



Bacheloroppgave

IB303312 Bacheloroppgave

Gangveiforbindelse i Brosundet mellom Aspøya og Nørvøya

Kandidatnumre: 10035, 10029.

Totalt antall sider inkludert forsiden: 172 s.

Innlevert Ålesund 20.05.2019.

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 §§14 og 15.	<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 §31	<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: Liv Møller Christensen

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 HiM med forfatter(ne)s godkjenning.

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

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

ja

Er oppgaven båndlagt (konfidensiell)?
nei

ja

(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: 20.05.2019

FORORD

Denne bacheloroppgaven er skrevet ved NTNU Ålesund i forbindelse med avslutning av byggingeniør utdannelsen vår. Gruppen går studiet byggingeniør med valgt studieretning byggteknikk.

Vi valgte denne oppgaven på grunnlag av at den bygger videre på svært mange tema som vi har vært innom fra ingeniørstudiet, i tillegg har vi gjennom studieårene vært interessert i prosjektering. Oppgaven har gitt oss god innsikt i arbeidsmetoder, løsninger og oppgaver innen byggingeniøryrket. Gjennom arbeidsprosessen har vi fått bedre forståelse for prosjektering av en konstruksjon, og vi sitter igjen med mye god kunnskap som vi tar med oss videre.

Veilederen vår Liv Møller-Christensen gir vi en stor takk til for god hjelp gjennom oppgaven, i tillegg vil vi si takk til Kristian Normann som tok over som veileder for konstruksjonsdelen av oppgaven, og en stor takk til Ole Søvik som har fungert som ekstern veileder i deler av oppgaven. Vi vil også takke Ole Christian Fiskaa og Ålesundsregionens Havnevesen som har er oppdragsgiver for oppgaven.

Dato/sted: 19.05.2019. Ålesund.



Kristoffer Nevstad



Erlend Lade Sæther

Sammendrag

Rapporten omhandler en potensiell fremtidig fotgjengerforbindelse over Brosundet i Ålesund sentrum. Formålet med oppgaven er å undersøke muligheten, og deretter utarbeide et forslag for en forbindelse mellom Aspøya og Nørvøya.

Aspøya er i utgangspunktet en av de flotteste bydelene i Ålesund, men slik den ligger nå er den mer en blindgate enn en attraktiv bydel. Ved å knytte de to bydelene sammen vil Aspøya bli en mer attraktiv og tilgjengelig bydel.

I oppgaven har vi først utført en mulighetsstudie der vi har sett på alternativer som bro, tunnel og shuttlebåt. Resultatet er en fotgjengertunnel som går under Brosundet mellom Skansekaia og Brunholmen. Tunnelen er en senketunnel bestående av betongelementer med vinduer i øvre del av veggene i tunnelen. Bæresystemet i nedgangene består av prefabrikkerte betongvegger, og nedgangene har en trapp og heisløsning.

I tillegg til mulighetsstudien og prinsipløsningen, omfatter oppgaven detaljtegninger og modellering i AutoCAD og Revit, visualisering i Lumion og beregninger både for hånd og med beregningsprogrammer.

Innhold:

1. Innledning	s.16
1.1 Bakgrunn	s.16
1.2 Problemstilling	s.16
1.3 Avgrensninger	s.17
2. Teoretisk Grunnlag	s.17
2.1 Programmer	s.17
2.1.1 Revit Structures	s.17
2.1.2 AutoCAD	s.17
2.1.3 EUROCODEexpress	s.17
2.1.4 Office 365	s.17
2.1.5 Lumion 3D	s.18
2.1.6 Scan Master	s.18
2.2 Universell utforming	s.18
2.3 Betong	s.18
2.3.1 Generelt	s.18
2.3.2 Forskaling	s.19
2.3.3 Armeringsstål	s.19
2.4 Prefabrikkerte elementer	s.19
2.4.1 Generelt	s.19
2.4.2 Egenskaper	s.19
2.4.3 Transportering	s.19

2.4.4 Veggelementer	s.20
2.4.5. Tetting	s.20
2.5 Stål	s.20
2.5.1 Generelt	s.20
2.5.2 Stålprofiler	s.20
2.5.3 Korrosjonsbeskyttelse	s.21
2.5.4 Søylar	s.21
2.5.5 Bjelker	s.21
2.6 Glass	s.21
2.6.2 Glassfelt i rekkverk	s.21
2.7 Bæresystem	s.22
2.7.1 Generelt	s.22
2.7.2 Dekker	s.22
2.7.3 Bjelker	s.23
2.7.4 Fundament	s.23
2.7.6. Avstiving	s.23
2.8 Klassifiseringer	s.23
2.8.1 Tiltaksklasse	s.23
2.8.2 Brannklasse	s.23
2.8.3 Pålitelighetsklasse	s.24
2.8.4 Risikoklasse	s.24
2.9 Regelverk	s.25
2.9.1 TEK17	s.25

2.9.2 Eurokoder	s.25
2.9.3 Standarder	s.25
2.9.4 Plan og bygningsloven	s.26
2..10 Brannsikkerhet	s.26
2.10.1 Branncelle	s.26
2.10.2 Flukt og rømningsveier	s.27
2.10.3 Røykvarslere og brannalarmanlegg	s.27
2.10.4 Dør til trapp- og heisrom	s.27
2.10.5 Rømning via trapp- og heisrom	s.27
3 Materialer og metode	s.27
3.1 Mulighetsstudie	s.27
3.2 Laserskanning	s.28
3.3 Dataprogram	s.28
3.4 Laster	s.35
3.4.1 Nyttelast	s.35
3.4.2 Egenlast	s.35
3.4.3 Vann	s.36
3.4.4 Fylling	s.36
3.5 Eksponeringsklasse	s.36
3.6 Møter	s.37
4. resultater	s.37
4.1 Mulighetsstudie	s.37
4.1.1 Formål	s.37

4.1.2 Behov	s.37
4.1.3 Dagens situasjon	s.38
4.1.3.1 Dagens situasjon	s.38
4.1.3.2 Tomt	s.38
4.1.3.2 Reguleringsmessige forhold	s.38
4.1.3.4 Dagens bygningsmasse	s.39
4.1.4 Muligheter	s.39
4.1.4.1 Fotgjengertunnel	s.39
4.1.4.2 Fotgjengerbro	s.45
4.1.4.3 Shuttlebåt for fotgjengere	s.46
4.1.5 Valg av løsning	s.49
4.1.6 Konklusjon	s.52
4.2 Laserskanning av Brosundet	s.52
4.2.1 Generelt	s.52
4.2.2 mål	s.52
4.2.3 Utstyr	s.52
4.2.4 Metode	s.53
4.2.5 Resultat	s.56
4.2.6 Drøfting	s.58
4.2.7 Konklusjon	s.58
4.3 Prinsipløsning av fotgjengertunnel	s.58
4.3.1 Generelt for konstruksjonen	s.59
4.3.2 Overdekkede nedganger	s.61

4.3.3 Sjakt	s.62
4.4 Vegger	s.66
4.5 Dekker	s.69
4.6 Bjelker	s.72
4.7 Tunnelen	s.73
4.8 Dimensjonering	s.75
4.8.1 Tunnelveggene	s.75
4.8.2 Betongvegger i sjaktene	s83
4.8.3 Stålbjelken under dekkene øverst i sjaktene	s.89
4.9 Bygging av konstruksjonen	s.91
4.10 Tegninger	s.93
5. Drøfting	s.94
6. Konklusjon	s.95
8. Vedlegg	s.95

Terminologi

Forkortelser:

BIM	Building Information Managment
BKL	Brannklasse
DOK	Forskrift om dokumentasjon av byggevarer
NA	National Annex
NS	Norsk Standard
NS-EN	Standard utviklet i Europa, implementert i Norge
PBL	Plan og bygningsloven
TEK17	Byggeteknisk forskrift 2017
SAK10	Byggesaksforskriften
VSAK	Veiledning til SAK10
VTEK	Veiledning til TEK10

Symboler og notasjoner

Ac	Areal av betong
acc	Koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast.
As	Areal av armering
B35	Betong med kvalitet 35
bf	Bredde flens
beff	Effektiv bredde av tverrsnitt
bw	Bredde av steg
Cnom	Overdekning
d	Effektiv høyde av tverrsnitt
d1	Avstand strekkside til senter av armering
E	Elasitetsmodul

E_c	Elastisetsmodul betong
E_s	Elastisetsmodul stål
F_{cd}	Dimensjonerende trykkfasthet av betong
f_{ck}	Karakteristisk trykkfasthet
f_{ctm}	Middelverdi til strekkfastheten til betong
f_{yk}	Karakteristisk trykkfasthet
F_{yd}	Karakteristisk Trykkfasthet stål
ϕ	Armeringsdiameter
τ	Skjærspenning
σ	Spenning
ϵ_c	Tøyning betong
ϵ_{cu}	Tøyingsgrense for trykk i betong
γ_M	Materialfaktor
γ	Lastfaktor
Z	Indre moment
α	Relativ trykksonehøyde
V_{rd}	Skjærkraftkapasitet
V_{ed}	Skjærkraft
P	Trykkraft, aksiel
M	Moment
M_{Ed}	Dimensjonerende moment
M_{Rd}	Dimensjonerende momentkapasitet
N_{Ed}	Dimensjonerende aksialkraft
L	Lengde
B	Bredde

H

Høyde av tversnitt

Figurtekstliste

Figur 1-1. Huset til båtføreren som fraktet fotgjengere over Brosundet.

Figur: 2-4-4. Isolert veggelement (sandwich). b) uisolerte veggelementer i en mengde varianter

Figur 3-3-1: Frame2Dexpress, her har vi modellert inn selve fotgjengertunnelen.

Figur 3-3-2: Momentdiagram etter statistisk analyse.

Figur: 3-3-3. Hvordan vi har brukt Office 365 for å dele filer og for å organisere.

Figur 3-3-4. AutoCAD skjermdump.

Figur 3-3-5: Mål for plannivå og høyder.

Figur 3-3-6: Nettsystem i Revit.

Figur 3-3-7: En komplett modell fra Revit.

Figur 3-3-8: Modellen med punktskyen satt på.

Figur 3-3-9. Bilde av konstruksjonen fra Lumion 3D.

Figur 3-5-1: Betongoverdekning ut ifra beskrivelse av miljøet.

Figur 4-1-1: Reguleringsplan med benevnelser for Ålesund sentrum.

[\[https://www.alesund.kommune.no/tjenester/samfunnsplanlegging/styrende-planer/kommuneplan#kommuneplanens-arealdel\]](https://www.alesund.kommune.no/tjenester/samfunnsplanlegging/styrende-planer/kommuneplan#kommuneplanens-arealdel)

Figur 4-1-2: Skråbilde av Skansegata fra Google maps.

Figur 4-1-3: Skråbilde av Brunholmgata fra Google maps.

Figur 4-1-4: Sjødybden i Brosundet. Kilde: kart. Kystverket.no

Figur 4-1-5: Hvor tunnelen vil gå i alternativ B. Utklipp fra Google Maps.

Figur 4-1-6: Parkeringskjelleren på St. Olavsplass.

Figur 4-1-7: Strekningen på tunnelen i alternativ C. Skjermdump fra Google Maps.

Figur 4-1-8: Sjødybden i Brosundet. Kilde: Kart.kystverket.no

Figur 4-1-9: Aktuell lokasjon for en fotgjengerbro. Utklipp fra Google Maps.

Figur 4-1-10: Den ferdige modellen av shuttlebåtsystemet Auto Ferry.

Figur 4-1-11: En mulig strekning for shuttlebåt.

Figur 4-1-12: En mulig strekning for shuttlebåt.

Figur 4-1-13: Resultat av parvis rangering.

Figur 4-2-1: Prisme.

Figur 4-2-2 Topcon GLS-200 på stativ.

Figur 4-2-3: Oversikt over skanneposisjoner, og posisjon på prismene. Rød trekant er prisme, grønn sirkel er laser skanner.

Figur: 4-2-4: Sikter inn på et prisme på Skansekaia.

Figur 4-2-5: Fra en av skanningene.

Figur 4-2-6: Notatside under en skanning den 11. April.

Figur 4-2-7: Skjermdump fra Revit av 3D-modellen av Brosundet.

Figur 4-2-8: Skjermdump fra Revit av 3D-modellen av Brosundet.

Figur 4-2-9: Skjermdump fra Revit av 3D-modellen av Brosundet.

Figur 4-2-10: Skjermdump fra Revit av 3D-modellen av Brosundet.

Figur 4-3-1: Tidlig skisse av tunnelen i AutoCAD

Figur 4-3-2: Modell av fotgjengertunnelen i Revit.

Figur 4-3-3: Overdekket nedgang sør for Skansegata.

Figur 4-3-4: Overdekket nedgang i enden av Brunholmgata.

Figur 4-3-5: Overdekket nedgang modell fra Revit.

Figur 4-3-6: Overdekket nedgang A sett fra Nord, og snitt B1.

Figur 4-3-7: Overdekket nedgang A komplett modell.

- Figur 4-3-8: Innsyn inn i sjakt A.
Figur 4-3-9: Innsyn inn i sjakt A.
Figur 4-3-10: Sjakt B med overdekket nedgang på toppen. Sett fra Nordøst.
Figur 4-3-11: Innsiden av sjakt B.
Figur 4-3-12: Sjakt B, snitt 1. meter over terreng nivå.
Figur 4-3-13: Fliskledning mot taket. Kilde: Byggforsk.no
Figur 4-3-14: Oppbygging av yttervegg med keramiske fliser
Figur 4-3-15: Yttervegg mot tekniske rom.
Figur 4-3-15: Illustrasjon av det massive betongdekket øverst i sjakt A og B.
Figur 4-3-16: Det massive dekket over tekniske rom og rommet nederst i sjakt A.
Figur 4-3-17: Det massive dekket over det nederste rommet i sjakt B.
Figur 4-3-18: Bjelken øverst i sjaktene. (detalj tegning ligger under tegninger).
Figur 4-7-1: Fullstendig modell av tunnelen.
Figur 4-7-2: Innsiden av fotgjengertunnelen.
Figur 4-7-3: Innsiden av fotgjengertunnelen med vinduene.
Figur 4-7-4: Elementene støpt sammen.
Figur 4-7-5: De forskjellige elementene i tunnelen.
Figur 4-7-6: Momentdiagram for veggene i tunnelen hentet fra Frame2Dexpress.
Figur 4-8-1: De massive betongveggene i sjakten.
Figur 4-8-2: Momentdiagram for rammen hentet fra Frame2Dexpress.
Figur 4-9-1: Detaljtegning av opplegg av stålbjelke.
Figur 4-9-2: Detaljtegning av støpe skøt

Figurtekstliste

- Tabell 2-6-2: Min / maks tillatt bredde på glassfelt i rekkverk i forhold til brukskategori.
Tatt fra NS 3510:2015
Tabell 2-8-1: Brannklasser (TEK17 §11-3)
Tabell 2-8-2: Brannklasser (VTEK §11-3)
Tabell 2-8-4: Risikoklasser (TEK17 §11-2)
Tabell 3-1-1. Parvis rangering
Tabell: 3-4-1. Oversikt over nyttelaster.
Tabell 3-4-2: Oversikt over egenskapene til betong
Tabell 4-1-1: Parvis rangering.
Tabell 4-1-2: Parvis rangering.
Tabell 4-1-3: Parvis rangering.
Tabell 4-1-4: Parvis rangering.
Tabell 4-1-5: Parvis rangering.
Tabell 4-1-6: Parvis rangering.

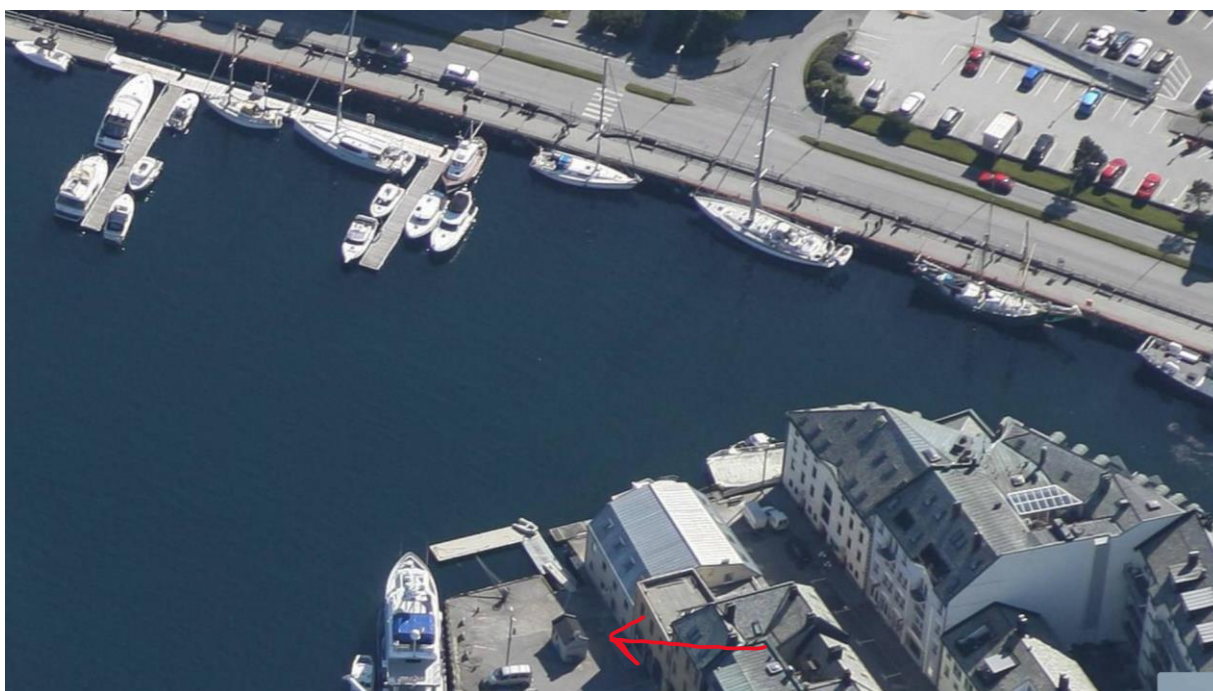
INNHOOLD

1 INNLEDNING

1.1 Bakgrunn

I Ålesund har vi kun en forbindelse mellom Nørvøya og Aspøya, og det er Hellebroa i Brosundet. Her kjøres det både tung og lett trafikk, i tillegg til fotgjengere og syklist, og på sommeren et stort antall turister dette fører til at ved Hellebroa står trafikken ofte helt stille. Med kun en forbindelse mellom de to bydelene som ligger langs hverandre i Brosundet så ender Ålesund sentrum opp med lengre gåavstander enn nødvendig, da fotgjengerne må gå hele veien bort til hellebroa selv om de bare skal over en havn på 50 meter.

Før var det faktisk en forbindelse mellom de to øyene, mellom Brunholmen og Skansekaia kunne en betale en båtfører for å frakte deg over Brosundet, den som drev det jobbet i det lille huset ytterst på Brunholmen, og tjenesten fungerte som en shuttle båt som kom på etterspørsel.



Figur 1-1. Huset til båtføreren som fraktet fotgjengere over Brosundet.

1.2 Problemstilling

Denne oppgaven deles inn i to problemstillinger:

- **Problemstilling 1:** Utføre en mulighetsstudie for å danne et grunnlag for muligheten for en gangveisforbindelse i Brosundet mellom Nørvøya og Aspøya. Her skal vi vurdere flere forskjellige typer gangsveisforbindelse og komme frem til den vi ser på som mest hensiktsmessig.

- **Problemstilling 2:** Prosjektere den løsningen vi har valgt etter mulighetsstudien, lage tegninger og visualisere i Revit.
-

1.3 Avgrensninger

I en tidsbegrenset oppgave som denne har vi måtte gjøre noen avgrensninger. Når det gjelder dimensjonering så vil vi ta for oss hoveddeler av konstruksjonen. Vi kunne nok brukt mindre materiale noen plasser, men på grunn av omfanget av oppgaven må vi begrense oss. Vi har ikke gjort noen beregninger på fundamentet og på tegningene vi har som inneholder fundament så er den bare med som illustrasjon. Det vil også være noen detaljtegninger vi ikke har fått sett på, men vi vil få med de viktigste. Vi har også måtte forenkle beregningene noen plasser, etter råd fra veileder. På grunn av dårlig tid på slutten av oppgaven ble det ikke gjort et kostnadsestimat.

2 TEORETISK GRUNNLAG

2.1 Programmer

2.1.1 Revit Structure

Revit er et program for bygningsinformasjonsmodellering (BIM) som benyttes til modellering av en bygnings komponenter og struktur i 3D. Programvaren inkluderer funksjoner for arkitektdesign, VVS, elektro, byggteknikk og konstruksjon. Både Revit og AutoCAD er utviklet av Autodesk Inc.

[<https://www.autodesk.no/products/revit/overview>]

2.1.2 AutoCAD

AutoCAD er et program for 2D og 3D dataassistert konstruksjon (DAK), eller computer aided design (CAD) på engelsk.

[<https://www.autodesk.no/products/autocad/overview>]

2.1.3 EUROCODEexpress

EUROCODEexpress er et beregningsprogram som inneholder alle de strukturelle Eurokodene, fra Eurokode 0 til Eurokode 8. Programvaren er en informasjonskilde som viser utforming og gir forståelse av Eurokodene. Programmet brukes for design og analyser av ulike konstruksjonsdeler, og man finner beregningsmuligheter for både betong, stål og tre. En detaljert designrapport skrives ut med beskrivelser av gjennomført dimensjonering, rapporten inneholder i tillegg grafikk og referanser til Eurokodene. EUROCODE Express er utviklet av RUNET software & expert systems. [www.runet-software.com]

2.1.4 Office 365

Vi benytter oss av Microsoft Office-pakken i oppgaveprosessen, som tekst- og databehandling fra Microsoft Word. Vi har også brukt Office 365 som er en skybasert programvarepakke som inneholder flere nyttige verktøy, som Outlook, OneDrive og Microsoft Teams. Det gjør det mulig for lagring og deling av filer, man kan også planlegge møter i en felles kalender innad i gruppen. [office.com]

2.1.5 Lumion 3D

Lumion er et program som gjør det mulig å visualisere Revit modeller, men også andre DAK modeller, i form av bilder og video. Man kan legge til landskapet rundt og få en helhetlig fremvisning av hvordan konstruksjonen blir seende ut. [lumion.com]

2.1.6 Scan Master

Skannerprodusenten heter Topcon, og programmet som de har heter ScanMaster. ScanMaster er programmet som ble brukt til å sette sammen laserskanningene til en punktsky. Så ble Autodesk Recap brukt for å konvertere filene fra ScanMaster til Revit.

2.2 *Universell utforming*

Byggverk for publikum og arbeidsbygninger skal være universelt utformet slik det følger av bestemmelsene i forskriften, med mindre byggverket eller deler av byggverket etter sin funksjon er uegnet for personer med funksjonsnedsettelse. [TEK17 §12-1]

Mange personer hindres eller begrenses i sin samfunnsdeltagelse p.g.a. fysiske hindringer i omgivelsene. Med universell utforming menes utforming eller tilrettelegging av hovedløsningen i de fysiske forholdene på en måte at de kan brukes av alle mennesker, i så stor utstrekning som mulig, uten tilpassing og spesiell utforming. [NS 11001-1:2018]

Byggteknisk forskrift stiller blant annet krav om at inngangspartier skal være godt synlige, sentralt plasserte og oversiktlige i forhold til atkomst. Hovedinngangsdør skal være synlig i forhold til omliggende flater. Inngangspartier skal i tillegg være trinnfrie. Det er også krav om at det skal være et horisontalt felt på minimum 1,5 m x 1,5 m utenfor hovedinngangsdøren. [TEK17 §12-4]

Byggteknisk forskrift gir også krav om heis i byggverk for publikum med to etasjer eller flere. I byggverk med to etasjer skal heisstolen ha innvendig størrelse på minimum 1,1 m x 1,6 m. [TEK17 §12-3]. Dører internt i byggverk med krav om universell utforming skal ha fri bredde på minst 0,86 m. Dør skal ha fri høyde på 2,0 m. [TEK17 §12-13]

2.3 *Betong*

2.3.1 Generelt

Betong er et av de aller viktigste byggematerialene i verden, det har vært benyttet i flere tusen år. Betong er en mer eller mindre flytende masse bestående av tilslag, sement, tilsetningsstoffer, tilsetningsmaterialer og vann. Betongkonstruksjoner har lang levetid, lave driftskostnader, og stor fleksibilitet med hensyn på styrke, vekt, form, og farge. Betong har dårlig strekkstyrke og må derfor ha innlagt armering på strekksiden for å ta opp strekkraftene. Betong kan derimot ta opp store trykklaste. Kvaliteten for herdet betong angis med trykkfastheten N/mm² ved en alder av 7 eller 28 døgn etter støping. [sintef.no/betong]

2.3.2 Forskaling

Betongen blir fylt i støpeformer og herder på byggeplassen, disse støpeformene kalles forskaling. Materialene i forskalingen kan f.eks. være uhøvlede eller høvlede bord, kryssfinér, plastbelagte plater og stål. [snl.no/betong]

2.3.3 Armeringsstål

Betong har dårlig strekkstyrke og må derfor ha innlagt armering på strekksiden for å ta opp strekkreftene. Betong kan derimot ta opp store trykklaste. Spennbetong er betong der armeringen er gitt en forspenning under støpingen, armeringsjernet er da strammet i lengderetningen før utstøping. Betongen vil da få trykkrefter som utligner de strekkreftene som opptrer ved belastningen. Dette gjør det mulig å redusere konstruksjonsdimensjonene og armeringsmengden. Forspent betong er vanlig å bruke i dag i prefabrickerte betongelementer. [snl.no/spennbetong]

2.4 Prefabrickerte elementer

2.4.1 Generelt

To forskjellige utførelsesmetoder ved bygging av en betongkonstruksjon, er plasstøping og prefabrickerte betongelementer, det er fordeler og ulemper ved begge. Ved prefabrickering blir betongen produsert som elementer på fabrikk og transporteres til byggeplassen der de monteres.

2.4.2 Egenskaper

Fordelene med prefabrickering er at betongelementene produseres innendørs der man kan holde en optimal temperatur og samtidig beskytte mot vær og vind. Ved bruk av prefabrickerte betongelementer reduserer man også byggetiden, siden elementene blir produsert i forkant og levert direkte til montering, da trenger man heller ikke like mye lagringsplass for elementene på tomten. Tiden på byggeplassen blir mye kortere og byggherren sparer både tid og penger. Det vil også være mindre behov for bemanning av fagarbeidere siden det er mindre arbeid på byggeplassen siden man slipper å sette opp armering og forskalingssystemer. Andre fordeler med prefabrickerte betongelementer er at betongkvaliteten er høy og overflatene er jevne. Høy betongfasthet og spennarmering fører til at man kan oppnå større spennvidder enn det man kunne hatt med plasstøpt betong. [Byggforskserien 520.120]

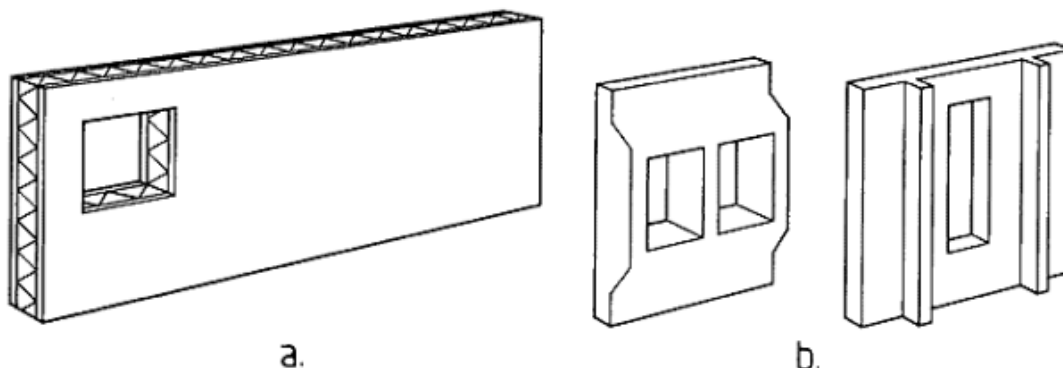
2.4.3 Transportering

Det finnes begrensninger i elementenes dimensjoner om hva som er tillatt for vegtransport. Det er først og fremst vegtransporten som vurderer begrensningene i elementenes høyde og bredde. Transportbredde på inntil 2,5 meter er tillatt, men 3,3 meter kan tillates på visse betingelser. Enda større bredder kan også være tillatt, men da må man for hvert enkelt tilfelle skaffe dispensasjon.

For udelelig last er en totalhøyde på inntil 4 meter tillatt, men underganger medfører ofte til at høyden må være mindre. [Byggforskserien 520.120]

2.4.4 Veggelementer

Prefabrikkerte veggelementer kan utformes med en mengde varianter i form og overflate. Veggelementene kan være enten isolerte eller uisolerte. [Byggforskserien 520.120]



Figur: 2-4-4-1. Isolert veggelement (sandwich). b) uisolerte veggelementer i en mengde varianter

2.4.5 Tetting

Fugene mellom elementene må tettes med elastisk fugemasse.

Svellebånd benyttes til forsegling av støpeskjøter. Dette er ekspanderende fugebånd som består av plastisk/elastisk materiale som sveller slik at svelletrykket gir tetting mot vann. Fugen blir vanntett og det trenger ikke inn vann mellom elementene. Bånd som sveller i kontakt med vann, skal gi et svelletrykk som overskrider det aktuelle vanntrykket. [NS 3420-S:2008]

2.5 Stål

2.5.1 Generelt

Stål er legeringer av jern som kan smis. Legering er kombinerings av to eller flere grunnstoffer, der minst ett av grunnstoffene må være et metall. I stål er jern og karbon de primære legeringselementene. Stål har et stort bruksområde, og stålets egenskaper varierer sterkt med innholdet av legeringsstoffer. Stål er et veldig vanlig konstruksjonsmateriale p.g.a. sin gode styrkeegenskaper, det har også en rask byggeprosess i forhold til plasstøpt betong. Transportkostnadene blir mindre siden stål har lavere vekt og volum enn betong av samme styrke. [snl.no/stål]

2.5.2 Stålprofil

KFHUP: kaldformede, firkantede hulprofiler (både kvadratiske og rektangulære)

HE-A og HE-B: varmvalsede H-profiler

Kvadratiske hulprofiler har samme knekkmotstand uavhengig av retning, som gjør de spesielt aktuelle til frittstående søyler. I oppgaven vil vi ta i bruk slike kvadratiske hulprofiler. [Byggforskserien 520.235]

2.5.3 Korrosjonsbeskyttelse

Når stål korroderer dannes det rust. Stål korroderer i luft dersom det er tilstrekkelig fuktighet til stede, søyler og bjelker av stål må derfor ha korrosjonsbeskyttelse når de ikke er i et kontinuerlig tørt innklima. Korrosjonsbeskyttelsen kan enten være i form av maling eller galvanisering. Galvanisering går ut på at et metall belegges med et tynt lag av et annet metall gjennom en galvanisk reaksjon. Sink er et metall som ofte brukes for galvanisering av stål. [Byggforsk 520.235]

2.5.4 Søyler

Stålsøyler er aktuelle å bruke som erstatning på bærende vegger, og/eller for å redusere spennlengden og dermed dimensjonen til bærende bjelker. Den mest benyttede profiltypen for søyler er hulprofil (HUP). [Byggforskserien 520.235]

2.5.5 Bjelker

Nedbøyingen er ofte avgjørende for dimensjonering av bjelker, her er elastisitetsmodulen i materialet og arealmomentet avgjørende. For å oppnå liten nedbøyning, må bøyestivheten EI være størst mulig. Elastisitetsmodulen, E , for konstruksjonsstål er 210000 N/mm^2 . Dette betyr at bjelketverrsnittets arealmoment om nøytralaksen, I , må være størst mulig for at kapasiteten mot nedbøyning skal øke, dette avhenger igjen av profilets høyde (stegets høyde) og tykkelse. Stål av H- og I-profil blir derfor som oftest brukt som bjelker.

2.6 Glass

2.6.1 Personsikkerhetsruter

Krav om at utforming av bygninger skal forhindre skade på personer ved sammenstøt er gitt i byggteknisk forskrift. Forskriften gir også krav om at bygningsutformingen skal hindre fallskader eller skader p.g.a. nedfall fra byggverk. For å oppfylle disse kravene skal det benyttes personsikkerhetsrute for de to overdekkede nedgangene. En personsikkerhetsrute kan f.eks. være en herdet eller en laminert glassrute. [TEK17 §12-17 og §12-15]

En laminert glassrute består av to eller flere lag glass med et lamineringssjikt imellom. Dersom en laminert glassrute knuser, vil det oppstå mange sprekker, men de enkelte bruddene holdes sammen og faller ikke fra hverandre. De vil da være liten sannsynlighet for at personer får kuttskader. [Byggforskserien 571.956]

2.6.2 Glassfelt i rekkverk

Når det brukes glassfelt i rekkverk skal det benyttes glass som både hindrer skade hvis glasset knuses ved sammenstøt og hindrer fall gjennom glasset. Dersom glasset likevel skulle knuse, skal personer fortsatt være fysisk sikret. Personsikkerhetsruter blir derfor brukt i rekkverk av glass, avskjerming eller brystning er også et eksempel på sikring. [TEK17 §12-15]

Bruks- område	Største tillatte bredde på glassrute (b) ^a											
	mm											
	Laminert sikkerhetsglass ^b				Herdet laminert sikkerhetsglass ^b				Varmeforsterket laminert sikkerhetsglass ^b			
	8 mm	10 mm	12 mm	16 mm	8 mm	10 mm	12 mm	16mm	8 mm	10 mm	12 mm	16 mm
A, B og C1	1100	1300	1700	2000	1600	1900	2000	2000	1600	1900	2000	2000
C2, C3, C4 og D	800	1000	1200	1800	1400	1600	1900	2000	1300	1600	1900	2000
C5	-	700	800	1100	1100	1300	1500	1900	800	1100	1400	1900

^a Minste høyde er 600 mm, største høyde er 1200 mm.
^b 0,76 mm standard pvb-laminert sikkerhetsglass.

Tabell 2-6-2: Min / maks tillatt bredde på glassfelt i rekkverk i forhold til brukskategori.
Tatt fra NS 3510:2015

Tabell angir tykkelser og minste og største høyde og bredde for glassfelt i rekkverk for ulike typer personsikkerhetsruter. Vi tar utgangspunkt i bruksområde kategori C3, siden det er et publikumsareal med krav om universell utforming. Tabellen gjelder for rekkverk der glassruten er tosidig kontinuerlig innfestet på vertikale sider. [NS 3510:2015]

2.7 Bæresystem

2.7.1 Generelt

Bæresystemet til en konstruksjon skal holde konstruksjonen stabil og overføre opptredende laster til fundamentet, der de igjen tas opp enten av underliggende løsmasser eller fjell. Det er flere faktorer som påvirker valg av bæresystem for en konstruksjon:

- Funksjonskrav
- Estetiske hensyn
- Grunnforhold
- Økonomi

Bæresystemer består av konstruksjonskomponenter bundet sammen til et system som er i stand til å bære ytre laster.

2.7.2 Dekker

Dekker er plater eller skiver, det kan f.eks. være i form av hulldekke, lettklinkerbetong eller letterere materialer. Skiver er to-dimensjonelle, plane konstruksjonselementer, der lastene virker i skivens plan. Skiver brukes ofte til å ta opp vindbelastningen av et byggverk. Plater er to-dimensjonelle elementer med liten tykkelse i forhold til lengde og bredde. Platen tar opp laster normalt på sitt eget plan. [Litteratur: P.K. Larsen Konstruksjonsteknikk]

2.7.3 Fundament

Konstruksjonen må tilpasses best mulig til tomten og terrenget, dette gjøres for å oppnå gode bruksfunksjoner samtidig som å unngå store terrenginngrep. Fundamentet skal føre alle kreftene fra konstruksjonen ned i byggegrunnen. Fundamenteringsmetoden bestemmes av grunnforholdene og konstruksjonens bæresystem. Bæreevne, jordtrykk mot vegger, setninger og telehiv er kjente problemer knyttet til fundamenteringen av et byggverk. [Byggforskserien 521.011]

2.7.4 Avstiving

Det finnes tre hovedprinsipper for avstiving av bygg med prefabrikkerte betongelementer:

- **Innspenning:** Her vil søylene og veggene være momentstivt forbundet til fundamentet. Det regnes ingen momentstivhet i knutepunktene / forbindelsene mellom elementene.
- **Rammekonstruksjoner med momentstive knutepunkter.**
- **Skivevirkning:** Skivene avstiver konstruksjonen ved å oppnå horisontallastene i sitt plan.

[Byggforskserien 520.120]

2.8 Klassifiseringer

2.8.1 Tiltaksklasse

Søknadsppliktige tiltak skal inndeles i tiltaksklasser innenfor ett eller flere fagområder basert på kompleksitet, vanskelighetsgrad og mulige konsekvenser mangler og feil kan få for helse, miljø og sikkerhet. Det er tre tiltaksklasser der tiltaksklasse 1 omfatter de enkleste tiltakene og oppgavene, mens tiltaksklasse 3 omfatter de mest kompliserte. Tiltaksklassen er knyttet til oppgaver og ikke nødvendigvis til hele byggverket, og det kan være forskjellige tiltaksklasser for ulike oppgaver i et prosjekt. Tiltaksklasser fastsettes av kommunen etter forslag fra tiltakshaver ved ansvarlig søker. I veiledningen til SAK10 § 9-4 (oppdeling i tiltaksklasser), finner man en oversikt over relevante kriterier for tiltaksklasseplassering for ulike fagområder og funksjoner. Oversikten er et utgangspunkt for fastsettingen av tiltaksklasse for de mest vanlige fagområdene innen bygg- og anleggsvirksomhet. De underliggende fagområdene er ansvarsområdene søker, prosjekterende, utførende og kontrollerende. [SAK10 §9-4]

2.8.2 Brannklasse

Byggverk eller ulike deler av et byggverk skal plasseres i brannklasser. Brannklassene legges til grunn for prosjektering og utførelse for å sikre byggets bæreevne ved brann. Klassifiseringen vurderes ut fra den konsekvensen en brann kan innebære for skade på liv, helse, samfunnsmessige interesser og miljøet. [TEK17 §11-3]

Brannklasse	Konsekvens
1	Liten
2	Middels
3	Stor
4	Særlig stor

Tabell 2-8-1: Brannklasser (TEK17 §11-3)

Konsekvensen av brann avhenger av risikoklasse, antall personer, byggverkets størrelse, planløsning, brannenergi mv. Direktoratet for byggkvalitet har lagt til grunn for preaksepterte ytelser for byggverk med brannklasse 1, 2 og 3, disse finner man i VTEK (veiledning for TEK17). Når det gjelder byggverk i brannklasse 4, er behovet for beskyttelse vanligvis ikke dekket av preaksepterte ytelser. I slike byggverk er konsekvensen ved brann særlig stor for liv og helse, miljøet eller samfunnet generelt, sikkerheten ved brann må derfor dokumenteres ved analyse. Preaksepterte ytelser kan likevel brukes for brannklasse 4, men da må ansvarlig prosjekterende dokumentere at de er relevante og tilstrekkelige. [TEK17 §11-3]

Når behovet for sikkerhetstiltak ved brann skal vurderes, skal det tas hensyn til sannsynlige brannforløp, potensielle konsekvenser ved brann, byggets kompleksitet og om brannsikkerhetsstrategien er komplisert.

Risikoklasse	Antall etasjer			
	1	2	3 og 4	5 +
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 2-8-3: Brannklasser (VTEK §11-3)

2.8.3 Pålitelighetsklasse

Konstruksjoners pålitelighet fastsettes ut fra alle grunnleggende krav som stilles til sikkerhet, brukbarhet og bestandighet ved prosjektering av bærende konstruksjoner. Kravene oppfylles gjennom valg av egnede materialer, fagmessig detaljering, og fastsettelse av kontrollprosedyrer. Nasjonale bestemmelser for pålitelighetsklasser finner man i NS-EN 1990.

2.8.4 Risikoklasse

Ved prosjektering og utførelse, skal risikoklasser legges til grunn for å sikre rømning og redning ved brann. Risikoklassene bestemmes ut i fra virksomheten som er forutsatt, og de forutsetningene de som oppholder seg i byggverket har for å bringe seg selv i sikkerhet ved brann. Byggverk, eller ulike bruksområder i et byggverk, plasseres i risikoklasser etter tabell. Tiltak og ytelser tilknyttet rømning og redning har også betydning for vern materielle verdier. [TEK17 §11-2]

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 2-8-4: Risikoklasser (TEK17 §11-2)

Dersom det er få mennesker i et byggverk, og byggverket er tilrettelagt for rask og enkel rømning og redning, kan byggverket unntaksvis og etter særskilt begrunnet vurdering, plasseres i en lavere risikoklasse enn den risikoklassen den tradisjonelt tilhører. [VTEK §11-2]

2.9 Regelverk

2.9.1 TEK17

Forskriften skal sikre at tiltak planlegges, prosjekteres og utføres ut fra hensyn til god visuell kvalitet, universell utforming og slik at tiltaket oppfyller tekniske krav til sikkerhet, miljø, helse og energi. TEK17 angir funksjonskrav og ytelseskrav til bygningsdeler. Veiledningen til TEK17, VTEK, angir konkrete løsningsforslag [TEK17 §1-1] [dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/]

2.9.2 Eurokoder

Det er behov for en rekke standarder under de ulike fasene av et bygge- og anleggsprosjekt, både under planlegging, prosjektering, utførelse og verifikasjon. Eurokodene er standarder som er utarbeidet for ulike materialer, produkter og konstruksjonstyper der dokumentering av egenskaper og utførelse er nødvendig. Eurokodene er en europeisk fellesstandard. [standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/]

2.9.3 Standarder

Forhold som sikkerhet, bestandighet, ressursbruk og klimatiske og geografiske skal bestemmes på nasjonalt nivå. Norske standarder fastsettes av Standard Norge og medlemsland i CEN, og blir utgitt som nasjonale tillegg. [standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/nasjonale-tillegg/]

2.9.4 Plan og bygningsloven

Plan- og bygningsloven er loven om planlegging og byggesaksbehandling og omhandler forvaltning og bruk av arealer i Norge. Loven gjelder i utgangspunktet alle typer virksomheter og byggeprosjekter med noen unntak som blant annet offentlige veianlegg, vannkraftanlegg m.v. Loven har som formål og fremme bærekraftig utvikling, bidra til å samordne statlige, regionale og kommunale oppgaver.

Byggesaksbehandlingen skal sikre at tiltak gjennomføres i samsvar med lover, forskrifter og planvedtak. [lovdata.no/dokument/NL/lov/2008-06-27-71] [snl.no/plan-_og_bygningsloven]

2.10 Brannsikkerhet

Byggteknisk forskrift TEK17 stiller en rekke krav for sikkerhet ved brann. Byggverk skal prosjekteres og utføres slik at de oppnår tilfredsstillende sikkerhet ved brann for personer som oppholder seg i byggverket, for materielle verdier og for miljø- og samfunnsmessige forhold. Det skal være tilfredsstillende mulighet for å redde personer og for effektiv slukkeinnsats. Byggverk skal plasseres, prosjekteres og utføres slik at sannsynligheten for brannspredning til andre byggverk blir liten. [TEK17 §11-1]

Faktorer som må tas hensyn til ved prosjektering av fotgjengertunnelen:

- Branncelle
- Flukt- og rømningsveier
- Røykvarslere og brannalarmanlegg, automatisk slukkeanlegg, ledesystemer og rømningsplan
- Dør
- Rømning via trapp- og heisrom

2.10.1 Branncelle

Områder av et byggverk med ulik risiko for liv og helse eller ulik fare for at brann oppstår, skal være utformet som egen branncelle. Preaksepterte ytelser sier blant annet at trapperom og rømningsvei skal være egen branncelle. Dette gjøres for å forhindre spredning av brann og branngasser til andre brannceller, i løpet av nødvendig rømnings- og redningstid. [TEK17 §11-8]

2.10.2 Flukt- og rømningsveier

Prosjektering og utførelse av byggverket skal tilrettelegges for rask og sikker rømning og redning. Det skal tas hensyn til personer med funksjonsnedsettelse. [TEK17 §11-11]

Rømningen i fotgjengertunnelen vil foregå i to etapper:

- Rømning via selve gangtunnelen til trapperommet
- Rømning via trapperom til sikkert sted

Den største faktoren som påvirker rømningen i tunnelen vil være antall personer i tunnelen, og den fysiske og psykiske tilstanden til personene, for eksempel om de kan ha funksjonshemninger eller være ruspåvirket. Andre faktorer som om personene er godt kjent i bygningen vil ikke ha så mye å si siden det er en liten og simpel konstruksjon som tydelig og oversiktlig fører til sikkert sted, uten noen form for unødige retningsendringer som kan vanskeliggjøre rømningen. [Byggforsk 321.036]

2.10.3 Røykvarslere og brannalarmanlegg, automatisk brannsløkkeanlegg, ledesystem og rømningsplan

Type og omfang av tiltak avhenger av bruken av bygningen og konsekvensene ved brann, siden fotgjengertunnelen har risikoklasse 1 og brannklasse 1, er det ikke påkrevd med slike tiltak. Byggteknisk forskrift stiller derimot krav om at offentlige tilgjengelige byggverk som ligger under terrenget, må ha ledesystem i flukt- og rømningsveier. [TEK17 §11-12]

2.10.4 Dør til trapp- og heisrom

Byggteknisk forskrift stiller krav om at byggverk med risikoklasse 1, som gangtunnelen er, skal ha fri bredde på minst 0,86 meter og fri høyde på minst 2,0 meter. Dør fra branncelle til rømningsvei skal slå utover i rømningsretningen, og den må lett kunne åpnes slik at den enkelt kan brukes for alle personer. [TEK17 §11-13]

2.10.5 Rømning via trapp- og heisrom

Byggteknisk forskrift gir krav om at trapperom som er rømningsvei, må være utformet slik at de som rømmer er best mulig beskyttet mot røyk og varme. Trapperom skal ha utgang til det fri eller til annet sikkert sted, enten direkte eller via rømningsvei. Trapperommet skal være egen branncelle. [Byggforsk 321.036]

3 MATERIALER OG METODE

3.1 Mulighetsstudie

Det første som blir gjort i oppgaven er en mulighetsstudie for å kartlegge om det er mulig med en gangveiforbindelse i Brosundet mellom Aspøya og Nørvøya. Mulighetsstudien finner du under resultater kapittelet.

Viktige faktorer som ble lagt vekt på under mulighetsstudien var hvordan forbindelsen ville påvirke resten av Brosundet og båttrafikken som er der, hvor kjapt det vil være å komme seg over forbindelsen, altså hvor effektiv den er, og det estetiske.

På slutten av mulighetsstudien har vi en parvis rangering for å få en oversikt over hvilken type forbindelse som vil egne seg best etter våre kriterier.

Eksempel på parvis rangering:

Hvilken mulighet vil gi lavest kostnad:

Eks: Shuttlebåt vil gi lavere kostnad enn bro, derfor får Shuttlebåt 1 poeng over bro.

Alternativ	Bro	Tunnel	Shuttlebåt	Sum
Bro		1	0	1
Tunnel	0		0	0
Shuttlebåt	1	1		2

Tabell 3-1-1. Parvis rangering

3.2 Laserskanning

Etter mulighetsstudiet må vi lage en prinsipløsning for valgt løsning, her må vi vite det aktuelle distansene og høydeforskjellene i det valgte området. Det er flere gode måter å gjøre dette på, men våres løsning er ved hjelp av 3D laserskanner. Med en 3D laserskanner så vil vi få en punktsky som vi kan importere i Revit Structure, vi kan deretter legge inn grid i Revit på de aktuelle høydene og distansene.

Med laserskanning vil vi også få en 3D-modell av Brosundet, dette vil hjelpe oss å visualisere konstruksjonen vår og gjøre prosjekteringen lettere.

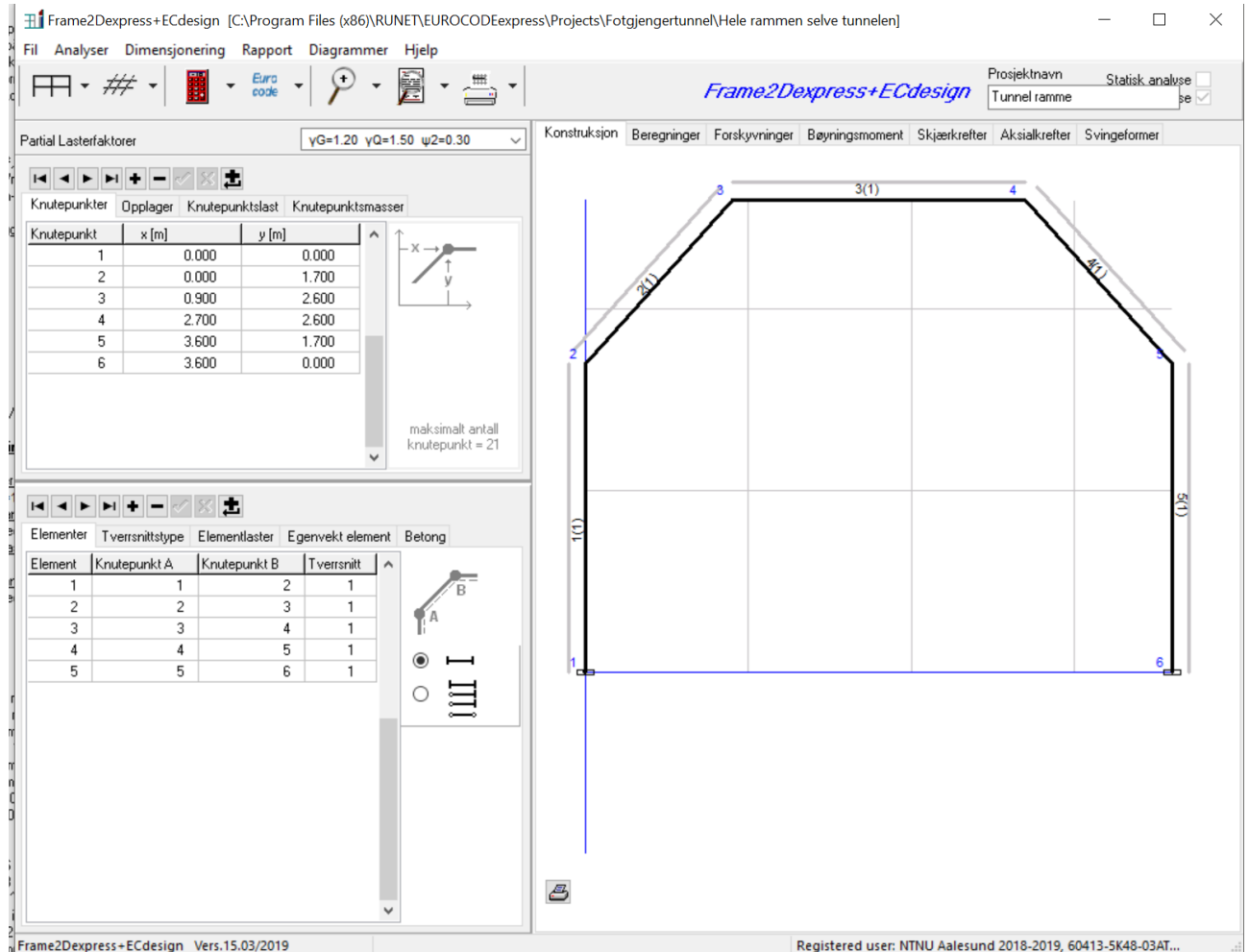
3.3 Valg av dataprogram

Dataprogrammene vi har valgt å bruke i denne oppgaven er:

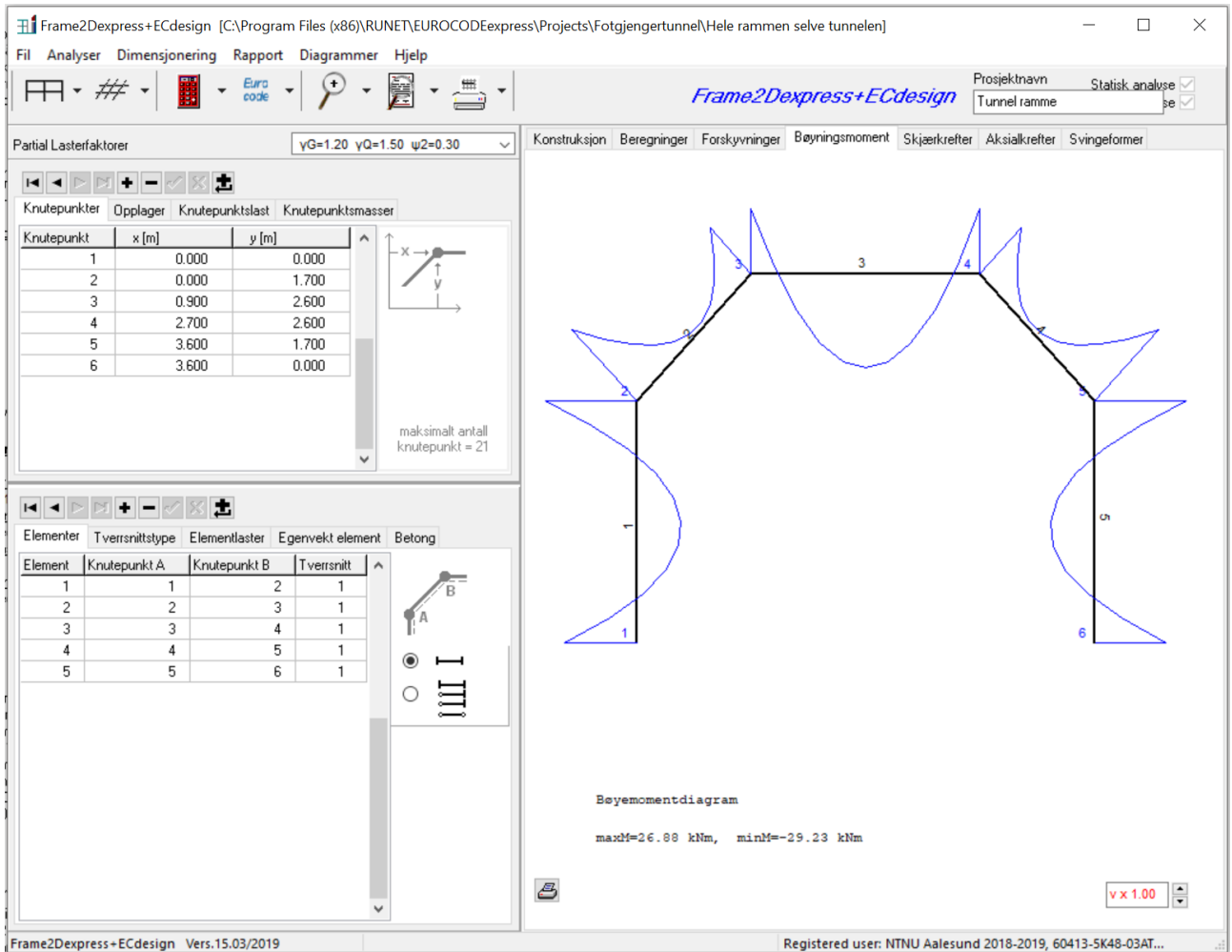
EUROCODEexpress: Et todimensjonalt dimensjoneringsprogram, dette har vi brukt for å analysere 2D systemer og for å dimensjonere bjelker. I EUROCODEexpress så er

det en funksjon som heter Frame2DExpress, i den funksjonen så kan vi bygge opp 2D-modeller, sette inn laster og elementer, og kjøre statiske skanninger for å gi oss en momentdiagram, oversikt over største momentkapasitet og mye annen nyttig info.

Vi brukte denne funksjonen hovedsakelig når vi dimensjonerte de massive dekkene i fotgjengertunnelen. Vi satt opp knutepunkt og elementene som skal gå mellom de, med tykkelsen, så påførte vi lastene, vi trenger ikke å sette opp egenlaster, dette setter programmet opp av seg selv. Etter dette kjørte vi en statisk analyse, da fikk vi oversikt over flere forskjellige diagrammer, bl.a momentdiagram, og en liste over moment, aksial- og skjærkrefter, og nedbøyninger.

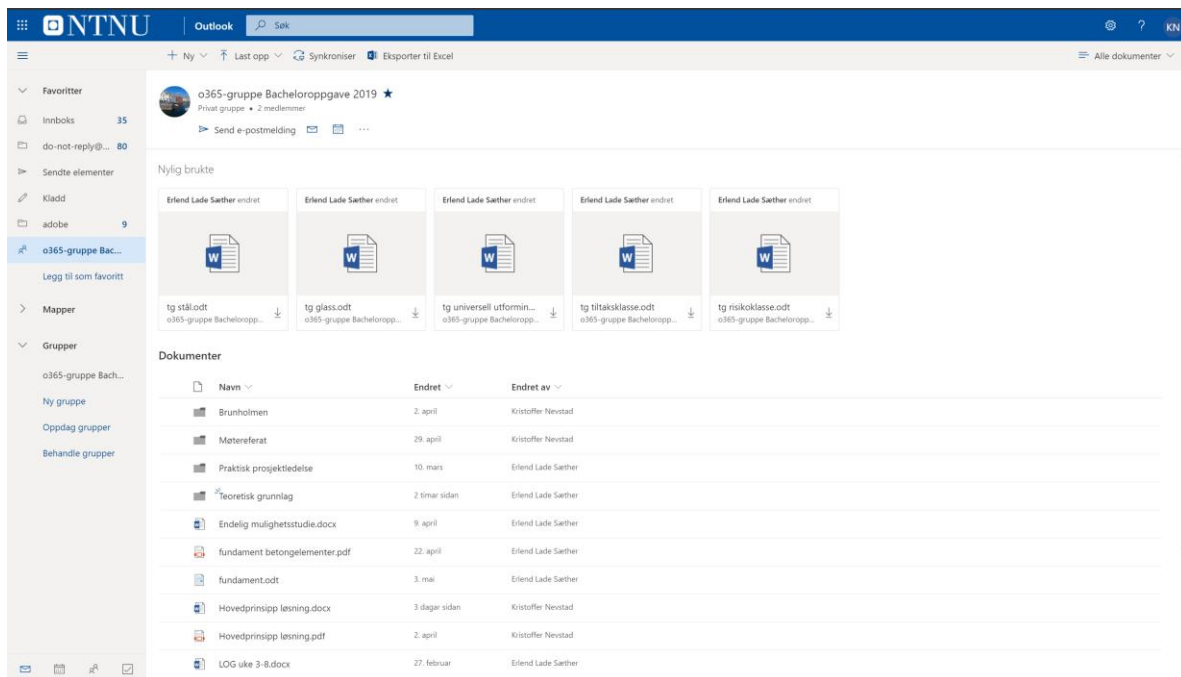


Figur 3-3-1: Frame2DExpress, her har vi modellert inn selve fotgjengertunnelen.



Figur 3-3-2: Momentdiagram etter statistisk analyse.

Office 365: Her har vi hovedsakelig brukt programmene Word for å skrive med, Office 365 for å lage en gruppe på studentmailene våre for å dele filer og planlegge møter.

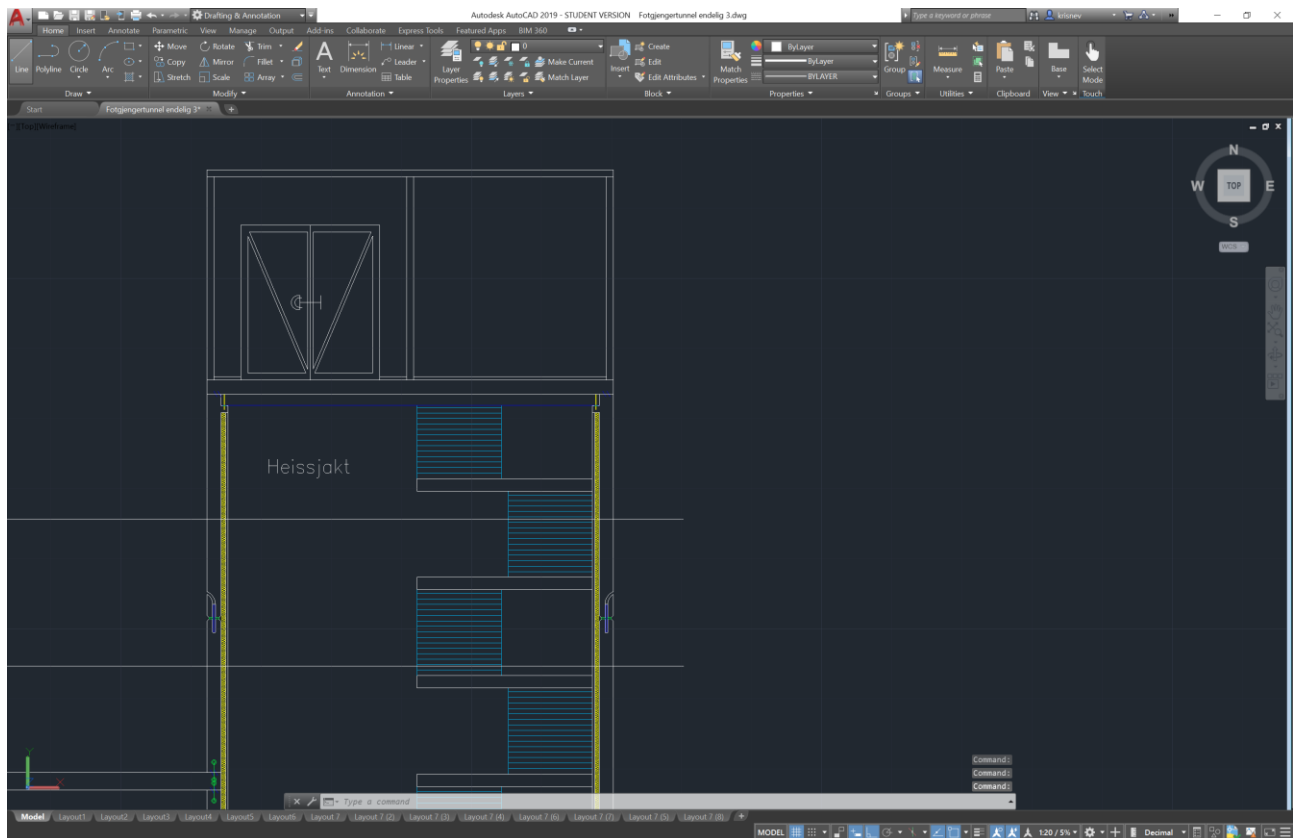


Figur: 3-3-3. Hvordan vi har brukt Office 365 for å dele filer og for å organisere.

ScanMaster: Er et program som hører til Topcon GLS-2000 3D laser skanner, programmet blir brukt for å sette sammen de forskjellige laser skanningene vi gjør til en stor punktsky som vi kan bruke i Revit Structure.

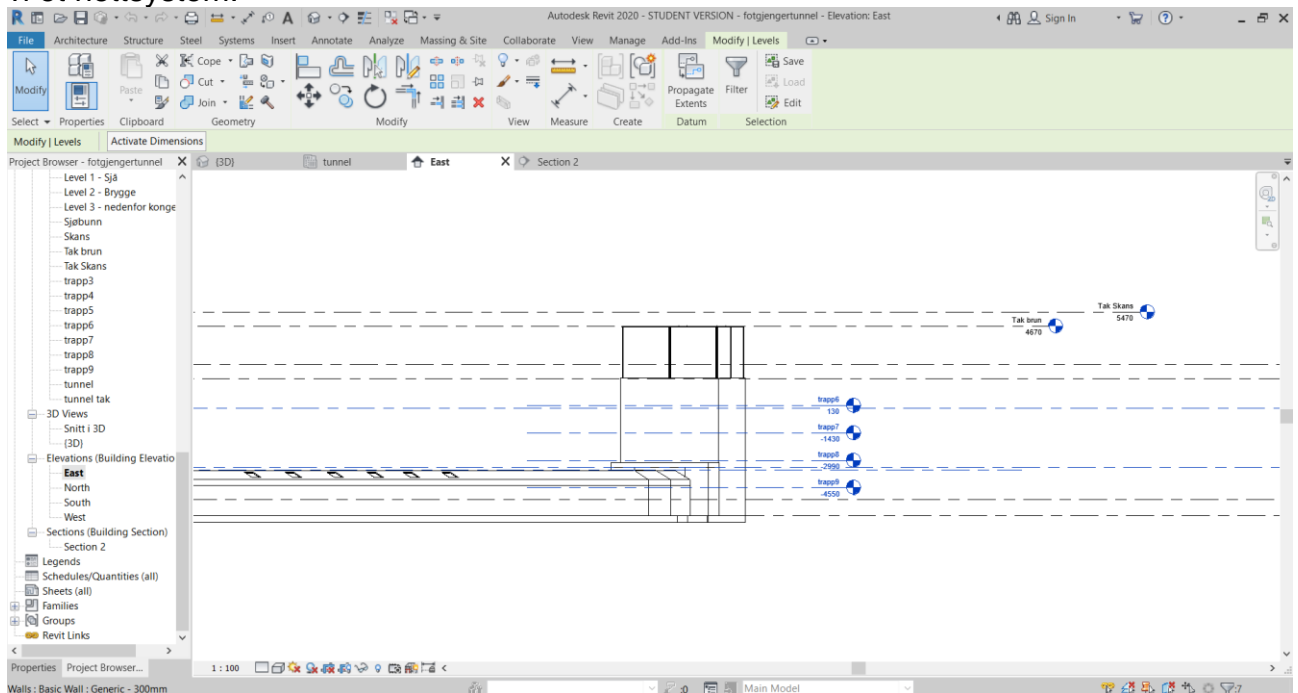
MatchCAD: Matematikkprogram, vi har brukt MatchCAD for håndberegninger og for å føre inn beregningene våre.

AutoCAD: AutoCAD har vi brukt til å tegne detaljtegninger av konstruksjonen..

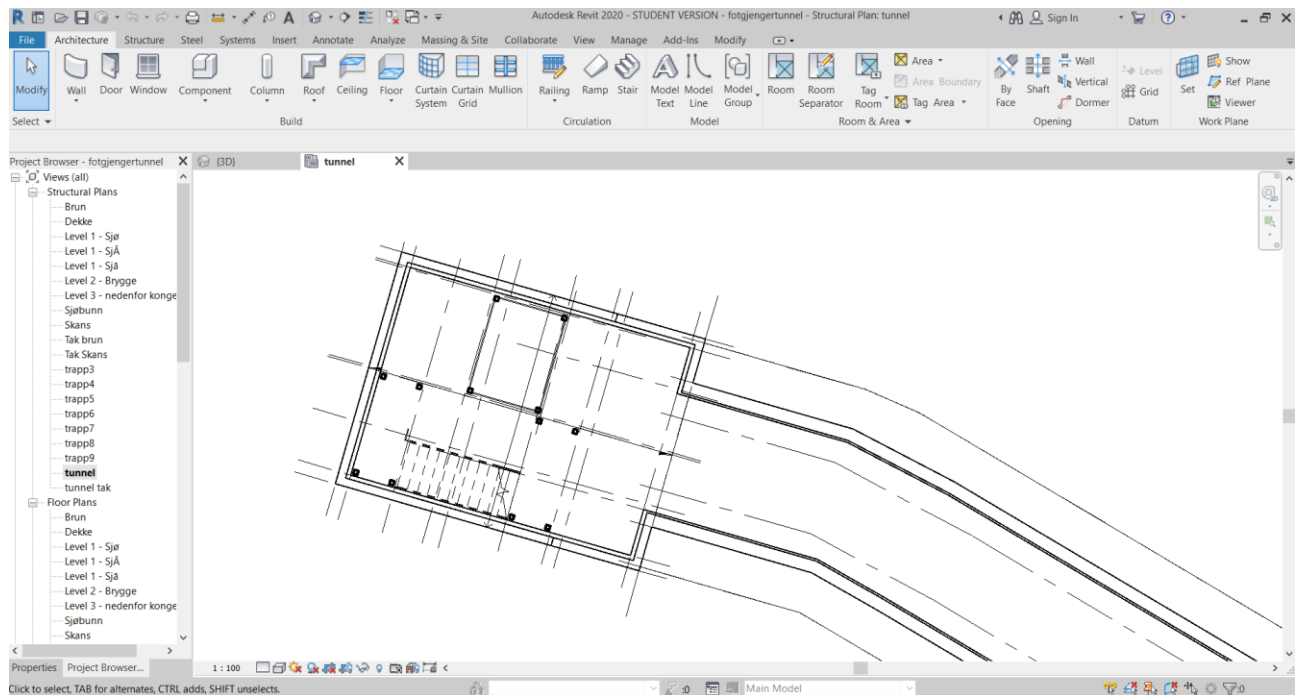


Figur 3-3-4. AutoCAD.

Revit Structure: Revit Structure er et modelleringsprogram. Her startet vi med å importere punktskyen vi fikk fra laserskanningen. Etter at punktskyen var implementert begynte vi å sette på plass målene for plannivå og høyde, og så lagde vi et nettsystem.

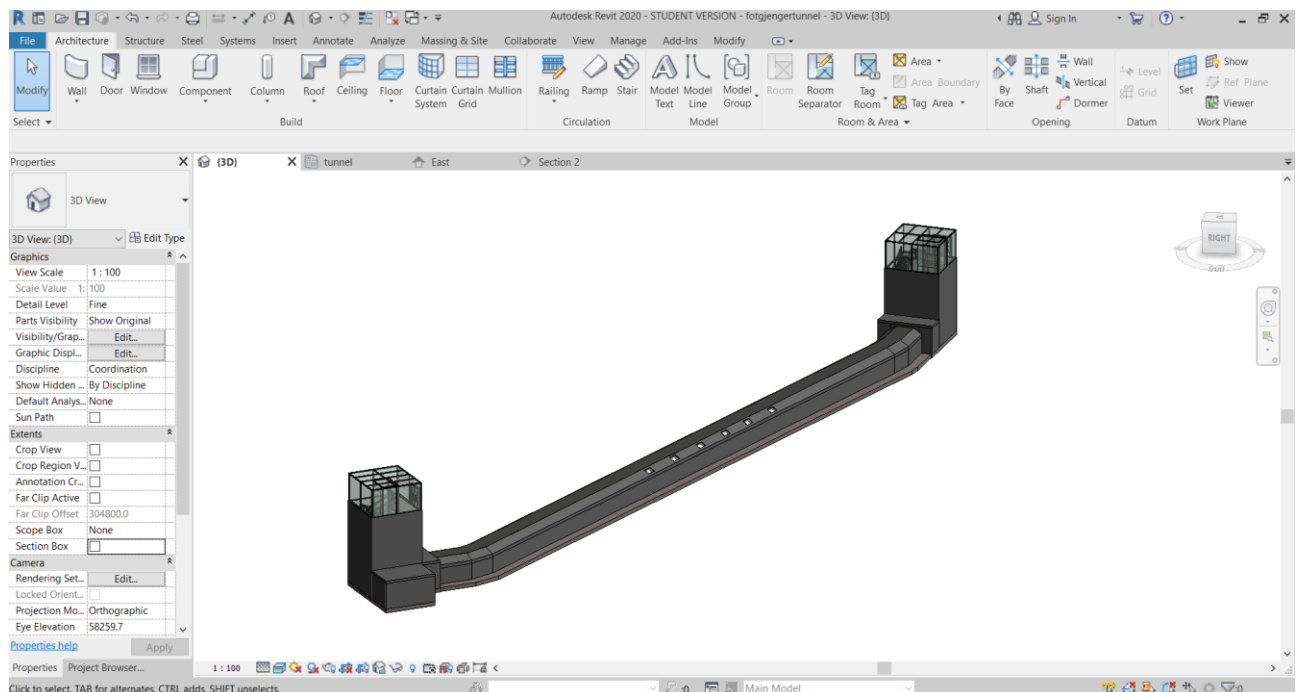


Figur 3-3-5: Mål for plannivå og høyder.

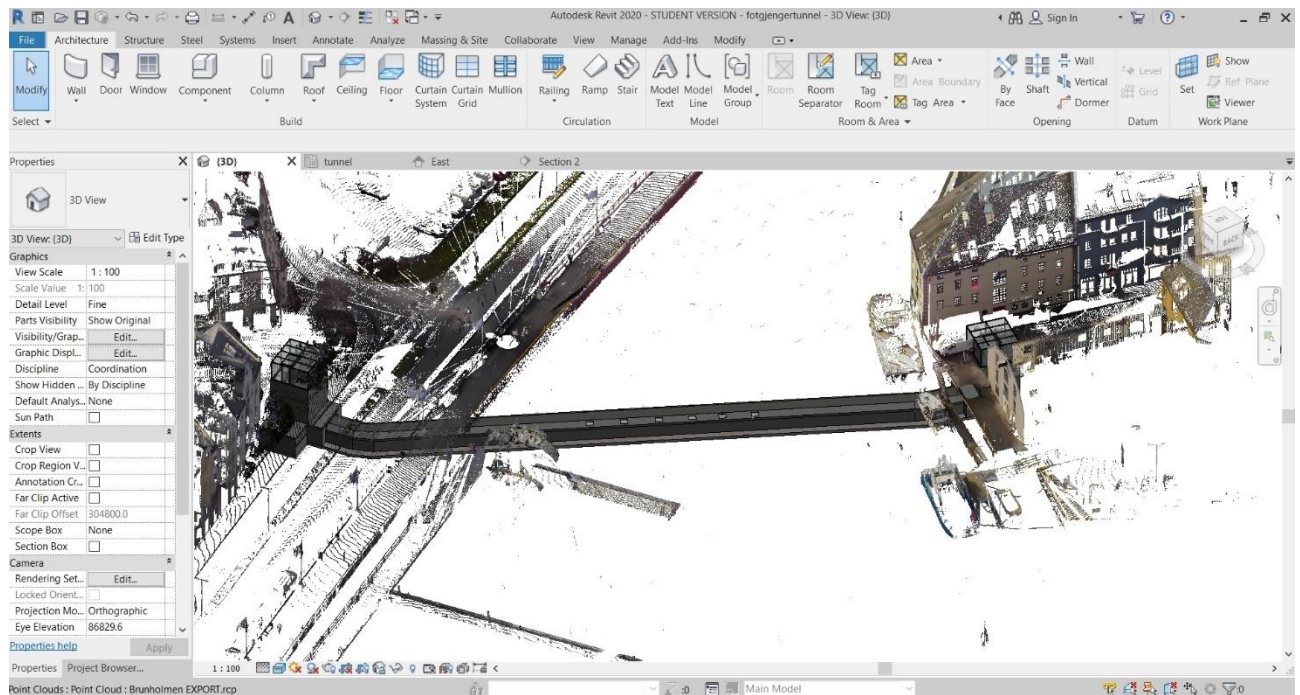


Figur 3-3-6: Nettsystem i Revit.

Etter at nettsystemet og alle høyder var satt opp begynte tegninger av de massive betongveggene, vi startet med 250 mm tykkelse på betongveggene før vi senere justerte de etter beregninger. Til slutt så har vi en 3D modell som er lett å gjøre justeringer på.



Figur 3-3-7: En komplett modell fra Revit.



Figur 3-3-8: Modellen med punktskyen satt på.

Lumion 3D: Lumion 3D er brukt for å gjengi Revit-modellen våres i video og med omgivelser. Lumion gjør det enkelt å importere Revit modellen inn i programmet deres, for å så lage videoer og ta bilder for å presentere den.



Figur 3-3-9. Bilde av konstruksjonen fra Lumion 3D.

3.4 Laster

3.4.1 Nyttelast

Nyttelasten er hentet fra NS-EN 1991-1-1. Våres konstruksjon havner under kategori C5, det gir oss nyttelast på $5 \frac{kN}{M^2}$.

Nyttelaster EN1991-1-1, § 6.3.1.2 (EN1991-1-1:2002 + NA Norway NS-EN , §6)

Kategori	qk (vert.)[kN/m ²]	Qk (vert.)[kN]	qk (horis.)[kN/m]
Kategori A (Bolig)			
Gulv	2.00	2.00	1.00
Trapper	3.00	2.00	1.00
Balkonger	4.00	2.00	1.00
Kategori B (Kontorbygg)	3.00	2.00	1.00
Kategori C (Forsamlingslokale)			
C1 (Arealer med bord osv.)	3.00	4.00	1.00
C2 (Arealer med faste seter)	4.00	4.00	1.50
C3 (Arealer uten hindringer for personer i bevegelse)	5.00	4.00	1.50
C4 (Arealer med mulighet for fysiske aktiviteter)	5.00	7.00	1.50
C5 (Arealer som lett overfylles)	5.00	4.00	3.00
Kategori D (Forretningsbygg)			
D1 (Arealer i vanlig detaljhandel)	5.00	4.00	1.00
D2 (Arealer i varehus)	5.00	7.00	1.00
Kategori E (Lagerbygning)			
E1 (Arealer for oppsamling av varer)	7.50	7.00	2.00
E2 (Arealer for oppsamling av varer)			
Kategori F	2.50	20.00	
Kategori G	5.00	90.00	
Kategori H (tak)	0.75	1.50	

Tabell: 3-4-1. Oversikt over nyttelaster.

3.4.2 Egenlast

Betong: Konstruksjonen vår består i all hovedsak av betong, den har en egenlast på $w = 25 \frac{kN}{m^3}$.

Når dette skal brukes til beregninger så må vi gjøre det om til m^2 , formelen vi får da er:

$$w * \text{tykkelsen på} \frac{\text{bjelke}}{\text{dekke}}$$

Betongegenskaper (EC2 EN1992-1-1:2004, §3.1)

Klasse	fck [MPa]	fck,c [MPa]	fctm [MPa]	fctk0.05 [MPa]	fctm0.95 [MPa]	fct,fl [MPa]	fvck [MPa]	Ec [GPa]	Gc [GPa]	w [kN/m ³]
B12	12.00	15.00	1.60	1.10	2.00	3.20	0.27	26	11	25
B20	20.00	25.00	2.20	1.50	2.90	5.80	0.39	30	13	25
B25	25.00	30.00	2.60	1.80	3.30	6.60	0.45	31	13	25
B30	30.00	37.00	2.90	2.00	3.80	7.80	0.45	33	14	25
B35	35.00	45.00	3.20	2.20	4.20	8.40	0.45	34	15	25
B45	45.00	55.00	3.80	2.70	4.90	9.60	0.45	36	16	25
B55	55.00	67.00	4.20	3.00	5.50	10.40	0.45	38	16	25

Tabell 3-4-2: Oversikt over egenskapene til betong.

Stål: Vi bruker også noe stål i konstruksjonen, her har vi en brukt HE-180 B, og den har en egenvekt på $8.5 \frac{kN}{m}$.

Vi har også egenlast for kledningene vi har brukt, i denne konstruksjonen fliser, men den er så liten at den neglisjerer vi.

3.4.3 Vann

Vann har en tyngdetetthet på $\frac{1kN}{m^3}$, og jo dypere du går jo større blir trykket.

Konstruksjonen vår ligger på det dypeste 6.8 m under sjøoverflaten når det er springflo, dette gir oss en vannlast på: $6.8m * 1 \frac{kN}{m^3} = 68 \frac{kN}{m^2}$. Vi regner på veggene våre med 1 m bredde under beregningene, det gir oss vannlast per meter på $68 \frac{kN}{m}$.
[Oppgitt av veileder Kristian Normann].

3.4.4 Fylling

På deler av konstruksjonen vil det være fylling, her i hovedsak grus. Grus har en tyngdetetthet under vann på $12 \frac{kN}{m^3}$ [Oppgitt av veileder Kristian Normann].

3.5 Eksponeringsklasse

Miljøet vi har med å gjør for denne konstruksjonen er XS2, da store deler av konstruksjonen vil være permanent neddykket i sjøvann. Det gir oss en overdeknings på 40 mm, men vi setter den til 50 mm.

Etter NS-EN 206-1 og NS 3473 så har vi finner vi laveste betandighetsklasse for betongen. Ved XS2 så er laveste bestandighetsklasse m40, og laveste bindemiddelmengde er $330 \frac{kg}{m^3}$.

Etter råd fra veileder Kristian Normann så bør vi bruke B35 betong.

EN1992-1-1, § 4.4.1 Betongoverdekning, C_{min}		
Beskrivelse av miljøet	50 års dimensjonerende brukstid	100 års dimensjonerende brukstid
XC0: Korrosjon framkalt av karbonatisering. Meget tørt	$C_{min} = 10 \text{ mm}$	$C_{min} = 10 \text{ mm}$
XC1: Korrosjon framkalt av karbonatisering. Tørt eller permanent vått	$C_{min} = 15 \text{ mm}$	$C_{min} = 25 \text{ mm}$
XC2: Korrosjon framkalt av karbonatisering. Vått, sjeldent tørt	$C_{min} = 25 \text{ mm}$	$C_{min} = 35 \text{ mm}$
XC3: Korrosjon framkalt av karbonatisering. Moderat fuktighet	$C_{min} = 25 \text{ mm}$	$C_{min} = 35 \text{ mm}$
XC4: Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann. Vekselvis vått og tørt	$C_{min} = 25 \text{ mm}$	$C_{min} = 35 \text{ mm}$
XD1: Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann. Moderat fuktighet	$C_{min} = 40 \text{ mm}$	$C_{min} = 50 \text{ mm}$
XD2: Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann. Vått, sjeldent tørt	$C_{min} = 40 \text{ mm}$	$C_{min} = 50 \text{ mm}$
XD3: Korrosjon framkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann. Vekselvis vått og tørt	$C_{min} = 40 \text{ mm}$	$C_{min} = 50 \text{ mm}$
XS1: Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann. Moderat fuktighet	$C_{min} = 40 \text{ mm}$	$C_{min} = 50 \text{ mm}$
XS2: Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann. Permanent neddykket	$C_{min} = 40 \text{ mm}$	$C_{min} = 50 \text{ mm}$
XS3: Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann. Tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsoner	$C_{min} = 50 \text{ mm}$	$C_{min} = 60 \text{ mm}$

$C_{min} = \max\{C_{min,b}, C_{min, dur}, 10\text{mm}\}$ $C_{min,b} = \emptyset$ $C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$ $\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$ EC2 §4.4.1

Figur 3-5-1: Betongoverdekning ut ifra beskrivelse av miljøet.

3.6 Møter

Ålesundregionens Havnevesen fungerte som oppdragsgiver for denne oppgaven, men det ble ikke satt opp noen møter med oppdragsgiveren utover det første møtet for å bli enige om oppgaven.

Møter med veiledere ble gjort ca. annen hver uke. I vedlegg XX har vi oversikt over alle møtene med veileder.

Da denne oppgaven var veldig udefinert da vi fikk den, og oppdragsgiver ikke kom inn i bildet før et par dager før innleveringsfristen for forprosjektet.

4 RESULTATER

4.1 Mulighetsstudie

4.1.1 Formål

Formålet med mulighetsstudiet er å danne et grunnlag for muligheten gangveisforbindelse i Brosundet mellom Aspøya og Nørvøya.

4.1.2 Behov

Ålesund har behov for en ny forbindelse i Brosundet mellom Aspøya og Nørvøya. Det har ved flere anledninger blitt sendt inn forskjellige forslag på dette men det er aldri blitt prioritert og fullført. Etter samtaler med Ålesund kommune plan- og bygningssjef Ole Søvik så har vi blitt fortalt at dette er noe som er ønsket.

4.1.3 Dagens Situasjon

4.1.3.1 Dagens Situasjon

Ålesund er en by som vokste opp langs havnen mellom øyene, før var sjøen et fremkomstmiddel for folket i Ålesund sentrum, men nå er det en hindring. Ålesund har i dag Hellebroa som eneste forbindelse mellom østre og vestre bydel, over den så har vi tungtrafikk, rushtrafikk, fotgjengere og på sommeren et ekstremt trøkk fra turister, dette fører til at Hellebroa stadig blir en flaskehals men mye stopp og dårlig flyt. Det er en liten gangbro et stykke nedover havnen nedenfor Hellebroa, men denne ligger dårlig til og brukes lite.

Med kun en skikkelig forbindelse mellom to bydeler som ligger langs hverandre i Brosundet med bare en liten havn mellom seg, så ender Ålesund sentrum opp med lange gå-distanser selv om luftlinjen er kort. Skal en gå fra gågaten, som ligger i Kongens Gate, til Molovegen så må fotgjengeren gå sørvest hele veien bort til Hellebroen før de må gå oppover mot nordøst igjen. Selv om luftlinjen her er bare er rundt 230 meter, så må en gå hele 650 meter. Å

Det er ingen tvil om at østre bydel er mer aktiv enn vestre når det gjelder handel, byliv, og restauranter, og det er forståelig, for bare en liten spasertur gjennom Brunholmen så finner vi tomme lokaler, få restauranter og generelt sett lite liv. Noe det også er mindre av er turister, en del tar turen over Hellebroa og kikker på Jugendstilsenteret, men de tar som oftest turen rett tilbake over Hellebroa. Det kan virke som at når turistene ankommer Ålesund fra de mange cruise skipene som besøker byen så blir hovedprioriteten for de fleste å få med seg østre bydel til tross for at den kjente jugendstilen er å finne på Brunholmen også, i Molovegen finner vi de siste husene som står igjen etter bybrannen, og Storhaugen er plassert et stykke inn på øya.

Med en ny gangveisforbindelse i Brosundet mellom Aspøya og Nørvøya så vil:

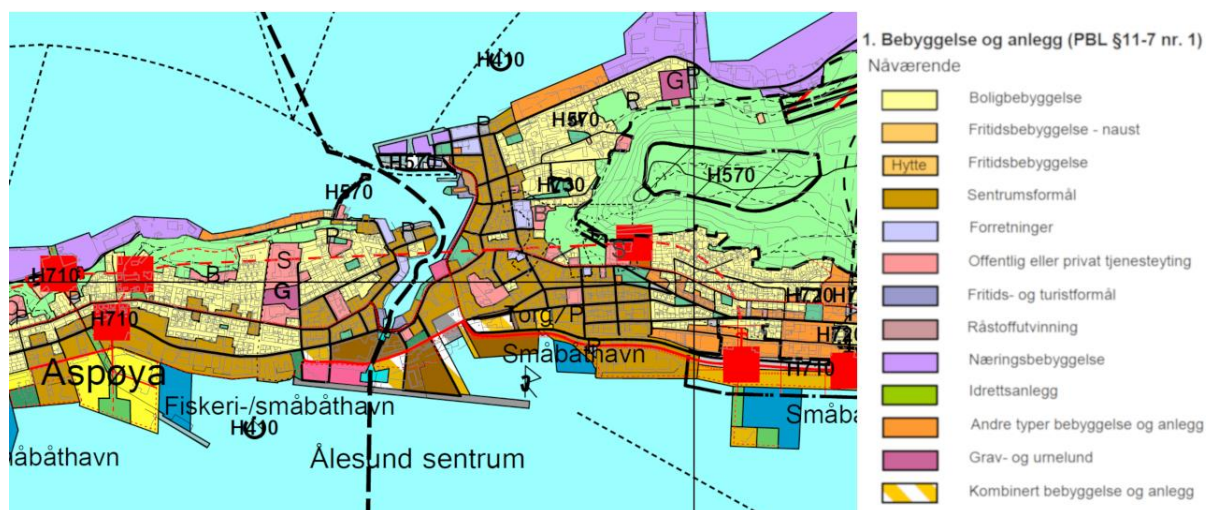
- Hellebroa bli avlastet og flaskehalsen bli mindre. Færre vil ta bilen og flere vil gå.
- Flere vil se på vestre bydel som et alternativ for handel, mat og aktiviteter nå som gå-distansen er kortere.
- Fotgjengere kunne gå i sløyfe istedenfor å tilbake igjen veien de allerede har gått.
- Vestre bydel vil vokse og nisjebutikker kan etablere seg i lokalene som står tomme nå som bydelen er mer aktiv.

4.1.3.2 Tomt

Det aktuelle området for denne forbindelsen er langs Skansekaia på den vestre delen og Brunholmen på østre bydel.

4.1.3.3 Reguleringsmessige forhold

Etter Ålesund Kommunes reguleringsplan for 2016 til 2028 så er de fleste aktuelle områdene for en eventuell forbindelse regulert for Sentrumsformål, mens små deler er regulert for havn.



Figur 4-1-1: Reguleringsplan med benevnelse for Ålesund sentrum.

<https://www.alesund.kommune.no/tjenester/samfunnsplanlegging/styrende-planer/kommuneplan#kommuneplanens-arealdel>

4.1.3.4 Dagens bygningsmasse

Nørvøya:

Langs Skansekaia så har vi kai hele veien, bredden på den er ca. 4,5 m, under kaien så har vi sjø. Øst for Skansekaia så har vi vei, etter samtaler med flere parter i kommunen så kan det virke som at ingen som vet de geotekniske forholdene under Skansegata, så her må vi bare gå for det vi ser på som mest realistisk. Under Skansegata så antar vi at vi har fylling hele veien ned til berget på bunnen, Hvor langt ned før fjellet kommer vet vi ikke. Lengre nord, i starten av Tollbugata, så har vi litt tykkere kai, med fylling under.

Aspøya:

De eneste stedene vi ser på som mulige for en ny forbindelse på vester bydel er i enden av Brunholmgata og i midten av Molovegen mellom Scandic Ålesund og Akademiet videregående skole.

I enden av Brunholmgata så har vi ca. 4,5 m med kai som, under kaien så går det rett ned til sjø og berg. Før kaien så er det vei hele veien ned, og i likhet med Skansegata så har vi ikke funnet ut de geotekniske forholdene her, så vi antar at det er fylling hele veien ned til berget på bunnen. Det samme antar vi for mellom Scandic hotellet og Akademiet vgs.

4.1.4 Muligheter

For en forbindelse mellom de to bydelene så har vi tre alternativer vi ser på som mulige.

- Fotgjengerbro
- Fotgjengertunnel
- Shuttlebåt for fotgjengere

4.1.4.1 Fotgjengertunnel

En fotgjengertunnel er et av alternativene for en forbindelse mellom de to bydelene, den vil ligge på bunnen av Brosundet og ha to overdekkede nedganger for å komme seg ned til tunnelen. Denne løsningen vil ikke skape noen sperre i havnen, og

båttrafikken vil kunne fortsette som før. Med en tunnel som ligger på bunnen så vil det også være mulig å ha vinduer i den slik at fotgjengere kan se ut i Brosundet, og på den måten skape en ny turistattraksjon for byen.

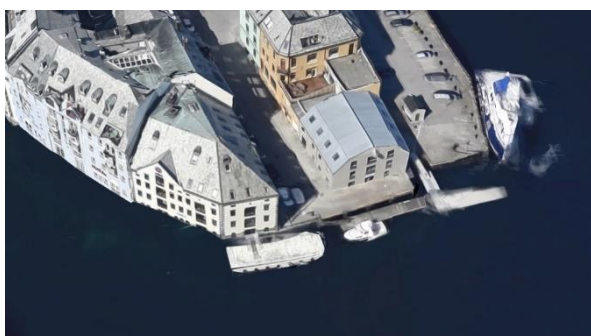
For å komme seg ned til fotgjengertunnelen må vi ha to overdekkede nedganger. Det er flere plasser disse kunne vært plassert, alle vil gi forskjellige reise- og tunnallengder.

Alternativ A) Enden av Brunholmgata og ca. midten av Skansekaia.

I første forslaget så har vi plassert de overdekkte nedgangene i enden av Brunholmgata og det andre nedenfor Skansegata, der hvor det er plassert tre store trær nå. Med dette så vil fotgjengertunnelen bli ca. 85 meter lang, og det vil ta ca. 60 sekunder å gå gjennom den.

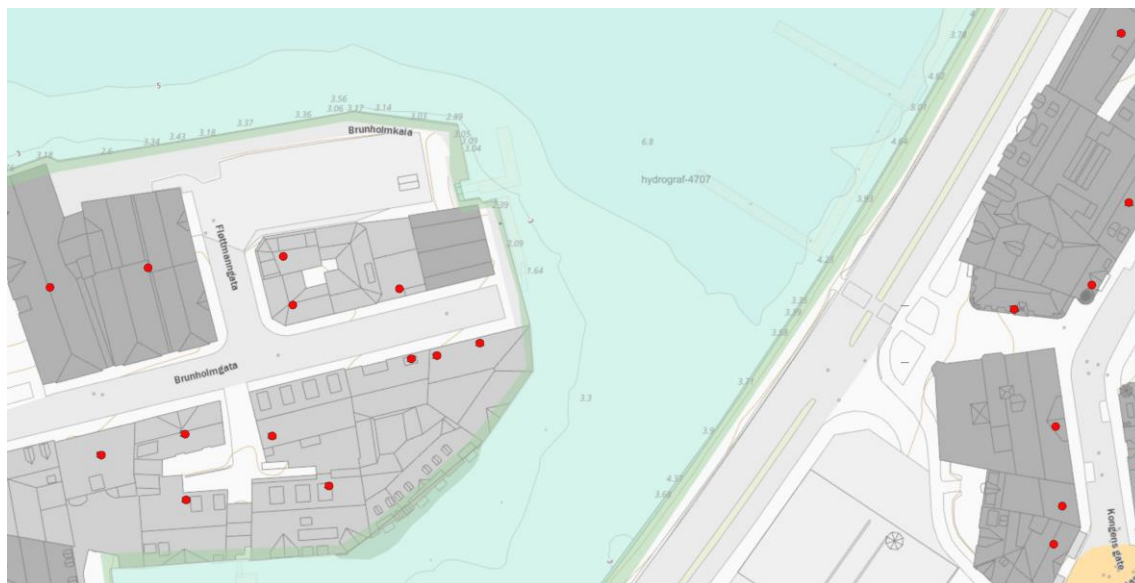


Figur 4-1-2: Skråbilde av Skansegata fra Google maps.



Figur 4-1-3: Skråbilde av Brunholmgata fra Google maps.

Sjødybden i Brosundet er vesentlig når det skal sees på muligheten for en fotgjengertunnel på bunnen av den. Om sjødybden er mindre enn høyden på tunellen + seilingsdybden så må det sees på tiltak, enten ved å grave ut nede i Brosundet, legge den delvis nede i bunnen, eller eventuelt legge den helt under grunnen. Inne ved Brunholmen viser kystverket sitt kart oss at vi har en sjødybde på -3.3 moh. Et par meter fra Brunholmgaten. Mens inne mot Skansekaien så varierer sjødybden fra -4.37 moh. Opp mot -3,35 moh. i den strekningen som er aktuell for en tunell kunne komt under. På midten av Brosundet er det ca -5. moh.



Figur 4-1-4: Sjødymbden i Brosundet. Kilde: kart. Kystverket.no

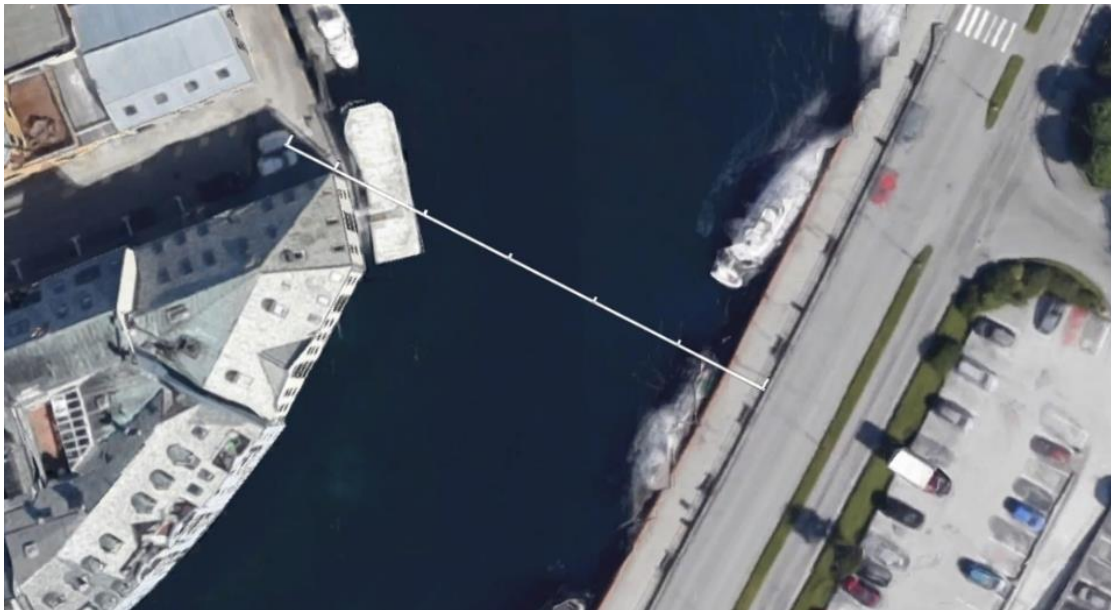
På Brunholmsiden så vil fotgjengerne gå opp i en gate som går rett inn i midten av Brunholmen, og veien herfra er kort til det meste av butikker, arbeidslokaler osv. I enden av Brunholmstata så har vi fra fortau til 8,65 m, og fra enden av veien er det ca. 7,4 m som ikke har noe annet formål enn parkering av biler.

På andre så er den overdekkede nedgangen plassert sentralt midt på østre bydel, bare noen meter fra gågaten og to minutter fra sorsenteret, lokasjonen er nedenfor Skansegata. På det aktuelle arealet er det nå tre store trær, en innkjørsel og parkering av 4-5 biler. Om den overdekkede nedgangen ble plassert her så må trærne bort, men resten av arealet vil fungere som før, da den overdekkede nedgangen ikke vil ta opp noen parkeringsplasser eller sperre for innkjøringen. Med en plassering her så kommer fotgjengere seg enkelt til nedgangen fra fortauet som går langs Skansegata.

Eksempel: For en som tar hurtigbåten fra Ulsteinvik og skal på jobb i Molovegen på Brunholmen så vil gå distansen bli redusert fra 790 meter til 360 meter. Med en vanlig gåavstand på 1.4 m/s så vil gåtiden bli redusert fra 9 minutter og 24 sekunder til 4 minutter og 17 sekunder.

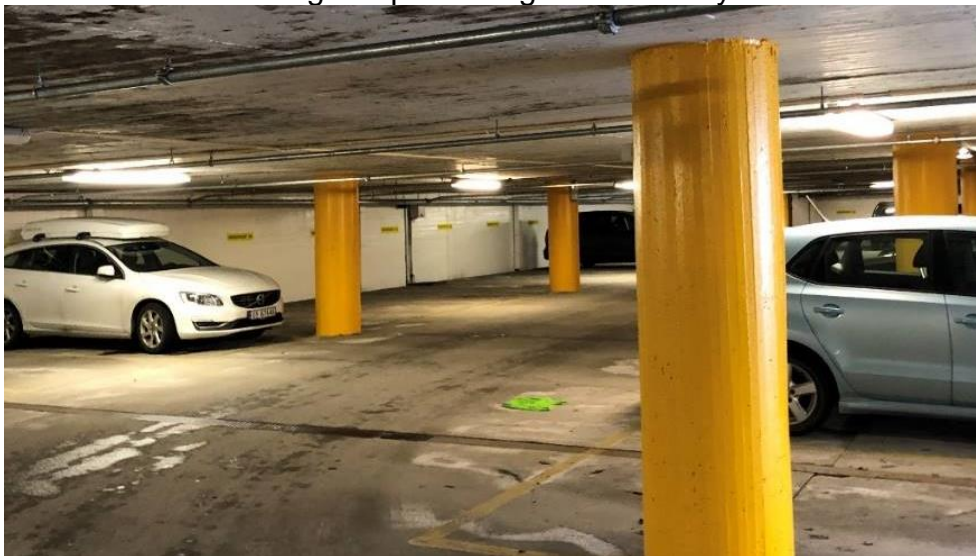
Alternativ B) Enden av Brunholmstata til Parkeringskjeller ved St. Olavsplass.

I dette forslaget så har vi samme plassering av den overdekkede nedgangen på Brunholmen som i alternativ A, men her har vi plassert inngangen til fotgjengertunnelen på østre side nede i parkeringskjelleren ved St. Olavsplass. Her vil tunnelen bli ca. 58 meter og ta ca. 40 sekunder å gå gjennom, noe kortere enn i alternativ A, og her vil vi heller ikke trenge en overdekkede nedgang siden fotgjengeren vil vandre direkte inn i parkeringskjelleren. Gåtiden for dette forslaget vil i fleste tilfeller bli veldig likt som ved alternativ A.



Figur 4-1-5: Hvor tunnelen vil gå i alternativ B. Utklipp fra Google Maps.

Fordelene vi får her over alternativ A er mange. Vi vil få en kortere tunnel, det blir enklere å konstruere inngang til tunnelen, vi vet hvordan grunnen ser ut, og det ville blitt en enklere løsning. En plassering her i østre bydel ville altså vært svært aktuelt.



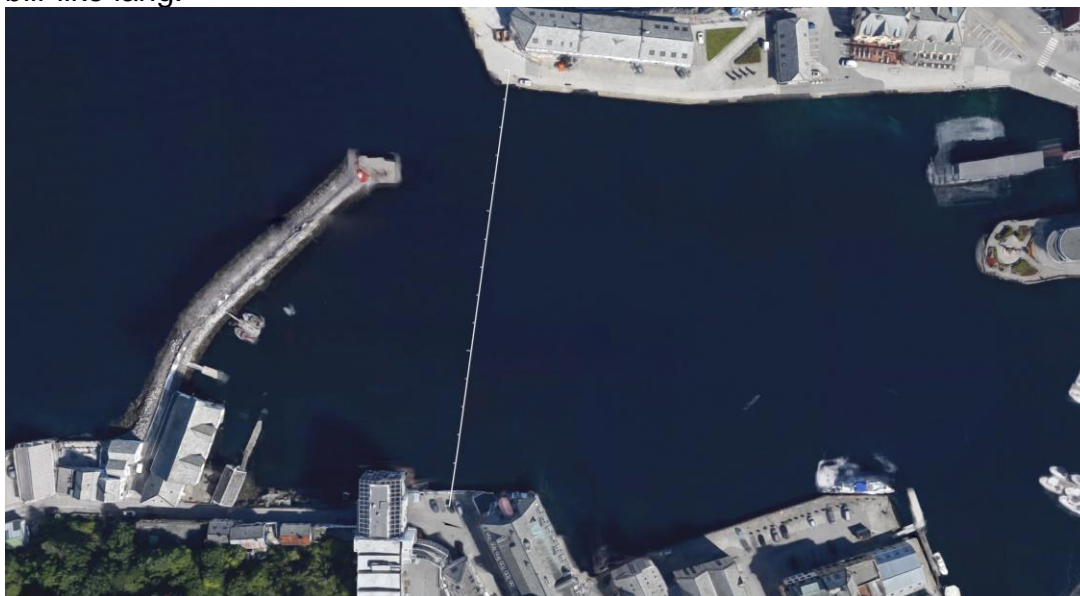
Figur 4-1-6: Parkeringskjelleren på St. Olavs plass.

Men etter nøyere undersøkelser har vi funnet ut av en inngang til tunnelen her ikke ville blitt så fordelaktig som først antatt. Parkeringshuset er ikke så dypt som vi trodde, etter at vi målte opp høyder med lasermåler fant vi ut at om tunnelen skal gå inn her så hadde den gått over havoverflaten, da gulvet på parkeringsplassen er 2,6 m under overflaten, og ved overflaten ligger dette punktet 3 moh. Så om vi skal ha inngangen til tunnelen på østre bydel i parkeringskjelleren under St. Olavs plass så må vi grave enda lenger ned, og da forsvinner mye av poenget med å ha inngangen her.

Alternativ C) Midten av Molovegen til starten av Skansekaia

En annen mulighet er å legge tunnelen her, det vil være lengst mulig vekke fra Hellebroa. Da vil vi få en lengde på 154 m for tunnelen, og det vil ta ca. 2. minutt å gå

gjennom den, vi vil altså her få en vesentlig lenger tunnel. Problemene med å legge den her vil være at for veldig store deler av byen så vil det nesten ikke være tid å spare på å bruke denne, da den ligger helt i enden av sentrum og veien til Hellebroa blir like lang.



Figur 4-1-7: Strekingen på tunnelen i alternativ C. Skjermdump fra Google Maps.

Om fotgjengertunnelen ble plassert her så ville det altså tatt lenger tid for mange av pendlerne enn i forslag A) og B). Det vil også ta lengre tid for mesteparten av øst-sentrum å komme seg til Brunholmen med dette forslaget.



gjennom den enn i de to andre forslagene, men det ville også tatt mye lengre tid å gå ned til tunnelen.

Så i dette forslaget må tunnelen være lengre, ligge dypere og tåle mer trykk enn i de to andre forslagene, dette vil føre til at denne løsningen får en betydelig større kostnad enn alternativ A og B.

Eksempel: Om vi tar samme eksempel som sist: For en som tar hurtigbåten fra Ulsteinvik og skal på jobb i Molovegen på Brunholmen så vil gå distansen bli redusert fra 790 meter til 490 meter. Med en vanlig gåavstand på 1.4 m/s så vil gåtiden bli redusert fra 9 minutter og 24 sekunder til 5 minutter og 50 sekunder.

Valg av alternativ

Det beste alternativet for plassering av de overdekkede nedgangene vil vi si er alternativ A). Her får vi ikke for lang tunnallengde, Brosundet sin dybde her er dyp nok til at en tunnel kan ligge på bunnen, men ikke så dyp slik at veien ned til tunnelen blir unødvendig lang. I tillegg er det to plasseringen som ikke vil føre til omreguleringer eller endring i bruk.

Seilingsdybde

Seilingsdybde er essensielt for at det skal være mulig med en tunnel på bunnen av Brosundet, en av fordelene med en tunnel over bro er at båttrafikken ikke vil bli stoppet, men om den mulige seilingsdybden blir for liten så forsvinner en av fordelene vi har med tunnel.

Vi fant ingen formel oversikt over de vanlige seilingsdybdene for båter, så vi tok derfor å sjekket gjennom finn.no for forskjellige båter som er til salgs og fant den oppgitte seilingsdybden, vi bruker dette som grunnlag for de vanlige seilingsdybdene på båter i Norge.

Vanlig dypgang/seilingsdybde på ulike båttyper, det vil si den vertikale distansen mellom vannoverflaten og nederste delen av båten (kjølen). Dypgangen avgjør den laveste vanddybden et skip trygt kan navigere i.

- Alminnelig personbåt med påhengsmotor: 20 – 50 cm
- Yacht: 120 – 170 cm
- Seilbåt (7 – 10 m): 140 – 200 cm
- Større seilbåter (10 – 18 m): 190 – 240 cm
- Liten/mellomstor sjark/skøyte (7 – 10 m): 80 – 140 cm
- Ekstreme tilfeller: stor seil yacht / luksus yacht (~30 m+): 250 – 300 cm

Kilde: båter til salgs på finn.no, der dybde var oppgitt i annonsen.

Dybden i området mellom Skansekaia og Brunholmen varierer fra tre til fem meter, så det ser ut til at det kan bli knapt med tanke på båter som passerer. Store seilbåter som ofte er observert i Brosundet kan ha en dypgang på over to meter, om vi skal ha en tunnel på bunnen av Brosundet så må derfor deler av den graves ned.

Potensiell turistattraksjon

Med store vinduer i fotgjengertunnelen så vil tunnelen trekke turister, «vandre på bunnen av Brosundet» er nok noe mange kunne tenkt seg og vi tror tunnelen vil gjøre det enda mer attraktivt å ta seg et stopp innom Ålesund. Når man går gjennom tunnelen så vil en ikke bare se en lang tunnel, men man vil se fiskene og sjøplantene som ligger i Brosundet.

For at dette skal funge så må vi finne en god løsning for vinduer, og de må være store nok til at man fint kan se ut, men samtidig så kan ikke vinduene være for store med hensyn til konstruksjonssikkerhet. Med vinduer i tunnelen vil det også kanskje inspirere til en opprydding av Brosundet, siden det per dags dato ligger mye søppel på bunnen, og kanskje vil det få en stopp på å hive tomflasker og avfall ned i sjøen siden det ligger en tunnel med vinduer der.

Materiale Tunnel

Det er flere materialer som kunne egent seg godt for en fotgjengertunnel på bunnen av Brosundet, vi kan bruke rør fra offshore industrien, og prefabrikkerte betongelementer i en bue er et alternativ også, en del fotgjengertunneler som ligger under sjø har støpejerns ringer omsluttet av betong som materiale for selve tunnelen. I betong finnes det også preeksisterende løsninger for vindu.

Vindu i tunnelen

Om det skal være vinduer eller en gjennomsiktig del i fotgjengertunnelen så må vi ha et renhold av dem, siden alger fester seg fort til vinduene på utsiden.

Det mest vanlige materialet å bruke som vindu under vann er Acrylic, også kjent som plexiglass Etter mye undersøking så finner vi ingen typer av Acrylic som er mer selvrensende enn andre typer, eller som avstøter seg alger. Det finnes noen typer glass-lag som man kan legge ytterst på Acrylic som frastøter seg veske over land, men disse er ikke egnet under vann. Så for å holde vinduene rene så må de rengjøres for hånd. Acrylic vinduer leder ikke varme, så dugg er noe vi slipper å tenke på for vinduene i tunnelen, men materialet er mykt så det er utsatt for riper under rens og vedlikehold.

Et annet type materiale som egner seg her er polycarbonate, også kjent som Lexan glass. Polycarbonate vil ikke kunne sprekke, men når belastningene blir for store, vil den til slutt bøye seg innover. Ettersom den er noe mykere enn Acryl samt at det er begrensninger mht. tykkelser, vil nettopp faren for dette være noe som bør vurderes. Om konstruksjonen ikke ligger for dypt og trykket dermed ikke er så stort, kan likevel dette være ett godt alternativ.

Kilde: Finn Refsnes, renholder av akvariene på Atlanterhavsparken. Tommy Iversen, Glassrådgiver Bodø glass.

Universal Utforming

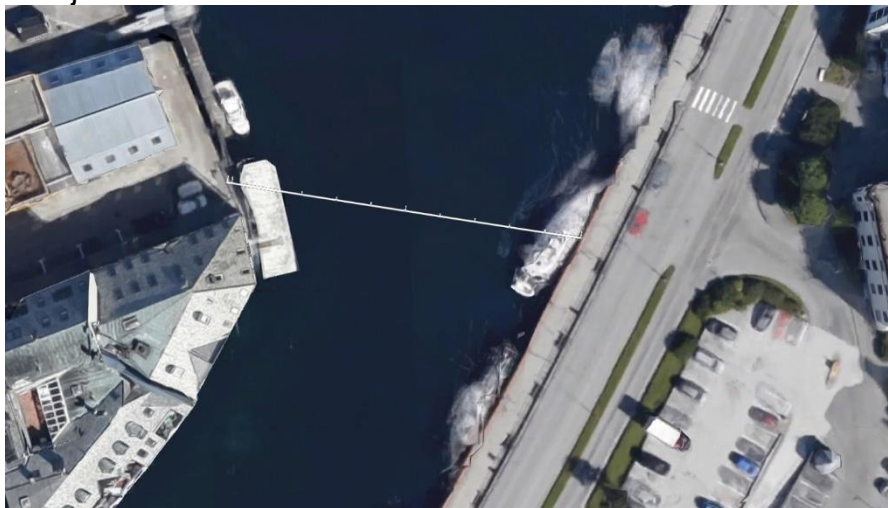
En utfordring med en fotgjenger tunnel som ligger mange meter under overflaten er å få den universelt utformet. Regjeringen har en visjon om at Norge skal være universelt utformet innen 2025, og det er noe denne fotgjenger tunnelen selvfølgelig også må være. For at alle skal kunne bruke den, så må vi i tillegg til bred trapp ned, ha en heis som rullestolbrukere får plass til. Rulletrapp/bånd er også en løsning for de som har nedsatt funksjon, men med tanke på plass og hvor lett fremkommelig det skal være for de med nedsatt funksjon, så vil heis være mer aktuelt enn rulletrapp/bånd.

4.1.4.2 Fotgjengerbro

En fotgjengerbro vil være den forbindelsen som blir kjappest for fotgjengerne, og mest innbydende. Det vil nok også være en enklere løsning enn tunnel, men en bro

har definitivt baksider ved seg også, med mindre broen får en åpning eller klaff så vil den sperre ute båten.

Mellom Brunholmgata og Skansekaia ville det vært mulig med en bro. Avstanden mellom kaien og Brunholmen her er 53 meter. Brunholmgata er en sentral gate på Brunholmen og vil føre fotgjengere rett inn i sentrum av Brunholmen. I andre enden av broen, midt på Skansekaia nedenfor Skansegata, finner vi et ekstremt sentralt punkt på østsiden av sentrum, og veien er kort fra sentrale deler av østre bydel. Begge de plasseringene her vil få alle fordelene som vi beskrev i alternativ A i tunnel seksjonen.



Figur 4-1-9: Aktuell lokasjon for en fotgjengerbro. Utklipp fra Google Maps.

Men en bro her så vil gåavstanden fra eks. Hurtigbåten fra Ulsteinvik og Valderøyra, til Molovegen bli kortet ned fra ca. 780 meter, til ca 340. meter. Med en vanlig gåavstand på 1.4 m/s så vil gåtiden bli kortet ned fra 9 minutt og 17 sekund, til korte 4 minutt og 2 sekund.

Seilingshøyde

Hvis vi ser på den broen som er mest lik det som kunne blitt noe i Brosundet, så har vi gangbroen i Flekkefjord, som er ganske lik på lengde og som verken har klaff eller sving funksjon. Denne broen har en seilingshøyde på det største på 3,5 meter, nå ville broen her i Ålesund mest sannsynlig blitt noe kortere, i tillegg til at den ikke ville kunnet starte stigningen før havet slik som broen i Flekkefjord, noe som nok ville ført til at seilingshøyden hadde blitt noe mindre, avhengig av hvilken stigning broen skulle hatt. En seilingshøyde på 3 til 3.5 meter vil uansett stenge ute ekstremt mange av båtene som til daglig ligger i Brosundet. En klaff løsning er noe som kunne blitt gjort, men de fleste broene i Norge som har klaffer er en del lengre enn den potensielle broen i Brosundet ville blitt.

Utestengelse av båter

Mandag 19. Februar kl. 13:35 gikk Kristoffer gjennom Brosundet for å se hvor mange båter som er der nå, som ville blitt stengt ute av en potensiell bro. Av 14 båter så ville kun en båt ha kommet seg inn til innerste delen av Brosundet om det var en gangbro fra Brunholmen til Skansekaia. Langs Skansekaia bruker fiskebåter og sjarker ofte å

legge til og selge direkte fra båten sin. Dette vil fortsatt være mulig etter en potensiell bro, men det vil bli færre plasser tilgjengelig.

Båtene som var i Brosundet: 1 stor yacht, 6 seilbåter, 6 sjarker / fiskebåter, og en fritidsbåt.

I Ålesund arrangeres Båtfestivalen årlig, og Brosundet fylles opp av yachter, seilbåter, skuter og fritidsbåter. I tillegg har Ålesund vært vert for The Tall Ship Races flere ganger, også her fylles Brosundet opp av både seilbåter og skuter. Vi arrangerer Matfestivalen i Ålesund, her er ikke båter og havnen hovedpoenget, men det bruker å være fullt av fiskebåter her som legger til langs Skansekaia og selger direkte fra båten sin, dette vil fortsatt være mulig med en bro der, men det vil være færre plasser tilgjengelig. Om det hadde kommet en fotgjengerbro i starten av nord-delen av Brosundet, så ville slike festivaler mistet mye av opplegget sitt, og Ålesund hadde nok ikke blitt valgt som vertsby for The Tall Ship Races igjen. Ålesund er en festivalby, og havnen i Brosundet er en viktig del.

Om vi hadde valgt en bro med vippe / sving løsning så kunne dette problemet blitt løst. Men vi føler at med trafikken som er i Brosundet, med båter som kjører ut og inn tett som det er, så ville det blitt veldig mye venting og tid der fotgjengere ikke kunne brukt broen, og da forsvinner mye av poenget med denne fotgjengerbroen.

Design av gangbro

Ålesund er kjent som en av Norges vakreste byer, og kåret til det flere ganger. Jugendstilen er mye av grunnen til det, og da spesielt gjennom Brosundet, som rett og slett er ekstremt vakkert. Om det skulle blitt bygd en bro her, så må den passe inn med resten av Brosundet, og ikke skade eller ødelegge sjarmen og stilen. Dette er kompetanse som vi rett og slett ikke sitter inne med, ingen av oss er utdannede arkitekter, eller har gått noe kurs her. Så om vi skulle prosjektert en bro her så måtte vi fått hjelp eksternt for å designe utseendet på broen.

Men selv om en arkitekt tegnet Norges flotteste bro her, uansett hvor stor og flott den blir så ville den ikke passet inn i Brosundet. Når man ser utover fra Hellebroa, eller når alle tar det flotte Brosundet bildet sitt, så ville en bro, uansett hvor flott den er, skille seg ut.

Universell utforming

Regjeringen har en visjon om at Norge skal være universelt utformet innen 2025, og det må denne broen også være. For at den skal være det så må alle mennesker uansett funksjonsevne kunne passere den. Dette er enklere å få til ved en bro enn med shuttlebåt og fotgjengertunnel, da de med nedsatt funksjon kunne gått over akkurat som alle andre. Med en bro som forbindelse er det få problemer angående universell utforming.

4.1.4.3 Shuttlebåt

En annen mulighet for å koble sammen Brunholmen og Skansekaia er med shuttle båt. En automatisk båt som går mellom to, eller flere, punkt i Brosundet er noe som kunne vært veldig aktuelt, og som kostnadmessig ville nok blitt den beste løsningen.

Akkurat nå fins det ingen automatiske shuttlebåter i norske storbyer, men et prosjekt som heter Autoferry er på gang i Trondheim.

Her jobber 48 doktorgrader med prosjektet, som er elektriske fullautomatiske shuttlebåter mellom Ravnkloa og Munkholmen, en strekning på ca. 90 meter. En båt vil ta 12 passasjerer, den legger til helt automatisk, og lader seg opp mens den ligger til kai, båten er universelt utformet så rullestolbrukere skal kunne bruke den uten problem, og man kan ta med seg sykkel på den. Shuttlebåten vil være «on demand», som vil si at den ligger til kai helt til den blir tilkalt, enten fra andre siden eller om noen på siden den ligger til på vil bruke den. Båten følger sjøreglene, så den viker for trafikk til høyre.

Utfordringene de har kommet borti med båten er strømmene i havnen, som av og til kan være litt problematisk. Båten er også utstyrt med radar, lidar, DP system og anti kollisjonssystem så den skal være klar over det som skjer rundt seg, men under noen værforhold så kan den slite med å oppdage kajaker og svømmere.

En slik løsning som de jobber med oppe i Trondheim vil være like mulig å få til i Brosundet i Ålesund.

Kostnad

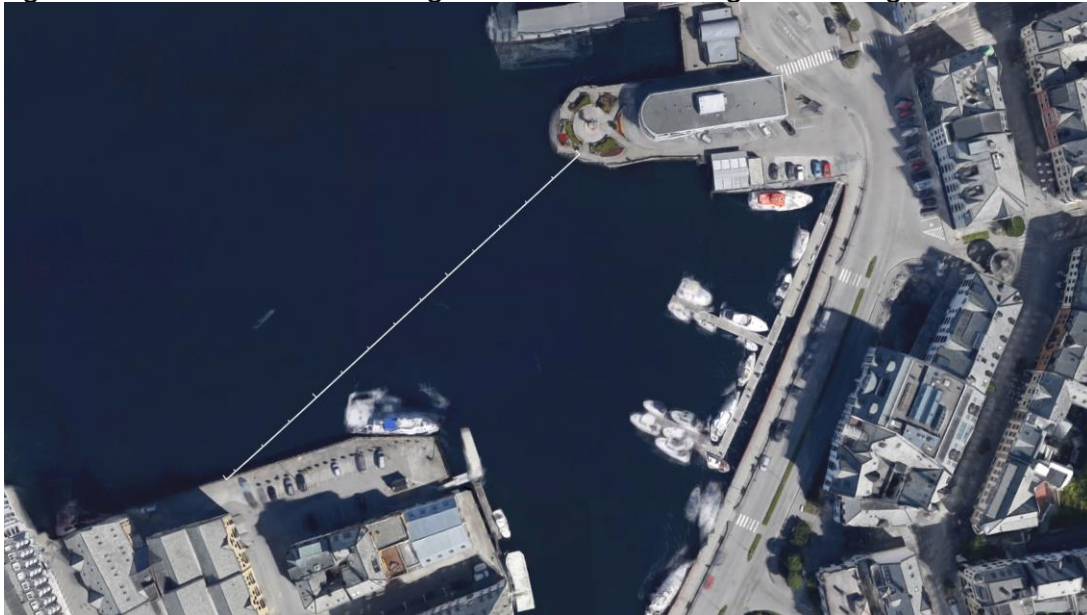
Budsjettet for Auto Ferry er 6 millioner for kommunen, så dekker NTNU forskningen, og under kan dere se den ferdige modellen som er bygget.



Figur 4-1-10: Den ferdige modellen av shuttlebåtsystemet Auto Ferry.

Tilbake til Ålesund, i Brosundet så er det flere strekninger en shuttlebåt kunne passet inn i. Fra Skansekaia til enden av Brunholmogata, eller fra monumentet bort til Fløttmannogata, er begge gode alternativer som ville kortet ned veien betraktelig for fotgjengere i Ålesund. Det er også mulig med flere stopp punkt enn to, en automatisk shuttlebåt kan kjøre innom 3 punkt også, enten kjøre et fast mønster eller kjøre etter kommandoene den får av passasjerene / de som venter ved kaien, siden båten vil komme på forespørsel. Dette er en løsning som ville gått rett inn i smart city visjonen som kommunen har for Ålesund.

Fordelen med en shuttlebåt løsning er at byen kan prøve det ut og se om det er behov for det, uten å måtte binde seg til løsningen i flere tiår fremover som med bro og tunnel. En shuttlebåtløsning vil være fleksibelt og utvikle seg konstant.



Figur 4-1-11: En mulig strekning for shuttlebåt.



Figur 4-1-12: En mulig strekning for shuttlebåt.

Kilder: Møte med Dag Rutledal og <https://www.ntnu.edu/autoferry>

4.1.5 Valg av løsning

For å se på hvilken løsning som blir mest optimal så har vi valgt å bruke parvis rangering, med faktorer som vi ser på som viktige for byen.

- Estetisk

- Effektivitet
- Kostnad
- Båttrafikk
- Universell utforming
- Attraktivitet for turister

Estetisk:

Med estetisk mener vi hvor godt objektet ville passet inn i Brosundet. Eks: vil det ødelegge bildet man ser ut gjennom Brosundet fra Hellebroa, eller om det vil bli vanskelig å få det i samme stil som Brosundet.

Eks: Tunnel vil påvirke det estetiske i Brosundet mindre enn Bro, derfor får tunnel 1 poeng.

Alternativ	Bro	Tunnel	Shuttlebåt	Sum
Bro		0	0	0
Tunnel	1		1	2
Shuttlebåt	1	0		1

Tabell 4-1-13: Parvis rangering.

Effektivitet:

Hvor effektiv er løsningen, hvilken løsning tar deg raskest over Brosundet.

- Reisetid: Bro 50 m = 35 sekunder.
- Tunnel: korteste 58 meter + 10 sek på å gå opp / ned overdekket nedgang på hver side = 60 sekunder.
- Shuttlebåt: ca 1 minutt passeringstid om båten står klar.

Eks: Bro vil være 1.75x kjappere enn tunnel.

Alternativ	Bro	Tunnel	Shuttlebåt	Sum
Bro		1.75	1.7	3.45
Tunnel	1/1.75		1	1.57
Shuttlebåt	1/1.7	1		1.59

Tabell 4-1-14: Parvis rangering.

Kostnad:

Hvilken mulighet vil gi lavest kostnad:

Eks: Shuttlebåt vil gi lavere kostnad enn bro, derfor får Shuttlebåt 1 poeng.

Alternativ	Bro	Tunnel	Shuttlebåt	Sum
Bro		1	0	1
Tunnel	0		0	0
Shuttlebåt	1	1		2

Tabell 4-1-15: Parvis rangering.

Båttrafikk:

Hvilken av mulighetene vil stenge ut mest av havnetrafikken i Brosundet, evt. Hindre den.

Eks: Shuttlebåt løsning vil hindre havnetrafikken mer enn en tunnel, derfor får tunnel 1 poeng.

Alternativ	Bro	Tunnel	Shuttlebåt	Sum
Bro		0	0	0
Tunnel	1		1	2
Shuttlebåt	1	0		1

Tabell 4-1-16: Parvis rangering.

Universell utforming:

Hvilken av mulighetene vil enklest og best fremkommelighet for alle. Alle mulighetene er jo selvfølgelig 100% universelt utformet, men her er det snakk om hvilke løsning som gjør det enklest for dem, og hvilken løsning som er enklest å få universelt utformet.

Eks: Å få en fotgjengertunnel universelt utformet med en heis krever mindre forskning og utarbeiding enn å få en shuttlebåt 100% universelt utformet, tror vi.

Alternativ	Bro	Tunnel	Shuttlebåt	Sum
Bro		1	1	2
Tunnel	0		1	1
Shuttlebåt	0	0		0

Tabell 4-1-17: Parvis rangering.

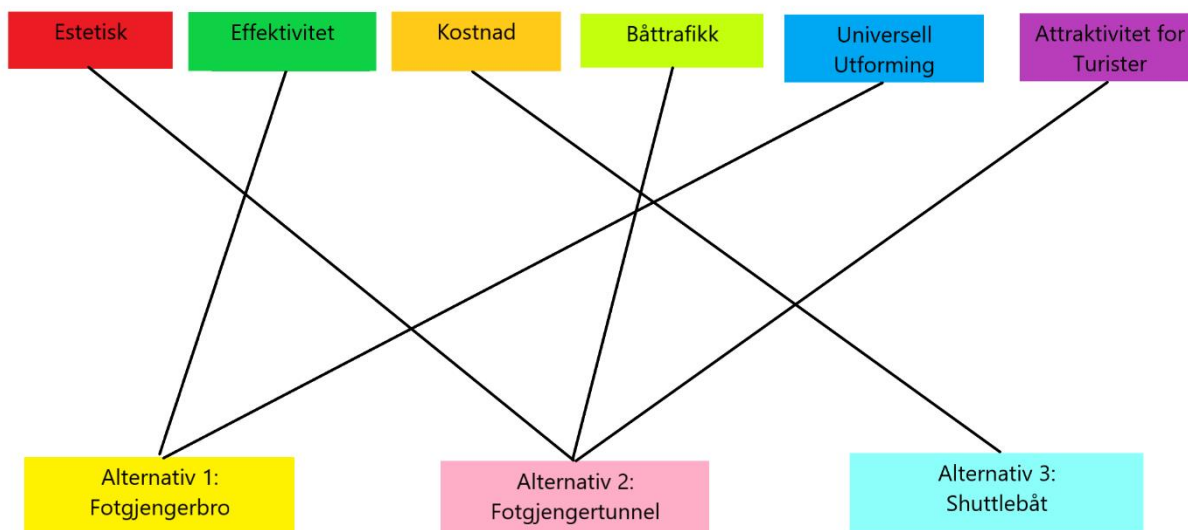
Attraktivitet for turister:

Hvilken av løsningene vil gi mest verdi i form av attraktivitet for turister

Eks: En shuttlebåt løsning med evt. Flere avstigningsplasser og en fotgjengertunnel på bunnen av Brosundet med vinduer i vil være mer attraktivt for turister enn en bro, i form av opplevelsesverdi.

Alternativ	Bro	Tunnel	Shuttlebåt	Sum
Bro		0	0	0
Tunnel	1		1	2
Shuttlebåt	1	0		1

Tabell 4-1-18: Parvis rangering.



Figur 4-1-13: Resultat av parvis rangering.

Ut ifra de kriteriene vi har valgt å vektlegge så vil en fotgjengertunnel på bunnen av Brosundet være den beste løsningen for en kobling mellom Brunholmen og østrebydel. Fotgjenger tunnel skårer best i 3 av 6 kriterier, der to av kriteriene er ekstremt viktige, nemlig båttrafikken og det estetiske i Brosundet. Shuttlebåt er også en god løsning, med å være best i et viktig kriterium som er kostnad, og med å være 2. beste alternativ i tre andre kriterier så stiller denne løsningen sterkt også.

4.1.6 Konklusjon

En gangveisforbindelse i Brosundet mellom Aspøya og Nørvøya er definitivt mulig, og den løsningen vi ser på som mest hensiktsmessig for Brosundet er en fotgjengertunnel på bunnen av sjøen. Denne vil ikke påvirke båttrafikken i Brosundet på noen måte, den vil gjøre gangveien fra store deler av østre del av sentrum til Aspøya kortere og med riktig design så kan det bli en spennende attraksjon for turister.

4.2 Laserskanning av Brosundet

4.2.1 Generelt

Med å 3D laser skanne Brosundet så vil det hjelpe oss å visualisere fotgjengertunnelen vår og vise hvordan den ville sett ut i Brosundet, vil vi også få vite nøyaktige avstander og høyder på forskjellige posisjoner på Brunholmen og Skansekaia, noe som er ekstremt nyttig så vi slipper å begynne med landmåling.

4.2.2 Mål

3D laser skanne Brosundet slik at vi får en 3D-modell av høy kvalitet som vi kan bruke til å visualisere fotgjengertunnelen, og for å ta mål av avstander og høyder.

4.2.3 Utstyr

Utstyret vi har brukt er:

- Topcon GLS-2000 3D Laser skanner
- Stativ til 3D laser skanneren.

- 3x Prismer



Figur 4-2-1: Prisme. Figur 4-2-2 Topcon GLS-200 på stativ.

4.2.4 Metode

Prismene blir brukt som basestasjoner, for hver skanning vi tar så starter vi med å sende en laser til alle prismene, slik at posisjonen på laser skanneren kan bli fastslått, og på den måten blir det enkelt å sette sammen alle laser skanningene i en stor 3d modell. Vi plasserte et prisme på kaien på Brunholmen, og to prismer langs Skansekaia. Hver skanning er delt inn i to prosesser, først tar laser skanneren bilder av alt rundt seg for å vite fargene på det som skal skannes, når det er gjort så begynner selve laser skanningen, da skanner den opp til 120 000 punkt i sekundet.

Vi tok skanninger i to forskjellige kvaliteter:

- 3,1 mm mellom hvert punkt per 10. meter. Denne skanningen tar 28 minutter og er den som gir best kvalitet.
- 6,3 mm mellom hvert punkt per 10. meter. Denne skanningen tar 7 minutter

Vi skannet Brosundet i to omganger, den første gangen, den 01. April 2019, så var det kun to kjappe skanninger, en på hver side av Brosundet, for å finne avstander og høyder, slik at vi kunne begynne med prinsipp løsningen av fotgjenger tunnelen, her brukte vi 6mm per 10. meter kvaliteten. Etter de to skanningene var fullført så ble de satt sammen til en point cloud gjennom et program, så importerte vi denne point-clouden til Revit, og der fikk vi et 3D visualisert Brosundet som vi kunne begynne å tegne og måle opp avstander i, men ikke pent nok til å bruke til en visualisering av det endelige produktet. Derfor bestemte vi oss for å dra ut på nytt en dag for å gjøre en enda grundigere 3D laser skanning med høyere kvalitet.

Justeringer til neste 3D-laserskanning:

- Flere skanninger fra forskjellige vinkler
- Øke kvaliteten på hver skanning (fra 6mm til 3mm).



Figur 4-2-3: Oversikt over skanneposisjoner, og posisjon på prismene. Rød trekant er prisme, grønn sirkel er laser skanner.

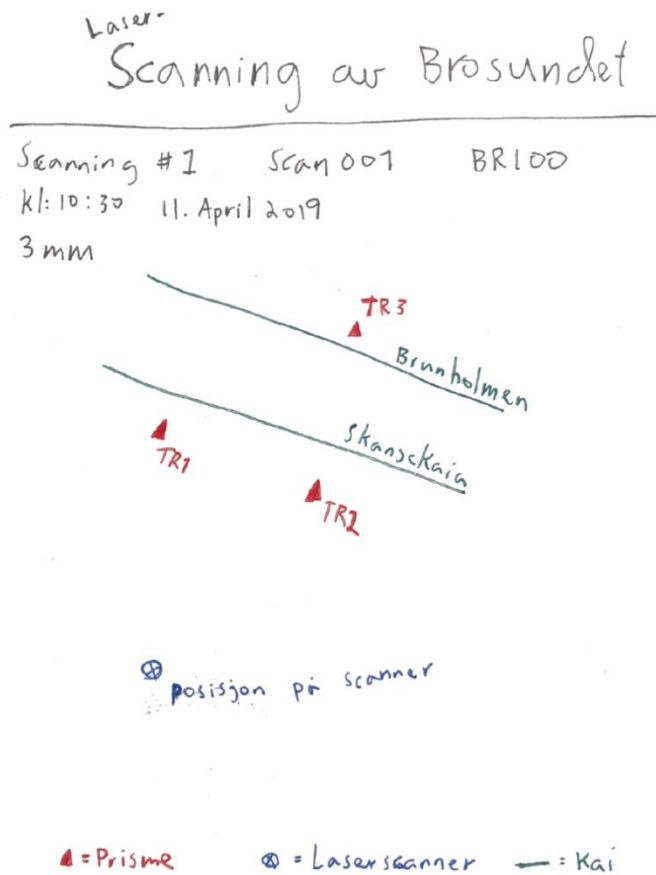
Den 11. April 2019 dro vi ut igjen, økte kvaliteten på hver enkelt skanning, og økte antallet skanninger, nå var planen å ta fem skanninger, tre på Skansekaia siden, og to på Brunholmen. Prismene plasserte vi likt som i forrige skanning. Et problem som oppsto var batteri kapasiteten, midt under skanning nr. 3 var batteriet på Topcon laser skanneren tomt, og vi fikk ikke gjort flere skanninger av Brosundet den dagen, vi måtte derfor kritte opp hvor hvert enkelt prisme var plassert og komme tilbake neste dag når batteriene var oppladet.

Neste dag, den 12. April så dro vi ut på nytt og plasserte prismene på de oppmerkede plassene fra dagen før. Denne dagen var vi kjappere med utstyret og fikk siktet inn prismene kjappere, så vi klarte å få inn tre skanninger på maksimal kvalitet, og en på 2. best kvalitet før det var tomt for batteri. Dette sammen med de fra dagen før gir oss syv laser skanninger av Brosundet, noe som skal gi oss en 3D-modell med høy kvalitet som vi kan bruke til visualisering. Noe som kan svekke kvaliteten på de siste skanningene er at en fotgjenger har vært uheldig og kommet borti det ene prismet langs fotgjengerfeltet på Skansekaia, noe som gjorde at det var cirka en centimeter ute av posisjon.



Figur: 4-2-4: Sikter inn på et prisme på Skansekaia. Figur 4-2-5: Fra en av skanningene.

Vårt andre forsøk på å laser skanne Brosundet gikk altså ikke helt plettfritt. At prismene ble satt ut på nytt mellom to skanninger er langt ifra optimalt, da disse bør egentlig stå helt urørt. Selv om vi krittet opp rundt posisjonen på de så vil den minste lille forandring, om det så bare er et par millimeter, kunne redusere kvaliteten på den endelige 3D modellen. Når i tillegg det ene prismet ble flyttet litt på av en fotgjenger mellom en av skanningene så kan det være at vi må ut i Brosundet på nytt og skanne opp.



Figur 4-2-6: Notatside under en skanning den 11. April.

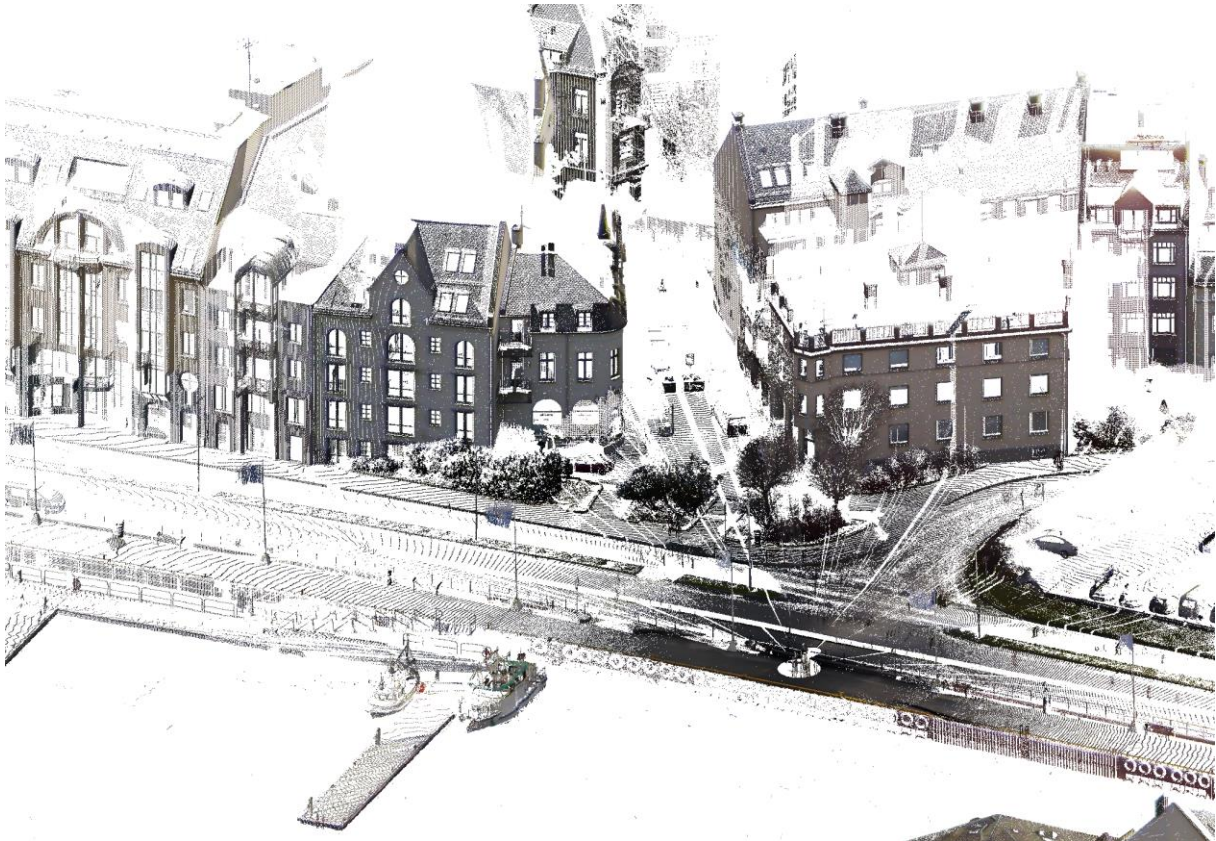
4.2.5 Resultat

1. April. 2019

Etter første runde med laser skanning så fikk vi denne 3D-modellen her, vi kan se konturene på Brosundet og høyder og avstander, noe som var veldig hjelpsomt i prosjekteringen av fotgjengertunnelen. Men det viser seg at vi har kun skannet fra to forskjellige punkter, da flere plasser er blitt helt hvite siden gjerder og trær har blokkert for det bak., så for å presentere prosjektet så er ikke 3D-modellen av høy nok kvalitet.



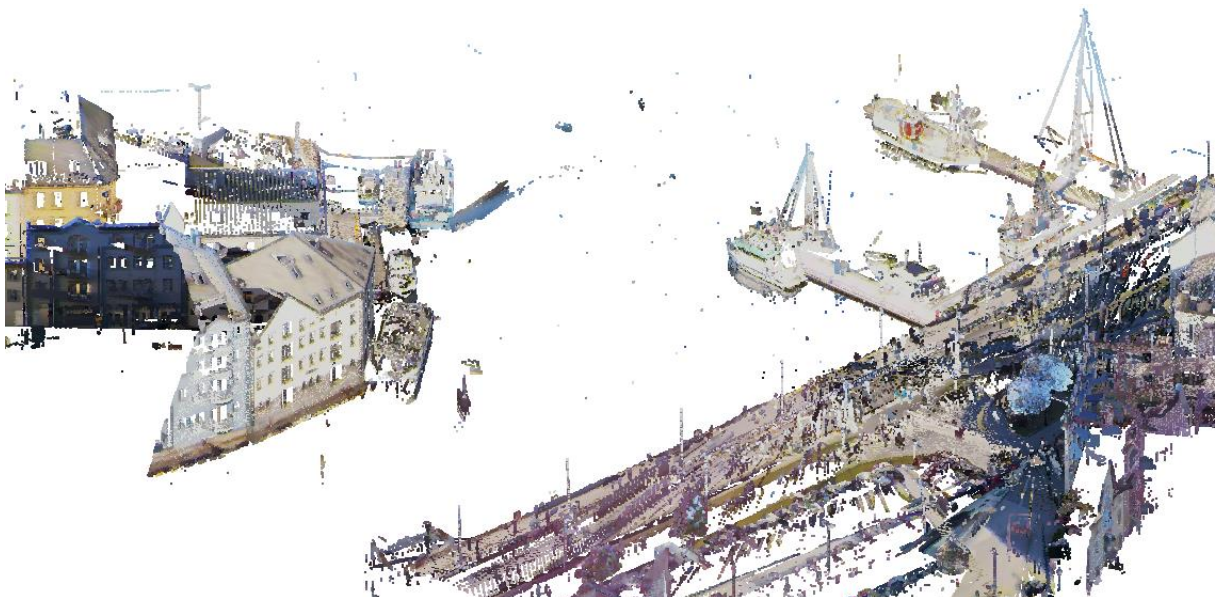
Figur 4-2-7: Skjermdump fra Revit av 3D-modellen av Brosundet.



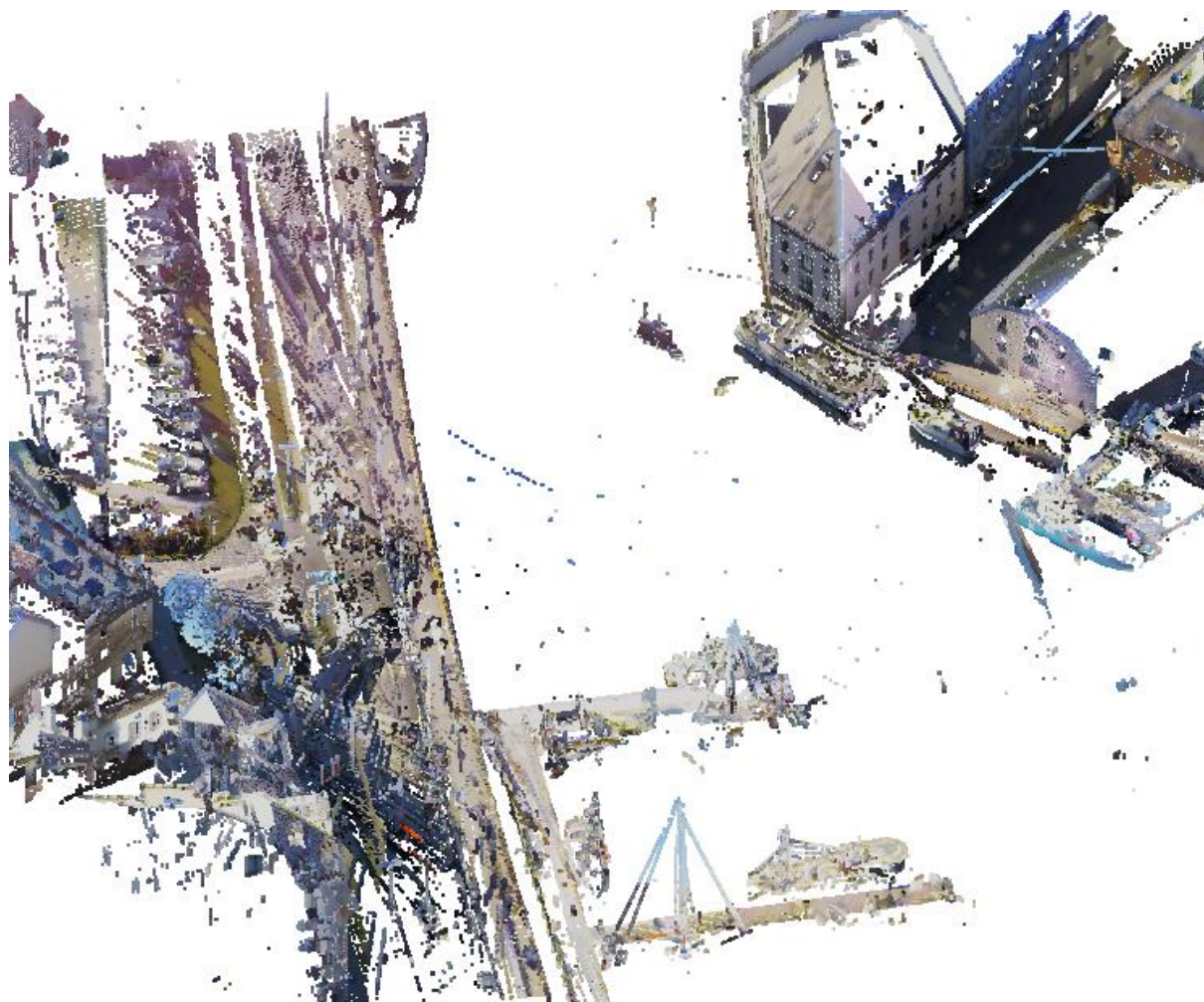
Figur 4-2-8: Skjermdump fra Revit av 3D-modellen av Brosundet.

11. April og 12. April. 2019.

Etter å ha økt kvaliteten fra forrige skanning så fikk vi punktskyen med enormt flere punkt enn i forrige skanning, men til tross for det så ble modellen til slutt ikke brukbar, da det rett og slett er for mye informasjon i modellene. Dette kunne blitt løst med å rydde opp i punktskyen, men det var noe vi rett og slett ikke fikk tid til.



Figur 4-2-9: Skjermdump fra Revit.



Figur 4-2-10: Skjermdump fra Revit av 3D-modellen av Brosundet.

4.2.6 Drøfting

Det vi skulle gjort annerledes i denne delen av oppgaven er at vi skulle planlagt mye mer tid på etterbehandling av punktskyen før vi implementerte den til Revit, da kunne vi fått en punktsky som visualiserte Brosundet på en bedre måte.

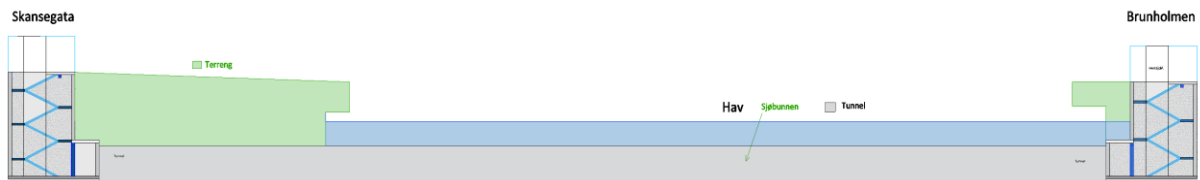
4.2.7 Konklusjon

Vi ender opp med å bruke informasjonen fra laser skanningen til å måle opp avstander og høyder i Revit Structure, dette ble svært nyttig og gjøre modelleringen av fotgjengertunnelen mye enklere. Men vi fikk ikke det resultatet vi ønsker når det gjelder det visuelle.

4.3 Prinsipløsning av fotgjengertunnel

4.3.1 Generelt for konstruksjonen

Fotgjengertunnelen vil bestå av to overdekkede nedganger, en på hver side av Brosundet. Hver overdekket nedgang vil ha en sjakt som fører fotgjengerne ned til selve tunnelen. Nederst i konstruksjonen finner vi tunnelen, den ligger på bunnen av Brosundet og er 85 m lang. Konstruksjonen har et teknisk rom i bunnen av sjakt A.



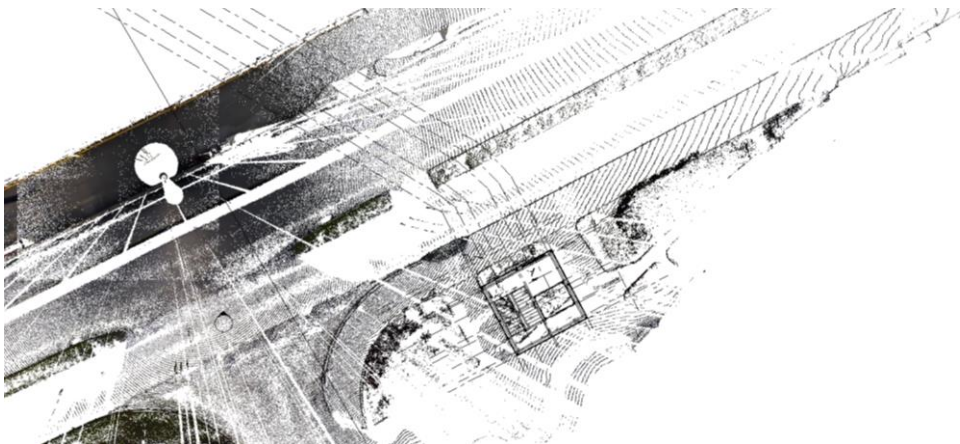
Figur 4-3-1: Tidlig skisse av tunnelen i AutoCAD.



Figur 4-3-2: Modell av fotgjengertunnelen i Revit.

Overdekket nedgang A:

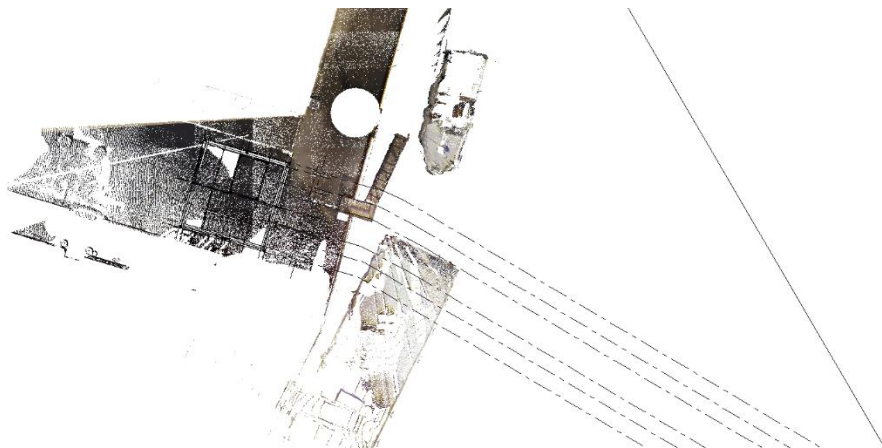
Overdekket nedgang på Skansekaia siden ligger plassert sør for Skansekaia, 1 meter nedenfor fortauet.



Figur 4-3-3: Overdekket nedgang sør for Skansegata.

Overdekket nedgang B:

Overdekket nedgang på Brunholmen siden ligger helt i enden av Brunholmgata



Figur 4-3-4: Overdekket nedgang i enden av Brunholmgata.

Høyder og avstander

Om vi tar utgangspunkt i overdekket nedgang A som nivå 0, så vil overdekkede nedgang B ligge 800mm lavere, på nivå -800mm. Sjønivået vil da ligge på -4080 mm ved laveste astronomiske tidevann. Bunnen av sjøen ved Skansekaaien er 3500 mm under sjønivå, 7680mm under nivå 0, mens bunnen ved Brunholmen er 3300 mm, -7380 mm under nivå 0. Brunholmen er en grunn marin dal, så på midten av Brosundet så er bunnen 5000 mm under sjønivå, -9080 mm under nivå 0. Tunnelen må graves 1000 mm under havnivået.

Vi har derfor de målene her å jobbe med:

Overdekkede nedgang A

- 0 mm over nivå 0.
- 4080 mm over sjønivå.
- 7680 mm ned til sjøbunnen.
- 8680 mm ned til der tunnelen skal ligge, men vi runder ned til 8600 mm.

Overdekkede nedgang B:

- -800 mm under 0. nivå.
- 3280 mm over sjønivå.
- 7380 mm over sjøbunnen.
- 7800 mm ned til der tunnelen skal ligge (7880 mm men vi runder ned på andre siden)

Tunnelen:

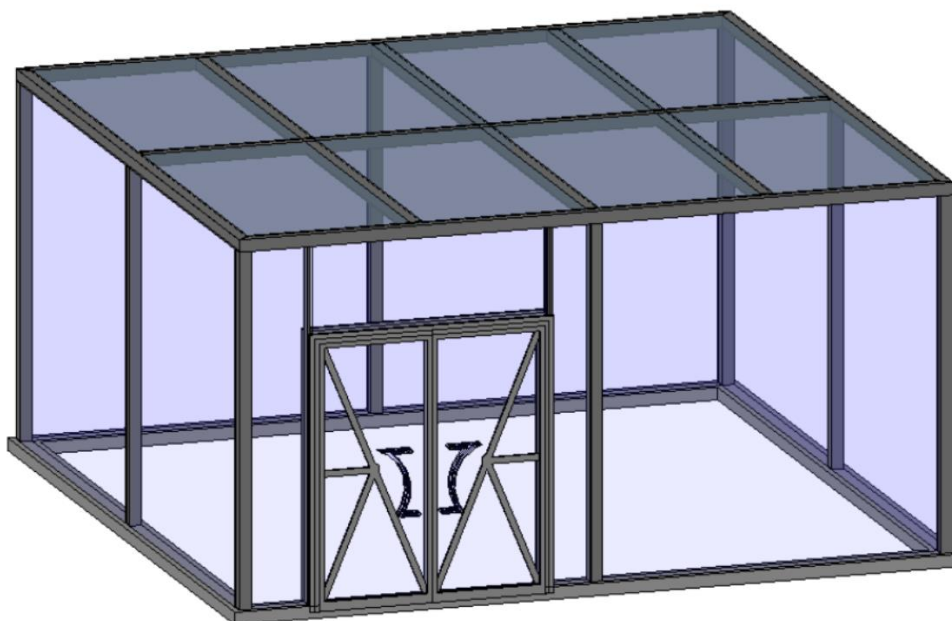
- -8600 mm under 0. nivå
- -4520 mm under laveste astronomiske tidevann.

4.3.2 Overdekkede nedganger

Fotgjengerforbindelsen har to identiske overdekkede nedganger, en på hver side av Brosundet. Hver nedgang har en sjakt fra overflaten og ned til det nivået tunnelen ligger på. Overdekkene for de to nedgangene er to rektangulære hus bestående av stål og glass, konstruksjonen har store vindu areal. Glasset har en inviterende effekt på nedgangene ved at de gir god belysning for rommet og delvis nedover trappen. Dette er en viktig faktor for at fotgjengerforbindelsen blir behagelig å bruke. De to

overdekkede nedgangene har et moderne utseende som fremheves ved at de står i kontrast med nærliggende jugendstil-bygninger, uten at de ødelegger for helheten.

De ytre målene på de to rektangulære byggene er 5800 x 5600 mm, den siden inngangsdøren er på er 5800 mm. Det er stålsøyle i hvert hjørne, og på midten på hver side, alle stålsøylene er av kvadratisk hulprofil (100x100x8.0). Søylene sveises sammen med stålbjerkene i taket og danner rammehjørner, bjerkene er også av kvadratisk hulprofil (100x100x8.0). Veggelementene imellom består av store glassareal. På sidene som er 5600 mm brede, er vinduene 2650 mm brede, og 2850 mm høye. På sidene som er 5800 mm brede, er vinduene 2750 mm brede, og 2850 mm høye. Den totale høyden på de to rektangulære husene er 3 m. I taket er det glassplater som holdes oppe av stålbjerkene. Betongveggelementene i sjakten under, går 50 mm over terrenget og danner en mur.



Figur 4-3-5: Overdekket nedgang modell fra Revit.

Søylene festes ved at det sveises på en stålplate i nedre ende av hver søyle, platene festes til betongunderlaget med bolter. Søylene skal ha korrosjonsbeskyttelse, som alle stålsøylar som ikke er i et kontinuerlig tørt innneklima bør ha. Til dette blir det brukt mørk grå maling.

Inngangspartiet er en dobbel glassdør som er plassert slik at man går rett fram til heisen. Dørene slår utover, og når begge dørene er åpne er fri bredden 1,75 m. Selv med kun den ene døren åpen vil kravet for universell utforming være oppfylt, som er at fri bredde for dør i hovedinngang skal være minst 0,86 m. Forskrift kravene sier også at fri høyde på dør skal være minst 2,0 m, dette kravet er også oppfylt da inngangsdøren har en fri høyde på 2,13 m [TEK17 - §12-13]. Siden døren også er av glass, er det viktig at den blir synlig i forhold til omliggende vegger. Dette løses ved at døren har en godt synlig stålramme, vinduene i døren har i tillegg metallsprosser. Hele døren er 1980 mm bred, og 2210 mm høy. Vindu på hver side av døren som er

385 mm brede, og 2850 mm høye (som de andre vinduene). Vindu over døren som er 690 mm høyt.

Fordelen med glass som byggemateriale er at det samler relativt lite smuss, det er også lett å rengjøre. De vil også holde seg relativt rene ved at slagregn skyller bort mye av smusset. Regn er det mye av i Ålesund og siden glass har liten eller ingen absorpsjonsevne, vil nesten alt regnvannet renne nedover veggene og transportere vekk fasadesmusset relativt jevnt. De to overdekkede nedgangene er ikke så store og de har godt med areal rundt seg som gir god atkomst for manuell rengjøring når det skulle være nødvendig.

For at bygningsutformingen skal forhindre skade på personer ved sammenstøt, eller skade på grunn av nedfall fra byggverk, benyttes det laminert glass som personsikkerhetsrute. I byggt teknisk forskrift er det påkrevd at frittstående glasskonstruksjoner i offentlige områder tar i bruk sikkerhetsglass. Det blir brukt silikatsjikt mellom glasslagene, dette er den vanligste løsningen for glassruter med brannmotstand. [TEK17 - §12-17]

4.3.3 Sjakt

Vi har to sjakter, den ene under de overdekkede nedgangene nedenfor Skansegata, sjakt A, og den andre under den Overdekkede nedgangen på Brunholmen, sjakt B. Sjakten frakter fotgjengerne fra overflaten ned til tunnelen, de er utstyrt med heis og toløpstrapp. Sjaktene er så å si identiske, der eneste forskjell er høyden på dem, og sjakt A har et stort teknisk rom med seg med plass til ventilasjonsanlegg.

Begge sjaktene oppfyller alle krav for universell utforming. Da vi har en trapp som er 1.2 meter fribredde, og en heis som er stor nok til at rullestolbrukere kan snu seg i.

	Minste rullestols- heis	Heis hvor rullestol kan snu	Båre- og møbelheis	Sengeheis
Heisstolstørrelse, bredde x dybde (m)	1,1 x 1,4	2,0 x 1,4	1,1 x 2,1	1,4 x 2,4
Sjaktmål, bredde x dybde (m)	1,6 x 2,1	2,5 x 1,9	1,6 x 2,6	2,4 x 3,0
Tillatt last (kg)	630	1 275	1 000	1 600
Største innvendige areal på heisstol (m ²) ved tillatt last	1,66	2,95	2,40	3,56

Tabell 4-3-3-1: Minste dimensjoner på heis for rullestolbrukere.

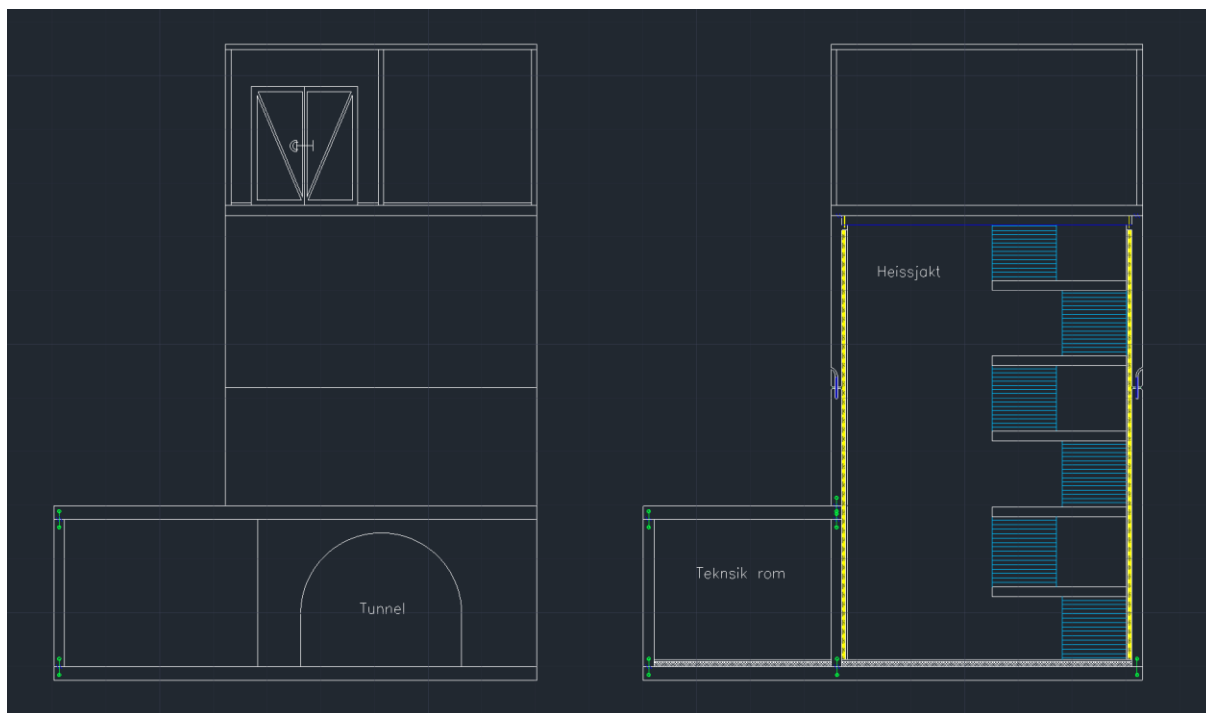
I tillegg har heisen et friareal på 2.4 m i hele arealet forran heisen, det tilfredsstillende kravet på $1.5 \times B$ ($B=1,4$) = 2.1 m. ref:

<https://www.byggforsk.no/dokument/87/personheiser>

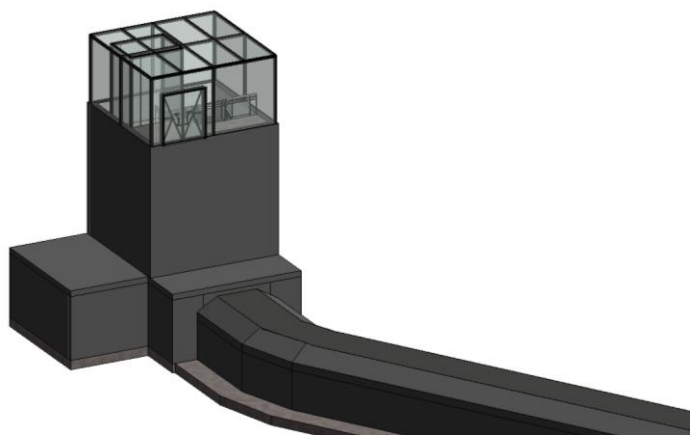
Hvordan veggene og dekkene er bygd opp i sjaktene er oppført i kapittel 4.4, og 4.5.

Sjakt sør for Skansegata – Sjakt A:

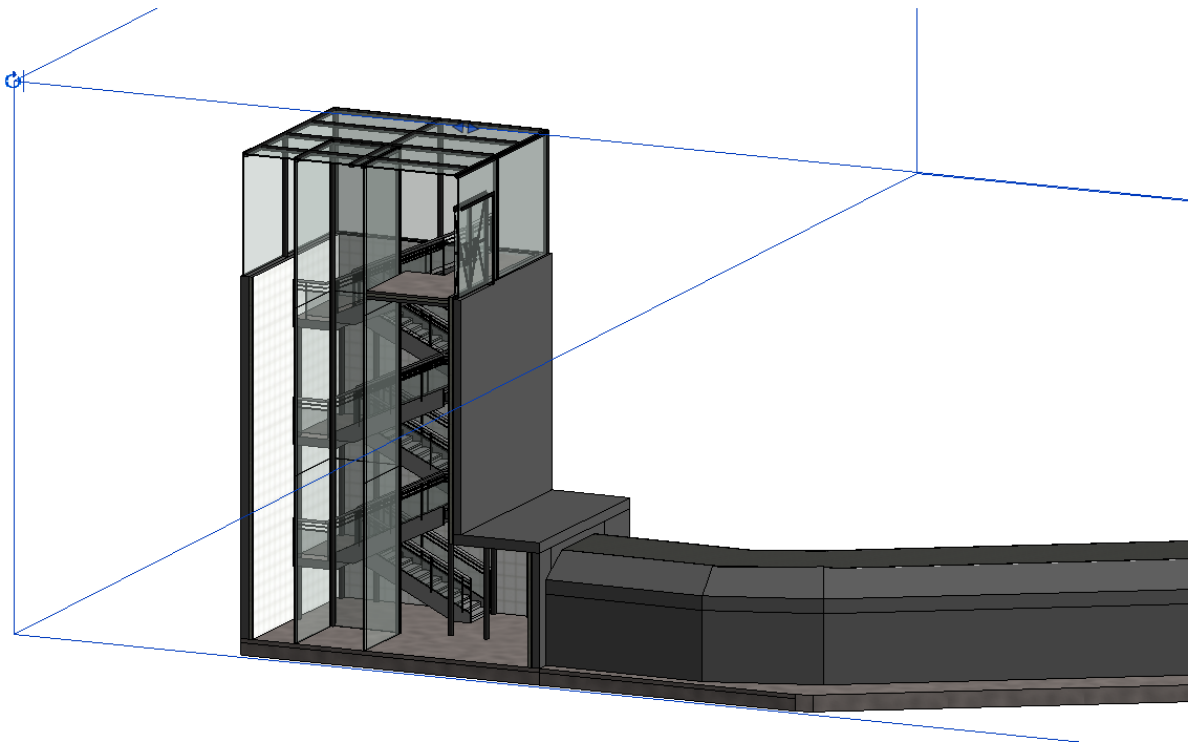
Sjakten sør for Skansegata har målene 5800 x 5600 mm og er 8600mm dyp (ikke medregnet fundament). Sjakten består av prefabrikkerte betongelementer som vil skjøtes sammen på lang før de senkes ned til der sjakten skal ligge. Under kan du se planløsningen til sjaktene, de består av et inngangsparti, der man rett frem finner en heis, og til høyre en trapp som tar deg ned til tunnelen.



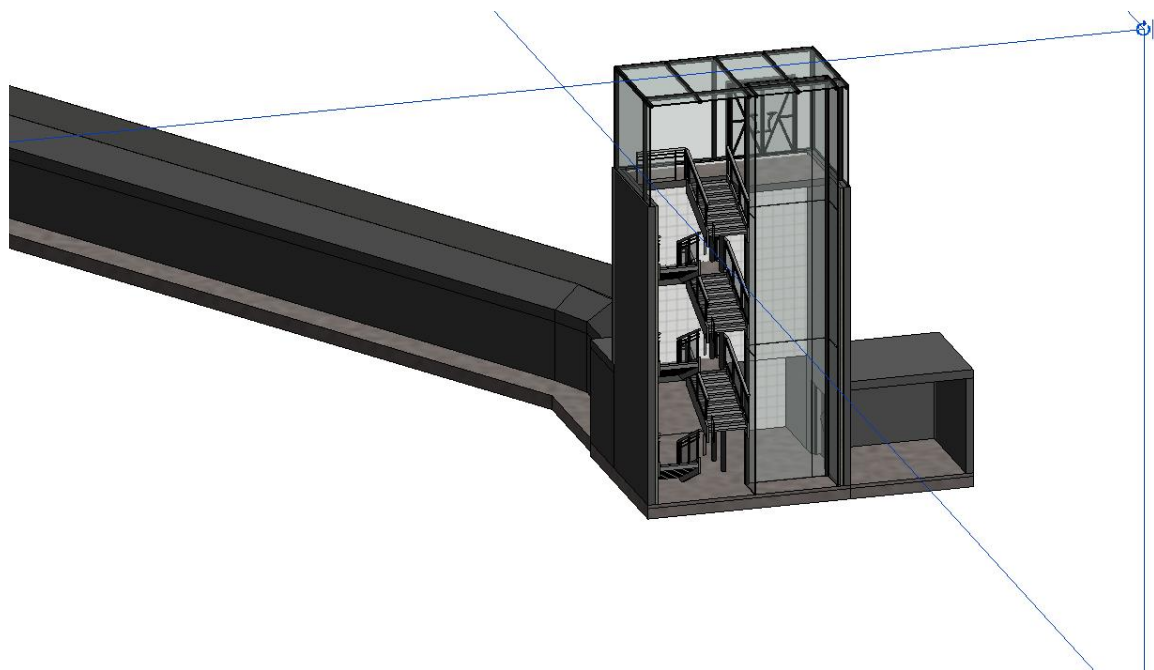
Figur 4-3-6: Overdekket nedgang A sett fra Nord, og snitt B1.



Figur 4-3-7: Overdekket nedgang A komplett modell.



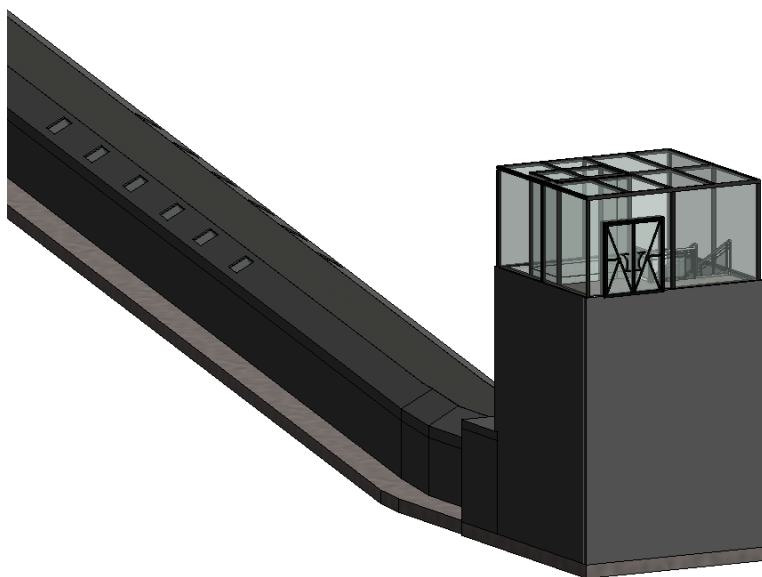
Figur 4-3-8: Innsyn inn i sjakt A.



Figur 4-3-9: Innsyn inn i sjakt A.

Sjakt i enden av Brunholmgata, sjakt B:

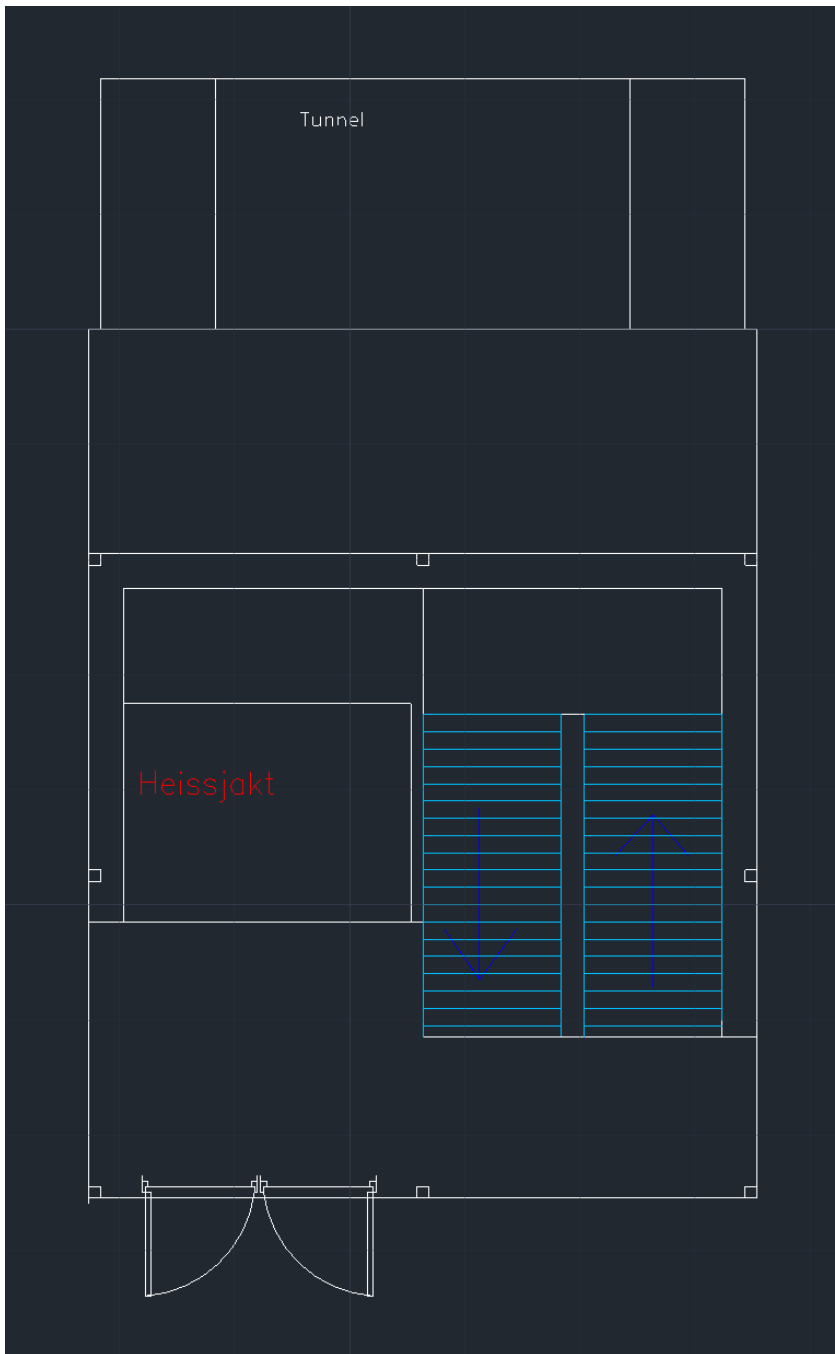
Sjakten i Brunholmgata har målene 5800 x 5600 mm, og er 7800 mm dyp (ikke medregnet fundament).



Figur 4-3-10: Sjakt B med overdekket nedgang på toppen. Sett fra Nordøst.



Figur 4-3-11: Innsiden av sjakt B.



Figur 4-3-12: Sjakt B, snitt 1. meter over terreng nivå.

4.4 Vegger

Når det kommer til sjakten ned så er det denne delen som vil være under grunnen, her vil alle veggene være prefabrickerte betongelementer. Disse betongveggene vil være utsatt for sidetrykk fra massene rundt. Veggene vil få støtte mot betonggulvet / fundamentet og mot veggene de går mot.

Nesten alle betongveggene vil få sjøvann mot seg, og med vanlig flo så vil sjakt A ha 6520 mm av 8600 mm under sjø, mens sjakt B får 6520 mm av 7800mm under sjø, og ved en eventuell springflo vil samtlige vegger være under sjø. Det er derfor viktig å dimensjonere veggene slik at det takler dette og at betongen er av høy nok kvalitet. Etter råd fra veileder så skal vi bruke B35 betong.

Isolasjon:

Betong har høy varmeledsevne, men vi må ha innvendig isolasjon også. Siden vi har betong under sjø så kan vi ikke ha isolasjon på utsiden av betong, her må alt ligge på innsiden.

Alternativer for innvendig isolasjon:

- Mineralull
- Ekspandert polystyren

Et godt valg er mineralull. Mineralull aldri seg godt siden den er fylt med luft, og på den måten vil ikke varmekonduktiviteten øke over tid. Mineralull har også gode lydisolerende egenskaper.

Fuktsikring:

Under sjønivå så er det ikke til å unngå at betongveggene blir fuktige, beskyttelser vil ikke klare å hindre at vann kommer inn til i dette tilfellet. Innvendig dampsperre blir ikke brukt på noen av veggene i sjakten siden alle veggene er under terrengnivå. Det viktige her er å bruke betong av høy nok kvalitet.

Radon:

Ytterveggene i sjakten må være helt lufttette slik at radonholdig luft fra terrenget ikke kommer inn i sjakten, dette gjelder også overgangen mellom fundament og vegger også. Betongveggene kan vi se på som lufttette når:

- Når betongen er av god kvalitet
- Overganger og skjøter er tettet

Utvendig kledning:

På utsiden mot sjøvannet har vi ingen kledning på betongveggene vi skal bruke, da de er under sjø og elementene er prefabrikkert.

Innvendig kledning:

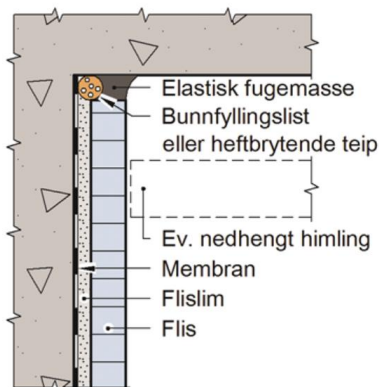
Innvendig kledning er dimensjonsstabile bygningsplater montert på stendere av stål festet i betongveggen, utenpå platene har vi keramiske fliser. Når c/c mellom stenderne er 600mm, som er standard, så trengs det to bygningsplater før de keramiske flisene, men om c/c setter til 300 – 400 mm trengs det bare en bygningsplate innenfor flisene.

[https://www.byggforsk.no/dokument/3044/keramiske_fliser_paa_innvendige_vegger_materialer_planlegging_og_underlag]

Keramiske fliser:

Fliskledningen avsluttes mot tak og gulv med en bunnfyllingslist eller med en

heftbrytende teip, denne listen fuges med en elastisk fugemasse.



Figur 4-3-13: Fliskledning mot taket. Kilde: Byggforsk.no

Oppbygging av yttervegger:

Vi har to forskjellige yttervegger i konstruksjonen, de som har innsiden mot sjakten, og de som har innsiden mot tekniske rom.

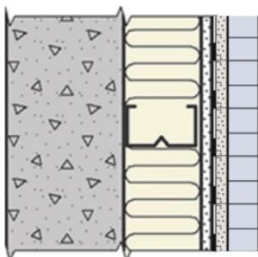
Yttervegger mot sjakten:

Her er det viktig med at senteravstand på stendere ikke blir på mer enn c/c 300-400 mm, da trengs det kun en bygningsplate.

Oppbygging betongvegger i sjakten under overdekket nedgang, fra utsiden mot inn:

- Grunnmurplate
- 200 mm Betong
- 70 mm mineralull (innvendig varmeisolasjon) - 70mm stålstender.
- 13 mm Platekledning
- 3 mm Membran
- 3 mm Lim
- 10 mm Keramiske fliser

Total tykkelse: 300 mm



Figur 4-3-14: Oppbygging av yttervegg med keramiske fliser

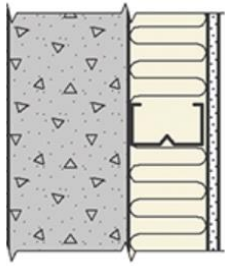
Yttervegger mot tekniske rom:

Tre yttervegger har innsiden inn mot teknisk rom, og her velger vi å ikke ha keramiske fliser utenpå platene.

Oppbygging betongvegger i tekniske rom, fra utsiden mot inn:

- Grunnmurplate
- 200 mm Betong
- 70 mm mineralull (innvendig varmeisolasjon) - 70mm stålstender.
- 13 mm Platekledning

Total tykkelse: 283 mm.



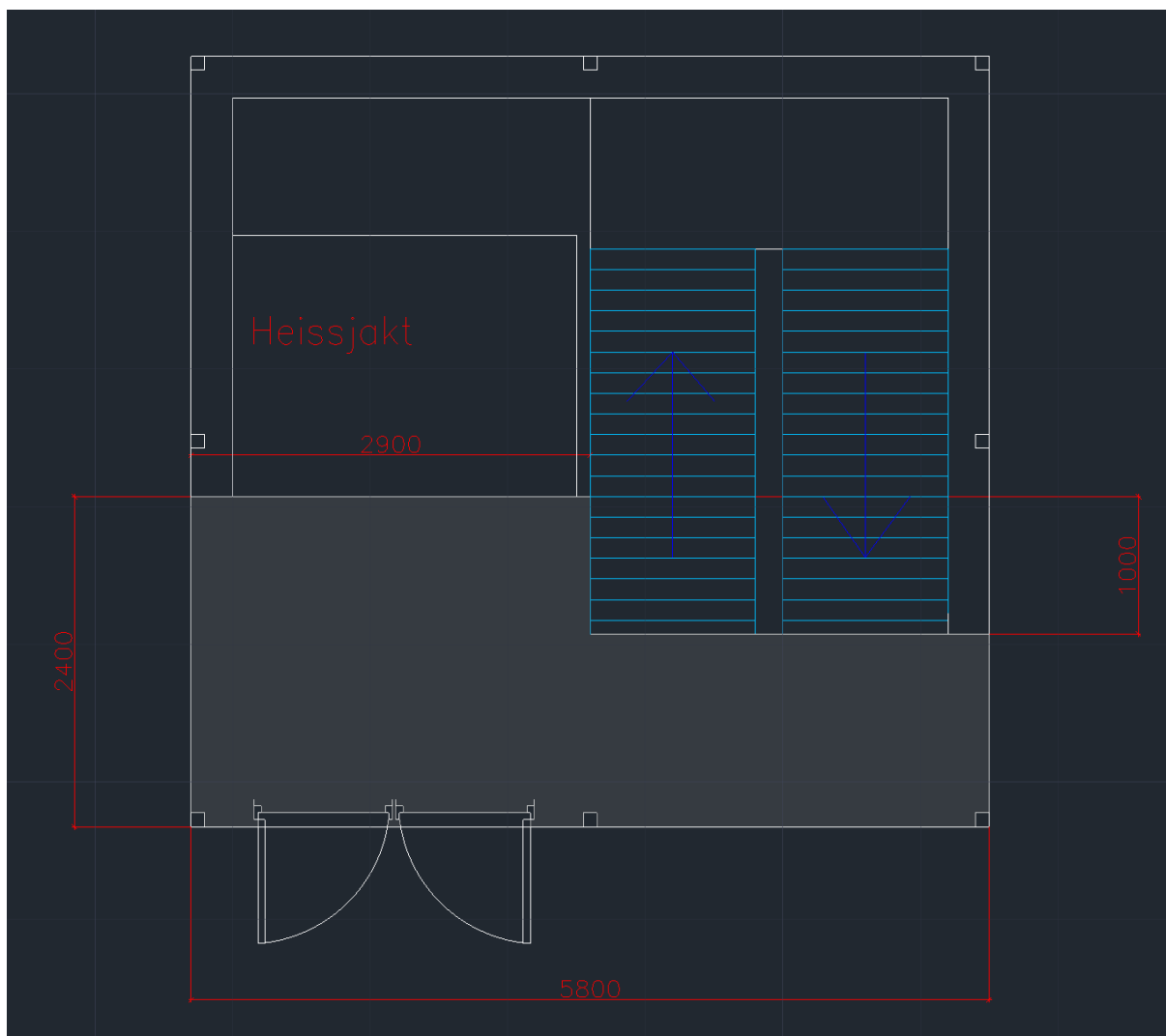
Figur 4-3-15: Yttervegg mot tekniske rom.

4.5 Dekker

Plassene i denne konstruksjonen som skal ha dekke over seg er:

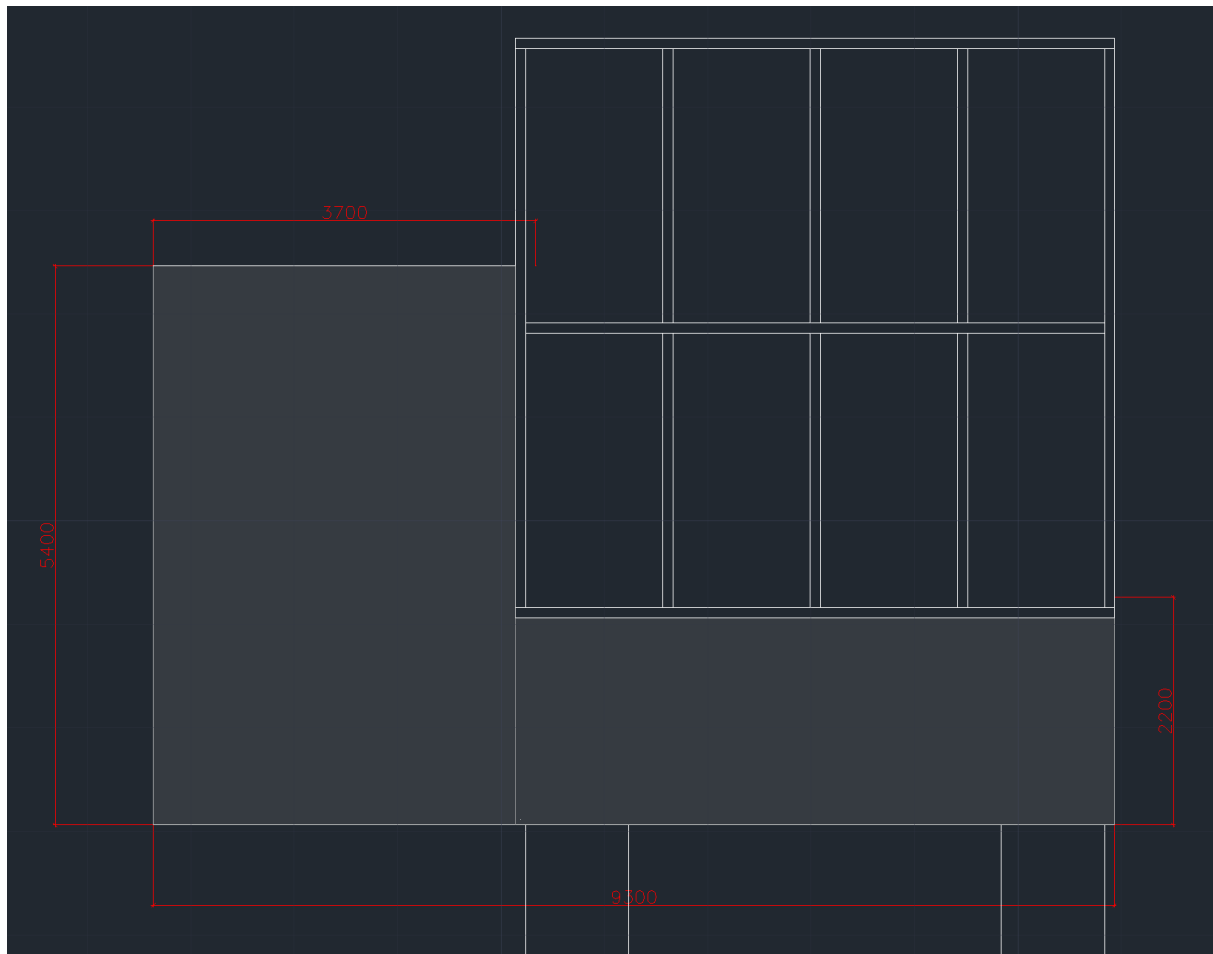
- Inngangspartiet i overdekket nedgang A
- Inngangspartiet i overdekket nedgang B
- Over tekniske rom ved sjakt A
- Over rommet nederst i sjakt A
- Over rommet nederst i sjakt B.

De to dekkene i inngangspartiene vil være identiske, og vil kun dekke deler av toppen av sjaktene. Vi har valgt å ha massive betongelementer her for å hjelpe til med avstivingen av konstruksjonen. I tillegg så vil ikke hulldekke være hensiktsmessig å bruke i en så liten konstruksjon. Tykkelsen på dette dekket er 200 mm.



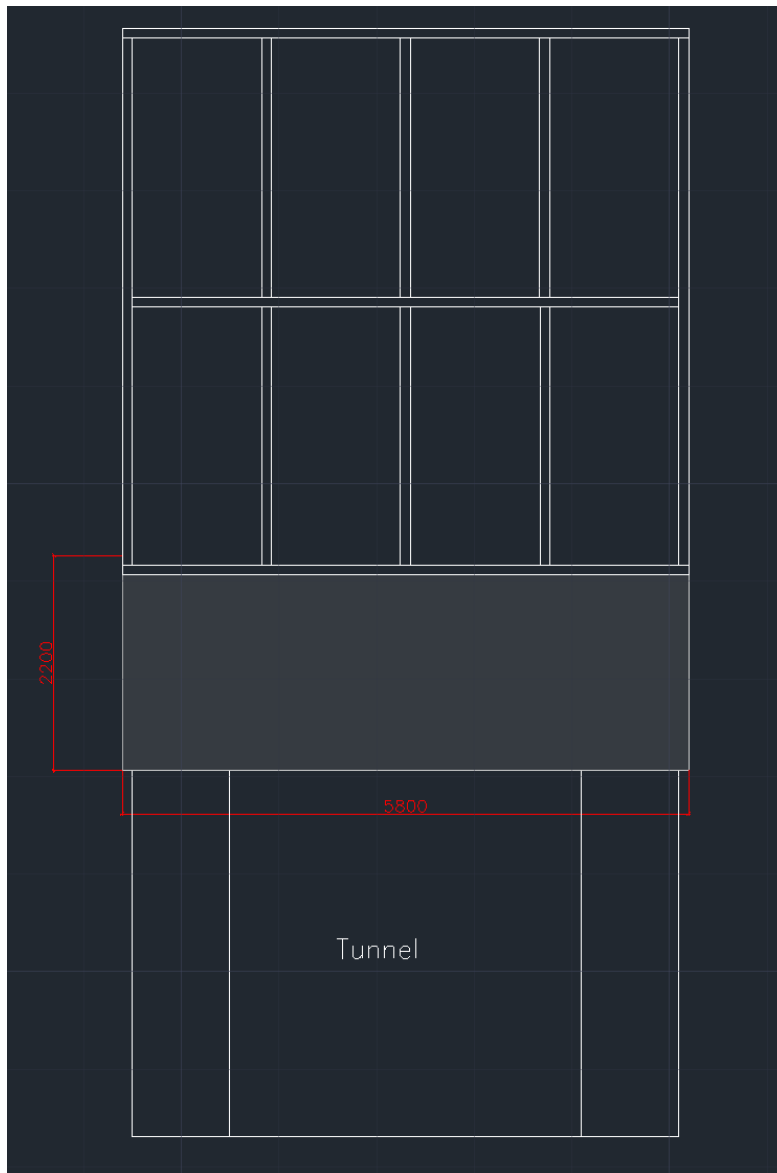
Figur 4-3-15: Illustrasjon av det massive betongdekket øverst i sjakt A og B.

Dekket over tekniske rom ved sjakt A og rommet nederst i sjakt A blir et stort massivt dekke også. Alternativer til massivt dekke er hulldekke og lettklinkerbetong, men dette er ikke aktuelt for denne konstruksjonen da ingen av de er helt vanntette uten behandling, og selv da egner de seg ikke for bruk i sjø. Dekkene vil gå 200 mm inn over betongveggene som går rundt sjakt A. Tykkelsen på de dekkene her er 250 mm.



Figur 4-3-16: Det massive dekket over tekniske rom og rommet nederst i sjakt A.

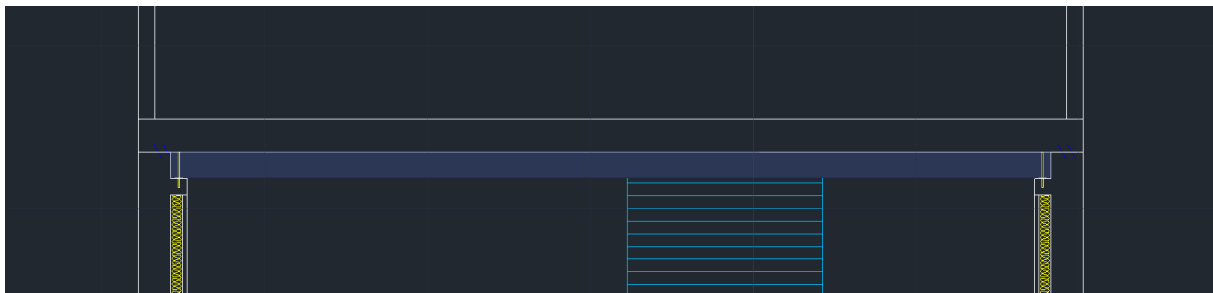
Det siste dekket er dekket som er over det nederste rommet i sjakt B. Dette dekket er også et massivt betongdekke siden det vil ligge under sjø. Tykkelsen på dekket er 250 mm.



Figur 4-3-17: Det massive dekket over det nederste rommet i sjakt B.

4.6 Bjelker

Konstruksjonen har to bjelker i seg, de befinner seg under dekkene øverst i sjaktene. Begge bjelkene er identiske. Bjelken er av stål og har et HE 180 B tverrsnitt. Bjelken er 5.4 m lang.



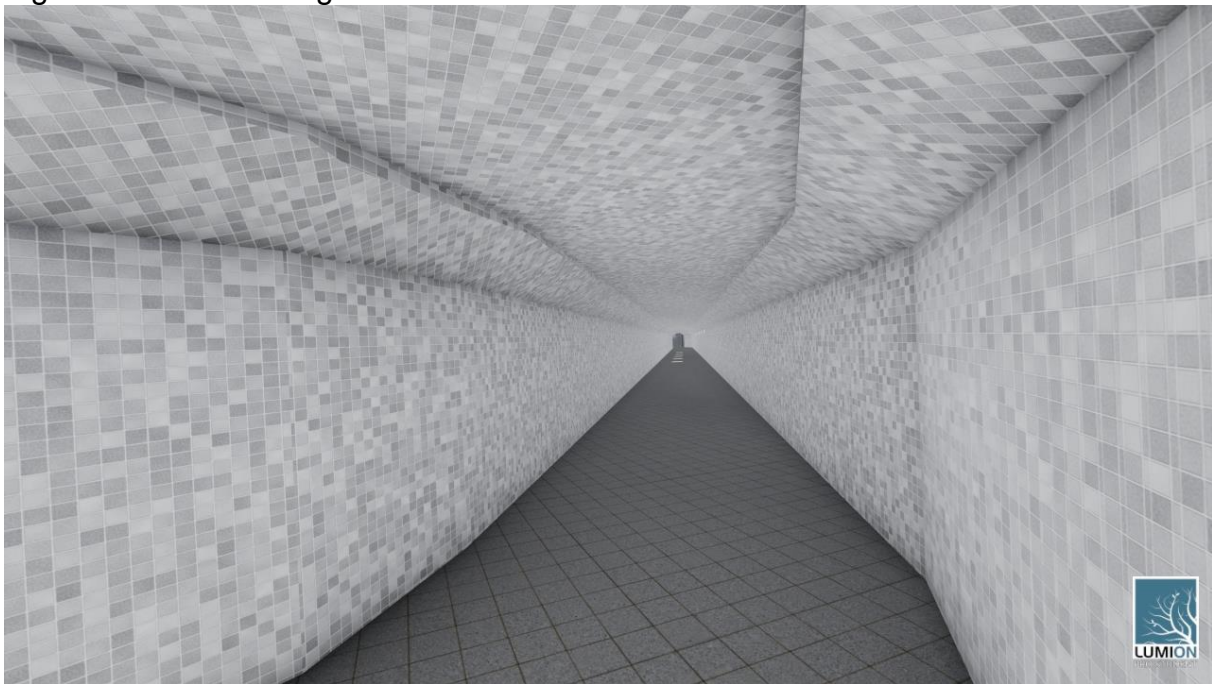
Figur 4-3-18: Bjelken øverst i sjaktene. (detalj tegning ligger under tegninger).

4.7 Tunnelen

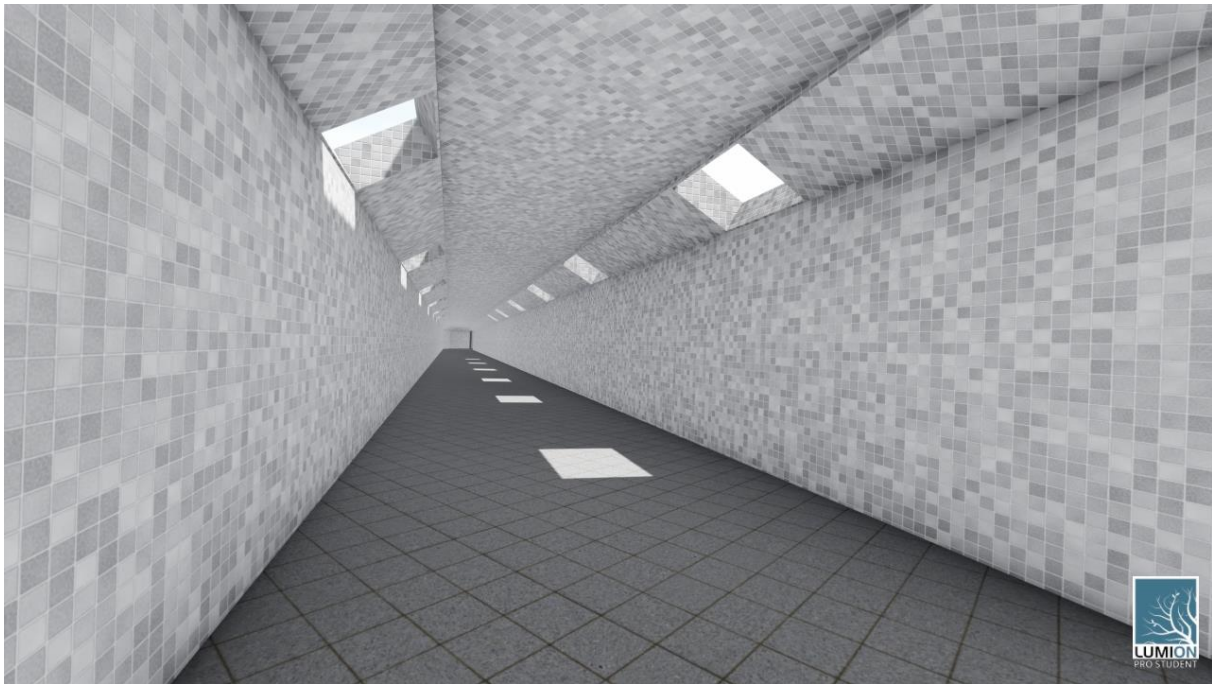
Tunnelen ligger 1 meter nedgravd i bunnen av Brosundet og den er totalt 84639 mm lang. Her bruker vi prefabrikkerte betonelementer som må støpes sammen på byggeplassen.



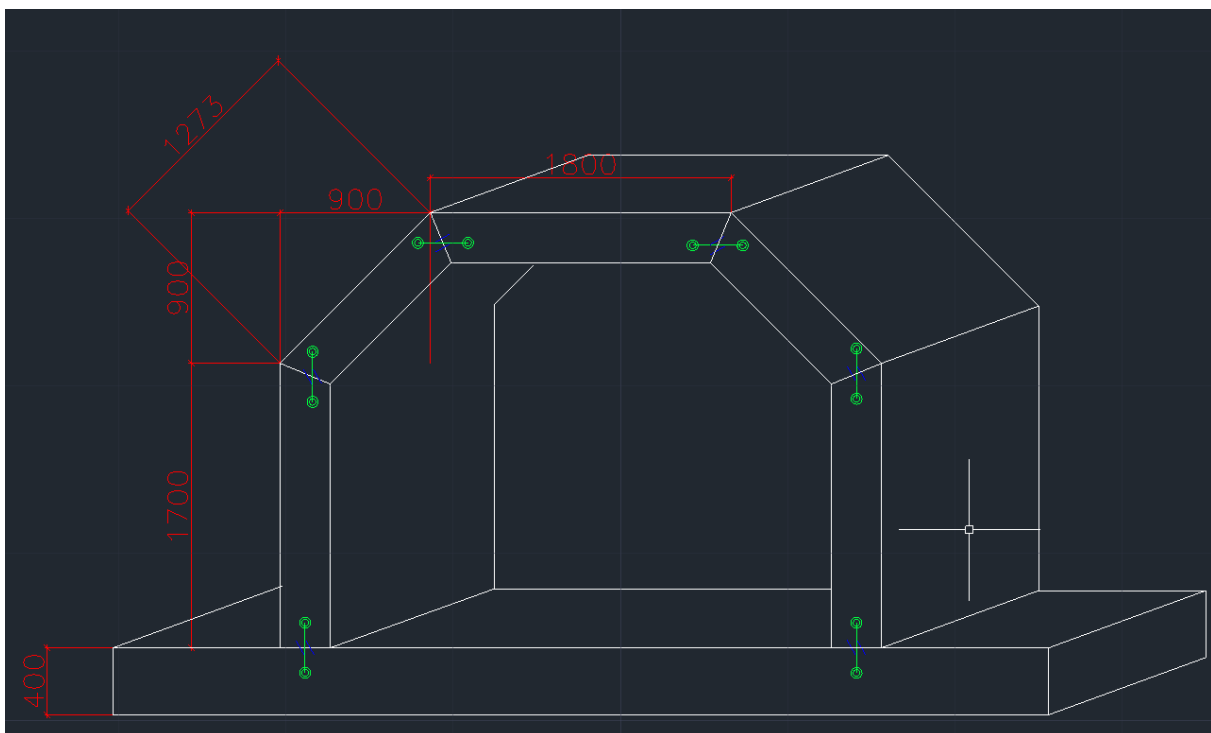
Figur 4-7-1: Fullstendig modell av tunnelen.



Figur 4-7-2: Innsiden av fotgjengertunnelen.



Figur 4-7-3: Innsiden av fotgjengertunnelen med vinduene.



Figur 4-7-4: Elementene støpt sammen.

Hver tunnel del består av 6 elementer.

- Fundament: 400x350x1000 mm
- 2x 1700x300x1000 mm
- 2x 1273x300x000 mm
- 1x 1800x300x1000 mm.

Tunnelen seksjonene vil bli laget som senketunneler. Disse elementene vil dimensjoneres for 1m lengde, og 5 elementer vil støpes sammen før de blir flyttet ut på sjøen som en ferdig seksjon. Her vil vi gjøre flens og seksjoner vil spennes sammen før de synkes ned til der tunnelen skal ligge. Mellom skjøtene må vi ha gummibånd for å sørge for at hele elementet blir tett.

For å koble sammen de 5 meter lange tunnel elementene på bunnen så må det være et opplegg for å presse de sammen.

For å

Kilde: <https://nn.wikipedia.org/wiki/Senketunnel>

4.8 Dimensjonering

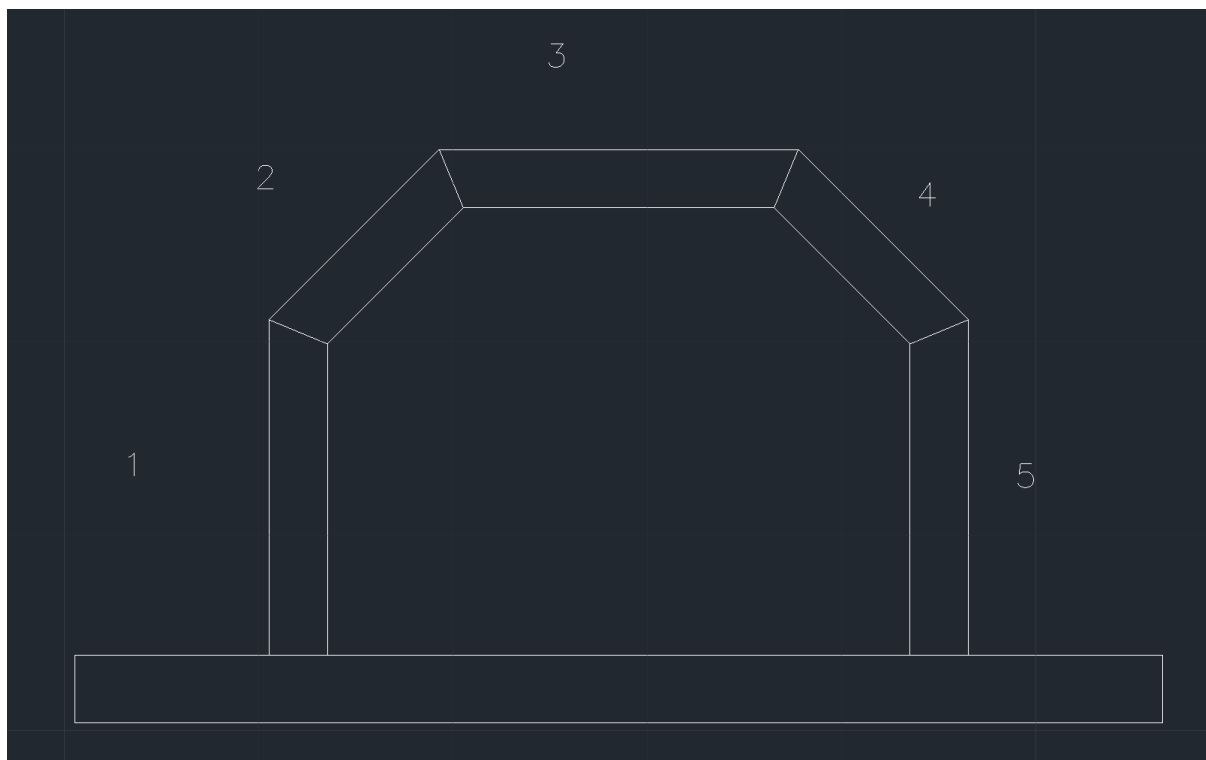
Det er tre deler av konstruksjonen som vi har tatt for oss å dimensjonere.

- Tunnelveggene.
- Betongvegger i sjaktene.
- Stålbjelken under dekkene øverst i sjaktene.

Dimensjoneringen blir utført med EUROCODEexpress og Frame2Dexpress, og med manuellregning som du finner i vedleggene.

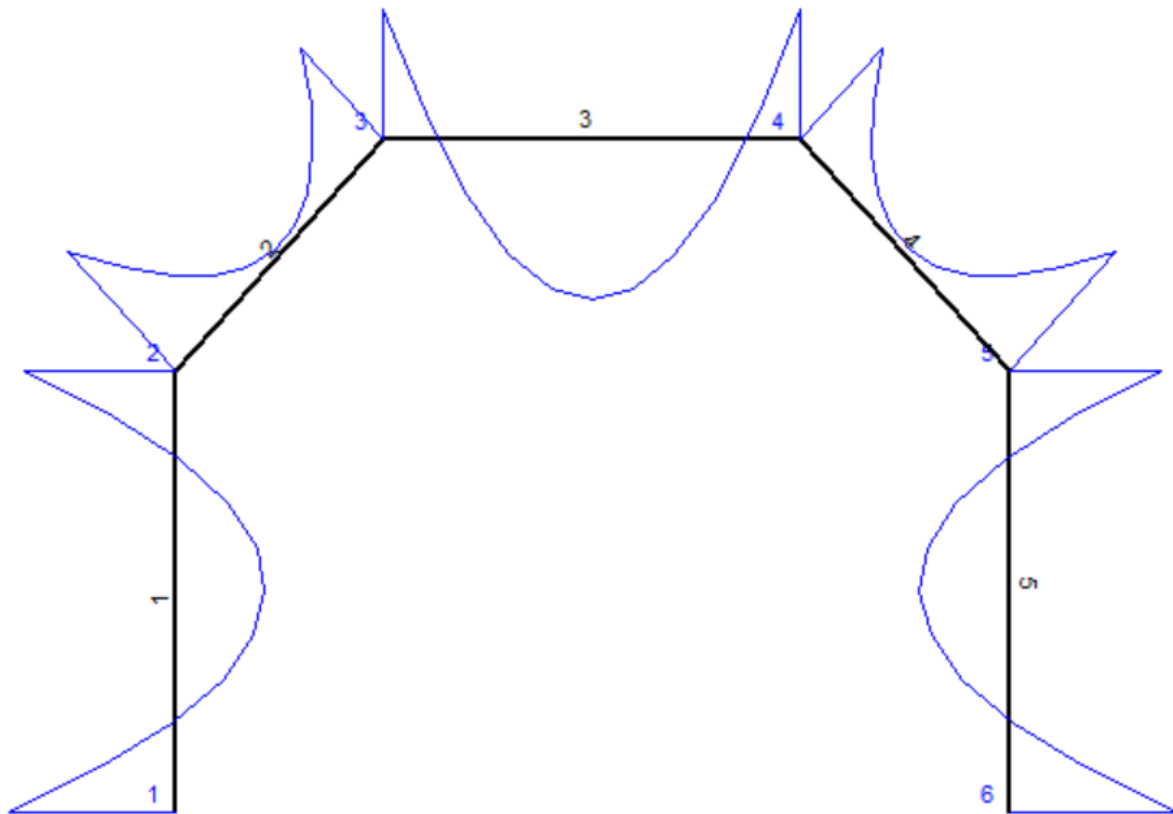
4.8.1 Tunnelveggene

I tunnelen så deler vi opp dimensjoneringen i 3 deler. Vi dimensjonerer de to elementene på sidene for seg, de to skrå elementene for seg, og topp elementet for seg selv. Vi dimensjonerer veggene som bjelker med 1 meter bredde og 0,3, så vil elementene bli støpt sammen senere.



Figur 4-7-5: De forskjellige elementene.

Element 1 og 5 vil dimensjoneres likt, element 2 og 4 likt og element 3 for seg selv.



Figur 4-7-6: Momentdiagram for veggene i tunnelen hentet fra Frame2Dexpress.

Element 1 og 5:

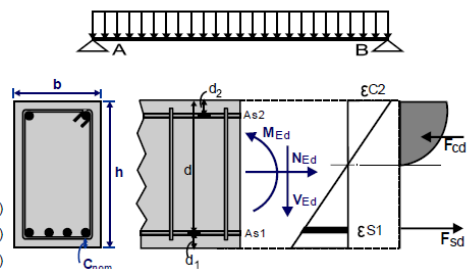
1. EC2-B-002

Bjelke over ett felt med kombinert last

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet : XS2 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : $c_{nom}=50$ mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \cdot 35 / 1.50 = 23.33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 1.00 \cdot 2.2 / 1.50 = 1.47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{cm}=34.0$ GPa



2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn L=1.700 m

L=1.700m, bw=1.000m, h=0.300m

Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.35$

(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\phi_s+0.5\phi=50+8+0.5 \times 14=65\text{mm}$

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0= 7.50\text{kN/m}$

jevnt fordelt last $g_1= 0.00\text{kN/m}$ $q_1= 80.00\text{kN/m}$

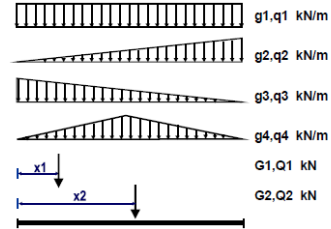
triangulær last $g_2= 0.00\text{kN/m}$ $q_2= 0.00\text{kN/m}$

triangulær last $g_3= 0.00\text{kN/m}$ $q_3= 0.00\text{kN/m}$

triangulær last $g_4= 0.00\text{kN/m}$ $q_4= 0.00\text{kN/m}$

konsentrert last $G_1= 0.00\text{kN}$ $Q_1= 0.00\text{kN}$ $x_1= 0.000\text{m}$

konsentrert last $G_2= 0.00\text{kN}$ $Q_2= 0.00\text{kN}$ $x_2= 0.000\text{m}$



Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment Iyy, tyngdepunkt hc)

Felt -1 L= 1.700m, A=0.30000m² (3.00E+005mm²), Iyy=0.00225m⁴ (2.25E+009mm⁴), zc=0.000m (0mm)

3. Bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

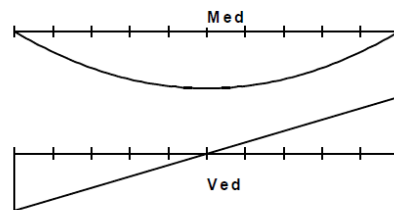
Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35g + 1.05q$

$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.35g + 1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.35g+1.50q

x/L=0.00, x= 0.00m, Med=	0.00 kNm, Ved=	110.61 kN
x/L=0.10, x= 0.17m, Med=	16.92 kNm, Ved=	88.49 kN
x/L=0.20, x= 0.34m, Med=	30.08 kNm, Ved=	66.36 kN
x/L=0.30, x= 0.51m, Med=	39.49 kNm, Ved=	44.24 kN
x/L=0.40, x= 0.68m, Med=	45.13 kNm, Ved=	22.12 kN
x/L=0.50, x= 0.85m, Med=	47.01 kNm, Ved=	0.00 kN
x/L=0.60, x= 1.02m, Med=	45.13 kNm, Ved=	-22.12 kN
x/L=0.70, x= 1.19m, Med=	39.49 kNm, Ved=	-44.24 kN
x/L=0.80, x= 1.36m, Med=	30.08 kNm, Ved=	-66.36 kN
x/L=0.90, x= 1.53m, Med=	16.92 kNm, Ved=	-88.48 kN
x/L=1.00, x= 1.70m, Med=	0.00 kNm, Ved=	-110.61 kN



VedA= 110.61 kN, VedB= 110.61 kN, maxMed= 47.01 kNm, maxVed= 110.61 kN
 Maksimum feltmoment Med=47.01 kNm (x=0.850m)
 Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager
 Felt -A, b/2+d=0.385m, VedA= 59.73kN, VedB= 59.73kN
 Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 90.70kN, VedB= 90.70kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing=50+8+0.5\times 14=65\text{mm}$, $d_2=65\text{mm}$, $d=300-65=235\text{mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $Med=47.01\text{kNm}$ $b_w=1000\text{mm}$ $d=235\text{mm}$ $K_d=1.084$ $x/d=0.07$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-1.5/20.0$ $k_s=2356$, **As1= 471mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_s>=0.26bd\cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($A_{s,min}=391\text{mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_s<=0.04A_c$, ($A_{s,max}=12000\text{mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)
Bøyningsarmering: 5Ø12 (565mm²) (underkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

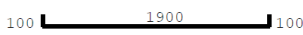
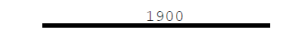
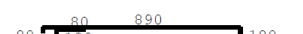
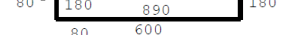

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc}=[C_{rdc}\cdot k\cdot(100\rho_l\cdot f_{ck})^{0.33}+k_l\cdot\sigma_{cp}]\cdot b_w\cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc}>=(v_{min}+k_l\cdot\sigma_{cp})\cdot b_w\cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120$, $f_{ck}=35\text{MPa}$, $b_w=1000\text{mm}$, $d=235\text{mm}$
 $k=1+\sqrt{(200/d)}<=2$, $k=1.92$, $k_l=0.15$
 $\rho_l=As1/(b_w\cdot d)=565/(1000\times 235)=0.0024$
 $v_{min}=0.0350\cdot k^{0.67}\cdot\sqrt{f_{ck}}=0.32\text{N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd,c(min)}=0.001\times(0.32)\times 1000\times 235=75.20\text{kN}$
 $V_{rdc}=0.001\times[0.120\times 1.92\times(0.24\times 35)^{0.33}]\times 1000\times 235=110.06\text{kN}$
 $V_{ed}=59.73\text{kN}<=V_{rdc}=110.06\text{kN}$, **Ved<Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**

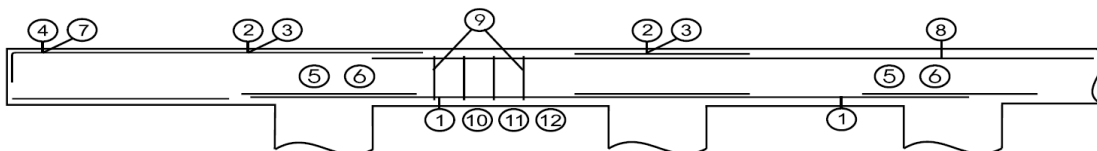
Maksimum avstand mellom bøyer $s_{lmax}=0.60d (<=600\text{mm})=110\text{mm}$ (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøyerben $s_{tmax}=1.00d (<=600\text{mm})=185\text{mm}$ (§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø 8s110 ($A_{sw}/s=2744\text{mm}^2/\text{m}$)

Felt Skjærarmering: 3Ø 8s110 ($A_{sw}/s=2744\text{mm}^2/\text{m}$)

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩	100  100	5	12	0.888	2.100	9.32
2	(Felt-1)	⑧	 1900	4	10	0.617	1.900	4.69
3	(Felt-1)	⑨	80  890 180	15	8	0.395	2.300	13.63
4	(Felt-1)	⑨	80  600 180	15	8	0.395	1.720	10.19
5	(Felt-1)	⑨	80  600 180	15	8	0.395	1.720	10.19
Total vekt [kg]							48.02	



Element 2 og 4:

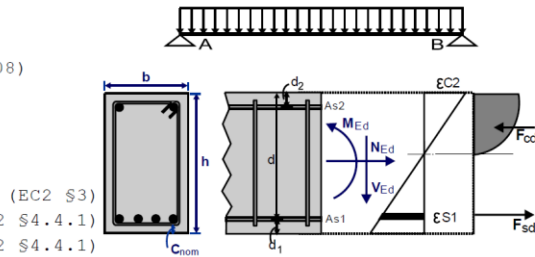
1. EC2-B-003

Bjelke over ett felt med kombinert last

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B35-B500C
 Beskrivelse av miljøet : XS2 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : C_{nom}=50 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1.00 \times 35/1.50=23.33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}/\gamma_c=1.00 \times 2.2/1.50=1.47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul E_{cm}=34.0GPa

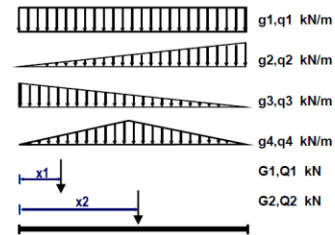


2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn L=1.273 m
 L=1.273m, b_w=1.000m, h=0.300m
 Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35, \gamma_Q=1.50, \xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.35$ (EC0 Tillegg A1)
 Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70, \psi_1=0.60, \psi_2=0.30$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing=50+8+0.5 \times 12=64$ mm

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0= 7.50$ kN/m
 jevnt fordelt last $g_1= 0.00$ kN/m $q_1= 68.00$ kN/m
 triangulær last $g_2= 0.00$ kN/m $q_2= 0.00$ kN/m
 triangulær last $g_3= 0.00$ kN/m $q_3= 0.00$ kN/m
 triangulær last $g_4= 0.00$ kN/m $q_4= 0.00$ kN/m
 konsentrert last $G_1= 0.00$ kN $Q_1= 0.00$ kN $x_1= 0.000$ m
 konsentrert last $G_2= 0.00$ kN $Q_2= 0.00$ kN $x_2= 0.000$ m



3. Bruddgrensetilstand (ULS)

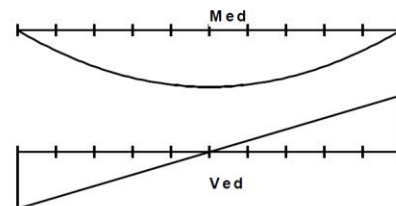
(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35g + 1.05q$
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.35g + 1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner $1.35g+1.50q$

x/L=0.00, x= 0.00m, Med=	0.00 kNm, Ved=	71.37 kN
x/L=0.10, x= 0.13m, Med=	8.18 kNm, Ved=	57.09 kN
x/L=0.20, x= 0.25m, Med=	14.54 kNm, Ved=	42.82 kN
x/L=0.30, x= 0.38m, Med=	19.08 kNm, Ved=	28.55 kN
x/L=0.40, x= 0.51m, Med=	21.80 kNm, Ved=	14.27 kN
x/L=0.50, x= 0.64m, Med=	22.71 kNm, Ved=	0.00 kN
x/L=0.60, x= 0.76m, Med=	21.80 kNm, Ved=	-14.27 kN
x/L=0.70, x= 0.89m, Med=	19.08 kNm, Ved=	-28.55 kN
x/L=0.80, x= 1.02m, Med=	14.54 kNm, Ved=	-42.82 kN
x/L=0.90, x= 1.15m, Med=	8.18 kNm, Ved=	-57.09 kN
x/L=1.00, x= 1.27m, Med=	0.00 kNm, Ved=	-71.37 kN



VedA= 71.37 kN, VedB= 71.37 kN, maxMed= 22.71 kNm, maxVed= 71.37 kN
 Maksimum feltmoment Med=22.71 kNm (x=0.637m)
 Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager
 Felt -A, b/2+d=0.386m, VedA= 28.55kN, VedB= 28.55kN
 Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 54.24kN, VedB= 54.24kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=C_{nom}+\varnothing s+0.5\varnothing=50+8+0.5 \times 12=64\text{mm}$, $d_2=64\text{mm}$, $d=300-64=236\text{mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $Med= 22.71\text{kNm}$ $b_w=1000\text{mm}$ $d=236\text{mm}$ $K_d=1.566$ $x/d=0.04$ $\epsilon_{c2}/\epsilon_{s1}=-0.9/20.0$ $k_s=2335$, **As1= 225mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, ($As, \text{min}= 393\text{mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0.04A_c$, ($As, \text{max}=12000\text{mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)
Bøyningsarmering: 4Ø12 (452mm²) (underkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc}=[C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} > (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120$, $f_{ck}=35\text{MPa}$, $b_w=1000\text{mm}$, $d=236\text{mm}$
 $k=1+\sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k=1.92$, $k_1=0.15$
 $\rho_l=As_1/(b_w \cdot d)=452/(1000 \times 236)=0.0019$
 $v_{min}=0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32\text{N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd, c(\text{min})}=0.001 \times (0.32) \times 1000 \times 236=75.52\text{kN}$
 $V_{rdc}=0.001 \times [0.120 \times 1.92 \times (0.19 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 236=102.25\text{kN}$
 $V_{ed}=28.55\text{ kN} \leq V_{rdc}=102.25\text{ kN}$, **Ved < Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**

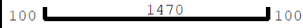
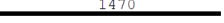
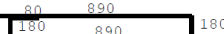
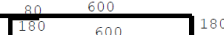
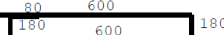
Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)
 Minimum skjærarmeringsforhold ρ_w, min (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_w, \text{min}=(0.10 \times (f_{ck})^{0.5})/f_{yk}$, $f_{ck}=35\text{N/mm}^2$, $f_{yk}=500\text{N/mm}^2$, $\rho_w, \text{min}=0.0012$
 $\text{min } A_{sw}/s=1000 \times 0.0012 \times 1000 \times \sin(90^\circ)=1200\text{mm}^2/\text{m}$

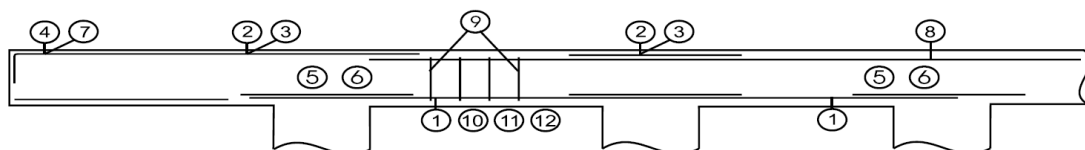
Maksimum avstand mellom bøyer $s_{\text{max}}=0.60d (\leq 600\text{mm})=110\text{mm}$ (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøyerben $s_{\text{max}}=1.00d (\leq 600\text{mm})=185\text{mm}$ (§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø 8s110 ($A_{sw}/s=2744\text{mm}^2/\text{m}$)

Felt Skjærarmering: 3Ø 8s110 ($A_{sw}/s=2744\text{mm}^2/\text{m}$)

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩	100  100	4	12	0.888	1.670	5.93
2	(Felt-1)	⑧	 1470	4	10	0.617	1.470	3.63
3	(Felt-1)	⑨	80  890 180	12	8	0.395	2.300	10.90
4	(Felt-1)	⑨	80  600 180	12	8	0.395	1.720	8.15
5	(Felt-1)	⑨	80  600 180	12	8	0.395	1.720	8.15
Total vekt [kg]							36.76	



Element 3:

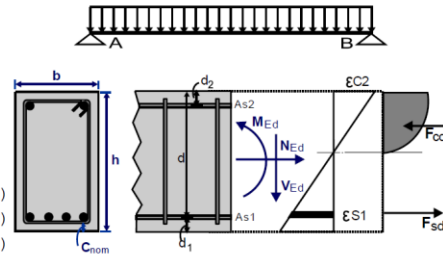
1. EC2-B-003

Bjelke over ett felt med kombinert last

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkalitet: B35-B500C
 Beskrivelse av miljøet : XS2
 Betongoverdekning : C_{nom}=50 mm
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \times 35 / 1.50 = 23.33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05} / \gamma_c = 1.00 \times 2.2 / 1.50 = 1.47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul E_{cm}=34.0GPa



2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn L=1.800 m

L=1.800m, b_w=1.000m, h=0.300m

Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35, \gamma_Q=1.50, \xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.35$

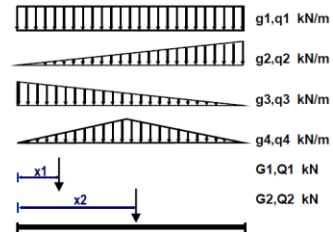
(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70, \psi_1=0.60, \psi_2=0.30$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing=50+8+0.5 \times 12=64$ mm

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0= 7.50$ kN/m
 jevnt fordelt last $g_1= 0.00$ kN/m $q_1= 68.00$ kN/m
 triangulær last $g_2= 0.00$ kN/m $q_2= 0.00$ kN/m
 triangulær last $g_3= 0.00$ kN/m $q_3= 0.00$ kN/m
 triangulær last $g_4= 0.00$ kN/m $q_4= 0.00$ kN/m
 konsentrert last $G_1= 0.00$ kN $Q_1= 0.00$ kN $x_1= 0.000$ m
 konsentrert last $G_2= 0.00$ kN $Q_2= 0.00$ kN $x_2= 0.000$ m



Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment I_{yy}, tyngdepunkt h_c)

Felt -1 L= 1.800m, A=0.30000m² (3.00E+005mm²), I_{yy}=0.00225m⁴ (2.25E+009mm⁴), z_c=0.000m (0mm)

3. Bruddgrensetilstand (ULS)

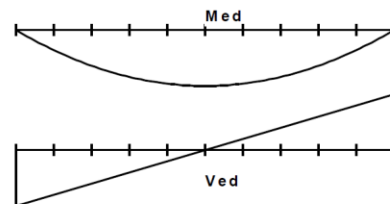
(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35g + 1.05q$
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.35g + 1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.35g+1.50q

x/L=0.00, x= 0.00m, Med= 0.00 kNm, Ved= 100.91 kN
x/L=0.10, x= 0.18m, Med= 16.35 kNm, Ved= 80.73 kN
x/L=0.20, x= 0.36m, Med= 29.06 kNm, Ved= 60.55 kN
x/L=0.30, x= 0.54m, Med= 38.14 kNm, Ved= 40.37 kN
x/L=0.40, x= 0.72m, Med= 43.59 kNm, Ved= 20.18 kN
x/L=0.50, x= 0.90m, Med= 45.41 kNm, Ved= 0.00 kN
x/L=0.60, x= 1.08m, Med= 43.59 kNm, Ved= -20.18 kN
x/L=0.70, x= 1.26m, Med= 38.14 kNm, Ved= -40.36 kN
x/L=0.80, x= 1.44m, Med= 29.06 kNm, Ved= -60.55 kN
x/L=0.90, x= 1.62m, Med= 16.35 kNm, Ved= -80.73 kN
x/L=1.00, x= 1.80m, Med= 0.00 kNm, Ved= -100.91 kN



VedA= 100.91 kN, VedB= 100.91 kN, maxMed= 45.41 kNm, maxVed= 100.91 kN
 Maksimum feltmoment Med=45.41 kNm (x=0.900m)
 Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager
 Felt -A, b/2+d=0.386m, VedA= 58.53kN, VedB= 58.53kN
 Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 84.77kN, VedB= 84.77kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=Cnom+\varnothing s+0.5\varnothing=50+8+0.5 \times 12=64\text{mm}$, $d_2=64\text{mm}$, $d=300-64=236\text{mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $Med= 45.41\text{kNm}$ $bw=1000\text{mm}$ $d=236\text{mm}$ $Kd=1.107$ $x/d=0.07$ $\epsilon_2/\epsilon_{s1}=-1.4/20.0$ $k_s=2355$, **As1= 453mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $As>=0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As,min= 393mm²) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $As<=0.04Ac$, (As,max=12000mm²) (EC2 §9.2.1.1.3)
Bøyningsarmering: 4Ø12 (452mm²) (underkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc}=[C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc}>=(v_{min}+k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120$, $f_{ck}=35\text{MPa}$, $b_w=1000\text{mm}$, $d=236\text{mm}$
 $k=1+\sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k=1.92$, $k_1=0.15$
 $\rho_l=As_1/(b_w \cdot d)=452/(1000 \times 236)=0.0019$
 $v_{min}=0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32\text{N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd,c}(\text{min})=0.001 \times (0.32) \times 1000 \times 236=75.52\text{kN}$
 $V_{rdc}=0.001 \times [0.120 \times 1.92 \times (0.19 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 236=102.25\text{kN}$
 $V_{ed}=58.53\text{ kN} \leq V_{rdc}=102.25\text{ kN}$, **Ved<=Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**


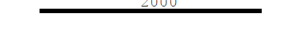
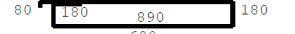


Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)
 Minimum skjærarmeringsforhold ρ_w, min (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_w, \text{min}=(0.10 \times f_{ck})^{0.5}/f_{yk}$, $f_{ck}=35\text{N/mm}^2$, $f_{yk}=500\text{N/mm}^2$, $\rho_w, \text{min}=0.0012$
 $\text{min } A_{sw}/s=1000 \times 0.0012 \times 1000 \times \sin(90^\circ)=1200\text{mm}^2/\text{m}$

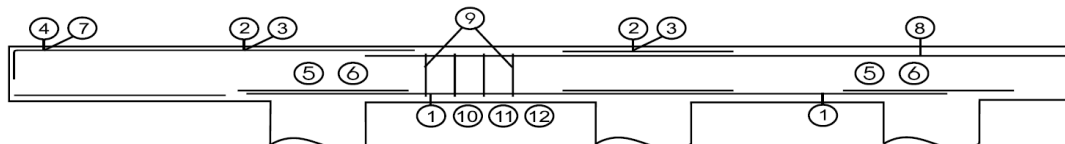
Maksimum avstand mellom bøylers $s_{lmax}=0.60d$ ($\leq 600\text{mm}$)=110mm (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøylersben $s_{tmax}=1.00d$ ($\leq 600\text{mm}$)=185mm (§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø 8s110 ($A_{sw}/s=2744\text{mm}^2/\text{m}$)

Felt Skjærarmering: 3Ø 8s110 ($A_{sw}/s=2744\text{mm}^2/\text{m}$)

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩	100  100	4	12	0.888	2.200	7.81
2	(Felt-1)	⑧	 2000	4	10	0.617	2.000	4.94
3	(Felt-1)	⑨	80  180	16	8	0.395	2.300	14.54
4	(Felt-1)	⑨	80  180	16	8	0.395	1.720	10.87
5	(Felt-1)	⑨	80  180	16	8	0.395	1.720	10.87
Total vekt [kg]							49.03	

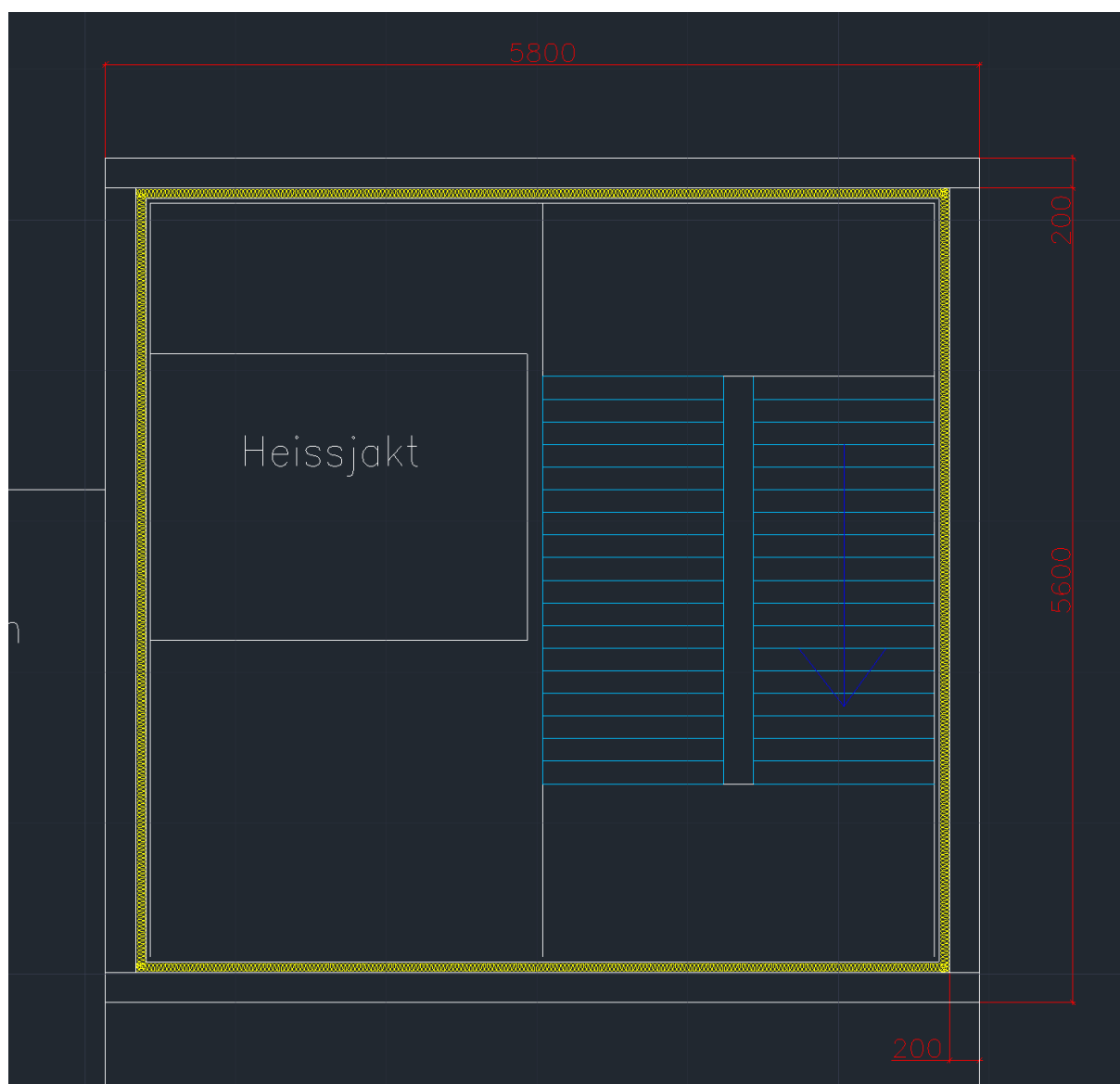


4.8.2 Betongvegger i Sjaktene

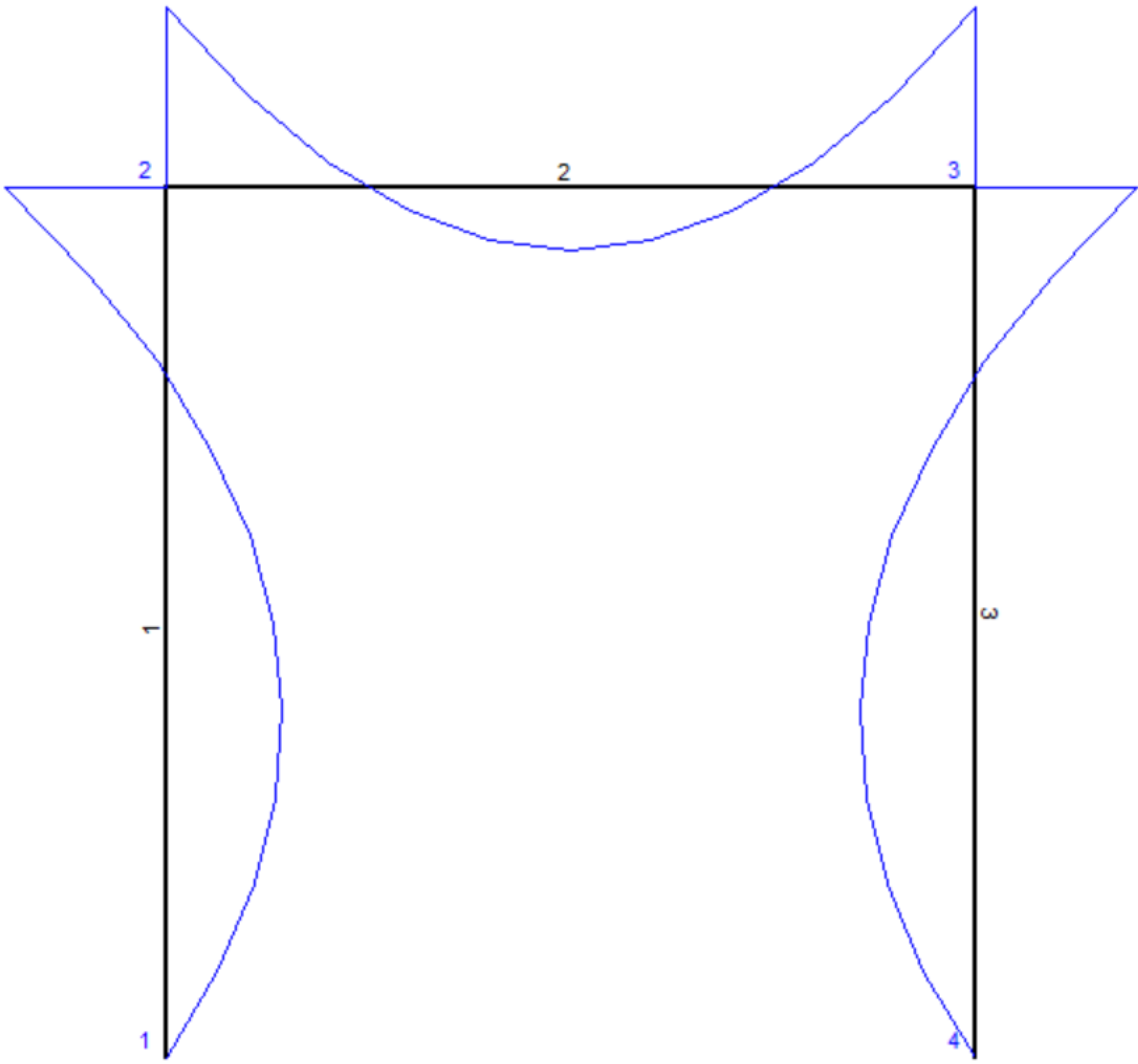
Betongveggene i sjaktene er identiske i begge sjakter. De består av to forskjellige vegger, to av veggene er 5.8 m lange, og de to andre er 5.6 m lange, begge er 200 mm tykke. Vi dimensjonerer veggene som bjelker, med bredde på 1 m og høyde på 0.2. Så støpes veggene sammen senere. For eksempel i sjakt A som er 8600mm dyp, så trenger vi 8 slike elementer, og et siste som er 0.6 m bredt, som vi støper sammen.

- Betongvegg A: 5800mm x 200 mm x 1000 mm
- Betongvegg B: 5600 mm x 200 mm x 1000 mm

Her dimensjonerer vi med utgangspunkt i elementene som ligger helt i bunnen av sjakten, da det er de elementene som vil bli utsatt for mest krefter.



Figur 4-8-1: De massive betongveggene i sjakten.



Figur 4-8.2: Momentdiagram for rammen hentet fra Frame2Dexpress.

Dimensjonering betongvegg A:

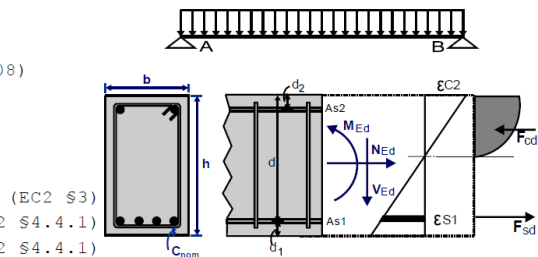
1. EC2-B-004

Bjelke over ett felt med kombinert last

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C
 Beskrivelse av miljøet: XS2
 Betongoverdekning: $C_{nom}=50$ mm
 Egenvekt betong: 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1.00 \times 35/1.50=23.33$ MPa
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=1.00 \times 2.2/1.50=1.47$ MPa
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa



2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn $L=5.800$ m

$L=5.800$ m, $b_w=1.000$ m, $h=0.300$ m

Lastfaktorer: $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.35$

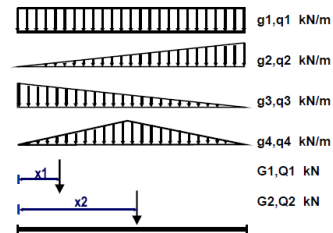
(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster: $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_l$, $d_l=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing_s=50+10+0.5 \times 20=70$ mm

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0=7.50$ kN/m
 jevnt fordelt last $g_1=0.00$ kN/m $q_1=80.00$ kN/m
 triangulær last $g_2=0.00$ kN/m $q_2=0.00$ kN/m
 triangulær last $g_3=0.00$ kN/m $q_3=0.00$ kN/m
 triangulær last $g_4=0.00$ kN/m $q_4=0.00$ kN/m
 konsentrert last $G_1=0.00$ kN $Q_1=0.00$ kN $x_1=0.000$ m
 konsentrert last $G_2=0.00$ kN $Q_2=0.00$ kN $x_2=0.000$ m



Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment Iyy, tyngdepunkt hc)

Felt -1 $L=5.800$ m, $A=0.30000$ m² ($3.00E+005$ mm²), $I_{yy}=0.002225$ m⁴ ($2.25E+009$ mm⁴), $z_c=0.000$ m (0 mm)

3. Bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

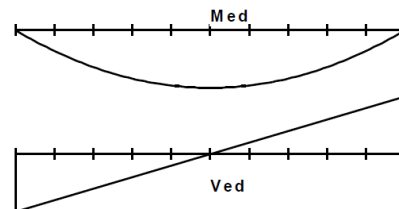
Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50q = 1.35g + 1.05q$

$q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.35g + 1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner $1.35g + 1.50q$

x/L	x	Med	Ved
0.00	0.00 m	0.00 kNm	377.36 kN
0.10	0.58 m	196.98 kNm	301.89 kN
0.20	1.16 m	350.19 kNm	226.42 kN
0.30	1.74 m	459.63 kNm	150.95 kN
0.40	2.32 m	525.29 kNm	75.47 kN
0.50	2.90 m	547.18 kNm	0.00 kN
0.60	3.48 m	525.29 kNm	-75.47 kN
0.70	4.06 m	459.63 kNm	-150.95 kN
0.80	4.64 m	350.19 kNm	-226.42 kN
0.90	5.22 m	196.98 kNm	-301.89 kN
1.00	5.80 m	0.00 kNm	-377.36 kN



VedA= 377.36 kN, VedB= 377.36 kN, maxMed= 547.18 kNm, maxVed= 377.36 kN
 Maksimum feltmoment Med=547.18 kNm (x=2.900m)
 Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager
 Felt -A, b/2+d=0.380m, VedA= 324.53kN, VedB= 324.53kN
 Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 354.72kN, VedB= 354.72kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 0.5\varnothing = 50 + 10 + 0.5 \times 20 = 70\text{mm}$, $d_2 = 70\text{mm}$, $d = 300 - 70 = 230\text{mm}$
 Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)
 $M_{ed} = 547.18\text{kNm}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 230\text{mm}$, $K_d = 0.311$, $k_{s1} = 2986$, $k_{s2} = 1098$, **$A_{s1} = 7105$** , **$A_{s2} = 2611\text{mm}^2$**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_s > 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s, \min} = 383\text{mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s, \max} = 12000\text{mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)
Bøyningsarmering: 23Ø20 (7222mm²) (underkant), 9Ø20 (2826mm²) (overkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_l \cdot \rho_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} > (v_{\min} + k_l \cdot \rho_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35\text{MPa}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 230\text{mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.93$, $k_l = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 7222 / (1000 \times 230) = 0.0314$, $\rho_l > 0.02$, $\rho_l = 0.02$
 $v_{\min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32\text{N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd, c(\min)} = 0.001 \times (0.32) \times 1000 \times 230 = 73.60\text{kN}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.93 \times (2.00 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 230 = 219.53\text{kN}$
 $V_{ed} = 324.53\text{kN} > V_{rdc} = 219.53\text{kN}$, **Ved > V_{rdc} skjærarmering er nødvendig**

Skjærarmering vertikale bøyler (EC2 §6.2.3 Lign.6.8)
 $V_{rds} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$, $V_{rds} = 324.53\text{kN}$, $z = 0.9d$, $f_{ywd} = 0.8f_{yk} = 400.00\text{N/mm}^2$, $\cot\theta = 2.50$
 $A_{sw} / s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta) = (1.0 \times 10^6) \times 324.53 / (0.9 \times 230 \times 400 \times 2.50) = 1568\text{mm}^2 / \text{m}$ ($A_{sw} / s = 1568\text{mm}^2 / \text{m}$)
 Påkrevd skjærarmering: ($A_{sw} / s = 1568\text{mm}^2 / \text{m}$)

Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)
 Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w, \min}$ (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_{w, \min} = (0.10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk})$, $f_{ck} = 35\text{N/mm}^2$, $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$, $\rho_{w, \min} = 0.0012$
 $\min A_{sw} / s = 1000 \times 0.0012 \times 1000 \times \sin(90^\circ) = 1200\text{mm}^2 / \text{m}$

Maksimum avstand mellom bøyler $s_{\max} = 0.60d$ ($\leq 600\text{mm}$) = 105mm (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøylerben $st_{\max} = 1.00d$ ($\leq 600\text{mm}$) = 180mm (§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø10s105 ($A_{sw} / s = 4486\text{mm}^2 / \text{m}$)

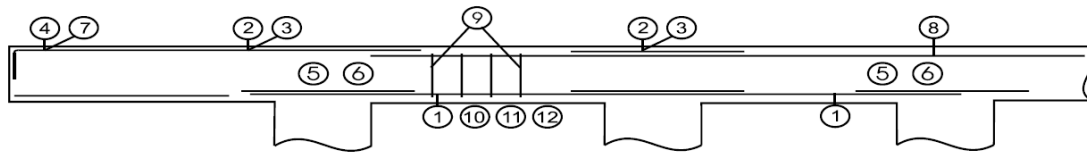
Felt Skjærarmering: 3Ø10s105 ($A_{sw} / s = 4486\text{mm}^2 / \text{m}$)

8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS) (EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta = 1 - 0.50 \cdot (M_{cr} / M_{ed})^2 = 1 - 0.50 \times (81.94 / 132.46)^2 = 0.81$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0.81 \times (0.001 \times 4.454) + (1 - 0.81) \times (0.001 \times 2.682) = (0.001) \times 4.115$ (1/m) (Lign.7.18)
 $\beta = (M_a + M_b) / M_c = (0.00 + 0.00) / 132.46 = 0.00$, $k = 0.104(1 - 0.00/10) = 0.1040$
 $f = k \cdot L_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.1040 \times 5.800^2 \times 4.115 = 14.40\text{mm}$
 $f = 14.40\text{mm} \leq 1000 \times 5.800 / 250 = 23.20\text{mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩	130 130	23	20	2.470	6.260	355.63
2	(Felt-1)	⑧		9	20	2.470	6.000	133.38
3	(Felt-1)	⑨	100 170	55	10	0.617	2.320	78.73
4	(Felt-1)	⑨	100 170	55	10	0.617	1.740	59.05
5	(Felt-1)	⑨	100 170	55	10	0.617	1.740	59.05
Total vekt [kg]								685.84



Dimensjonering betongvegg B:

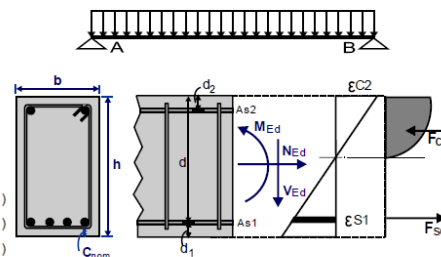
1. EC2-B-005

Bjelke over ett felt med kombinert last

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualitet: B35-B500C
 Beskrivelse av miljøet: XS2
 Betongoverdekning : C_{nom}=50 mm
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \times 35 / 1.50 = 23.33 \text{ MPa}$
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c = 1.00 \times 2.2 / 1.50 = 1.47 \text{ MPa}$
 $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435 \text{ MPa}$
 Betongens elastisitetmodul E_{cm}=34.0GPa



2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn L=5.600 m

L=5.600m, b_w=1.000m, h=0.300m

Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35, \gamma_Q=1.50, \xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.35$

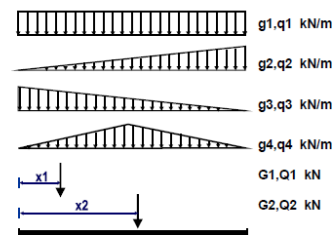
(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70, \psi_1=0.60, \psi_2=0.30$

Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-d₁, d₁=C_{nom}+Ø_s+0.5Ø=50+10+0.5×20=70mm

Bjelkelaster

bjelke egenvekt g₀= 7.50kN/m
 jevnt fordelt last g₁= 0.00kN/m q₁= 80.00kN/m
 triangulær last g₂= 0.00kN/m q₂= 0.00kN/m
 triangulær last g₃= 0.00kN/m q₃= 0.00kN/m
 triangulær last g₄= 0.00kN/m q₄= 0.00kN/m
 konsentrert last G₁= 0.00kN Q₁= 0.00kN x₁= 0.000m
 konsentrert last G₂= 0.00kN Q₂= 0.00kN x₂= 0.000m



Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment I_{yy}, tyngdepunkt hc)

Felt -1 L= 5.600m, A=0.30000m² (3.00E+005mm²), I_{yy}=0.00225m⁴ (2.25E+009mm⁴), z_c=0.000m (0mm)

3. Bruddgrensetilstand (ULS)

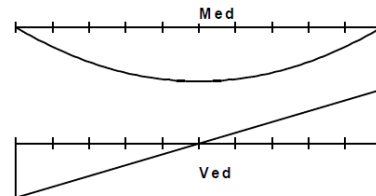
(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35g + 1.05q$
 $q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.35g + 1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.35g+1.50q

x/L=0.00, x= 0.00m, Med= 0.00 kNm, Ved= 364.35 kN
x/L=0.10, x= 0.56m, Med= 183.63 kNm, Ved= 291.48 kN
x/L=0.20, x= 1.12m, Med= 326.46 kNm, Ved= 218.61 kN
x/L=0.30, x= 1.68m, Med= 428.48 kNm, Ved= 145.74 kN
x/L=0.40, x= 2.24m, Med= 489.69 kNm, Ved= 72.87 kN
x/L=0.50, x= 2.80m, Med= 510.09 kNm, Ved= 0.00 kN
x/L=0.60, x= 3.36m, Med= 489.69 kNm, Ved= -72.87 kN
x/L=0.70, x= 3.92m, Med= 428.48 kNm, Ved= -145.74 kN
x/L=0.80, x= 4.48m, Med= 326.46 kNm, Ved= -218.61 kN
x/L=0.90, x= 5.04m, Med= 183.63 kNm, Ved= -291.48 kN
x/L=1.00, x= 5.60m, Med= 0.00 kNm, Ved= -364.35 kN



VedA= 364.35 kN, VedB= 364.35 kN, maxMed= 510.09 kNm, maxVed= 364.35 kN

Maksimum feltmoment Med=510.09 kNm (x=2.800m)

Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager

Felt -A, b/2+d=0.380m, VedA= 313.34kN, VedB= 313.34kN

Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 342.49kN, VedB= 342.49kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = c_{nom} + \varnothing_s + 0.5\varnothing = 50 + 10 + 0.5 \times 20 = 70\text{mm}$, $d_2 = 70\text{mm}$, $d = 300 - 70 = 230\text{mm}$

Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)

Med=510.09kNm, bw=1000mm, d=230mm, Kd=0.322, ks1=2963, ks2=937, **As1=6572, As2=2078mm²**

Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, (As,min= 383mm²) (EC2 §9.2.1.1.1)

Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0.04Ac$, (As,max=12000mm²) (EC2 §9.2.1.1.3)

Bøyningsarmering: 21Ø20 (6594mm²) (underkant), 7Ø20 (2198mm²) (overkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering Vrdc

(EC2 §6.2.2)

$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_l \cdot \rho_{cp}] \cdot b_w \cdot d$

(EC2 Lign.6.2.a)

$V_{rdc} \geq (v_{min} + k_l \cdot \rho_{cp}) \cdot b_w \cdot d$

(EC2 Lign.6.2.b)

$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35\text{MPa}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 230\text{mm}$

$k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.93$, $k_l = 0.15$

$\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 6594 / (1000 \times 230) = 0.0287$, $\rho_l > 0.02$, $\rho_l = 0.02$

$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32\text{N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)

$V_{rd,c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.32) \times 1000 \times 230 = 73.60\text{kN}$

$V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.93 \times (2.00 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 230 = 219.53\text{kN}$

Ved=313.34 kN > Vrdc=219.53 kN, **Ved > Vrdc skjærarmering er nødvendig**

Skjærarmering vertikale bøyer

(EC2 §6.2.3 Lign.6.8)

$V_{rds} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$, $V_{rds} = 313.34\text{kN}$, $z = 0.9d$, $f_{ywd} = 0.8f_{yk} = 400.00\text{N/mm}^2$, $\cot \theta = 2.50$

$A_{sw} / s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot 21.8^\circ) = (1.0E+006) \times 313.34 / (0.9 \times 230 \times 400 \times 2.50) = 1514\text{mm}^2/\text{m}$ (Asw/s=1514mm²/m)

Påkrevd skjærarmering: (Asw/s=1514mm²/m)

Minimum bøylearmering

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,\text{min}}$

(EC2 Lign.9.5N)

$\rho_{w,\text{min}} = (0.10 \times f_{ck})^{0.5} / f_{yk}$, $f_{ck} = 35\text{N/mm}^2$, $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$, $\rho_{w,\text{min}} = 0.0012$

min Asw/s=1000x0.0012x1000xsin(90°)=1200mm²/m

Maksimum avstand mellom bøyer $s_{l\text{max}} = 0.60d$ (<=600mm)=105mm

(EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)

Maksimum avstand mellom bøyerben $s_{t\text{max}} = 1.00d$ (<=600mm)=180mm

(§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø10s105 (Asw/s=4486mm²/m)

Felt Skjærarmering: 3Ø10s105 (Asw/s=4486mm²/m)

8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$$\zeta = 1 - 0.50 \cdot (M_{cr}/M_{ed})^2 = 1 - 0.50 \times (77.26/123.48)^2 = 0.80$$

(Lign.7.19)

$$\text{Endelig krumning } (1/r) = 0.80 \times (0.001 \times 4.544) + (1 - 0.80) \times (0.001 \times 2.678) = (0.001) \times 4.179 \text{ (1/m)}$$

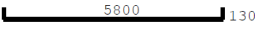
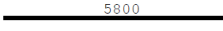
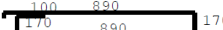
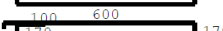
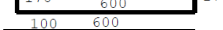
(Lign.7.18)

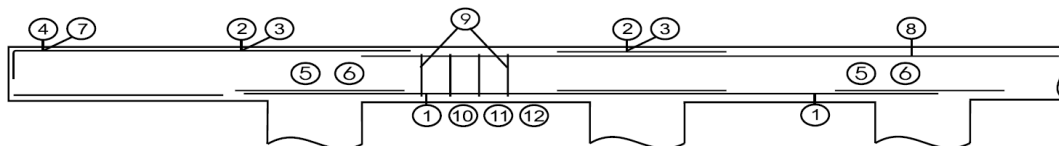
$$\beta = (M_a + M_b)/M_c = (0.00 + 0.00)/123.48 = 0.00, \quad k = 0.104(1 - 0.00/10) = 0.1040$$

$$f = k \cdot L_{eff}^2 \cdot (1/r) = 0.1040 \times 5.600^2 \times 4.179 = 13.63 \text{ mm}$$

$$f = 13.63 \text{ mm} \leq 1000 \times 5.600 / 250 = 22.40 \text{ mm, Nedbøyningene er akseptable}$$

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩	130  130	21	20	2.470	6.060	314.33
2	(Felt-1)	⑧		7	20	2.470	5.800	100.28
3	(Felt-1)	⑨	100  170	53	10	0.617	2.320	75.87
4	(Felt-1)	⑨	100  170	53	10	0.617	1.740	56.90
5	(Felt-1)	⑨	100  170	53	10	0.617	1.740	56.90
Total vekt [kg]								604.28



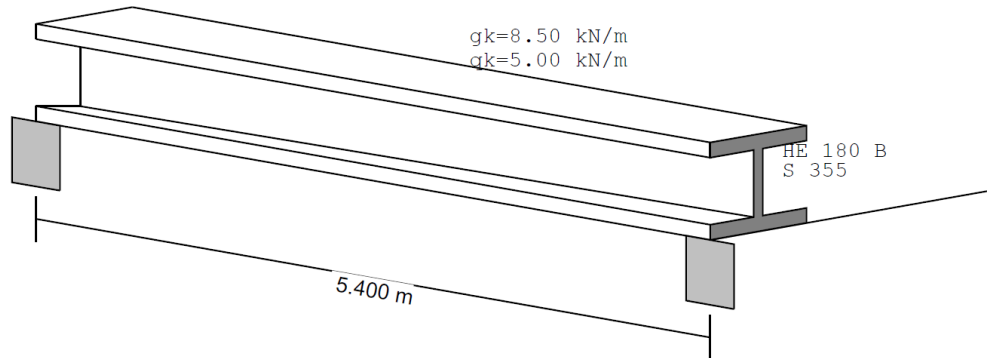
4.8.3 Stålbjelken under dekkene øverst i sjaktene.

Stålbjelken som skal dimensjoneres ligger under dekkene øverst i sjaktene, og er identisk for begge sjakter. Lengden er 5.4 meter.

1. EC3-BJELKE-001

Dimensjonering av bjelker, Ettfelt bjelker
(EC3 EN1993-1-1:2005, +NA-NS:2008)

Gulvbjelkens spennvidde $L=5.400$ m, Bjelke over ett spenn
Sideveis fastholdelse: Med sideveis fastholdelse



1.1. Beregningsstandarder

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355 (EN1993-1-1, §3.2)
 $t \leq 40$ mm, Flytegrense $f_y = 355$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 510$ N/mm²
 $40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm, Flytegrense $f_y = 335$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 470$ N/mm²
Elastisitetsmodul $E = 210000$ MPa, Poisson-tall $\nu = 0.30$, Enhetsmasse 7850 Kg/m³

Partial Lasterfaktorer (EN1990, Tillegg A1)
 $\gamma_G = 1.20$, $\gamma_Q = 1.50$

Materialfaktorer (EN1993-1-1, §6.1)
 $\gamma_{M0} = 1.05$, $\gamma_{M1} = 1.05$, $\gamma_{M2} = 1.25$

1.3. Last

(EN1991-1-1)

Last på bjelke

Egenlast	$G_{k1} = 8.50$ kN/m
Bjelkevekt	$G_{k2} = 0.50$ kN/m
Permanent last	$G_k = G_{k1} + G_{k2} = 9.00$ kN/m
Variabel last	$Q_k = 5.00$ kN/m

1.6. Bruksgrensetilstanden (SLS)

Bjelkenedbøyning

$$\text{Last } G+Q: w=5 \times 14.00 \times 5400^4 / (384 \times 2.1 \times 10^5 \times 38.310 \times 10^6) = 19.27 \text{ mm} = L/281 < L/200$$

$$\text{Last } Q: w=5 \times 5.00 \times 5400^4 / (384 \times 2.1 \times 10^5 \times 38.310 \times 10^6) = 6.88 \text{ mm} = L/785 < L/360$$

Bjelkenedbøyning, Bruksgrensetilstanden (SLS), Kontroll godkjent

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z

(EN1993-1-1, §6.2.6)

$$V_{z,ed} = 49.41 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 6525 - 2 \times 180.0 \times 14.0 + (8.5 + 2 \times 15.0) \times 14.0 = 2024 \text{ mm}^2 \quad (\text{EC3 §6.2.6.3})$$

$$A_v = 2024 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (180.0 - 2 \times 14.0) \times 8.5 = 1.00 \times 166.0 \times 8.5 = 1411 \text{ mm}^2$$

$$\text{Plastisk skjærkraftkapasitet } V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 2024 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 395.08 \text{ kN}$$

$$V_{z,ed} = 49.41 \text{ kN} < 395.08 \text{ kN} = V_{z,rd} = V_{pl,z,rd}, \text{ Kontroll godkjent}$$

$$V_{z,ed} / V_{z,rd} = 49.41 / 395.08 = 0.125 < 1$$

$$h_w / t_w = (180.0 - 2 \times 14.0) / 8.5 = 166.0 / 8.5 = 19.53 < \leq 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32 \quad (\eta = 1.00)$$

$$S_{355}, t = 8.5 < \leq 40 \text{ mm}, f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$$

Skjærnekking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Bøyning og skjær

(EN1993-1-1, §6.2.8)

$$V_{z,ed} = 24.70 \text{ kN}, M_{y,ed} = 50.02 \text{ kNm}, \text{ Avstand } x = 1.350 \text{ m}$$

$$V_{z,ed} = 24.70 \text{ kN} < = V_{pl,z,rd} / 2 = 395.08 / 2 = 197.54 \text{ kN} \quad (\text{EC3 §6.2.8(2)})$$

Interaksjon bøyningmoment og skjær kan neglisjeres

1.9. Vipping, (ULS)

(EN1993-1-1, §6.3.2)

$$M_{y,ed} = 66.70 \text{ kN}, L = 5.400 \text{ m}, L_{cr,y} = 5.400 \text{ m}, L_{cr,z} = 5.400 \text{ m}, L_{cr,lt} = 5.400 \text{ m}$$

Ideelt moment for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)

Timoshenko, S.P., Gere, J.M., Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961

$$M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \{ \sqrt{ [(kz/kw)^2 (I_w/I_z) + (kL)^2 GI_t / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2] } - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \}$$

Beregningsmetode C1, C2, C3 : EC3 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006

$$G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0.30)) = 80769 = 8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$$

$$k \cdot L = 5400 \text{ mm}, z_g = h/2 = 180/2 = 90 \text{ mm}, z_j = 0 \text{ mm} \quad (\text{EN1993:2002 Lign.C.11})$$

$$k_y = 1.0, k_z = 1.0, k_w = 1.0, C_1 = 1.127, C_2 = 0.454, C_3 = 0.000$$

$$M_{cr} = [10^{-6}] 1.127 \times [\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 13.630 \times 10^6 / 5400^2]$$

$$\times \{ [(1.0/1.0)^2 \times (93.746 \times 10^9 / 13.630 \times 10^6)$$

$$+ 5400^2 \times 8.1 \times 10^4 \times 0.422 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 13.630 \times 10^6)$$

$$+ (0.454 \times 90)^2 \}^{0.5} - (0.454 \times 90) \} = 183.6 \text{ kNm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{[10^{-6}] \times 481.40 \times 10^3 \times 355 / 183.6} = 0.965 \quad (\text{EC3 Lign.6.56})$$

$$h/b = 180/180 = 1.00 < \leq 2.00 \text{ Knekkurve: b}$$

$$\text{Imperfeksjonsfaktor: } \alpha_{lt} = 0.34, \beta = 0.75, \chi_{lt} = 0.721 \quad (\text{T.6.3, T.6.5, Fig.6.4})$$

$$\Phi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - \bar{\lambda}_{lt0}) + \beta \bar{\lambda}_{lt}^2] = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.965 - 0.40) + 0.75 \times 0.965^2] = 0.945$$

$$\chi_{lt} = 1 / [\Phi_{lt} + \sqrt{(\Phi_{lt}^2 - \beta \bar{\lambda}_{lt}^2)}] = 1 / [0.945 + \sqrt{(0.945^2 - 0.75 \times 0.945^2)}] = 0.721$$

$$\text{Reduksjonsfaktor } \chi_{lt} = 1 / [\Phi_{lt} + \sqrt{(\Phi_{lt}^2 - \beta \bar{\lambda}_{lt}^2)}], \chi_{lt} < \leq 1.0, 1 / \bar{\lambda}_{lt}^2, \chi_{lt} = 0.721 \quad (\text{Lign.6.57})$$

$$\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f, \chi_{lt,mod} < \leq 1, \chi_{lt,mod} < \leq 1 / \bar{\lambda}_{lt}^2 = 1 / 0.965^2 = 1.07 \quad (\text{EC3 §6.3.2.3(2), Lign.6.58})$$

$$k_c = 0.94 \quad (\text{EC3 Tab.6.6})$$

$$f = 1 - 0.5(1 - k_c) [1 - 2.0(\bar{\lambda}_{lt} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \times (1 - 0.94) [1 - 2.0 \times (0.965 - 0.8)^2] = 0.972, f < \leq 1.0$$

$$\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f = 0.721 / 0.972 = 0.742, \chi_{lt,mod} < \leq 1.0, \chi_{lt,mod} < \leq 1.07, \chi_{lt,mod} = 0.742$$

$$M_{b,rd} = \chi_{lt,mod} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.742 \times [10^{-6}] \times 481.40 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 120.77 \text{ kNm} \quad (\text{EC3 Lign.6.55})$$

$$M_{y,ed} = 66.70 \text{ kNm} < 120.77 \text{ kNm} = M_{b,rd}, \text{ Kontroll godkjent}$$

$$M_{y,ed} / M_{b,rd} = 66.70 / 120.77 = 0.552 < 1$$

4.9 Bygging av konstruksjonen.

Denne konstruksjonen er bygget nesten utelukkende av prefabrikkerte betong elementer. De prefabrikkerte elementene kommer levert fra fabrikk etter oppgitt dimensjonering. Veggene er dimensjonert for 1 m bredde og vil støpes sammen til større elementer på byggeplassen.

Når konstruksjonen skal bygges vil dette skje i flere forskjellige ledd. Selve sjakten og den overdekkede nedgangen deles opp i 3 deler.

- Stålkonstruksjonen på toppen av sjakten. Denne monteres etter betongen er løftet på plass.
- Del 1 av sjakten vil bli støpt sammen av de forskjellige elementene og bli løftet ned av kran til der den skal ligge.
- Del 2 av sjakten, som er den øvre delen av den, vil støpes sammen og løftes av kran ned på del 1 av sjakten. Den vil så bli skjøtet sammen med del 1 av sjakten som vist i tegningene i 4.10.

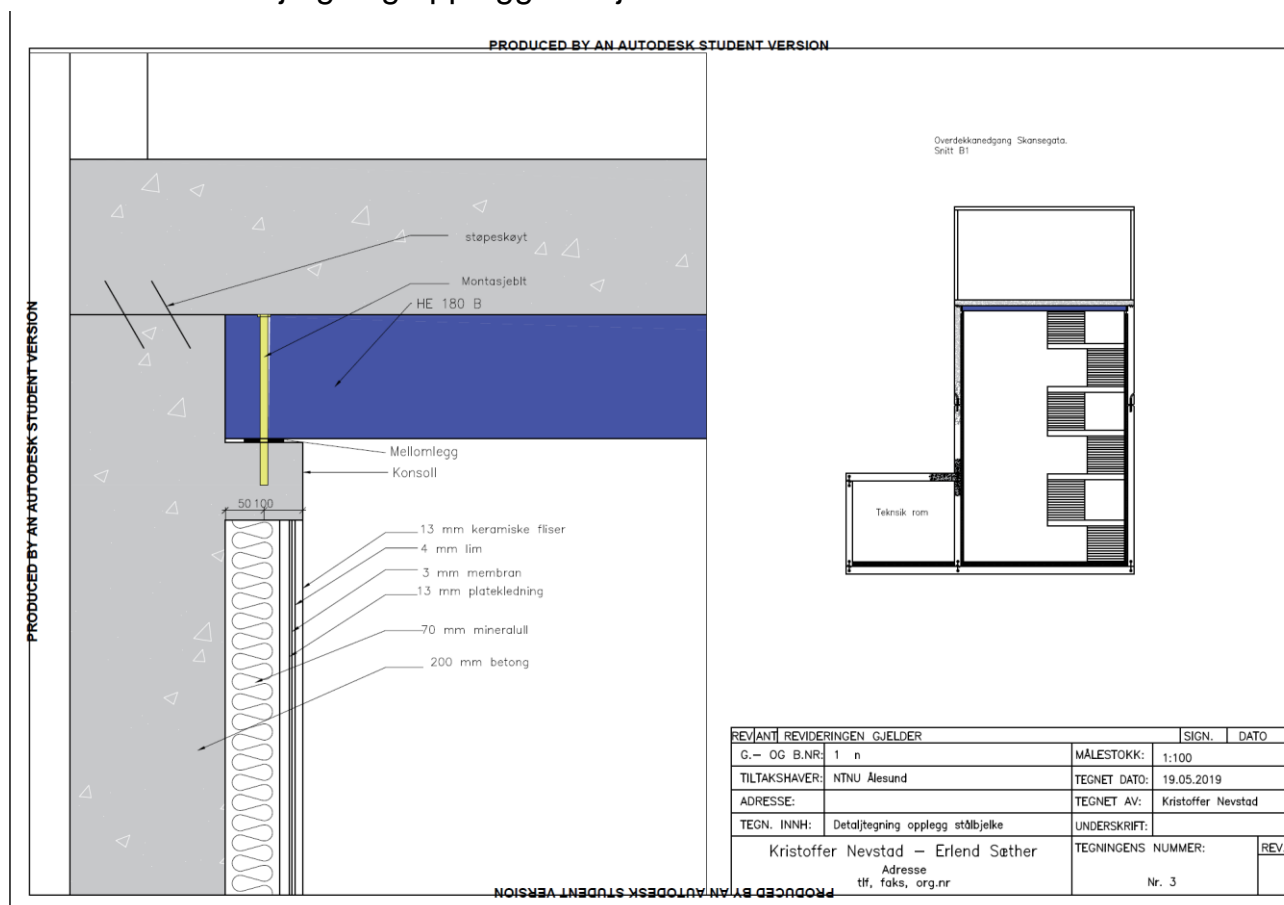
For tunnelen så benytter vi senking av tunnelen. Dette går ut på å at seksjoner settes sammen på land i tørre omgivelser, så blir de dratt langs sjøen til de er over der de skal ligge. Her blir seksjonene senket ned til bunnen der tunnelen skal ligge.

Når tunnelen ligger på bunnen vil den ankres fast i bunnen og fylles på med fyllinger på fundamentet på utsiden av tunnelen, dette vil forhindre oppdrift av tunnelen. På bunnen blir seksjonene skjøtet sammen slik de er vanntette

<https://nn.wikipedia.org/wiki/Senketunnel/>

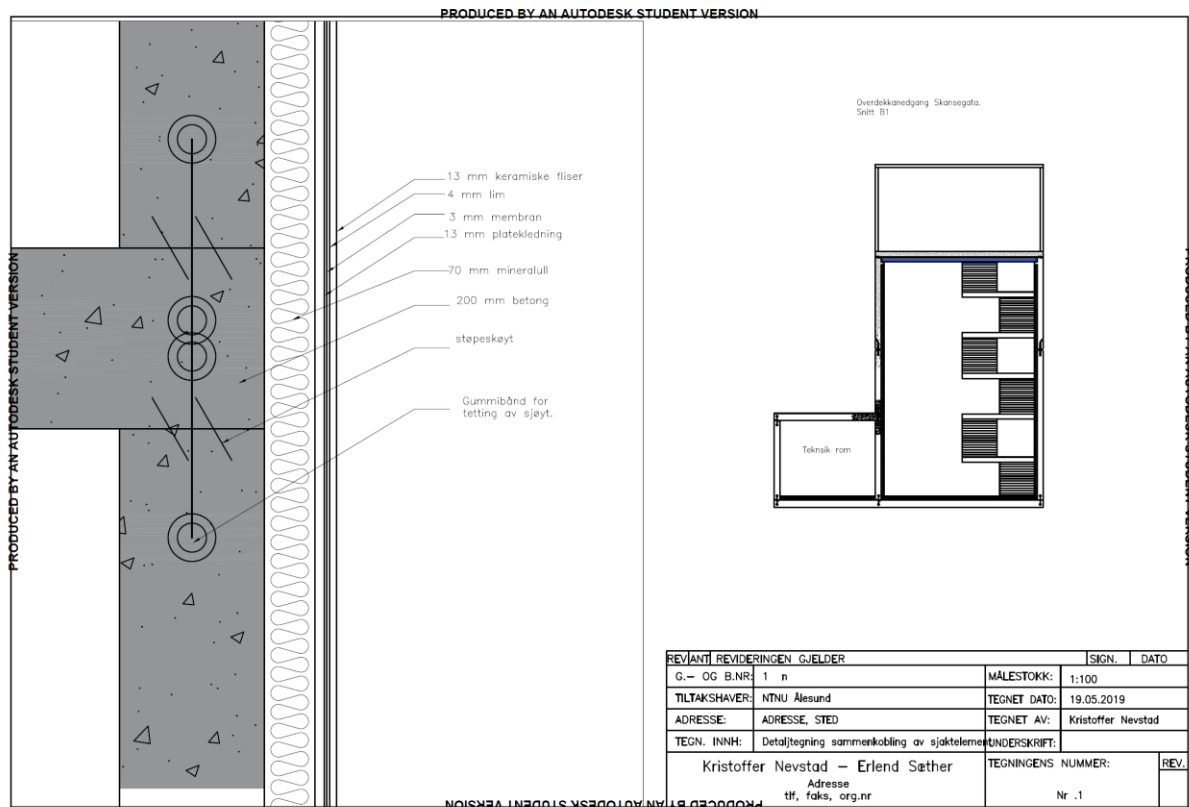
4.10 Tegninger

4.10.1 Detaljtegning opplegg stålbjelke.



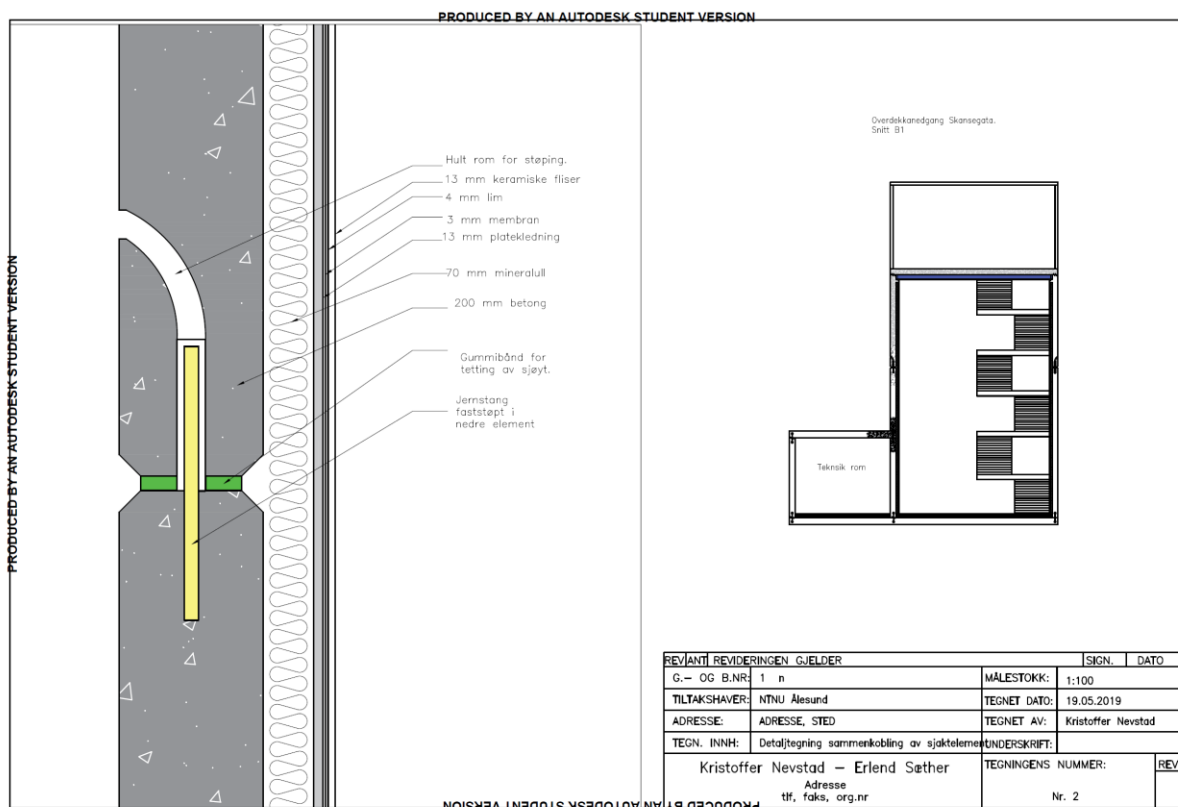
Figur 4-9-1: Detaljtegning av opplegg av stålbjelke.

4.10.2 Detaljtegning støpe skjøt



Figur 4-9-2: Detaljtegning av støpe skjøt

4.10.3 Detaljtegning sammenkobling av elementer



Figur 4-9-3: Sammenkobling av elementer.

5 DRØFTING

Det har vært veldig spennende og lærerikt å jobbe med bacheloroppgaven. I løpet av dette semesteret har vi lært mye om det store omfanget i en slik oppgave. Det og jobbe med et slikt prosjekt helt fra startfasen har gitt oss stor kunnskap om både informasjonssinnhenting, det å sette seg inn i relatert lovverk, og utførelsen av selve konseptet, for å så sette alle brikkene på plass.

Prosessen har vært god og vi har utviklet oss faglig. Gruppen har fungert bra, og vi har lært mye om struktur og rutiner i et slikt stort samarbeidsprosjekt. Vi har hatt stor frihet i oppgaven og har arbeidet bra sammen mot en felles løsning som begge er enige i, og til slutt fornøgd med. Vi har måttet begrunnet alle valg innen design, bæresystem og materialvalg. Vi har selv kommet frem til valgt løsning, med gode råd fra veiledere. Vi har vært inne på andre løsninger underveis, som f.eks. runde sjakter, med sirkulær heis der trappen går rundt heisen. Vi konkluderte etterhvert med at en firkantet sjaktløsning er enklere og mer effektiv.

Trappeløsningen hadde vi tidligere sett for oss at skulle være i betong, men så kom vi frem til at det hadde blitt mørkt og ubehagelig å ta seg nedover trappen. Vi bestemte oss derfor, etter gode råd fra veileder, at vi ville ha trappen i lettere elementer, noe som gjør sjaktene mye mer behagelige og inviterende. Dekkene, repos, bestemte vi oss også for å bytte ut med lettere elementer, og heller la de holdes oppe av stålsøyler.

Omfanget i en slik oppgave er stort, så vi har ikke rukket å gått gjennom alt, f.eks. den geotekniske delen av prosjektet burde vi tatt for oss mer grundig.

Alt i alt har det vært en spennende oppgave som vi har hatt glede av å jobbe med.

6 KONKLUSJON

Vi har kommet frem til en fotgjengertunnel som vi mener vil passe fint inn i området. De to nedgangene har en inviterende effekt ved at det er tatt i bruk mye glass, og ellers lette elementer. De innvendige veggene er flislagt, så hele konstruksjonen er absolutt behagelig å bruke. Dette er i tråd med det oppdragsgiver hadde seg for seg. Konstruksjonen oppfyller i tillegg krav om universell utforming ved at den har både trapper og tilfredsstillende heis, og inngangsparti med tilstrekkelig areal. Vi mener dette er den beste løsningen for forbindelsen mellom de to bydelene sammenlignet med de andre alternativene vi tok for oss i mulighetsstudien.

7 VEDLEGG

Vedlegg 1.

Veiledermøter.

OVERSIKT OVER VEILEDERMØTE

Dato	Involverte
21.01.2019	Kristoffer Nevstad, Erlend Lade Sæther, Liv Møller Christensen
28.02.2019	Kristoffer Nevstad, Erlend Lade Sæther, Ole Søvik
19.03.2019	Kristoffer Nevstad, Erlend Lade Sæther, Liv Møller Christensen
22.03.2019	Kristoffer Nevstad, Erlend Lade Sæther, Ole Søvik
25.03.2019	Kristoffer Nevstad, Erlend Lade Sæther, Kristian Normann.
03.04.2019	Kristoffer Nevstad, Erlend Lade Sæther, Kristian Normann, Liv Møller Christensen
19.04.2019	Kristoffer Nevstad, Erlend Lade Sæther, Liv Møller Christensen
29.04.2019	Kristoffer Nevstad, Erlend Lade Sæther, Kristian Normann, Liv Møller Christensen

Det har vært flere veiledermøter, men de er ikke alle blitt loggført.

Vedlegg 2.

Håndberegninger av tunnel

Dimensjonering Tunnelvegger Element 1 og 5.

Vann = 68 kN/m
Grus under vann = 12 kN/m Egenvekt = 7.5 kN/m
Betong = 25 kN/m³

B35 Betong. Miljø= Xs2. C_{nom} = 50 mm
f_{cd} = 23.33 Mpa f_{yd}=435 Mpa f_{ctm}=3.2 Mpa
Lengde = 1.7 m, bredde = 1 m, høyde = 0.3 m

$$Y_g := 1,35 \quad Y_Q = 1,5$$

$$q_{ed1} = 94,125 \text{ kN/m} \quad q_{ed2} := 129 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{ed} := \frac{q_{ed2} \cdot L^2}{8} = 46.60 \text{ kNm}$$

$$d_l := C_{nom} + \varnothing_s + \frac{1\varnothing}{2} = 65 \text{ mm} \quad d := 235 \text{ mm}$$

Kd metoden. K_d=1.148 z=229mm K_s=2359

$$A_{s,n} = \kappa \cdot k_s \cdot \frac{M_{ed}}{d}$$

$$A_{s,n} = \kappa \cdot 467.78 \text{ mm}^2 \quad \text{Veldig nært det vi fikk i EUROCODEexpress. Der fikk vi } A_{s,n}=471 \text{ mm}^2$$

$$(A_{s, \min})_{\kappa} = \kappa \cdot 0.26 \cdot b_d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad A_{s, \min} = \kappa \cdot 391,04 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \max} = \kappa \cdot 0.04 \cdot A_c \quad A_{s, \max} = \kappa \cdot 12000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Prøver } 5\varnothing 12 \quad 5\varnothing 12 = \kappa \cdot 564 \text{ mm}^2 \quad \text{Akkurat det samme som vi fikk i EUROCODEexpress.}$$

Momentkapasitet av tverrsnitt

$$M_{rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot z = 56.28 \text{ kNm}$$

$$55.28 \text{ kNm} \geq M_{ed} = 46.60 \text{ kNm}$$

ok!

Dimensjonering Tunnelvegger Element 2 og 4

Vann = 68 kN/m

Betong = 25 kN/m³

Egenvekt = 7.5 kN/m

B35 Betong. Miljø= Xs2. C_{nom} = 50 mm

f_{cd} = 23.33 Mpa f_{yd}=435 Mpa f_{ctm}=3.2 Mpa

Lengde = 1.273 m, bredde = 1 m, høyde = 0.3 m

$Y_g := 1,35$ $Y_Q = 1,5$

q_{ed1} = 81.525kN/m

q_{ed2} := 111 $\frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Med := $\frac{q_{ed2} \cdot L^2}{8}$ = 22.48kNm

d_l := C_{nom} + Ø_s + $\frac{1\phi}{2}$ = 64 mm $d := 236\text{mm}$

Kd metoden. K_d=1,608 z=231,99 mm K_s=2339

$A_{s,n} = k_s \cdot \frac{\text{Med}}{d}$

$A_{s,n} = 218.98\text{mm}^2$

Veldig nært det vi fikk i EUROCODEexpress. Der fikk vi A_{s,n}=225mm²

(A_{s, min}) = 0.26 · b · d · $\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$

A_{s, min} = 391,04mm²

A_{s, max} = 0.04 · A_c

A_{s, max} = 12000mm²

Prøver 4Ø12

4Ø12 = 452mm²

Akkurat det samme som vi fikk i EUROCODEexpress.

Momentkapasitet av tverrsnitt

M_{rd} = f_{yd} · A_s · z = 45.61kNm

45.61 kNm >= Med = 22.48kNm

ok!

Dimensjonering Tunnelvegger Element 3

$$\text{Vann} = 68 \text{ kN/m}$$

$$\text{Betong} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Egenvekt} = 7.5 \text{ kN/m}$$

B35 Betong. Miljø= Xs2. C_{nom} = 50 mm
f_{cd} = 23.33 Mpa f_{yd} = 435 Mpa f_{ctm} = 3.2 Mpa

Lengde = 1.8 m, bredde = 1 m, høyde = 0.3 m

$$Y_g := 1,35 \quad Y_Q = 1,5$$

$$q_{ed1} = 81.525 \text{ kN/m}$$

$$q_{ed2} := 111 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Med} := \frac{q_{ed2} \cdot L^2}{8} = 44.96 \text{ kNm}$$

$$d_1 := c_{nom} + \varnothing_s + \frac{1\varnothing}{2} = 64 \text{ mm} \quad d := 236 \text{ mm}$$

Kd metoden. K_d = 1,148 z = 230,1 mm K_s = 2359

$$A_{s,n} = k_s \cdot \frac{\text{Med}}{d}$$

$$A_{s,n} = 449.18$$

Veldig nært det vi fikk i EUROCODEexpress. Der fikk vi A_{s,n} = 453 mm²

$$(A_{s,min})_{\blacksquare} = 0.26 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad A_{s,min} = 391,04 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,max} = 0.04 \cdot A_c \quad A_{s,max} = 12000 \text{ mm}^2$$

Prøver 4ø12 $4\varnothing 12 = 452 \text{ mm}^2$ Akkurat det samme som vi fikk i EUROCODEexpress.

Momentkapasitet av tverrsnitt

$$M_{rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot z = 45.95 \text{ kNm}$$

$$45.95 \text{ kNm} \geq \text{Med} = 44.96 \text{ kNm}$$

ok!

Vedlegg 4.

Håndberegninger av sjakt.

i) Sjåket element A

Laster: Varm 68 kN/m

fylling 12 kN/m

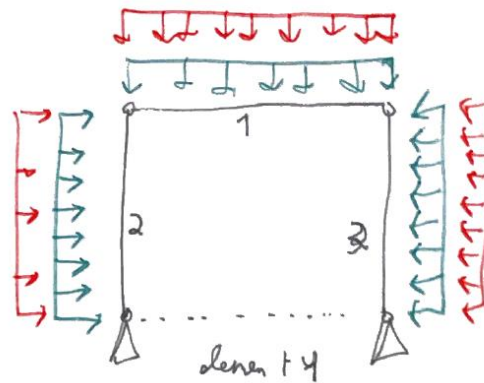
B35 B500 C XS2 - miljø

L = 5,8 m b = 1 m h = 0,3 m

$c_{nom} = 50$ mm

$f_{cd} = 23,33$ MPa $f_{yd} = 435$ N/mm² egenvekt = 7,5 kN/m

$$q_{ed1} = 94,125 \text{ kN/m} \quad q_{ed2} = 129 \text{ kN/m}$$



$$M_{ed} = \frac{1}{8} \cdot q_{ed2} \cdot l^2 = 542,45 \text{ kNm}$$

$$d_1 = c_{nom} + \phi_s + 0,5 \phi = 70 \text{ mm} = d_2 \quad d = 230 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = 0,275 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 339,39 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} = 339,39 \text{ kNm} < M_{ed} = 542,45 \text{ kNm}$$

Vi trenger armering for bøyning. Strekkarmering i underkant og trykkarmering i overkant.

kd-metoden $k_d = \frac{d}{\sqrt{m_{ed}}}$

$$k_d = 0,312 \quad k_{s1} = 3000 \quad k_{s2} = 1100 \quad A_s = k_s \frac{m_{ed}}{d} =$$

$$A_{s1} = 7075,43 \text{ mm}^2 \quad A_{s2} = 2594,33 \text{ mm}^2$$

~~støttearmoring:~~ $A_s = A_{s1} + A_{s2} = 9885 : 9669,76$
 trykarmoring: $A'_s = A_{s2} = 2594,33$

SA: prøver $\phi 20$ 23 $\phi 20 = 7222 \text{ mm}^2$ (underkant)

TA: " " 9 $\phi 20 = 2826 \text{ mm}^2$ (overkant)

skjærarmoring = 3 $\phi 10$ 5105

Momentkapasitet ω brekkestil:

$M_{red} = f_{yd} \cdot A_s \cdot z = 774,41 \text{ kNm} > M_{ed} = 542,45 \text{ kNm}$

$z = 0,835 \cdot d$

Nedbøying: element 1)

B35 $A_s = 9669,76 \text{ mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ MPa}$

B500c $E_{cm} = 34000 \text{ MPa}$

$h = 300 \text{ mm}$ $b = 100 \text{ mm}$ $d = 230 \text{ mm}$

Krypfall: $\varphi_{lg} = 3,4$ egenvekt $\varphi_p = 2,2$ nyttelast.

$g = 7,5 \text{ kN/m}$ $p = 80 \text{ kN/m}$

nedbøying i maksimalt moment $M_{ed} = \frac{p \cdot L^2}{8}$

$$E_{c1} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = 7,73 \text{ MPa} \quad E_{c2} = 1,06 \cdot 10^7 \text{ MPa}$$

$$M_1 = (p_1 + p_2) \cdot \frac{1}{8} \cdot L^2 = 367,94 \text{ MPa}$$

$$M_{E1} = \frac{p_1 + 0}{8} \cdot L^2 = 31,54 \text{ MPa}$$

$$M_{E2} = \frac{0 + p_2}{8} \cdot L^2 = 336,4 \text{ MPa}$$

$$E_{c \text{ middel}} = \frac{M_{E1} + M_{E2}}{\frac{M_{E1}}{E_{c1}} + \frac{M_{E2}}{E_{c2}}} = 10,273 \text{ MPa}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c \text{ middel}}} = 19146 \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,042$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2\eta \cdot \rho} = 1,52$$

$$EI = E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad I_c = \frac{b(\alpha \cdot d)^3}{3} = 1,42 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_s = A_s((1 - \alpha) \cdot d)^2 = 1,38 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$E_1 = 1,73 \cdot 10^{11} \text{ kNm}^2 \quad \text{stikkelsen}$$

nedbøyning w_{mm} $L = 6,8 \text{ m}$ $EI = 1,73 \cdot 10^{11} \text{ kNm}^2$

$$p_1 = 7,6 \quad p_2 = 80 \text{ kN/m} \quad w_{mm} = \frac{5 \cdot p \cdot L^4}{384 \cdot EI} = 7,45 \text{ mm}$$

$$\text{Grense} \quad \frac{L}{300} = 19,33 \text{ mm}$$

velldig innenfor

i) Element B

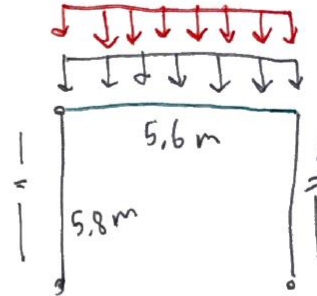
Laster: \square vann 68 kN/m
 \square fylling 12 kN/m

Egenvekt 7,5 kN/m

B35 B500C XS2 - miljø

C_{str} 50 mm

$f_{cd} = 23,33 \text{ MPa}$ $f_{yd} = 435 \text{ MPa}$ $L = 5,6$ $B = 1 \text{ m}$ $h = 0,3 \text{ m}$



$q_{ed1} = 94,125 \text{ kN/m}$ $q_{ed2} = 129 \text{ kN/m}$

$$M_{ed} = \frac{1}{8} \cdot q_{ed2} \cdot l^2 = 505,68 \text{ kNm}$$

$$d_1 = c_{nom} + \Phi_s + 0,5 \Phi = 70 \text{ mm} = d_2 \quad d = 230 \text{ mm}$$

$$M_{rd} = 0,26 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 320,88 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 505,68 \text{ kNm} > M_{rd} = 320,88 \text{ kNm}$$

→ Trykzonens momentkapasitet er større enn ytre dimensjonerende moment. Armering for bøyning er påkrevd, strekkarmering (underkant) og trykkarmering (overkant)

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{ed}}} = 0,323 \quad K_{s1} = 2750 \quad K_{s2} = 950$$

$$A_{s1} = k_s \frac{M_{ed}}{d} = 6485,90 \text{ mm}^2 \quad A_{s2} = 2088,68 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 8574,58 \text{ mm}^2$$

- Strekkarmering: $6485,90 \text{ mm}^2$
- Trykkarmering: $2088,68 \text{ mm}^2$

$$SA \rightarrow \phi 20 \quad 21 \phi 20 = 6594 \text{ mm}^2$$

$$TA \rightarrow \phi 20 \quad 7 \phi 20 = 2198 \text{ mm}^2$$

$$\text{Total moment kapasitet } M_{rd} = f_{yd} \cdot A_s \cdot z = 716,34 \text{ kNm}$$

$$M_{ed} = 716,34 \text{ kNm} > M_{ed} = 505,68 \text{ kNm}$$

maximal avstand mellom stengene : ^{OK.} summe lag

$$SA = a_b \rightarrow \max [2 \phi 20, d_s + 5 \text{ mm}, 20 \text{ mm}] \geq 40 \text{ mm}$$

$$TA = \text{-----} \rightarrow 40 \text{ mm}$$

Nedbøyning:

$$b = 1000 \text{ mm} \quad b = 300 \text{ mm} \quad d = 230 \text{ mm}$$

$$\text{Egenvekt} = 3,4 \text{ kN/m} \quad q_1 \quad q_2 = 2,2 \text{ nyttelast}$$

$$E_{cm} = 34000 \quad A_s = 8574,58 \text{ mm}^2 \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$p_1 = 7,5 \text{ kN/m} \quad p_2 = 80 \text{ kN/m}$$

← langsids nedbøyning i maksimalt moment

$$M_{ed} = \frac{p \cdot L^2}{8}$$

$$L = 5,6 \text{ m} \quad b = 1 \text{ m} \quad d = 0,23 \text{ m} \quad A_s = 8574,58 \text{ mm}^2$$

$$E_{c1} = 7,73 \cdot 10^3 \text{ MPa} \quad E_{c2} = 1,06 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

$$M_c = \frac{(P_1 + P_2)}{8} \cdot l^2 = 343 \text{ kNm}$$

$$M_{E1} = \frac{(P_1 + 0)}{8} \cdot l^2 = 29,4 \text{ kNm}$$

$$M_{E2} = \frac{(0 + P_2)}{8} \cdot l^2 = 317,6 \text{ kNm}$$

$$E_{c \text{ mid}} = \frac{M_{E1} + M_{E2}}{\frac{M_{E1}}{E_{c1}} + \frac{M_{E2}}{E_{c2}}} = 10,18 \cdot 10^3 \text{ MPa}$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_{c \text{ mid}}} = 19,64 \quad \rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,037$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2\eta \cdot \rho} = 1,41$$

$$E_I = E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s \quad I_c = \frac{b \cdot (\alpha \cdot d)^3}{3} = 1,1368 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$I_s = A_s \cdot ((1 - \alpha) \cdot d)^2 = 8574 \cdot ((1 - 1,41) \cdot 230)^2 = 7,62 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$E_I = 1,31 \cdot 10^{11} \text{ kNm}^2$$

Nedbøyningen: w_{nm} $L = 5,6 \text{ m}$ $p = 87,5 \text{ kN/m}$

$$w_{\text{nm}} = \frac{(p_1 + p_2) \cdot 5 \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} = 8,55 \text{ mm}$$

Grense $\frac{L}{300} = 18,67 \text{ mm}$
OK!

Vedlegg 5.

EUROCODEexpress betongvegg B i sjakt.

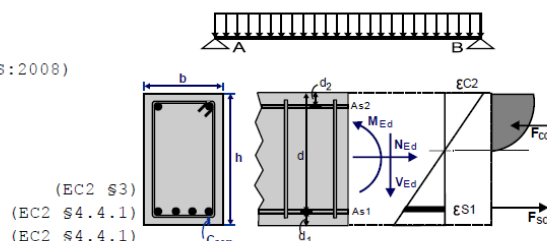
1. EC2-B-005

Bjelke over ett felt med kombinert last

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B35-B500C
 Beskrivelse av miljøet : XS2
 Betongoverdekning : $C_{nom}=50$ mm
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1.00 \times 35/1.50=23.33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=1.00 \times 2.2/1.50=1.47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

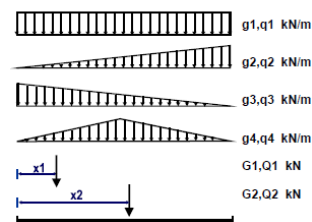


2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn $L=5.600$ m
 $L=5.600$ m, $b_w=1.000$ m, $h=0.300$ m
 Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.35$ (EC0 Tillegg A1)
 Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\phi_s+0.5\phi_s=50+10+0.5 \times 20=70$ mm

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0=7.50$ kN/m
 jevnt fordelt last $g_1=0.00$ kN/m $q_1=80.00$ kN/m
 triangulær last $g_2=0.00$ kN/m $q_2=0.00$ kN/m
 triangulær last $g_3=0.00$ kN/m $q_3=0.00$ kN/m
 triangulær last $g_4=0.00$ kN/m $q_4=0.00$ kN/m
 konsentrert last $G_1=0.00$ kN $Q_1=0.00$ kN $x_1=0.000$ m
 konsentrert last $G_2=0.00$ kN $Q_2=0.00$ kN $x_2=0.000$ m



Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment Iyy, tyngdepunkt hc)

Felt -1 $L=5.600$ m, $A=0.30000$ m² ($3.00E+005$ mm²), $I_{yy}=0.00225$ m⁴ ($2.25E+009$ mm⁴), $z_c=0.000$ m (0mm)

3. Bruddgrensetilstand (ULS)

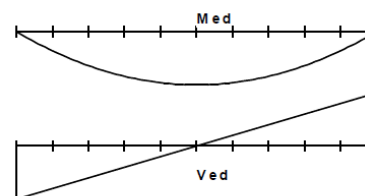
(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35g + 1.05q$
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.35g + 1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyingsmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyingsmomenter, lastkombinasjoner $1.35g+1.50q$

x/L=0.00, x=0.00m, Med=0.00 kNm, Ved=364.35 kN
x/L=0.10, x=0.56m, Med=183.63 kNm, Ved=291.48 kN
x/L=0.20, x=1.12m, Med=326.46 kNm, Ved=218.61 kN
x/L=0.30, x=1.68m, Med=428.48 kNm, Ved=145.74 kN
x/L=0.40, x=2.24m, Med=489.69 kNm, Ved=72.87 kN
x/L=0.50, x=2.80m, Med=510.09 kNm, Ved=0.00 kN
x/L=0.60, x=3.36m, Med=489.69 kNm, Ved=-72.87 kN
x/L=0.70, x=3.92m, Med=428.48 kNm, Ved=-145.74 kN
x/L=0.80, x=4.48m, Med=326.46 kNm, Ved=-218.61 kN
x/L=0.90, x=5.04m, Med=183.63 kNm, Ved=-291.48 kN
x/L=1.00, x=5.60m, Med=0.00 kNm, Ved=-364.35 kN



Project Eurocodes

side 2

VedA= 364.35 kN, VedB= 364.35 kN, maxMed= 510.09 kNm, maxVed= 364.35 kN
 Maksimum feltmoment Med=510.09 kNm (x=2.800m)
 Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager
 Felt -A, b/2+d=0.380m, VedA= 313.34kN, VedB= 313.34kN
 Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 342.49kN, VedB= 342.49kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1=Cnom+\varnothing s+0.5\varnothing=50+10+0.5\times 20=70\text{mm}$, $d_2=70\text{mm}$, $d=300-70=230\text{mm}$
 Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)
 Med=510.09kNm, bw=1000mm, d=230mm, Kd=0.322, ks1=2963, ks2=937, **As1=6572**, **As2=2078mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$, (As,min= 383mm²) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0.04Ac$, (As,max=12000mm²) (EC2 §9.2.1.1.3)
Bøyningsarmering: 21Ø20 (6594mm²) (underkant), 7Ø20 (2198mm²) (overkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} > (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35\text{MPa}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 230\text{mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.93$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 6594/(1000 \times 230) = 0.0287$, $\rho_1 > 0.02$, $\rho_1 = 0.02$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32\text{N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd,c(min)} = 0.001 \times (0.32) \times 1000 \times 230 = 73.60\text{kN}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.93 \times (2.00 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 230 = 219.53\text{kN}$
 $V_{ed} = 313.34\text{ kN} > V_{rdc} = 219.53\text{ kN}$, **Ved > Vrdc skjærarmering er nødvendig**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}/(\cot\theta + \tan\theta)$, $V_{ed}/\max(V_{rdmax}) = 0.27$, $\theta = 21.8^\circ$, $\cot\theta = 2.50$, $\tan\theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$, $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 \leq 60\text{Mpa}$, $v_1 = 0.6[1 - f_{ck}/250] = 0.6[1 - 35/250] = 0.516$, $f_{cd} = 23.33\text{Mpa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 230 \times 0.516 \times 23.33 / 2.90 = 859.3\text{ kN}$
 $V_{ed} = 342.5\text{ kN} < 859.3\text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredsstillt

Skjærarmering vertikale bøyer (EC2 §6.2.3 Lign.6.8)
 $V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$, $V_{rds} = 313.34\text{kN}$, $z = 0.9d$, $f_{ywd} = 0.8f_{yk} = 400.00\text{N/mm}^2$, $\cot\theta = 2.50$
 $A_{sw}/s = V_{rds}/(z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta) = (1.0E+006) \times 313.34 / (0.9 \times 230 \times 400 \times 2.50) = 1514\text{mm}^2/\text{m}$ ($A_{sw}/s = 1514\text{mm}^2/\text{m}$)
 Påkrevd skjærarmering: ($A_{sw}/s = 1514\text{mm}^2/\text{m}$)

Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)
 Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$ (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_{w,min} = (0.10 \times (f_{ck})^{0.5}) / f_{yk}$, $f_{ck} = 35\text{N/mm}^2$, $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$, $\rho_{w,min} = 0.0012$
 $\min A_{sw}/s = 1000 \times 0.0012 \times 1000 \times \sin(90^\circ) = 1200\text{mm}^2/\text{m}$

Maksimum avstand mellom bøyer $s_{lmax} = 0.60d$ ($\leq 600\text{mm}$) = 105mm (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøyerben $s_{tmax} = 1.00d$ ($\leq 600\text{mm}$) = 180mm (§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø10s105 ($A_{sw}/s = 4486\text{mm}^2/\text{m}$)

Felt Skjærarmering: 3Ø10s105 ($A_{sw}/s = 4486\text{mm}^2/\text{m}$)

7. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruksgrensetilstand (SLS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.00g+0.30g

x/L=0.00, x= 0.00m, Med=	0.00 kNm, Ved=	88.20 kN
x/L=0.10, x= 0.56m, Med=	44.45 kNm, Ved=	70.56 kN
x/L=0.20, x= 1.12m, Med=	79.03 kNm, Ved=	52.92 kN
x/L=0.30, x= 1.68m, Med=	103.72 kNm, Ved=	35.28 kN
x/L=0.40, x= 2.24m, Med=	118.54 kNm, Ved=	17.64 kN
x/L=0.50, x= 2.80m, Med=	123.48 kNm, Ved=	0.00 kN
x/L=0.60, x= 3.36m, Med=	118.54 kNm, Ved=	-17.64 kN
x/L=0.70, x= 3.92m, Med=	103.72 kNm, Ved=	-35.28 kN
x/L=0.80, x= 4.48m, Med=	79.03 kNm, Ved=	-52.92 kN
x/L=0.90, x= 5.04m, Med=	44.45 kNm, Ved=	-70.56 kN
x/L=1.00, x= 5.60m, Med=	0.00 kNm, Ved=	-88.20 kN

Maksimum feltmoment Med=123.48 kNm (x=2.800m)

8. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

L=5.600m, b=1.000m, h=0.300m, d=0.230m

Leff=5.600m, Med(SLS)=123.48 kNm

Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0)=1.46$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.05\%$

$\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0\text{GPa}$, $E_{ceff}=34.0/(1+1.46)=13.82\text{GPa}=13820\text{MPa}$

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$

Modulforhold $E_s/E_c=200/34.0=5.88$, effektivt $E_s/E_c, eff=200/13.82=14.47$

Strekkarmering: 21Ø20 (6594mm²), Trykkarmering: 7Ø20 (2198mm²)

Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=6594/(1000 \times 230)=0.029$, $\rho'=As_2/(b \cdot d)=2198/(1000 \times 230)=0.010$

8.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/14.47) \times (0.001 \times 3.468)=47929 \text{ kNm}^2$

$A_i=Ac+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_{1s}-As_2 \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_{1s}^2+As_2 \cdot y_{2s}^2) \cdot (n-1)$

$S=As_1 \cdot y_{2s}=(0.001)^2 \times 6594 \times 0.074=(0.001) \times 0.486 \text{ m}^3$, $y_2=144\text{mm}$, $y_{2s}=y_2-d_2=144-70=74\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment $1/rM=123.48/47929=(0.001) \times 2.576 \text{ (1/m)}$

Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.05) \times 14.47 \times (0.486/3.468)=(0.001) \times 0.101 \text{ (1/m)}$

Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 2.576+(0.001) \times 0.101=(0.001) \times 2.678 \text{ (1/m)}$

Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (3.468/0.144)=77.26 \text{ kNm}$

8.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho=0.029$, $\rho'=0.010$, $\rho'/\rho=0.345$, $n=\alpha_e=14.47$, $n \cdot \rho=0.420$, $\xi=0.403$, $\alpha=0.525$, $x=\alpha \cdot d=0.121\text{m}$

Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot As \cdot d^2=0.403 \times 200 \times 6594 \times 0.230^2=28105 \text{ kNm}^2$

$y_2=(1-\alpha)d=109\text{mm}$, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 109 \times 123.48/28105=0.48$

$S=As \cdot y_2=(0.001)^2 \times 6594 \times 0.109=(0.001) \times 0.720 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment $1/rM=123.48/28105=(0.001) \times 4.394 \text{ (1/m)}$

Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.05) \times 14.47 \times (0.720/2.034)=(0.001) \times 0.150 \text{ (1/m)}$

Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 4.394+(0.001) \times 0.150=(0.001) \times 4.544 \text{ (1/m)}$

Med=123.48 kNm, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.53/0.48$, $x=121\text{mm}$, $\sigma_s=96 \text{ N/mm}^2$

8.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{ck}(\rho/(\rho-\rho'))}+(1/12)\sqrt{f_{ck}}\sqrt{(\rho'/\rho)}]=14.40$

(EC2 Lign.7.16b)

$f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.029$, $\rho'=0.010$, $\rho > \rho_0$, $K=1.0$

$l/d=(310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s=96 \text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/96) \times 14.40=46.52$

(EC2 Lign.7.17)

$l_{eff}/d=5.600/0.230=24.35 \leq 46.52$, **Felt/høyde er akseptabel**

8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta=1-0.50 \cdot (M_{cr}/Med)^2=1-0.50 \times (77.26/123.48)^2=0.80$

(Lign.7.19)

Endelig krumning $(1/r)=0.80 \times (0.001 \times 4.544)+(1-0.80) \times (0.001 \times 2.678)=(0.001) \times 4.179 \text{ (1/m)}$

(Lign.7.18)

$\beta=(M_a+M_b)/M_c=(0.00+0.00)/123.48=0.00$, $k=0.104(1-0.00/10)=0.1040$

$f=k \cdot Leff^2 \cdot (1/r)=0.1040 \times 5.600^2 \times 4.179=13.63 \text{ mm}$

$f=13.63\text{mm} \leq 1000 \times 5.600/250=22.40\text{mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

8.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

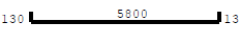
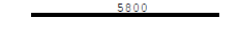
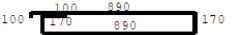
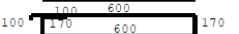
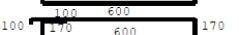
Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000m$, $b_{eff}=1.000m$, $h=0.300m$, $d=0.230m$, $x=0.121m$, $\varnothing=20mm$
 $N_{ed}=0.00kN$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0N/mm^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435N/mm^2$
 $A_{ct}=(h-x) \cdot b=(300-121) \times 1000=179247 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_1)=0mm$, $f_{ctm}=3.20N/mm^2$, $A_{ct}=179247mm^2$, $k=1.00$, $k_c=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min}=0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 179247 / 435=527mm^2$

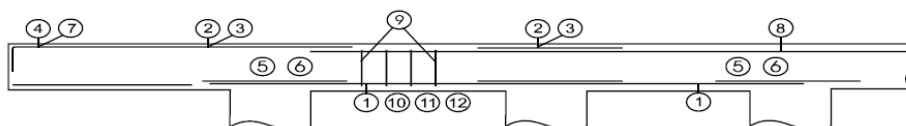
8.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k=sr,max \cdot (e_{sm}-e_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $e_{sm}-e_{cm}=[\sigma_s-kt \cdot (f_{ct,eff}/p_{eff})(1+\alpha_e \cdot p_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s=96N/mm^2$, Kortvarig belastning: $E_s/E_c=5.88$, $kt=0.6$, Langvarig belastning: $E_s/E_c=14.47$, $kt=0.4$
 $A_{ceff}=0.333(h-x)b=0.333 \times (300-121) \times 1000=59689 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $p_{eff}=A_s/A_c, e_{eff}=6594/59689=0.110$
 $e_{sm}-e_{cm}=[96-0.4 \times (3.2/0.110)(1+14.47 \times 0.110)] / 200=0.33\% \geq 0.6 \times 96 / 200=0.29\%$
 $sr,max=k_3 \cdot (C_{nom}+\varnothing s)+k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / p_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing=20mm$, $k_1=0.8$, $k_2=(e_1+e_2)/2e_1=0.5$, $k_3=3.4$, $k_4=0.425$
 $sr,max=3.4 \times 60.00+0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 20 / 0.110=234.78 \text{ mm}$
 $w_k=sr,max \cdot (e_{sm}-e_{cm})=234.78 \times 0.001 \times 0.33=0.08 \text{ mm}$
 $w_k=0.08mm < 0.38mm=w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XS2, **Rissvidde er akseptabel**

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩	130  130	21	20	2.470	6.060	314.33
2	(Felt-1)	⑧	 5800	7	20	2.470	5.800	100.28
3	(Felt-1)	⑨	100  170 880 170	53	10	0.617	2.320	75.87
4	(Felt-1)	⑨	100  170 600 170	53	10	0.617	1.740	56.90
5	(Felt-1)	⑨	100  170 600 170	53	10	0.617	1.740	56.90
Total vekt [kg]							604.28	



Vedlegg 6.

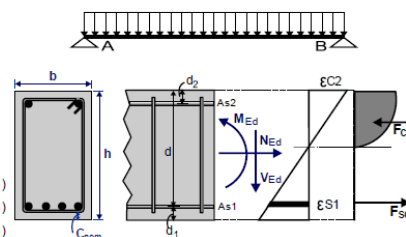
EUROCODEexpress betongvegg A i sjakt.

1. EC2-B-004

Bjelke over ett felt med kombinert last
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B35-B500C
 Beskrivelse av miljøet : XS2
 Betongoverdekning : $C_{nom}=50$ mm
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1.00 \times 35/1.50=23.33$ MPa
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=1.00 \times 2.2/1.50=1.47$ MPa
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0$ GPa

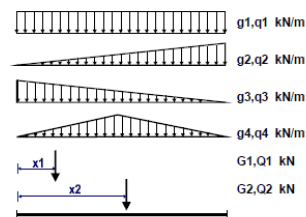


2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn $L=5.800$ m
 $L=5.800$ m, $b_w=1.000$ m, $h=0.300$ m
 Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$, $\xi \cdot \gamma_G=0.89 \times 1.35=1.35$
 Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70$, $\psi_1=0.60$, $\psi_2=0.30$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing=50+10+0.5 \times 20=70$ mm

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0=7.50$ kN/m
 jevnt fordelt last $g_1=0.00$ kN/m $q_1=80.00$ kN/m
 triangulær last $g_2=0.00$ kN/m $q_2=0.00$ kN/m
 triangulær last $g_3=0.00$ kN/m $q_3=0.00$ kN/m
 triangulær last $g_4=0.00$ kN/m $q_4=0.00$ kN/m
 konsentrert last $G_1=0.00$ kN $Q_1=0.00$ kN $x_1=0.000$ m
 konsentrert last $G_2=0.00$ kN $Q_2=0.00$ kN $x_2=0.000$ m



Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment I_{yy} , tyngdepunkt h_c)
 Felt -1 $L=5.800$ m, $A=0.30000$ m² ($3.00E+005$ mm²), $I_{yy}=0.00225$ m⁴ ($2.25E+009$ mm⁴), $z_c=0.000$ m (0mm)

3. Bruddgrensetilstand (ULS)

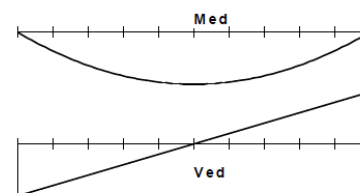
(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \times 0.70q = 1.35g + 1.05q$
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \times 1.35g + 1.50q = 1.35g + 1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner $1.35g+1.50q$

$x/L=0.00$, $x=0.00$ m, $Med=0.00$ kNm, $Ved=377.36$ kN
$x/L=0.10$, $x=0.58$ m, $Med=196.98$ kNm, $Ved=301.89$ kN
$x/L=0.20$, $x=1.16$ m, $Med=350.19$ kNm, $Ved=226.42$ kN
$x/L=0.30$, $x=1.74$ m, $Med=459.63$ kNm, $Ved=150.95$ kN
$x/L=0.40$, $x=2.32$ m, $Med=525.29$ kNm, $Ved=75.47$ kN
$x/L=0.50$, $x=2.90$ m, $Med=547.18$ kNm, $Ved=0.00$ kN
$x/L=0.60$, $x=3.48$ m, $Med=525.29$ kNm, $Ved=-75.47$ kN
$x/L=0.70$, $x=4.06$ m, $Med=459.63$ kNm, $Ved=-150.95$ kN
$x/L=0.80$, $x=4.64$ m, $Med=350.19$ kNm, $Ved=-226.42$ kN
$x/L=0.90$, $x=5.22$ m, $Med=196.98$ kNm, $Ved=-301.89$ kN
$x/L=1.00$, $x=5.80$ m, $Med=0.00$ kNm, $Ved=-377.36$ kN



Project Eurocodes

side 2

VedA= 377.36 kN, VedB= 377.36 kN, maxMed= 547.18 kNm, maxVed= 377.36 kN
 Maksimum feltmoment Med=547.18 kNm (x=2.900m)
 Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager
 Felt -A, b/2+d=0.380m, VedA= 324.53kN, VedB= 324.53kN
 Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 354.72kN, VedB= 354.72kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_l = c_{nom} + \varnothing_s + 0.5\varnothing = 50 + 10 + 0.5 \times 20 = 70\text{mm}$, $d_2 = 70\text{mm}$, $d = 300 - 70 = 230\text{mm}$
 Armering for bøyning (både strekk- og trykkarmering påkrevd)
 $M_{ed} = 547.18\text{kNm}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 230\text{mm}$, $K_d = 0.311$, $k_{s1} = 2986$, $k_{s2} = 1098$, $A_{s1} = 7105$, $A_{s2} = 2611\text{mm}^2$
 Minimum strekk lengdearmering, $A_s > 0.26b_d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s,min} = 383\text{mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_s < 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 12000\text{mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)
 Bøyningsarmering: 23Ø20 (7222mm²) (underkant), 9Ø20 (2826mm²) (overkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} > (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35\text{MPa}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 230\text{mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.93$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 7222 / (1000 \times 230) = 0.0314$, $\rho_l > 0.02$, $\rho_l = 0.02$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32\text{N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd,c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.32) \times 1000 \times 230 = 73.60\text{kN}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.93 \times (2.00 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 230 = 219.53\text{kN}$
 $V_{ed} = 324.53\text{kN} > V_{rdc} = 219.53\text{kN}$, Ved > V_{rdc} skjærarmering er nødvendig

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.28$, $\theta = 21.8^\circ$, $\cot\theta = 2.50$, $\tan\theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$, $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 \leq 60\text{Mpa}$, $v_l = 0.6[1 - f_{ck}/250] = 0.6[1 - 35/250] = 0.516$, $f_{cd} = 23.33\text{Mpa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 230 \times 0.516 \times 23.33 / 2.90 = 859.3\text{kN}$
 $V_{ed} = 324.53\text{kN} < 859.3\text{kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredsstillt

Skjærarmering vertikale bøyer (EC2 §6.2.3 Lign.6.8)
 $V_{rds} = (A_{sw}/s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$, $V_{rds} = 324.53\text{kN}$, $z = 0.9d$, $f_{ywd} = 0.8f_{yk} = 400.00\text{N/mm}^2$, $\cot\theta = 2.50$
 $A_{sw}/s = V_{rds} / (z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta) = (1.0 \times 10^6) \times 324.53 / (0.9 \times 230 \times 400 \times 2.50) = 1568\text{mm}^2/\text{m}$ ($A_{sw}/s = 1568\text{mm}^2/\text{m}$)
 Påkrevd skjærarmering: ($A_{sw}/s = 1568\text{mm}^2/\text{m}$)

Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)
 Minimum skjærarmeringsforhold ρ_w, min (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_w, \text{min} = (0.10 \times f_{ck})^{0.5} / f_{yk}$, $f_{ck} = 35\text{N/mm}^2$, $f_{yk} = 500\text{N/mm}^2$, $\rho_w, \text{min} = 0.0012$
 $\text{min } A_{sw}/s = 1000 \times 0.0012 \times 1000 \times \sin(90^\circ) = 1200\text{mm}^2/\text{m}$

Maksimum avstand mellom bøyer $s_{lmax} = 0.60d$ ($\leq 600\text{mm}$) = 105mm (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøyerben $s_{tmax} = 1.00d$ ($\leq 600\text{mm}$) = 180mm (§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø10s105 ($A_{sw}/s = 4486\text{mm}^2/\text{m}$)

Felt Skjærarmering: 3Ø10s105 ($A_{sw}/s = 4486\text{mm}^2/\text{m}$)

7. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruksgrensetilstand (SLS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.00g+0.30q

x/L=0.00, x= 0.00m, Med= 0.00 kNm, Ved= 91.35 kN
x/L=0.10, x= 0.58m, Med= 47.68 kNm, Ved= 73.08 kN
x/L=0.20, x= 1.16m, Med= 84.77 kNm, Ved= 54.81 kN
x/L=0.30, x= 1.74m, Med= 111.26 kNm, Ved= 36.54 kN
x/L=0.40, x= 2.32m, Med= 127.16 kNm, Ved= 18.27 kN
x/L=0.50, x= 2.90m, Med= 132.46 kNm, Ved= 0.00 kN
x/L=0.60, x= 3.48m, Med= 127.16 kNm, Ved= -18.27 kN
x/L=0.70, x= 4.06m, Med= 111.26 kNm, Ved= -36.54 kN
x/L=0.80, x= 4.64m, Med= 84.77 kNm, Ved= -54.81 kN
x/L=0.90, x= 5.22m, Med= 47.68 kNm, Ved= -73.08 kN
x/L=1.00, x= 5.80m, Med= 0.00 kNm, Ved= -91.35 kN

Maksimum feltmoment Med=132.46 kNm (x=2.900m)

8. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

L=5.800m, b=1.000m, h=0.300m, d=0.230m

Leff=5.800m, Med(SLS)=132.46 kNm

Endelig kryptall $\phi(\alpha, t_0)=1.46$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.05\%$

$\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0\text{GPa}$, $E_{eff}=34.0/(1+1.46)=13.82\text{GPa}=13820\text{MPa}$

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$

Modulforhold $E_s/E_c=200/34.0=5.88$, effektivt $E_s/E_c, eff=200/13.82=14.47$

Strekkarmering: 23Ø20 (7222mm²), Trykkarmering: 9Ø20 (2826mm²)

Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=7222/(1000 \times 230)=0.031$, $\rho'=As_2/(b \cdot d)=2826/(1000 \times 230)=0.012$

8.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/14.47) \times (0.001 \times 3.719)=51406 \text{ kNm}^2$

$A_i=A_c+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_1s-As_2 \cdot y_2s)/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_1s^2+As_2 \cdot y_2s^2)(n-1)$

$S=As_1 \cdot y_2s=(0.001)^2 \times 7222 \times 0.075=(0.001) \times 0.543 \text{ m}^3$, $y_2=145\text{mm}$, $y_2s=y_2-d_2=145-70=75\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment $1/rM=132.46/51406=(0.001) \times 2.577 \text{ (1/m)}$

Krumning på grunn av svinn $1/rcs=(0.001 \times 0.05) \times 14.47 \times (0.543/3.719)=(0.001) \times 0.106 \text{ (1/m)}$

Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 2.577+(0.001) \times 0.106=(0.001) \times 2.682 \text{ (1/m)}$

Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (3.719/0.145)=81.94 \text{ kNm}$

8.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho=0.031$, $\rho'=0.012$, $\rho'/\rho=0.387$, $n=\alpha e=14.47$, $n \cdot \rho=0.449$, $\xi=0.403$, $\alpha=0.526$, $x=\alpha \cdot d=0.121\text{m}$

Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot As \cdot d^3=0.403 \times 200 \times 7222 \times 0.230^3=30798 \text{ kNm}^2$

$y_2=(1-\alpha)d=109\text{mm}$, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 109 \times 132.46/30798=0.47$

$S=As_1 \cdot y_2=(0.001)^2 \times 7222 \times 0.109=(0.001) \times 0.787 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment $1/rM=132.46/30798=(0.001) \times 4.301 \text{ (1/m)}$

Krumning på grunn av svinn $1/rcs=(0.001 \times 0.05) \times 14.47 \times (0.787/2.229)=(0.001) \times 0.153 \text{ (1/m)}$

Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 4.301+(0.001) \times 0.153=(0.001) \times 4.454 \text{ (1/m)}$

Med=132.46 kNm, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.52/0.47$, $x=121\text{mm}$, $\sigma_s=94 \text{ N/mm}^2$

8.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$1/d=K[11+1.5\sqrt{f_{ck}}(\rho/(\rho-\rho'))+(1/12)\sqrt{f_{ck}}\sqrt{(\rho'/\rho)}]=14.47$

(EC2 Lign.7.16b)

$f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.031$, $\rho'=0.012$, $\rho > \rho_0$, $K=1.0$

$1/d=(310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s=94 \text{ N/mm}^2$, $1/d=(310/94) \times 14.47=47.85$ (EC2 Lign.7.17)

$l_{eff}/d=5.800/0.230=25.22 \leq 47.85$, Felt/høyde er akseptabel

8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$\zeta=1-0.50 \cdot (M_{cr}/Med)^2=1-0.50 \times (81.94/132.46)^2=0.81$

(Lign.7.19)

Endelig krumning $(1/r)=0.81 \times (0.001 \times 4.454)+(1-0.81) \times (0.001 \times 2.682)=(0.001) \times 4.115 \text{ (1/m)}$ (Lign.7.18)

$\beta=(M_a+M_b)/M_c=(0.00+0.00)/132.46=0.00$, $k=0.104(1-0.00/10)=0.1040$

$f=k \cdot Leff^2 \cdot (1/r)=0.1040 \times 5.800^2 \times 4.115=14.40 \text{ mm}$

$f=14.40\text{mm} \leq 1000 \times 5.800/250=23.20\text{mm}$, Nedbøyningene er akseptable

Project Eurocodes

side 4

8.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

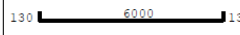
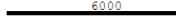
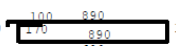
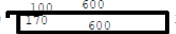
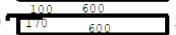
Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot Act / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000m, b_{eff}=1.000m, h=0.300m, d=0.230m, x=0.121m, \varnothing=20mm$
 $Ned=0.00kN, \sigma_c=(Ned/bh)=0.0N/mm^2, \sigma_s=f_{yd}=435N/mm^2$
 $Act=(h-x) \cdot b=(300-121) \times 1000=178957 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_l)=0mm, f_{ctm}=3.20N/mm^2, Act=178957mm^2, k=1.00, k_c=0.40, k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min}=0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 178957 / 435=527mm^2$

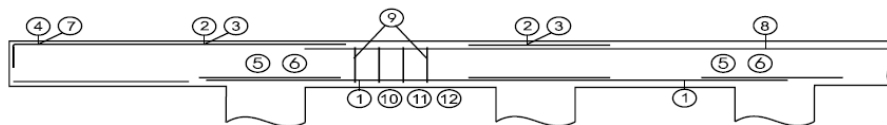
8.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k=sr, \max \cdot (esm-\epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $esm-\epsilon_{cm}=[\sigma_s-kt \cdot (f_{ct,eff}/\rho_{eff}) (1+\alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s=94N/mm^2, \text{Kortvarig belastning: } E_s/E_c=5.88, kt=0.6, \text{Langvarig belastning: } E_s/E_c=14.47, kt=0.4$
 $A_{ceff}=0.333(h-x)b=0.333 \times (300-121) \times 1000=59593 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff}=A_s/A_c, eff=7222/59593=0.121$
 $esm-\epsilon_{cm}=[94-0.4 \times (3.2/0.121) (1+14.47 \times 0.121)] / 200=0.32\% \geq 0.6 \times 94 / 200=0.28\%$
 $sr, \max=k_3 \cdot (C_{nom} + \varnothing s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing=20mm, k_1=0.8, k_2=(e_1+e_2)/2 \leq 1=0.5, k_3=3.4, k_4=0.425$
 $sr, \max=3.4 \times 60.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 20 / 0.121=232.06 \text{ mm}$
 $w_k=sr, \max \cdot (esm-\epsilon_{cm})=232.06 \times 0.001 \times 0.32=0.07 \text{ mm}$
 $w_k=0.07mm < 0.38mm=w_{max}, \text{Beskrivelse av miljøet: XS2, Rissvidde er akseptabel}$

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩	130  130	23	20	2.470	6.260	355.63
2	(Felt-1)	⑧	 6000	9	20	2.470	6.000	133.38
3	(Felt-1)	⑨	100  170 880 170	55	10	0.617	2.320	78.73
4	(Felt-1)	⑨	100  170 600 170	55	10	0.617	1.740	59.05
5	(Felt-1)	⑨	100  170 600 170	55	10	0.617	1.740	59.05
Total vekt [kg]								685.84



Vedlegg 7.

EUROCODEexpress dimensjonering av tunnel betongelement
1 og 5.

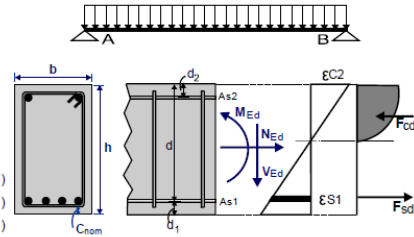
1. EC2-B-002

Bjelke over ett felt med kombinert last

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualität: B35-B500C
 Beskrivelse av miljøet : XS2
 Betongoverdekning : Cnom=50 mm
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$
 $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 1.00 \cdot 35 / 1.50 = 23.33$ MPa
 $f_{td} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c = 1.00 \cdot 2.2 / 1.50 = 1.47$ MPa
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm} = 34.0$ GPa



2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn L=1.700 m

L=1.700m, bw=1.000m, h=0.300m

Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35, \gamma_Q=1.50, \xi \cdot \gamma_G=0.89 \cdot 1.35=1.35$

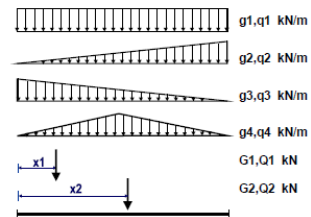
(EC0 Tillegg A1)

Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70, \psi_1=0.60, \psi_2=0.30$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing_\varnothing=50+8+0.5 \cdot 14=65$ mm

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0 = 7.50$ kN/m
 jevnt fordelt last $g_1 = 0.00$ kN/m $q_1 = 80.00$ kN/m
 triangulær last $g_2 = 0.00$ kN/m $q_2 = 0.00$ kN/m
 triangulær last $g_3 = 0.00$ kN/m $q_3 = 0.00$ kN/m
 triangulær last $g_4 = 0.00$ kN/m $q_4 = 0.00$ kN/m
 konsentrert last $G_1 = 0.00$ kN $Q_1 = 0.00$ kN $x_1 = 0.00$ m
 konsentrert last $G_2 = 0.00$ kN $Q_2 = 0.00$ kN $x_2 = 0.00$ m



Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment Iyy, tyngdepunkt hc)

Felt -1 L= 1.700m, A=0.30000m² (3.00E+005mm²), Iyy=0.00225m⁴ (2.25E+009mm⁴), zc=0.000m (0mm)

3. Bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

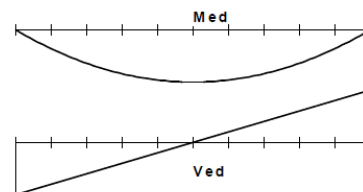
Last (STR) $q_{ed1} = \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q = 1.35g + 1.50 \cdot 0.70q = 1.35g + 1.05q$

$q_{ed2} = \xi \cdot \gamma_G \cdot g + \gamma_Q \cdot q = 0.89 \cdot 1.35g + 1.50q = 1.35g + 1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.35g+1.50q

x/L=0.00, x= 0.00m, Med= 0.00 kNm, Ved= 110.61 kN
x/L=0.10, x= 0.17m, Med= 16.92 kNm, Ved= 88.49 kN
x/L=0.20, x= 0.34m, Med= 30.08 kNm, Ved= 66.36 kN
x/L=0.30, x= 0.51m, Med= 39.49 kNm, Ved= 44.24 kN
x/L=0.40, x= 0.68m, Med= 45.13 kNm, Ved= 22.12 kN
x/L=0.50, x= 0.85m, Med= 47.01 kNm, Ved= 0.00 kN
x/L=0.60, x= 1.02m, Med= 45.13 kNm, Ved= -22.12 kN
x/L=0.70, x= 1.19m, Med= 39.49 kNm, Ved= -44.24 kN
x/L=0.80, x= 1.36m, Med= 30.08 kNm, Ved= -66.36 kN
x/L=0.90, x= 1.53m, Med= 16.92 kNm, Ved= -88.48 kN
x/L=1.00, x= 1.70m, Med= 0.00 kNm, Ved= -110.61 kN



Project Eurocodes

side 2

VedA= 110.61 kN, VedB= 110.61 kN, maxMed= 47.01 kNm, maxVed= 110.61 kN
 Maksimum feltmoment Med=47.01 kNm (x=0.850m)
 Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager
 Felt -A, b/2+d=0.385m, VedA= 59.73kN, VedB= 59.73kN
 Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 90.70kN, VedB= 90.70kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing_s + 0.5\varnothing = 50 + 8 + 0.5 \times 14 = 65 \text{ mm}$, $d_2 = 65 \text{ mm}$, $d = 300 - 65 = 235 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 $Med = 47.01 \text{ kNm}$ $bw = 1000 \text{ mm}$ $d = 235 \text{ mm}$ $K_d = 1.084$ $x/d = 0.07$ $\epsilon_{c2} / \epsilon_{s1} = -1.5 / 20.0$ $k_s = 2356$, **As1 = 471 mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $As >= 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($As, \text{min} = 391 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $As <= 0.04Ac$, ($As, \text{max} = 12000 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)
Bøyningsarmering: 5Ø12 (565 mm²) (underkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot bw \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} >= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot bw \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $bw = 1000 \text{ mm}$, $d = 235 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} <= 2$, $k = 1.92$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1} / (bw \cdot d) = 565 / (1000 \times 235) = 0.0024$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd, c(\text{min})} = 0.001 \times (0.32) \times 1000 \times 235 = 75.20 \text{ kN}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.92 \times (0.24 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 235 = 110.06 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 59.73 \text{ kN} <= V_{rdc} = 110.06 \text{ kN}$, **Ved < Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot bw \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.07$, $\theta = 21.8^\circ$ $\cot\theta = 2.50$ $\tan\theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 <= 60 \text{ MPa}$ $v_l = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 35 / 250] = 0.516$, $f_{cd} = 23.33 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 235 \times 0.516 \times 23.33 / 2.90 = 878.0 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 90.7 \text{ kN} < 878.0 \text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredsstillt

Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)
 Minimum skjærarmeringsforhold ρ_w, min (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_w, \text{min} = (0.10 \times (f_{ck})^{0.5}) / f_{yk}$, $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\rho_w, \text{min} = 0.0012$
 $\text{min } A_{sw} / s = 1000 \times 0.0012 \times 1000 \times \sin(90^\circ) = 1200 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Maksimum avstand mellom bøylor $s_{\text{max}} = 0.60d (<= 600 \text{ mm}) = 110 \text{ mm}$ (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøylorben $st_{\text{max}} = 1.00d (<= 600 \text{ mm}) = 185 \text{ mm}$ (§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø 8s110 ($A_{sw} / s = 2744 \text{ mm}^2 / \text{m}$)

Felt Skjærarmering: 3Ø 8s110 ($A_{sw} / s = 2744 \text{ mm}^2 / \text{m}$)

7. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Brukgrensetilstand (SLS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.00g+0.30q

x/L=0.00, x= 0.00m, Med= 0.00 kNm, Ved= 26.78 kN
x/L=0.10, x= 0.17m, Med= 4.10 kNm, Ved= 21.42 kN
x/L=0.20, x= 0.34m, Med= 7.28 kNm, Ved= 16.07 kN
x/L=0.30, x= 0.51m, Med= 9.56 kNm, Ved= 10.71 kN
x/L=0.40, x= 0.68m, Med= 10.92 kNm, Ved= 5.35 kN
x/L=0.50, x= 0.85m, Med= 11.38 kNm, Ved= 0.00 kN
x/L=0.60, x= 1.02m, Med= 10.92 kNm, Ved= -5.35 kN
x/L=0.70, x= 1.19m, Med= 9.56 kNm, Ved= -10.71 kN
x/L=0.80, x= 1.36m, Med= 7.28 kNm, Ved= -16.07 kN
x/L=0.90, x= 1.53m, Med= 4.10 kNm, Ved= -21.42 kN
x/L=1.00, x= 1.70m, Med= 0.00 kNm, Ved= -26.78 kN

Maksimum feltmoment Med=11.38 kNm (x=0.850m)

8. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=1.700\text{m}$, $b=1.000\text{m}$, $h=0.300\text{m}$, $d=0.235\text{m}$
 $l_{eff}=1.700\text{m}$, $M_{ed}(SLS)=11.38\text{ kNm}$
 Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0)=2.50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.05\%$
 $\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0\text{GPa}$, $E_{ceff}=34.0/(1+2.50)=9.71\text{GPa}=9710\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_s/E_c=200/34.0=5.88$, effektivt $E_s/E_c, eff=200/9.71=20.60$
 Strekkarmering: $5\emptyset12$ (565mm^2), Trykkarmering: $4\emptyset10$ (314mm^2)
 Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=565/(1000 \times 235)=0.002$, $\rho'=As_2/(b \cdot d)=314/(1000 \times 235)=0.001$

8.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/20.60) \times (0.001 \times 2.468) = 23966\text{ kNm}^2$
 $A_i=Ac+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_{1s}-As_2 \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_{1s}^2+As_2 \cdot y_{2s}^2)(n-1)$
 $S=As_1 \cdot y_{2s}=(0.001) \times 565 \times 0.085=(0.001) \times 0.048\text{ m}^3$, $y_2=150\text{mm}$, $y_{2s}=y_2-d_2=150-65=85\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=11.38/23966=(0.001) \times 0.475$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.05) \times 20.60 \times (0.048/2.468)=(0.001) \times 0.020$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 0.475+(0.001) \times 0.020=(0.001) \times 0.495$ (1/m)
 Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (2.468/0.150)=52.68\text{ kNm}$

8.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho=0.002$, $\rho'=0.001$, $\rho'/\rho=0.500$, $n=\alpha_e=20.60$, $n \cdot \rho=0.041$, $\xi=0.699$, $\alpha=0.239$, $x=\alpha \cdot d=0.056\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot As \cdot d^2=0.699 \times 200 \times 565 \times 0.235^2=4364\text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=179\text{mm}$, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 179 \times 11.38/4364=0.47$
 $S=As_1 \cdot y_2=(0.001) \times 565 \times 0.179=(0.001) \times 0.101\text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=11.38/4364=(0.001) \times 2.608$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.05) \times 20.60 \times (0.101/0.449)=(0.001) \times 0.042$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 2.608+(0.001) \times 0.042=(0.001) \times 2.650$ (1/m)
 $M_{ed}=11.38\text{ kNm}$, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.15/0.47$, $x=56\text{mm}$, $\sigma_s=93\text{ N/mm}^2$

8.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)}+3.2\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho-1)^{3/2}}]=89.12$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho'=\rho_0$, $\rho \leq \rho_0$, $K=1.0$
 $l/d=(310/\sigma_s) \times (l/d)$, $\sigma_s=93\text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/93) \times 89.12=296.10$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d=1.700/0.235=7.23 \leq 296.10$, Felt/høyde er akseptabel

8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$M_{ed}=11.38 < 0.70 \times M_{cr}=0.70 \times 52.68=36.88\text{ kNm}$, $\zeta=0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0.00 \times (0.001 \times 2.650) + (1-0.00) \times (0.001 \times 0.495)=(0.001) \times 0.495$ (1/m) (Lign.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(0.00+0.00)/11.38=0.00$, $k=0.104(1-0.00/10)=0.1040$
 $f=k \cdot l_{eff}^2 \cdot (1/r)=0.1040 \times 1.700^2 \times 0.495=0.15\text{ mm}$
 $f=0.15\text{mm} \leq 1000 \times 1.700/250=6.80\text{mm}$, Nedbøyningene er akseptable

8.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

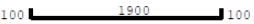
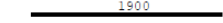
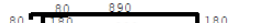
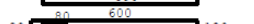
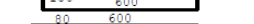
Minimum tverrsnittareal armering $As, min=k_c \cdot k \cdot f_{ct, eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{eff}=1.000\text{m}$, $h=0.300\text{m}$, $d=0.235\text{m}$, $x=0.056\text{m}$, $\emptyset=12\text{mm}$
 $N_{ed}=0.00\text{kN}$, $\sigma_c=(N_{ed}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435\text{N/mm}^2$
 $A_{ct}=(h-x) \cdot b=(300-56) \times 1000=243890\text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1)=0\text{mm}$, $f_{ctm}=3.20\text{N/mm}^2$, $A_{ct}=243890\text{mm}^2$, $k=1.00$, $k_c=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $As, min=0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 243890/435=718\text{mm}^2$

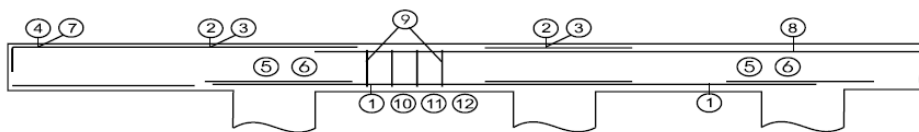
8.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$wk = sr, \max \cdot (esm - ecm)$ (EC2 Lign.7.8)
 $esm - ecm = [\sigma - kt \cdot (fct, \text{eff} / peff) (1 + \alpha_e \cdot peff)] / Es \geq 0.6 \sigma / Es$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma = 93 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $Es/Ec = 5.88$, $kt = 0.6$, Langvarig belastning: $Es/Ec = 20.60$, $kt = 0.4$
 $A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333x(300-56)x1000 = 81215 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $peff = A_s/A_c, \text{eff} = 565/81215 = 0.007$
 $esm - ecm = [93 - 0.4x(3.2/0.007) (1 + 20.60x0.007)] / 200 = -0.59\% \geq 0.6x93/200 = 0.28\%$
 $sr, \max = k_3 \cdot (C_{nom} + \phi_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / peff$ (EC2 Lign.7.11)
 $\phi = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $sr, \max = 3.4x58.00 + 0.8x0.5x0.425x12/0.007 = 490.44 \text{ mm}$
 $wk = sr, \max \cdot (esm - ecm) = 490.44x0.001x0.28 = 0.14 \text{ mm}$
 $wk = 0.14 \text{ mm} < 0.38 \text{ mm} = w_{\max}$, Beskrivelse av miljøet: XS2, Rissvidde er akseptabel

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩	100  100	5	12	0.888	2.100	9.32
2	(Felt-1)	⑧	 1900	4	10	0.617	1.900	4.69
3	(Felt-1)	⑨	80  880 80	15	8	0.395	2.300	13.63
4	(Felt-1)	⑨	80  600 80	15	8	0.395	1.720	10.19
5	(Felt-1)	⑨	80  600 80	15	8	0.395	1.720	10.19
Total vekt [kg]								48.02



Vedlegg 8.

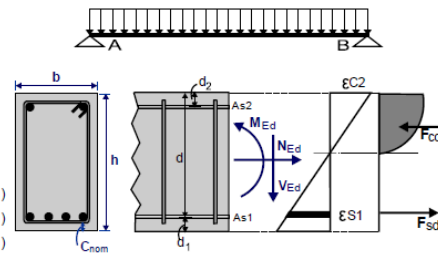
EUROCODEexpress dimensjonering av tunnel betongelement
2 og 4.

1. EC2-B-003

Bjelke over ett felt med kombinert last
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålkvalitet: B35-B500C (EC2 §3)
 Beskrivelse av miljøet: XS2 (EC2 §4.4.1)
 Betongoverdekning : C_{nom}=50 mm (EC2 §4.4.1)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1.00 \cdot 35/1.50=23.33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=1.00 \cdot 2.2/1.50=1.47$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Betongens elastisitetmodul E_{cm}=34.0GPa

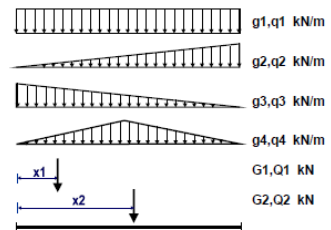


2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn L=1.273 m
 L=1.273m, b_w=1.000m, h=0.300m
 Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35, \gamma_Q=1.50, \xi \cdot \gamma_G=0.89 \cdot 1.35=1.35$ (EC0 Tillegg A1)
 Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70, \psi_1=0.60, \psi_2=0.30$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing=50+8+0.5 \cdot 12=64$ mm

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0= 7.50$ kN/m
 jevnt fordelt last $g_1= 0.00$ kN/m $q_1= 68.00$ kN/m
 triangulær last $g_2= 0.00$ kN/m $q_2= 0.00$ kN/m
 triangulær last $g_3= 0.00$ kN/m $q_3= 0.00$ kN/m
 triangulær last $g_4= 0.00$ kN/m $q_4= 0.00$ kN/m
 konsentrert last $G_1= 0.00$ kN $Q_1= 0.00$ kN $x_1= 0.000$ m
 konsentrert last $G_2= 0.00$ kN $Q_2= 0.00$ kN $x_2= 0.000$ m



Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment I_{yy}, tyngdepunkt hc)
 Felt -1 L= 1.273m, A=0.30000m² (3.00E+005mm²), I_{yy}=0.00225m⁴ (2.25E+009mm⁴), z_c=0.000m (0mm)

3. Bruddgrensetilstand (ULS)

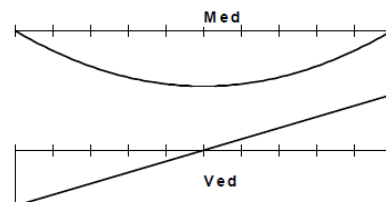
(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g+\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1.35g+1.50 \cdot 0.70q=1.35g+1.05q$
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g+\gamma_Q \cdot q=0.89 \cdot 1.35g+1.50q=1.35g+1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.35g+1.50q

x/L=0.00, x= 0.00m, Med= 0.00 kNm, Ved= 71.37 kN
x/L=0.10, x= 0.13m, Med= 8.18 kNm, Ved= 57.09 kN
x/L=0.20, x= 0.25m, Med= 14.54 kNm, Ved= 42.82 kN
x/L=0.30, x= 0.38m, Med= 19.08 kNm, Ved= 28.55 kN
x/L=0.40, x= 0.51m, Med= 21.80 kNm, Ved= 14.27 kN
x/L=0.50, x= 0.64m, Med= 22.71 kNm, Ved= 0.00 kN
x/L=0.60, x= 0.76m, Med= 21.80 kNm, Ved= -14.27 kN
x/L=0.70, x= 0.89m, Med= 19.08 kNm, Ved= -28.55 kN
x/L=0.80, x= 1.02m, Med= 14.54 kNm, Ved= -42.82 kN
x/L=0.90, x= 1.15m, Med= 8.18 kNm, Ved= -57.09 kN
x/L=1.00, x= 1.27m, Med= 0.00 kNm, Ved= -71.37 kN



VedA= 71.37 kN, VedB= 71.37 kN, maxMed= 22.71 kNm, maxVed= 71.37 kN
 Maksimum feltmoment Med=22.71 kNm (x=0.637m)
 Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager
 Felt -A, b/2+d=0.386m, VedA= 28.55kN, VedB= 28.55kN
 Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 54.24kN, VedB= 54.24kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \varnothing + 0.5\varnothing = 50 + 8 + 0.5 \times 12 = 64 \text{ mm}$, $d_2 = 64 \text{ mm}$, $d = 300 - 64 = 236 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 Med = 22.71 kNm $b_w = 1000 \text{ mm}$ $d = 236 \text{ mm}$ $K_d = 1.566$ $x/d = 0.04$ $\epsilon_c / \epsilon_{s1} = -0.9 / 20.0$ $k_s = 2335$, **As1 = 225 mm²**
 Minimum strekk lengdearmering, $A_s > 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s, \min} = 393 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, $A_s < 0.04 A_c$, ($A_{s, \max} = 12000 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.3)
 Bøyningsarmering: **4Ø12** (452 mm²) (underkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_l \cdot \rho_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} > (v_{\min} + k_l \cdot \rho_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 236 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.92$, $k_l = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 452 / (1000 \times 236) = 0.0019$
 $v_{\min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd, c(\min)} = 0.001 \times (0.32) \times 1000 \times 236 = 75.52 \text{ kN}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.92 \times (0.19 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 236 = 102.25 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 28.55 \text{ kN} \leq V_{rdc} = 102.25 \text{ kN}$, **Ved < Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.04$, $\theta = 21.8^\circ$ $\cot \theta = 2.50$ $\tan \theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 < 60 \text{ MPa}$ $v_l = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 35 / 250] = 0.516$, $f_{cd} = 23.33 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 236 \times 0.516 \times 23.33 / 2.90 = 881.7 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 54.2 \text{ kN} < 881.7 \text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredsstillt

Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)
 Minimum skjærarmeringsforhold ρ_w, \min (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_w, \min = (0.10 \times (f_{ck})^{0.5}) / f_{yk}$, $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\rho_w, \min = 0.0012$
 $\min A_{sw} / s = 1000 \times 0.0012 \times 1000 \times \sin(90^\circ) = 1200 \text{ mm}^2 / \text{m}$

Maksimum avstand mellom bøylers $s_{lmax} = 0.60d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 110 mm (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøylerberen $s_{tmax} = 1.00d$ ($\leq 600 \text{ mm}$) = 185 mm (§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø 8s110 ($A_{sw} / s = 2744 \text{ mm}^2 / \text{m}$)

Felt Skjærarmering: 3Ø 8s110 ($A_{sw} / s = 2744 \text{ mm}^2 / \text{m}$)

7. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruksgrensetilstand (SLS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.00g+0.30q

x/L=0.00, x= 0.00m, Med= 0.00 kNm, Ved= 17.76 kN
x/L=0.10, x= 0.13m, Med= 2.03 kNm, Ved= 14.21 kN
x/L=0.20, x= 0.25m, Med= 3.62 kNm, Ved= 10.66 kN
x/L=0.30, x= 0.38m, Med= 4.75 kNm, Ved= 7.10 kN
x/L=0.40, x= 0.51m, Med= 5.43 kNm, Ved= 3.55 kN
x/L=0.50, x= 0.64m, Med= 5.65 kNm, Ved= 0.00 kN
x/L=0.60, x= 0.76m, Med= 5.43 kNm, Ved= -3.55 kN
x/L=0.70, x= 0.89m, Med= 4.75 kNm, Ved= -7.10 kN
x/L=0.80, x= 1.02m, Med= 3.62 kNm, Ved= -10.66 kN
x/L=0.90, x= 1.15m, Med= 2.03 kNm, Ved= -14.21 kN
x/L=1.00, x= 1.27m, Med= 0.00 kNm, Ved= -17.76 kN

Maksimum feltmoment Med=5.65 kNm (x=0.637m)

Project Eurocodes

side 3

8. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

$L=1.273\text{m}$, $b=1.000\text{m}$, $h=0.300\text{m}$, $d=0.236\text{m}$
 $L_{\text{eff}}=1.273\text{m}$, $M_{\text{ed}}(\text{SLS})=5.65\text{ kNm}$
 Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0)=1.46$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{\text{cs}}=-0.05\%$
 $\gamma_{\text{c}}=1.00$, $\gamma_{\text{s}}=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetsmodul $E_{\text{cm}}=34.0\text{GPa}$, $E_{\text{ceff}}=34.0/(1+1.46)=13.82\text{GPa}=13820\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetsmodul $E_{\text{s}}=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_{\text{s}}/E_{\text{c}}=200/34.0=5.88$, effektivt $E_{\text{s}}/E_{\text{c,eff}}=200/13.82=14.47$
 Strekkarmering: $4\phi 12$ (452mm^2), Trykkarmering: $4\phi 10$ (314mm^2)
 Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=452/(1000 \times 236)=0.002$, $\rho'=As_2/(b \cdot d)=314/(1000 \times 236)=0.001$

8.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/14.47) \times (0.001 \times 2.390)=33036\text{ kNm}^2$
 $A_i=Ac+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_{1s}-As_2 \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_{1s}^2+As_2 \cdot y_{2s}^2)(n-1)$
 $S=As \cdot y_2s=(0.001)^2 \times 452 \times 0.086=(0.001) \times 0.039\text{ m}^3$, $y_2=150\text{mm}$, $y_2s=y_2-d=150-64=86\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=5.65/33036=(0.001) \times 0.171$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{\text{cs}}=(0.001 \times 0.05) \times 14.47 \times (0.039/2.390)=(0.001) \times 0.012$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 0.171+(0.001) \times 0.012=(0.001) \times 0.183$ (1/m)
 Rissmoment, $M_{\text{cr}}=f_{\text{ctm}} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (2.390/0.150)=50.87\text{ kNm}$

8.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho=0.002$, $\rho'=0.001$, $\rho'/\rho=0.500$, $n \cdot \rho=14.47$, $n \cdot \rho'=0.029$, $\xi=0.737$, $\alpha=0.207$, $x=\alpha \cdot d=0.049\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_{\text{s}} \cdot A_{\text{s}} \cdot d^2=0.737 \times 200 \times 452 \times 0.236^2=3709\text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=187\text{mm}$, $\epsilon_{\text{s}}=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 187 \times 5.65/3709=0.29$
 $S=As \cdot y_2=(0.001)^2 \times 452 \times 0.187=(0.001) \times 0.085\text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=5.65/3709=(0.001) \times 1.524$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{\text{cs}}=(0.001 \times 0.05) \times 14.47 \times (0.085/0.268)=(0.001) \times 0.026$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 1.524+(0.001) \times 0.026=(0.001) \times 1.549$ (1/m)
 $M_{\text{ed}}=5.65\text{ kNm}$, $\epsilon_{\text{c}}/\epsilon_{\text{s}}=0.07/0.29$, $x=49\text{mm}$, $\sigma_{\text{s}}=57\text{ N/mm}^2$

8.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$l/d=K[1+1.5\sqrt{f_{\text{ck}}(\rho/\rho')}+3.2\sqrt{f_{\text{ck}}(\rho/\rho'-1)}]^2=89.12$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{\text{ck}}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho'=0.001$, $\rho \leq \rho_0$, $K=1.0$
 $l/d=(310/\sigma_{\text{s}}) \times (l/d)$, $\sigma_{\text{s}}=57\text{ N/mm}^2$, $l/d=(310/57) \times 89.12=484.40$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{\text{eff}}/d=1.273/0.236=5.39 \leq 484.40$, **Felt/høyde er akseptabel**

8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$M_{\text{ed}}=5.65 < 0.70 \times M_{\text{cr}}=0.70 \times 50.87=35.61\text{ kNm}$, $\zeta=0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=(0.001 \times 1.549)+(1-0.00) \times (0.001 \times 0.183)=(0.001) \times 0.183$ (1/m) (Lign.7.18)
 $\beta=(M_{\text{a}}+M_{\text{b}})/M_{\text{c}}=(0.00+0.00)/5.65=0.00$, $k=0.104(1-0.00/10)=0.1040$
 $f=k \cdot L_{\text{eff}}^2 \cdot (1/r)=0.1040 \times 1.273^2 \times 0.183=0.03\text{ mm}$
 $f=0.03\text{mm} \leq 1000 \times 1.273/250=5.09\text{mm}$, **Nedbøyningene er akseptable**

8.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{\text{s,min}}=k_{\text{c}} \cdot k_{\text{fct,eff}} \cdot A_{\text{ct}}/\sigma_{\text{s}}$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{\text{eff}}=1.000\text{m}$, $h=0.300\text{m}$, $d=0.236\text{m}$, $x=0.049\text{m}$, $\phi=12\text{mm}$
 $N_{\text{ed}}=0.00\text{kN}$, $\sigma_{\text{c}}=(N_{\text{ed}}/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_{\text{s}}=f_{\text{yd}}=435\text{N/mm}^2$
 $A_{\text{ct}}=(h-x) \cdot b=(300-49) \times 1000=251170\text{ mm}^2$
 $\max(h, b_1)=0\text{mm}$, $f_{\text{ctm}}=3.20\text{N/mm}^2$, $A_{\text{ct}}=251170\text{mm}^2$, $k=1.00$, $k_{\text{c}}=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $A_{\text{s,min}}=0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 251170/435=739\text{mm}^2$

Project Eurocodes

side 4

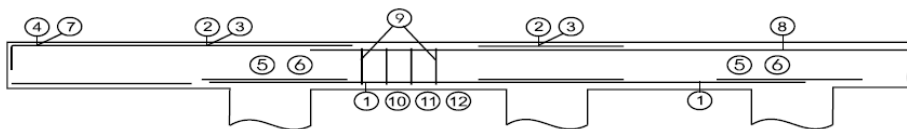
8.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 57 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 14.47$, $k_t = 0.4$
 $A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333x(300-49)x1000 = 83640 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 452 / 83640 = 0.005$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [57 - 0.4x(3.2/0.005)(1 + 14.47x0.005)] / 200 = -0.99\% \geq 0.6x57/200 = 0.17\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot (C_{nom} + \sigma_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \sigma_s / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\sigma_s = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4x58.00 + 0.8x0.5x0.425x12/0.005 = 574.69 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 574.69x0.001x0.17 = 0.10 \text{ mm}$
 $w_k = 0.10 \text{ mm} < 0.38 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XS2, Rissvidde er akseptabel

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩		4	12	0.888	1.670	5.93
2	(Felt-1)	⑧		4	10	0.617	1.470	3.63
3	(Felt-1)	⑨		12	8	0.395	2.300	10.90
4	(Felt-1)	⑨		12	8	0.395	1.720	8.15
5	(Felt-1)	⑨		12	8	0.395	1.720	8.15
Total vekt [kg]								36.76



Vedlegg 8.

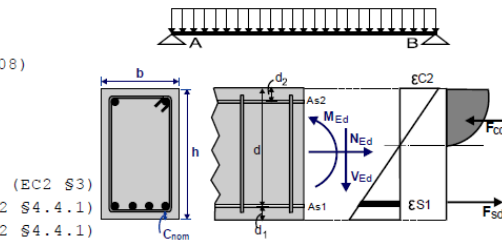
EUROCODEexpress dimensjonering av tunnel betongelement
3.

1. EC2-B-003

Bjelke over ett felt med kombinert last
(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990:2002, +NA-NS:2008)

Dimensjonering av Betong

Betong- og stålqualitet: B35-B500C
 Beskrivelse av miljøet : XS2
 Betongoverdekning : Cnom=50 mm
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50, \gamma_s=1.15$
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=1.00 \cdot 35/1.50=23.33 \text{ MPa}$
 $f_{ctd}=\alpha_{ct} \cdot f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c=1.00 \cdot 2.2/1.50=1.47 \text{ MPa}$
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435 \text{ MPa}$
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0 \text{ GPa}$

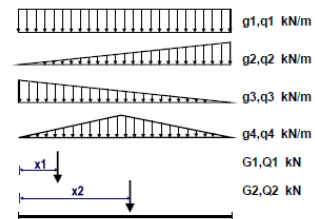


2. Dimensjoner, laster

Bjelke (rektangulært tverrsnitt), spenn $L=1.800 \text{ m}$
 $L=1.800 \text{ m}, b_w=1.000 \text{ m}, h=0.300 \text{ m}$
 Lastfaktorer : $\gamma_G=1.35, \gamma_Q=1.50, \xi \cdot \gamma_G=0.89 \cdot 1.35=1.35$
 Kombinasjon av variable laster : $\psi_0=0.70, \psi_1=0.60, \psi_2=0.30$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1, d_1=C_{nom}+\varnothing_s+0.5\varnothing_s=50+8+0.5 \cdot 12=64 \text{ mm}$

Bjelkelaster

bjelke egenvekt $g_0= 7.50 \text{ kN/m}$
 jevnt fordelt last $g_1= 0.00 \text{ kN/m}, q_1= 68.00 \text{ kN/m}$
 triangulær last $g_2= 0.00 \text{ kN/m}, q_2= 0.00 \text{ kN/m}$
 triangulær last $g_3= 0.00 \text{ kN/m}, q_3= 0.00 \text{ kN/m}$
 triangulær last $g_4= 0.00 \text{ kN/m}, q_4= 0.00 \text{ kN/m}$
 konsentrert last $G_1= 0.00 \text{ kN}, Q_1= 0.00 \text{ kN}, x_1= 0.000 \text{ m}$
 konsentrert last $G_2= 0.00 \text{ kN}, Q_2= 0.00 \text{ kN}, x_2= 0.000 \text{ m}$



Tverrsnittverdier (areal A, treghetsmoment Iyy, tyngdepunkt hc)

Felt -1 $L= 1.800 \text{ m}, A=0.30000 \text{ m}^2 (3.00 \text{ E}+005 \text{ mm}^2), I_{yy}=0.00225 \text{ m}^4 (2.25 \text{ E}+009 \text{ mm}^4), z_c=0.000 \text{ m} (0 \text{ mm})$

3. Bruddgrensetilstand (ULS)

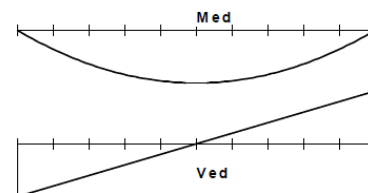
(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Last (STR) $q_{ed1}=\gamma_G \cdot g+\gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot q=1.35g+1.50 \cdot 0.70q=1.35g+1.05q$
 $q_{ed2}=\xi \cdot \gamma_G \cdot g+\gamma_Q \cdot q=0.89 \cdot 1.35g+1.50q=1.35g+1.50q$

4. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruddgrensetilstand (ULS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner $1.35g+1.50q$

$x/L=0.00, x= 0.00 \text{ m},$	$Med= 0.00 \text{ kNm},$	$Ved= 100.91 \text{ kN}$
$x/L=0.10, x= 0.18 \text{ m},$	$Med= 16.35 \text{ kNm},$	$Ved= 80.73 \text{ kN}$
$x/L=0.20, x= 0.36 \text{ m},$	$Med= 29.06 \text{ kNm},$	$Ved= 60.55 \text{ kN}$
$x/L=0.30, x= 0.54 \text{ m},$	$Med= 38.14 \text{ kNm},$	$Ved= 40.37 \text{ kN}$
$x/L=0.40, x= 0.72 \text{ m},$	$Med= 43.59 \text{ kNm},$	$Ved= 20.18 \text{ kN}$
$x/L=0.50, x= 0.90 \text{ m},$	$Med= 45.41 \text{ kNm},$	$Ved= 0.00 \text{ kN}$
$x/L=0.60, x= 1.08 \text{ m},$	$Med= 43.59 \text{ kNm},$	$Ved= -20.18 \text{ kN}$
$x/L=0.70, x= 1.26 \text{ m},$	$Med= 38.14 \text{ kNm},$	$Ved= -40.36 \text{ kN}$
$x/L=0.80, x= 1.44 \text{ m},$	$Med= 29.06 \text{ kNm},$	$Ved= -60.55 \text{ kN}$
$x/L=0.90, x= 1.62 \text{ m},$	$Med= 16.35 \text{ kNm},$	$Ved= -80.73 \text{ kN}$
$x/L=1.00, x= 1.80 \text{ m},$	$Med= 0.00 \text{ kNm},$	$Ved= -100.91 \text{ kN}$



VedA= 100.91 kN, VedB= 100.91 kN, maxMed= 45.41 kNm, maxVed= 100.91 kN
 Maksimum feltmoment Med=45.41 kNm (x=0.900m)
 Maksimum skjærkrefter i avstand d fra ytterkant av opplager
 Felt -A, b/2+d=0.386m, VedA= 58.53kN, VedB= 58.53kN
 Felt -A, b/2 =0.150m, VedA= 84.77kN, VedB= 84.77kN

5. Felt Dimensjonering for bøyning i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.1, §9.2.1)

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = c_{nom} + \varnothing_s + 0.5\varnothing = 50 + 8 + 0.5 \times 12 = 64 \text{ mm}$, $d_2 = 64 \text{ mm}$, $d = 300 - 64 = 236 \text{ mm}$
 Armering for bøyning (bare strekkarmering påkrevd)
 Med= 45.41kNm bw=1000mm d=236mm Kd=1.107 x/d=0.07 $\epsilon_c/2/\epsilon_s1 = -1.4/20.0$ ks=2355, As1= 453mm²
 Minimum strekk lengdearmering, As>=0.26bd·fctm/fyk, (As,min= 393mm²) (EC2 §9.2.1.1.1)
 Maksimum strekk eller trykkarmering, As<=0.04Ac, (As,max=12000mm²) (EC2 §9.2.1.1.3)
Bøyningsarmering: 4Ø12 (452mm²) (underkant)

6. Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering Vrdc (EC2 §6.2.2)
 $Vrdc = [Crdc \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \rho_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $Vrdc >= (v_{min} + k_1 \cdot \rho_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $Crdc = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 236 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} <= 2$, $k = 1.92$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1}/(b_w \cdot d) = 452/(1000 \times 236) = 0.0019$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $Vrd, c(\min) = 0.001 \times (0.32) \times 1000 \times 236 = 75.52 \text{ kN}$
 $Vrdc = 0.001 \times [0.120 \times 1.92 \times (0.19 \times 35)^{0.33}] \times 1000 \times 236 = 102.25 \text{ kN}$
Ved=58.53 kN <= Vrdc=102.25 kN, Ved<=Vrdc skjærarmering ikke påkrevd

Kapasitet for trykkbrudd Vrdmax (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)
 $Vrdmax = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$, Ved/max(Vrdmax)=0.07, $\theta = 21.8^\circ$ $\cot\theta = 2.50$ $\tan\theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 <= 60 \text{ MPa}$ $v_l = 0.6[1 - f_{ck}/250] = 0.6[1 - 35/250] = 0.516$, $f_{cd} = 23.33 \text{ MPa}$
 $Vrdmax = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 236 \times 0.516 \times 23.33 / 2.90 = 881.7 \text{ kN}$
Ved=84.8 kN < 881.7 kN =Vrdmax, Kontroll tilfredsstillt

Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)
 Minimum skjærarmeringsforhold ρ_w, \min (EC2 Lign.9.5N)
 $\rho_w, \min = (0.10 \times (f_{ck})^{0.5}) / f_{yk}$, $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$, $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\rho_w, \min = 0.0012$
 $\min A_{sw}/s = 1000 \times 0.0012 \times 1000 \times \sin(90^\circ) = 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$

Maksimum avstand mellom bøylers $s_{lmax} = 0.60d$ (<=600mm)=110mm (EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)
 Maksimum avstand mellom bøylersben $s_{tmax} = 1.00d$ (<=600mm)=185mm (§9.2.2.8, Lign.9.8N)

Minimum skjærarmering 3Ø 8s110 (Asw/s=2744mm²/m)

Felt Skjærarmering: 3Ø 8s110 (Asw/s=2744mm²/m)

7. Dimensjonerende verdier for laster, skjærkraft og bøyningmoment, Bruksgrensetilstand (SLS)

Skjærkrefter og bøyningmomenter, lastkombinasjoner 1.00g+0.30q

x/L=0.00, x= 0.00m, Med= 0.00 kNm, Ved= 25.11 kN
x/L=0.10, x= 0.18m, Med= 4.07 kNm, Ved= 20.09 kN
x/L=0.20, x= 0.36m, Med= 7.23 kNm, Ved= 15.07 kN
x/L=0.30, x= 0.54m, Med= 9.49 kNm, Ved= 10.04 kN
x/L=0.40, x= 0.72m, Med= 10.85 kNm, Ved= 5.02 kN
x/L=0.50, x= 0.90m, Med= 11.30 kNm, Ved= 0.00 kN
x/L=0.60, x= 1.08m, Med= 10.85 kNm, Ved= -5.02 kN
x/L=0.70, x= 1.26m, Med= 9.49 kNm, Ved= -10.04 kN
x/L=0.80, x= 1.44m, Med= 7.23 kNm, Ved= -15.07 kN
x/L=0.90, x= 1.62m, Med= 4.07 kNm, Ved= -20.09 kN
x/L=1.00, x= 1.80m, Med= 0.00 kNm, Ved= -25.11 kN

Maksimum feltmoment Med=11.30 kNm (x=0.900m)

Project Eurocodes

side 3

8. Bruksgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

L=1.800m, b=1.000m, h=0.300m, d=0.236m
 Leff=1.800m, Med(SLS)=11.30 kNm
 Endelig kryptall $\phi(\alpha, t_0)=1.46$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Total svinntøyning $\epsilon_{cs}=-0.05\%$
 $\gamma_c=1.00$, $\gamma_s=1.00$ (EC2 §2.4.2.4.2)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cm}=34.0\text{GPa}$, $E_{ceff}=34.0/(1+1.46)=13.82\text{GPa}=13820\text{MPa}$ (EC2 Lign.7.20)
 Stålets elastisitetmodul $E_s=200\text{GPa}=200000\text{MPa}$
 Modulforhold $E_s/E_c=200/34.0=5.88$, effektivt $E_s/E_c, eff=200/13.82=14.47$
 Strekkarmering: $4\phi 12$ (452mm²), Trykkarmering: $4\phi 10$ (314mm²)
 Armeringsforhold $\rho=As_1/(b \cdot d)=452/(1000 \times 236)=0.002$, $\rho'=As_2/(b \cdot d)=314/(1000 \times 236)=0.001$

8.1. Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI=(200/14.47) \times (0.001 \times 2.390) = 33036 \text{ kNm}^2$
 $A_i=A_c+(n-1)(As_1+As_2)$, $e=(n-1)(As_1 \cdot y_{1s}-As_2 \cdot y_{2s})/A_i$, $I=I_c+b \cdot h \cdot e^2+(As_1 \cdot y_{1s}^2+As_2 \cdot y_{2s}^2)(n-1)$
 $S=As_1 \cdot y_{2s}=(0.001) \times 452 \times 0.086=(0.001) \times 0.039 \text{ m}^3$, $y_2=150\text{mm}$, $y_{2s}=y_2-d_2=150-64=86\text{mm}$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=11.30/33036=(0.001) \times 0.342$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.05) \times 14.47 \times (0.039/2.390)=(0.001) \times 0.012$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 0.342+(0.001) \times 0.012=(0.001) \times 0.354$ (1/m)
 Rissmoment, $M_{cr}=f_{ctm} \cdot (I/y_2)=3.2 \times (2.390/0.150)=50.87 \text{ kNm}$

8.2. Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho=0.002$, $\rho'=0.001$, $\rho'/\rho=0.500$, $n=\alpha_e=14.47$, $n \cdot \rho=0.029$, $\xi=0.737$, $\alpha=0.207$, $x=\alpha \cdot d=0.049\text{m}$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI=\xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2=0.737 \times 200 \times 452 \times 0.236^2=3709 \text{ kNm}^2$
 $y_2=(1-\alpha)d=187\text{mm}$, $\epsilon_s=y_2 \cdot M/EI=(0.001) \times 187 \times 11.30/3709=0.57$
 $S=As_1 \cdot y_2=(0.001) \times 452 \times 0.187=(0.001) \times 0.085 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M=11.30/3709=(0.001) \times 3.046$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs}=(0.001 \times 0.05) \times 14.47 \times (0.085/0.268)=(0.001) \times 0.026$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r=(0.001) \times 3.046+(0.001) \times 0.026=(0.001) \times 3.072$ (1/m)
 Med=11.30 kNm, $\epsilon_c/\epsilon_s=0.15/0.57$, $x=49\text{mm}$, $\sigma_s=114 \text{ N/mm}^2$

8.3. Kontroll av nedbøyning tilfeller der beregning kan utelates (SLS)

(EC2 §7.4.2)

$1/d=K[11+1.5\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho)}+3.2\sqrt{f_{ck}(\rho_0/\rho-1)}]^{3/2}=89.12$ (EC2 Lign.7.16a)
 $f_{ck}=35.00\text{N/mm}^2$, $\rho_0=0.001 \times \sqrt{35.00}=0.006$, $\rho=0.002$, $\rho'=0.001$, $\rho < \rho_0$, $K=1.0$
 $1/d=(310/\sigma_s) \times (1/d)$, $\sigma_s=114 \text{ N/mm}^2$, $1/d=(310/114) \times 89.12=242.28$ (EC2 Lign.7.17)
 $l_{eff}/d=1.800/0.236=7.63 \leq 242.28$, Felt/høyde er akseptabel

8.4. Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

Med=11.30 < 0.70xMcr=0.70x50.87=35.61 kNm, $\zeta=0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r)=0.00 \times (0.001 \times 3.072) + (1-0.00) \times (0.001 \times 0.354) = (0.001) \times 0.354$ (1/m) (Lign.7.18)
 $\beta=(M_a+M_b)/M_c=(0.00+0.00)/11.30=0.00$, $k=0.104(1-0.00/10)=0.1040$
 $f=k \cdot Leff^2 \cdot (1/r)=0.1040 \times 1.800^2 \times 0.354=0.12 \text{ mm}$
 $f=0.12\text{mm} \leq 1000 \times 1.800/250=7.20\text{mm}$, Nedbøyningene er akseptable

8.5. Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min}=k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot Act/\sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b=1.000\text{m}$, $b_{eff}=1.000\text{m}$, $h=0.300\text{m}$, $d=0.236\text{m}$, $x=0.049\text{m}$, $\phi=12\text{mm}$
 $Ned=0.00\text{kN}$, $\sigma_c=(Ned/bh)=0.0\text{N/mm}^2$, $\sigma_s=f_{yd}=435\text{N/mm}^2$
 $Act=(h-x) \cdot b=(300-49) \times 1000=251170 \text{ mm}^2$
 $\max(h,b_1)=0\text{mm}$, $f_{ctm}=3.20\text{N/mm}^2$, $Act=251170\text{mm}^2$, $k=1.00$, $k_c=0.40$, $k_1=1.50$
 Minimumsarmering, $A_{s,min}=0.40 \times 1.00 \times 3.20 \times 251170/435=739\text{mm}^2$

Project Eurocodes

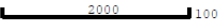
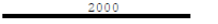
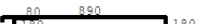
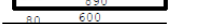
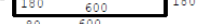
side 4

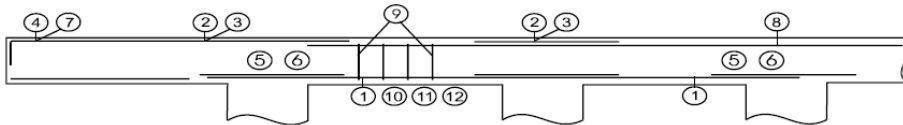
8.6. Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $e_{sm} - e_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff}) (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})] / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 114 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 14.47$, $k_t = 0.4$
 $A_{ceff} = 0.333(h-x)b = 0.333x(300-49) \times 1000 = 83640 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_{ce}$, $eff = 452 / 83640 = 0.005$
 $e_{sm} - e_{cm} = [114 - 0.4x(3.2/0.005)(1 + 14.47x0.005)] / 200 = -0.71\% \geq 0.6x114/200 = 0.34\%$
 $s_{r,max} = k_3 \cdot (C_{nom} + \varnothing_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \varnothing_s / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\varnothing_s = 12 \text{ mm}$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_{r,max} = 3.4x58.00 + 0.8x0.5x0.425x12/0.005 = 574.69 \text{ mm}$
 $w_k = s_{r,max} \cdot (e_{sm} - e_{cm}) = 574.69x0.001x0.34 = 0.20 \text{ mm}$
 $w_k = 0.20 \text{ mm} < 0.38 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XS2, Rissvidde er akseptabel

9. Bøyeliste

Num		Pos. nr.	Armering [mm]	Ant.	Ø	g/m [kg/m]	Lengde [m]	Vekt [kg]
1	(Felt-1)	⑩		4	12	0.888	2.200	7.81
2	(Felt-1)	⑧		4	10	0.617	2.000	4.94
3	(Felt-1)	⑨		16	8	0.395	2.300	14.54
4	(Felt-1)	⑨		16	8	0.395	1.720	10.87
5	(Felt-1)	⑨		16	8	0.395	1.720	10.87
Total vekt [kg]								49.03



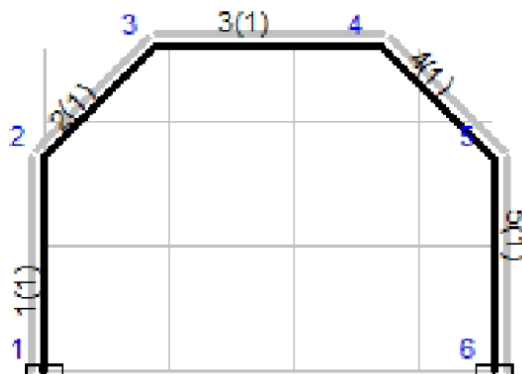
Vedlegg 9.

EUROCODEexpress dimensjonering av tunnel ramme

Tunnel ramme

side 1

1-Elementmetoden modell (FEM)



Knutepunkter

Kn.P.	x [m]	y [m]
1	0.000	0.000
2	0.000	1.700
3	0.900	2.600
4	2.700	2.600
5	3.600	1.700
6	3.600	0.000

Opplager

Kn.P.	Type	ux [mm]	uy [mm]	ur [rad]
1	Fast innspenning			
6	Fast innspenning			

Materialtyper

Materialtype : Betong, E= 26.000 [GPa]
Egenlast : 25.000 [kN/m³]
Elementegenlast er inkludert i statisk last og masser

Elementtverrsnitt

Tverrsnitt	b [mm]	h [mm]	b1 [mm]	h1 [mm]	Ac [mm²]	Ic [mm⁴]
1	1000.000	300.000			3.00000E+005	2.25000E+009

Elementer

Element	Kn.P 1	Kn.P 2	Material	Lengde (m)	Vinkel (°)
1	1	2	1	1.700	90.000
2	2	3	1	1.273	45.000
3	3	4	1	1.800	0.000
4	4	5	1	1.273	315.000
5	5	6	1	1.700	270.000

Tunnel ramme

side 2

Fordelte elementlaster, (yg=1.35, yq=1.50)

Element	lasttype	lastfordeling	G [kN/m]	Q [kN/m]	ygG+yqQ [kN/m]
1	jevnt fordelt	perpendikulært	0.000	12.000	18.000
1	jevnt fordelt	perpendikulært	0.000	68.000	102.000
2	jevnt fordelt	perpendikulært	0.000	68.000	102.000
3	jevnt fordelt	perpendikulært	0.000	68.000	102.000
4	jevnt fordelt	perpendikulært	0.000	68.000	102.000
5	jevnt fordelt	perpendikulært	0.000	68.000	102.000
5	jevnt fordelt	perpendikulært	0.000	12.000	18.000

Fordeling av elementlast fra egenlast, (yg=1.35, yq=1.50)

Element	lasttype	lastfordeling	G [kN/m]	Q [kN/m]	ygG+yqQ [kN/m]
1	jevnt fordelt	vertikalt	7.500	0.000	10.125
2	jevnt fordelt	vertikalt	7.500	0.000	10.125
3	jevnt fordelt	vertikalt	7.500	0.000	10.125
4	jevnt fordelt	vertikalt	7.500	0.000	10.125
5	jevnt fordelt	vertikalt	7.500	0.000	10.125

2-Resultatene av statisk-lineær-elastisk analyse

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 1

n	x/l	x [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	-29.05	-103.53	-222.81	0.000	0.000	0.000
1	0.100	0.17	-13.18	-83.13	-221.09	0.006	-0.005	0.007
2	0.200	0.34	-0.78	-62.73	-219.37	0.018	-0.009	0.020
3	0.300	0.51	8.15	-42.33	-217.65	0.031	-0.014	0.034
4	0.400	0.68	13.61	-21.93	-215.93	0.040	-0.019	0.044
5	0.500	0.85	15.60	-1.53	-214.21	0.043	-0.023	0.049
6	0.600	1.02	14.13	18.87	-212.48	0.038	-0.028	0.047
7	0.700	1.19	9.18	39.27	-210.76	0.026	-0.033	0.042
8	0.800	1.36	0.77	59.67	-209.04	0.010	-0.037	0.039
9	0.900	1.53	-11.11	80.07	-207.32	-0.007	-0.042	0.043
10	1.000	1.70	-26.45	100.47	-205.60	-0.018	-0.047	0.050

Maksimalverdi for element 1

maxM= 15.601 kNm, minM= -29.046 kNm
 maxV= 100.474 kN, minV= -103.526 kN
 maxN= -205.600 kN, minN= -222.812 kN
 maxd= 0.04999 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 2

n	x/l	x [m]	M [kNm]	V [kN]	N [kN]	dx [mm]	dy [mm]	d [mm]
0	0.000	0.00	-26.45	-74.33	-216.43	-0.018	-0.047	0.050
1	0.100	0.13	-17.88	-60.44	-215.52	-0.021	-0.048	0.053
2	0.200	0.25	-11.07	-46.55	-214.60	-0.021	-0.054	0.057
3	0.300	0.38	-6.03	-32.65	-213.69	-0.018	-0.061	0.064
4	0.400	0.51	-2.75	-18.76	-212.78	-0.014	-0.070	0.071
5	0.500	0.64	-1.25	-4.87	-211.87	-0.010	-0.079	0.080
6	0.600	0.76	-1.52	9.03	-210.96	-0.005	-0.088	0.089
7	0.700	0.89	-3.55	22.92	-210.05	0.000	-0.098	0.098
8	0.800	1.02	-7.35	36.82	-209.14	0.005	-0.109	0.109
9	0.900	1.15	-12.92	50.71	-208.23	0.013	-0.121	0.122
10	1.000	1.27	-20.26	64.60	-207.31	0.022	-0.135	0.137

Maksimalverdi for element 2

maxM= -1.251 kNm, minM= -26.452 kNm
 maxV= 64.603 kN, minV= -74.335 kN
 maxN= -207.315 kN, minN= -216.427 kN
 maxd= 0.13722 mm

Tunnel ramme

side 3

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 3

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-20.26	-100.91	-192.27	0.022	-0.135	0.137
1	0.100	0.18	-3.91	-80.73	-192.27	0.018	-0.167	0.168
2	0.200	0.36	8.80	-60.55	-192.27	0.013	-0.201	0.202
3	0.300	0.54	17.89	-40.36	-192.27	0.009	-0.231	0.231
4	0.400	0.72	23.34	-20.18	-192.27	0.004	-0.250	0.250
5	0.500	0.90	25.15	0.00	-192.27	0.000	-0.257	0.257
6	0.600	1.08	23.34	20.18	-192.27	-0.004	-0.250	0.250
7	0.700	1.26	17.89	40.37	-192.27	-0.009	-0.231	0.231
8	0.800	1.44	8.80	60.55	-192.27	-0.013	-0.201	0.202
9	0.900	1.62	-3.91	80.73	-192.27	-0.018	-0.167	0.168
10	1.000	1.80	-20.26	100.91	-192.27	-0.022	-0.135	0.137

Maksimalverdi for element 3

maxM= 25.152 kNm, minM= -20.259 kNm
 maxV= 100.913 kN, minV= -100.912 kN
 maxN= -192.274 kN, minN= -192.274 kN
 maxd= 0.25725 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 4

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-20.26	-64.60	-207.31	-0.022	-0.135	0.137
1	0.100	0.13	-12.92	-50.71	-208.23	-0.012	-0.121	0.122
2	0.200	0.25	-7.35	-36.82	-209.14	-0.005	-0.109	0.109
3	0.300	0.38	-3.55	-22.92	-210.05	0.000	-0.098	0.098
4	0.400	0.51	-1.52	-9.03	-210.96	0.005	-0.089	0.089
5	0.500	0.64	-1.25	4.87	-211.87	0.010	-0.079	0.080
6	0.600	0.76	-2.75	18.76	-212.78	0.014	-0.070	0.071
7	0.700	0.89	-6.03	32.65	-213.69	0.018	-0.061	0.064
8	0.800	1.02	-11.07	46.55	-214.60	0.021	-0.054	0.057
9	0.900	1.15	-17.88	60.44	-215.52	0.021	-0.048	0.053
10	1.000	1.27	-26.45	74.33	-216.43	0.018	-0.047	0.050

Maksimalverdi for element 4

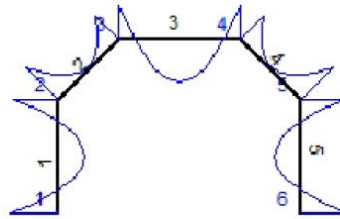
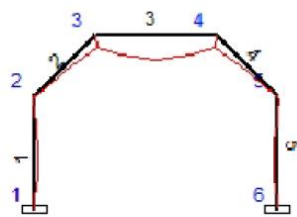
maxM= -1.251 kNm, minM= -26.452 kNm
 maxV= 74.335 kN, minV= -64.603 kN
 maxN= -207.315 kN, minN= -216.427 kN
 maxd= 0.13722 mm

Diagrammer M, V, N, og forskyvninger d av element 5

n	x/l	x[m]	M[kNm]	V[kN]	N[kN]	dx[mm]	dy[mm]	d[mm]
0	0.000	0.00	-26.45	-100.47	-205.60	0.018	-0.047	0.050
1	0.100	0.17	-11.11	-80.07	-207.32	0.007	-0.042	0.043
2	0.200	0.34	0.77	-59.67	-209.04	-0.010	-0.037	0.039
3	0.300	0.51	9.18	-39.27	-210.76	-0.026	-0.033	0.042
4	0.400	0.68	14.13	-18.87	-212.48	-0.038	-0.028	0.047
5	0.500	0.85	15.60	1.53	-214.21	-0.043	-0.023	0.049
6	0.600	1.02	13.61	21.93	-215.93	-0.040	-0.019	0.044
7	0.700	1.19	8.15	42.33	-217.65	-0.031	-0.014	0.034
8	0.800	1.36	-0.78	62.73	-219.37	-0.018	-0.009	0.021
9	0.900	1.53	-13.18	83.13	-221.09	-0.006	-0.005	0.007
10	1.000	1.70	-29.05	103.53	-222.81	0.000	0.000	0.000

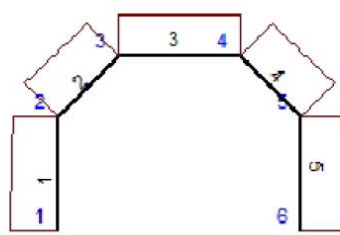
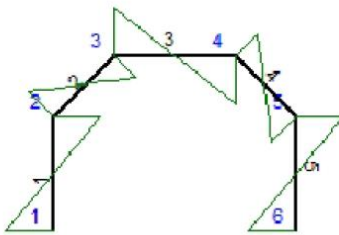
Maksimalverdi for element 5

maxM= 15.601 kNm, minM= -29.046 kNm
 maxV= 103.526 kN, minV= -100.474 kN
 maxN= -205.600 kN, minN= -222.812 kN
 maxd= 0.04995 mm



Forskyvningsdiagram
maxD=0.26726 mm

Bøyemomentdiagram
maxM=25.15 kNm, minM=-29.



Skjærkraftdiagram
maxV=103.53 kN, minV=-103

Aksialkraftdiagram
maxN=-192.27 kN, minN=-22

3-Dimensjonering av betong

Beregningsstandarder

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
 EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
 EN1992-1-1:2004, Eurokode 2 Prosjektering av betongkonstruksjoner
 EN1997-1-1:2004, Eurokode 7 Geoteknisk prosjektering
 EN1998-1-1:2004, Eurokode 8 Prosjektering av konstruksjoner i jordskjelvområder
 NA - Nasjonalt tillegg: NA-NS:2008

Betong- og stålqualität: B35-B500C (EC2 §3)
 Betongoverdekning : $C_{nom}=50$ mm (EC2 §4.4.1)
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Tabell 2.1N)
 $f_{cd}=acc \cdot f_{ck}/\gamma_c=1.00 \times 35/1.50=23.33$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)
 Egenvekt betong : 25.0 kN/m³

Dimensjonering av Betong, Element 1, L= 1.700m, B= 1000mm, H= 300mm

Med= 29.05 kNm, Ved= 73.53 kN, Ned= -222.81 kN
 L=1.700m. Lcz=1.000m =0.59xL, Lcy=1.000m=0.59xL

Dimensjoner, laster

Søyler med rektangulære tverrsnitt $b=1.000$ m, $h=0.300$ m, søylelengde $L=1.700$ m
 Laster , Laster, aksial $Ned=222.81$ kN (trykk), momenter $Med_{xx}=29.05$ kNm, $Med_{yy}=0.00$ kNm
 skjærkraft $Ved=73.53$ kN
 Knekk lengder for rammesøyler retning z-z : $L_{cz}=0.59 \times L=1.000$ m
 Knekk lengder for rammesøyler retning y-y : $L_{cy}=0.59 \times L=1.000$ m
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d=h-d_1$, $d_1=d_2=C_{nom}+\varnothing s+\varnothing/2=50+8+12/2=64$ mm, $dx=936$ mm, $dy=236$ mm

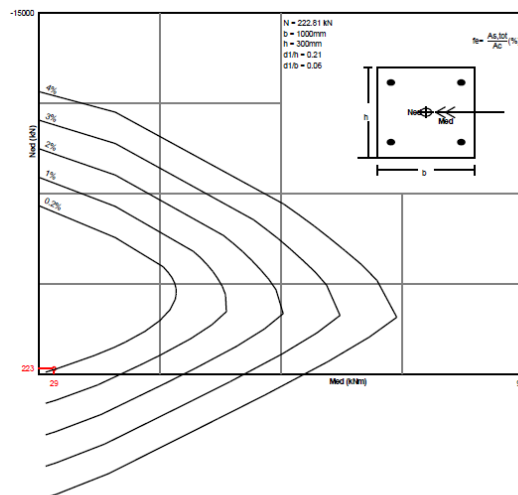
Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Ned=222.81kN, Med,yy=29.05kNm, Med,zz=0.00kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $Ned=222.81$ kN (trykk), $Med=29.05$ kNm
 B35-B500C
 $b=1000$ mm, $h=300$ mm
 $d=236$ mm, $d_1=64$ mm, $d_2=64$ mm, $d_1/h=0.213$
 $e=Med/Ned=29.05/222.81=0.130$ m=130mm
 $z_s=h/2-d_1=300/2-64=86$ mm, $e=130$ mm $>$ $z_s=86$ mm
 $A_{s1}=A_{s2}=300$ mm², $(A_{s1}+A_{s2})/A_c=0.20\%$
 $\epsilon_c2/\epsilon_{s1}=-3.50/10.50$
 $A_{s1}=300$ mm², $A_{s2}=300$ mm²
 $A_{s,tot}=600$ mm²



Tunnel ramme

side 6

Minimum lengdearmering, $A_s \geq 0.0020A_c$, $\phi_s \geq 8$, $A_{s, \min} = 4\phi_{14}$ (616mm²) (EC2 §9.5.2.2)
 Maksimum lengdearmering, $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s, \max} = 12000\text{mm}^2$) (EC2 §9.5.2.3)
 Transvers armering, bøyler med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 20 \times l_2 = 2$ (EC2 §9.5.3)
 i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 12 \times l_2 = 1$
 Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 240\text{mm} = 0.240\text{m}$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmering: 4Ø14 (616mm²)

Transversarmering: Bøyler Ø 8s240h:1.00m-H-1.00m], Ø 8s140h:0~1.00m, H-1.00m~H]

Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_l \cdot \rho_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} \geq (v_{min} + k_l \cdot \rho_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35\text{MPa}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 236\text{mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.92$, $k_l = 0.15$
 $\rho_l = A_s / (b_w \cdot d) = 300 / (1000 \times 236) = 0.0013$
 $\rho_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 222.81 / 300000 = 0.74\text{N/mm}^2$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32\text{N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd, c(\min)} = 0.001 \times (0.32 + 0.15 \times 0.74) \times 1000 \times 236 = 101.72\text{kN}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.92 \times (0.13 \times 35)^{0.33} + 0.15 \times 0.74] \times 1000 \times 236 = 116.30\text{kN}$
 $V_{ed} = 73.53\text{kN} \leq V_{rdc} = 116.30\text{kN}$, **Ved <= Vrdc skjærarmering ikke påkrevd**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.06$, $\theta = 45.0^\circ$, $\cot\theta = 1.00$, $\tan\theta = 1.00$
 $\alpha_{cw} = 1.00$, $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 \leq 60\text{MPa}$, $v_l = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 35 / 250] = 0.516$, $f_{cd} = 23.33\text{MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 236 \times 0.516 \times 23.33 / 2.00 = 1278.5\text{kN}$
 $V_{ed} = 73.5\text{kN} < 1278.5\text{kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredsstillt

Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0) = 2.50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Effektivt kryptall $\phi_{ef} = \phi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp} / M_{oEd}) = 2.50 \times 0.50 = 1.25$ (EC2 §5.8.4)
 Betongens elastisitetmodul $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 1000 \times 34.0 / 1.20 = 28.33\text{GPa} = 28333\text{MPa}$ (EC2 Lign.5.20)
 Stålets elastisitetmodul $E_s = 200\text{GPa} = 200000\text{MPa}$
 Armeringsforhold $\rho = A_s / (b \cdot d) = 616 / (1000 \times 300) = 0.002$

Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler

(EC2 §5.8.3.1)

$\lambda, \lim = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ (Lign.5.13N)
 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 616 \times 435 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.04$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 222812 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.032$
 $A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \phi_{ef}) = 1 / (1 + 0.2 \times 1.25) = 0.80$
 $B = \sqrt{(1 + 2.0 \cdot \omega)} = \sqrt{(1 + 2.0 \cdot 0.04)} = 1.04$
 $C = 1.70 - r_m = 0.70$, ($r_m = M_{01} / M_{02} = 1.0$)
 $\lambda, \lim = 20 \times 0.80 \times 1.04 \times 0.70 / \sqrt{0.032} = 65.13$

Slankhet og effektiv lengde, _retning z-z

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Avstivede konstruksjonsdeler $\beta = L_o / L = 0.5 \cdot \sqrt{[1 + k_1 / (0.45 + k_1)] \cdot [1 + k_2 / (0.45 + k_2)]}$ (Lign.5.15)
 Effektiv lengde $L_o = \beta \cdot L = 0.59 \times 1.700 = 1.000\text{m}$
 Slankhetsforhold $\lambda = L_o / i$, $i = 0.289 \times 300\text{mm}$, $\lambda = 1000 / 87 = 11.53$ (Lign.5.14)
 $\lambda = 11.53 < \lambda, \lim = 65.13$, **annen ordens effekter kan overses**

Slankhet og effektiv lengde, _retning y-y

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Avstivede konstruksjonsdeler $\beta = L_o / L = 0.5 \cdot \sqrt{[1 + k_1 / (0.45 + k_1)] \cdot [1 + k_2 / (0.45 + k_2)]}$ (Lign.5.15)
 Effektiv lengde $L_o = \beta \cdot L = 0.59 \times 1.700 = 1.000\text{m}$
 Slankhetsforhold $\lambda = L_o / i$, $i = 0.289 \times 1000\text{mm}$, $\lambda = 1000 / 289 = 3.46$ (Lign.5.14)
 $\lambda = 3.46 < \lambda, \lim = 65.13$, **annen ordens effekter kan overses**

Tunnel ramme

side 7

Nominell stivhet

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (\text{EC2 Lign.5.21})$$

$$\rho = A_s / A_c = 0.002, \quad E_{cd} = 28333 \text{ MPa}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 222812 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.032$$

$$K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \phi_{ef}), \quad \phi_{ef} = 1.25 \quad (\text{EC2 Lign.5.22})$$

$$k_1 = \sqrt{(f_{ck} / 20) \text{ MPa}} = \sqrt{(35 / 20)} = 1.32 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Lign.5.23})$$

retning z-z

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20, \quad n = 0.032, \quad \lambda = 11.53, \quad k_2 = 0.002 \quad (\text{EC2 Lign.5.24})$$

$$K_c = 1.323 \times 0.002 / (1 + 1.25) = 0.001$$

$$EI = 0.001 \times 28333 \times 1000 \times 300^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 308 \times (172/2)^2 = 0.99 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 992 \text{ kNm}^2$$

retning y-y

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20, \quad n = 0.032, \quad \lambda = 3.46, \quad k_2 = 0.001$$

$$K_c = 1.323 \times 0.001 / (1 + 1.25) = 0.000$$

$$EI = 0.000 \times 28333 \times 300 \times 1000^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 308 \times (872/2)^2 = 23.69 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 23690 \text{ kNm}^2$$

Faktor for økning av moment

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

$$M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b / N_{ed}) - 1)], \quad N_b = n^2 \cdot EI / L_o^2 \quad (\text{EC2 Lign.5.28})$$

retning z-z

$$\beta = \pi^2 / c_o, \quad c_o = 12.0, \quad \beta = 0.82 \quad (\text{EC2 Lign.5.29})$$

$$N_b = 3.14^2 \times 992 / 1.000^2 = 9792.06 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 0.82 / (9792.06 / 222.81 - 1) = 1.02, \quad \text{Med, yy} = 29.60 \text{ kNm}$$

retning y-y

$$\beta = \pi^2 / c_o, \quad c_o = 12.0, \quad \beta = 0.82 \quad (\text{EC2 Lign.5.29})$$

$$N_b = 3.14^2 \times 23690 / 1.000^2 = 233807.77 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 0.82 / (233807.77 / 222.81 - 1) = 1.00, \quad \text{Med, zz} = 0.00 \text{ kNm}$$

Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

$$N_{ed} = 222.81 \text{ kN}, \quad \text{Med, yy} = 29.60 \text{ kNm}, \quad \text{Med, zz} = 0.00 \text{ kNm}$$

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $N_{ed} = 222.81 \text{ kN}$ (trykk), $\text{Med} = 29.60 \text{ kNm}$

B35-B500C

$$b = 1000 \text{ mm}, \quad h = 300 \text{ mm}$$

$$d = 236 \text{ mm}, \quad d_1 = 64 \text{ mm}, \quad d_2 = 64 \text{ mm}, \quad d_1/h = 0.213$$

$$e = \text{Med} / N_{ed} = 29.60 / 222.81 = 0.133 \text{ m} = 133 \text{ mm}$$

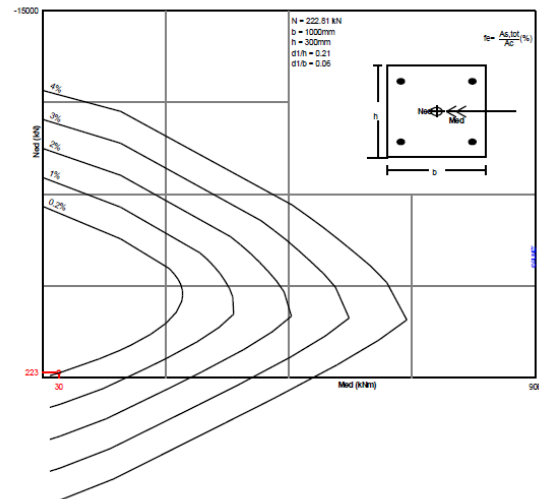
$$z_s = h/2 - d_1 = 300/2 - 64 = 86 \text{ mm}, \quad e = 133 \text{ mm} > z_s = 86 \text{ mm}$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 300 \text{ mm}^2, \quad (A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 0.20\%$$

$$\epsilon_{c2} / \epsilon_{s1} = -3.50 / 16.50$$

$$A_{s1} = 300 \text{ mm}^2, \quad A_{s2} = 300 \text{ mm}^2$$

$$A_{s, \text{tot}} = 600 \text{ mm}^2$$



Tunnel ramme

side 8

Minimum lengdearmoring, $A_s \geq 0.0020A_c$, $\phi_s \geq 8$, $A_{s,min} = 4\phi 14$ (616mm²) (EC2 §9.5.2.2)
 Maksimum lengdearmoring, $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 12000\text{mm}^2$) (EC2 §9.5.2.3)
 Transvers armering, bøylar med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)
 i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøylar $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 20 \times 14 = 280$
 i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøylar $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 12 \times 14 = 168$
 Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 290\text{mm} = 0.290m$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 4Ø14 (616mm²)

Transversarmering: Bøylar Ø 8s280h:1.00m~H-1.00m], Ø 8s170h:0~1.00m, H-1.00m~H]

Dimensjonering av Betong, Element 2, L= 1.273m, B= 1000mm, H= 300mm

Med= 13.14 kNm, Ved= 32.65 kN, Ned= -216.43 kN
 L=1.273m. Lcz=0.700m =0.55xL, Lcy=0.700m=0.55xL

Dimensjoner, laster

Søylar med rektangulære tverrsnitt $b=1.000$ m, $h=0.300$ m, søylelengde $L=1.273$ m
 Laster , Laster, aksial $N_{ed} = 216.43\text{kN}$ (trykk), momenter $M_{ed,xx} = 13.14\text{kNm}$, $M_{ed,yy} = 0.00\text{kNm}$
 skjærkraft $V_{ed} = 32.65$ kN
 Knekkklengder for rammesøylar retning z-z : $L_{cz} = 0.55 \times L = 0.700\text{m}$
 Knekkklengder for rammesøylar retning y-y : $L_{cy} = 0.55 \times L = 0.700\text{m}$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d = h - d_1$, $d_1 = d_2 = c_{nom} + \phi_s + \phi / 2 = 50 + 8 + 12 / 2 = 64\text{mm}$, $d_x = 936\text{mm}$, $d_y = 236\text{mm}$

Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

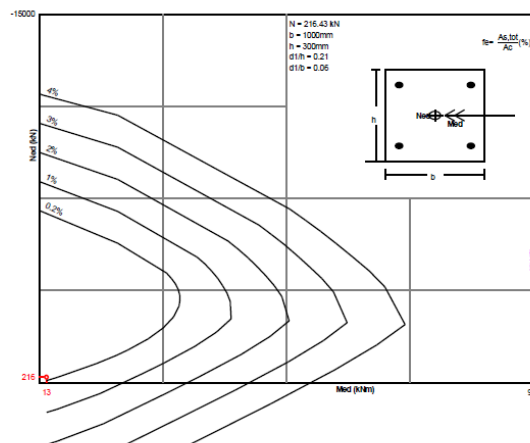
Ned=216.43kN, Med,yy=13.14kNm, Med,zz=0.00kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 $N_{ed} = 216.43\text{kN}$ (trykk), $M_{ed} = 13.14\text{kNm}$
 B35-B500C
 $b = 1000\text{mm}$, $h = 300\text{mm}$
 $d = 236\text{mm}$, $d_1 = 64\text{mm}$, $d_2 = 64\text{mm}$, $d_1/h = 0.213$
 $e = M_{ed}/N_{ed} = 13.14/216.43 = 0.061\text{m} = 61\text{mm}$
 $z_s = h/2 - d_1 = 300/2 - 64 = 86\text{mm}$, $e = 61\text{mm} < z_s = 86\text{mm}$

$A_{s1} = A_{s2} = 300\text{mm}^2$, $(A_{s1} + A_{s2})/A_c = 0.20\%$
 $\epsilon_c / \epsilon_{s1} = -3.50 / 0.18$

A_{s1} = 300mm², A_{s2} = 300mm²
A_{s,tot} = 600mm²



Minimum lengdearmoring, $A_s \geq 0.0020A_c$, $\phi_s \geq 8$, $A_{s,min} = 4\phi 14$ (616mm²) (EC2 §9.5.2.2)
 Maksimum lengdearmoring, $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 12000\text{mm}^2$) (EC2 §9.5.2.3)
 Transvers armering, bøylar med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)
 i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøylar $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 20 \times 14 = 280$
 i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøylar $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 12 \times 14 = 168$
 Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 290\text{mm} = 0.290m$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 4Ø14 (616mm²)

Transversarmering: Bøylar Ø 8s280h:1.00m~H-1.00m], Ø 8s170h:0~1.00m, H-1.00m~H]

Tunnelramme

side 9

Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS) (EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} >= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$, $b_w = 1000 \text{ mm}$, $d = 236 \text{ mm}$
 $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $k = 1.92$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 300 / (1000 \times 236) = 0.0013$
 $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 216.43 / 300000 = 0.72 \text{ N/mm}^2$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32 \text{ N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd,c}(\text{min}) = 0.001 \times (0.32 + 0.15 \times 0.72) \times 1000 \times 236 = 101.01 \text{ kN}$
 $V_{rdc} = 0.001 \times [0.120 \times 1.92 \times (0.13 \times 35)^{0.33} + 0.15 \times 0.72] \times 1000 \times 236 = 115.59 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 32.65 \text{ kN} \leq V_{rdc} = 115.59 \text{ kN}$, **Ved < V_{rdc} skjærarmering ikke påkrevd**

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.03$, $\theta = 45.0^\circ$, $\cot \theta = 1.00$, $\tan \theta = 1.00$
 $\alpha_{cw} = 1.00$, $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 < 60 \text{ MPa}$, $v_1 = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 35 / 250] = 0.516$, $f_{cd} = 23.33 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 236 \times 0.516 \times 23.33 / 2.00 = 1278.5 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 32.7 \text{ kN} < 1278.5 \text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredsstillt

Dimensjonering for annen ordens effekter (EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0) = 2.50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
 Effektivt kryptall $\phi_{ef} = \phi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp} / M_{oEd}) = 2.50 \times 0.50 = 1.25$ (EC2 §5.8.4)
 Betongens elastisitetensmodul $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 1000 \times 34.0 / 1.20 = 28.33 \text{ GPa} = 28333 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.5.20)
 Stålets elastisitetensmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$
 Armeringsforhold $\rho = A_s / (b \cdot d) = 616 / (1000 \times 300) = 0.002$

Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler (EC2 §5.8.3.1)

$\lambda, \text{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ (Lign.5.13N)
 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 616 \times 435 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.04$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 216427 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.031$
 $A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \phi_{ef}) = 1 / (1 + 0.2 \times 1.25) = 0.80$
 $B = \sqrt{1 + 2.0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2.0 \cdot 0.04} = 1.04$
 $C = 1.70 - r_m = 0.70$, ($r_m = M_{01} / M_{02} = 1.0$)
 $\lambda, \text{lim} = 20 \times 0.80 \times 1.04 \times 0.70 / \sqrt{0.031} = 66.08$

Slankhet og effektiv lengde, _retning z-z (EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Avstivede konstruksjonsdeler $\beta = L_0 / L = 0.5 \cdot \sqrt{[1 + k_1 / (0.45 + k_1)] \sqrt{[1 + k_2 / (0.45 + k_2)]}}$ (Lign.5.15)
 Effektiv lengde $L_0 = \beta \cdot L = 0.55 \times 1.273 = 0.700 \text{ m}$
 Slankhetsforhold $\lambda = L_0 / i$, $i = 0.289 \times 300 \text{ mm}$, $\lambda = 700 / 87 = 8.07$ (Lign.5.14)
 $\lambda = 8.07 < \lambda, \text{lim} = 66.08$, **annen ordens effekter kan overses**

Slankhet og effektiv lengde, _retning y-y (EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Avstivede konstruksjonsdeler $\beta = L_0 / L = 0.5 \cdot \sqrt{[1 + k_1 / (0.45 + k_1)] \sqrt{[1 + k_2 / (0.45 + k_2)]}}$ (Lign.5.15)
 Effektiv lengde $L_0 = \beta \cdot L = 0.55 \times 1.273 = 0.700 \text{ m}$
 Slankhetsforhold $\lambda = L_0 / i$, $i = 0.289 \times 1000 \text{ mm}$, $\lambda = 700 / 289 = 2.42$ (Lign.5.14)
 $\lambda = 2.42 < \lambda, \text{lim} = 66.08$, **annen ordens effekter kan overses**

Nominell stivhet (EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$ (EC2 Lign.5.21)
 $\rho = A_s / A_c = 0.002$, $E_{cd} = 28333 \text{ MPa}$, $E_s = 200000 \text{ MPa}$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 216427 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.031$
 $K_s = 1$, $K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \phi_{ef})$, $\phi_{ef} = 1.25$ (EC2 Lign.5.22)
 $k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \text{ MPa} = \sqrt{35 / 20} = 1.32 \text{ MPa}$ (EC2 Lign.5.23)

Tunnel ramme

side 10

retning z-z

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 < 0.20, \quad n = 0.031, \quad \lambda = 8.07, \quad k_2 = 0.001 \quad (\text{EC2 Lign. 5.24})$$

$$K_c = 1.323 \times 0.001 / (1 + 1.25) = 0.001$$

$$EI = 0.001 \times 28333 \times 1000 \times 300^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 308 \times (172/2)^2 = 0.97 \cdot 10^{12} \text{Nmm}^2 = 966 \text{kNm}^2$$

retning y-y

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 < 0.20, \quad n = 0.031, \quad \lambda = 2.42, \quad k_2 = 0.000$$

$$K_c = 1.323 \times 0.000 / (1 + 1.25) = 0.000$$

$$EI = 0.000 \times 28333 \times 300 \times 1000^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 308 \times (872/2)^2 = 23.60 \cdot 10^{12} \text{Nmm}^2 = 23603 \text{kNm}^2$$

Faktor for økning av moment

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

$$Med = Moed [1 + \beta / ((Nb / Ned) - 1)], \quad Nb = \pi^2 \cdot EI / Lo^2 \quad (\text{EC2 Lign. 5.28})$$

retning z-z

$$\beta = \pi^2 / co, \quad co = 12.0, \quad \beta = 0.82 \quad (\text{EC2 Lign. 5.29})$$

$$Nb = 3.14^2 \times 966 / 0.700^2 = 19461.91 \text{ kN}$$

$$Med / Moed = 1 + 0.82 / (19461.91 / 216.43 - 1) = 1.01, \quad \text{Med, yy} = 13.26 \text{ kNm}$$

retning y-y

$$\beta = \pi^2 / co, \quad co = 12.0, \quad \beta = 0.82 \quad (\text{EC2 Lign. 5.29})$$

$$Nb = 3.14^2 \times 23603 / 0.700^2 = 475419.13 \text{ kN}$$

$$Med / Moed = 1 + 0.82 / (475419.13 / 216.43 - 1) = 1.00, \quad \text{Med, zz} = 0.00 \text{ kNm}$$

Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

$$Ned = 216.43 \text{ kN}, \quad Med, yy = 13.26 \text{ kNm}, \quad Med, zz = 0.00 \text{ kNm}$$

Beregninger ved numerisk integrasjon

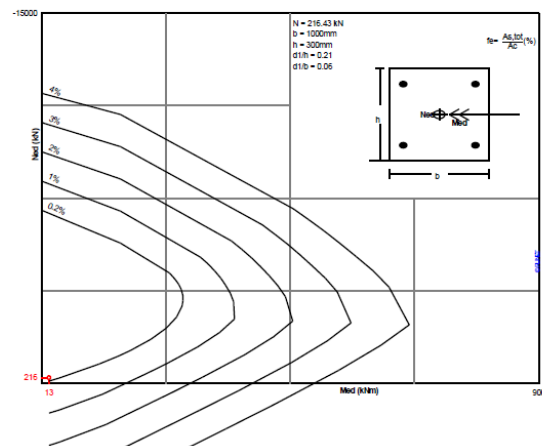
Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
 Ned = 216.43 kN (trykk), Med = 13.26 kNm
 B35-B500C
 b = 1000 mm, h = 300 mm
 d = 236 mm, d1 = 64 mm, d2 = 64 mm, d1/h = 0.213
 e = Med / Ned = 13.26 / 216.43 = 0.061 m = 61 mm
 zs = h / 2 - d1 = 300 / 2 - 64 = 86 mm, e = 61 mm < sz = 86 mm

$$As1 = As2 = 300 \text{ mm}^2, \quad (As1 + As2) / Ac = 0.20\%$$

$$\epsilon_c / \epsilon_s1 = -3.50 / 0.18$$

$$As1 = 300 \text{ mm}^2, \quad As2 = 300 \text{ mm}^2$$

$$As, tot = 600 \text{ mm}^2$$



Minimum lengdearmring, $As \geq 0.0020Ac$, $\phi_s \geq 8$, $As, min = 4\phi14$ (616 mm²) (EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmring, $As \leq 0.04Ac$, ($As, max = 12000 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyer med minimum ϕ_s ved maksimum avstand $S_{cl,t}$ (EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 20 \times 14 = 280$

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyer $\phi_s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 12 \times 14 = 168$

Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 290 \text{ mm} = 0.290 \text{ m}$ (EC2 Lign. 8.3)

Lengdearmring: 4Ø14 (616 mm²)

Transversarmering: Bøyer Ø 8s280h:1.00m~H-1.00m], Ø 8s170h:0~1.00m, H-1.00m~H]

Tunnelramme

side 11

Dimensjonering av Betong, Element 3, [Spenn] , L= 1.800m, B= 1000mm, H= 300mm

Med = 25.15 kNm, Ved = 0.00 kN, Ned = -192.27 kN (x=0.90m)

Dimensjoner, laster

Bjelkebredde b=1.000 m, høyde h=0.300 m

Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = c_{nom} + \varnothing_s + 0.5\varnothing = 50 + 8 + 0.5 \times 12 = 64 \text{ mm}$, $d_2 = 64 \text{ mm}$, $d = 300 - 64 = 236 \text{ mm}$

Bruddgrensetilstand (ULS)

Bøyningsmoment Med=25.15kNm, skjærkraft Ved=0.00kN, aksialkraft Ned=-192.27kN (trykk)

Brukgrensetilstand (SLS)

Bøyningsmoment Med=12.58kNm, skjærkraft Ved=0.00kN, aksialkraft Ned=-96.14kN (trykk)

Dimensjonering for bøyning og aksialkraft i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

Dimensjonering for bøyning: Allgower, G.-Avak, R. Bemessungstafeln nach Eurocode 2 für Rechteck und Plattenbalkenquerschnitte, In: Beton - und Stahlbetonbau 87 (1992)

Armering for kombinert bøyning og aksialkraft (bare strekkarmering påkrevd)

Med= 25kNm Nsd=-192kN bw=1000mm d=236mm Kd=1.156 x/d=0.06 $ec_2/es_1 = -1.3/20.0$ ks=2352, **As1=*mm²**

Minimum strekk lengdearmering, $As \geq 0.26bd \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, (As,min= 393mm²) (EC2 §9.2.1.1.1)

Maksimum strekk eller trykkarmering, $As \leq 0.04Ac$, (As,max=12000mm²) (EC2 §9.2.1.1.3)

Lengdearmering: 3Ø12+1Ø10 (417mm²) (underkant)

Momentkapasitet av tverrsnitt

(EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

b=1000mm, h=300mm, d=236mm, As1=417mm², As2=0mm²

$ec_2 = -1.34\%$, $es_1 = 19.80\%$, $As_1 / b \cdot d = 0.00177$ (0.177%)

$x/d = ec_2 / (ec_2 + es_1) = 1.34 / (1.34 + 19.80) = 0.063$, x=15.0mm

$ar = 0.520$, $ka = 0.357$, $F_c = ar \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} = F_{s1} = 181.61 \text{ kN}$, $As_1 = F_{s1} / f_{yd} = 417 \text{ mm}^2$

$z = d - ka \cdot x = [(1 - ka \cdot ec_2 / (ec_2 + es_1)) d]$, $z/d = 1.0 - 0.357 \times 0.063 = 0.977$, z=230.7mm,

$K_d^2 = 1 / (0.520 \cdot 0.063 \cdot 0.977 \cdot 23.33) = 1.330 \text{ mm}^2 / \text{N}$, Kd=1.153

Momentkapasitet $M_r = b \cdot d^2 / K_d^2 = [10^{-6}] \times 1000 \times 236^2 / 1.330 = 42.00 \text{ kNm}$

Brukgrensetilstand (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7)

Med(SLS)=12.58 kNm, Ned(SLS)=-96.14 kN

Endelig kryptall $\varphi(\infty, t_0) = 2.50$

(EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Total svinntøyning $ecs = -0.30\%$

$\gamma_c = 1.00$, $\gamma_s = 1.00$

(EC2 §2.4.2.4.2)

Betongens elastisitetsmodul $E_{cm} = 34.0 \text{ GPa}$, $E_{eff} = 34.0 / (1 + 2.50) = 9.71 \text{ GPa} = 9710 \text{ MPa}$

(EC2 Lign.7.20)

Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200 \text{ GPa} = 200000 \text{ MPa}$

Modulforhold $E_s / E_c = 200 / 34.0 = 5.88$, effektivt $E_s / E_c, eff = 200 / 9.71 = 20.60$

Strekkarmering: 3Ø12+1Ø10 (417mm²)

Armeringsforhold $\rho = As_1 / (b \cdot d) = 417 / (1000 \times 236) = 0.002$

Stadium I (urissede forhold) (SLS)

Stivhet av urisset snitt, $EI = (200 / 20.60) \times (0.001 \times 2.309) = 22416 \text{ kNm}^2$

$A_i = A_c + (n-1)(As_1 + As_2)$, $e = (n-1)(As_1 \cdot y_1s - As_2 \cdot y_2s) / A_i$, $I = I_c + b \cdot h \cdot e^2 + (As_1 \cdot y_1s^2 + As_2 \cdot y_2s^2) (n-1)$

$S = As \cdot y_2s = (0.001)^2 \times 417 \times 0.084 = (0.001) \times 0.035 \text{ m}^3$, $y_2 = 148 \text{ mm}$, $y_2s = y_2 - d_2 = 148 - 64 = 84 \text{ mm}$ (EC2 Lign.7.21)

Krumning på grunn av moment $1/r_M = 12.58 / 22416 = (0.001) \times 0.561$ (1/m)

Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 20.60 \times (0.035 / 2.309) = (0.001) \times 0.093$ (1/m)

Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 0.561 + (0.001) \times 0.093 = (0.001) \times 0.654$ (1/m)

Rissmoment, $M_{cr} = f_{ctm} \cdot (I / y_2) = 3.2 \times (2.309 / 0.148) = 50.02 \text{ kNm}$

Stadium II (fullstendig opprissede forhold) (SLS)

$\rho = A_s / (b \cdot d) = 0.002$, $n \cdot \rho = 20.60$, $n \cdot \rho = 0.041$, $\xi = 0.689$, $\alpha = 0.249$, $x = \alpha \cdot d = 0.059m$
 Stivhet av fullstendig risset snitt, $EI = \xi \cdot E_s \cdot A_s \cdot d^2 = 0.689 \times 200 \times 417 \times 0.236^2 = 3200 \text{ kNm}^2$
 $y_2 = (1 - \alpha) d = 177mm$, $\epsilon_s = y_2 \cdot M / EI = (0.001) \times 177 \times 12.58 / 3200 = 0.70$
 $S = A_s \cdot y_2 = (0.001)^2 \times 417 \times 0.177 = (0.001) \times 0.074 \text{ m}^3$ (EC2 Lign.7.21)
 Krumning på grunn av moment $1/r_M = 12.58 / 3200 = (0.001) \times 3.930$ (1/m)
 Krumning på grunn av svinn $1/r_{cs} = (0.001 \times 0.30) \times 20.60 \times (0.074 / 0.330) = (0.001) \times 0.198$ (1/m)
 Samlet krumning $1/r = (0.001) \times 3.930 + (0.001) \times 0.198 = (0.001) \times 4.128$ (1/m)
 $Med = 12.58 \text{ kNm}$, $Ned = -96.14 \text{ kN}$, $\epsilon_c / \epsilon_s = 0.26 / 0.66$, $x = 67mm$, $\sigma_s = 133 \text{ N/mm}^2$

Kontroll av nedbøyning ved beregning (SLS)

(EN1992-1-1, §7.4.3)

$Med = 12.58 < 0.70 \times M_{cr} = 0.70 \times 50.02 = 35.01 \text{ kNm}$, $\zeta = 0.00$ (Lign.7.19)
 Endelig krumning $(1/r) = 0.00 \times (0.001 \times 4.128) + (1 - 0.00) \times (0.001 \times 0.654) = (0.001) \times 0.654$ (1/m) (Lign.7.18)

Minimumsarmering (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.2)

Minimum tverrsnittareal armering $A_{s,min} = k_c \cdot k_{fct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$ (EC2 Lign.7.1)
 $b = 1.000m$, $b_{eff} = 1.000m$, $h = 0.300m$, $d = 0.236m$, $x = 0.067m$, $\phi = 12mm$
 $Ned = -96.14 \text{ kN}$, $\sigma_c = (Ned / bh) = 0.3 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $A_{ct} = (h - x) \cdot b = (300 - 67) \times 1000 = 232887 \text{ mm}^2$
 $\max(h, b_l) = 0mm$, $f_{ctm} = 3.20 \text{ N/mm}^2$, $A_{ct} = 232887 \text{ mm}^2$, $k = 1.00$, $k_c = 0.34$, $k_1 = 0.67$
 Minimumsarmering, $A_{s,min} = 0.34 \times 1.00 \times 3.20 \times 232887 / 435 = 582 \text{ mm}^2$

Beregning av rissvidde (SLS)

(EC2 EN1992-1-1:2004, §7.3.3)

$w_k = s_r, \max \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ (EC2 Lign.7.8)
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [\sigma_s - k_t \cdot (f_{ct,eff} / \rho_{eff})] (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff}) / E_s \geq 0.6 \sigma_s / E_s$ (EC2 Eq.7.9)
 $\sigma_s = 133 \text{ N/mm}^2$, Kortvarig belastning: $E_s / E_c = 5.88$, $k_t = 0.6$, Langvarig belastning: $E_s / E_c = 20.60$, $k_t = 0.4$
 $A_{ceff} = 0.333 (h - x) b = 0.333 \times (300 - 67) \times 1000 = 77551 \text{ mm}^2$ (§7.3.2.3)
 $\rho_{eff} = A_s / A_c$, $eff = 417 / 77551 = 0.005$
 $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = [133 - 0.4 \times (3.2 / 0.005) (1 + 20.60 \times 0.005)] / 200 = -0.66\% \geq 0.6 \times 133 / 200 = 0.40\%$
 $s_r, \max = k_3 \cdot (C_{nom} + \phi_s) + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ (EC2 Lign.7.11)
 $\phi = 12mm$, $k_1 = 0.8$, $k_2 = (e_1 + e_2) / 2e_1 = 0.5$, $k_3 = 3.4$, $k_4 = 0.425$
 $s_r, \max = 3.4 \times 58.00 + 0.8 \times 0.5 \times 0.425 \times 12 / 0.005 = 576.59 \text{ mm}$
 $w_k = s_r, \max \cdot (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = 576.59 \times 0.001 \times 0.40 = 0.23 \text{ mm}$
 $w_k = 0.23 \text{ mm} \leq 0.30 \text{ mm} = w_{max}$, Beskrivelse av miljøet: XC1, Rissvidde er akseptabel

Dimensjonering av Betong, Element 3, [Venstre ende], L= 1.800m, B= 1000mm, H= 300mm

$Med_A = -1.37 \text{ kNm}$ ($x = t / 2 = 0.21m$), $Ved_A = 49.10 \text{ kN}$ ($x = t / 2 + d = 0.46m$), $Ved_{Amax} = 100.91 \text{ kN}$, $Ned_A = -192.27 \text{ kN}$

Dimensjoner, laster

Bjelkebredde $b = 1.000 \text{ m}$, høyde $h = 0.300 \text{ m}$
 Effektiv høyde av tverrsnitt $d_1 = C_{nom} + \phi_s + 0.5 \phi = 64 + 8 + 0.5 \times 12 = 78 \text{ mm}$, $d_2 = 78 \text{ mm}$, $d = 300 - 78 = 222 \text{ mm}$

Bruddgrensetilstand (ULS)

Bøyningsmoment $Med = 0.00 \text{ kNm}$, skjærkraft $Ved = 49.10 \text{ kN}$, aksialkraft $Ned = -192.27 \text{ kN}$ (trykk)

Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

$e = Med / Ned = 0.00 / -192.27 = 0.00 \text{ m} = 0 \text{ mm}$, $z_s = h / 2 - d_1 = 300 / 2 - 64 = 86 \text{ mm}$, $e = 0 \text{ mm} \leq z_s = 86 \text{ mm}$
 $A_{s1} = A_{s2} = 300 \text{ mm}^2$, $(A_{s1} + A_{s2}) / A_c = 0\%$ $\epsilon_c / \epsilon_{s1} = -3.50 / 0.39$, **$A_{s1} = 300 \text{ mm}^2$, $A_{s2} = 300 \text{ mm}^2$**

Minimum strekk lengdearmering, $A_s \geq 0.26 b d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$, ($A_{s,min} = 393 \text{ mm}^2$) (EC2 §9.2.1.1.1)

Tunnel ramme

side 13

Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)

$$V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.a)

$$V_{rdc} >= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

(EC2 Lign.6.2.b)

$$C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120, f_{ck} = 35 \text{MPa}, b_w = 1000 \text{mm}, d = 236 \text{mm}$$

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, k = 1.92, k_1 = 0.15$$

$$\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 417 / (1000 \times 236) = 0.0018$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 192.27 / 300000 = 0.64 \text{N/mm}^2$$

$$v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32 \text{N/mm}^2,$$

(EC2 Lign.6.3N)

$$V_{rd,c}(\text{min}) = 0.0018 \times (0.32 + 0.15 \times 0.64) \times 1000 \times 236 = 98.18 \text{kN}$$

$$V_{rdc} = 0.0018 \times [0.120 \times 1.92 \times (0.18 \times 35)^{0.33} + 0.15 \times 0.64] \times 1000 \times 236 = 123.08 \text{kN}$$

$$V_{ed} = 49.10 \text{kN} \leq V_{rdc} = 123.08 \text{kN}, \quad V_{ed} \leq V_{rdc} \text{ skjærarmering ikke påkrevd}$$

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

(EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

$$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.08, \theta = 21.8^\circ, \cot \theta = 2.50, \tan \theta = 0.40$$

$$\alpha_{cw} = 1.00, z = 0.9d, f_{ck} = 35.0 \leq 60 \text{MPa}, v_l = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 35 / 250] = 0.516, f_{cd} = 23.33 \text{MPa}$$

$$V_{rdmax} = 0.0018 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 236 \times 0.516 \times 23.33 / 2.90 = 881.7 \text{kN}$$

$$V_{ed} = 100.9 \text{kN} < 881.7 \text{kN} = V_{rdmax}, \text{Kontroll tilfredsstilt}$$

Minimum bøylearmering (EC2 §9.2.2)

(EC2 §9.2.2)

Minimum skjærarmeringsforhold $\rho_{w,min}$ (EC2 Lign.9.5N)

(EC2 Lign.9.5N)

$$\rho_{w,min} = (0.10 \times (f_{ck})^{0.5} / f_{yk}, f_{ck} = 35 \text{N/mm}^2, f_{yk} = 500 \text{N/mm}^2, \rho_{w,min} = 0.0012$$

$$\min A_{sw} / s = 1000 \times 0.0012 \times 1000 \times \sin(90^\circ) = 1200 \text{mm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyer } s_{lmax} = 0.60d (\leq 600 \text{mm}) = 105 \text{mm}$$

(EC2 §9.2.2.6, Lign.9.6N)

$$\text{Maksimum avstand mellom bøyerben } s_{tmax} = 1.00d (\leq 600 \text{mm}) = 180 \text{mm}$$

(§9.2.2.8, Lign.9.8N)

$$\text{Minimum skjærarmering } 3\emptyset \text{ } s \leq 105 (A_{sw} / s = 2874 \text{mm}^2 / \text{m})$$

$$\text{Skjærarmering: } 3\emptyset \text{ } s \leq 105 (A_{sw} / s = 2874 \text{mm}^2 / \text{m})$$

Dimensjonering av Betong, Element 4, L= 1.273m, B= 1000mm, H= 300mm

$$M_{ed} = 13.14 \text{ kNm}, V_{ed} = 32.65 \text{ kN}, N_{ed} = -216.43 \text{ kN}$$

$$L = 1.273 \text{m}, L_{cz} = 1.800 \text{m} = 1.41 \times L, L_{cy} = 1.800 \text{m} = 1.41 \times L$$

Dimensjoner, laster

Søylar med rektangulære tverrsnitt $b = 1.000 \text{ m}, h = 0.300 \text{ m},$ søylelengde $L = 1.273 \text{ m}$

Laster, Laster, aksial $N_{ed} = 216.43 \text{ kN}$ (trykk), momenter $M_{edxx} = 13.14 \text{ kNm}, M_{edyy} = 0.00 \text{ kNm}$

skjærkraft $V_{ed} = 32.65 \text{ kN}$

Kneklengder for rammesøylar retning z-z : $L_{cz} = 1.41 \times L = 1.800 \text{ m}$

Kneklengder for rammesøylar retning y-y : $L_{cy} = 1.41 \times L = 1.800 \text{ m}$

Effektiv høyde av tverrsnitt $d = h - d_1, d_1 = d_2 = C_{nom} + \emptyset_s + \emptyset / 2 = 50 + 8 + 12 / 2 = 64 \text{ mm}, dx = 936 \text{ mm}, dy = 236 \text{ mm}$

Tunnelramme

side 14

Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

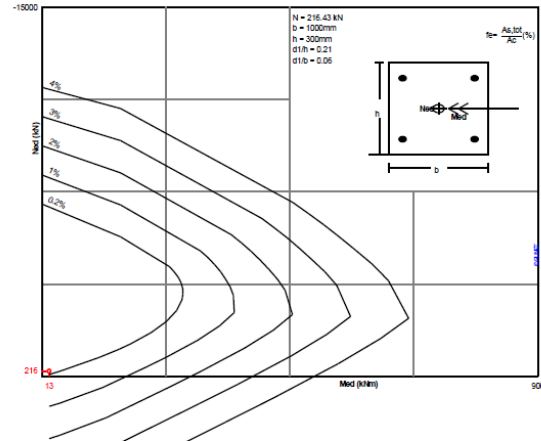
Ned=216.43kN, Med,yy=13.14kNm, Med,zz=0.00kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet
Ned=216.43kN (trykk), Med=13.14kNm
B35-B500C
b=1000mm, h=300mm
d=236mm, d1= 64mm, d2= 64mm, d1/h=0.213
e=Med/Ned=13.14/216.43=0.061m=61mm
zs=h/2-d1=300/2-64=86mm, e=61mm<=sz=86mm

As1=As2=300mm², (As1+As2)/Ac=0.20%
εc2/εs1=-3.50/0.18

As1= 300mm², As2= 300mm²
As,tot= 600mm²



Minimum lengdearmoring, $As \geq 0.0020Ac$, $\phi_s \geq 8$, $As, \min = 4\phi 14$ (616mm²) (EC2 §9.5.2.2)
Maksimum lengdearmoring, $As \leq 0.04Ac$, ($As, \max = 12000\text{mm}^2$) (EC2 §9.5.2.3)
Transvers armering, bøyler med minimum ϕ_s ved maksimum avstand s_{cl}, t i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $s_{cl}, t \leq 20 \times 14 = 2$ (EC2 §9.5.3)
i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyler $\phi_s \geq 6$, $s_{cl}, t \leq 12 \times 14 = 1$
Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 290\text{mm} = 0.290\text{m}$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 4Ø14 (616mm²)

Transversarmering: Bøyler Ø 8s280h:1.00m~H-1.00m], Ø 8s170h:0~1.00m, H-1.00m~H]

Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmering V_{rdc} (EC2 §6.2.2)
 $V_{rdc} = [C_{rdc} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.a)
 $V_{rdc} >= (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Lign.6.2.b)
 $C_{rdc} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.50 = 0.120$, $f_{ck} = 35\text{MPa}$, $b_w = 1000\text{mm}$, $d = 236\text{mm}$
 $k = 1 + \sqrt{(200/d)} \leq 2$, $k = 1.92$, $k_1 = 0.15$
 $\rho_l = A_{s1} / (b_w \cdot d) = 300 / (1000 \times 236) = 0.0013$
 $\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = 1000 \times 216.43 / 300000 = 0.72\text{N/mm}^2$
 $v_{min} = 0.0350 \cdot k^{0.67} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 0.32\text{N/mm}^2$, (EC2 Lign.6.3N)
 $V_{rd, c}(\min) = 0.0013 \cdot (0.32 + 0.15 \times 0.72) \times 1000 \times 236 = 101.01\text{kN}$
 $V_{rdc} = 0.0013 \cdot [0.120 \times 1.92 \times (0.13 \times 35)^{0.33} + 0.15 \times 0.72] \times 1000 \times 236 = 115.59\text{kN}$
 $V_{ed} = 32.65\text{ kN} \leq V_{rdc} = 115.59\text{ kN}$, Ved <= Vrdc skjærarmering ikke påkrevd

Kapasitet for trykkbrudd V_{rdmax} (EC2 §6.2.3 Lign.6.9)
 $V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$, $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.03$, $\theta = 45.0^\circ$ $\cot\theta = 1.00$ $\tan\theta = 1.00$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 35.0 \leq 60\text{MPa}$ $v_1 = 0.6 [1 - f_{ck} / 250] = 0.6 [1 - 35 / 250] = 0.516$, $f_{cd} = 23.33\text{MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.0013 \times 1.00 \times 1000 \times 0.9 \times 236 \times 0.516 \times 23.33 / 2.00 = 1278.5\text{ kN}$
 $V_{ed} = 32.7\text{ kN} < 1278.5\text{ kN} = V_{rdmax}$, Kontroll tilfredsstillt

Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3)

Endelig kryptall $\phi(\infty, t_0) = 2.50$ (EC2 §3.1.4, Tillegg B)
Effektivt kryptall $\phi_{ef} = \phi(\infty, t_0) \cdot (M_{oEqp} / M_{oEd}) = 2.50 \times 0.50 = 1.25$ (EC2 §5.8.4)
Betongens elastisitetsmodul $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{ce} = 1000 \times 34.0 / 1.20 = 28.33\text{GPa} = 28333\text{MPa}$ (EC2 Lign.5.20)
Stålets elastisitetsmodul $E_s = 200\text{GPa} = 200000\text{MPa}$
Armeringsforhold $\rho = A_s / (b \cdot d) = 616 / (1000 \times 300) = 0.002$

Tunnel ramme

side 15

Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler

(EC2 §5.8.3.1)

$\lambda, \lim = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n}$ (Lign.5.13N)
 $\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 616 \times 435 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.04$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 216427 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.031$
 $A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \phi_{ef}) = 1 / (1 + 0.2 \times 1.25) = 0.80$
 $B = \sqrt{1 + 2.0 \cdot \omega} = \sqrt{1 + 2.0 \cdot 0.04} = 1.04$
 $C = 1.70 - r_m = 0.70, (r_m = M01/M02 = 1.0)$
 $\lambda, \lim = 20 \times 0.80 \times 1.04 \times 0.70 / \sqrt{0.031} = 66.08$

Slankhet og effektiv lengde, _retning z-z

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Ikke-avstivede konstruksjonsdeler $\beta = L_o/L = \max(\sqrt{[1+10 \cdot k_1 \cdot k_2 / (k_1+k_2)]}, [1+k_1/(1+k_1)] [1+k_2/$ (Lign.5.16)
 Effektiv lengde $L_o = \beta \cdot L = 1.41 \times 1.273 = 1.800$ m
 Slankhetsforhold $\lambda = L_o/i, i = 0.289 \times 300 \text{mm}, \lambda = 1800/87 = 20.76$ (Lign.5.14)
 $\lambda = 20.76 < \lambda, \lim = 66.08$, **annen ordens effekter kan overses**

Slankhet og effektiv lengde, _retning y-y

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Ikke-avstivede konstruksjonsdeler $\beta = L_o/L = \max(\sqrt{[1+10 \cdot k_1 \cdot k_2 / (k_1+k_2)]}, [1+k_1/(1+k_1)] [1+k_2/$ (Lign.5.16)
 Effektiv lengde $L_o = \beta \cdot L = 1.41 \times 1.273 = 1.800$ m
 Slankhetsforhold $\lambda = L_o/i, i = 0.289 \times 1000 \text{mm}, \lambda = 1800/289 = 6.23$ (Lign.5.14)
 $\lambda = 6.23 < \lambda, \lim = 66.08$, **annen ordens effekter kan overses**

Nominell stivhet

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s$ (EC2 Lign.5.21)
 $\rho = A_s/A_c = 0.002, E_{cd} = 28333 \text{MPa}, E_s = 200000 \text{MPa}$
 $n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 216427 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.031$
 $K_s = 1, K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \phi_{ef}), \phi_{ef} = 1.25$ (EC2 Lign.5.22)
 $k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \text{MPa} = \sqrt{35/20} = 1.32 \text{MPa}$ (EC2 Lign.5.23)

retning z-z

$k_2 = n \cdot \lambda / 170 < 0.20, n = 0.031, \lambda = 20.76, k_2 = 0.004$ (EC2 Lign.5.24)
 $K_c = 1.323 \times 0.004 / (1 + 1.25) = 0.002$
 $EI = 0.002 \times 28333 \times 1000 \times 300^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 308 \times (172/2)^2 = 1.05 \cdot 10^{12} \text{Nmm}^2 = 1053 \text{kNm}^2$

retning y-y

$k_2 = n \cdot \lambda / 170 < 0.20, n = 0.031, \lambda = 6.23, k_2 = 0.001$
 $K_c = 1.323 \times 0.001 / (1 + 1.25) = 0.001$
 $EI = 0.001 \times 28333 \times 300 \times 1000^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 308 \times (872/2)^2 = 23.89 \cdot 10^{12} \text{Nmm}^2 = 23892 \text{kNm}^2$

Faktor for økning av moment

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

$Med = Mo_{ed} [1 + \beta / ((N_b / N_{ed}) - 1)]$, $N_b = \pi^2 \cdot EI / L_o^2$ (EC2 Lign.5.28)

retning z-z

$\beta = \pi^2 / \phi_o, \phi_o = 12.0, \beta = 0.82$ (EC2 Lign.5.29)
 $N_b = 3.14^2 \times 1053 / 1.800^2 = 3206.81$ kN
 $Med / Mo_{ed} = 1 + 0.82 / (3206.81 / 216.43 - 1) = 1.06$, **Med, yy = 13.92 kNm**

retning y-y

$\beta = \pi^2 / \phi_o, \phi_o = 12.0, \beta = 0.82$ (EC2 Lign.5.29)
 $N_b = 3.14^2 \times 23892 / 1.800^2 = 72778.12$ kN
 $Med / Mo_{ed} = 1 + 0.82 / (72778.12 / 216.43 - 1) = 1.00$, **Med, zz = 0.00 kNm**

Tunnel ramme

side 16

Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

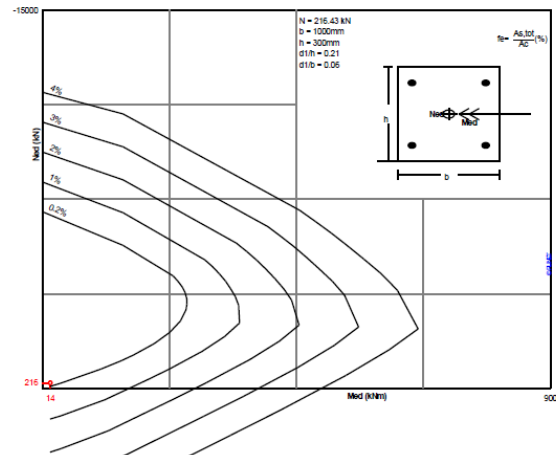
Ned=216.43kN, Med,yy=13.92kNm, Med,zz=0.00kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet Ned=216.43kN (trykk), Med=13.92kNm B35-B500C
b=1000mm, h=300mm
d=236mm, dl= 64mm, d2= 64mm, dl/h=0.213
e=Med/Ned=13.92/216.43=0.064m=64mm
zs=h/2-dl=300/2-64=86mm, e=64mm<sz=86mm

As1=As2=300mm², (As1+As2)/Ac=0.20%
εc2/εs1=-3.50/0.39

As1= 300mm², As2= 300mm²
As,tot= 600mm²



Minimum lengdearmering, $As \geq 0.0020Ac$, $\varnothing s \geq 8$, $As, \min = 4\varnothing 14$ (616mm²) (EC2 §9.5.2.2)
Maksimum lengdearmering, $As \leq 0.04Ac$, ($As, \max = 12000\text{mm}^2$) (EC2 §9.5.2.3)
Transvers armering, bøyler med minimum $\varnothing s$ ved maksimum avstand $Sc1, t$ i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyler $\varnothing s \geq 6$, $Sc1, t \leq 20 \times 14 = 280$ (EC2 §9.5.3)
i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyler $\varnothing s \geq 6$, $Sc1, t \leq 12 \times 14 = 168$
Forankringslengde er minst lik $Lbd = 290\text{mm} = 0.290\text{m}$ (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmering: 4Ø14 (616mm²)

Transversarmering: Bøyler Ø 8s280h:1.00m-H-1.00m], Ø 8s170h:0~1.00m, H-1.00m-H]

Dimensjonering av Betong, Element 5, L= 1.700m, B= 1000mm, H= 300mm

Med= 29.05 kNm, Ved= 73.53 kN, Ned= -222.81 kN
L=1.700m. Lcz=1.273m =0.75xL, Lcy=1.273m=0.75xL

Dimensjoner, laster

Søyer med rektangulære tverrsnitt b=1.000 m, h=0.300 m, søylelengde L=1.700 m
Laster , Laster, aksial Ned=222.81kN (trykk), momenter Medxx=29.05kNm, Medyy=0.00kNm
skjærkraft Ved=73.53 kN
Knekk lengder for rammesøyer retning z-z : Lcz= 0.75xL= 1.273m
Knekk lengder for rammesøyer retning y-y : Lcy= 0.75xL= 1.273m
Effektiv høyde av tverrsnitt d=h-dl, dl=d2=Cnom+ϕs+ϕ/2=50+8+12/2=64mm, dx=936mm, dy=236mm

Tunnel ramme

side 17

Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

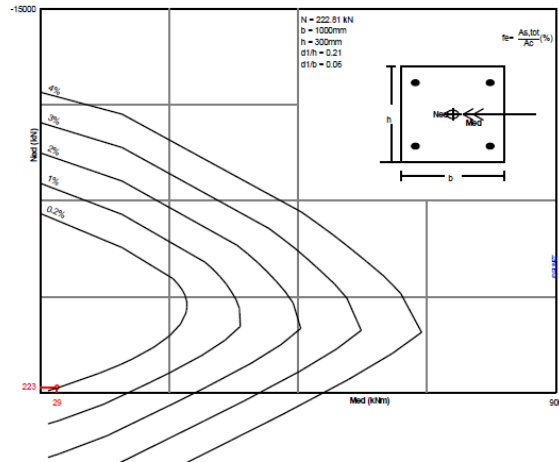
Ned=222.81kN, Med,yy=29.05kNm, Med,zz=0.00kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet Ned=222.81kN (trykk), Med=29.05kNm B35-B500C b=1000mm, h=300mm d=236mm, d1= 64mm, d2= 64mm, d1/h=0.213 e=Med/Ned=29.05/222.81=0.130m=130mm zs=h/2-d1=300/2-64=86mm, e=130mm>sz=86mm

As1=As2=300mm², (As1+As2)/Ac=0.20%
εc2/εs1=-3.50/10.50

As1= 300mm², As2= 300mm²
As,tot= 600mm²



Minimum lengdearmoring, As>=0.0020Ac, Øs>=8, As,min=4Ø14 (616mm²) (EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmoring, As<=0.04Ac, (As,max=12000mm²) (EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyler med minimum Øs ved maksimum avstand Scl,t (EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyler Øs>=6, Scl,t<=20x14=20

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyler Øs>=6, Scl,t<=12x14=12

Forankringslengde er minst lik Lbd=290mm =0.290m (EC2 Lign.8.3)

Lengdearmoring: 4Ø14 (616mm²)

Transversarmering: Bøyler Ø 8s280h:1.00m~H-1.00m], Ø 8s170h:0~1.00m, H-1.00m~H]

Dimensjonering mot skjærbrudd i bruddgrensetilstand (ULS)

(EC2 §6.2, §9.2.2)

Skjærkapasitet uten skjærarmoring Vrdc

(EC2 §6.2.2)

Vrdc=[Crdc·k·(100ρl·fck)^{0.33}+kl·σcp]·bw·d (EC2 Lign.6.2.a)

Vrdc>=(vmin+kl·σcp)·bw·d (EC2 Lign.6.2.b)

Crdc=0.18/γc=0.18/1.50=0.120, fck=35MPa ,bw=1000mm, d=236mm

k=1+√(200/d)<=2, k=1.92, kl=0.15

ρl=As1/(bw·d)=300/(1000x236)=0.0013

σcp=Ned/Ac=1000x222.81/300000=0.74N/mm²

vmin=0.0350·k^{0.67}·√fck = 0.32N/mm², (EC2 Lign.6.3N)

Vrd,c(min)=0.001x(0.32+0.15x0.74)x1000x236=101.72kN

Vrdc=0.001x[0.120x1.92x(0.13x35)^{0.33}+0.15x0.74]x1000x236=116.30kN

Ved=73.53 kN <= Vrdc=116.30 kN, Ved<=Vrdc skjærarmoring ikke påkrevd

Kapasitet for trykkbrudd Vrdmax

(EC2 §6.2.3 Lign.6.9)

Vrdmax=αcw·bw·z·vl·fcd/(cotθ+tanθ), Ved/max(Vrdmax)=0.06, θ=45.0° cotθ=1.00 tanθ=1.00

αcw=1.00 z=0.9d, fck=35.0<=60Mpa vl=0.6[1-fck/250]=0.6[1-35/250]=0.516, fcd=23.33Mpa

Vrdmax=0.001x1.00x1000x0.9x236x0.516x23.33/2.00=1278.5 kN

Ved=73.5 kN < 1278.5 kN =Vrdmax, Kontroll tilfredsstillt

Dimensjonering for annen ordens effekter

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3))

Endelig kryptall φ(∞,t0)=2.50 (EC2 §3.1.4, Tillegg B)

Effektivt kryptall φef=φ(∞,t0)·(MoEqp/MoEd)=2.50x0.50=1.25 (EC2 §5.8.4)

Betongens elastisitetsmodul Ecd=Ecm/γc=1000x34.0/1.20=28.33GPa=28333MPa (EC2 Lign.5.20)

Stålets elastisitetsmodul Es=200GPa=200000MPa

Armeringsforhold ρ=As/(b·d)=616/(1000x300)=0.002

Tunnel ramme

side 18

Slankhetskriterium for enkeltstående konstruksjonsdeler

(EC2 §5.8.3.1)

$$\lambda, \lim = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / \sqrt{n} \quad (\text{Lign. 5.13N})$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) = 616 \times 435 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.04$$

$$n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 222812 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.032$$

$$A = 1 / (1 + 0.2 \cdot \phi_{ef}) = 1 / (1 + 0.2 \times 1.25) = 0.80$$

$$B = \sqrt{(1 + 2.0 \cdot \omega)} = \sqrt{(1 + 2.0 \cdot 0.04)} = 1.04$$

$$C = 1.70 - r_m = 0.70, \quad (r_m = M01/M02 = 1.0)$$

$$\lambda, \lim = 20 \times 0.80 \times 1.04 \times 0.70 / \sqrt{0.032} = 65.13$$

Slankhet og effektiv lengde, _retning z-z

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Avstivede konstruksjonsdeler $\beta = L_o/L = 0.5 \cdot \sqrt{[1+k_1/(0.45+k_1)] \sqrt{[1+k_2/(0.45+k_2)]}}$ (Lign. 5.15)

Effektiv lengde $L_o = \beta \cdot L = 0.75 \times 1.700 = 1.273 \text{ m}$

Slankhetsforhold $\lambda = L_o/i, \quad i = 0.289 \times 300 \text{ mm}, \quad \lambda = 1273/87 = 14.68$ (Lign. 5.14)

$\lambda = 14.68 < \lambda, \lim = 65.13$, annen ordens effekter kan overses

Slankhet og effektiv lengde, _retning y-y

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.3.2)

Avstivede konstruksjonsdeler $\beta = L_o/L = 0.5 \cdot \sqrt{[1+k_1/(0.45+k_1)] \sqrt{[1+k_2/(0.45+k_2)]}}$ (Lign. 5.15)

Effektiv lengde $L_o = \beta \cdot L = 0.75 \times 1.700 = 1.273 \text{ m}$

Slankhetsforhold $\lambda = L_o/i, \quad i = 0.289 \times 1000 \text{ mm}, \quad \lambda = 1273/289 = 4.40$ (Lign. 5.14)

$\lambda = 4.40 < \lambda, \lim = 65.13$, annen ordens effekter kan overses

Nominell stivhet

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.2)

$$EI = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (\text{EC2 Lign. 5.21})$$

$$\rho = A_s/A_c = 0.002, \quad E_{cd} = 28333 \text{ MPa}, \quad E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$n = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd}) = 222812 / (1000 \times 300 \times 23.33) = 0.032$$

$$K_s = 1, \quad K_c = k_1 \cdot k_2 / (1 + \phi_{ef}), \quad \phi_{ef} = 1.25 \quad (\text{EC2 Lign. 5.22})$$

$$k_1 = \sqrt{(f_{ck}/20) \text{ MPa}} = \sqrt{(35/20)} = 1.32 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Lign. 5.23})$$

retning z-z

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20, \quad n = 0.032, \quad \lambda = 14.68, \quad k_2 = 0.003 \quad (\text{EC2 Lign. 5.24})$$

$$K_c = 1.323 \times 0.003 / (1 + 1.25) = 0.002$$

$$EI = 0.002 \times 28333 \times 1000 \times 300^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 308 \times (172/2)^2 = 1.01 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 1014 \text{ kNm}^2$$

retning y-y

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 0.20, \quad n = 0.032, \quad \lambda = 4.40, \quad k_2 = 0.001$$

$$K_c = 1.323 \times 0.001 / (1 + 1.25) = 0.000$$

$$EI = 0.000 \times 28333 \times 300 \times 1000^3 / 12 + 1.0 \times 200000 \times 2 \times 308 \times (872/2)^2 = 23.76 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 23763 \text{ kNm}^2$$

Faktor for økning av moment

(EC2 EN1992-1-1:2004, §5.8.7.3)

$$M_{ed} = M_{oed} [1 + \beta / ((N_b/N_{ed}) - 1)], \quad N_b = \pi^2 \cdot EI / L_o^2 \quad (\text{EC2 Lign. 5.28})$$

retning z-z

$$\beta = \pi^2 / c_o, \quad c_o = 12.0, \quad \beta = 0.82 \quad (\text{EC2 Lign. 5.29})$$

$$N_b = 3.14^2 \times 1014 / 1.273^2 = 6177.11 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 0.82 / (6177.11 / 222.81 - 1) = 1.03, \quad \text{Med, yy} = 29.94 \text{ kNm}$$

retning y-y

$$\beta = \pi^2 / c_o, \quad c_o = 12.0, \quad \beta = 0.82 \quad (\text{EC2 Lign. 5.29})$$

$$N_b = 3.14^2 \times 23763 / 1.273^2 = 144727.36 \text{ kN}$$

$$M_{ed} / M_{oed} = 1 + 0.82 / (144727.36 / 222.81 - 1) = 1.00, \quad \text{Med, zz} = 0.00 \text{ kNm}$$

Tunnel ramme

side 19

Dimensjonering for trykk med liten eksentrisitet (ULS)

(EC2 §6.1, §9.2.1)

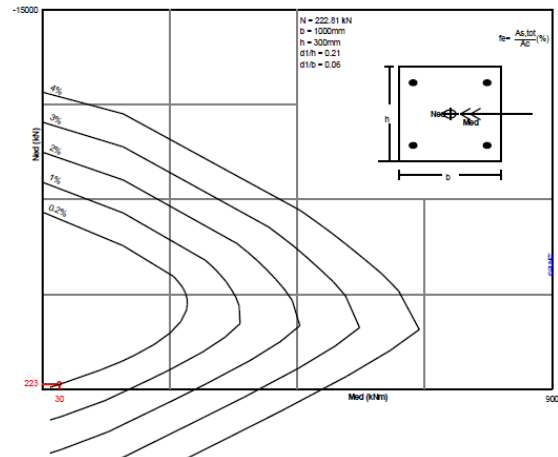
Ned=222.81kN, Med,yy=29.94kNm, Med,zz=0.00kNm

Beregninger ved numerisk integrasjon

Dimensjoneringsdiagram M/N er laget med numerisk integrasjon av betong- og stålkrefter over tverrsnittet Ned=222.81kN (trykk), Med=29.94kNm B35-B500C b=1000mm, h=300mm d=236mm, d1= 64mm, d2= 64mm, d1/h=0.213 e=Med/Ned=29.94/222.81=0.134m=134mm zs=h/2-d1=300/2-64=86mm, e=134mm>sz=86mm

As1=As2=300mm², (As1+As2)/Ac=0.20%
εc2/εs1=-3.50/16.50

As1= 300mm², As2= 300mm²
As,tot= 600mm²



Minimum lengdearmring, $A_s \geq 0.0020A_c$, $\varnothing s \geq 8$, $A_{s,min} = 4\varnothing 14$ (616mm²)

(EC2 §9.5.2.2)

Maksimum lengdearmring, $A_s \leq 0.04A_c$, ($A_{s,max} = 12000\text{mm}^2$)

(EC2 §9.5.2.3)

Transvers armering, bøyler med minimum $\varnothing s$ ved maksimum avstand $S_{cl,t}$

(EC2 §9.5.3)

i søylehøyde fra 1.00m til H-1.00m : Bøyler $\varnothing s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 20 \times 14 = 2$

i område 0 til 1.00m og H-1.00m til H : Bøyler $\varnothing s \geq 6$, $S_{cl,t} \leq 12 \times 14 = 1$

Forankringslengde er minst lik $L_{bd} = 290\text{mm} = 0.290\text{m}$

(EC2 Lign.8.3)

Lengdearmring: 4 $\varnothing 14$ (616mm²)

Transversarmering: Bøyler $\varnothing 8s280h:1.00\text{m}-H-1.00\text{m}$, $\varnothing 8s170h:0-1.00\text{m}$, $H-1.00\text{m}-H$

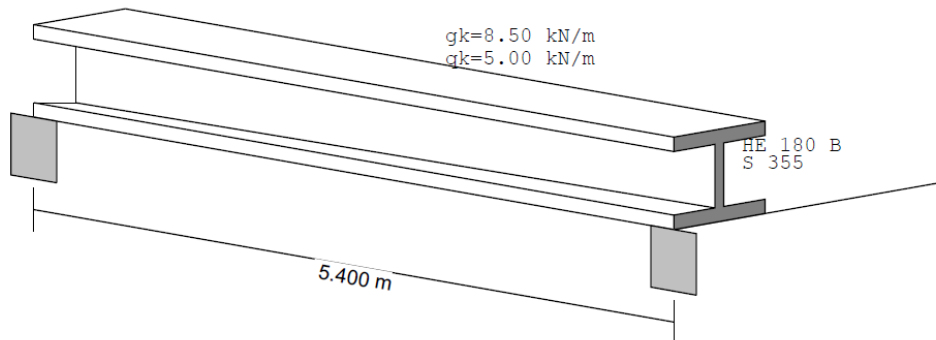
Vedlegg 10.

EUROCODEexpress dimensjonering av stålbjelke.

1. EC3-BJELKE-001

Dimensjonering av bjelker, Ettfelt bjelker
(EC3 EN1993-1-1:2005, +NA-NS:2008)

Gulvbjelkens spennvidde $L=5.400$ m, Bjelke over ett spenn
Sideveis fastholdelse: Med sideveis fastholdelse



1.1. Beregningsstandarder

EN1990:2002, Eurokode 0 Grunnlag for prosjektering
EN1991-1-1:2002, Eurokode 1-1 Laster på konstruksjoner
EN1993-1-1:2005, Eurokode 3 1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner
EN1993-1-3:2005, Eurokode 3 1-3 Kaldformede tynnplateprofiler
EN1993-1-5:2006, Eurokode 3 1-5 Platekonstruksjoner

1.2. Materialer

Stål: S 355 (EN1993-1-1, §3.2)
 $t \leq 40$ mm, Flytegrense $f_y = 355$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 510$ N/mm²
 $40\text{mm} < t \leq 80$ mm, Flytegrense $f_y = 335$ N/mm², Strekkfasthet $f_u = 470$ N/mm²
Elastisitetsmodul $E = 210000$ MPa, Poisson-tall $\nu = 0.30$, Enhetsmasse 7850 Kg/m³

Partial Lasterfaktorer (EN1990, Tillegg A1)
 $\gamma_G = 1.20$, $\gamma_Q = 1.50$

Materialfaktorer (EN1993-1-1, §6.1)
 $\gamma_{M0} = 1.05$, $\gamma_{M1} = 1.05$, $\gamma_{M2} = 1.25$

1.3. Last

(EN1991-1-1)

Last på bjelke

Egenlast	$G_{k1} = 8.50$ kN/m
Bjelkevekt	$G_{k2} = 0.50$ kN/m
Permanent last	$G_k = G_{k1} + G_{k2} = 9.00$ kN/m
Variabel last	$Q_k = 5.00$ kN/m

1.4. Dimensjonerende laster, Lastkombinasjoner

Bruddgrensetilstanden, Lastkombinasjoner (EN1990 §6.4.3.2, T.A1.2A, T.A1.2B)

$$y_G \cdot G_k + y_Q \cdot Q_k = 1.20 \times 9.00 + 1.50 \times 5.00 = 18.30 \text{ kN/m}, \quad q_l^2/8 = 66.70 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende laster, Bruddgrensetilstanden

$$M_{yed} = 18.30 \times 5.400^2/8 = 66.70 \text{ kNm}, \quad V_{zed} = 18.30 \times 5.400/2 = 49.41 \text{ kN}$$

Brukgrensetilstanden (SLS), Lastkombinasjoner

(EN1990 §6.5.3, T.A1.4)

$$G_k + Q_k = 9.00 + 5.00 = 14.00 \text{ kN/m}$$

Dimensjonerende laster, Brukgrensetilstanden (SLS)

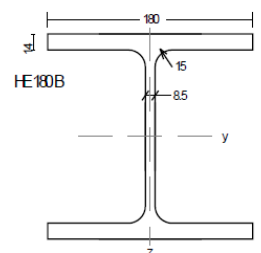
$$M_{yed} = 14.00 \times 5.400^2/8 = 51.03 \text{ kNm}, \quad V_{zed} = 14.00 \times 5.400/2 = 37.80 \text{ kN}$$

1.5. Ståltverrsnitt geometri

Tverrsnitt HE 180 B-S 355

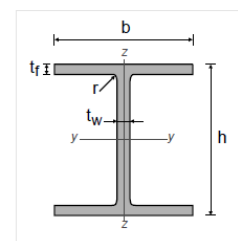
Tverrsnittsdata for profiler

Profilets totale høyde	h=	180.00 mm
Profilets totale bredde	b=	180.00 mm
Steghøyde	hw=	166.00 mm
Høyde på den rette delen av steget	dw=	122.00 mm
Stegtykkelse	tw=	8.50 mm
Flenstykkelse	tf=	14.00 mm
Avrundingsradius for en kilsveis	r=	15.00 mm
Egenvekt pr løpemeter	=	51.20 Kg/m



Tverrsnitt geometri

Areal	A=	6525 mm ²	
Tregghetsmoment	Iy=	38.310x10 ⁶ mm ⁴	Iz=13.630x10 ⁶ mm ⁴
Tverrsnittsmodul	Wy=	425.70x10 ³ mm ³	Wz=151.40x10 ³ mm ³
Plastisk tverrsnittsmodul	Wpy=	481.40x10 ³ mm ³	Wpz=231.00x10 ³ mm ³
Tregghetsradius	iy=	76.6 mm	iz= 45.7 mm
Skjerareal	Avz=	2024 mm ²	Avy= 5040 mm ²
Torsjonskonstant	It=	0.422x10 ⁶ mm ⁴	ip= 89 mm
Torsjonsmodul	Wt=	30.118x10 ³ mm ³	
Hvelvingskonstant	Iw=	93.746x10 ⁹ mm ⁶	



1.6. Brukgrensetilstanden (SLS)

(EN1993-1-1, §7)

Bjelkenedbøyning

$$\text{Last } G+Q: w = 5 \times 14.00 \times 5400^4 / (384 \times 2.1 \times 10^5 \times 38.310 \times 10^6) = 19.27 \text{ mm} = L/281 < L/200$$

$$\text{Last } Q: w = 5 \times 5.00 \times 5400^4 / (384 \times 2.1 \times 10^5 \times 38.310 \times 10^6) = 6.88 \text{ mm} = L/785 < L/360$$

Bjelkenedbøyning, Brukgrensetilstanden (SLS), Kontroll godkjent

1.7. Klassifisering av ståltverrsnitt, Bøyningsmoment My

(EN1993-1-1, §5.5)

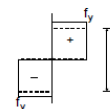
Steg

$$c = 180.0 - 2 \times 14.0 - 2 \times 15.0 = 122.0 \text{ mm}, \quad t = 8.5 \text{ mm}, \quad c/t = 122.0/8.5 = 14.35$$

$$S 355, \quad t = 8.5 \leq 40 \text{ mm}, \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \quad \epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$$

$$c/t = 14.35 \leq 72 \epsilon = 72 \times 0.81 = 58.32$$

Stegene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



Flens

$$c = 180.0/2 - 8.5/2 - 15.0 = 70.8 \text{ mm}, \quad t = 14.0 \text{ mm}, \quad c/t = 70.8/14.0 = 5.05$$

$$S 355, \quad t = 14.0 \leq 40 \text{ mm}, \quad f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \quad \epsilon = (235/355)^{0.5} = 0.81$$

$$c/t = 5.05 \leq 9 \epsilon = 9 \times 0.81 = 7.29$$

Flensene er i tverrsnittsklasse 1 (EN1993-1-1, Tab.5.2)



Tverrsnittsklasse er 1, Bøyningsmoment My,ed

Project Eurocodes

side 3

1.8. Tverrsnittskapasitet, Bjelkesnitt (EN1993-1-1, §6.2)

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for bøyningmoment y-y (EN1993-1-1, §6.2.5)

My,ed= 66.70 kNm
 Bøyningmomentkapasitet $M_{pl,y,rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0} = [10^{-6}] \times 481.40 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 162.76 \text{ kNm}$
 My,ed= 66.70 kNm < 162.76 kNm = My,rd=Mply,rd, Kontroll godkjent
 My,ed/My,rd= 66.70/162.76= 0.410 < 1

Bruddgrensetilstanden, Verifisering for skjær z (EN1993-1-1, §6.2.6)

Vz,ed= 49.41 kN
 $A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 6525 - 2 \times 180.0 \times 14.0 + (8.5 + 2 \times 15.0) \times 14.0 = 2024 \text{ mm}^2$ (EC3 §6.2.6.3)
 $A_v = 2024 \text{ mm}^2 > \eta \cdot h_w \cdot t_w = 1.00 \times (180.0 - 2 \times 14.0) \times 8.5 = 1.00 \times 166.0 \times 8.5 = 1411 \text{ mm}^2$
 Plastisk skjærkraftkapasitet $V_{pl,z,rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} = [10^{-3}] \times 2024 \times (355 / 1.73) / 1.05 = 395.08 \text{ kN}$
 Vz,ed= 49.41 kN < 395.08 kN = Vz,rd=Vpl,z,rd, Kontroll godkjent
 Vz,ed/Vz,rd= 49.41/395.08= 0.125 < 1

$h_w / t_w = (180.0 - 2 \times 14.0) / 8.5 = 166.0 / 8.5 = 19.53 < 72 \times 0.81 / 1.00 = 72 \epsilon / \eta = 58.32$ ($\eta = 1.00$)
 $s = 355$, $t = 8.5 < 40 \text{ mm}$, $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon = (235 / 355)^{0.5} = 0.81$
 Skjærknekking er ikke aktuelt (EC3 §6.2.6.6)

Bruddgrensetilstanden, Bøyning og skjær (EN1993-1-1, §6.2.8)

Vz,ed=24.70kN, My,ed=50.02kNm, Avstand x=1.350m
 $V_{pl,z,rd} / 2 = 395.08 / 2 = 197.54 \text{ kN}$ (EC3 §6.2.8(2))
 Interaksjon bøyningmoment og skjær kan neglisjeres

1.9. Vipping, (ULS) (EN1993-1-1, §6.3.2)

My,ed=66.70 kN, L=5.400m, Lcr,y=5.400m, Lcr,z=5.400m, Lcr,lt=5.400m

Ideelt moment for vipping (EC3 §6.3.2.2.2, EN1993:2002 TilleggC)
Timoshenko, S.P, Gere, J.M, Theory of elastic stability, McGraw-Hill, 1961
 $M_{cr} = C_1 \cdot [\pi^2 EI_z / (kL)^2] \cdot \sqrt{[(kz/kw)^2 (I_w / I_z) + (kL)^2 G I_t / (\pi^2 EI_z) + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2] - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)}$
 Beregningsmetode C1, C2, C3 : ECSS 119/Galea SN030a-EN-EU Access Steel 2006
 $G = E / (2(1+\nu)) = 210000 / (2(1+0.30)) = 80769 = 8.1 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
 $k \cdot L = 5400 \text{ mm}$, $z_g = h/2 = 180/2 = 90 \text{ mm}$, $z_j = 0 \text{ mm}$ (EN1993:2002 Lign.C.11)
 $k_y = 1.0$, $k_z = 1.0$, $k_w = 1.0$, $C_1 = 1.127$, $C_2 = 0.454$, $C_3 = 0.000$
 $M_{cr} = [10^{-6}] 1.127 \times [\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 13.630 \times 10^6 / 5400^2]$
 $\times \{ [(1.0/1.0)^2 \times (93.746 \times 10^9 / 13.630 \times 10^6) + 5400^2 \times 8.1 \times 10^4 \times 0.422 \times 10^6 / (\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 13.630 \times 10^6) + (0.454 \times 90)^2]^{0.5} - (0.454 \times 90) \} = 183.6 \text{ kNm}$

$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{(W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr})} = \sqrt{[10^{-6}] \times 481.40 \times 10^3 \times 355 / 183.6} = 0.965$ (EC3 Lign.6.56)
 $h/b = 180/180 = 1.00 < 2.00$ Knekkurve: b
 Imperfeksjonsfaktor: $\alpha_{lt} = 0.34$, $\beta = 0.75$, $\chi_{lt} = 0.721$ (T.6.3, T.6.5, Fig.6.4)
 $\Phi_{lt} = 0.5 [1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - \beta) + \beta \bar{\lambda}_{lt}^2] = 0.5 [1 + 0.34 \times (0.965 - 0.40) + 0.75 \times 0.965^2] = 0.945$
 $\chi_{lt} = 1 / [\Phi_{lt} + \sqrt{(\Phi_{lt}^2 - \beta \bar{\lambda}_{lt}^2)}] = 1 / [0.945 + \sqrt{(0.945^2 - 0.75 \times 0.965^2)}] = 0.721$
 Reduksjonsfaktor $\chi_{lt} = 1 / [\Phi_{lt} + \sqrt{(\Phi_{lt}^2 - \beta \bar{\lambda}_{lt}^2)}]$, $\chi_{lt} < 1.0$, $1 / \bar{\lambda}_{lt}^2$, $\chi_{lt} = 0.721$ (Lign.6.57)

$\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f$, $\chi_{lt,mod} < 1$, $\chi_{lt,mod} < 1 / \bar{\lambda}_{lt}^2 = 1 / 0.965^2 = 1.07$ (EC3 §6.3.2.3(2), Lign.6.58)
 $k_c = 0.94$ (EC3 Tab.6.6)
 $f = 1 - 0.5(1 - k_c) [1 - 2.0 (\bar{\lambda}_{lt} - 0.8)^2] = 1 - 0.5 \times (1 - 0.940) [1 - 2.0 \times (0.965 - 0.8)^2] = 0.972$, $f < 1.0$
 $\chi_{lt,mod} = \chi_{lt} / f = 0.721 / 0.972 = 0.742$, $\chi_{lt,mod} < 1.0$, $\chi_{lt,mod} < 1.07$, $\chi_{lt,mod} = 0.742$

$M_{b,rd} = \chi_{lt} \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0.742 \times [10^{-6}] \times 481.40 \times 10^3 \times 355 / 1.05 = 120.77 \text{ kNm}$ (EC3 Lign.6.55)
 My,ed= 66.70 kNm < 120.77 kNm = Mb,rd, Kontroll godkjent
 My,ed/Mb,rd= 66.70/120.77= 0.552 < 1

Vedlegg 11.

Framdriftsrapporter.

Framdriftsrapporter

Periode 1
Uke 4, 5 og 6

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Forprosjektrapport og presentasjon
Planlagte aktiviteter i denne perioden Skrive forprosjektrapport og presentere oppgaven 31. januar. Oppstartfasen til bacheloroppgaven.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Holdt studentpresentasjon, fikk utsatt frist for forprosjektrapporten og leverte den inn 20. februar. Begynt informasjonsinnhenting til hovedoppgaven.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter Vi fikk utsatt frist for forprosjektrapporten siden vi var sent ute med å få tildelt oppgave.
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden Lært hvordan man skriver en forprosjektrapport, og planlagt for videre jobbing.
Hovedhensikt/fokus neste periode Mulighetsstudie, sammenligne ulike løsninger for fotgjengerforbindelse.
Planlagte aktiviteter neste periode Informasjonsinnhenting og oppstart av mulighetsstudie.
Annet
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Periode 2
Uke 9 og 10

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Mulighetsstudie
Planlagte aktiviteter i denne perioden Diskutere og sammenligne ulike muligheter for fotgjengerforbindelse og sette de opp mot hverandre (bro, tunnel, shuttlebåt).
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Har nådd milepæl ved fullføring av mulighetsstudie, har sammenlignet de tre alternativene grundig og kommet fram til fotgjengertunnel som valgt løsning.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden Lært hvordan man utfører en mulighetsstudie, fått mye god innsikt om hva som er ønskelig og ikke ønskelig, og hva som passer inn i et område som Brosundet.
Hovedhensikt/fokus neste periode Utføre en prinsipløsning / konseptløsning.
Planlagte aktiviteter neste periode Gå grundig til verks og utføre en fullstendig prinsipløsning for fotgjengertunnelen.
Annet
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Periode 3
Uke (11 eksamen) 12 og 13

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Konseptløsning / prinsippløsning
Planlagte aktiviteter i denne perioden Gjennomgang av mulighetsstudie med Liv og Ole Sjøvik. Oppstart prinsippløsning, informasjonsinnhenting, diskusjon.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Prinsippløsning for fotgjengertunnel, ta for oss del for del, arbeid mot å utvikle konsept for selve konstruksjonen.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden Fått god innsikt på hvordan ulike ting skal løses, t.d. løsning for sjakt og kobling mellom sjakt og tunnel m.m.
Hovedhensikt/fokus neste periode Fortsette utvikling av konseptløsning. Laserskanning.
Planlagte aktiviteter neste periode Finne ut av hvordan konstruksjonen skal se ut, koblinger, betongelementer m.m. Detaljtegninger i AutoCAD. Laserskanning av området så vi kan bruke det senere i Revit.
Annet

Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Periode 4
Uke 14 og 15 (16 påske)

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden

Fortsette konseptløsning
Laserskanning

Planlagte aktiviteter i denne perioden

Finne ut av hvordan konstruksjonen skal se ut, koblinger, betongelementer m.m.
Detaljtegninger i AutoCAD. Laserskanning av området så vi kan bruke det senere i Revit.
Vi gjør et nytt forsøk på laserskanning torsdag og fredag uke 15 i håp om et bedre resultat.

Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden

Godt i gang med konseptløsning, men fremdeles uferdig, satser på å ha fullført konseptløsningen i løpet av neste periode.

Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter

Her er det det mye å gjøre, så vi fortsetter med konseptløsningen for hele konstruksjonen også i neste periode. Vi hadde først sett for oss en sirkulær trapp og heisløsning, men endret det senere til en firkantet løsning, det er en enklere og bedre løsning. Vi brukte her litt ekstra tid på å endre på ting.

Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen

Se over.
Laserskanningen vi utførte i uke 15 ble mislykket, vi benytter oss av punktskyen fra laserskanningen vi utførte mandag uke 14.

Erfaring fra denne perioden

Lært laserskanning, og hvordan man legger punktskyen inn i Revit, med god hjelp av Hans Christian Giske. Vi har også lært mer om brannsikkerhetskrav og universell utforming som vi har tatt hensyn til i konseptløsningen.

Hovedhensikt/fokus neste periode

Fullført konseptløsning.

Planlagte aktiviteter neste periode

Annet
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Periode 5
Uke 17 og 18

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Fullføre konseptløsningen.
Planlagte aktiviteter i denne perioden Senking og forankring av tunnelen, koblinger av elementer, design av overdekkede nedganger og innvendig kledning.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Konseptløsning endelig fullført.
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden
Hovedhensikt/fokus neste periode Teoretisk grunnlag, beregninger og Revit. I neste periode må vi ferdigstille rapporten.
Planlagte aktiviteter neste periode Gjøre noen endringer på mulighetsstudien (mer utfyllende). Skrive teoretisk grunnlag, innledning, konklusjon.

Starte beregninger og 3D visualisering i Revit. Fremstille tunnelen i Lumion dersom vi får tid.
Annet
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Periode 6
Uke 19 og 20

Hovedhensikt / fokus for arbeidet i denne perioden Ferdigstille rapporten. Fullføre 3D visualisering i Revit og fullføre beregninger.
Planlagte aktiviteter i denne perioden Skrive ferdig teoretisk grunnlag, innledning, ordforklaring, konklusjon for å ferdigstille rapporten. Fullføre beregninger, og 3D visualisering i Revit, med film i Lumion.
Virkelig gjennomførte aktiviteter i denne perioden Beregninger fullført. Visualisering i Revit fullført. Film i Lumion fullført. Rapporten er ferdigstilt. Gjennomgang av rapporten, ser alt bra ut? Innhold, setningsoppbygging, skrivefeil?
Beskrivelse av/begrunnelse for eventuelle avvik mellom planlagte og virkelige aktiviteter
Beskrivelse av /begrunnelse for endringer som nå ønskes i selve prosjektets innhold eller i den videre framgangsmåten - eller framdriftsplanen
Erfaring fra denne perioden
Hovedhensikt/fokus neste periode Gjennomgang av rapporten, dobbelsjekke om alt ser bra ut (innhold, setningsoppbygging og skrivefeil).
Planlagte aktiviteter neste periode

Annet
Ønske om /behov for veiledning, tema i undervisningen – drøfting ellers

Vedlegg 12.

Logg.

9 LOG

Utført arbeid i perioden

Navn på studenter:

Stud1: Erlend Lade Sæther

Stud2: Kristoffer Nevstad

Navn på bedrift/organisasjon: **Ålesundregionens havnevesen**

Namn på veileder ved bedrift/organisasjon: **Ole Christian Fiskaa**

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
3	14.01	Diskutering av muligheter for oppgave, møter med Liv for planlegging, Idémyldring	4,0	4,0		
	15.01					
	16.01	Planlegging av forsprosjekt	5,0	5,0		
	17.01					
	18.01					
Sum timer			9,0	9,0		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
4	21.01	Arbeid med forprosjektrapport og studentpresentasjoner	5,0	5,0		
	22.01					
	23.01	Arbeid med forprosjektrapport og studentpresentasjoner	5,5	5,5		
	24.01					
	25.01	Arbeid med forprosjektrapport og studentpresentasjoner	5,0	5,0		
Sum timer			15,5	15,5		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
5	28.01	Videre arbeid med forprosjektrapporten	5,0	5,0		
	29.01	Kort møte med Liv før forelesning i ingeniørfaglig systemteknikk	0,25	0,25		
	30.01	Forberedelse av studentpresentasjon 31.01	4,0	4,0		
	31.01	Presentering av oppgave for medstudenter	2,0	2,0		
	01.02					
Sum timer			11,25	11,25		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
6	04.02	Næringslivsdagen				
	05.02	Forprosjektrapport	6,5	6,5		
	06.02	Informasjonsanking, gransking av området	6,5	6,5		
	07.02					
	08.02					
Sum timer			13,0	13,0		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
7	11.02					
	12.02	Forbereding til møtet med oppdragsgiver Finne ut av regler og krav vi må ta hensyn til	6,5	6,5		
	13.02	Videre arbeid med forprosjektrapport	6,5	6,5		
	14.02					
	15.02	Møte med Ole Christian Fiskaa ved Ålesundregionens havnevesen	1,0	1,0		
Sum timer			14,0	14,0		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
8	18.02	Seminar i ingeniørfaglig systemteknikk hele uke 8				
	19.02	Første arbeidsdag etter avtale med bedrift	6,0	6,0		
	20.02	Fullføring og innlevering av forprosjektrapport Informasjonsinnhenting Diskusjon av ulike løsninger Planlegging av møte med Ole Søvik i Ålesund kommune	8,0	8,0		
	21.02					
	22.02					
Sum timer			14,0	14,0		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
9	25.02	Informasjonsinnhenting og diskusjon av ulike løsninger	5,0	5,0		
	26.02					

	27.02	Lage til et dokument til Ole Søvik så han vet hva oppgaven dreier seg om før møtet	6,5	6,5		
	28.02	Møte med Ole Søvik og Liv	1,0	1,0		
	01.03	Oppstart mulighetsstudie	8,0	8,0		
Sum timer			20,5	20,5		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
10	04.03	Møte med Dag R. ved NMK angående shuttlebåt Videre arbeid med mulighetsstudie etter møtet	5,0	5,0		
	05.03	Videre arbeid med mulighetsstudie	7,0	7,0		
	06.03	Videre arbeid med mulighetsstudie	8,0	8,0		
	07.03	Fullføring av mulighetsstudie	7,0	7,0		
	08.03					
Sum timer			27,0	27,0		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
12	18.03					
	19.03	Møte med Liv, gjennomgang av mulighetsstudie Veien videre	2,0	2,0		
	20.03	Oppstart konseptløsning Informasjonsinnhenting Diskusjon av løsninger	8,0	8,0		
	21.03	Konseptløsning	8,0	8,0		
	22.03	Konseptløsning Planlegging av møte med Kristian	8,0	8,0		
Sum timer			26,0	26,0		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
13	25.03	Møte med Kristian angående konstruksjonsdelen Deretter videre arbeid med konseptløsning	6,5	6,5		
	26.03	Videre arbeid med konseptløsning Møte med Ole Søvik, gjennomgang av mulighetsstudie	8,0	8,0		
	27.03					

	28.03		5,0	5,0		
	29.03					
Sum timer			19,5	19,5		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
14	01.04	Laserskanning av området med Hans Christian Giske	5,0	5,0		
	02.04	Videre arbeid med konseptløsning Tar for oss ulike deler av konstruksjonen og går i detalj, detaljtegninger i AutoCAD	9,0	9,0		
	03.04	Møte med Liv og Kristian angående konseptløsning Videre arbeid med konseptløsning etter møtet Betongelementer, senketunnel, forankring	6,5	6,5		
	04.04	Konseptløsning: Trapp, sjakt, forbindelser	6,5	6,5		
	05.04	Konseptløsning: Mindre betong, mer glass og stål i nedgangene for at konstruksjonen skal bli mer inviterende	5,0	5,0		
Sum timer			32,0	32,0		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
15	08.04	Konseptløsning: inndeling av betongelementer, antall og dimensjoner Prefab. vs. Plasstøpt, transport av betongelementer	8,0	8,0		
	09.04	Konseptløsning: fundamentering Fortsettelse av inndeling av betongelementer	7,0	7,0		
	10.04	Videre arbeid med konseptløsning	7,0	7,0		
	11.04	Nytt forsøk på laserskanning	5,0	5,0		
	12.04	Fortsettelse av laserskanning	5,0	5,0		
Sum timer			32,0	32,0		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
16	15.04	Påskeferie uke 16	3,0	3,0		
	16.04		2,0	2,0		
	17.04					

	18.0 4					
	19.0 4					
Sum timer			5,0	5,0		

Uk e	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
17	22.0 4	Arbeide mot fullføring av konseptløsning	8,0	8,0		
	23.0 4	Konseptløsning: Plantegninger i AutoCAD Design av overdekkede nedganger Innvendig kledning, fliser	8,0	8,0		
	24.0 4	Konseptløsning: fortsettelse	8,0	8,0		
	25.0 4	Konseptløsning: fortsettelse	8,0	8,0		
	26.0 4	Konseptløsning: fortsettelse	6,0	6,0		
	27.0 4	(Lørdag)	2,0	3,0		
	28.0 4	(Søndag) Fullføring av konseptløsning før møtet med Liv og Kristian mandag uke 18	5,0	4,0		
Sum timer			45,0	45,0		

Uk e	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
18	29.04	Møte med Liv og Kristian, gjennomgang av konseptløsning, utfylle konseptløsning	4,0	4,0		
	30.04	Konseptløsning: innstøping av betongelementer, mer om senke og byggeprosess, design	8,0	8,0		
	01.05					
	02.05	Ferdigstillelse av konseptløsning, med detaljtegninger, alle deler av konstruksjonen	6,5	6,5		
	03.05	Sammensetting av konseptløsning, diskusjon av veien videre	7,0	7,0		
Sum timer			25,5	25,5		

Uk e	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
19	06.05	Teoretisk grunnlag Utfylle mulighetsstudien	8,0	8,0		

	07.05	Teoretisk grunnlag Ferdigstillelse av mulighetsstudie	8,0	8,0		
	08.05	Teoretisk grunnlag	8,0	8,0		
	09.05	Teoretisk grunnlag	8,0	8,0		
	10.05	Teoretisk grunnlag	8,0	8,0		
Sum timer			40,0	40,0		

Uke	Dato	Gjennomført arbeid/Tema/aktivitet	Stud1 Timer	Stud2 Timer	Stud3 Timer	Stu 4 Timer
20	13.05	3D visualisering i Revit Mer teoretisk grunnlag Beregninger, med og uten Eurocode Express	8,0	8,0		
	14.05	Fortsettelse Revit og beregninger	8,0	8,0		
	15.05	Fortsettelse Revit og beregninger	8,0	8,0		
	16.05	Revit og beregninger Mer teoretisk grunnlag Plakat	9,0	9,0		
	17.05		4,0	4,0		
	18.05	Ferdigstilling	8,0	8,0		
	19.05	Ferdigstilling	8,0	8,0		
Sum timer			53,0	53,0		