05 mm ³			
W _{el,min,z}	=	2.802e+05 mm ³			
i ₁	=	79 mm			
i ₂	=	79 mm			
I _t	=	4.482e+07 mm ⁴			
I _w	=	1.047e+08 mm ⁶			

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 3540 mm

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$V_{y,pl,Rd} = \frac{A_y \cdot f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{2328 \cdot 355}{1.73 \cdot 1.05} = 454.42 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{y,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y \sqrt{3}) / Y_{M0}} \right) V_{y,pl,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/1.73)/1.05} \right) \cdot 454.42 = 454.42 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{14.80}{454.42} = 0.03 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 2212 mm

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$V_{z,pl,Rd} = \frac{A_z \cdot f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{2328 \cdot 355}{1.73 \cdot 1.05} = 454.42 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{z,pl,T,Rd} = \left(1 - \frac{T_{t,Ed}}{(f_y \sqrt{3}) / Y_{M0}} \right) V_{z,pl,Rd} = \left(1 - \frac{0.00}{(355/1.73)/1.05} \right) \cdot 454.42 = 454.42 \text{ kN} \quad (6.28)$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{1.76}{454.42} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 0$ mmClass_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{70.94} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) \text{ - OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mmClass_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$V_{y,Ed} \leq 0.5V_{y,pl,T,Rd} \rightarrow \rho_y = 0.0$$

$$V_{z,Ed} \leq 0.5V_{z,pl,T,Rd} \rightarrow \rho_z = 0.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{938.10}{1532.38} + \frac{6.23}{110.41} + \frac{10.47}{110.41} = 0.76 \leq 1.0 \quad (6.2) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212$ mmClass_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{L_{cr,1}}{i_1 \lambda_1} = \frac{3540}{79 \cdot 76.40} = 0.59 \quad (6.50)$$

$$\alpha_1 = 0.21 \quad (\text{Buckling curve: a})$$

$$\varphi_1 = 0.5 \left[1 + \alpha_1 (\bar{\lambda}_1 - 0.2) + \bar{\lambda}_1^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.21 (0.59 - 0.2) + 0.59^2 \right] = 0.71$$

$$\chi_1 = \min \left(\frac{1}{\varphi_1 + \sqrt{\varphi_1^2 - \bar{\lambda}_1^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.59^2}}, 1.0 \right) = 0.89 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,1} = \frac{\chi_1 A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.89 \cdot 4532 \cdot 355}{1.05} = 1369.92 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{938.10}{1369.92} = 0.68 \leq 1.0 \quad (6.46) \text{ - OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{L_{cr,2}}{i_2 \lambda_1} = \frac{3540}{79 \cdot 76.40} = 0.59 \quad (6.50)$$

$\alpha_2 = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\varphi_2 = 0.5 [1 + \alpha_2 (\bar{\lambda}_2 - 0.2) + \bar{\lambda}_2^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.59 - 0.2) + 0.59^2] = 0.71$$

$$\chi_2 = \min \left(\frac{1}{\varphi_2 + \sqrt{\varphi_2^2 - \bar{\lambda}_2^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.71 + \sqrt{0.71^2 - 0.59^2}}, 1.0 \right) = 0.89 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,2} = \frac{\chi_2 A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.89 \cdot 4532 \cdot 355}{1.05} = 1369.92 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{938.10}{1369.92} = 0.68 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 2212$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$$i_0^2 = i_1^2 + i_2^2 + y_0^2 + z_0^2 = 79^2 + 79^2 + 0^2 + 0^2 = 12363 \text{ mm}^2$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{l_T^2} \right) = \frac{1}{12363} \left(80769 \cdot 4.482e+07 + \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1.047e+08}{3.54^2} \right) = 292854.49 \text{ kN}$$

$$i_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) (N - N_{b,Rd,2}) (N - N_{cr,T}) - N^2 y_0^2 (N - N_{b,Rd,2}) - N^2 z_0^2 (N - N_{b,Rd,1}) = 0$$

Smallest root of the above equation: $N_{cr,TF} = 292854.49$ kN

$$N_{cr} = \min(N_{cr,T}, N_{cr,TF}) = \min(292854.49, 292854.49) = 292854.49 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A \lambda_1}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{4532 \cdot 76.40}{292854.49}} = 0.07 \quad (6.53)$$

$\alpha_T = 0.21$ (Buckling curve: a)

$$\varphi_T = 0.5 [1 + \alpha_T (\bar{\lambda}_T - 0.2) + \bar{\lambda}_T^2] = 0.5 [1 + 0.21 (0.07 - 0.2) + 0.07^2] = 0.49$$

$$\chi_T = \min \left(\frac{1}{\varphi_T + \sqrt{\varphi_T^2 - \bar{\lambda}_T^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.07^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$N_{b,Rd,T} = \frac{\chi_T A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{1.00 \cdot 4532 \cdot 355}{1.05} = 1532.38 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{938.10}{1532.38} = 0.61 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_{yM1} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 326562 \cdot \frac{355}{1.05} = 110.41 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \chi_y M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 110.41, 110.41) = 110.41 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{6.23}{110.41} = 0.06 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

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: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$$\alpha_{my} = -1.00 \quad \psi_{my} = 0.00 \quad C_{my} = 0.80$$

$$\alpha_{mz} = -0.50 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.40$$

$$\alpha_{mLT} = -1.00 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.80$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 326563 = 115.93 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{938.10}{1369.92} + 1.01 \frac{6.23}{110.41} + 0.31 \frac{10.47}{\frac{115.93}{1.05}} = 0.77 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3540$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$$\alpha_{my} = -1.00 \quad \psi_{my} = 0.00 \quad C_{my} = 0.80$$

$$\alpha_{mz} = -0.50 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.40$$

$$\alpha_{mLT} = -1.00 \quad \psi_{mLT} = 0.00 \quad C_{mLT} = 0.80$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 326563 = 115.93 \text{ kNm}$$

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} = \frac{938.10}{1369.92} + 0.61 \frac{6.23}{110.41} + 0.51 \frac{10.47}{\frac{115.93}{1.05}} = 0.77 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

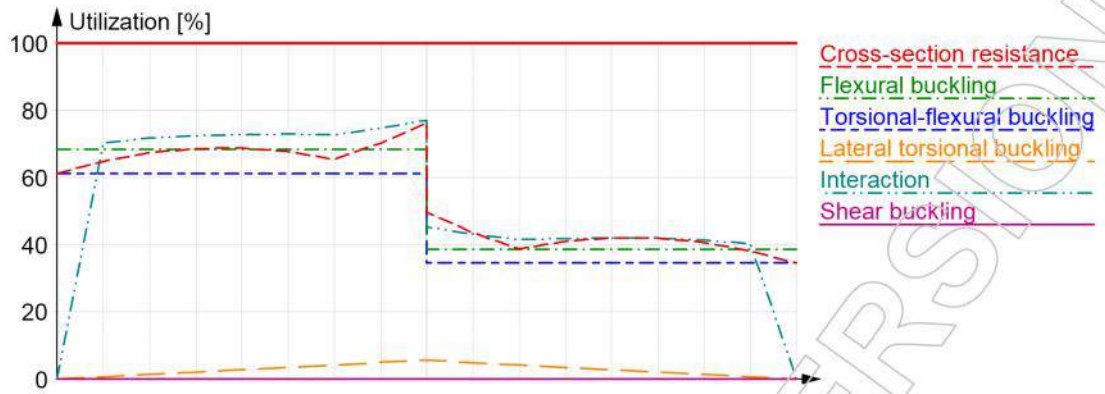
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Not relevant

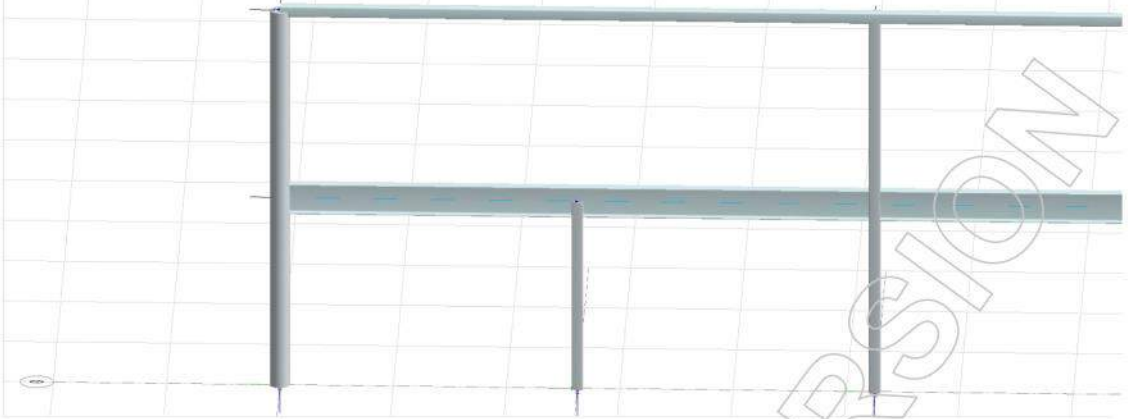
Summary



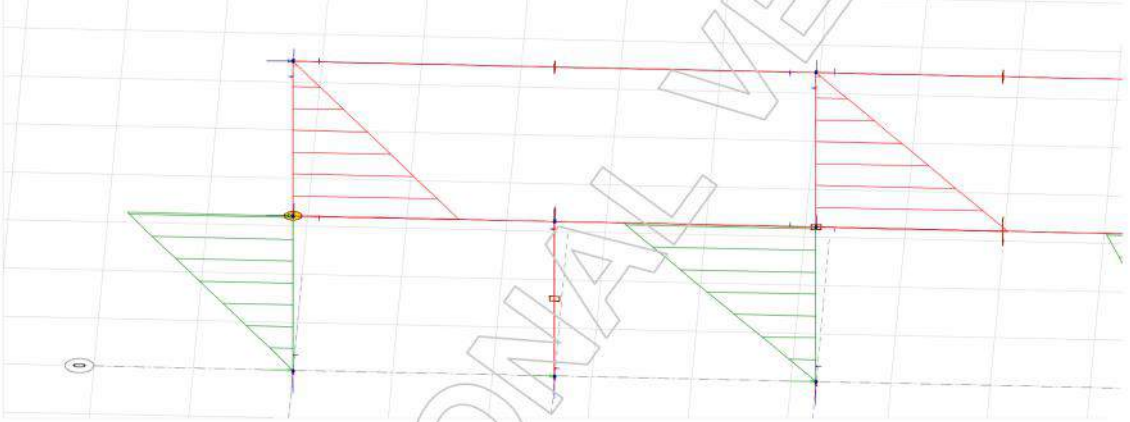
VEDLEGG 2.9

Betongsøyle 01

Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Moment om sterk akse - Bars, M_y' (U) - Graph - [kNm]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kort side - Bars, M_y' (U) - Graph - [kNm]



Project:

Betongsøyle 01

Customer:

Eirik og Kristoffer

Description:

Vedlegg 2.9

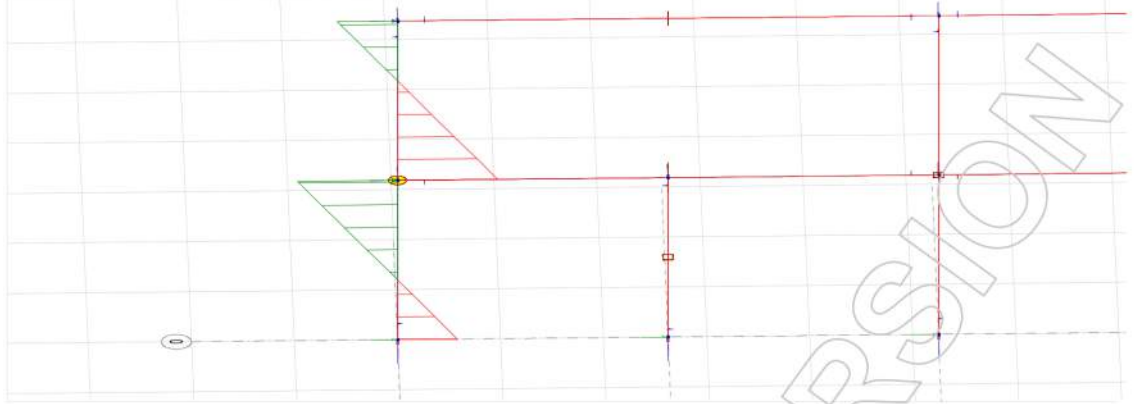
FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.9

Date: 13.05.2015

Page: 1 / 11

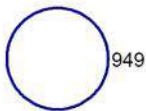
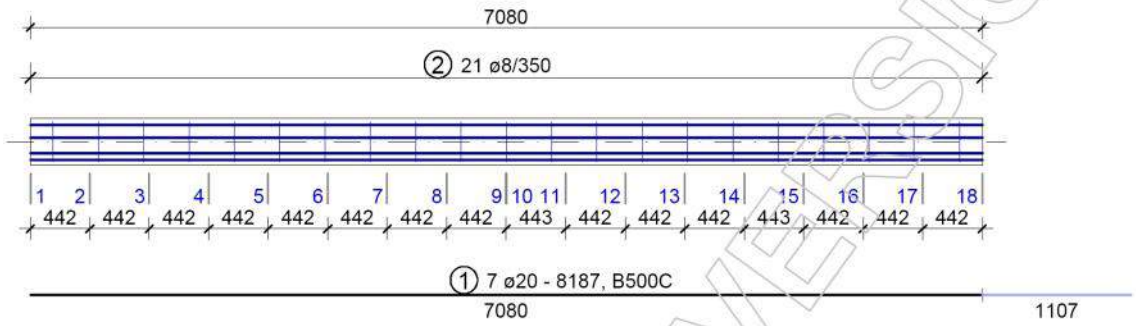
Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kort side - Bars, Tz' (U) - Graph - [kN]



Project: Betongsøyle 01	Customer: Eirik og Kristoffer	
Description: Vedlegg 2.9	FEM-Design 14 © StruSoft	
Designed: Vedlegg 2.9	Date: 13.05.2015	Page: 2 / 11

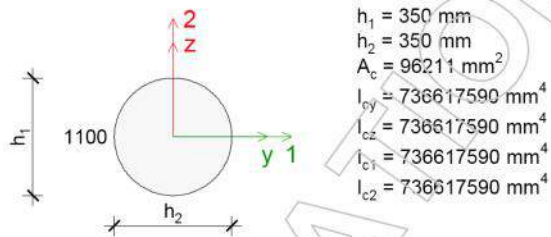
C.8.1 Maximum of load combinations

Reinforcement



②
21 ϕ 8 - 949
B500C

Cross-section



Materials

C35/45

f_{ck}	=	35.00 N/mm ²
f_{ctm}	=	3.20 N/mm ²
$f_{ctk,0.05}$	=	2.20 N/mm ²
E_{cm}	=	34000.00 N/mm ²
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}	=	0.00
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	=	19.83 N/mm ²
$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.25 N/mm ²
$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$	=	28333.33 N/mm ²
ϵ_{c2}	=	0.00200 (Table 3.1)
ϵ_{cu2}	=	0.00350 (Table 3.1)
$\cot(\Theta)$	=	1.00 (Eq. 6.8)

B500C

$f_{yd} = f_{ywd}$	=	434.78 N/mm ²
E_s	=	200000.00 N/mm ²
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$	=	0.00217
ϵ_{ud}	=	0.03000

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)

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \quad (5.23)$$

$$k_2 = \min\left(n \frac{\lambda}{170}, 0.20\right) \quad (5.24)$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \phi_{ef}) \quad (5.22)$$

$$K_s = 1 \quad (5.22)$$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (5.17)$$

$$M_{0Ed} = M_{Ed}^I + s N_{Ed} \frac{l_0}{400}$$

$$M_{Ed}^{II} = \frac{M_{0Ed}}{1 - |N_{Ed}| / N_B} \quad (5.30)$$

$$e_{min,1} = \max(20, h_1 / 30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

$$e_{min,2} = \max(20, h_2 / 30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

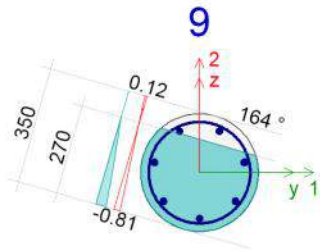
$$M_{Ed} = s N_{Ed} e_{min}, \text{ if } |N_{Ed} e_{min}| > |M_{Ed}^{II}|$$

$$M_{Ed} = M_{Ed}^{II}, \text{ if } |M_{Ed}^{II}| > |N_{Ed} e_{min}|$$

Stresses and strains (Part 1.1: 6.1(2), 6.1(8), 3.1.7)

$$\epsilon_{\text{steel,lim}} = \epsilon_{\text{ud}}$$

Ultimate limit state

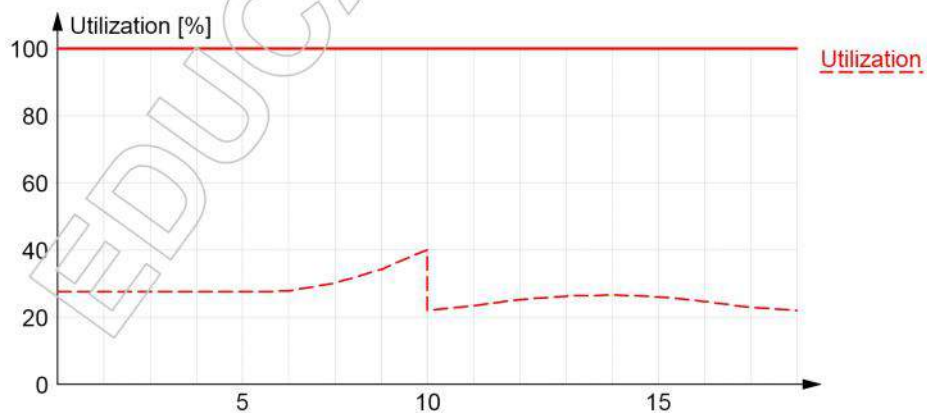


Sections	9
LC	B1: Bruddgrensetilstand
$\epsilon_{\text{steel}} [-]$	0.00068
$\epsilon_{\text{steel,lim}} [-]$	0.03000
$(\epsilon_{\text{steel}}/\epsilon_{\text{steel,lim}})_{\text{max}} [-]$	0.02
$\epsilon_{\text{c,max}} [-]$	-0.00081
$\epsilon_{\text{c,comp}} [-]$	-0.00036
$\max(\epsilon_{\text{c,max}}/\epsilon_{\text{cu2}}, \epsilon_{\text{c,comp}}/\epsilon_{\text{cu2}}) [-]$	0.23

Section utilization

Ultimate internal forces: $\{N_{\text{ult}} = \nu N_{\text{Ed}}; M_{\text{ult},1} = \nu M_{\text{Ed},1}; M_{\text{ult},2} = \nu M_{\text{Ed},2}\}$

Utilization: 1/v



Stirrup utilization for shear and torsion (Part 1.1: 6.2, 6.3)

$C_{Rd,c}$ is calculated according to National Annex.

k_1 is calculated according to National Annex.

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd}\right)$$

$$k = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2.0\right)$$

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w d}, 0.02\right)$$

v_{min} is calculated according to National Annex.

$$V_{Rd,c} = \max\left([C_{Rd,c} k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d, (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d\right) \quad (6.2.a, 6.2.b)$$

$$V_{Rd,s} = \max\left(\frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\Theta), V_{Rd,c}\right) \quad (6.8)$$

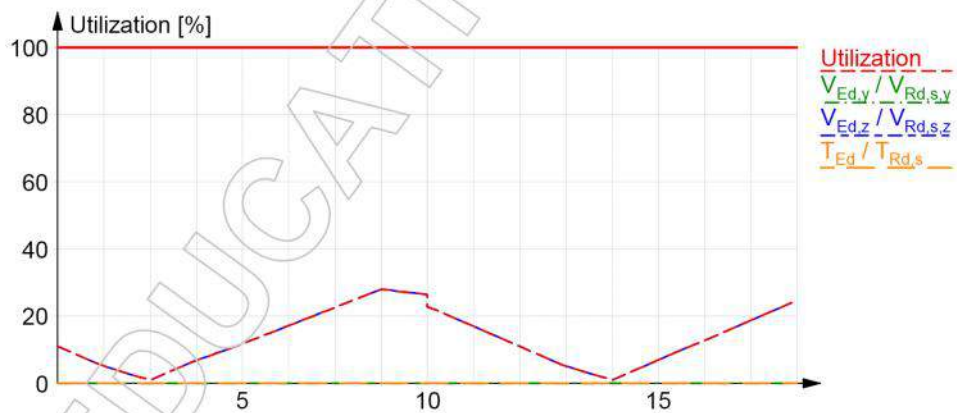
$$T_{Rd,c} = 2f_{ctd} t_{ef} A_k \quad (6.26)$$

$$T_{Rd,s} = \max\left(2 \frac{A_{sw, min}}{s} f_{ywd} A_k T_{Rd,c}\right) \quad (6.8, 6.26, 6.27)$$

$$\text{Utilization: } \max\left(\frac{V_{Ed,y} + (T_{Ed}/A_k)d_y}{V_{Rd,s,y}}, \frac{V_{Ed,z} + (T_{Ed}/A_k)d_z}{V_{Rd,s,z}}\right)$$

Sections	8
LC	B1: Bruddgrensetilstand
N_{Ed} [kN]	-594.44
$V_{Ed,y}$ [kN]	0.00
$V_{Ed,z}$ [kN]	21.04
T_{Ed} [kNm]	0.00
σ_{cp} [N/mm ²]	3.97
A_{sl} [mm ²]	0
d_y [mm]	309
k_y [-]	1.81
$b_{w,y}$ [mm]	226
$\rho_{1,y}$ [-]	0.00000
$v_{min,y}$ [N/mm ²]	0.42
$V_{Rd,c,y}$ [kN]	70.71
$(A_{sw,y}/s) f_{ywd}$ [kN/mm]	124.88
z_y [mm]	278
$V_{Rd,s,y}$ [kN]	70.71
$(V_{Ed,y}/V_{Rd,s,y})$ [-]	0.00

Sections	8
d_z [mm]	298
k_z [-]	1.82
$b_{w,z}$ [mm]	248
$\rho_{1,z}$ [-]	0.00000
$v_{min,z}$ [N/mm ²]	0.42
$V_{Rd,c,z}$ [kN]	75.19
$(A_{sw,z}/s)f_{ywd}$ [kN/mm]	124.88
z_z [mm]	269
$V_{Rd,s,z}$ [kN]	75.19
$(V_{Ed,z}/V_{Rd,s,z})$ [-]	0.28
A_k [mm ²]	54119
t_{ef} [mm]	88
$T_{Rd,c}$ [kNm]	11.81
$(A_{sw,min}/s)f_{ywd}$ [kN/mm]	62.44
$T_{Rd,s}$ [kNm]	11.81
$(T_{Ed}/T_{Rd,s})$ [-]	0.00
Utilization [%]	28



Concrete utilization for shear and torsion (Part 1.1: 6.2, 6.3)

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd}\right)$$

$\alpha_{cw} = 1.0$ for non-prestressed structural elements.

$$\alpha_{cw} = 1.0 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}, \text{ if } \sigma_{cp} < 0.25f_{cd} \quad (6.11.aN)$$

$$\alpha_{cw} = 1.25, \text{ if } 0.25 \leq \sigma_{cp} < 0.5f_{cd} \quad (6.11.bN)$$

$$\alpha_{cw} = 2.5\left(1.0 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right), \text{ if } \sigma_{cp} \geq 0.5f_{cd} \quad (6.11.cN)$$

$v_1 = 0.6$, if $f_{ck} < 60$ MPa

$v_1 = \max(0.9 - f_{ck}/200, 0.5)$, if $f_{ck} \geq 60$ MPa

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w (0.9d) v_1 f_{cd}}{\cot(\Theta) + \tan(\Theta)} \quad (6.9)$$

$$v = 0.6\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.6.N)$$

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_kt_{ef}\sin(\Theta)\cos(\Theta) \quad (6.30)$$

$$\text{Utilization: } \max\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,y}}, \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,z}}{V_{Rd,max,z}}\right) \quad (6.29)$$

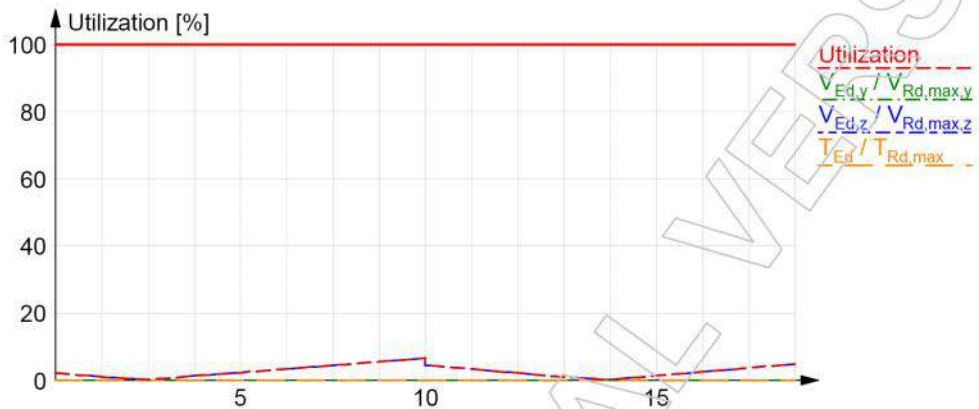
Sections	1	9	18
LC	B1: Bruddgrensetilstand	B1: Bruddgrensetilstand	B1: Bruddgrensetilstand
N_{Ed} [kN]	-594.44	-594.44	-475.00
$V_{Ed,y}$ [kN]	0.00	0.00	0.00
$V_{Ed,z}$ [kN]	7.57	25.12	16.98
T_{Ed} [kNm]	0.00	0.00	0.00
σ_{cp} [N/mm ²]	3.97	3.97	3.97
α_{cw} [-]	1.00	1.00	1.00
v_1 [-]	0.57	0.57	0.57
d_y [mm]	309	309	309
$b_{w,y}$ [mm]	226	226	226
$V_{Rd,max,y}$ [kN]	358.10	358.10	358.10
$(V_{Ed,y}/V_{Rd,max,y})$ [-]	0.00	0.00	0.00
d_z [mm]	312	298	312
$b_{w,z}$ [mm]	218	248	218
$V_{Rd,max,z}$ [kN]	348.68	379.98	348.68
$(V_{Ed,z}/V_{Rd,max,z})$ [-]	0.02	0.07	0.05
v [-]	0.44	0.44	0.44
A_k [mm ²]	54119	54119	54119

Designed: Vedlegg 2.9

Date: 13.05.2015

Page: 8 / 11

Sections	1	9	18
t_{ef} [mm]	88	88	88
$T_{Rd,max}$ [kNm]	41.70	41.70	41.70
$(T_{Ed}/T_{Rd,max})$ [-]	0.00	0.00	0.00
Utilization [%]	2	7	5

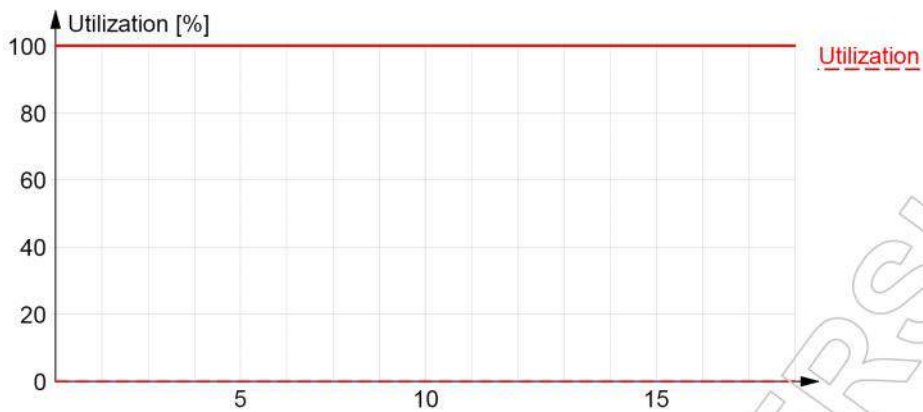


Torsional reinforcement utilization (Part 1.1: 6.3)

$$T_{Rd,sl} = 2A_k \frac{\Sigma(A_{sl}f_{yd})}{u_k} \tan(\Theta) \quad (6.28)$$

$$\text{Utilization: } \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,sl}}$$

Sections	18
LC	B1: Bruddgrensetilstand
T_{Ed} [kNm]	0.00
A_k [mm ²]	54119
u_k [mm]	825
$\Sigma(A_{sl}f_{yd})$ [N]	956137
$T_{Rd,sl}$ [kNm]	125.49
Utilization [%]	0



Crack width (Part 1.1: 7.3)

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} \quad (7.13)$$

k_3 is calculated according to National Annex.

$$k_4 = 0.425$$

$$h_{c,eff} = \min\left(2.5(h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2}\right)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (7.10)$$

$$s_{r,max} = \min(k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varphi_{eq} / \rho_{p,eff}, 1.3(h - x)) \quad (7.11, 7.14)$$

$$k_t = 0.4$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

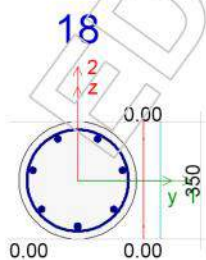
$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max\left(\frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,eff}\right)}{E_s}, 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}\right) \quad (7.9)$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

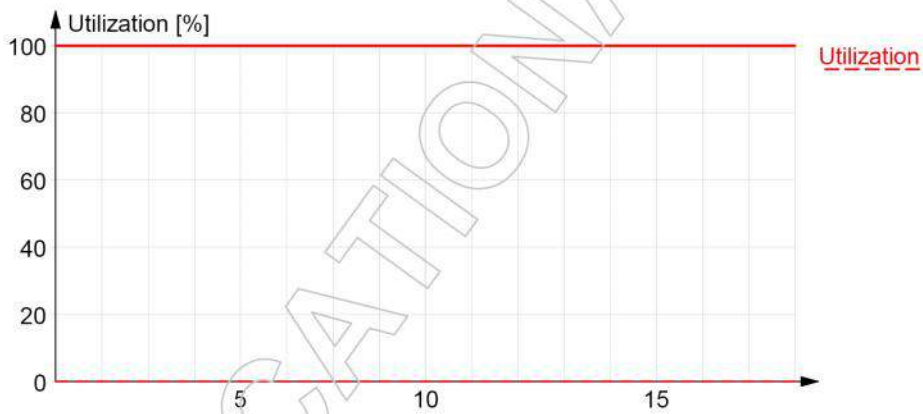
$$w_{lim} = 1.00 \text{ mm}$$

$$\text{Utilization: } \frac{w_k}{w_{lim}}$$

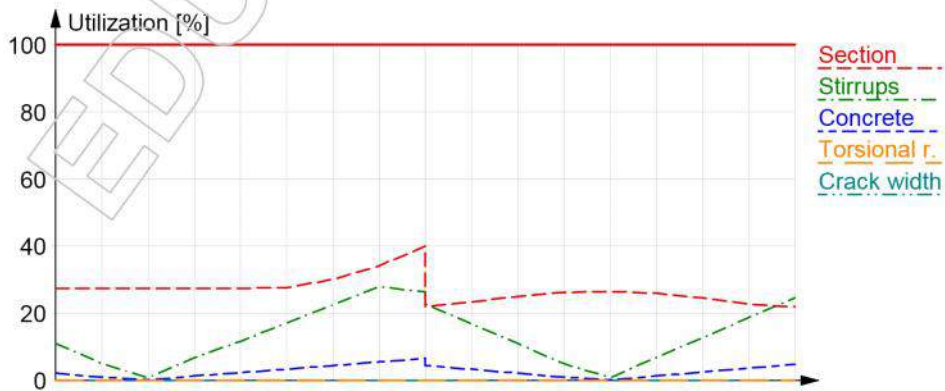
Serviceability limit state



Sections	18
LC	Bruksgrensetilstand
k_1 [-]	0.80
ϵ_1 [-]	0.00000
ϵ_2 [-]	0.00000
k_2 [-]	1.00
$h_{c,eff}$ [mm]	58
$A_{c,eff}$ [mm ²]	10540
$\rho_{p,eff}$ [-]	0.03
x [mm]	175
$s_{r,max}$ [mm]	228
$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	0.000000
w_k [mm]	0.00
Utilization [%]	0



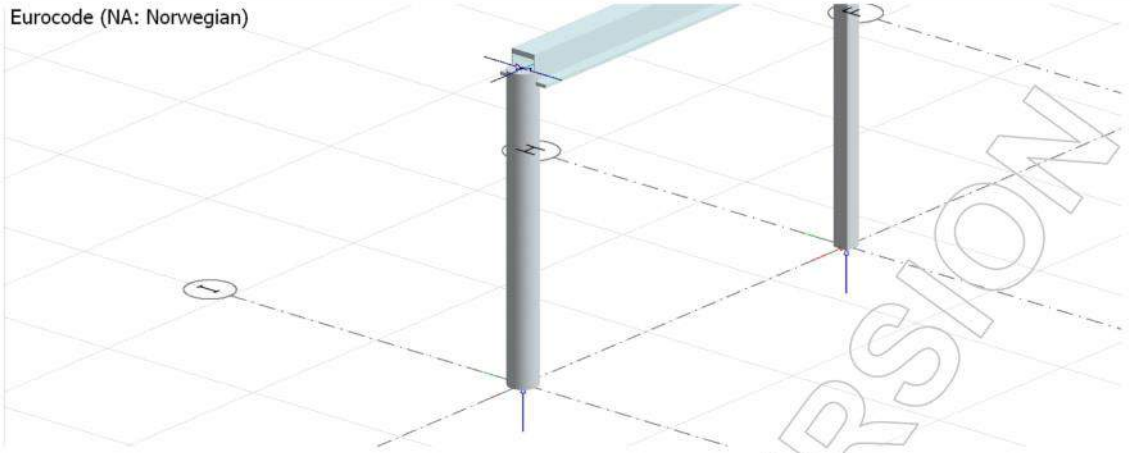
Summary



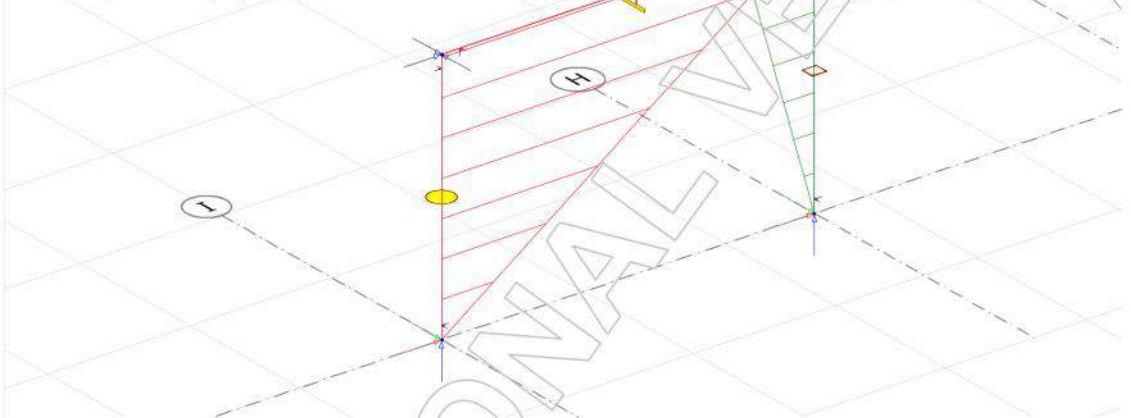
VEDLEGG 2.10

Betongsøyle -2I

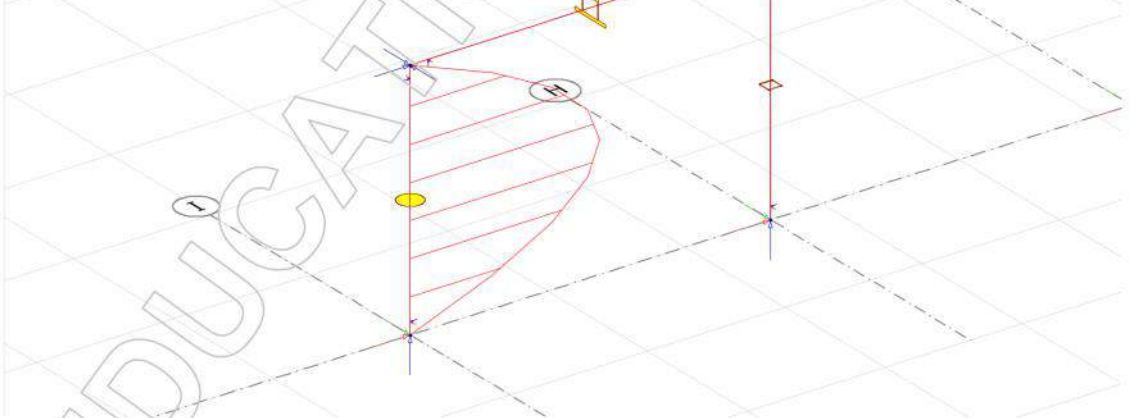
Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Moment fra bjelkene - Bars, My' (U) - Graph - [kNm]



Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kortsida - Bars, My' (U) - Graph - [kNm]



Project:

Betongsøyle -2I

Customer:

Eirik og Kristoffer

Description:

Vedlegg 2.10

FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.10

Date: 13.05.2015

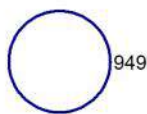
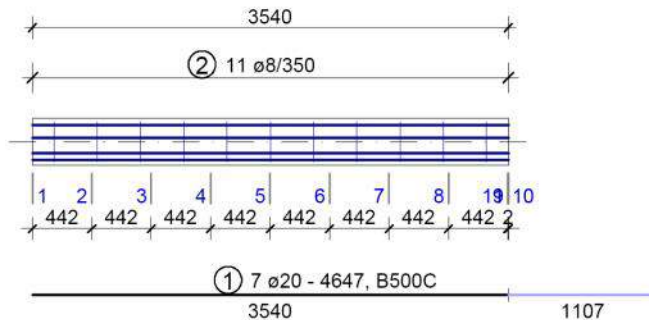
Page: 1 / 11

Eurocode (NA: Norwegian) code: Load cases - Vindlast kortside - Bars, Tz' (U) - Graph - [kN]



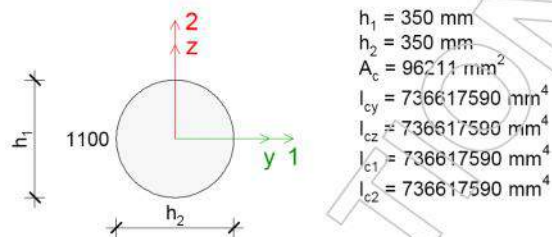
C.8.1 Maximum of load combinations

Reinforcement



②
11 ø8 - 949
B500C

Cross-section



Materials

C35/45

f_{ck}	=	35.00 N/mm ²
f_{ctm}	=	3.20 N/mm ²
$f_{ctk,0.05}$	=	2.20 N/mm ²
E_{cm}	=	34000.00 N/mm ²
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}	=	0.00
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$	=	19.83 N/mm ²
$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk} / \gamma_c$	=	1.25 N/mm ²
$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$	=	28333.33 N/mm ²
ϵ_{c2}	=	0.00200 (Table 3.1)
ϵ_{cu2}	=	0.00350 (Table 3.1)
$\cot(\Theta)$	=	1.00 (Eq. 6.8)

B500C

$f_{yd} = f_{ywd}$	=	434.78 N/mm ²
E_s	=	200000.00 N/mm ²
$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$	=	0.00217
ϵ_{ud}	=	0.03000

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)

$$n = N_{Ed} / (A_c f_{cd})$$

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \quad (5.23)$$

$$k_2 = \min\left(n \frac{\lambda}{170}, 0.20\right) \quad (5.24)$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \phi_{ef}) \quad (5.22)$$

$$K_s = 1 \quad (5.22)$$

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (5.21)$$

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (5.17)$$

$$M_{0Ed} = M_{Ed} + s N_{Ed} \frac{l_0}{400}$$

$$M_{Ed}^{II} = \frac{M_{0Ed}}{1 - |N_{Ed}| / N_B} \quad (5.30)$$

$$e_{min,1} = \max(20, h_1 / 30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

$$e_{min,2} = \max(20, h_2 / 30) = 20 \text{ mm} \quad (6.1(4))$$

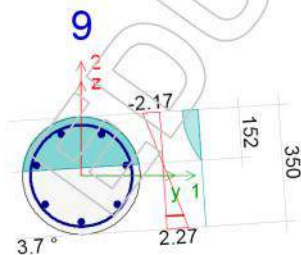
$$M_{Ed} = s N_{Ed} e_{min}, \text{ if } |N_{Ed} e_{min}| > |M_{Ed}^{II}|$$

$$M_{Ed} = M_{Ed}^{II}, \text{ if } |M_{Ed}^{II}| > |N_{Ed} e_{min}|$$

Stresses and strains (Part 1.1: 6.1(2), 6.1(8), 3.1.7)

$$\epsilon_{steel,lim} = \epsilon_{ud}$$

Ultimate limit state

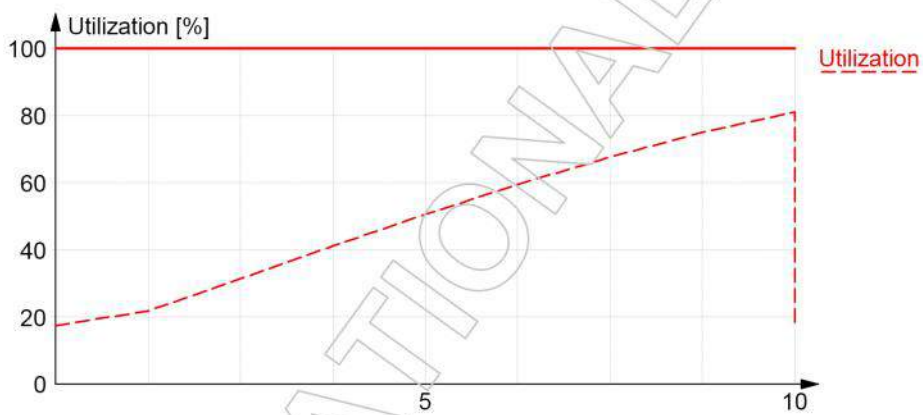


Sections	9
LC	B1: Bruddgrensetilstand
$\epsilon_{\text{steel}} [-]$	0.00227
$\epsilon_{\text{steel,lim}} [-]$	0.03000
$(\epsilon_{\text{steel}}/\epsilon_{\text{steel,lim}})_{\text{max}} [-]$	0.08
$\epsilon_{\text{c,max}} [-]$	-0.00217
$\epsilon_{\text{c,comp}} [-]$	-0.00003
$\max(\epsilon_{\text{c,max}}/\epsilon_{\text{cu2}}, \epsilon_{\text{c,comp}}/\epsilon_{\text{cu2}}) [-]$	0.62

Section utilization

Ultimate internal forces: $\{N_{\text{ult}} = vN_{\text{Ed}}; M_{\text{ult},1} = vM_{\text{Ed},1}; M_{\text{ult},2} = vM_{\text{Ed},2}\}$

Utilization: 1/v



Stirrup utilization for shear and torsion (Part 1.1: 6.2, 6.3)

$C_{Rd,c}$ is calculated according to National Annex.

k_1 is calculated according to National Annex.

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd}\right)$$

$$k = \min\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}, 2.0\right)$$

$$\rho_1 = \min\left(\frac{A_{sl}}{b_w d}, 0.02\right)$$

v_{min} is calculated according to National Annex.

$$V_{Rd,c} = \max\left([C_{Rd,c} k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d, (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d\right) \quad (6.2.a, 6.2.b)$$

$$V_{Rd,s} = \max\left(\frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot(\Theta), V_{Rd,c}\right) \quad (6.8)$$

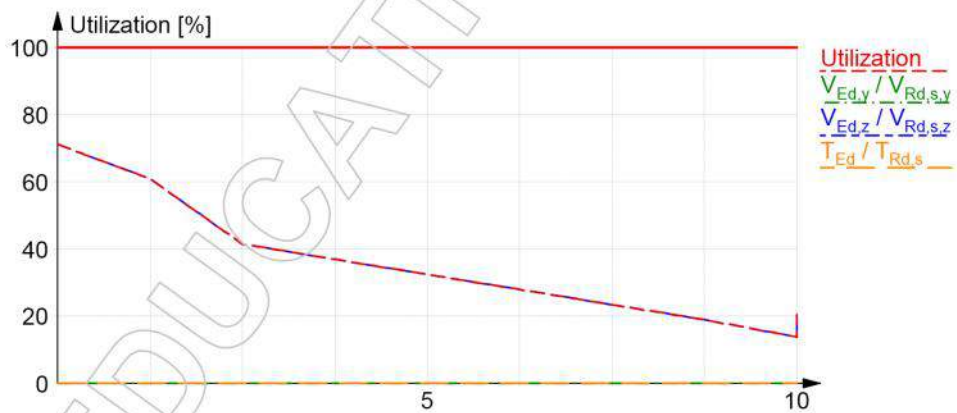
$$T_{Rd,c} = 2f_{ctd} t_{ef} A_k \quad (6.26)$$

$$T_{Rd,s} = \max\left(2 \frac{A_{sw, min}}{s} f_{ywd} A_k T_{Rd,c}\right) \quad (6.8, 6.26, 6.27)$$

$$\text{Utilization: } \max\left(\frac{V_{Ed,y} + (T_{Ed}/A_k)d_y}{V_{Rd,s,y}}, \frac{V_{Ed,z} + (T_{Ed}/A_k)d_z}{V_{Rd,s,z}}\right)$$

Sections	1
LC	B1: Bruddgrensetilstand
N_{Ed} [kN]	-338.86
$V_{Ed,y}$ [kN]	0.00
$V_{Ed,z}$ [kN]	45.73
T_{Ed} [kNm]	0.00
σ_{cp} [N/mm ²]	3.52
A_{sl} [mm ²]	0
d_y [mm]	309
k_y [-]	1.81
$b_{w,y}$ [mm]	226
$\rho_{1,y}$ [-]	0.00000
$v_{min,y}$ [N/mm ²]	0.42
$V_{Rd,c,y}$ [kN]	66.06
$(A_{sw,y}/s) f_{ywd}$ [kN/mm]	124.88
z_y [mm]	278
$V_{Rd,s,y}$ [kN]	66.06
$(V_{Ed,y}/V_{Rd,s,y})$ [-]	0.00

Sections	1
d_z [mm]	312
k_z [-]	1.80
$b_{w,z}$ [mm]	218
$\rho_{1,z}$ [-]	0.00000
$v_{min,z}$ [N/mm ²]	0.42
$V_{Rd,c,z}$ [kN]	64.27
$(A_{sw,z}/s)f_{ywd}$ [kN/mm]	124.88
z_z [mm]	281
$V_{Rd,s,z}$ [kN]	64.27
$(V_{Ed,z}/V_{Rd,s,z})$ [-]	0.71
A_k [mm ²]	54119
t_{ef} [mm]	88
$T_{Rd,c}$ [kNm]	11.81
$(A_{sw,min}/s)f_{ywd}$ [kN/mm]	62.44
$T_{Rd,s}$ [kNm]	11.81
$(T_{Ed}/T_{Rd,s})$ [-]	0.00
Utilization [%]	71



Concrete utilization for shear and torsion (Part 1.1: 6.2, 6.3)

$$\sigma_{cp} = \min\left(\frac{N_{Ed}}{A_c}, 0.2f_{cd}\right)$$

$\alpha_{cw} = 1.0$ for non-prestressed structural elements.

$$\alpha_{cw} = 1.0 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}, \text{ if } \sigma_{cp} < 0.25f_{cd} \quad (6.11.aN)$$

$$\alpha_{cw} = 1.25, \text{ if } 0.25 \leq \sigma_{cp} < 0.5f_{cd} \quad (6.11.bN)$$

$$\alpha_{cw} = 2.5 \left(1.0 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right), \text{ if } \sigma_{cp} \geq 0.5f_{cd} \quad (6.11.cN)$$

$$v_1 = 0.6, \text{ if } f_{ck} < 60 \text{ MPa}$$

$$v_1 = \max(0.9 - f_{ck}/200, 0.5), \text{ if } f_{ck} \geq 60 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w (0.9d) v_1 f_{cd}}{\cot(\Theta) + \tan(\Theta)} \quad (6.9)$$

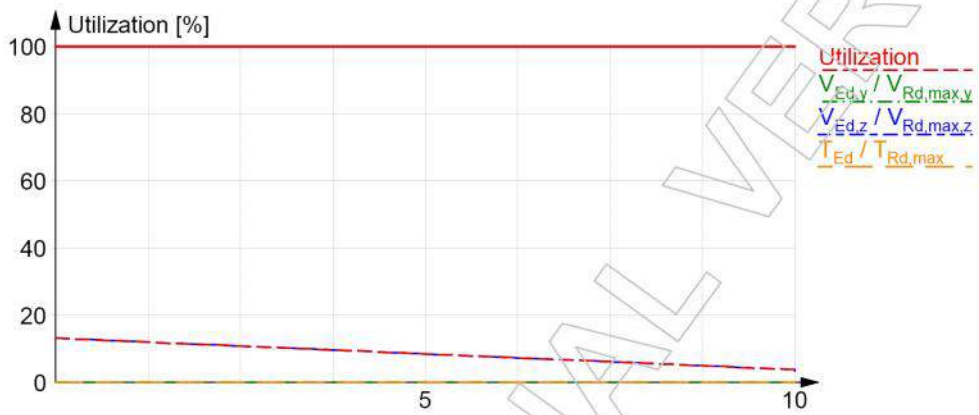
$$v = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (6.6.N)$$

$$T_{Rd,max} = 2v\alpha_{cw}f_{cd}A_{k,ef}\sin(\Theta)\cos(\Theta) \quad (6.30)$$

$$\text{Utilization: } \max\left(\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,y}}{V_{Rd,max,y}}, \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,z}}{V_{Rd,max,z}}\right) \quad (6.29)$$

Sections	1	11
LC	B2: Bruddgrensetilstand	B2: Bruddgrensetilstand
N_{Ed} [kN]	-378.19	-378.19
$V_{Ed,y}$ [kN]	0.00	0.00
$V_{Ed,z}$ [kN]	45.73	13.03
T_{Ed} [kNm]	0.00	0.00
σ_{cp} [N/mm ²]	3.93	3.93
α_{cw} [-]	1.00	1.00
v_1 [-]	0.57	0.57
d_y [mm]	309	309
$b_{w,y}$ [mm]	226	226
$V_{Rd,max,y}$ [kN]	358.10	358.10
$(V_{Ed,y}/V_{Rd,max,y})$ [-]	0.00	0.00
d_z [mm]	312	312
$b_{w,z}$ [mm]	218	218
$V_{Rd,max,z}$ [kN]	348.68	348.68
$(V_{Ed,z}/V_{Rd,max,z})$ [-]	0.13	0.04
v [-]	0.44	0.44

Sections	1	11
A_k [mm ²]	54119	54119
t_{ef} [mm]	88	88
$T_{Rd,max}$ [kNm]	41.70	41.70
$(T_{Ed}/T_{Rd,max})$ [-]	0.00	0.00
Utilization [%]	13	4

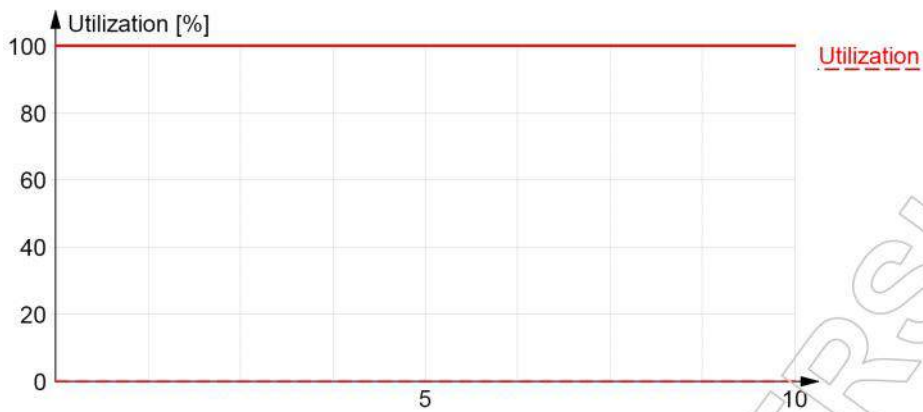


Torsional reinforcement utilization (Part 1.1: 6.3)

$$T_{Rd,sl} = 2A_k \frac{\Sigma(A_{sl}f_{yd})}{u_k} \tan(\Theta) \quad (6.28)$$

$$\text{Utilization: } \frac{T_{Ed}}{T_{Rd,sl}}$$

Sections	11
LC	B2: Bruddgrensetilstand
T_{Ed} [kNm]	0.00
A_k [mm ²]	54119
u_k [mm]	825
$\Sigma(A_{sl}f_{yd})$ [N]	956137
$T_{Rd,sl}$ [kNm]	125.49
Utilization [%]	0



Crack width (Part 1.1: 7.3)

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} \quad (7.13)$$

k_3 is calculated according to National Annex.

$$k_4 = 0.425$$

$$h_{c,eff} = \min\left(2.5(h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2}\right)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (7.10)$$

$$s_{r,max} = \min(k_3 c + k_1 k_2 k_4 \varphi_{eq} / \rho_{p,eff}, 1.3(h - x)) \quad (7.11, 7.14)$$

$$k_t = 0.4$$

$$f_{ct,eff} = f_{ctm}$$

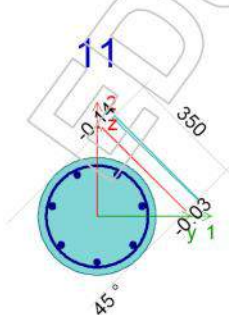
$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max\left(\frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \left(1 + \frac{E_s}{E_{cm}} \rho_{p,eff}\right)}{E_s}, 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}\right) \quad (7.9)$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.8)$$

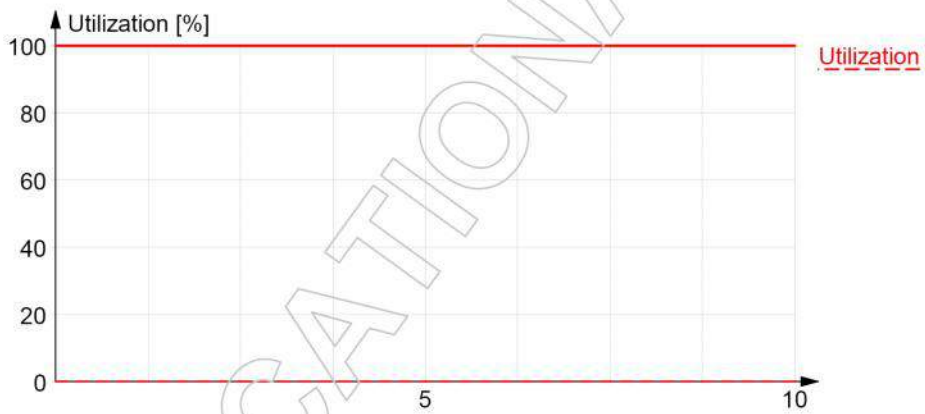
$$w_{lim} = 1.00 \text{ mm}$$

$$\text{Utilization: } \frac{w_k}{w_{lim}}$$

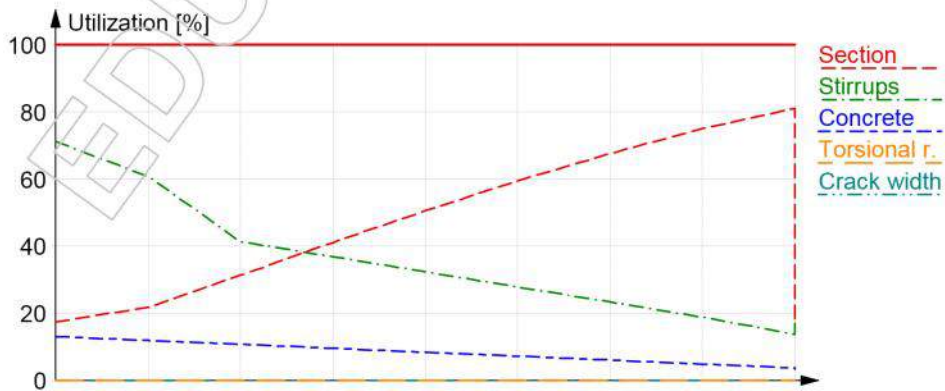
Serviceability limit state



Sections	11
LC	Bruksgrensetilstand
k_1 [-]	0.12
ϵ_1 [-]	0.00000
ϵ_2 [-]	0.00000
k_2 [-]	-
$h_{c,eff}$ [mm]	-
$A_{c,eff}$ [mm ²]	-
$\rho_{p,eff}$ [-]	-
x [mm]	-
$s_{r,max}$ [mm]	-
$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ [-]	-
w_k [mm]	-
Utilization [%]	0



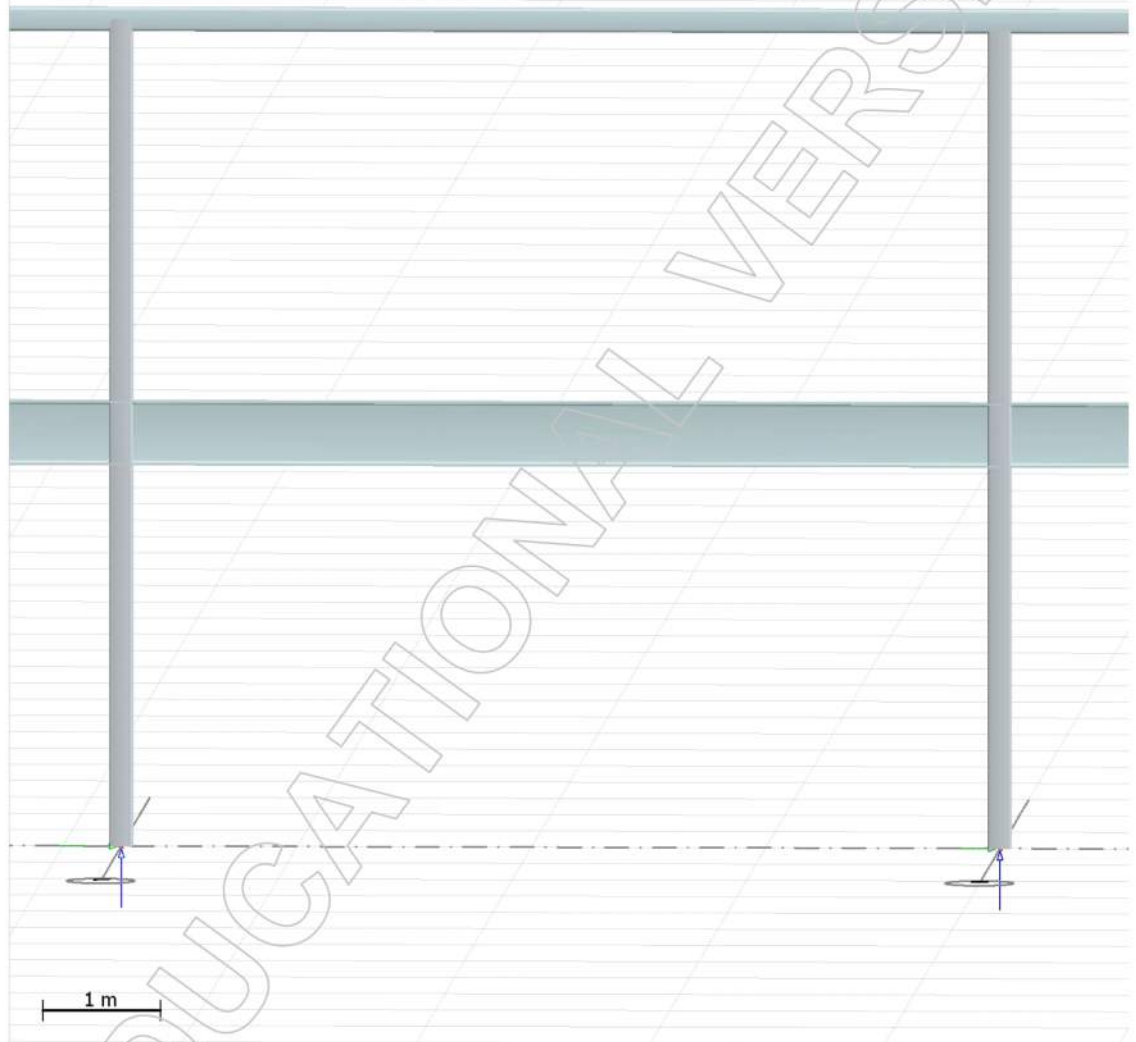
Summary



VEDLEGG 2.11

Stålbjelke 0EF

Konstruksjon
Eurocode (NA: Norwegian)



Project:
Stålbjelke OEF

Customer:
Eirik og Kristoffer

Description:
Vedlegg 2.11

FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.11

Date: 13.05.2015

Page: 1 / 12

Stålbjelke OEF

Contents

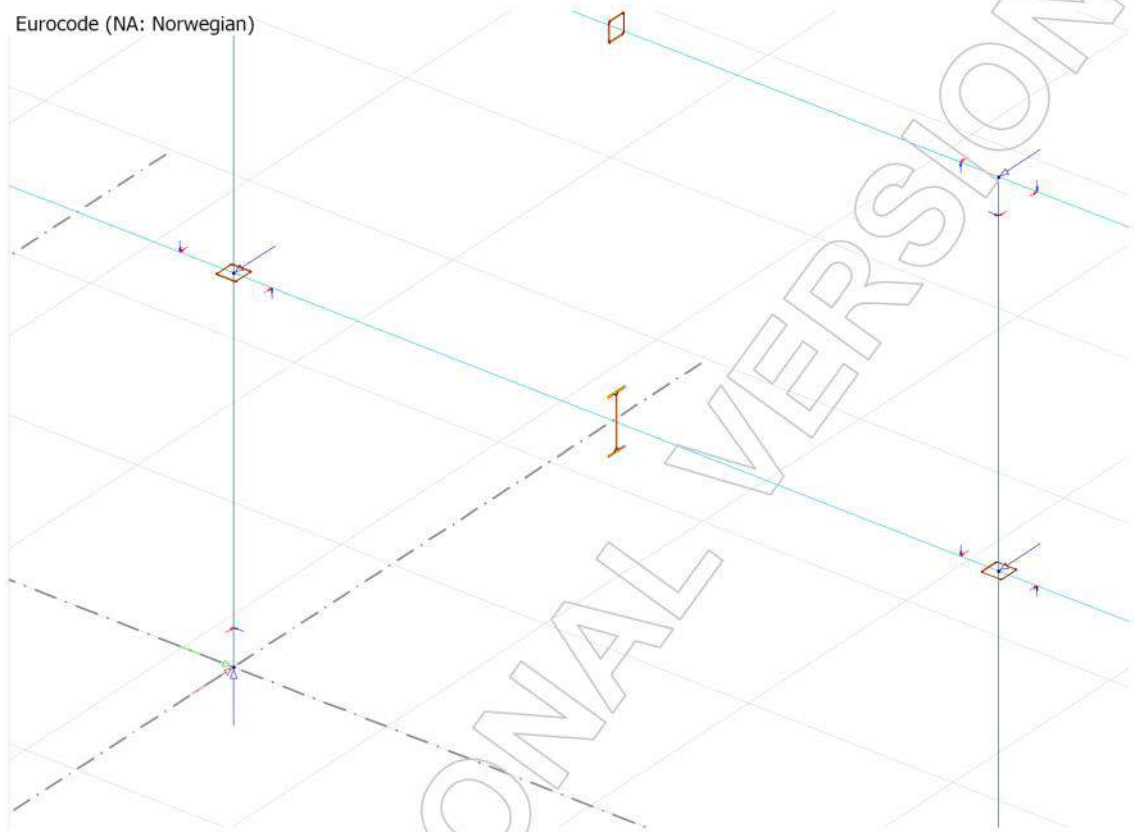
1 Statisk System.....	3
1.1 Geometri.....	3
2 Laster.....	4
2.1 Laster tilfeller.....	4
2.1.1 Lastkombinasjoner.....	4
2.1.2 Linjelaster.....	4
3 Bruddgrensetilstand.....	6
3.1 Bøyemoment.....	6
3.1.1 Skjærkraft.....	7
4 Bruksgrensetilstand.....	8
4.1 Nedboying.....	8
5 Utnyttelse.....	9

EDUCATIONAL VERSION

1 Statisk System

1.1 Geometri

Eurocode (NA: Norwegian)



2 Laster

2.1 Laster tilfeller

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Moment om sterk akse	Ordinary	Permanent
2	Aksiallast	Ordinary	Permanent
3	Nyttelast	Ordinary	Medium-term
4	Hulldekke	Ordinary	Permanent
5	Vindlast kort side	Ordinary	Medium-term
6	Egenvekt IPE	Ordinary	Permanent
7	Armert påstøp	Ordinary	Permanent

2.1.1 Lastkombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	B2: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.000	Moment om sterk akse
			1.000	Aksiallast
			1.500	Nyttelast
			1.200	Hulldekke
			1.050	Vindlast kort side
			1.200	Egenvekt IPE
			1.200	Armert påstøp
2	B1: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.000	Moment om sterk akse
			1.000	Aksiallast
			1.050	Nyttelast
			1.350	Hulldekke
			1.050	Vindlast kort side
			1.350	Egenvekt IPE
			1.350	Armert påstøp
3	Bruksgrensetilstand	Serviceability	1.000	Nyttelast
			1.000	Hulldekke
			1.000	Armert påstøp
			1.000	Egenvekt IPE

2.1.2 Linjelaster

Line loads

No.	q1	q2	m1	m2	Load case	Intensity	Direction
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]
1	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kort side	Action	Constant
2	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kort side	Action	Constant
3	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
4	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
5	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
6	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
7	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
8	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
9	25.770	25.770	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
10	29.625	29.625	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant

Designed: Vedlegg 2.11

Date: 13.05.2015

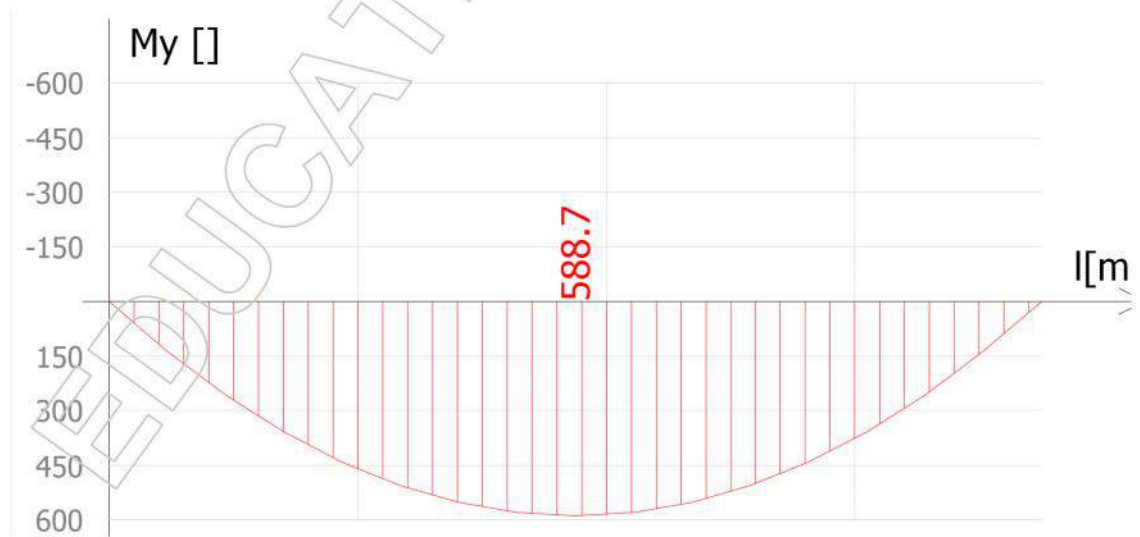
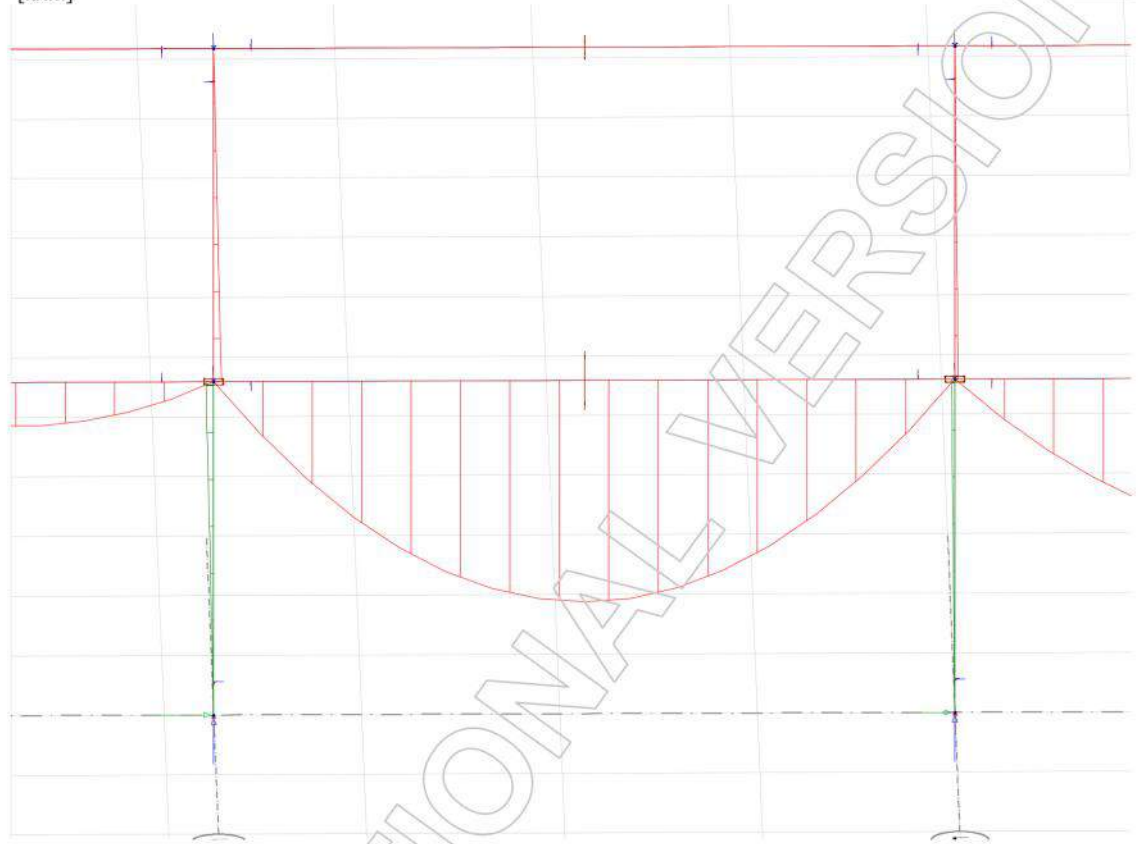
Page: 4 / 12

No.	q1	q2	m1	m2	Load case	Intensity	Direction
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]
11	29.625	29.625	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
12	29.625	29.625	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
13	14.810	14.810	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
14	14.810	14.810	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
15	14.810	14.810	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
16	14.810	14.810	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
17	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
18	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
19	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
20	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
21	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
22	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
23	1.040	1.040	0.000	0.000	Egenvekt IPE	Action	Constant
24	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
25	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
26	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
27	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
28	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
29	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
30	5.925	5.925	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant

3 Bruddgrensetilstand

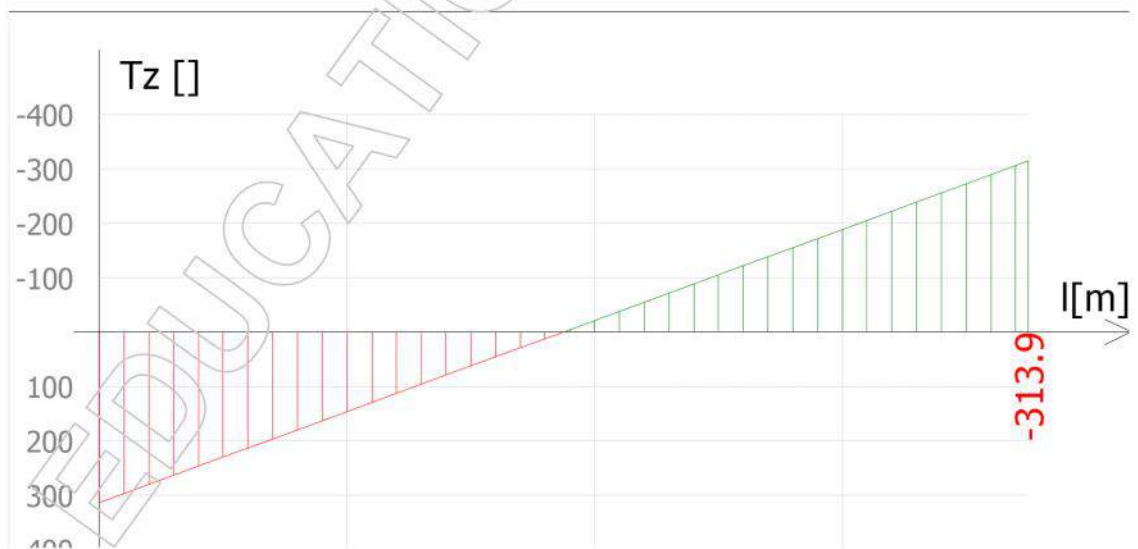
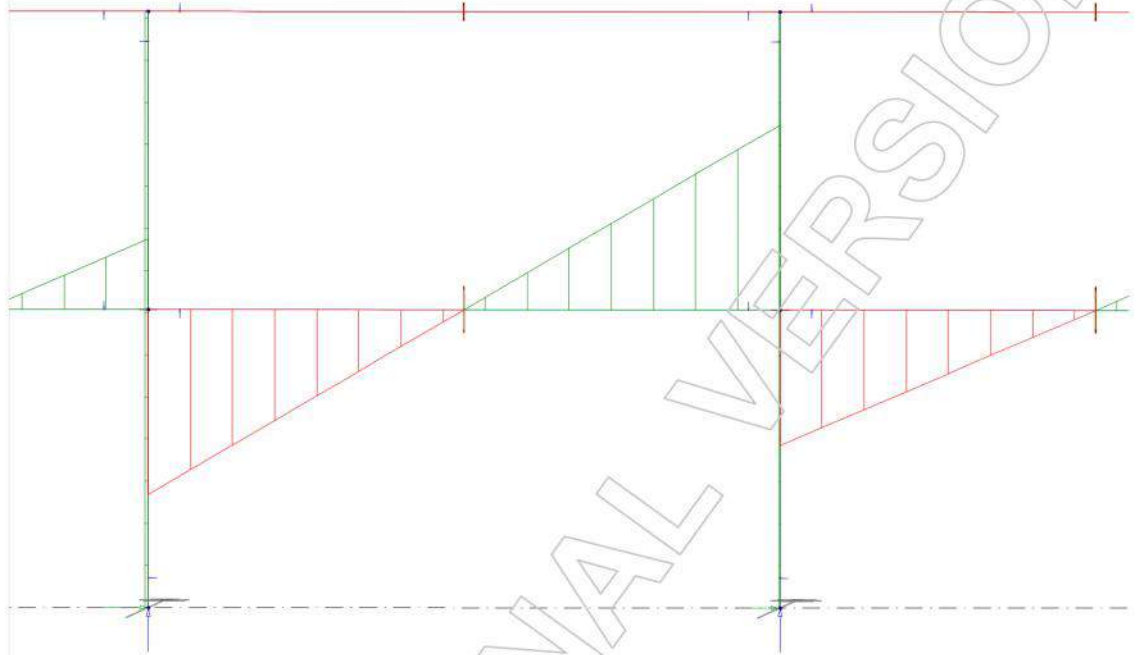
3.1 Bøyemoment

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B2: Bruddgrensetilstand - Bars, M_y' - Graph [kNm]



3.1.1 Skjærkraft

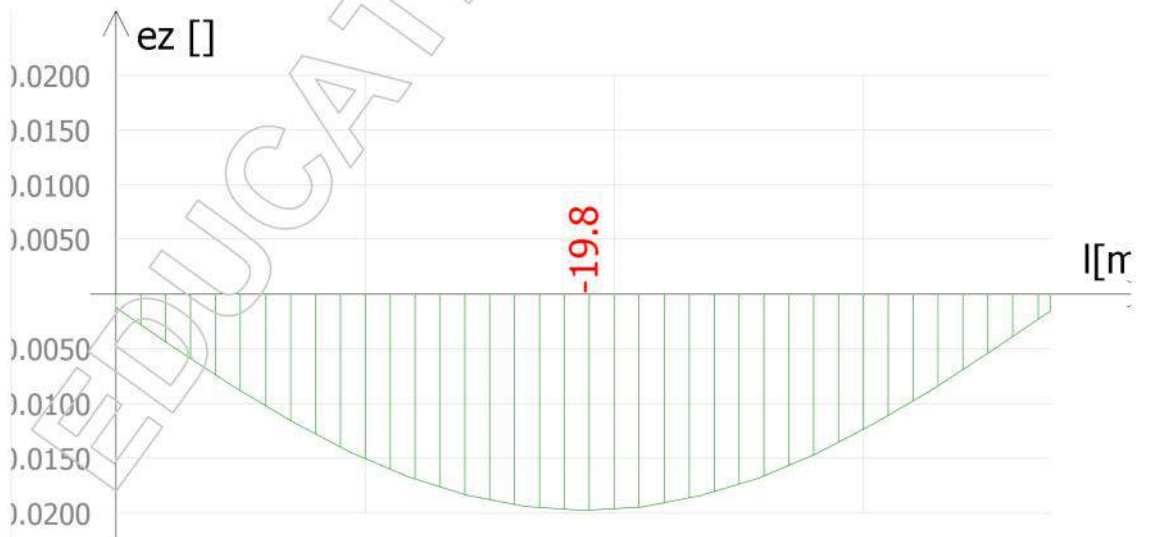
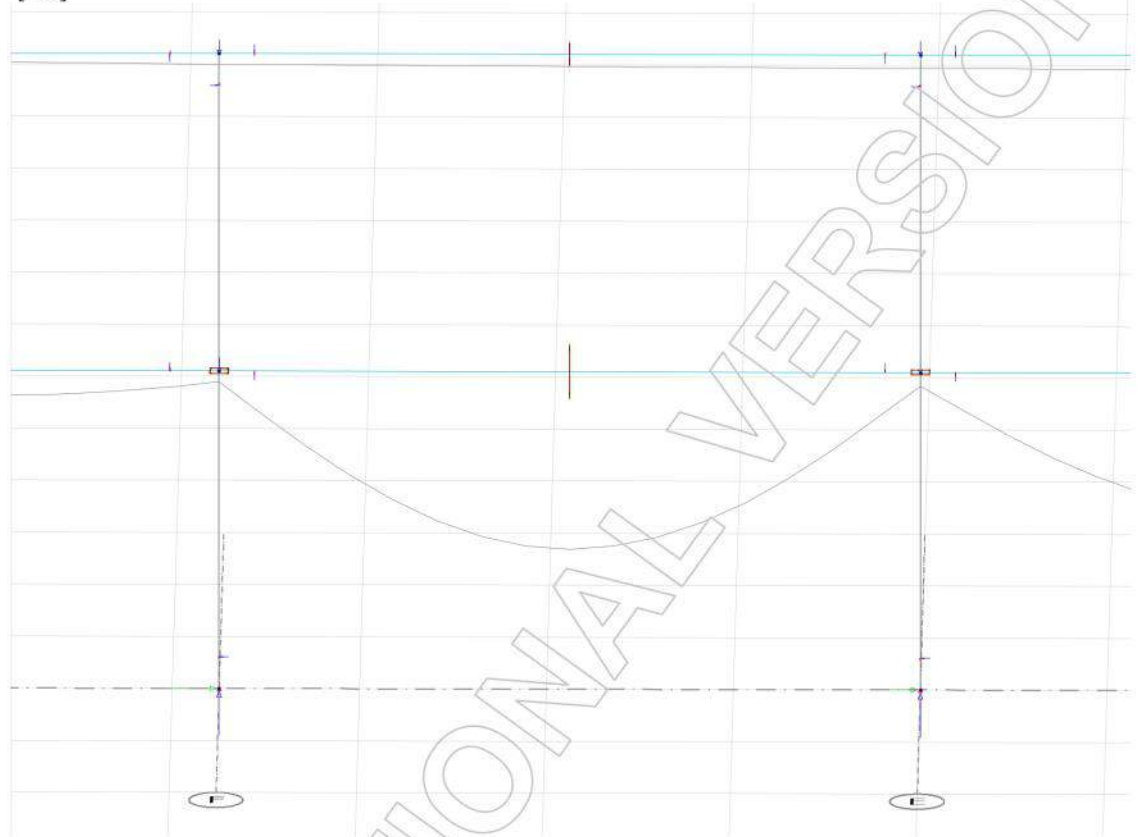
Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B2: Bruddgrensetilstand - Bars, Tz' - Graph - [kN]



4 Bruksgrensetilstand

4.1 Nedbøying

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - Bruksgrensetilstand - Displacements - Graph [mm]



E-F akse (0).1.1

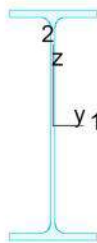
Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²
G	=	80769 N/mm ²
Y _{M0,ult}	=	1.05
Y _{M1,ult}	=	1.05
Y _{M2,ult}	=	1.25

Y _{M0,acc./seis}	=	1.00
Y _{M1,acc./seis}	=	1.00
Y _{M2,acc./seis}	=	1.25

IPE 550



A	=	13442 mm ²	W _{el,min,y}	=	2.441e+06 mm ³	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	6.712e+08 mm ⁴	W _{el,min,z}	=	2.541e+05 mm ³	ε	=	0.81
I _z	=	2.668e+07 mm ⁴	i ₁	=	223 mm	λ ₁	=	76.40
I ₁	=	6.712e+08 mm ⁴	i ₂	=	45 mm			
I ₂	=	2.668e+07 mm ⁴	I _t	=	1.218e+06 mm ⁴			
W _{pl,y}	=	2.787e+06 mm ³	I _w	=	1.861e+12 mm ⁶			
W _{pl,z}	=	4.005e+05 mm ³						

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 7500 mm

Class_N = 2; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$V_{y,pl,Rd} = \frac{A_y v f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{7718 \cdot 355}{1.73 \cdot 1.05} = 1506.64 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{y,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{T_{t,Ed}}{1.25 (f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}}} V_{y,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 \cdot (355/1.73)/1.05}} \cdot 1506.64 = 1506.64 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{1506.64} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 7500 mm

Class_N = 2; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$V_{z,pl,Rd} = \frac{A_z v f_y}{\sqrt{3} Y_{M0}} = \frac{7234 \cdot 355}{1.73 \cdot 1.05} = 1412.10 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{z,pl,T,Rd} = \sqrt{1 - \frac{T_{t,Ed}}{1.25 (f_y / \sqrt{3}) / Y_{M0}}} V_{z,pl,Rd} = \sqrt{1 - \frac{0.00}{1.25 \cdot (355/1.73)/1.05}} \cdot 1412.10 = 1412.10 \text{ kN} \quad (6.26)$$

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{313.95}{1412.10} = 0.22 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 0$ mm
 Class_N = 2; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{8.47} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

Not relevant

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3750$ mm
 Class_N = 2; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$V_{y,Ed} \leq 0.5V_{y,pl,T,Rd} \rightarrow \rho_y = 0.0$$

$$V_{z,Ed} \leq 0.5V_{z,pl,T,Rd} \rightarrow \rho_z = 0.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{0.03}{4544.54} + \frac{588.65}{942.27} + \frac{0.00}{135.42} = 0.62 \leq 1.0 \quad (6.2) - \text{OK}$$

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

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3750$ mm
 Class_N = 2; Class_{My} = 1; Class_{Mz} = 1;

$$\bar{\lambda}_{f,y} = \frac{k_c L_c}{i_{f,z} \lambda_1} = \frac{1.00 \cdot 362}{54 \cdot 76.40} = 0.09 \quad (6.59)$$

$$\alpha_y = 0.49 \quad (\text{Buckling curve: c})$$

$$\varphi_y = 0.5 \left[1 + \alpha_y (\bar{\lambda}_{f,y} - 0.2) + \bar{\lambda}_{f,y}^2 \right] = 0.5 \left[1 + 0.49 (0.09 - 0.2) + 0.09^2 \right] = 0.48$$

$$\chi_y = \min \left(\frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_{f,y}^2}}, 1.0 \right) = \min \left(\frac{1}{0.48 + \sqrt{0.48^2 - 0.09^2}}, 1.0 \right) = 1.00 \quad (6.49)$$

$$M_{y,c,Rd} = W_{y,YM1} \frac{f_y}{1.05} = 2787009 \cdot \frac{355}{1.05} = 942.27 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \chi_y M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 942.27, 942.27) = 942.27 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{588.65}{942.27} = 0.62 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

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: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3750$ mm

$Class_N = 2$; $Class_{M_y} = 1$; $Class_{M_z} = 1$;

$$\alpha_{m_y} = 0.00 \quad \psi_{m_y} = 1.00 \quad C_{m_y} = 0.95$$

$$\alpha_{m_z} = 0.00 \quad \psi_{m_z} = 0.00 \quad C_{m_z} = 0.60$$

$$\alpha_{m_{LT}} = 1.00 \quad \psi_{m_{LT}} = 1.00 \quad C_{m_{LT}} = 1.00$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 400536 = 142.19 \text{ kNm}$$

$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$

$$0.95 \frac{588.65}{942.27} + 0.36 \frac{0.00}{\frac{142.19}{1.05}} = 0.59 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3163$ mm

$Class_N = 2$; $Class_{M_y} = 1$; $Class_{M_z} = 1$;

$$\alpha_{m_y} = 0.00 \quad \psi_{m_y} = 1.00 \quad C_{m_y} = 0.95$$

$$\alpha_{m_z} = 0.00 \quad \psi_{m_z} = 0.00 \quad C_{m_z} = 0.60$$

$$\alpha_{m_{LT}} = 1.00 \quad \psi_{m_{LT}} = 0.98 \quad C_{m_{LT}} = 1.00$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 400536 = 142.19 \text{ kNm}$$

$$k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$

$$0.74 \frac{574.22}{942.27} + 0.60 \frac{0.00}{\frac{142.19}{1.05}} = 0.45 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

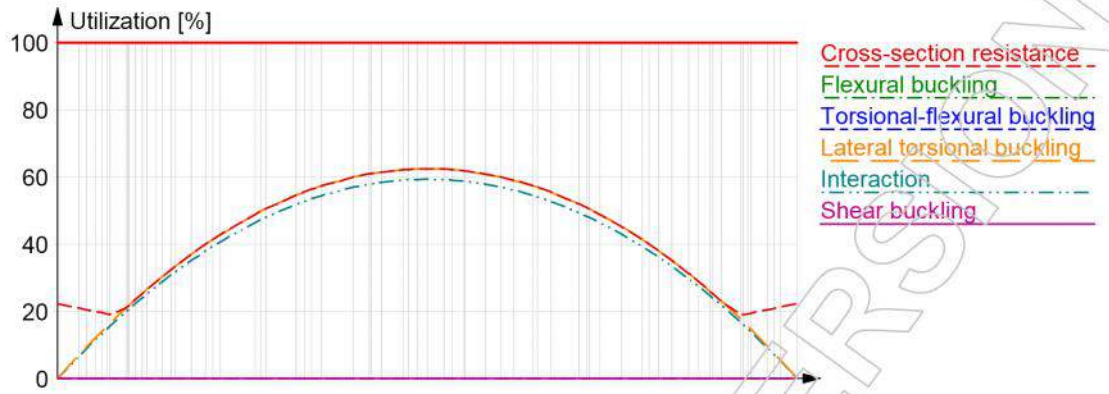
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Not relevant

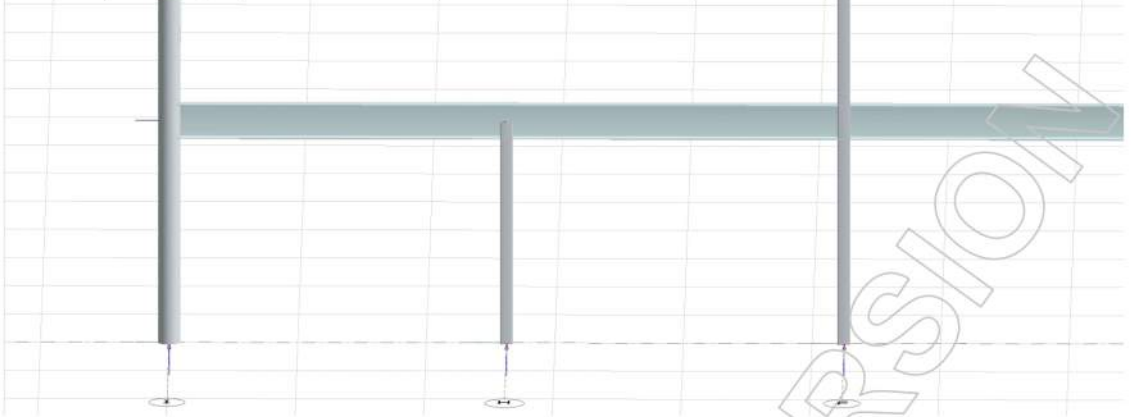
Summary



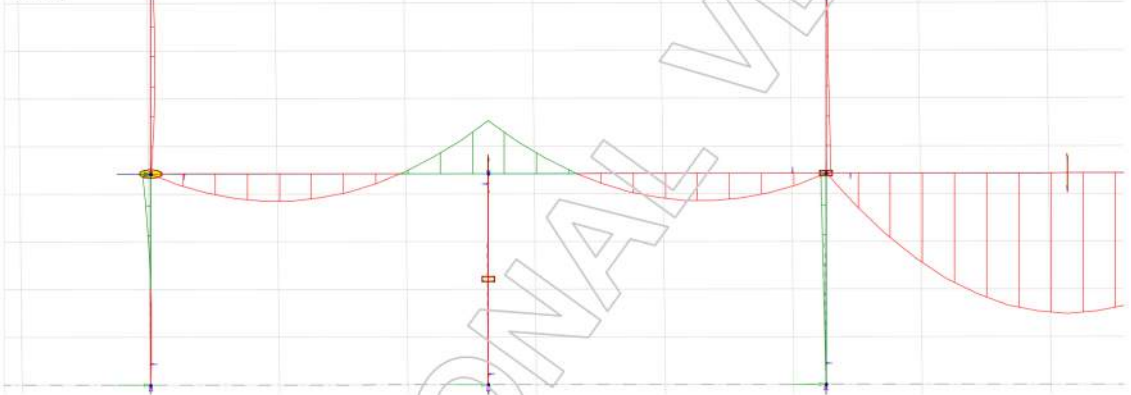
VEDLEGG 2.12

Stålbjelke OFI

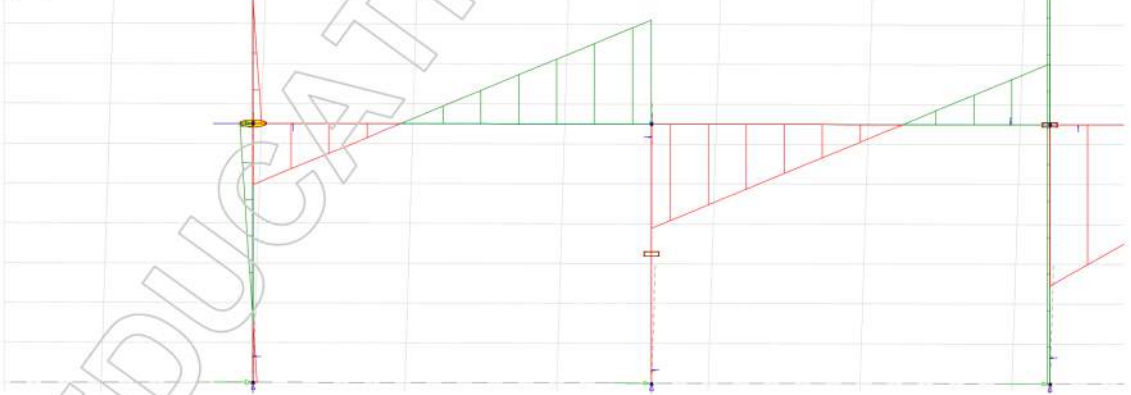
Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B2: Bruddgrensetilstand - Bars, My' - Graph - [kNm]



Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B2: Bruddgrensetilstand - Bars, Tz' - Graph - [kN]



Project:
Stålbjelke 0FI

Customer:
Eirik og Kristoffer

Description:
Vedlegg 2.12

FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.12

Date: 13.05.2015

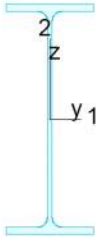
Page: 1 / 3

B.1.1 Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²			
G	=	80769 N/mm ²			
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}	=	1.25

IPE 550

	A	=	13442 mm ²	W _{el,min,y}	=	2.441e+06 mm ³	f _y	=	355 N/mm ²
	I _y	=	6.712e+08 mm ⁴	W _{el,min,z}	=	2.541e+05 mm ³	ε	=	0.81
	I _z	=	2.668e+07 mm ⁴	i ₁	=	223 mm	λ ₁	=	76.40
	I ₁	=	6.712e+08 mm ⁴	i ₂	=	45 mm			
	I ₂	=	2.668e+07 mm ⁴	I _t	=	1.218e+06 mm ⁴			
	W _{pl,y}	=	2.787e+06 mm ³	I _w	=	1.861e+12 mm ⁶			
	W _{pl,z}	=	4.005e+05 mm ³						

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 5250 mm

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{1506.64} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 5250 mm

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{203.42}{1412.10} = 0.14 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{8.47} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 5250 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{0.05}{4544.54} + \frac{220.47}{942.27} + \frac{0.00}{135.42} = 0.23 \leq 1.0 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 5250 mm

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{220.47}{942.27} = 0.23 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 5250 mm

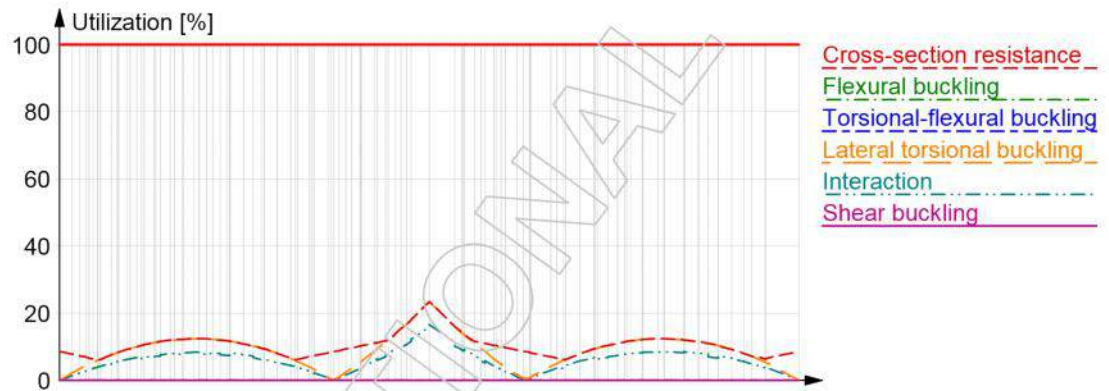
$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$0.48 \frac{220.47}{942.27} + 0.36 \frac{0.00}{\frac{142.19}{1.05}} = 0.11 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 5250 mm

$$k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$0.71 \frac{220.47}{942.27} + 0.60 \frac{0.00}{\frac{142.19}{1.05}} = 0.17 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

Summary



VEDLEGG 2.13

Stålbjelke -2EF

Eurocode (NA: Norwegian)



Project:
Stålbjelke -2EF

Customer:
Eirik og Kristoffer

Description:
Vedlegg 2.13

FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.13

Date: 13.05.2015

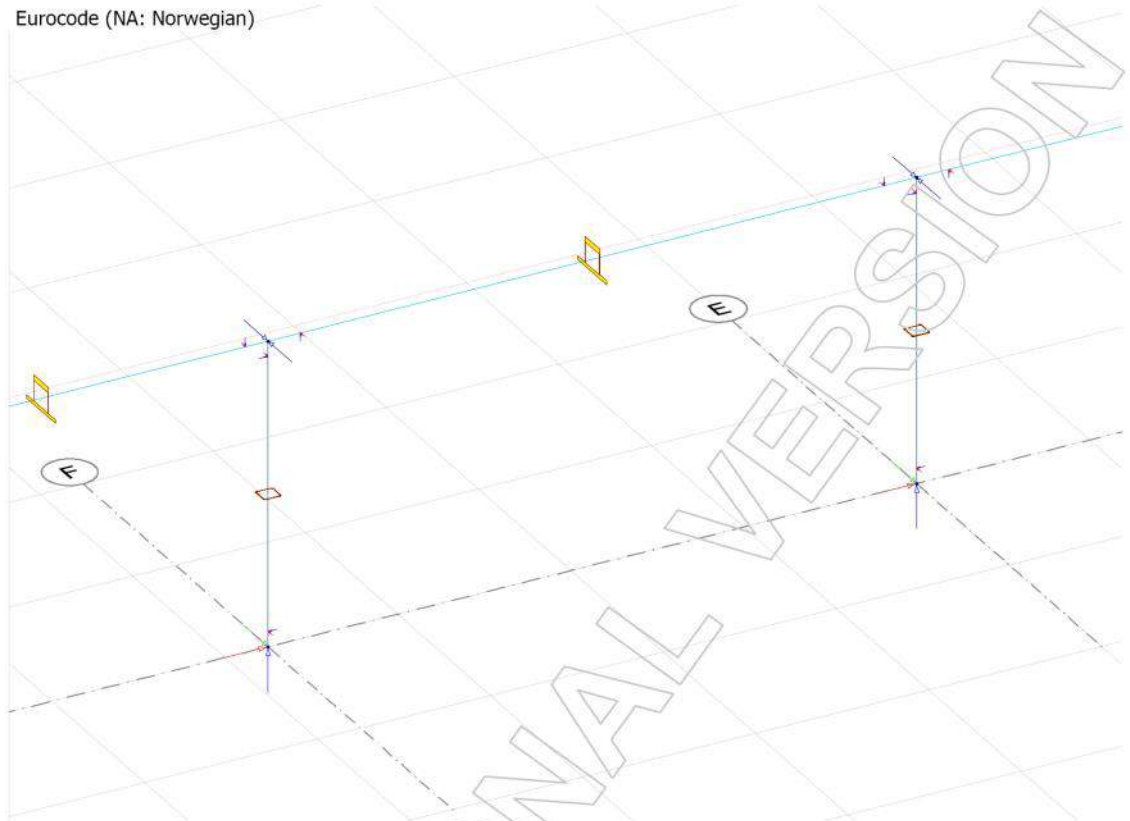
Page: 1 / 11

1 Statisk system.....	3
1.1 Geometri.....	3
2 Laster.....	4
2.1 Last tilfeller.....	4
2.1.1 Last kombinasjoner.....	4
2.1.2 Linje laster.....	4
3 Bruddgrensetilstand.....	6
3.1 Bøyemoment.....	6
3.1.1 Skjærkraft.....	7
4 Bruksgrensetilstand.....	8
4.1 Nedbøying.....	8
5 Utnyttelse.....	9

EDUCATIONAL VERSION

1 Statisk system

Eurocode (NA: Norwegian)



1.1 Geometri

Eurocode (NA: Norwegian)



2 Laster

2.1 Last tilfeller

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Hulldekke	Ordinary	Permanent
2	Nyttelast	Ordinary	Medium-term
3	Moment fra bjelkene	Ordinary	Permanent

No.	Name	Type	Duration class
4	Vindlast kortsida	Ordinary	Medium-term
5	Armert påstøp	Ordinary	Permanent

2.1.1 Last kombinasjoner

Load combinations

No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	B2: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.200	Hulldekke
			1.500	Nyttelast
			1.000	Moment fra bjelkene
			1.050	Vindlast kortsida
			1.200	Armert påstøp
2	B1: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.350	Hulldekke
			1.050	Nyttelast
			1.000	Moment fra bjelkene
			1.050	Vindlast kortsida
			1.350	Armert påstøp
3	Bruksgrensetilstand	Serviceability	1.000	Hulldekke
			1.000	Nyttelast
			1.000	Armert påstøp

2.1.2 Linje laster

Line loads

No.	q1	q2	m1	m2	Load case	Intensity	Direction
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]
1	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
2	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
3	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
4	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
5	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
6	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
7	45.023	45.023	0.000	0.000	Hulldekke	Action	Constant
8	51.750	51.750	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
9	51.750	51.750	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
10	51.750	51.750	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
11	51.750	51.750	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
12	25.875	25.875	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
13	25.875	25.875	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
14	25.875	25.875	0.000	0.000	Nyttelast	Action	Constant
15	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kortsida	Action	Constant
16	8.797	8.797	0.000	0.000	Vindlast kortsida	Action	Constant
17	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
18	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
19	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant

Designed: Vedlegg 2.13

Date: 13.05.2015

Page: 4 / 11

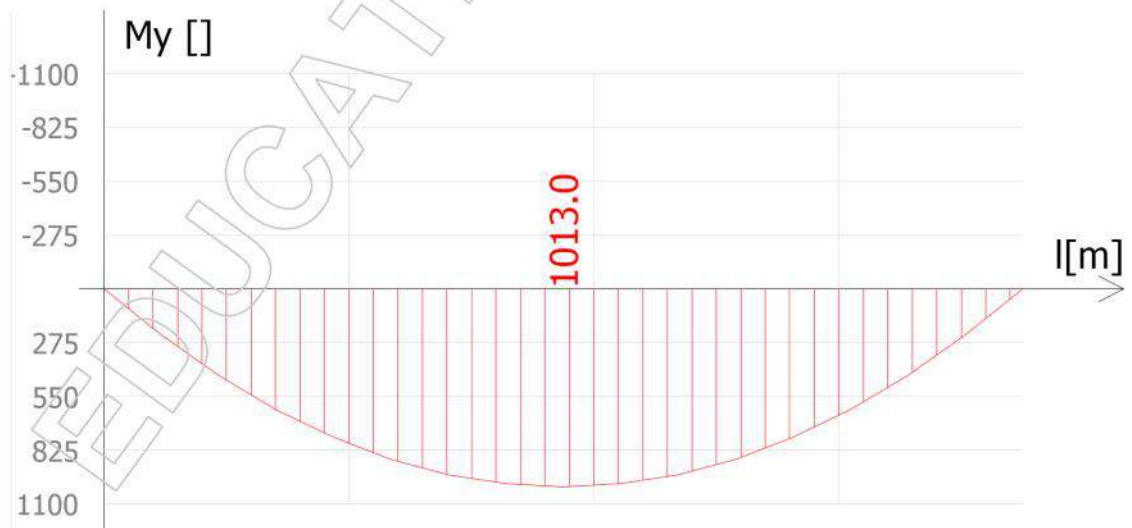
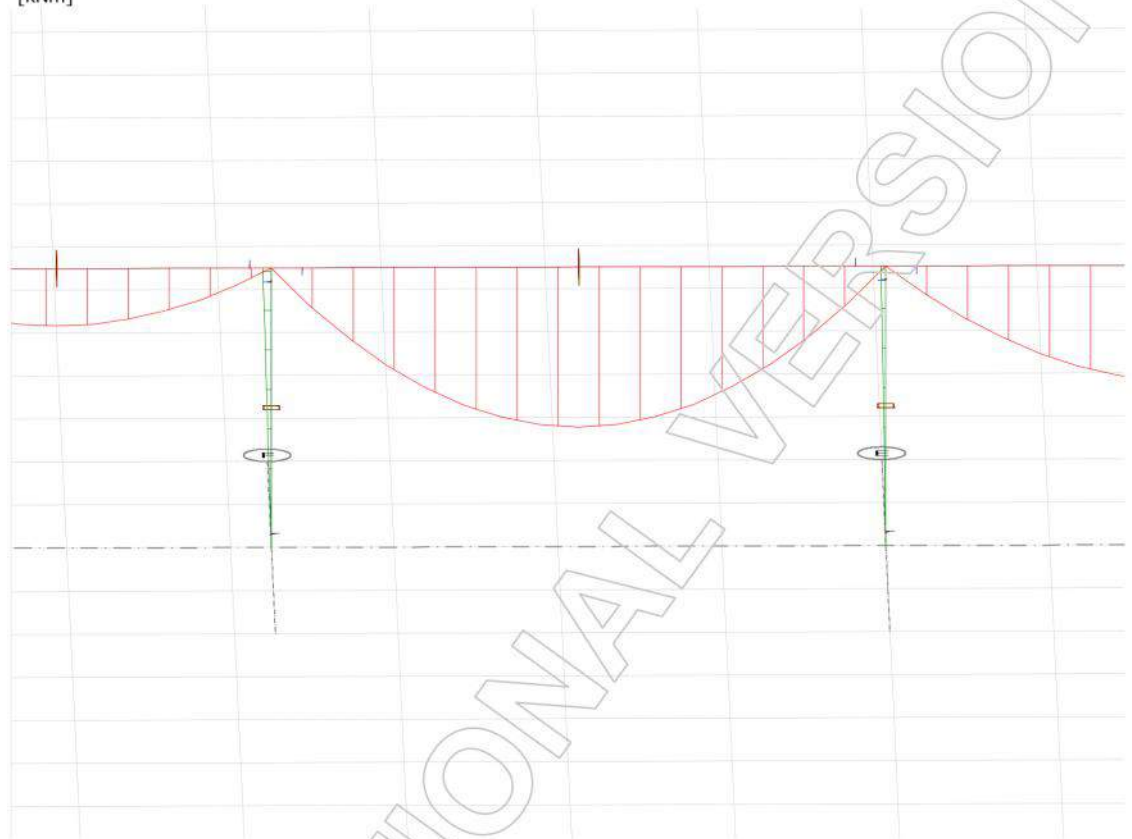
No.	q1	q2	m1	m2	Load case	Intensity	Direction
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]
20	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
21	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
22	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant
23	10.350	10.350	0.000	0.000	Armert påstøp	Action	Constant

EDUCATIONAL VERSION

3 Bruddgrensetilstand

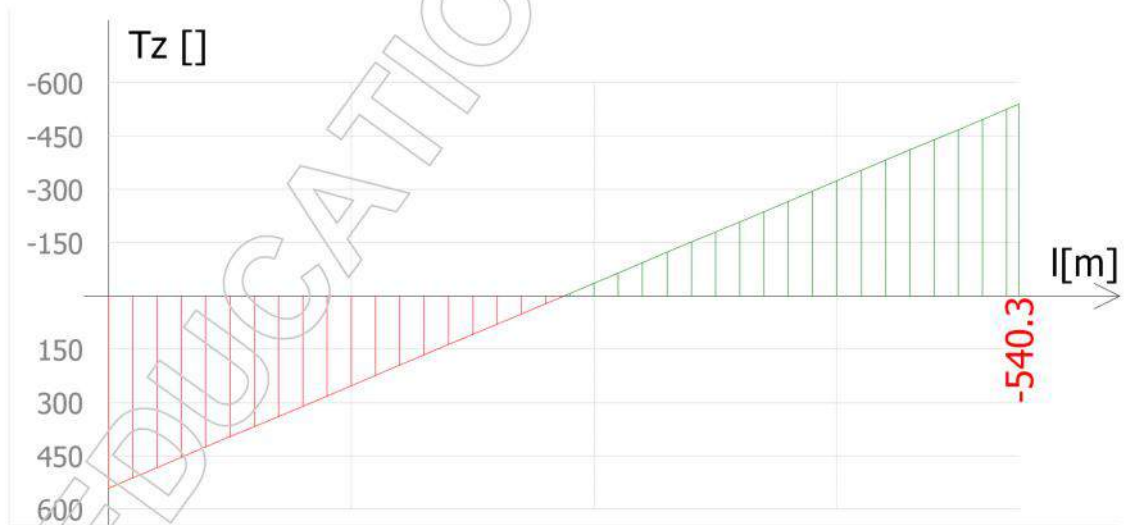
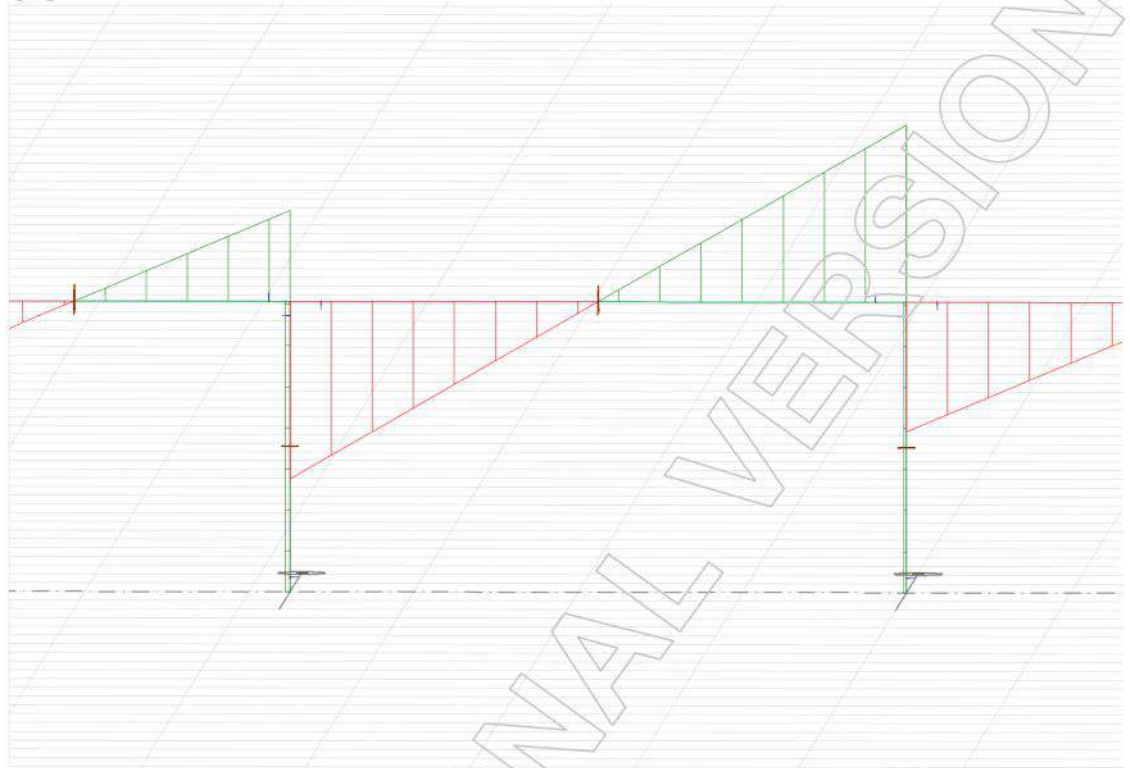
3.1 Bøyemoment

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B2: Bruddgrensetilstand - Bars, My' - Graph - [kNm]



3.1.1 Skjærkraft

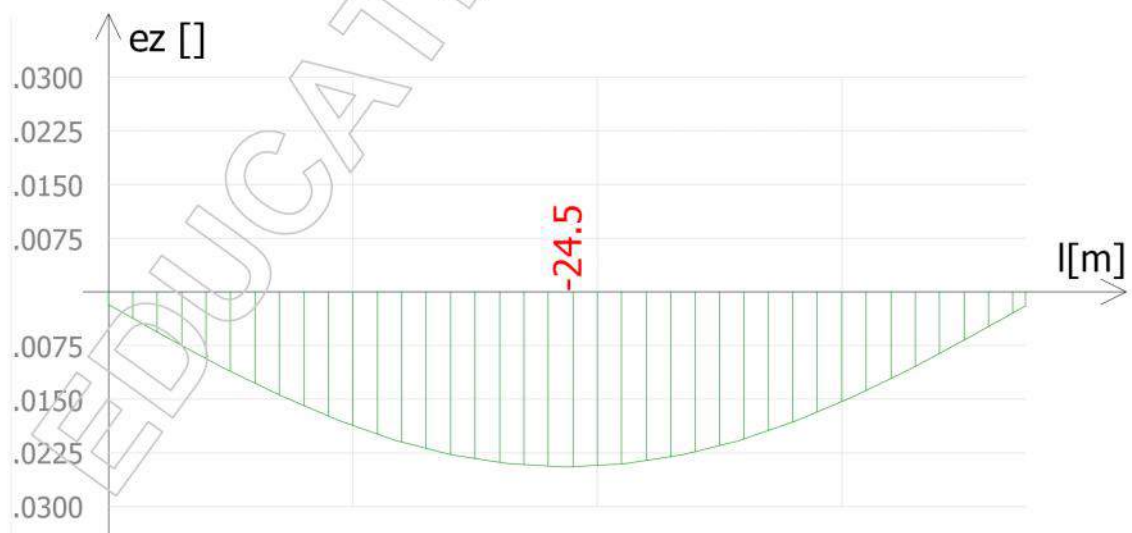
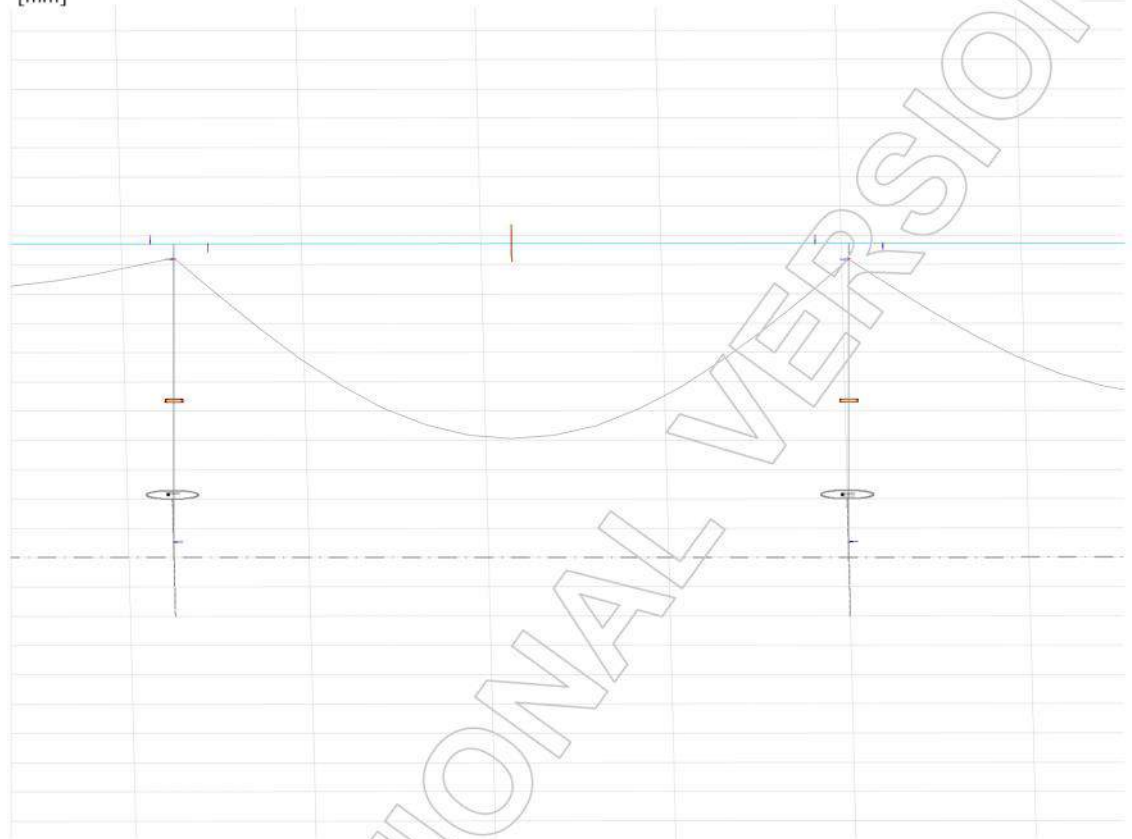
Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B2: Bruddgrensetilstand - Bars, Tz' - Graph - [kN]



4 Bruksgrensetilstand

4.1 Nedbøying

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - Bruksgrensetilstand - Displacements - Graph - [mm]

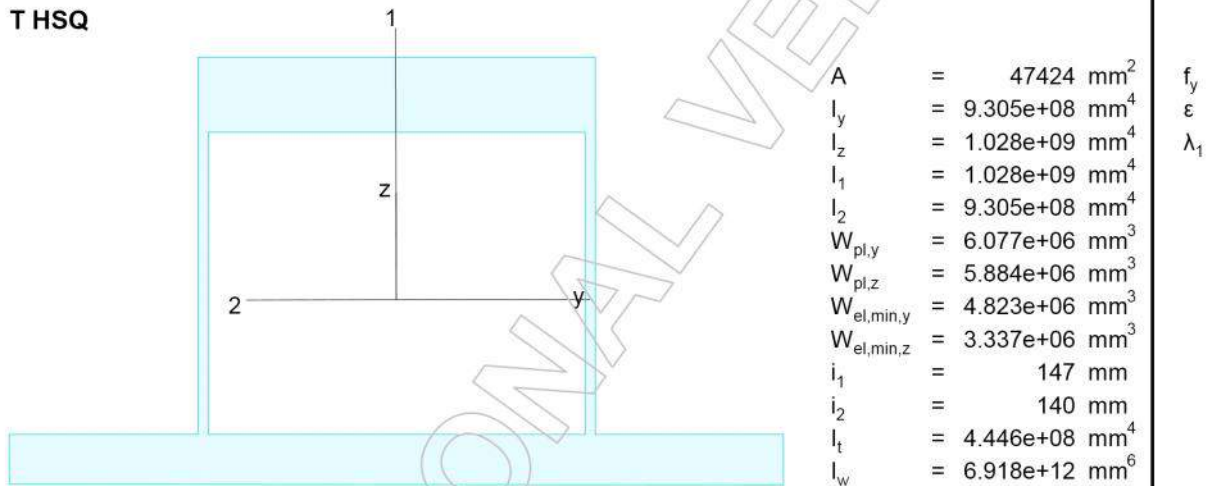


B.3.1 Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²			
G	=	80769 N/mm ²			
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

T HSQ



Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8
Not relevant

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8
Not relevant

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{279.94} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Shear stress - Part 1-1:6.2.6

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\frac{T_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3} Y_{M0})} = \frac{123.98}{195.20} = 0.64 \leq 1.0 \quad (6.19) - \text{OK}$$

Normal stress - Part 1-1:6.2.1

Not relevant

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3750$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$$T_{Ed} \leq 0.5(f_y/\sqrt{3})/Y_{M0} \rightarrow \rho_y = 0.0$$

$$T_{Ed} \leq 0.5(f_y/\sqrt{3})/Y_{M0} \rightarrow \rho_z = 0.0$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{8.43}{16033.68} + \frac{1013.01}{2054.59} + \frac{0.00}{1989.39} = 0.49 \leq 1.0 \quad (6.2) - \text{OK}$$

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

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3750$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$\chi_y = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{y,c,Rd} = W_{y,M1} \frac{f_y}{Y_{M1}} = 6076963 \cdot \frac{355}{1.05} = 2054.59 \text{ kNm}$$

$$M_{y,b,Rd} = \min(k_{fl} \chi_y M_{y,c,Rd}, M_{y,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 2054.59, 2054.59) = 2054.59 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{1013.01}{2054.59} = 0.49 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, z-z - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 4553$ mm

Class_N = 2; Class_{M_y} = 2; Class_{M_z} = 2;

$\chi_z = 1.00$ is considered for hollow section.

$$M_{z,c,Rd} = W_{z,M1} \frac{f_y}{Y_{M1}} = 5884115 \cdot \frac{355}{1.05} = 1989.39 \text{ kNm}$$

$$M_{z,b,Rd} = \min(k_{fl} \chi_z M_{z,c,Rd}, M_{z,c,Rd}) = \min(1.10 \cdot 1.00 \cdot 1989.39, 1989.39) = 1989.39 \text{ kNm} \quad (6.60)$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,b,Rd}} = \frac{0.00}{1989.39} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3750$ mm

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\alpha_{my} = 1.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 1.00$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 1.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 1.00$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 5884115 = 2088.86 \text{ kNm}$$

$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$1.00 \frac{1013.01}{2054.59} + 0.36 \frac{0.00}{\frac{2088.86}{1.05}} = 0.49 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B2: Bruddgrensetilstand, $x = 3750$ mm

Class_N = 2; Class_{My} = 2; Class_{Mz} = 2;

$$\alpha_{my} = 1.00 \quad \psi_{my} = 1.00 \quad C_{my} = 1.00$$

$$\alpha_{mz} = 0.00 \quad \psi_{mz} = 0.00 \quad C_{mz} = 0.60$$

$$\alpha_{mLT} = 1.00 \quad \psi_{mLT} = 1.00 \quad C_{mLT} = 1.00$$

$$M_{z,Rk} = f_y W_{pl,z} = 355 \cdot 5884115 = 2088.86 \text{ kNm}$$

$$k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$0.60 \frac{1013.01}{2054.59} + 0.60 \frac{0.00}{\frac{2088.86}{1.05}} = 0.30 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

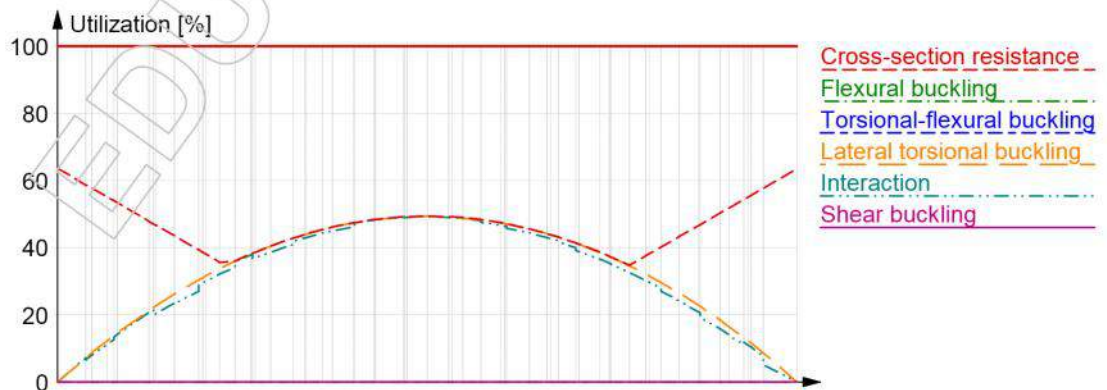
Interaction between normal force and bending, 2nd order - Part 1-1:6.3.3

Not relevant

Shear buckling - Part 1-5:5

Shear buckling check is not implemented for this section.

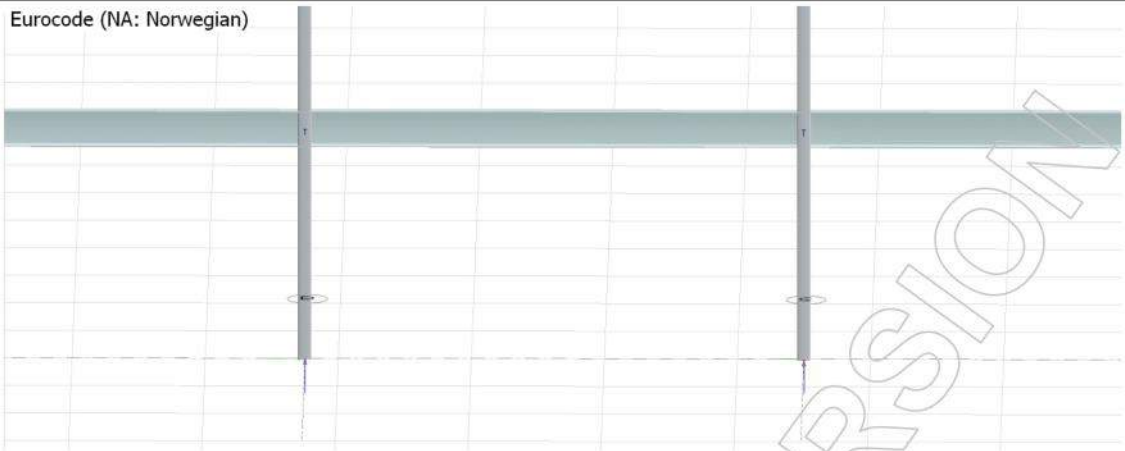
Summary



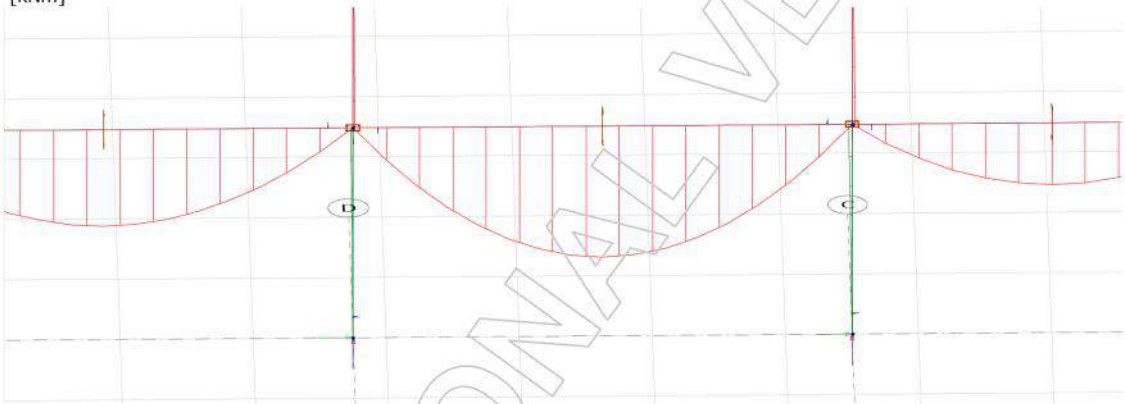
VEDLEGG 2.14

Stålbjelke -3CD

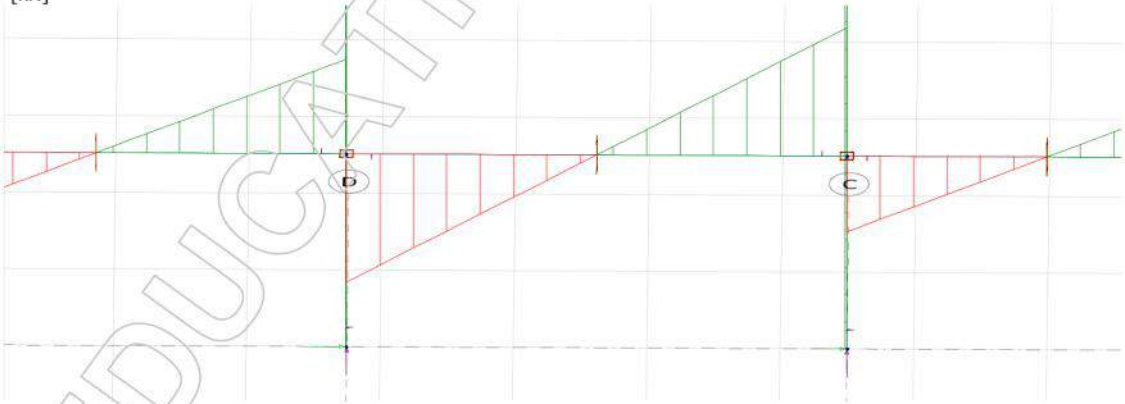
Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B1: Bruddgrensetilstand - Bars, My' - Graph - [kNm]



Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B1: Bruddgrensetilstand - Bars, Tz' - Graph - [kN]



Project:
Stålbjelke -3CD

Customer:
Eirik og Kristoffer

Description:
Vedlegg 2.14

FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.14

Date: 13.05.2015

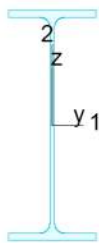
Page: 1 / 3

B.4.1 Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²			
G	=	80769 N/mm ²			
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

IPE 550



A	=	13442 mm ²	W _{el,min,y}	=	2.441e+06 mm ³	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	6.712e+08 mm ⁴	W _{el,min,z}	=	2.541e+05 mm ³	ε	=	0.81
I _z	=	2.668e+07 mm ⁴	i ₁	=	223 mm	λ ₁	=	76.40
I ₁	=	6.712e+08 mm ⁴	i ₂	=	45 mm			
I ₂	=	2.668e+07 mm ⁴	I _t	=	1.218e+06 mm ⁴			
W _{pl,y}	=	2.787e+06 mm ³	I _w	=	1.861e+12 mm ⁶			
W _{pl,z}	=	4.005e+05 mm ³						

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 7500 mm

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{1506.64} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 7500 mm

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{235.66}{1412.10} = 0.17 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{8.47} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3750 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{1.14}{4544.54} + \frac{441.87}{942.27} + \frac{0.00}{135.42} = 0.47 \leq 1.0 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{1.14}{3872.39} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{1.14}{4083.02} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{1.14}{4083.02} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3750 mm

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{441.87}{942.27} = 0.47 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3750 mm

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$\frac{1.14}{4281.53} + 0.95 \frac{441.87}{942.27} + 0.60 \frac{0.00}{\frac{142.19}{1.05}} = 0.45 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 3750 mm

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$\frac{1.14}{4544.54} + 1.00 \frac{441.87}{942.27} + 0.60 \frac{0.00}{\frac{142.19}{1.05}} = 0.47 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

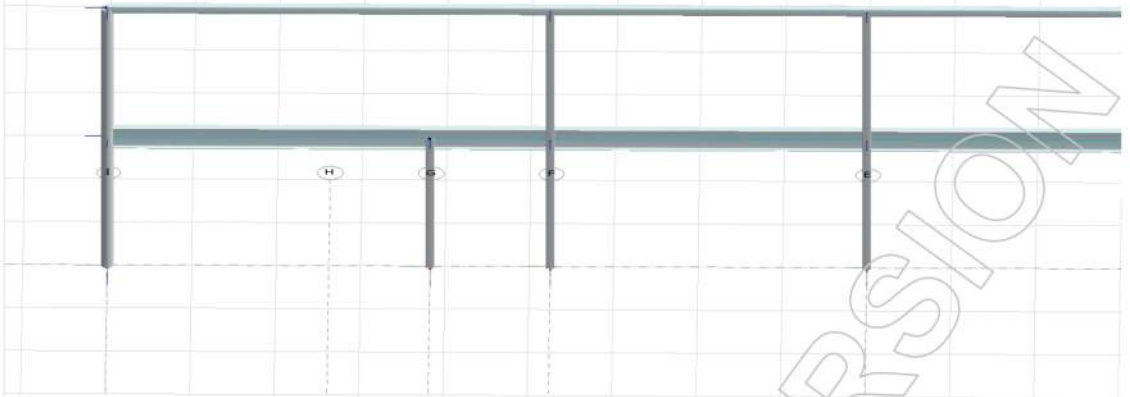
Summary



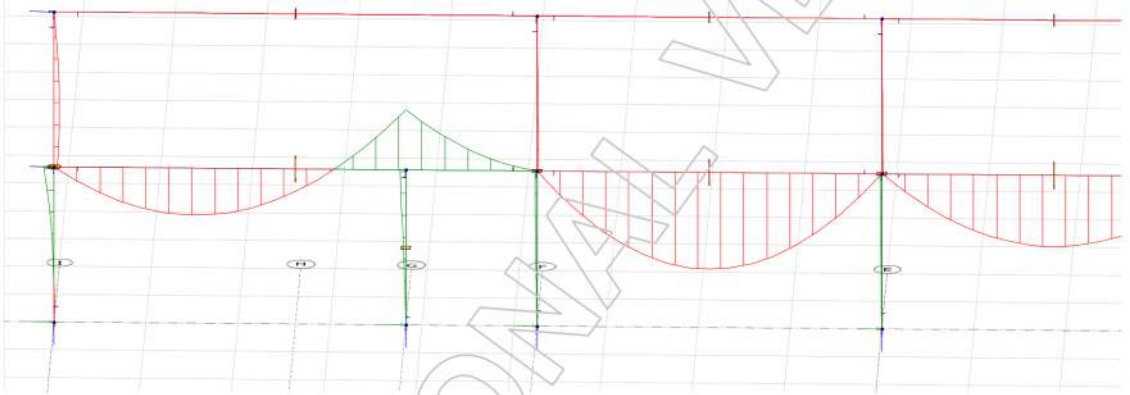
VEDLEGG 2.15

Stålbjelke -3FI

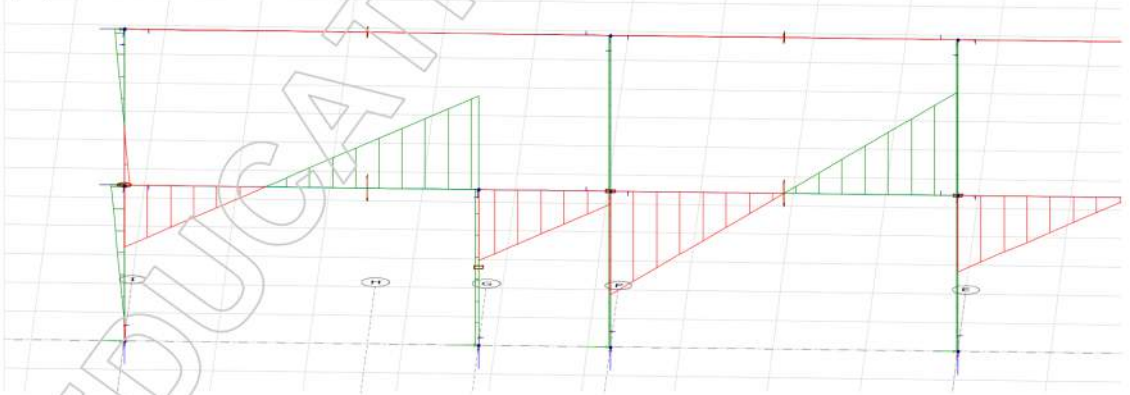
Eurocode (NA: Norwegian)



Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B1: Bruddgrensetilstand - Bars, M_y' - Graph - [kNm]



Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B1: Bruddgrensetilstand - Bars, T_z' - Graph - [kN]



Project:
Stålbjelke -3FI

Customer:
Eirik og Kristoffer

Description:
Vedlegg 2.15

FEM-Design 14 © StruSoft

Designed: Vedlegg 2.15

Date: 13.05.2015

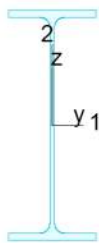
Page: 1 / 3

B.1.1 Maximum of load combinations

S 355

E	=	210000 N/mm ²			
G	=	80769 N/mm ²			
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

IPE 550



A	=	13442 mm ²	W _{el,min,y}	=	2.441e+06 mm ³	f _y	=	355 N/mm ²
I _y	=	6.712e+08 mm ⁴	W _{el,min,z}	=	2.541e+05 mm ³	ε	=	0.81
I _z	=	2.668e+07 mm ⁴	i ₁	=	223 mm	λ ₁	=	76.40
I ₁	=	6.712e+08 mm ⁴	i ₂	=	45 mm			
I ₂	=	2.668e+07 mm ⁴	I _t	=	1.218e+06 mm ⁴			
W _{pl,y}	=	2.787e+06 mm ³	I _w	=	1.861e+12 mm ⁶			
W _{pl,z}	=	4.005e+05 mm ³						

Shear resistance, y-y - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 7650 mm

$$\frac{V_{y,Ed}}{V_{y,pl,T,Rd}} = \frac{0.00}{1506.64} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Shear resistance, z-z - Part 1-1:6.2.6, 6.2.8

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 7650 mm

$$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,pl,T,Rd}} = \frac{212.65}{1412.10} = 0.15 \leq 1.0 \quad (6.25) - \text{OK}$$

Torsional resistance - Part 1-1:6.2.7

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 0 mm

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} = \frac{0.00}{8.47} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Normal capacity - Part 1-1:6.2.1

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 7650 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} = \frac{5.54}{4544.54} + \frac{273.45}{942.27} + \frac{0.00}{135.42} = 0.29 \leq 1.0 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 1-1 - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 10500 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,1}} = \frac{1.12}{4083.02} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Flexural buckling, 2-2 - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 10500 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,2}} = \frac{1.12}{4083.02} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Torsional-flexural buckling - Part 1-1:6.3.1

LC: B2: Bruddgrensetilstand, x = 10500 mm

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd,T}} = \frac{1.12}{4083.02} = 0.00 \leq 1.0 \quad (6.46) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling, y-y - Part 1-1:6.3.2.4

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 7650 mm

$$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} = \frac{273.45}{942.27} = 0.29 \leq 1.0 \quad (6.54) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 1. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 7650 mm

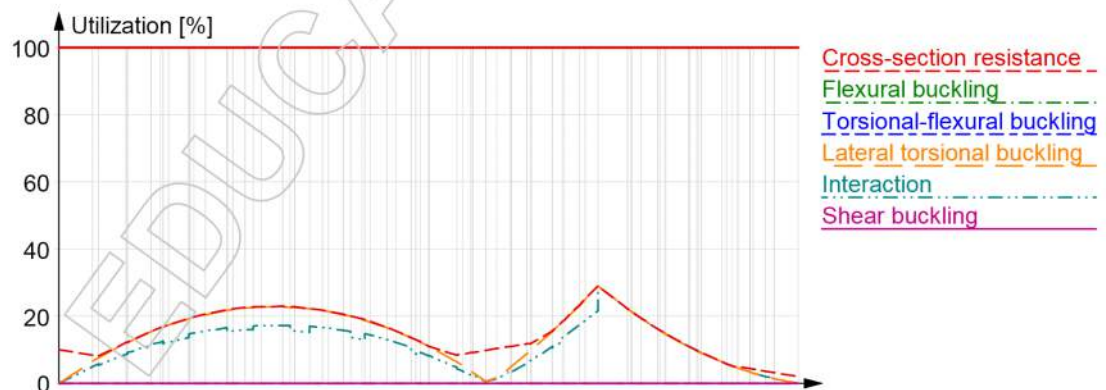
$$k_{yy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$0.69 \frac{273.45}{942.27} + 0.36 \frac{0.00}{\frac{Y_{M1}}{1.05}} = 0.20 \leq 1.0 \quad (6.61) - \text{OK}$$

Interaction between normal force and bending 2. - Part 1-1:6.3.3

LC: B1: Bruddgrensetilstand, x = 7650 mm

$$\frac{N_{Ed}^{comp}}{N_{b,Rd,2}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} =$$
$$\frac{1.12}{4544.54} + 1.00 \frac{273.45}{942.27} + 0.60 \frac{0.00}{\frac{Y_{M1}}{1.05}} = 0.29 \leq 1.0 \quad (6.62) - \text{OK}$$

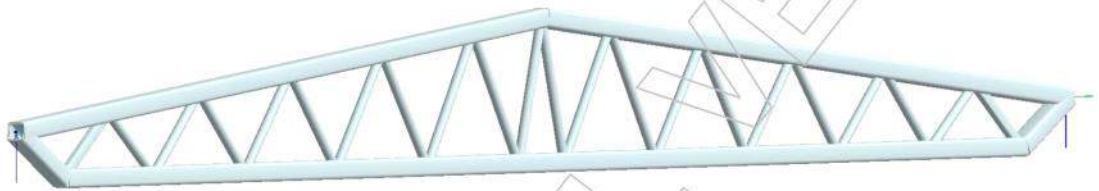
Summary



VEDLEGG 2.16

Fagverk m/teknisk rom

Eurocode (NA: Norwegian)



Project: Fagverk m/teknisk rom	Customer: Eirik og Kristoffer	
Description: Vedlegg 2.16	FEM-Design 14 © StruSoft	
Designed: Vedlegg 2.16	Date: 13.05.2015	Page: 1 / 8

Fagverk m/teknisk rom

Contents

1	Laster.....	3
1.1	Last tilfeller.....	3
1.1.1	Last kombinasjoner.....	3
2	Linjelaster.....	3
3	Opplagerkrefter.....	5
4	Diagrammer.....	6
4.1	Bøyemoment.....	6
4.2	Skjærkraft.....	6
4.3	Normalkraft.....	6
5	Bruksgrensetilstand.....	7
5.1	Nedboying.....	7
6	Utnyttelse.....	8

1 Laster

1.1 Last tilfeller

Load cases

No.	Name	Type	Duration class
1	Teknisk Rom	Ordinary	Permanent
2	Snølast	Ordinary	Medium-term
3	Egenvekt tak	Ordinary	Permanent
4	Vindlast tak	Ordinary	Medium-term

1.1.1 Last kombinasjoner

Load combinations

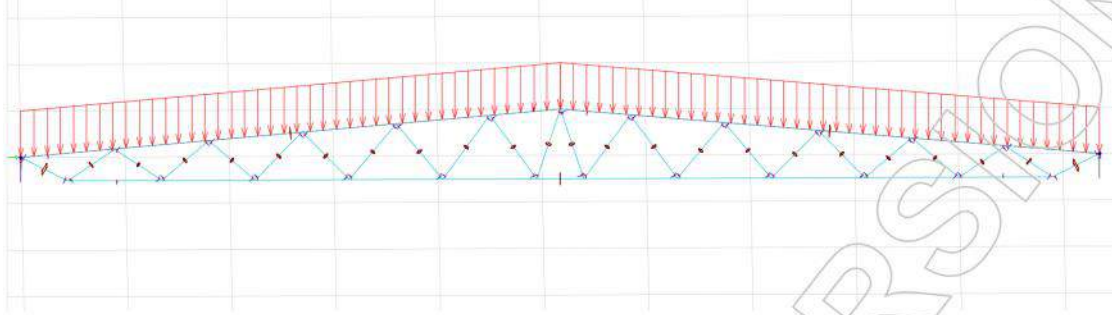
No.	Name	Type	Factor	Load cases
1	B1: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.350	Teknisk Rom
			1.050	Snølast
			1.350	Egenvekt tak
			1.050	Vindlast tak
2	B2: Bruddgrensetilstand	Ultimate	1.200	Teknisk Rom
			1.500	Snølast
			1.200	Egenvekt tak
			1.050	Vindlast tak
3	Bruksgrensetilstand	Serviceability	1.000	Teknisk Rom
			0.600	Snølast
			1.000	Egenvekt tak
			0.600	Vindlast tak

2 Linjelaster

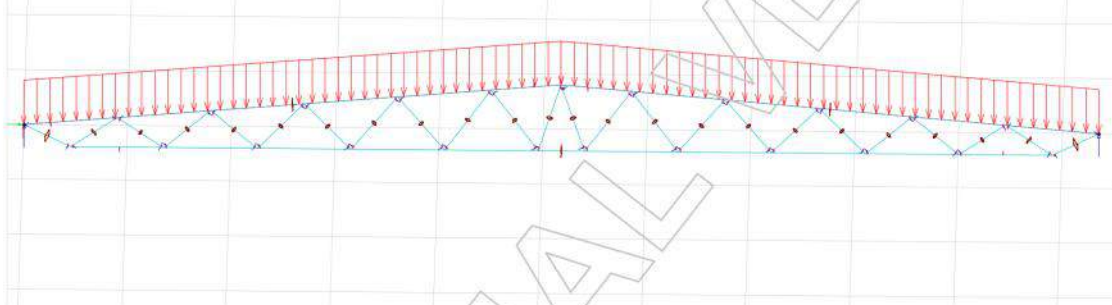
Line loads

No.	q1	q2	m1	m2	Load case	Intensity	Direction
[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[-]	[-]	[-]
1	21.600	21.600	0.000	0.000	Snølast	Perpendicular	Constant
2	21.600	21.600	0.000	0.000	Snølast	Perpendicular	Constant
3	15.000	15.000	0.000	0.000	Teknisk Rom	Action	Constant
4	15.000	15.000	0.000	0.000	Teknisk Rom	Action	Constant
5	4.500	4.500	0.000	0.000	Egenvekt tak	Action	Constant
6	4.500	4.500	0.000	0.000	Egenvekt tak	Action	Constant
7	7.650	7.650	0.000	0.000	Vindlast tak	Action	Constant
8	7.650	7.650	0.000	0.000	Vindlast tak	Action	Constant

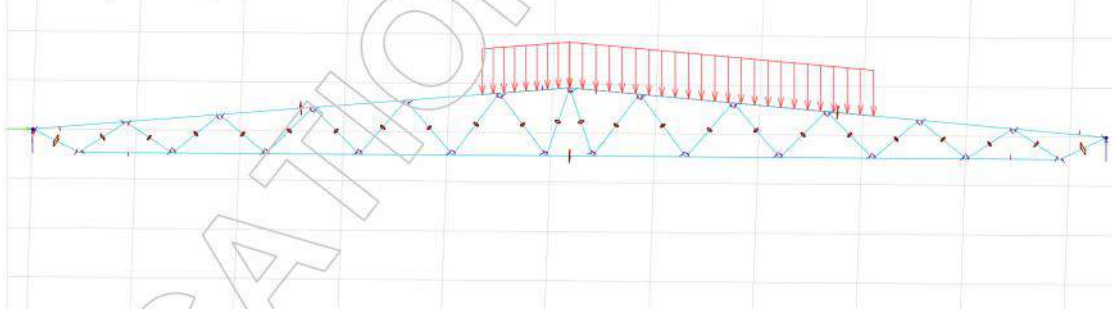
Egenvekt tak
Eurocode (NA: Norwegian)



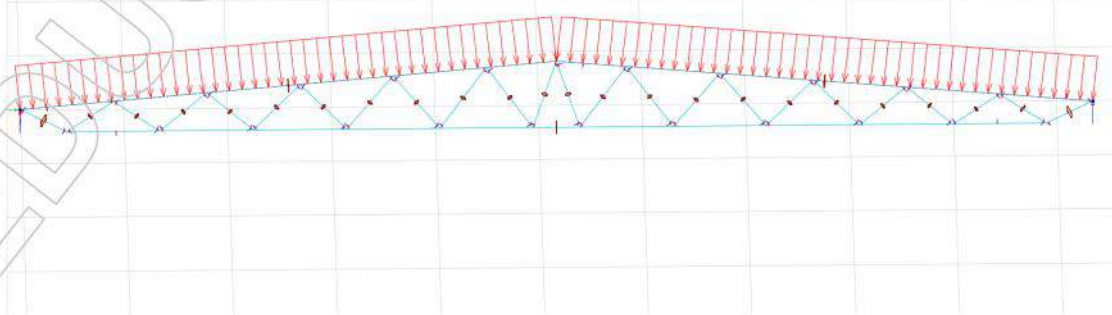
Snølast
Eurocode (NA: Norwegian)



Teknisk rom
Eurocode (NA: Norwegian)



Vindlast
Eurocode (NA: Norwegian)



3 Opplagerkrefter

Point support, reactions, Load comb.: B2: Bruddgrensetilstand

No.	Node	F	M
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
S.2	72	-556.662	0.000

Point support group, reactions, Load comb.: B2: Bruddgrensetilstand

No.	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]
S.1	1	-0.000	0.000	-529.085	0.000	0.000	0.000	529.085	0.000

Point support, reactions, Load comb.: B1: Bruddgrensetilstand

No.	Node	F	M
[-]	[-]	[kN]	[kNm]
S.2	72	-473.334	0.000

Point support group, reactions, Load comb.: B1: Bruddgrensetilstand

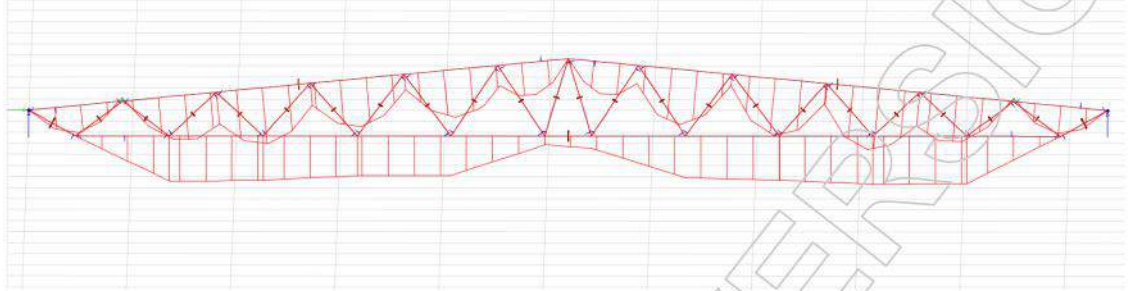
No.	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr
[-]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kNm]
S.1	1	-0.000	0.000	-442.309	0.000	0.000	0.000	442.309	0.000

4 Diagrammer

4.1 Bøyemoment

Bøyemoment

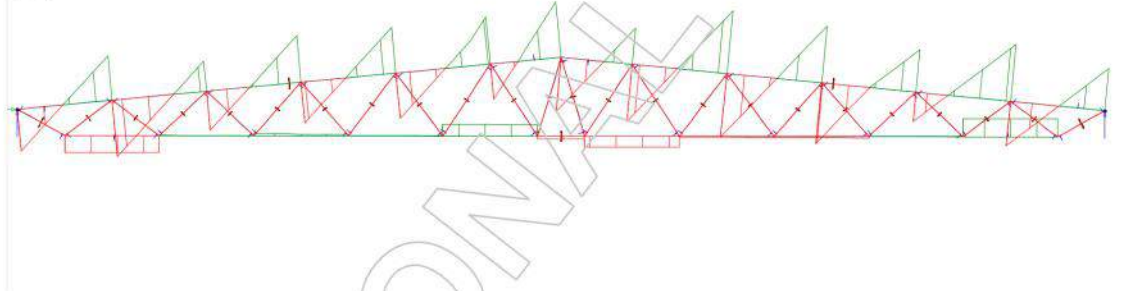
Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B2: Bruddgrensetilstand - Bars, M_y - Graph - [kNm]



4.2 Skjærkraft

Skjærkraft

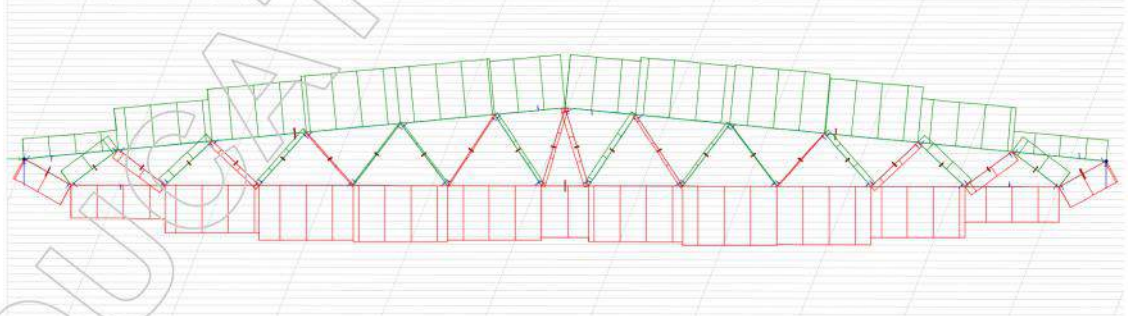
Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B2: Bruddgrensetilstand - Bars, T_z - Graph - [kN]



4.3 Normalkraft

Normalkraft

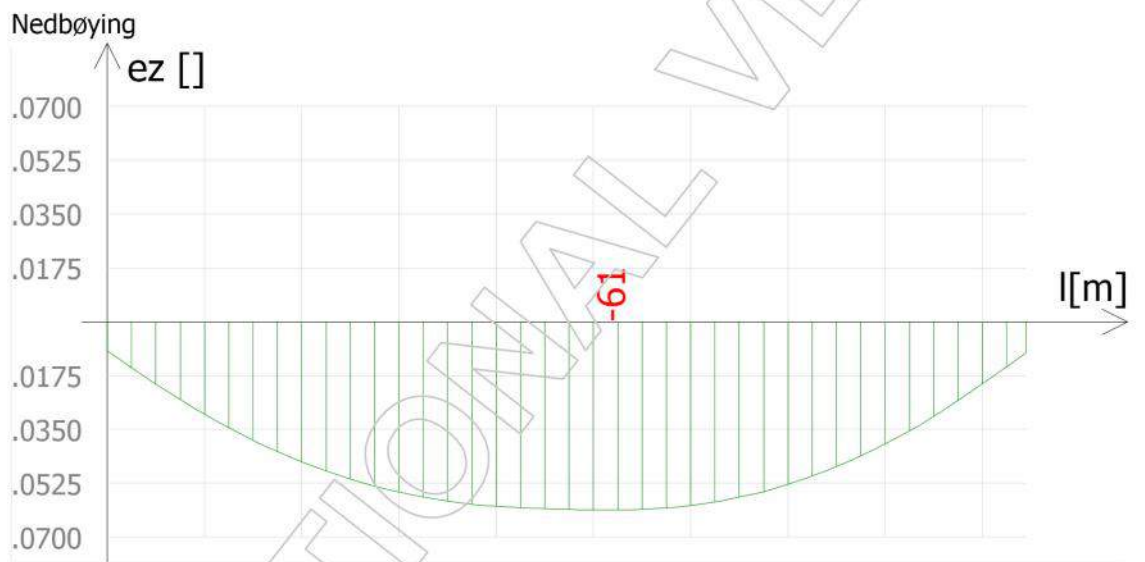
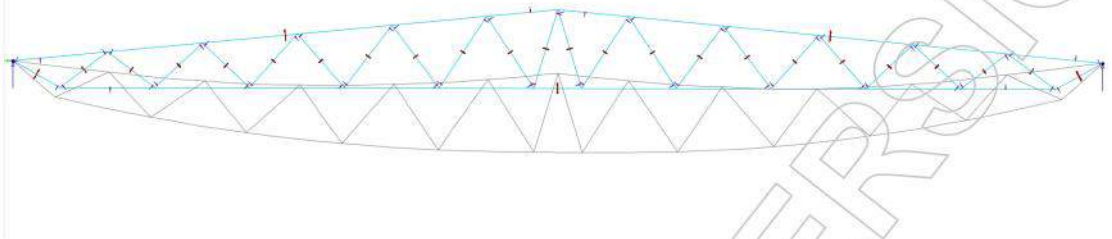
Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - B2: Bruddgrensetilstand - Bars, N - Graph - [kN]



5 Bruksgrensetilstand

5.1 Nedbøying

Eurocode (NA: Norwegian) code: 1st order theory - Load combinations - Bruksgrensetilstand - Displacements - Graph - [mm]



6 Utnyttelse

Max. of load combinations, Bar, Utilization

Member	Section	Status	Maximum	Combination	RCS	FB	TFB	LTB	SB	IA
[-]	[-]	[-]	[%]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
B.1.1	KKR 200x200x12.5	Real	91	B2: Bruddgrensetilstand	88	75	73	18	-	91
B.2.1	KKR 200x200x12.5	Real	94	B2: Bruddgrensetilstand	91	76	74	19	-	94
B.3.1	KKR 200x200x12.5	Real	91	B2: Bruddgrensetilstand	91	-	-	15	-	15
B.4.1	KKR 200x200x12.5	Real	31	B2: Bruddgrensetilstand	31	-	-	0	-	-
B.5.1	KKR 200x200x12.5	Real	29	B2: Bruddgrensetilstand	29	-	-	0	-	-
B.6.1	KKR 120x80x8	Real	85	B2: Bruddgrensetilstand	73	85	73	0	-	-
B.7.1	KKR 120x80x8	Real	90	B2: Bruddgrensetilstand	77	90	77	0	-	-
B.8.1	KCKR 101.6-5	Real	78	B2: Bruddgrensetilstand	78	-	-	-	-	-
B.9.1	KCKR 101.6-5	Real	85	B2: Bruddgrensetilstand	73	85	73	-	-	-
B.10.1	KCKR 101.6-5	Real	42	B2: Bruddgrensetilstand	42	-	-	-	-	-
B.11.1	KCKR 101.6-5	Real	6	B2: Bruddgrensetilstand	5	6	5	-	-	-
B.12.1	KCKR 101.6-5	Real	29	B2: Bruddgrensetilstand	23	29	23	-	-	-
B.13.1	KCKR 101.6-5	Real	20	B2: Bruddgrensetilstand	20	-	-	-	-	-
B.14.1	KCKR 101.6-5	Real	48	B2: Bruddgrensetilstand	37	48	37	-	-	-
B.15.1	KCKR 101.6-5	Real	34	B2: Bruddgrensetilstand	34	-	-	-	-	-
B.16.1	KCKR 101.6-5	Real	25	B2: Bruddgrensetilstand	25	-	-	-	-	-
B.17.1	KCKR 101.6-5	Real	33	B2: Bruddgrensetilstand	25	33	25	-	-	-
B.18.1	KCKR 101.6-5	Real	9	B2: Bruddgrensetilstand	9	-	-	-	-	-
B.19.1	KCKR 101.6-5	Real	15	B2: Bruddgrensetilstand	12	15	12	-	-	-
B.20.1	KCKR 101.6-5	Real	11	B1: Bruddgrensetilstand	9	11	9	-	-	-
B.21.1	KCKR 101.6-5	Real	10	B1: Bruddgrensetilstand	10	-	-	-	-	-
B.22.1	KCKR 101.6-5	Real	43	B2: Bruddgrensetilstand	35	43	35	-	-	-
B.23.1	KCKR 101.6-5	Real	38	B2: Bruddgrensetilstand	38	-	-	-	-	-
B.24.1	KCKR 101.6-5	Real	79	B2: Bruddgrensetilstand	68	79	68	-	-	-
B.25.1	KCKR 101.6-5	Real	73	B2: Bruddgrensetilstand	73	-	-	-	-	-
B.26.1	KCKR 101.6-5	Real	46	B2: Bruddgrensetilstand	38	46	38	-	-	-
B.27.1	KCKR 101.6-5	Real	6	B2: Bruddgrensetilstand	6	-	-	-	-	-

Designed: Vedlegg 2.16

Date: 13.05.2015

Page: 8 / 8

VEDLEGG 2.17

Fundament betongsøyler akse I

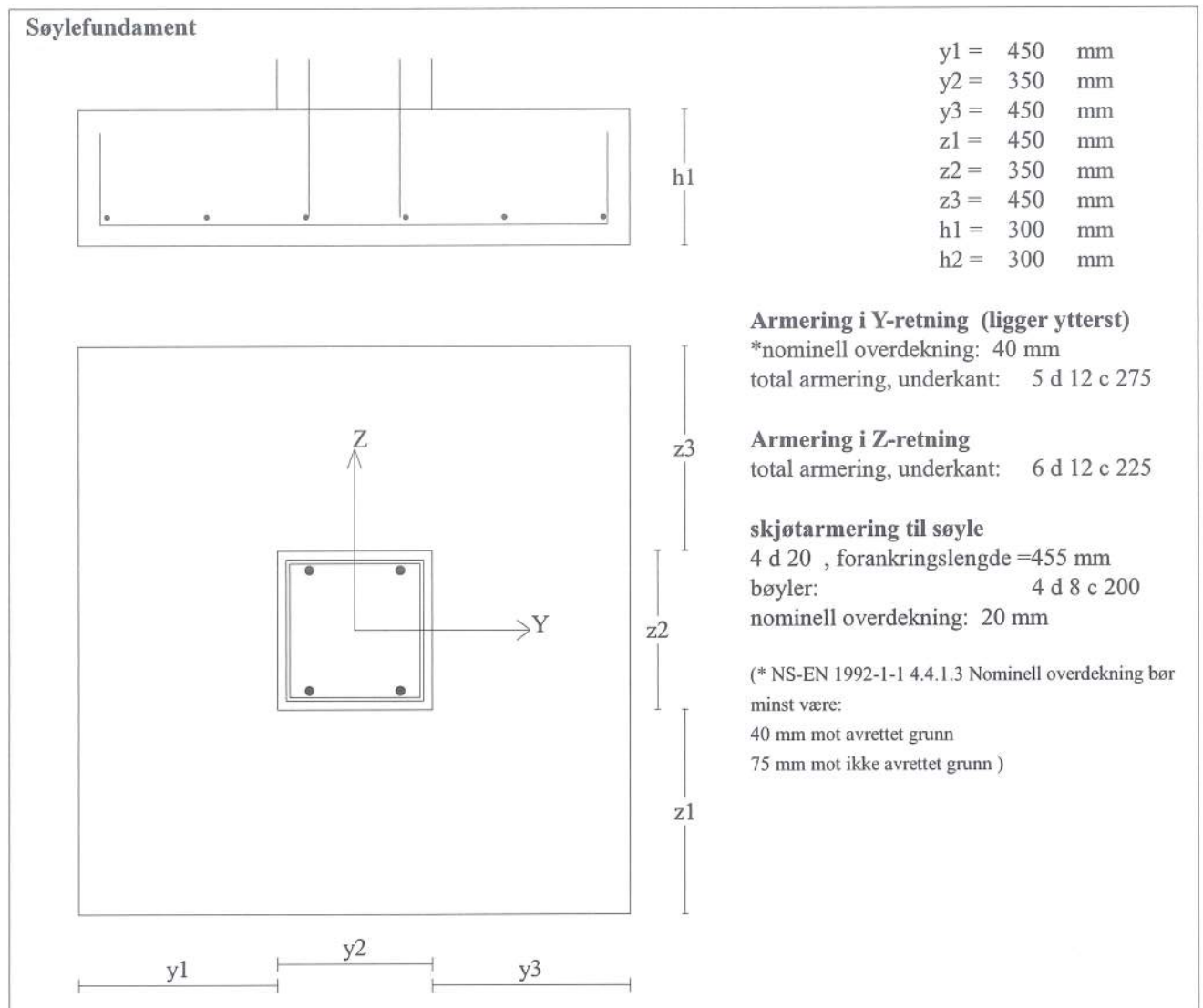
Fundament betongsøyler akse I

Tittel Fundament betongsøyler akse I		Side 1
Prosjekt Vedlegg 2.17	Ordre	Sign Dato 15-05-2015

Data er lagret på fil: C:\Users\KRDA\Desktop\Fundament betongsøyler akse I.bts

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.2.9 Laget av sivilingeniør Ove Sletten

Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

**Materialdata og jord-data**

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	700	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	500	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (35 + 10) = 45 mm		
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC2			

Lite korrosjonsømfintlig armering

Levetid 100 år

Relativ fuktighet 40%

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.

3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Tittel Fundament betongsøyler akse I			Side 2
Prosjekt Vedlegg 2.17	Ordre	Sign	Dato 15-05-2015

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori C - Forsamlingslokale Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	
Variabel last (P)	0,60	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	y-retning: Mvelt/Mstabil =0,00 Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9 Vekt av overliggende jord er ikke medregnet
Mg_z	0,0 kNm	Mp_z	0,0 kNm		
Vg_y	0,0 kN	Vp_y	0,0 kN		
Vg_z	0,0 kN	Vp_z	0,0 kN		
Ng	-140,7 kN	Np	-337,5 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 = -54,7 kNm	Mz/Md_z = 0,91	Ugunstigste lasttilfelle: 1	
Z-retning: My = -54,7 kNm	My/Md_y = 0,81	Bæreevne	513 kN/m ²
Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant		Overført grunntrykk	449 kN/m ²
Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering Vrd,c=0,87 N/mm ²		Risskontroll	
Største skjærspenning Ved=0,55 N/mm ²		Y-retning: w/wd =0,59	
Det trengs ikke skjærarmering.		Z-retning: w/wd =0,78	

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

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

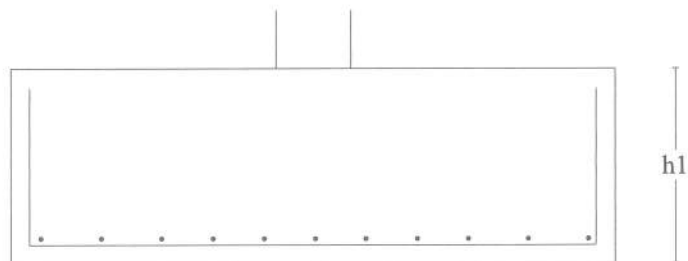
VEDLEGG 2.18

Fundament stålsøyler akse 0/-3

Tittel Fundament stålsøyler akse 0/-3		Side 1
Prosjekt Vedlegg 2.18	Ordre	Sign Dato 13-05-2015

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.2.9 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 =	200	mm
y3 =	700	mm
z1 =	700	mm
z2 =	200	mm
z3 =	700	mm
h1 =	500	mm
h2 =	500	mm

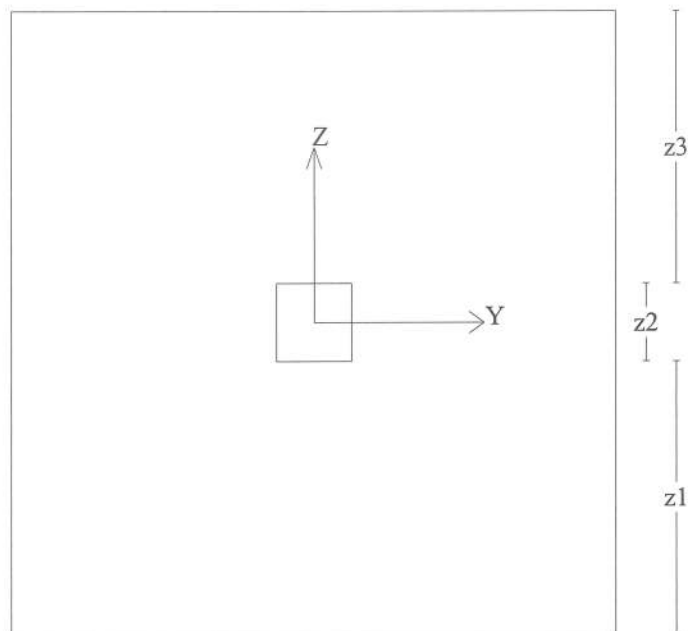
Armering i Y-retning (ligger ytterst)

*nominell overdekning: 40 mm

total armering, underkant: 11 d 12

i midtsone: 7 d 12 c 135

på hver kantsone: 2 d 12 c 150

**Armering i Z-retning**

total armering, underkant: 11 d 12

i midtsone: 7 d 12 c 135

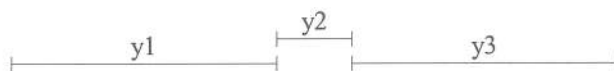
på hver kantsone: 2 d 12 c 160

(* 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)



Tittel Fundament stålsøyler akse 0/-3			Side 2
Prosjekt Vedlegg 2.18	Ordre	Sign	Dato 13-05-2015

Materialdata og jord-data				
Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	700	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)			
Densitet kg/m ³	2400	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Sement i fasthetsklasse	N	Netto bæreevne	500	kN/m ²
Armering flytegrense	500	Minimum overdekning:		
Skjærarmering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (35 + 10) = 45 mm		
Eksponeeringsklasse	XC2			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 100 år				
Relativ fuktighet	40%			
NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt				
(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.				
3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)				

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor: Kategori C - Forsamlingslokale Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	
Variabel last (P)	0,60	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		
Mg_z	0,0 kNm	Mp_z	0,0 kNm		
Vg_y	0,0 kN	Vp_y	0,0 kN		
Vg_z	0,0 kN	Vp_z	0,0 kN		
Ng	-376,5 kN	Np	-469,6 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 =	-177,0 kNm	Mz/Md_z =	0,75
Z-retning: My =	-177,0 kNm	My/Md_y =	0,77
Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant			
Skjærkraftkapasitet uten skjærarmering Vrd,c=0,73 N/mm ²			
Største skjærspenning Ved=0,44 N/mm ²			
Det trengs ikke skjærarmering.			
		Risskontroll	
		Y-retning: w/wd =0,70	
		Z-retning: w/wd =0,92	

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

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

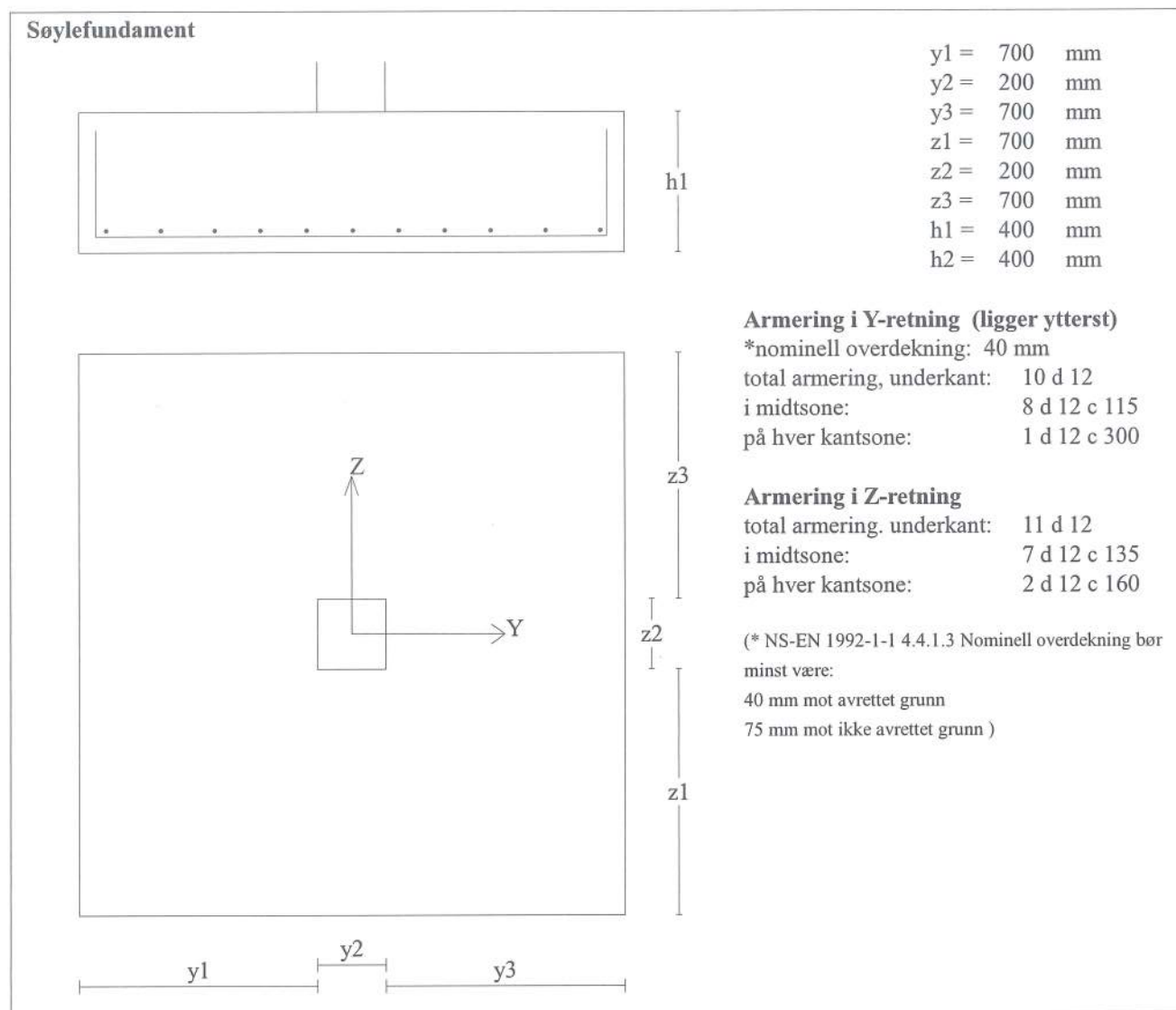
VEDLEGG 2.19

Fundament stålsøyler akse -2

Fundament stålsøyler akse -2

Tittel Fundament stålsøyler akse -2			Side 1
Prosjekt Vedlegg 2.19	Ordre	Sign	Dato 13-05-2015

Dataprogram: BTSNITT versjon 6.2.9 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

**Materialdata og jord-data**

Korreksjonsfakt. for Emodul pga tilslag	1,00	Fundamentnivå under marknivå	700	mm
Materialfaktor betong	1,50	Grunnvannsnivå over uk fundament	0	mm
Materialfaktor stål	1,15	Egenvekt av jord	19,0	kN/m ³
Betongkvalitet	B35 (C 35/45)	Uten hensyn til fundamentdybde:		
Densitet kg/m ³	2400	Netto bæreevne	500	kN/m ²
Sement i fasthetsklasse	N	Minimum overdekning:		
Armering flytegrense	500	(min.krav + toleranse) = (35 + 10) = 45 mm		
Skjærarmering flytegrense	500			
Eksponeringsklasse	XC2			
Lite korrosjonsømfintlig armering				
Levetid 100 år				
Relativ fuktighet	40%			

NA.6.2.2(1)Følgende krav til tilslag er oppfylt

(1.Største tilslag etter NS-EN 12620 D>=16mm. 2.Det grove tilslaget>=50% av total tilslagsmengde.

3.Grovt tilslag skal ikke være av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet)

Tittel Fundament stålsøyler akse -2			Side 2
Prosjekt Vedlegg 2.19	Ordre	Sign	Dato 13-05-2015

Pålitelighetsklasse: 2					
Lastfaktorer	Bruksgrense	Grunnbrudd	Bruddgrense B1	Bruddgrense B2	PSI-Faktor:
Permanent last (G)	1,00	1,20	1,35	1,20	Kategori C - Forsamlingslokale
Variabel last (P)	0,60	1,50	1,05	1,50	Krav maks.nedbøyning: Alminnelige bruks-/estetiske krav

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	y-retning: Mvelt/Mstabil =0,00 Vekt av fundament: lastfaktor = 0.9 Vekt av overliggende jord er ikke medregnet
Mg_z	0,0 kNm	Mp_z	0,0 kNm		
Vg_y	0,0 kN	Vp_y	0,0 kN		
Vg_z	0,0 kN	Vp_z	0,0 kN		
Ng	-415,3 kN	Np	-291,1 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 = -143,2 kNm	Mz/Md_z = 0,86			Ugunstigste lasttilfelle: 1	
Z-retning: My = -143,2 kNm	My/Md_y = 0,82			Bæreevne	513 kN/m ²
Kontroll av gjennomlokking i avstand d fra søylekant				Overført grunntrykk	383 kN/m ²
Skjærkraftkapasitet uten skjæramering Vrd,c=0,87 N/mm ²				Risskontroll	
Største skjærspenning Ved=0,67 N/mm ²				Y-retning: w/wd =0,93	
Det trengs ikke skjæramering.				Z-retning: w/wd =0,92	

Kontrollsnitt er lagt ved kant av søyle.

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

VEDLEGG 2.20

Betongkonsoll

Betongkonsoll

Tittel Betongkonsoll		Side 1
Prosjekt Vedlegg 2.2 2.20	Ordre	Sign Dato 15-05-2015

Data er lagret på fil: C:\Users\KRDA\Desktop\Betongkonsoll.bts
 Dataprogram: BTSNITT versjon 6.2.9 Laget av sivilingeniør Ove Sletten
 Beregningene er basert på NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990:2002 + NA:2008

T	350	mm
L (konsollengde)	200	mm
a (lastplassering)	100	mm
h1 (konsollhøyde)	200	mm
h (konsollhøyde)	400	mm
u (senter strekkarmering)	20	mm
b (konsollbredde)	200	mm
e (eksentr. i bredderetning)	0	mm

Belastning i bruddgrensetilstand

N (Vertikallast)	378,2	kN
H (Horisontallast)	78,6	kN
p/q (nyttelast/totallast)	0,53	

Betongkvalitet B35 (C 35/45)

Materialfaktor: betong 1,50

Eksponeringsklasser XC2

Lite korrosjonsømfintlig armering

Dimensjonerende levetid	100	
Dim. stålspenning	400	N/mm ²

Beregnet armering:

As : 669 mm ²	3 d20
Asb: 236 mm ²	2 bøyer d12
As': 63 mm ²	2 d12

Asb: horisontal bøylearmering skal plasseres i øverste halvdel av konsollen

Armeringsutførelse:
 Hovedstrekkarmering, As, må forankres korrekt.
 Se Betongelementboken, Bind C, 7.4.2

VEDLEGG 2.21

Manuell dimensjonering
betongdrager

BETONGDRAGER AKSE -2EF

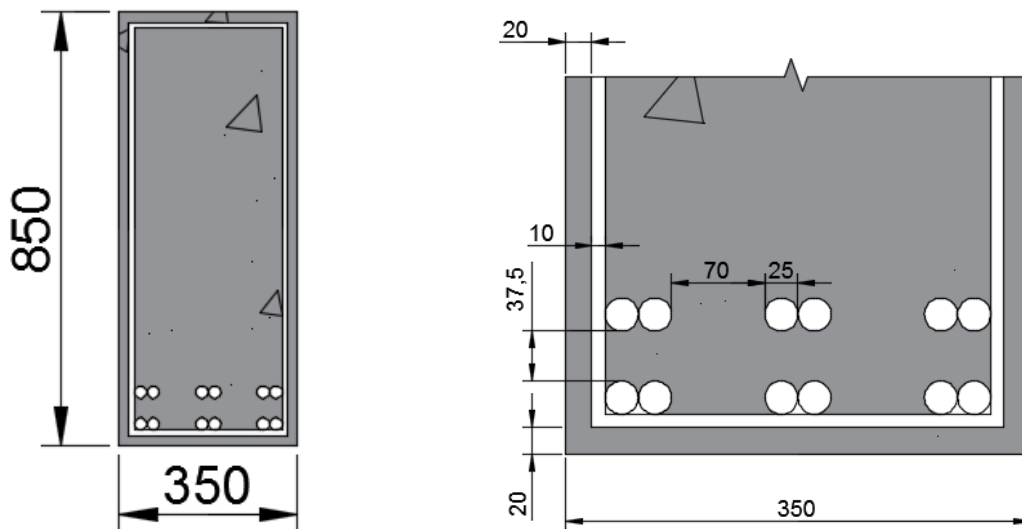
Materialelegenskaper

Betongkvalitet:	B35
Overdekning(C_{nom}):	20 mm *
Armeringskvalitet:	B500C
Lengdearmering:	$\phi 25$
Skjærarmering:	$\phi 10$

* - NS-EN 1992-1-1:2004 + NA:2008 Tabell 4.1 krever $C_{nom} = 10$ mm for konstruksjoner i miljø X_{C0} . Siden vi skal ta hensyn til brannkrav, benytter vi en overdekning på 20 mm.

Dimensjonerende lastvirkninger

Dimensjoneringen resulterer i følgende tverrsnitt:



Lengde drager: $L = 7,5$ m

Egenvekt drager: $(g_{egen}) = 25 \frac{kN}{m^3} \cdot 0,35$ m \cdot 0,85 m $\approx 7,437 \frac{kN}{m}$

Last fra hulldekker: $(g) = 4,35 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35$ m $\approx 45,02 \frac{kN}{m}$

Nyttelast: $(p) = 5,00 \frac{kN}{m^2} \cdot 10,35 \approx 51,75 \frac{kN}{m}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden:

$$q_{Ed,1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,35 \cdot \left(7,437 + 45,02 \frac{kN}{m} \right) + 1,05 \cdot 51,75 \frac{kN}{m} = 125,15 \frac{kN}{m}$$

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \cdot \left(7,437 + 45,02 \frac{kN}{m} \right) + 1,50 \cdot 51,75 \frac{kN}{m} = 140,57 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed} l}{2} = \frac{140,57 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 527,13 kN$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed} l^2}{8} = \frac{140,57 \frac{kN}{m} \cdot 7,5^2 m}{8} = 988,38 kNm$$

Lengdearmering

Effektiv høyde av tverrsnitt:

$$d = 850 mm - 20 mm - 10 mm - 25 mm - \frac{37,5 mm}{2} = 776,25 mm$$

Trykksonens momentkapasitet:

$$M_{Rd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \geq M_{Ed}$$

$$M_{Rd} = 0,275 \cdot 0,85 \cdot \frac{35 \frac{N}{mm^2}}{1,5} \cdot 350 mm \cdot 776,25^2 mm = 1150,26 kNm$$

Indre momentarm:

$$Z = \left(1 - c \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right) \cdot d \rightarrow c = 0,17$$

$$Z = \left(1 - 0,17 \cdot \frac{988,38 kNm}{1150,26 kNm} \right) \cdot 776,25 mm = 662,85 mm$$

Vi har bare delvis utnyttet trykksone, og nødvendig armering finnes av følgende ligning:

$$A_{S,n} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot Z} = \frac{988,38 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{\frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1,15} \cdot 662,85 \text{ mm}} = 3429,54 \text{ mm}^2$$

Antall armeringsjern:

$$n \geq \frac{A_{S,n}}{A_{\emptyset 25}} \rightarrow n \geq \frac{3429,54 \text{ mm}^2}{\pi \cdot 12,5^2} = 6,98 \approx 7 \text{ stk}$$

På grunn av rissvidde, velger vi 12 \emptyset 25 slik at spenningen ikke blir for stor i armeringen.

$$12\emptyset 25 \rightarrow A_S = 5890,48 \text{ mm}^2 > A_{S,n} = 3429,54 \text{ mm}^2$$

Kontroll av minimum og maksimum armering:

Minimum strekk lengdearmering (EC2 § 9.2.1.1.1)

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 35^{\frac{2}{3}} = 3,2$$

$$A_{S,min} \geq 0,26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,26 \cdot 350 \text{ mm} \cdot 776,25 \text{ mm} \cdot \frac{3,2}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 452,08 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

Maksimum strekk og trykkarmering (EC2 § 9.2.1.1.3)

$$A_{S,maks} \leq 0,04 \cdot A_C = 0,04 \cdot (350 \text{ mm} \cdot 850 \text{ mm}) = 11900 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{OK}$$

Fri avstand mellom armeringsstenger av hensyn til utstøping (EC2, NA 8.2 (2)):

$$a_h \geq \max(2\emptyset : d_g + 5 \text{ mm} : 20 \text{ mm})$$

$$a_h \geq 2\emptyset \rightarrow 2 \cdot 25 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Fri avstand mellom ulike lag:

$$a_v \geq (1,5\emptyset : d_g + 5 \text{ mm} : 20 \text{ mm})$$

$$a_v \geq 1,5\emptyset \rightarrow 1,5 \cdot 25 \text{ mm} = 37,5 \text{ mm}$$

Kapasiteter

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_S \cdot Z = \frac{500 \frac{N}{mm^2}}{1,15} \cdot 5890,48 \text{ mm}^2 \cdot 662,85 \text{ mm} = 1697,6 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot PL \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{EC2 6.2.2.(1)})$$

$$C_{Rd,c} = \frac{k_2}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \rightarrow k = 1 + \sqrt{\frac{200}{776,25 \text{ mm}}} = 1,507$$

$$PL = \frac{A_S}{b_w d} \leq 0,02 \rightarrow \frac{5890,48 \text{ mm}^2}{350 \text{ mm} \cdot 776,25 \text{ mm}} = 0,02$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,507 \cdot \left(100 \cdot 0,02 \cdot 35 \frac{N}{mm^2}\right)^{\frac{1}{3}} \cdot 350 \text{ mm} \cdot 776,25 \text{ mm} = 202,48 \text{ kN}$$

Vi ser at dimensjonerende skjærkraft (V_{Ed}) er større enn dimensjonerende skjærkapasitet (V_{Rd}). Det betyr at vi trenger skjærarmering for å ta opp skjærkreftene.

Skjærarmering

Skjærstrekkkapasitet:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sW}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \geq V_{Ed}$$

$$f_{ywd} = 434 \frac{N}{mm^2}$$

$$z \approx 0,9d = 0,9 \cdot 776,25 \text{ mm} = 698,625 \text{ mm} \quad (\text{EC2 6.2.3.(1)})$$

Nødvendig skjærarmeringstverrsnitt per lengdeenhet:

$$\frac{A_{SW}}{s} \geq \frac{V_{Ed}}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta} = \frac{527,13 \cdot 10^3 \text{ N}}{434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 698,925 \text{ mm} \cdot 2,5} = 0,695 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$\cot\theta$ er valgt lik 2,5, da dette gir minst skjærarmeringstverrsnitt.

Minimum skjærarmeringstverrsnitt:

$$\frac{A_{SW,min}}{s} = p_{w,min} = 0,1 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b = 0,1 \cdot \frac{\sqrt{35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}}{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 350 \text{ mm} = 0,414 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Siden det nødvendige skjærarmeringstverrsnittet er større enn minimum skjærarmeringstverrsnitt, må vi velge det nødvendige skjærarmeringstverrsnittet.

Bøyer $\phi 10$:

$$A_{SW} = 157,07 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Senteravstand}(s) \leq \frac{157,07 \text{ mm}^2}{0,695 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}} = 226 \text{ mm}$$

Krav til maks senteravstand:

$$s, maks = 0,6h' = 0,6 \cdot 776,25 \text{ mm} = 465,75 \text{ mm}$$

Velger da senteravstand lik 220 mm.

Skjærstrekkkapasiteten blir da:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{SW}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta = \frac{157,07 \text{ mm}^2}{220 \text{ mm}} \cdot 698,625 \text{ mm} \cdot 434 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 2,5 = 541,21 \text{ kN}$$

Vi ser nå at dimensjonerende skjærkraft (V_{Ed}) er mindre enn dimensjonerende skjærkapasitet (V_{Rd}). Skjærkreftene tas opp i bøylearmeringen.

Kapasitetskontroll

Utnyttelse skjærkapasitet:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = \frac{527,13 \text{ kN}}{541,21 \text{ kN}} \cdot 100 \% = 97,4 \% \quad \mathbf{OK}$$

Utnyttelse momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{988,38 \text{ kNm}}{1697,6 \text{ kNm}} \cdot 100 \% = 58,2 \% \quad \mathbf{OK}$$

Nedbøyingskontroll

Elastisitetsmodul: $E_{cm} = 34\,000 \frac{N}{mm^2}$

Egenlasten påføres ved $t_0 = 7$ døgn etter støping.

Nyttelasten påføres ved $t_0 = 100$ døgn etter støping.

Antar at 40 % av nyttelasten regnes som permanent last (etter råd fra veileder)

Kryptall under innendørsforhold fra EC2 figur 3.1:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot (350 \text{ mm} \cdot 850 \text{ mm})}{2 \cdot (350 \text{ mm} + 850 \text{ mm})} = 247,91$$

Standard sementklasse B35:

$$t_0 = 7 \text{ døgn: } \varphi(\infty, 7) \approx 2,8$$

$$t_0 = 100 \text{ døgn: } \varphi(\infty, 100) \approx 2,0$$

$$E_{c,egen} = \frac{E_{cm}}{1 + (\infty, 7)} = \frac{34\,000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 2,8} = 8947,36 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c,nytte} = \frac{E_{cm}}{1 + (\infty, 100)} = \frac{34\,000 \frac{N}{mm^2}}{1 + 2,0} = 11\,333,3 \frac{N}{mm^2}$$

Momenter fra hvert lastbidrag:

$$M_{egen} = \frac{52,45 \frac{kN}{m} \cdot 7,5^2 m}{8} = 368,78 kNm$$

$$M_{nytte} = \frac{51,75 \frac{kN}{m} \cdot 7,5^2 m}{8} \cdot 0,4 = 145,54 kNm$$

$$E_{c,middel} = \frac{368,78 kNm + 145,54 kNm}{\frac{368,78 kNm}{8947,36 \frac{N}{mm^2}} + \frac{145,54 kNm}{11\,333,3 \frac{N}{mm^2}}} = 9514,15 \frac{N}{mm^2}$$

Materialstivhetsforhold:

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}} = \frac{200\,000 \frac{N}{mm^2}}{9514,15 \frac{N}{mm^2}} = 21,02$$

Armeringsforhold:

$$p = \frac{A_s}{bd} = \frac{5890,48 mm^2}{350 mm \cdot 776,25 mm} = 0,021\eta = 0,441$$

Trykksoneandel av effektiv høyde:

$$\alpha = \sqrt{p^2 + 2 \cdot p} - p = \sqrt{0,441^2 + 2 \cdot 0,441} - 0,441 = 0,596$$

Bøyestivhet:

$$I_{c2} = \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} = \frac{350 mm \cdot (0,596 \cdot 776,25 mm)^3}{3} = 1,155 \cdot 10^{10} mm^4$$

$$I_{s2} = A_s \cdot ((1 - \alpha)d)^2 = 5890,48 mm^2 \cdot ((1 - 0,596) \cdot 776,25 mm)^2 = 0,579 \cdot 10^9 mm^4$$

Total bøyestivhet for opprisset tverrsnitt kan nå finnes som:

$$\begin{aligned} EI &= E_{c,middel} \cdot I_{c2} + E_s \cdot I_{s2} \\ &= 9514,15 \frac{N}{mm^2} \cdot 1,155 \cdot 10^{10} mm^4 + 200\,000 \frac{N}{mm^2} \cdot 0,579 \cdot 10^9 mm^4 = 2,256 \cdot 10^{14} \end{aligned}$$

Nedbøying blir da:

$$w = \frac{5 \cdot q_{Ed} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot (52,45 + 20,7) \frac{kN}{m} \cdot 7500^4 \text{ mm}}{384 \cdot 2,256 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2} = 13,35 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 30 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

Rissviddekontroll

Armering 12Ø25, senteravstand $\approx 100 \text{ mm}$

Tillatt rissvidde (w_k) = 0,3 mm (etter samtale med veileder)

Moment i bruksgrensetilstanden blir:

$$M = \frac{(51,45 + 51,75) \frac{kN}{m} \cdot 7,5^2 \text{ m}}{8} = 732,65 \text{ kNm}$$

Beregner armeringsspenning:

$$\delta_s = \frac{E_s \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{EI}$$

$$= \frac{200\,000 \frac{N}{\text{mm}^2} \cdot 732,65 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \cdot (1 - 0,596) \cdot 776,25 \text{ mm}}{2,256 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2} = 203 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Armerings -spenning	Største stangdiameter		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5

Armerings -spenning	Største senteravstand (mm)		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Som vi ser av tabell blablaba gir $w_k = 0,3$ mm og $\phi 25$, en tillatt armeringsspenning lik 200 N/mm². Spenningen i vår drager er 203 N/mm², men dette godtar vi.

Tabell blablaba viser at $w_k = 0,3$ mm og $S = 100$ mm, gir tillatt armeringsspenning lik 320 N/mm².

Vi kan konkludere med at drageren tåler påkjenningene den blir utsatt for før brann oppstår.

Brannkontroll

Standard brann -motstand	Minste dimensjoner (mm)				
		$a_s = a + 10$			$a_s = a$
R 30 (A 30)	b_{min} a	80 25	120 15	160 10	200 10
R 60 (A 60)	b_{min} a	120 40	160 35	200 30	300 25
R 90 (A 90)	b_{min} a	150 55	200 45	250 40	400 35
R 120 (A 120)	b_{min} a	200 65	240 55	300 50	500 45

Tabell blabala er hentet fra Sintef Byggforsk, og viser at en betongdrager som måler 300 mm i bredden og 25 mm inn til nærmeste armeringsjern tilfredsstiller R60 brannkrav. Vår drager er 350 mm bred og har armeringsjern 25 mm innenfor overflaten. Med dette konkluderer vi med at bjelken holder minst i et 30 minutters brannforløp, som er kravet til konstruksjonen.

VEDLEGG 2.22

Manuell dimensjonering
limtredrager

LIMTREDRAGER

Materialelegenskaper

Limtre		
Karakteristiske verdier		
Fasthetsklasse		GL 36c
Fasthetsegenskaper (N/mm²)		
Bøying	$f_{m,k}$	36
Skjær	$f_{v,k}$	3,8
Stivhetsegenskaper (kN/mm²)		
For deformasjonsberegninger	$E_{0,mean}$	14,7
	$E_{90,mean}$	0,46
	G_{mean}	0,85
Densitet (kg/m³)		
Karakteristisk verdi	ρ_k	430

Data er hentet fra NS-EN 1994 – Tabell 2, Fasthetsklasser kombinert limtre.

Klimaklasse:	1
Materialfaktor:	1,15
Høydefaktor(k_h):	1,0 ($h \geq 600 \text{ mm}$)
Samvirkefaktor(k_{sys}):	1,0

For limtre i klimaklasse 1 og 2, fremgår k_{mod} av følgende tabell:

Lastgruppe	k_{mod}
Nyttelast (langtid)	0,7
Snølast (korttid)	0,9
Vindlast (øyeblikk)	1,1

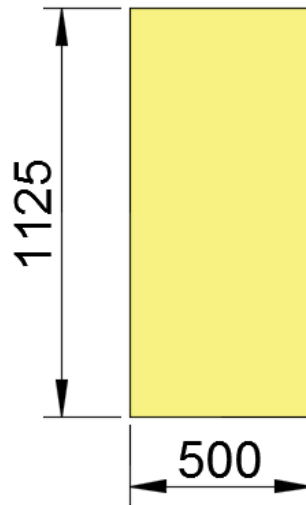
Dimensjonerende materialfasthet:

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot k_{mod} \cdot \frac{k_{sys}}{\gamma_M} = 36 \frac{N}{mm^2} \cdot 0,7 \cdot \frac{1,0}{1,15} = 21,91 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot k_{mod} \cdot \frac{k_{sys}}{\gamma_M} = 3,8 \frac{N}{mm^2} \cdot 0,7 \cdot \frac{1,0}{1,15} = 2,31 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende lastvirkninger

Vi antar en drager på 25 lameller á 45 mm.



Lengde drager: $L = 7,5 \text{ m}$

Volum: $v = 7,5 \text{ m} \cdot 1,125 \text{ m} \cdot 0,5 \text{ m} = 4,22 \text{ m}^3$

Masse: $m = 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 4,22 \text{ m}^3 = 1814,60 \text{ kg} = 17,8 \text{ kN}$

Egenvekt drager: $(g_{egen}) = \frac{17,8 \text{ kN}}{7,5 \text{ m}} \approx 2,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Last fra hulldekker: $(g) = 4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 10,35 \text{ m} \approx 45,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $(p) = 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 10,35 \text{ m} \approx 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden:

$$q_{Ed,1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,35 \cdot (2,37 + 45,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) + 1,05 \cdot 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 118,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \cdot (2,37 + 45,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}) + 1,50 \cdot 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 134,50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{134,50 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 504,375 kN$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed}l^2}{8} = \frac{134,50 \frac{kN}{m} \cdot 7,5^2 m}{8} = 945,70 kNm$$

Kapasitetskontroll

Motstandsmoment:

$$W = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} \cdot 500 mm \cdot 1125^2 mm = 105,46 \cdot 10^6 mm^3$$

Opptredende bøyespenning:

$$\delta = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{945,70 \cdot 10^6 Nmm}{105,46 \cdot 10^6 mm^3} = 8,96 \frac{N}{mm^2}$$

Opptredende skjærspenning:

$$\tau_{v,Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S}{I \cdot b_{eff}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed}}{b_{eff} \cdot h} = \frac{3}{2} \cdot \frac{504,375 \cdot 10^3 kN}{0,67 \cdot 500 mm \cdot 1125 mm} = 2,00 \frac{N}{mm^2}$$

Utnyttelse skjærkapasitet:

$$\frac{\tau_{v,Ed}}{f_{v,d}} = \frac{2,00 \frac{N}{mm^2}}{2,31 \frac{N}{mm^2}} \cdot 100 \% = 86,5 \% \quad \mathbf{OK}$$

Utnyttelse momentkapasitet:

$$\frac{\delta}{f_{m,d}} = \frac{8,97 \frac{N}{mm^2}}{21,91 \frac{N}{mm^2}} \cdot 100 \% = 41 \% \quad \mathbf{OK}$$

Nedbøyingskontroll

Annet arealmoment:

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{500 \text{ mm} \cdot 1125^3 \text{ mm}}{12} = 5,93 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

Nedbøying for egenlast:

$$u_{inst,G} = \frac{5 \cdot 47,39 \frac{kN}{m} \cdot 7500^4 \text{ mm}}{384 \cdot 14700 \frac{N}{mm^2} \cdot 5,93 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4} = 2,24 \text{ mm}$$

Nedbøying for nyttelast:

$$u_{inst,P} = \frac{5 \cdot 51,75 \frac{kN}{m} \cdot 7500^4 \text{ mm}}{384 \cdot 14700 \frac{N}{mm^2} \cdot 5,93 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4} = 2,45 \text{ mm}$$

Deformasjonsfaktor:

$$k_{def} = 0,6 \quad (\text{Tabell 3.2 NS-EN 1995-1-1})$$

$$\psi_{2.1} = 0,6 \quad (\text{Tabell A1.1 NS-EN 1990:2002 + NA 2008})$$

$$u_{fin,G} = u_{inst,G} \cdot (1 + k_{def}) = 2,24 \text{ mm} \cdot (1 + 0,6) = 3,84 \text{ mm}$$

$$u_{fin,P} = u_{inst,P} \cdot (1 + \psi_{2.1} \cdot k_{def}) = 2,45 \text{ mm} \cdot (1 + 0,6 \cdot 0,6) = 3,81 \text{ mm}$$

Samlet nedbøying:

$$u_{fin} = u_{fin,G} + u_{fin,P} = 3,84 \text{ mm} + 3,81 \text{ mm} = 7,65 \text{ mm} < \frac{L}{250} = 30 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

Drageren godkjennes i utgangspunktet, men må også kontrolleres etter 30 minutters forkulling.

Brannkontroll

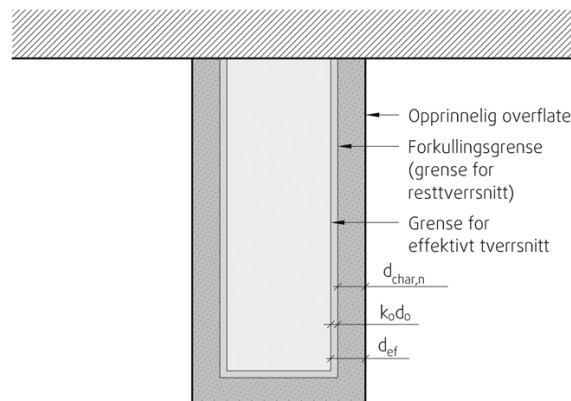
Ved flersidig brannpåkjenning beregner man forkullingsdybden med nominell forkullingshastighet, β_n (mm/min). Dersom den smaleste delen av tverrsnittet er mindre enn $b_{\min} \cdot \beta_n$, tar man hensyn til økt forkulling i hjørnene.

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t(mm) = 0,7 \frac{mm}{min} \cdot 30 min = 21 mm$$

$$b_{\min} = 2 \cdot d_{char,0} + 80 mm = 2 \cdot 21 mm + 80 mm = 122 mm$$

$$b_{\min} \cdot \beta_n = 122 mm \cdot 0,7 \frac{mm}{min} = 85,4 mm^2/min$$

Den smaleste delen av tverrsnittet ($b = 500 mm$) er ikke mindre enn $b_{\min} \cdot \beta_n$. Regner derfor ikke med økt forkulling i hjørnene.



Effektiv tverrsnittreduksjon ved forkulling blir da:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0(mm) = 21 mm + 1,0 \cdot 7 mm = 28 mm$$

Forkullet tverrsnitt måler altså:

$$h = 1125 mm - 28 mm = 1097 mm$$

$$b = 500 mm - (2 \cdot 28 mm) = 444 mm$$

Motstandsmoment:

$$W = \frac{1}{6}bh^2 = \frac{1}{6} \cdot 444 \text{ mm} \cdot 1097^2 \text{ mm} = 89,05 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Opptredende bøyespenning:

$$\delta = \frac{M_{Ed}}{W} = \frac{946,05 \cdot 10^6 \text{ Nmm}}{89,05 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 10,62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Opptredende skjærspenning:

$$\tilde{v}_{v,ed} = \frac{V_{ed} \cdot s}{I \cdot b_{ef}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{ed}}{b_{ef} \cdot h} = \frac{3}{2} \cdot \frac{504,60 \cdot 10^3}{0,67 \cdot 444 \cdot 1097} = 2,32 \text{ N/mm}^2$$

Utnyttelse skjærkapasitet:

$$\frac{\tau_{v,Ed}}{f_{v,d}} = \frac{2,32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{2,31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 100 \% = 100,4 \% \quad \mathbf{GODKJENNES}$$

Utnyttelse momentkapasitet:

$$\frac{\delta}{f_{m,d}} = \frac{10,62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{21,91 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \cdot 100 \% = 48,5 \% \quad \mathbf{OK}$$

Limtre drageren opprettholder tilstrekkelig kapasitet også under et brannforløp på 30 minutter, og godkjennes derfor i henhold til brannkravene.

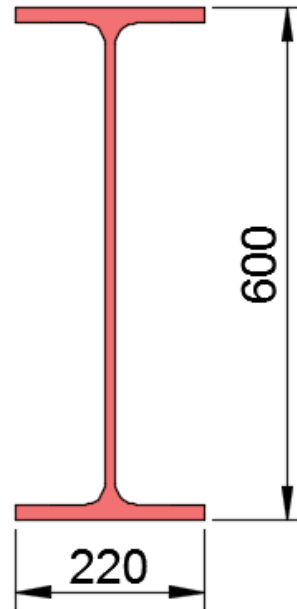
VEDLEGG 2.23

Manuell dimensjonering ståldrager

IPE STÅLDRAGER -2EF

Dimensjonerende lastvirkninger

Vi antar at vi trenger IPE 600.



Lengde drager: $L = 7,5 \text{ m}$

Egenvekt drager: $(g_{egen}) = 106 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \approx 1,19 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Last fra hulldekker: $(g) = 4,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 10,35 \text{ m} \approx 45,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Last fra påstøp: $(g) = 1,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 10,35 \text{ m} \approx 10,35 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Nyttelast: $(p) = 5,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 10,35 \text{ m} \approx 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden:

$$q_{Ed,1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,35 \cdot 56,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,05 \cdot 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 130,7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{Ed,2} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,20 \cdot 56,56 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,50 \cdot 51,75 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 145,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Dimensjonerende skjærkraft:

$$V_{Ed} = \frac{q_{Ed}l}{2} = \frac{145,5 \frac{kN}{m} \cdot 7,5 m}{2} = 545,625 kN$$

Dimensjonerende moment:

$$M_{Ed} = \frac{q_{Ed}l^2}{8} = \frac{145,5 \frac{kN}{m} \cdot 7,5^2 m}{8} = 1023,05 kNm$$

Kapasiteter

Nødvendig motstandsmoment:

$$W_{n\ddot{o}dv} = \frac{M_{Ed}}{f_d} = \frac{1023,05 \cdot 10^6 Nmm}{338,1 MPa} = 3026 \cdot 10^3 mm^3$$

Skjærareal:

$$\begin{aligned} A_v &= A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \\ &= 15\,600 mm^2 - 2 \cdot 220 mm \cdot 19 mm + (12 mm + 2 \cdot 24) \cdot 19 mm = 8380 mm^2 \end{aligned}$$

Dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0} \cdot \sqrt{3}} = \frac{8380 mm^2 \cdot 355 MPa}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 1635,77 kN$$

Dimensjonerende momentkapasitet:

$$M_{Rd} = \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3070 \cdot 10^3 mm^3 \cdot 355 MPa}{1,05} = 1038 kNm$$

Kapasitetskontroll

Utnyttelse skjærkapasitet:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{545,625 kN}{1635,77 kN} \cdot 100 \% = 33,3 \% \quad \mathbf{OK}$$

Utnyttelse momentkapasitet:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{1023,05 kNm}{1038 kNm} \cdot 100 \% = 98,6 \% \quad \mathbf{OK}$$

Nedbøyingskontroll

Dimensjonerende last i bruksgrensetilstanden:

$$q_{Ed} = \gamma_G \cdot g + \gamma_P \cdot p = 1,0 \cdot 56,56 \frac{kN}{m} + 1,0 \cdot 51,75 \frac{kN}{m} = 108,31 \frac{kN}{m}$$

Nedbøying blir da:

$$w = \frac{5 \cdot q_{Ed} \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = \frac{5 \cdot 108,31 \frac{kN}{m} \cdot 7500^4 mm}{384 \cdot 210000 MPa \cdot 920,8 \cdot 10^6 mm^4} = 23 mm < \frac{L}{250} = 30 mm \text{ **OK**}$$

Drageren er innenfor kravene, og godkjennes.

VEDLEGG 2.24

Økonomiregneark

VEDLEGG 2.24 - Økonomiregneark

LIMTRE					
		Pris	Enhet	Antall	Pris pr enhet
Bjelke	Bjelke 7,5 m	10 000	m3	4,22	42 200
Søyle	Søyle 7,08 m	10 000	m3	0,7	7 000
Priser hentet fra Moelven					

STÅL					
		Pris	Enhet	Antall	Pris pr enhet
Bjelke	IPE 550	15,2	kg	795	12084
Søyle	RHS 200x200x6	11,95	kg	258,5616	3089,81112
Priser hentet fra Norsk Stål					

BETONG					
		Pris	Enhet	Antall	Pris pr enhet
Bjelke	Betong	1400	m3	2,23	3122
	Lengdearmering ϕ 25	18	kg	353,7	6366,6
	Bøyler ϕ 10	18	kg	47,98	863,64
	Forskaling inkl. kant	400	m2	18	7200
				SUM	17552,24
Priser hentet fra Rambøll (gjelder inkl. montering)					
Søyle	Betong	1400	m3	0,6372	892,08
	Lengdearmering ϕ 10	18	kg	17,84	321,14
	Bøyler ϕ 8	18	kg	13,079	235,42
	Forskaling inkl. kant	400	m2	8,496	3398,4
				SUM	4847,04

VEDLEGG 3

Prosjektdokument

70 sider

VEDLEGG 3.1

Forprosjekt m/Gantt-diagram

OPPDRAGSGIVER:
RAMBØLL ÅLESUND

REFERANSE:
BJØRNAR HELLAND

TITTEL:

**Bacheloroppgave IB 302812
2015**

Forprosjektrapport

Dokument:

Dok.: nr.:

Dok.: type:
Forprosjekt

Dok. Tilgang:

Dok.:status:

Versjon nr.:
2

Antall sider:
10

Bibl. nr.:

STUDENTGRUPPE (NAVN/UNDERSKRIFT):

EIRIK HAUKANES AASHEIM
KRISTOFFER NØRINGSETH DAHLE

STUDIERETNING/KLASSE:
Bygg konstruksjon

DATO: 26.01.2015

PROSJEKTOPPGAVE

PROSJEKTERING AV TILBYGG – SPJELKAVIK VIDEREGÅENDE SKOLE

EMNER:

BYGGTEKNIKK
DIMENSJONERING
3D-MODELLERING

Godkjent (sign/dato)

Veileder

Ekstern kontakt

Kristian Normann

Jan Knutsen

INNHOLDSFORTEGNELSE

1 Innledning	3
1.1 Revisjonsoversikt	3
1.2 Begreper.....	3
1.3 Sammendrag	3
2 Prosjektorganisasjon.....	4
2.1 Prosjektgruppe.....	4
2.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen	4
2.1.2 Oppgaver for prosjektleder	4
2.1.3 Oppgaver for nestleder.....	4
2.2 Styringsgruppe.....	4
3 Avtaler	5
3.1 Arbeidssted og ressurser	5
3.2 Gruppenormer - samarbeidsregler	5
4 Prosjektbeskrivelse.....	5
4.1 Målsetting	5
4.2 Krav til løsning eller prosjektresultat - spesifikasjon.....	5
4.3 Informasjonsinnsamling – utført og planlagt.....	6
4.4 Vurdering	6
4.5 Hovedaktiviteter i videre arbeid.....	7
4.6 Framdriftsplan – styring av prosjektet.....	7
4.6.1 Hovedplan.....	7
4.6.2 Detaljplan	8
4.6.3 Intern kontroll - evaluering	8
5 Dokumentasjon.....	9
5.1 Rapporter og tekniske dokumenter	9
6 Planlagte møter og rapporter	9
6.1 Møter.....	9
6.1.1 Møter med styringsgruppen	9
6.1.2 Møter med eksternt kontakt.....	9
6.1.3 Prosjekt møter	9
6.2 Framdriftsrapporter (inkl. milepæl).....	9
7 Planlagt avviksbehandling.....	10
8 Utstysbehov/forutsetninger for gjennomføring	10

1 INNLEDNING

1.1 REVISJONSOVERSIKT

Revisjonsdato	Revisjonsnummer	Tema	Godkjenning
19.02.15	A	Resultatmål	

1.2 BEGREPER

HIALS	-	Høgskolen i Ålesund
VGS	-	Videregående skole
DCM	-	Ductility class medium
DCL	-	Ductility class low
BIM	-	Bygningsinformasjonsmodeller
3D	-	Tredimensjonal
2D	-	Todimensjonal

1.3 SAMMENDRAG

For å stille sterkere i konkurransen om studentene, ønsker Spjelkavik videregående skole å modernisere fasilitetene. Flere studenter, blant annet gjennom en fremtidig idrettslinje, krever større areal og en generell fornying av bygget fra 70-tallet.

Vi var fra starten av interesserte i å skrive oppgaven vår sammen med et rådgivende ingeniørfirma, for å kunne delta i den prosjekterende fasen av et byggeprosjekt. Etter å ha diskutert felles interesser, kom vi frem til at begge ønsket en fordypning i det konstruksjonstekniske aspektet ved byggfaget. Rambøll kom tidlig på banen, og foreslo etter hvert en åpen oppgave omhandlende utvidelsen av Spjelkavik videregående skole.

Formålet med prosjektet er å øke vårt kunnskapsnivå innen statiske bæresystemer, dimensjonering og modellering.

Prosjektoppgaven vil ta utgangspunkt i et tilbygg plassert på eksisterende skoles sørlige fasade. Vår jobb som prosjektgruppe, blir å sette oss inn i ulike vurderinger som gjøres i en prosjekteringsfase av et slikt nybygg. Vi vil øke vår kompetanse innen bærende konstruksjonsmetoder, og sørge for en dypere forståelse rundt valg og vurderinger som følger i prosessen.

Løsningen vi konkluderer med som beste alternativ, vil vi modellere i Revit og dimensjonere i FEM-Design, og på den måten kunne dokumentere og fremstille våre statiske resultater.

Prosjektet i Spjelkavik er pr. i dag under planlegging, og man venter dermed å kunne gjennomføre utbyggingen i fremtiden. Det gir ekstra motivasjon for oss som studentgruppe, å vite at vi jobber med noe som faktisk vil bli realisert i nærområdet.

2 PROSJEKTORGANISASJON

2.1 PROSJEKTGRUPPE

Navn	Adresse	Tlf-arb	Mobil	e-post
Eirik Haukanes Aasheim	Store Nørve 11A, 6009 ÅLESUND		41762559	eirik_aasheim@hotmail.no
Kristoffer Nøringseth Dahle	Jordmorvegen 18, 6020 ÅLESUND		99366073	kdahle@live.com

2.1.1 Oppgaver for prosjektgruppen

- Dimensjonere etter gjeldende eurocode
- Modellere
- Begrunne valg av byggetekniske løsninger

2.1.2 Oppgaver for prosjektleder

Ansvarsområder

- A3 Byggetekniske løsninger
- A5 Modellering
- A6 Energi (opsjon)

Arbeidsoppgaver

- Sørge for tilstrekkelig opplæring i nødvendige dataprogram
- Sørge for kvalitetssikring, kildehenvisning og struktur i eget ansvarsområde
- Sørge for at framdriftsrapporter leveres til avtalt tid, og arkiveres
- Skrive referat fra møter med veileder Rambøll
- Sørge for at samtlige i prosjektgruppen har arbeid

2.1.3 Oppgaver for nestleder

Ansvarsområder

- A2 Innledende fase
- A4 Dimensjonering
- A6 Energi (opsjon)

Arbeidsoppgaver

- Sørge for tilstrekkelig opplæring i nødvendige dataprogram
- Sørge for kvalitetssikring, kildehenvisning og struktur i eget ansvarsområde
- Skrive referat fra møter med veileder HIALS, og prosjektmøter
- Ajourføre lagringsenheter

2.2 STYRINGSGRUPPE (veileder og kontaktperson oppdragsgiver)

Kristian Normann, veileder HIALS
Jan Knutsen, veileder Rambøll

3 *AVTALER*

3.1 **ARBEIDSSTED OG RESSURSER**

Arbeidssted

Mandag-onsdag - Kontorplass Rambøll
Torsdag-fredag - Høgskolen i Ålesund

Ressurser

All kunnskap Rambøll innehar på området, samt skolens tilgjengelige utstyr.

Personer

Kristian Normann (HIALS)
Jan Knutsen og øvrige (Rambøll)

Tilgang til Rambølls interne datasystemer. Disse inneholder konfidensiell informasjon, og opplysninger unndratt offentligheten. Ved bruk av Rambølls systemer og programvarer, benyttes bedriftens datamaskiner. Private maskiner kan benyttes til rapportskrivning, og øvrig informasjonshenting fra ordinært trådløst internett.

3.2 **GRUPPENORMER – SAMARBEIDSREGLER**

- Ta sine ansvarsområder seriøst, og sørg for at disse ferdigstilles til angitte frister.
- Be om hjelp eller assistanse der man ser at man ikke strekker til alene.
- Varsle samarbeidspartneren ved sykdom, fravær og uforutsette ting.
- Ha en åpen dialog, og lytt til hverandres ønsker og meninger
- Løse opp i uenigheter som oppstår på en konstruktiv måte.
- Forsøke å oppnå tilnærmet lik arbeidsmengde.
- Oppdatere logg jevnlig.

4 *PROSJEKTBESKRIVELSE*

4.1 **MÅLSETTING**

Resultatmål

Komme frem til den best egnede byggetekniske løsningen for utvidelsen av Spjelkavik VGS med tanke på arealdisponering, samt egenskaper ved brann, og tilpasse konstruksjonen etter dette. En enkel økonomisk vurdering vil samtidig være avgjørende.

Effekt mål

- Forbedre egen kompetanse innen Autodesk Revit og FEM-Design.
- Få dypere innsikt i den prosjekterende fasen av et byggeprosjekt.
- Utvikle evnen til å se sammenhengen i ulike kriterier ved en beslutningsprosess.

Prosessmål

Bli kompetente prosjektarbeidere gjennom strukturert samarbeid, mot et felles mål.

4.2 **KRAV TIL LØSNING ELLER PROSJEKTRESULTAT – SPESIFIKASJON**

Vi har i utgangspunktet blitt tildelt en åpen oppgave, der det er vår jobb å foreta valg og løsninger. Disse skal naturligvis begrunnes med faglige argumenter.

4.3 INFORMASJONSINNSAMLING – UTFØRT OG PLANLAGT

Litteratur

- Konstruksjonssikkerhet og belastning – kompendium i lastberegning
Tarald Rørvik og Vemund Årskog
- Konstruksjonsteknikk – Laster og bæresystemer
Per Kristian Larsen
- Dimensjonering av stålkonstruksjoner
Per Kristian Larsen
- Betongkonstruksjoner
Svein Ivar Sørensen
- Trekonstruksjoner
John Eie
- Trehus
Sintef byggforsk
- Statikk og fasthetslære
Øistein Vollen
- Grunnleggende betongteknologi
Pål Gjerp, Morten Opsahl og Sverre Smeplass
- Betongrehabilitering – Metoder og utførelse
Bernt Kristiansen, Jan Lindland og Trond Østmoen
- Byggesaksboka
Byggesaken.no

Annet

- www.informaticsnet.no
- www.intechopen.com/books/earthquake-engineering
- Masteroppgave av Guro Valvin Hjelseng – Plasstøpt vs. prefabrikkert betong
- Masteroppgave av Shefqet Fejza – Jordskjelv – Dimensjonering og detaljering av betong- og stålkonstruksjoner fro seismiske laster etter DCL- og DCM-dimensjoneringsprinsipper

4.4 VURDERING

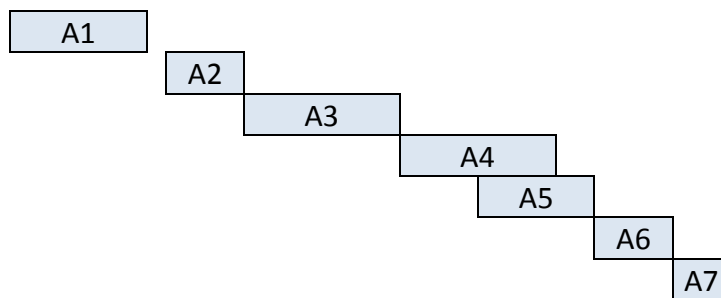
Prosjektet er pr. januar 2015 i skissefasen hos konsulenten, og ventes realisert etter at prosjekteringen er gjennomført. Det vil dog ikke nødvendigvis realiseres etter våre løsninger og resultater.

4.5 HOVEDAKTIVITETER I VIDERE ARBEID

Beskrivelser av planlagte hovedaktiviteter og viktigste delaktiviteter for gjennomføringen av prosjektet.

Nr.	Hovedaktivitet	Ansvar	Tid/omfang
A1	Forprosjekt	Begge	25 d
A2	Innledende fase	EAA	14 d
2.1	lover og regler		3 d
2.2	Standarder		5 d
2.3	Prosjekteringsmøter		0 d
2.4	Intervju av arkitekt		2 d
2.5	BIM		4 d
A3	Byggetekniske løsninger	KD	28 d
3.1	Aktuelle metoder		17 d
3.2	Vurderingskriterier		11 d
A4	Dimensjonering	EAA	23 d
4.1	Beregninger		23 d
A5	Modellering	KD	16 d
5.1	Modellfase		9 d
5.2	Tegningsfase		7 d
A6	Energi(opsjon)	Begge	14 d
6.1	Energikrav til skolebygg		3 d
6.2	Tiltak		11 d
A7	Sluttfase	Begge	12 d
7.1	Avslutte rapportskrivning		10 d
7.2	Utskrift og innfesting		2 d

4.6 FRAMDRIFTSPLAN – STYRING AV PROSJEKTET



Se vedlagt Gantt-diagram for detaljert fremdriftsplan.

4.6.1 Hovedplan

Hovedaktiviteter

Nr.	Tittel	Fra	Til
A1	Forprosjekt	5.jan	30.jan
A2	Innledende fase	2.feb	15.feb
A3	Byggetekniske løsninger	16.feb	15.mar
A4	Dimensjonering	16.mar	12.apr
A5	Modellering	30.mar	19.apr
A6	Energi	20.apr	3.mai
A7	Sluttfase	4.mai	15.mai

Milepæler

Nr.	Tittel	Dato
M1	Forprosjekt levert	30.jan
M2	Funnet egnet byggetekniske metode	15.mar
M3	Ferdig dimensjonert	12.apr
M4	Modell og tegninger foreligger	19.apr
M5	Ferdigstilt rapport	15.mai

4.6.2 Detaljplan

2.1 Lover og regler

- Informasjonsinnhenting og bevisstgjøring i aktuelt lovverk. Finne aktuelle krav og behov for prosjektet/tiltaket.

2.2 Standarder

- Hvilke standarder må vi forholde oss til gjennom prosjektet? Hvilke laster påvirker bygget?

2.3 Deltakelse i prosjekteringsmøter

- Vi vil prøve å delta på prosjekteringsmøter i innledningsfasen.

2.4 Intervju av arkitekt

- Forberede og utføre intervju av arkitekten. Få innsikt i prosessen som er gjort til i dag, valg av plassering, behov, utgangspunkt etc.

2.5 BIM

- Hva er BIM? Informasjon om Revit. Mulig intervju av BIM-konsulent.

3.1 Aktuelle metoder

- Innhente informasjon om ulike bygningsmetoder med forskjellige materialer. Foreslå ulike konstruksjonsmessige løsninger.

3.2 Vurderingskriterier

- Veie opp løsningene fra pkt. 3.1 med tanke på arealdisponering, kostnader og gjennomførbarhet. Komme fram til endelig metode for videre dimensjonering og modellering.

4.1 Beregninger

- Dimensjonere bæresystemet i løsningen fra pkt. 3.2

5.1 Modellfase

- Utarbeide 3D-modell av bæresystemet i Revit.

5.2 Tegningsfase

- Hente ut aktuelle 2D-tegninger fra modellen i pkt. 5.1.

6.1 Energikrav til skolebygg

- Dokumentere krav til energi for offentlige skolebygg.

6.2 Tiltak

- Foreslå mulig løsning for tilfredsstillelse av energikrav.

7.1 Avslutte rapportskrivning

- Skrive ferdig rapporten, sørge for entydig stil, korrektur og kvalitet.

7.2 Utskrift og innfesting

- Skrive ut rapport og overlevere produktet.

4.6.3 Intern kontroll – evaluering

Utført arbeid kontrolleres ved sidemannskontroll. Konstruktive tilbakemeldinger i det daglige arbeidet.

5 *DOKUMENTASJON*

5.1 **RAPPORTER OG TEKNISKE DOKUMENTER**

Prosjektet skal ende i en sluttrapport, bestående av en byggeteknisk vurdering av ulike bæresystemer, med vedheftende dimensjoneringsberegninger og tegninger av en endelig løsning.

Framdriftsrapporter fylles ut og leveres hver fjortende dag, etter fast mal.

Opplæring i Revit og FEM-Design kommer frem av jevnligte logger og framdriftsrapporter der vi dokumenterer erfaringer og progresjon.

Sikkerhetskopiering utføres hver fredag. Mappe på Dropbox, bedrifts-PC og ekstern minnepenn skal ajourføres, og inneholde all informasjon om prosjektet. Eventuelle endringer i planen skal godkjennes av veileder, før endringen trer i kraft.

6 *PLANLAGTE MØTER OG RAPPORTER*

6.1 **MØTER**

6.1.1 **Møter med styringsgruppen**

Møter med veileder HIALS, Kristian Normann, torsdager i oddetallsuker på HIALS. Fokus på fremdrift, i sammenheng med framdriftsrapporter (pkt. 6.2).

Uke 7	12.februar	09:00
Uke 9	26.februar	09:00
Uke 11	12. mars	09:00
Uke 13	26. mars	09:00
Uke 15	09. april	09:00
Uke 17	23. april	09:00
Uke 19	07. mai	09:00

6.1.2 **Møter med ekstern kontakt**

Møter med veileder Rambøll, Jan Knutsen, hver mandag i Rambølls lokaler. Kort dialog om status og fremdrift.

6.1.3 **Prosjektmøter**

Møter internt i prosjektgruppen hver tredje søndag på HIALS. For øvrig god dialog i det daglige arbeidet.

Uke 7	15. februar	14:00
Uke 10	08. mars	14:00
Uke 13	29. mars	14:00
Uke 16	19. april	14:00
Uke 19	10. mai	14:00

6.2 **FRAMDRIFTSRAPPORTER (INKL. MILEPÆL)**

Framdriftsrapporter levers veileder HIALS, etter fastsatt rapportskjema, hver fjortende dag.

7 *PLANLAGT AVVIKSBEHANDLING*

Vi starter perioden med ni timers arbeidsdager (8-17, man.-fre.)

Dersom vi ikke klarer å følge fremdriftsplanen, utvider vi arbeidstiden. Revisjon av fremdriftsplanen vil vurderes som ytterligere tiltak. Vi har opsjon på hovedaktivitet A6 Energi. Dvs. at vi planlegger prosjektet med denne, men den kan helt, eller delvis fjernes ved tidsbehov.

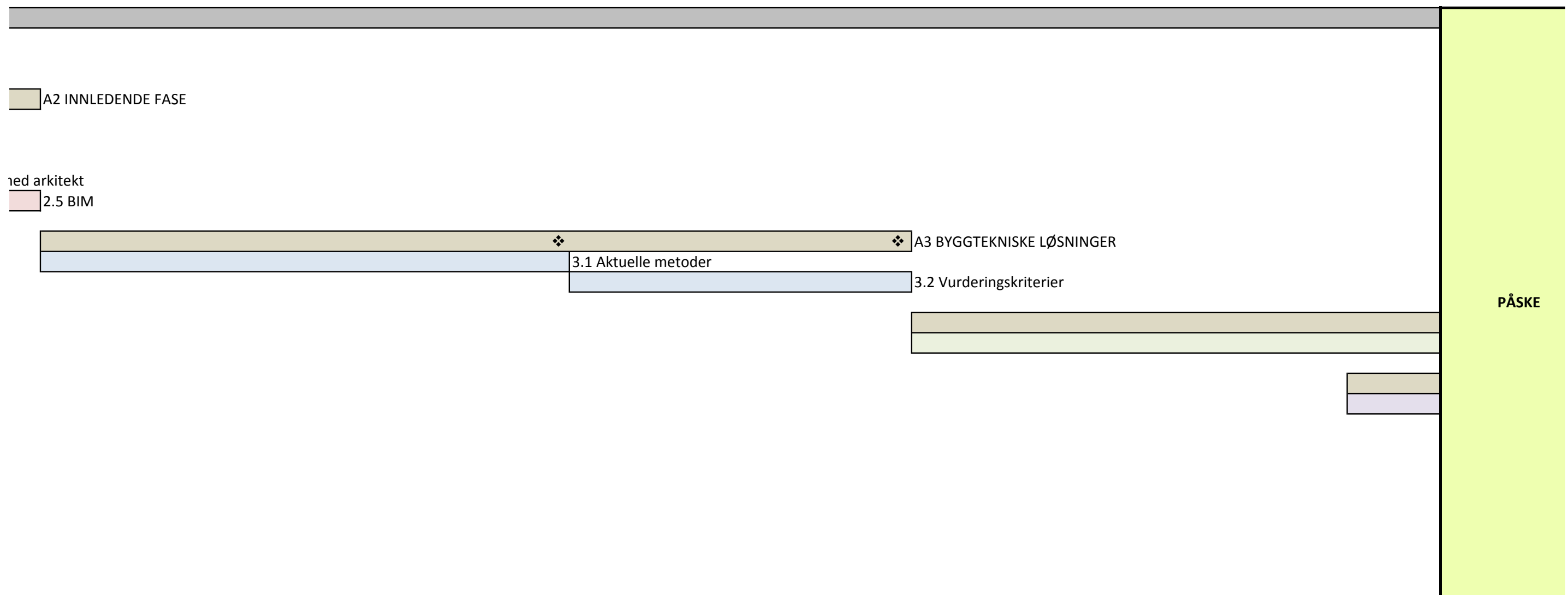
Ansvarlig for aktiviteten som drøyer ut i tid, eller som oppleves som problematisk, må sørge for å gjøre prosjektgruppen oppmerksom på dette. Han er også øverste ansvarlig for å iverksette tiltak.

8 *UTSTYRSBEHOV/FORUTSETNINGER FOR GJENNOMFØRING*

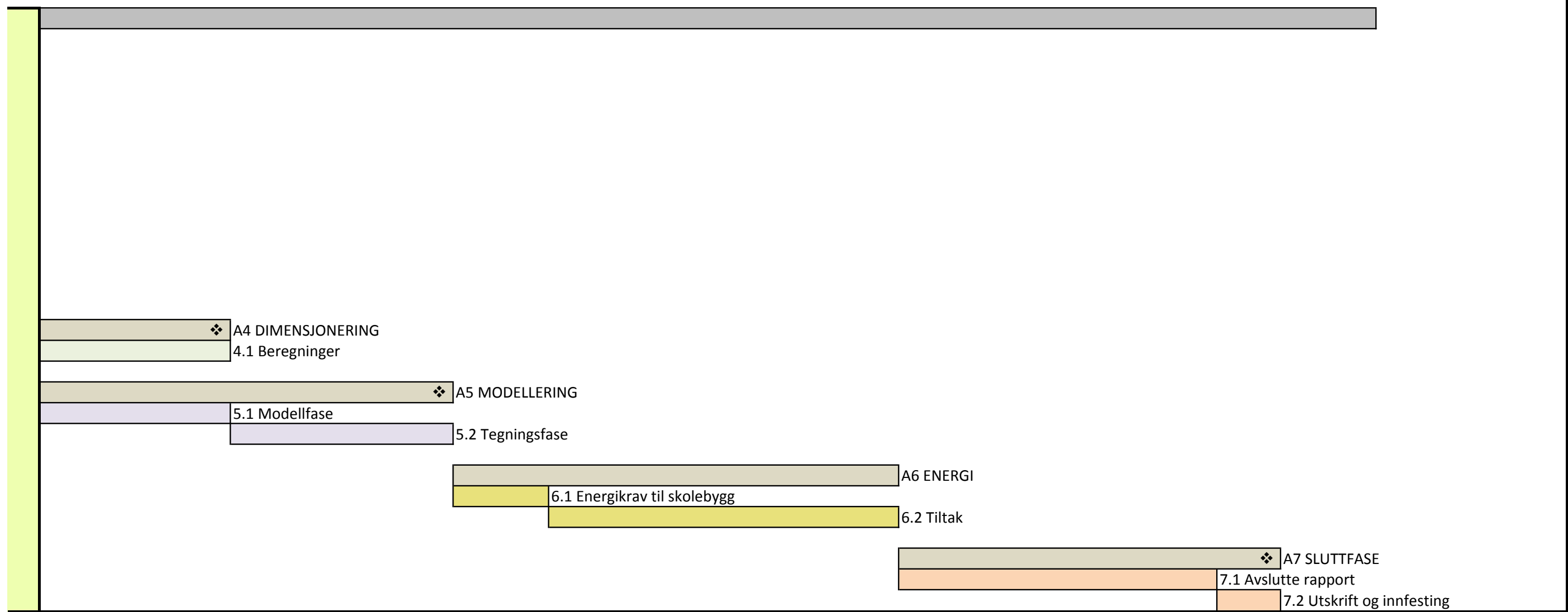
- Bedrifts-PC
- Autodesk Revit
- FEM-Design
- Microsoft Word
- Microsoft Excel
- Microsoft PowerPoint
- Microsoft Project
- Printer m/skanner

		JANUAR																												FEBR												
		Uke 2					Uke 3					Uke 4					Uke 5					Uke 6					Uke 7															
		5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.	24.	25.	26.	27.	28.	29.	30.	31.	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.
DAGER		M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L
BACHELOROPPGAVE	128 d																																									
A1 FORPROSJEKT	25 d	❖ A1 FORPROSJEKT																																								
A2 INNLEDENDE FASE	14 d																																									
2.1 Lover og regler	3 d																																									
2.2 Standarder	5 d																																									
2.3 Prosjekteringsmøter																																										
2.4 Intervju av arkitekt	2 d																																									
2.5 BIM	4 d																																									
A3 BYGGTEKNISKE LØSNINGER	28 d																																									
3.1 Aktuelle metoder	17 d																																									
3.2 Vurderingskriterier	11 d																																									
A4 DIMENSJONERING	23 d																																									
4.1 Beregninger	23 d																																									
A5 MODELLERING	16 d																																									
5.1 Modellfase	9 d																																									
5.2 Tegningsfase	7 d																																									
A6 ENERGI (Opsjon)	14 d																																									
6.1 Energikrav til skolebygg	3 d																																									
6.2 Tiltak	11 d																																									
A7 SLUTTFASE	12 d																																									
7.1 Avslutte rapportskrivning	10 d																																									
7.2 Utskrift og innfesting	2 d																																									

FEBRUAR															MARS																																		
Uke 8					Uke 9					Uke 10					Uke 11					Uke 12					Uke 13					Uke 14																			
15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.	24.	25.	26.	27.	28.	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.	24.	25.	26.	27.	28.	29.	30.	31.	1.	2.	3.	4.	5.
S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S



APRIL															MAI																																	
Uke 15					Uke 16					Uke 17					Uke 18					Uke 19					Uke 20					Uke 21																		
6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.	24.	25.	26.	27.	28.	29.	30.	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.	10.	11.	12.	13.	14.	15.	16.	17.	18.	19.	20.	21.	22.	23.	24.
M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S	M	T	O	T	F	L	S



VEDLEGG 3.2

Logg

EIRIKS LOGG FOR BACHELOR 2015

EIRIKS LOGG FOR BACHELOR 2015										
		Dato	Dag	Start dag	Slutt dag	Start kveld	Slutt kveld	Sted	Logg	Arbeidslengde
1	UKE 4	20.jan	Tirsdag	8:30	9:50			Rambøll	I dag var gruppen sammen med veileder (kristian Norman) i møte med Rambøll for å diskutere en ny oppgave. Sammen med veileder og Rambøll (Jan og Bjarne) kom vi fram til en ny oppgave som tar for seg et tilbygg på spjelkavika videregående skole	1:20
2		21.jan	Onsdag	10:00	16:30	19:00	21:10	HIALS	I dag jobbet gruppen med forprosjektet. I løpet av arbeidsdagen fikk vi definert de ulike hovedaktivitetene samt underaktiviteter. Dagen gikk også med på å avklare ansvarsforhold, hvordan vi skal håndtere avvik og prosjektmøter for de neste månedene. Liten kvelds økt med	8:40
3		22.jan	Torsdag	8:30	16:30			HIALS	I dag jobbet gruppen med å formulere målsetting og delmål. Vi ble satt litt tilbake i dag da vi hadde misforstått hva som ble sagt på møte med Rambøll 20.01.2015. Dagen gikk også med på tidsestimere de ulike aktivitetene noe som var svært krevende og	8:00
4		23.jan	Fredag	9:00	14:30			HIALS	I dag jobbet gruppen videre med formulering av målsetting samt tidsestimering av aktivitetene. Vi brukte litt tid på og sette oss inn i programvaren MS project som er et verktøy for å tidsestimere aktiviteter med gantt-diagram. Til slutt fant vi ut at det var like greit	5:30
5		24.jan	Lørdag	12:00	17:00			Hjemme	I dag gikk tiden med på å lete fram aktuell litteratur til bacheloroppgaven samt Fem design øvelse på youtube	5:00
6		25.jan	Søndag	12:00	17:00			Hjemme	Jobbet videre med Fem design. Tegner opp en boligblokk og påførte den laster i hver etasje, men da jeg skulle analysere bygget kom det "error during calculation" så jeg prøvde å ta for meg noe mindre som en enkel ramme. Det gikk helt fin, kontrollerte resultatene opp mot manuell regning. Neste steg blir å finne ut hvordan jeg skal løse	5:00
									ARBEIDSMENGDE UKE 4	33:30
									I dag jobbet gruppen videre med forprosjektet. Det å definere prosjektet, planlegge hva vi skal starte med når vi begynner med	

7		26.jan	Mandag	8:30	18:30			Hials	bacheloroppgaven 02. februar er ikke en enkel sak. Vi har diskutert frem og tilbake store deler av dagen og mener nå og ha funne den beste målsetningen med delmål. Vi skal la målsetningen ligge noen	10:00
8		27.jan	Tirsdag	9:00	16:00			Hials	I dag satt gruppen med programvare stort sett hele dagen. Jeg brukte mye av tiden min på youtube der jeg så på filmer av fem design. Problemet med "error during calculation" brukte jeg hele dagen min på og løse. Det løste seg ikkje før helt på slutten av dagen da jeg gikk bort til en annen gruppe og prøvde deres pc	7:00
9		28.jan	Onsdag	8:40	14:00	18:00	20:00	hials	I dag begynte jeg å skrive litt om laster å påkjenninger. Dagens milepæl for meg var å skaffe meg lisens på byggforsk sintef samt lisens på "Frame" som er et statikk program. På kvelden fortsatte jeg litt med Fem design der jeg så på hvordan en kan "designe" en betong bjelke med armering. Det må jeg se nærmere på en annen	7:20
10	UKE 5	29.jan	Torsdag	9:00	18:00			hials	I dag fortsatte jeg på laster å påkjenninger	9:00
11		30.jan	Fredag	9:00	14:00			Hials	I dag satt jeg med Fem design. Jeg dimensjonerte enkle konstruksjoner i fem design og sjekket det opp mot manuell regning. Det var en glede å se at programmet og den manuelle dimensjoneringen stemte overens.	5:00
12		31.jan	Lørdag							0:00
13		01.feb	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 5										38:20
14		02.feb	Mandag	8:30	15:00			rambøll	I dag jobbet gruppen for første gang på rambøll. Dagen gikk med på mye riggen med kontorplass, hilse runder og bli kjent med systemet til rambøll. Vi satt med Revit og Fem design denne dagen fordi vi	6:30

									ventet på å få brukernavn av Rambøll. I morgen satser vi på å fortsette med informasjonshenting av plan tegninger osv.	
15		03.feb	Tirsdag	8:30	14:00	16:00	20:00	hials	I dag var vi og så på næringslivsdagen på høgskolen. Resten av dagen brukte jeg på å dimensjonere i fem design der jeg kranglet med en tak bjelke. Prøvde å regne ut opplagerkreftene og momentet på en takbjelke forhånd og på fem design men fikk ikke samme resultatet. På slutten av dagen klarte jeg endelig å få samme	9:30
16		04.feb	Onsdag	8:30	14:00			rambøll	I dag hadde vi et innformasjonsmøte med jan der vi snakket frem og tilbake om oppgaven. I forprosjektet vårt har vi sagt at vi skal finne den best egnede byggt tekniske løsningen m.h.p økonomi, men denne har vi nå tenkt å sløyfe vekk å erstatte med noe annet fordi det blir for omfattende og mer en økonomi oppgave enn en	5:30
17	UKE 6	05.feb	Torsdag	9:00	14:00			hials	I dag leste jeg meg opp på opplysninger rundt spjelkavik vgs som vi har fått av rambøll. Begynte også å skrive litt om materialene som vi har tenkt å bruke i tilbygget og egenskaper rundt disse.	5:00
18		06.feb	Fredag	9:30	16:00			hjemme	I dag fortsatte jeg å skrive om material egenskapene til betong. Sikkerhetskopiering av filene ble også gjort idag	6:30
19		07.feb	Lørdag	8:30	16:00			hjemme	Begynte dagen med å gjennomgå alt vi har gjort til nå. Etterhvert begynte jeg å skrive om egenskapene til stål.	7:30
20		08.feb	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDEN UKE 6										40:30
21		09.feb	Mandag	8:30	16:00			rambøll	I dag skrev jeg litt om stål og material egenskapene rundt dette	7:30

22	10.feb	Tirsdag	8:30	16:30				rambøll	I dag intervjuet vi arkitekten over telefon. Etter dette jobbet jeg med å finne vindbelastningen som bygget skal dimensjoneres for og skal fortsette med dette imorgen.	8:00
23	11.feb	Onsdag	8:30	17:00				rambøll	I dag jobbet jeg videre med vindbelastningen som bygget skal beregnes for. Er fremdeles ikke ferdig med dette. Føler meg egentlig litt usikker på hvordan jeg skal gjøre det Har aldri gjort dette før.	8:30
24	12.feb	Torsdag	13:30	14:30				hials	I dag jobbet gruppen med en innlevering i faget "ingeniørfaglig systemutvikling" Etter dette fortsatte jeg å se på vindlast, jeg må ha hjelp til vindberegning. Skal spørre Normann eller veileder neste gang jeg får anledning.	1:00
25	13.feb	Fredag	8:30	17:00				hjemme	I dag satt jeg med fem design, er blitt en del bedre men mye mangler fremdeles. Håper dette løser seg før vi skal begynne å dimensjonere.	8:30
26	14.feb	Lørdag	10:30	15:00				hjemme	I dag satt jeg med fem design, tegnet opp bæresystemet for spjelkavika VGS som en test. Gikk fort å tegne opp, men det gjenstår å forstå alle parameterne som er i programmet. I dag så jeg også litt nærmere på fundamentering.	4:30
27	15.feb	Søndag	14:00	15:30				hials	Prosjektmøte	1:30
ARBEIDSMENGDE UKE 7										39:30
28	16.feb	Mandag	10:00	12:00	17:00	20:00		Molde	I dag var vi på prosjekteringsmøte i Molde. På kvelden startet jeg med fem design der jeg sjekket resultater fra avanserte konstruksjoner og eksamen opp mot fem design. Noe stemte, men fikk 40 % forskjell i utnyttelsen på en oppgave noe som jeg synes var rat.. MEST SANNSYNLIG ER DET NOEN PARAMETERE SOM MÅ	5:00

29	UKE 8	17.feb	Tirsdag	8:30	16:30			rambøll	Begynte å skrive litt om samvirkekonstruksjoner fordeler/ulemper rundt dette	8:00
30		18.feb	Onsdag	8:30	17:00			rambøll	I dag tok vi noen skritt tilbake fra arbeidet vi gjorde dagen før, begynte med å definere hvordan vi skal ha bæresystemet vårt i forhold til plantegningen. Det tok hele dagen.	8:30
31		19.feb	Torsdag	8:30	17:00			hials	I dag jobbet jeg med innlevering i faget ingeniørfaglig systemutvikling, mye frem og tilbake rundt den innleveringen	8:30
32		20.feb	Fredag	8:30	15:00			hials	I dag jobbet vi med limtre, vi ringte moelven og forhørte oss om løsninger rundt bruken av limtre på tilbygget. Vi fikk oppgitt en ca sum på 10 000 -12 000 pr m3. Fortsetter med limtre på mandag	6:30
33		21.feb	Lørdag	11:00	13:00			hjemme	Fem design	2:00
34		22.feb	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 8										38:30
35		23.feb	Mandag	8:30	17:00			rambøll	I dag satt vi å jobbet med limtre og gravde opp all informasjon vi kunne hente om emnet.	8:30
									Etter samtale med veileder hos rambøll fikk vi skuten nå rett kurs	

43	UKE 10	03.mar	Tirsdag					Scandic hotell	I dag var vi på seminar om HAFAST	0:00
44		04.mar	Onsdag	8:30	17:00					8:30
45		05.mar	Torsdag	8:30	15:00					6:30
46		06.mar	Fredag	8:30	15:00					6:30
47		07.mar	Lørdag							0:00
48		08.mar	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 10										30:30
49		09.mar	Mandag	8:30	18:15			Rambøll	I dag dimensjonerte vi fagverket som skal på taket. Vi brukte Focuskonstruksjon til dette siden det var en ferdig mal til hvordan det gjøres i det programmet. Fem design er planlagt bruk til andre oppgaver.	9:45
50		10.mar	Tirsdag	9:00	16:45			Rambøll	I dag jobbet vi videre med fagverket, Men i dag fikk vi til å dimensjonere fagverket i FEM DESIGN så denne blir nå brukt!!	7:45

									dimensjonere fagverket i LVM DESIGN, så denne blir til bruk!!	
51	UKE 11	11.mar	Onsdag	8:30	17:00			Rambøll	Jobbet videre med fagverket, det er nå komplett, men det må kontroll sjekkes	8:30
52		12.mar	Torsdag	8:30	13:00			HIALS	I dag jobbet vi med søyle beregning, men vi må ha hjelp til dette på rambøll mandag	4:30
53		13.mar	Fredag					HIALS	I dag jobbet jeg med PPL	0:00
54		14.mar	Lørdag							0:00
55		15.mar	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 11										30:30
56		16.mar	Mandag	10:00	16:30			Rambøll	Jobbet videre med søyleberegning	6:30
57		17.mar	Tirsdag	8:30	17:00			Rambøll	Jobbet videre med søyleberegning	8:30

58	UKE 12	18.mar	Onsdag	8:30	16:00			Rambøll	Jobbet med søyle + fem design. Her prøver jeg å regne manuelt + sjekke svarene opp mot fem design, svarene blir ganske likt noe som er gøy å se.	7:30
59		19.mar	Torsdag	8:30	17:30			Hials	Jobbet med søyle, Spurte Kristian Normann i dag om hva han synntes om søyle beregningen så langt. Vi kom frem til at jeg kunne gjøre noen forenklinger med beregningen min, dette hjelper oss veldig med beregningene.	9:00
60		20.mar	Fredag	8:30	16:00				I dag jobbet jeg videre med søyle beregningene. Ble ferdig å dimensjonere stålsøylene. Limtre og betong ble kontrollert i fem design.	7:30
61		21.mar	Lørdag							0:00
62		22.mar	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 12										39:00
63		23.mar	Mandag	10:00	18:30			Rambøll	I brukte vi dagen til å få oversikt over arbeid så lang. Mot slutten av dagen starten vi med å konkludere.	8:30
64		24.mar	Tirsdag	9:30	16:30			Rambøll	I dag begynte vi å tegne opp hele bygget i fem design. Det oppstod problemer da vi fant ut av programmet ikke har HSQ profiet som et alternativ. Får å løse problemet prøvde vi å tegne opp profilet i (profile editor), men programmet ville ikke godta dette profilet. Vi prøver igjen imorgen.	7:00

65	UKE 13	25.mar	Onsdag	8:30	16:00			Rambøll	Fortsatte å tegne bygget inn i fem design. Fremdeles problemer knyttet til HSQ profilet. For å komme videre benytter vi en "fictitious bar" dette er en bjelke eller søyle kommando som egner seg til analytisk analyse men ikke i "steel design" som er kommandoen vi kommer til å bruke. Viss problemet ikke løser seg	7:30
66		26.mar	Torsdag	8:30	15:00			Hials	Fortsatte å tegne bygget i fem design. Ble forvirret da jeg skulle plote inn vindlasten i dag. Etter samtale med Tore på Rambøll hadde han en annen formening om hvordan jeg skulle plote inn vindlasten enn det jeg hadde. Fra før hadde jeg snakket med veileder (kristian Normann) og forsåvidt blitt enig om hvordan	6:30
67		27.mar	Fredag						Fri	0:00
68		28.mar	Lørdag							0:00
69		29.mar	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 13										29:30
70		30.mar	Mandag	9:00	14:00			HIALS	I dag jobbet vi videre med fem design og dimensjonering	5:00
71		31.mar	Tirsdag	8:30	13:00			HIALS	I dag møtte vi mange problemer. Fem design gir andre momenter enn det som vi får når vi regner manuelt med den kjente formelen $q_{pl}^2/8$. Dette må vi snakke med de på Rambøll om etter påske. Vi tror det er fordi hulldekkene er innspent i programmet. Enten kan vi regne innspent eller fritt opplagt, men siden vi skal ha en stiv skive	4:30

79		08.apr	Onsdag					Hials	PPL	0:00
80	UKE 15	09.apr	Torsdag	8:30	16:00			Hials	I dag ryddet jeg i dokumentene.	7:30
81		10.apr	Fredag					Hials	PPL	0:00
82		11.apr	Lørdag							0:00
83		12.apr	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 15										15:00
84		13.apr	Mandag	8:30	14:30			Rambøll	Fem design. Snart tegnet opp alle ramme. Som sagt tidligere vi regner ramme for ramme i stedenfor hele systemet.	6:00
85		14.apr	Tirsdag	8:30	16:00			Rambøll	Dimensjonering	7:30
86		15.apr	Onsdag	8:30	16:00			Rambøll	Dimensjonering	7:30

87	UKE 16	16.apr	Torsdag	8:30	16:00					7:30
88		17.apr	Fredag							0:00
89		18.apr	Lørdag							0:00
90		19.apr	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDEN UKE 16										28:30
91		20.apr	Mandag	8:30	20:30				I dag har vi endret HSQ bjelken. Vi har nå gått ned i dimensjon slik at den ikke stikker over hulldekket. Jan knutsen anbefalte dette. Vi har også sett litt på avstivningssystem av bygget. Vi skal ikke regne oss frem til stabiliteten til bygget. Dette blir tegnet og illustrert i revit.	12:00
92		21.apr	Tirsdag	8:30	16:00				I dag jobbet vi videre med dimensjonering	7:30
93		22.apr	Onsdag	8:30	19:45				I dag dimensjonerte vi fundamentene til bygget, men vi stusser litt på tillat grunntrykk på 4000 kn/M2 noe som programmet OVE sletten angir for grus. Dette må vi undersøke nærmere	11:15

94	UKE 17	23.apr	Torsdag						I dag jobbet jeg med PPL	0:00
95		24.apr	Fredag						i dag jobbet jeg med PPL, eksamen nærmer seg	0:00
96		25.apr	Lørdag	9:30	16:00				Alle vedleggene fra fem design er nå klare!	6:30
97		26.apr	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 17										37:15
98		27.apr	Mandag	9:30	18:00					8:30
99		28.apr	Tirsdag	8:30	16:00					7:30
100		29.apr	Onsdag					HIALS	I dag jobber vi med PPL	0:00

101	UKE 18	30.apr	Torsdag					HIALS	I dag jobber vi med PPL	0:00
102		01.mai	Fredag					HIALS	I dag jobber vi med PPL	0:00
103		02.mai	Lørdag						I dag jobber vi med PPL	0:00
104		03.mai	Søndag						I dag jobber vi med PPL	0:00
ARBEIDSMENGE UKE 18										16:00
105		04.mai	Mandag						i dag jobber vi med PPL	0:00
106		05.mai	Tirsdag						EKSAMEN I PPL	0:00
107		06.mai	Onsdag	8:30	17:30				I dag begynte vi å sette sammen oppgaven og lage struktur	9:00

115	UKE 20	14.mai	Torsdag	8:30	18:30			Rambøll	Rapportskriving og strukturering	10:00
116		15.mai	Fredag	8:30	22:00			Rambøll	Rapportskriving og strukturering	13:30
117		16.mai	Lørdag							0:00
118		17.mai	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDEN UKE 20										56:30
119	UKE 21	18.mai	Mandag	8:30	16:00			HIALS	Rapportskriving og strukturering	7:30
120		19.mai	Tirsdag							0:00
ARBEIDSMENGDEN UKE 21										7:30

KRISTOFFERS LOGG FOR BACHELOR 2015

KRISTOFFERS LOGG FOR BACHELOR 2015										
		Dato	Dag	Start dag	Slutt dag	Start kveld	Slutt kveld	Sted	Logg	Arbeidslengde
1	UKE 4	20.jan	Tirsdag	8:30	9:50			Rambøll	Koordineringsmøte med prosjektgruppen, veileder HIALS og Rambøll. Utbygging av Spjelkavik VGS blir tema for hovedoppgaven.	1:20
2		21.jan	Onsdag	10:00	18:30			HIALS	Definering av hovedaktiviteter, delaktiviteter, ansvarsforhold og rutiner knyttet til møter, oppfølging og sikkerhetskopiering på forprosjektet. Startet i tillegg med tidsestimering vha. Gantt-diagram.	8:30
3		22.jan	Torsdag	8:15	16:30			HIALS	Fortsatte der vi avsluttet i går med forprosjektet. Fikk godkjenning på aktivitetene, og begynte å definere mål. Vi har dannet oss et omtrentlig bilde av hvordan tidsbruken vil være på de ulike hovedaktivitetene. Avsluttet dagen med egenopplæring i Revit.	8:15
4		23.jan	Fredag	9:00	14:30			HIALS	Forslag til mål og gantt-diagram ble gjort ferdig, og disse vil bli vist veileder på mandag for godkjenning.	5:30
5		24.jan	Lørdag							0:00
6		25.jan	Søndag	18:00	22:30			Hjemme	Selvlæring i Revit. Øvelser i blant annet fundamentering og oppbygging av veggstruktur. Prøvde også å finne relevant litteratur til hovedoppgaven.	4:30
									ARBEIDSMENGDE UKE 4	28:05
									I dag gjorde vi ferdig et utkast av forprosjektrapporten, og overleverte denne til ekstern kontakt for eventuelle kommentarer	

7		26.jan	Mandag	8:15	18:30			HIALS	Overleverte denne til ekstern kontakt for eventuelle kommentarer. Vi ser oss så godt som ferdig med forprosjektet nå, og kommer til å bruke resten av uken hovedsakelig på programopplæring.	10:15
8		27.jan	Tirsdag	9:00	16:00	18:00	20:40	HIALS Hjemme	Startet dagen med å følge opplæringsvideoer i Revit. Øvde spesielt på søyle- og bjelkestrukturer, og hadde litt problemer med å opprette skrånak på konstruksjonen. Etter hvert begynte jeg å skrive om BIM, som er tema i delaktivitet 2.5 i hovedoppgaven.	9:40
9		28.jan	Onsdag							0:00
10	UKE 5	29.jan	Torsdag	9:45	18:15			HIALS	Forprosjektet ble i dag ferdigstilt og levert på Fronter. Resten har dagen har gått til å starte opp arbeidet med selve hovedoppgaven. Personlig har jeg studert litt generelt om planlegging og prosjektering i byggeprosjekt. Har også skrevet videre om BIM, som jeg begynte med på tirsdag.	8:30
11		30.jan	Fredag	9:00	14:00			HIALS	Skrev videre om planlegging og prosjektering.	5:00
12		31.jan	Lørdag							0:00
13		01.feb	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 5										33:25
14		02.feb	Mandag	8:30	15:15	18:00	20:30	Rambøll Hjemme	I dag har vi rigget oss til på Rambølls lokaler, og hilst på de ansatte. Arbeidsmessig har dagen stort sett gått til øvelser i Revit	9:15

								Hjemme	Arbeidsmessig har dagen stort sett gått til øvelser i Revit.	
15		03.feb	Tirsdag	8:15	14:00	19:00	21:00	HIALS Hjemme	På grunn av Næringslivsdagen, satt vi på skolen. Jobbet videre med øvinger i Revit fra Autodesk Education. Spesielt fokus på fremstillinger og uttak av tegninger. Deltok også på motivasjonsforedrag med Lasse Gustavsson.	7:45
16		04.feb	Onsdag	8:30	16:30			Rambøll	Vi startet dagen med en samtale med ekstern kontakt, angående forprosjektet og veien fremover. Sammen prøver vi nå å stake ut en fornuftig start, og vi velger å bruke første tiden på å lese oss opp, og gjøre oss kjent med prosjektet. Vi har fått tilgang til Rambølls systemer, og utforsker planer og bestemmelser som foreligger.	8:00
17	UKE 6	05.feb	Torsdag	8:30	14:00			HIALS	Jeg har brukt dagen til å lese om fylkeskommunens planer for skolene i Ålesundsregionen. Tok enkle notater fra føringer som gjelder for bygging av videregående skoler.	5:30
18		06.feb	Fredag							0:00
19		07.feb	Lørdag							0:00
20		08.feb	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 6										30:30
21		09.feb	Mandag	8:30	16:00			Rambøll	Vi har nå kom godt i gang med hovedaktivitet A2, og skrevet mye stykkevis. Jeg har brukt tid på å sy sammen stoffet, og samskrive det vi har til nå. Skrev også litt om situasjonen for prosjektet	7:30

									Det vi har til nå. Skrev også litt om situasjonen for prosjektet. Bakgrunn, alternativer, og en større overordnet plan.		
22		10.feb	Tirsdag	8:30	16:30			Rambøll	Dette har vært en produktiv dag. Vi har blant annet ringt og intervjuet arkitekten på prosjektet, og foretatt valg av arkitektonisk løsning.	8:00	
23		11.feb	Onsdag	8:30	17:00			Rambøll	I dag har vi fått på plass en enkel fremstilling av de arkitektoniske alternativene i rapporten. Vi har også godt i gang med å undersøke hvilke laster som påvirker bygget. Den første framdriftsrapporten ble utfylt og oversendt til veileder HIALS.	8:30	
24	UKE 7	12.feb	Torsdag	9:00	14:00			HIALS	Lastene på bygget er identifisert, og jeg har begynt å hente inn informasjon om ulike materialer.	5:00	
25		13.feb	Fredag							0:00	
26		14.feb	Lørdag							0:00	
27		15.feb	Søndag	14:00	15:30			HIALS	Prosjektmøte	1:30	
ARBEIDSMENGDE UKE 7										30:30	
28			16.feb	Mandag	10:00	12:00			Molde	I dag teltok vi på prosjekteringsmøte med prosjektgruppen i Molde. Tilstede var byggherre, arkitekt, representant fra brukergruppen, RIB, RIE og RIV. Det var interessant å høre hvordan et slikt møte foregikk, og vi fikk et lite innblikk i hvordan de ulike	2:00

								aktørene samarbeider med hverandre.		
29		17.feb	Tirsdag	8:30	16:30			Rambøll	Vi er nå i gang med A3 Byggtekniske løsninger, og jeg begynte å skrive om betongkonstruksjoner. Fordeler/ulempes med plasstøpt betong, og prefabrikkerte elementer. Vi ser for oss å jobbe oss gjennom alle mulige løsninger, for å finne den endelige vi vil gå videre med.	8:00
30		18.feb	Onsdag	8:30	17:00			Rambøll	Dagen startet med et møte med ekstern kontakt. Han ba oss starte med treverk, for så å jobbe oss gjennom ulike materialer, og finne ut hva som fungerer og ikke. Det ble foreslått at vi tok en ringerunde til de ulike leverandørene av betong, stål og tre. Etterhvert gikk dagen til å finne ut hvordan vi ville plassere søylene og bjelkene i bygget.	8:30
31	UKE 8	19.feb	Torsdag							0:00
32		20.feb	Fredag	9:00	15:00			HIALS	Vi har brukt dagen til å sette oss inn i bruken av limtre, og limtreets egenskaper ved brann. Har også ringt Moelven, og forhørt oss om mulighetene til å benytte treverk i konstruksjonen vår. Spesielt fokus på limtre og brannegenskaper.	6:00
33		21.feb	Lørdag							0:00
34		22.feb	Søndag	15:00	18:00			Hjemme	Øvelser i Revit.	3:00
ARBEIDSMENGDE UKE 8										27:30
35		23.feb	Mandag	8:30	16:30			Rambøll	Vi fortsatte i dag der vi slapp på fredag. Prøvde å undersøke hvordan søyler/bjelker av limtre reagerte under brann, og om det var mulig å benytte materialet i konstruksjonen vår. Vi er litt usikre	8:00

									var mulig å benytte materialet i konstruksjonen var. Vi er litt usikre på hvor veien går videre...	
36		24.feb	Tirsdag	8:30	17:00			Rambøll	Etter et kort møte med Jan Knutsen, bestemte vi for å definere selve bæresystemet først, og heller se på materialer senere. Dagen gikk dermed til å tegne søyleplassering ut i fra arkitektens tegning i AutoCAD. Vi fant samtidig lengste bjelkespenn, dekkespenn og største lastareal for mest påkjente søyle i et bjelke/søyle-system.	8:30
37		25.feb	Onsdag	8:30	17:00	18:30	19:30	Rambøll Hjemme	I dag prøvde jeg å oppsummere gårsdagen i fylldig og forklarende tekst, mtp. rapporten. Jeg fikk hjelp av brannteknisk prosjekterende i Rambøll til å skrive intro om brann. Vi startet så vidt å regne på de mest utsatte søylene og bjelkene i systemet.	9:30
38	UKE 9	26.feb	Torsdag	8:30	16:30			HIALS	I dag har vi gjort en brannteknisk dimensjonering av limtredrager. Vi fant ut hvilken dimensjon vi eventuelt trenger, dersom vi benytter treverk, og den skal beholde styrken gjennom 30 minutter brann. Har også skrevet framdriftsrapport, og hatt en kort dialog med Normann.	8:00
39		27.feb	Fredag	8:30	15:00	18:00	21:00	HIALS Hjemme	Vi har prøvd å gå videre, og se på søyler av limtre. Knutepunkt og innfestninger er også vurdert. På kvelden jobbet jeg med øvelser knyttet til fundamentering i Revit.	9:30
40		28.feb	Lørdag							0:00
41		01.mar	Søndag	14:00	18:00			Hjemme	Øvelser i Revit.	4:00
ARBEIDSMENGDE UKE 9										47:30
42		02.mar	Mandag	8:30	17:15			Rambøll	Etter å ha tatt for oss limtre de siste ukene, startet vi i dag på stål og betong. Vi studerte hvordan vi kunne isolere stålkonstruksjoner mot brann, og hvor stor overdekning som var nødvendig i	8:45

									mot brann, og hvor stor overdekning som var nødvendig i betongen for at armeringsstålet skulle unngå hurtig oppvarming.	
43		03.mar	Tirsdag							0:00
44		04.mar	Onsdag	8:30	18:00			Rambøll	Vi ble i dag ferdige med brannvurderingen av stål og betong, og jeg begynte å tegne opp tverrsnitt som viser takhøyden med ulike bjelkematerialer.	9:30
45	UKE 10	05.mar	Torsdag							0:00
46		06.mar	Fredag	8:30	16:00			HIALS	Vi har startet med å se på ulike fagverkløsninger for bæring i taket. Ingen av standardfagverkene fra ene leverandøren hadde stor nok kapasitet.	7:30
47		07.mar	Lørdag			17:00	20:30	Hjemme	Øvelser i Revit.	3:30
48		08.mar	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 10										29:15
49		09.mar	Mandag	8:30	18:30			Rambøll	For å komme fram til et fagverk som kunne benyttes i tilbygget, brukte vi i dag FEM-Design til å beregne ulike profiler.	10:00

50	UKE 11	10.mar	Tirsdag	9:00	16:45			Rambøll	Etter samtale med veileder i Rambøll, kom vi fram til at fagverket vi jobbet med i går ikke fungerte godt. Han fortalte at fagverket burde være høyest der hvor momentet var størst.	7:45
51		11.mar	Onsdag	8:30	17:00			Rambøll	Vi innrettet oss i dag etter rådene fra i går, og designet et fagverk som har kapasitet nok til å tåle spennet og belastningen fra taket.	8:30
52		12.mar	Torsdag	8:30	13:00			HIALS	I dag har vi begynt å beregne på søylene i bygget. Det er mer utfordrende å ta for seg søylene enn bjelkene, fordi de er kontinuerlige gjennom hele bygget, og blir påkjent av mange ulike laster.	4:30
53		13.mar	Fredag							0:00
54		14.mar	Lørdag							0:00
55		15.mar	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 11										30:45
56		16.mar	Mandag	10:00	16:30			Rambøll	Jeg har satt inn et lite støt i forhold til fleksibilitet og ulike materialer/dimensjoners betydning for fleksibilitet i bygget vårt.	6:30

57	UKE 12	17.mar	Tirsdag	8:30	17:00			Rambøll	I dag fortsatte jeg med fleksibilitet. Det er spesielt viktig å se på takhøyde, og størrelsen på dimensjonene, fordi det skal gå store ventilasjonskanaler gjennom bygget. Krav til minimum takhøyde i skolebygg er 2,7 meter.	8:30
58		18.mar	Onsdag	8:30	16:00			Rambøll	Jeg gjorde meg stort sett ferdig med fleksibilitet i går, og har brukt dagen i dag til hjelpe Eirik med søyleberegning. Har også tegnet noen enkle skisser i Revit, og begynt å se på et alternativ med bærende vegger, istedenfor søyler/bjelker.	7:30
59		19.mar	Torsdag	8:30	17:30			HIALS	For å snevre inn de ulike metodene for bæresystem, har jeg i dag startet en oppsummering av de ulike opp mot brann, fleksibilitet og økonomi. Økonomibiten innebærer en omtrentlig overslagsberegning av mengder i de ulike løsningene, og å sjekke disse opp mot prislistene.	9:00
60		20.mar	Fredag	8:30	16:00	20:00	22:00	HIALS Hjemme	I dag har jeg dimensjonert en HSQ-bjelke manuelt, som kanskje skal benyttes i midtre bjelkerad. Jeg har i tillegg jobbet med tverrsnitt og lengdesnittstegningene. På kvelden redigerte jeg detaljtegninger i forbindelse med den midtre bjelkeraden.	9:30
61		21.mar	Lørdag							0:00
62		22.mar	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 12										41:00
63		23.mar	Mandag	11:00	18:30			Rambøll		7:30

64		24.mar	Tirsdag	8:30	16:00			Rambøll		7:30
65		25.mar	Onsdag	8:30	16:00	19:00	20:30	Rambøll Hjemme		9:00
66	UKE 13	26.mar	Torsdag	8:30	18:00			HIALS		9:30
67		27.mar	Fredag							0:00
68		28.mar	Lørdag							0:00
69		29.mar	Søndag							0:00
70		30.mar	Mandag	8:30	14:00			HIALS		5:30

ARBEIDSMENGDEN UKE 13

33:30

71		31.mar	Tirsdag	8:30	13:00			HIALS		4:30
72		01.apr	Onsdag							0:00
73	UKE 14	02.apr	Torsdag							0:00
74		03.apr	Fredag							0:00
75		04.apr	Lørdag							0:00
76		05.apr	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGE UKE 14										10:00
77		06.apr	Mandag							0:00
78		07.apr	Tirsdag	8:30	17:15			Rambøll		8:45

79	UKE 15	08.apr	Onsdag							0:00
80		09.apr	Torsdag	15:00	19:00			HIALS	Innføring av manuell dimensjonering. (HSQ, IPE)	4:00
81		10.apr	Fredag							0:00
82		11.apr	Lørdag							0:00
83		12.apr	Søndag	11:00	16:00			Hjemme	Oppdatering av Revit-modell og tegninger.	5:00
ARBEIDSMENGDE UKE 15										17:45
84		13.apr	Mandag			18:00	21:00	Hjemme	Innføring av manuell dimensjonering. (HSQ, hulldekker)	3:00
85		14.apr	Tirsdag	8:30	16:15			Rambøll	Innføring av manuell dimensjonering. (Stålsøyle)	7:45

86	UKE 16	15.apr	Onsdag	9:00	15:30	16:45	20:00	Rambøll Hjemme	I dag har jeg fortsatt med innføringer av manuell dimensjonering. I tillegg har jeg startet dimensjonering av søylefundamenter i akse - 3.	9:45
87		16.apr	Torsdag	8:30	15:30			HIALS		7:00
88		17.apr	Fredag							0:00
89		18.apr	Lørdag							0:00
90		19.apr	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 16										27:30
91		20.apr	Mandag	8:30	20:30			Rambøll	Vi har endret påstøpen fra 80 til 40 mm, noe som gjør at vekten av denne halveres. Dagen har gått med til å rette opp manuelle beregninger, samt senke høyden på HSQ-bjelken.	12:00
92		21.apr	Tirsdag	8:30	16:00			Rambøll	Har i dag fortsatt arbeidet med å gjennomgå og rette tidligere utregning.	7:30

93	UKE 17	22.apr	Onsdag	8:30	20:00			Rambøll	Endringsarbeidet har fortsatt, og vi har vurdert hvorvidt vi skal studere konstruksjonsdetaljer i de siste ukene.	11:30
94		23.apr	Torsdag	10:00	11:00			HIALS	VI har vært i møte med Normann på skolen, da han ville ha en oppdatering på hvordan det ligger an med oppgaven. Ble enige om å fokusere litt på detaljløsninger og knutepunkt siste ukene.	1:00
95		24.apr	Fredag							0:00
96		25.apr	Lørdag							0:00
97		26.apr	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 17										32:00
98		27.apr	Mandag	9:30	16:00			Rambøll	Jeg har tegnet detaljetegninger for fundament, bjelke/søyle og hulldekker mot bjelker.	6:30
99		28.apr	Tirsdag	8:30	16:00			Rambøll	Fortsatte med detaljetegninger. Vi har også laget en "innholdsfortegnelse" for hvordan vi ser for oss rapportoppbyggingen. Dette vil bli tema etter eksamen i Ingeniørfaglig Systemutvikling og Systemteknikk neste uke.	7:30

100	UKE 18	29.apr	Onsdag							0:00
101		30.apr	Torsdag							0:00
102		01.mai	Fredag							0:00
103		02.mai	Lørdag							0:00
104		03.mai	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGE UKE 18										14:00
105		04.mai	Mandag							0:00
106		05.mai	Tirsdag							0:00
									Vi ser oss stort sett ferdig med innholdet i rapporten. Arbeidet i	

107	UKE 19	06.mai	Onsdag	8:30	17:30			Rambøll	dag har vært å starte med struktureringen og systematiseringen av rapport.	9:00
108		07.mai	Torsdag	8:30	19:00			Rambøll	Rapportskriving med utredning av grunnforhold og avstivningssystem. Strukturering av kilder.	10:30
109		08.mai	Fredag							0:00
110		09.mai	Lørdag							0:00
111		10.mai	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGE UKE 19										19:30
112		11.mai	Mandag	8:30	18:00			Rambøll	Rapportskriving. Vedleggsliste, referanseliste, avgrensninger og forord.	9:30
113		12.mai	Tirsdag	8:30	19:30			Rambøll	Det avdekkes en del småting vi blir nødt til å korrigere for å skape et godt system i rapporten. Stiler, tabeller og figurer struktureres.	11:00
114		13.mai	Onsdag	8:30	21:00			Rambøll	I dag har vi blant annet fått gjort beregninger på konsollsveisen som skal holde dragerene oppe. Sveisen er dimensjonert manuelt	12:30

									og tilknyttet rapporten.	
115	UKE 20	14.mai	Torsdag	8:30	18:30			HIALS	Vi har studert hvordan fagverket skal festes til søylene, og fortsatt generell strukturering av rapporten. Figurliste og tabelliste er laget.	10:00
116		15.mai	Fredag	8:30	22:00			Rambøll	Selv om frist for innlevering er utsatt, har vi som mål å levere oppgaven snarest mulig. Det er kanskje også litt overraskende hvor mye arbeid det ligger i å strukturere rapporten. Dette har vært arbeidet også i dag.	13:30
117		16.mai	Lørdag	10:00	15:00			Hjemme	Lagring av rapport og vedlegg som PDF, og siste finish på samtlige dokumenter.	5:00
118		17.mai	Søndag							0:00
ARBEIDSMENGDE UKE 20										61:30
119	UKE 21	18.mai	Mandag							0:00
120		19.mai	Tirsdag	8:30	15:00			Rambøll	Vi har skrevet sammendrag, og begynt utskrift av rapporten. Prosjektet er gjennomført.	6:30
ARBEIDSMENGDE UKE 21										6:30

VEDLEGG 3.3

Fremdriftsrapporter

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Spjelkavik VGS	Antall møter denne periode 1). 1 m/ekstern kontakt	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund / Rambøll	Side 1 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 6 / 7	Antall timer denne per. (fra logg) 64t + 79t	Prosjektgruppe (navn) Dahle / Aasheim	Dato 10.feb

<p>Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden</p> <p>Hovedaktivitet A2 Innledende fase. Innføring i bakgrunnsvalg og prosjektet generelt.</p>
<p>Planlagte aktiviteter i denne perioden</p> <p>2.1/2.2 Gjøre seg kjent med aktuelle lover, forskrifter og standarder 2.3 Delta i prosjekteringsmøte 2.4 Intervjue prosjektarkitekt, og foreta valg av arkitektonisk alternativ 2.5 Innføring i BIM Sørge for egenopplæring i Revit og FEM-Design</p>
<p>Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden</p> <p>2.1/2.2 Gjøre seg kjent med aktuelle lover, forskrifter og standarder 2.4 Intervjue prosjektarkitekt, og foreta valg av arkitektonisk alternativ 2.5 Innføring i BIM Sørge for egenopplæring i Revit og FEM-Design</p>
<p>Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter</p> <p>Det har ikke vært avholdt prosjekteringsmøter i perioden, og aktivitet 2.3 vil derfor bli utsatt til mandag 16.februar i neste periode.</p>
<p>Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen</p> <p>Målsetting vil bli endret, da økonomi blir for omfattende å gå i dybden på. Møter med ekstern kontakt lar seg ikke gjøre hver mandag klokken 09 pga. tilgjengelighet. Korte møter gjøres herved etter behov som vurderes fortløpende.</p>
<p>Erfaring fra denne perioden</p> <p>Etter en noe treg start, føler vi at vi har benyttet perioden godt og gjort det meste etter planen. Vi erfarer at den reelle fremdriften ikke nødvendigvis stemmer med tidsestimeringen i Gantt-diagrammet, uten at dette utgjør store avvik. Opplæring i dataprogrammene gjøres stort sett etter at normal arbeidstid er over, og vi er i rute i forhold til hovedaktivitet A4/A5. Lærebøker, opplæringsvideoer på internett, og kompetanse i bedrift benyttes til hjelp. Aasheim har i første omgang ansvar for FEM-Design, og Dahle for Revit. Etter hvert vil vi lære opp hverandre i begge program.</p>
<p>Hovedhensikt/fokus neste periode</p> <p>Hovedaktivitet A3 Byggtekniske løsninger. Starte prosessen rundt valg av bærende konstruksjon.</p>
<p>Planlagte aktiviteter neste periode</p> <p>3.1 Sette oss inn i muligheter for valg av bæresystem. Diskutere fordeler/ulempene ved ulike materialer, bygningsdeler og metoder. Sørge for egenopplæring i Revit og FEM-Design</p>

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Spjelkavik VGS	Antall møter denne periode 1). 1 m/ekstern kontakt	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund / Rambøll	Side 2 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 6 / 7	Antall timer denne per. (fra logg) 64t + 79t	Prosjektgruppe (navn) Dahle / Aasheim	Dato 10.feb

Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder	Signatur øvrige gruppedeltakere
<i>Kristoffer Dahle</i>	<i>Eirik Aasheim</i>

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Spjelkavik VGS	Antall møter denne periode 1). 1 m/ekstern kontakt 1 m/veileder 1 prosjektmøte	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund / Rambøll	Side 1 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 8 / 9	Antall timer denne per. (fra logg) 58t + 78t	Prosjektgruppe (navn) Dahle / Aasheim	Dato 26.feb

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Hovedaktivitet A3 Byggtekniske løsninger. Vurdering av ulike bæresystemer og materialer, og deres egenskaper knyttet til brann og funksjonalitet.
Planlagte aktiviteter i denne perioden 3.1 Aktuelle metoder Sørge for egenopplæring i Revit og FEM-Design
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden 3.1 Aktuelle metoder (Pågår) Sørge for egenopplæring i Revit og FEM-Design
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Det har ikke vært avvik i forhold til aktiviteter denne perioden.
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen 3.1 Aktuelle metoder og 3.2 Vurderingskriterier handler mye om det samme. Det settes ikke et klart skille mellom disse aktivitetene, men de flyter i hverandre.
Erfaring fra denne perioden Vi ser at A3 Byggtekniske løsninger og A4 Dimensjonering flettes delvis inn i hverandre i praksis. Det vil være nødvendig å gjøre enkle beregninger allerede, i forhold til å vurdere hvilke materialer og bærende konstruksjon vi behøver. I forhold til opplæringen i dataprogrammene er status lik som i forrige rapport. Kvelder og "fritid" benyttes stort sett til dette, og vi føler vi har kontroll i forhold til aktivitetene hvor disse skal brukes. FEM-Design oppleves kanskje som litt mer utfordrende enn Revit, da dette er helt nytt for oss. Autodesk sine produkter AutoCAD og Revit er vi delvis kjent med fra undervisning i skolen.
Hovedhensikt/fokus neste periode Hovedaktivitet A3 Byggtekniske løsninger. Vi fortsetter arbeidet med konstruksjonsløsninger og materialer, også i neste periode. Dette samsvarer med framdriftsplanen.
Planlagte aktiviteter neste periode 3.1 Sette oss inn i muligheter for valg av bæresystem. Diskutere fordeler/ulempes ved ulike materialer, bygningsdeler og metoder. Sørge for egenopplæring i Revit og FEM-Design
Annet Det ble levert en revidert utgave av forprosjektrapporten den 19.02.15. Vi har endret vektningen av økonomiske vurderinger i forhold til resultatmålet for hovedprosjektet.

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Spjelkavik VGS	Antall moter denne periode 1). 1 m/ekstern kontakt 1 m/veileder 1 prosjektmote	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund / Rambøll	Side 2 av 2
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 8 / 9	Antall timer denne per. (fra logg) 58t + 78t	Prosjektgruppe (navn) Dahle / Aasheim	Dato 26.feb

Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Godkjenning/signatur gruppeleder



Signatur øvrige gruppedeltakere





1) Noter her kort tilbakemelding om antall moter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Spjelkavik VGS	Antall møter denne periode 1). 1 prosjektmøte	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund / Rambøll	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 10 / 11	Antall timer denne per. (fra logg) 57 t + 61 t	Prosjektgruppe (navn) Dahle / Aasheim	Date 12.mar

<p>Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden</p> <p>Hovedaktivitet A3 Byggtekniske løsninger. Vurdering av ulike bæresystemer og materialer, og deres egenskaper knyttet til brann og funksjonalitet.</p>	
<p>Planlagte aktiviteter i denne perioden</p> <p>3.1 Aktuelle metoder og 3.2 Vurderingskriterier Sørge for egenopplæring i Revit og FEM-Design</p>	
<p>Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden</p> <p>3.1 Aktuelle metoder og 3.2 Vurderingskriterier (Pågår) Sørge for egenopplæring i Revit og FEM-Design</p>	
<p>Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter</p> <p>Det har ikke vært avvik i forhold til aktiviteter denne perioden.</p>	
<p>Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen</p> <p>Som nevnt i forrige rapport, flyter 3.1 og 3.2 i hverandre. Vi gjør også enkelte beregninger og produserer tegninger for å illustrere ulike løsninger, selv om dette hovedsakelig inngår i aktivitet A4 og A5.</p>	
<p>Erfaring fra denne perioden</p> <p>A3 tar litt lengre tid enn forventet, og vil pågå en stund til. I gjengjeld er A4 og A5 påbegynt, og i sum kan vi fortsatt si at vi har kontroll tidsmessig.</p>	
<p>Hovedhensikt/fokus neste periode</p> <p>Bli ferdig med A3 før påske, og komme i gang med dimensjoneringen av tilbygget.</p>	
<p>Planlagte aktiviteter neste periode</p> <p>A4 Dimensjonering Vi gjør oss ferdig med vurderingen i A3, og retter fullt fokus mot en endelig løsning i dimensjoneringen.</p>	
<p>Annet</p>	
<p>Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers</p>	
<p>Godkjenning/signatur gruppeleder</p> <p><i>Kristoffer Dahle</i></p>	<p>Signatur øvrige gruppedeltakere</p> <p><i>Eirik Aasheim</i></p>

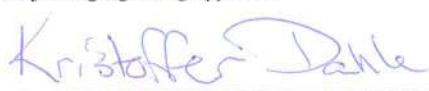

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Spjelkavik VGS	Antall møter denne periode 1). 1 møte m/ekstern 1 møte m/veileder	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund / Rambøll	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 12/13	Antall timer denne per. (fra logg) 65 t + 62 t	Prosjektgruppe (navn) Dahle/Aasheim	Dato 26.mar

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Hovedaktivitet A3 Byggetekniske løsninger og A4 Dimensjonering. Vurdering av ulike bæresystemer og materialer, og deres egenskaper knyttet til brann og funksjonalitet. Sette i gang statiske beregninger og dimensjonering av endelig løsning.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden 3.2 Vurderingskriterier og 4.1 Beregninger	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden 3.2 Vurderingskriterier og 4.1 Beregninger (Pågår) Vi har dratt en konklusjon i forhold til valg av bæresystem og materialbruk. Fremover vil dimensjonering og tegning/modellering være fokus.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Det har ikke vært avvik i forhold til aktiviteter denne perioden.	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen Vi ser at A6 Energi utgår på grunn av tiden som er igjen av oppgaven. Vi velger heller å fokusere på en grundigere dimensjonering og modellering.	
Erfaring fra denne perioden	
Hovedhensikt/fokus neste periode Ferie/A4 Dimensjonering.	
Planlagte aktiviteter neste periode Vi tar påskeferie fom. onsdag 1.april, og vender tilbake til arbeidet tirsdag 7.april. Dimensjonering vil være hovedfokus første uke over påske.	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder 	Signatur øvrige gruppedeltakere 



1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Spjelkavik VGS	Antall moter denne periode 1).	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund /Ramboll	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 15/16	Antall timer denne per. (fra logg) 44 t + 42 t	Prosjektgruppe (navn) Dahle/Aasheim	Dato 16.apr

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden A4 Dimensjonering. Dimensjonere den endelige løsningen.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden 4.1 Beregninger	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden 4.1 Beregninger (Pågår) og 5.1 Modellfase (Pågår)	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Vi ligger noe i forkant av tidsplanen ift.at mye av dimensjoneringen er gjort. De fleste bygningsdeler er bestemt og klar til tegning.	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Erfaring fra denne perioden Etter hvert som dimensjoneringen faller på plass, begynner vi nå å se enden på prosjektet. Det gjenstår litt mtp. fundamentering og enkelte søylerader. Det er tegnet opp en foreløpig modell i Revit, og tegninger hentes ut både fra Revit og AutoCAD. Vi har omsider også fått god kontroll på FEM-Design.	
Hovedhensikt/fokus neste periode Fokus for kommende periode blir å bestemme alle dimensjoner, samt klargjøre nødvendige tegninger. Vi begynner i tillegg med lett innføring og strukturering av stoff til rapporten.	
Planlagte aktiviteter neste periode A5 Modellering	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder 	Signatur øvrige gruppedeltakere 

1) Noter her kort tilbakemelding om antall moter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

IB303312 Bacheloroppgave	Prosjekt Spjelkavik VGS	Antall møter denne periode 1). 1 m/ekstern kontakt 1 m/veileder	Firma - Oppdragsgiver Høgskolen i Ålesund / Rambøll	Side 1 av 1
Rapport fra prosess Framdriftsrapport	Periode/uke(r) 17 / 18	Antall timer denne per. (fra logg) 66t + 53t	Prosjektgruppe (navn) Dahle / Aasheim	Dato 07.mai

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Hovedaktivitet A7 Slutfase. Strukturere og finskrive rapport.	
Planlagte aktiviteter i denne perioden	
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Ferdigstillelse av dimensjoneringen, tegninger og strukturering av dokumenter.	
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Det har ikke vært avvik i forhold til aktiviteter denne perioden.	
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen	
Erfaring fra denne perioden Vi anser oss stort sett som ferdige med oppgaven, og jobber med å strukturere stoffet vi har produsert de siste månedene i en oversiktlig rapport. Etter samtale med veileder HIALS, har vi den siste tiden tegnet detaljer for ulike knutepunkt i konstruksjonen.	
Hovedhensikt/fokus neste periode Gjøre ferdig rapporten, og levere.	
Planlagte aktiviteter neste periode	
Annet	
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers	
Godkjenning/signatur gruppeleder 	Signatur øvrige gruppedeltakere 

1) Noter her kort tilbakemelding om antall møter – fordelt på typer (interne, styringsgruppe, møte med veileder) - i denne rapportperioden

VEDLEGG 3.4

Møtereferater

PLANLEGGINGSMØTE

Rambøll

No. 1
25.08.14
Storgata 25

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Bjørnar Helland
Jan Knutsen

Notater:

- Hvor mange er det ønskelig å ha med på gruppen? Ønsker du å skrive alene?
- Tema – hva er interessant/uinteressant?
- Send inn endelig gruppeoppsett innen 12. september
- Kom med forslag til tema innen medio oktober

PLANLEGGINGSMØTE

Rambøll

No. 2
05.11.14
Storgata 25

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim
Bjørnar Helland
Jan Knutsen

Referat:

- Betong og stål blir aktuelle materialer
- Framlagt forslag om dimensjonering av nytt omsorgssenter på Eidet i Vatne
- Diskutere med veileder på HIALS hvor mye som er aktuelt å bite over
- Dimensjonering av plass-støpt kjeller og/eller stål og hulldekker i etasjene
- Diskusjon rundt aktuelle dimensjoneringsprogram

PLANLEGGINGSMØTE

Rambøll

No. 3
20.01.15
Storgata 25

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim
Bjørnar Helland
Jan Knutsen
Kenneth Smith
Kristian Normann

Referat:

- Ekstern veileder blir Jan Knutsen
- Ny oppgave – Utvidelse av Spjelkavik VGS
- Prosjektet er i en skissefase hos Rambøll
- Fem ulike alternativ vurderes
- Definert som BIM-prosjekt
- Sørg for innføring i Revit og dimensjoneringsprogram (FEM-design?)
- Oppgaven vår deles i et skisseprosjekt og et detaljprosjekt

Oppgavestruktur

- Utvikling – Alternative betraktninger
 - Intervju av arkitekt
 - Prosjekteringsmøter/Særmøter
 - Statikk-løsning med begrunnelse for kostnad, FDV osv.
- Nybygg
 - 3D
 - Global lastvurdering (Jordskjelvberegninger)
 - Dimensjonering (Søyler, dragere, dekker, fundamenter)
- Opsjon på energiberegninger

PROSJEKTMØTE

No. 1
15.02.15
Høgskolen i Ålesund

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim

Referat:

Dette møtet handler om aktiviteten A2:

- 2.1 lover og regler er ferdig
- 2.2 Standarder er ferdig
- 2.3 blir arrangert mandag 16.02.15
- 2.4 Intervju av arkitekt er ferdig
- 2.5 BIM er ferdig

I dag gikk vi igjennom alle dokumentene så langt.

Konklusjon: Det ser bra ut, vi er på rett spor, men noe mangler. Vi regner med at punktene som mangler vil dukke opp etterhvert som vi starter på A3 som er hovedaktiviteten vår.

PROSJEKTMØTE

No. 2
08.03.15
Høgskolen i Ålesund

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim

Referat:

- Vi har gått over i en mer vurderende del av prosjektet. Tendensen til nå, er at vi tar for oss mer eller mindre ett materiale i gangen. Dragere dimensjoneres grovt i de aktuelle materialene, for å få et vurderingsgrunnlag ut i fra nødvendige dimensjoner.
- Fremdriften går noenlunde som planlagt, men vi merker at materialvurderingen er en tidkrevende prosess.
- Opplever utfordringer i opplæring av FEM-Design, men fortsetter øvelsene frem til A4 Dimensjonering.

PROSJEKTMØTE

No. 3
19.04.15
Høgskolen i Ålesund

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim

Referat:

Tiden begynner å bli knapp, men vi har foreløpig kontroll på hva som skal produseres. Vi opplevde at aktivitet A3 tok lengre tid enn planlagt, noe som forskjøv A4.

Det er etter hvert opparbeidet god kompetanse i FEM-Design og Revit, noe som gjør at aktivitet A4 og A5 gjennomføres per dags dato. Vi har besluttet at A6 Energi utgår, pga. prioritering av en grundigere dimensjonering- og tegningsprosess.

Arbeidsmengden vil avta noe i tiden fremover, da vi legger inn tid til eksamen i Ingeniørfaglig systemutvikling og systemteknikk.

KOORDINERINGSMØTE

Ekstern kontakt

No. 1
04.02.15
Storgata 25

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim
Jan Knutsen

Referat:

- Jan er fornøyd med forprosjektet, men setter spørsmål ved økonomi i målsetningen.
- Revisjon må vurderes, for å endre mål.
- Kommer til å bruke litt tid i begynnelsen på å sette oss inn i prosjektet. Lese dokumenter og kontrakter, og forstå behov og forutsetninger.
- Møte med ekstern kontakt hver mandag klokken 09:00 kan bli vanskelig å få til i praksis.
- Møter organiseres fortløpende. Prosjektgruppen styrer ordet, og bringer informasjon/spørsmål.

KOORDINERINGSMØTE

Ekstern kontakt

No. 2
18.02.15
Storgata 25

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim
Jan Knutsen

Referat:

- Diskusjon rundt hvordan vi skulle starte A3.
- Ble enige om å se på treverk først, og starte en elimineringsprosess for å finne best egnede materiale for tilbygget.
- Prosjektgruppen forbereder intervju, og ringer de ulike leverandørene av tre, stål og betong.

KOORDINERINGSMØTE

Ekstern kontakt

No. 3
24.02.15
Storgata 25

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim
Jan Knutsen

Referat:

- Det gjøres endring i forhold til fremgangsmåte. Vi definerer bæresystem og foreløpige plasseringer, før vi tar runden med materialene.
- På denne måten kan vi starte en enkel dimensjonering, og forholde oss til midlertidige dimensjoner.
- Det vil muligens være mer hensiktsmessig å si noe om fleksibilitet og brann, når vi har størrelser å forholde oss til.

KOORDINERINGSMØTE HIALS

No. 1
20.02.15
Høgskolen i Ålesund

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim
Kristian Normann

Referat:

Kjapt møte med Kristian i dag der vi snakket om hva vi har gjort så langt og hva vi skal gjøre videre. Kristian snakket om at det nye tilbygget kunne få setninger som kan skape problemer ved flettingen av det gamle og nye bygget. Vi kom frem til at vi vertfall skal nevne det i oppgaven vår, men ikke skrive detaljert rundt den problemstillingen da det ikke er resultatmålet vårt.

Videre sa Kristian at limtre mest sannsynlig ikke er aktuelt fordi det likevel blir gjemt vekk i form av nedsenket innvendig tak. Men vi skal likevel skrive litt om limtre som en aktuell løsning på å finne den beste byggtekniske løsningen med hensyn på brann, fleksibilitet og en smule økonomi.

KOORDINERINGSMØTE HIALS

No. 2
26.03.15
Høgskolen i Ålesund

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim
Kristian Normann

Referat:

- Et kort møte med veileder for å informere om hvordan arbeidet har pågått så langt.
- Veileder er gjort kjent med foreløpige dimensjoner og bæring.
- Ingen øvrige kommentarer.

KOORDINERINGSMØTE HIALS

No. 3
23.04.15
Høgskolen i Ålesund

Deltakere:

Kristoffer Dahle
Eirik Aasheim
Kristian Normann

Referat:

- Veileder synes arbeidet så langt ser bra ut, men påpeker at det i tiden frem mot deadline bør tenkes på innfestningsdetaljer.
- Fagverkets over- og undergurt endres fra å bestå av mange ulike segmenter, til å være kontinuerlige.
- Veileder er gjort kjent med endelig modell, avstivningssystem og bæresystem i prosjektet.

VEDLEGG 3.5

Forside

For Høgskolen i Ålesund

BACHELOR 2015

Tilbygg på Spjelkavik VGS

- Valg av bæresystem
- Dimensjonering
- 3D-modellering

Kristoffer Dahle & Eirik Aasheim

i samarbeid med

RAMBOLL

VEDLEGG 3.6

Kontrakt

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):

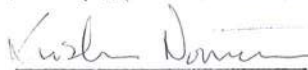
- Støtte studenten i utvelgelse og utforming/beskrivelse av bacheloroppgaven.
- Navngitt person, fra oppdragsgiver/firma, som kontaktperson/veileder for studentgruppen.
- Dekke alle nødvendige utgifter (ikke lønn) som reise, evt. kontorhold, kopiering, spesielle programvare etc.
- Forsikre studentene som om de var tilsatt i firmaet. (Spesielt ulykkesforsikring når studentene er ute på anlegg).

Generelt:

Bacheloroppgaven er Høgskolens 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 Høgskolen i Ålesund og oppdragsgiver (bedrift)

Dato: 26/11-14

KRISTIAN NORKUMANN



Høgskolen i Ålesund

Oppdragsgiver (bedrift)
BJØRNAR HELLAND

EMIK FOSTERV



Student(er)