



**Høgskulen
på Vestlandet**

BACHELOROPPGAVE

Sammenligning av materialer ved
dimensjonering av gangbro

Material comparison by structure
analysis of a footbridge

Jonas Juul Hermansen

Per Høie Guettler

Jarle Bentsen

Byggingeniør

Campus Bergen/Institutt for byggfag/ Bygg

Veileder: Svein-Rune Kleppe

22.05.2019

Vi bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 10

Forord

Denne bacheloroppgaven er avslutningen på vår utdanning ved Høgskulen på Vestlandet, byggingeniørstudiet fra 2016-2019. Et av gruppe medlemmene har hatt konstruksjonsteknikk som spesialisierende retning, mens de to andre har gått prosjekt- og byggeledelse med fag innen konstruksjonsteknikk. Omfanget av oppgaven tilsvarer 20 studiepoeng per student, og den er utført gjennom vårsemesteret 2019.

Gruppen var i kontakt med flere bedrifter for å få en oppgave, og endte til slutt opp med en åpen oppgave fra konsulentfirmaet Holst & Valen AS. Oppgaven gjelder en gangbro, noe vi har lært lite om på skolen. Dette har gitt oss muligheten til å lære mer om brokonstruksjoner, i tillegg til at vi har fått mer erfaring med prosjektering av konstruksjoner generelt. Vi valgte å styre oppgaven slik at den inkluderte dimensjonering og vurdering av både betong og stål, noe som har gitt oss mye innsikt i prosjektering med begge materialene.

Vi vil gjerne takke Svein-Rune Kleppe, som har vært vår veileder på skolen, for all hjelp med oppgaven. Vi må også takke Holst & Valen AS som har gitt oss oppgaven og opplysninger om forholdene på plassen. Videre vil vi takke Strand AS i FM-Gruppen som har vært behjelpelig med å prise betongbroen. De har også hjulpet oss å finne enhetspriser på stålarbeidene. Vi vil også takke Zinga, Consolvo, og Kvam Agentur som har bidratt med informasjon og priser på vedlikehold av broene. Takk også til Bue Aluminium, Glassmester 1, og Johnsen Glass som har hjulpet oss med å få på plass enkelte detaljer.

Sammendrag

Hensikten med denne rapporten har vært å sammenligne broalternativer i stål og betong. Sammenligningskriteriene var livsløpskostnader, estetikk og byggetid. Begge alternativene skulle prosjekteres for en bestemt plassering ved Arna Urban. Derfor var det visse betingelser som måtte tas hensyn til i rapporten. Disse var lengde, opplagerbetingelser, samt grunn- og klimatiske forhold. Det ble valgt å innføre ytterlige restriksjoner. Disse inkluderte at broen skulle utformes anonym, og at den skulle kles inn med glass.

Gjennom et mulighetsstudie ble forskjellige brotyper vurdert. Det ble valgt å gå videre med en fagverksbro i stål og en bjelkebro i betong. Videre ble alle opptredende laster beregnet, og satt sammen i lastkombinasjoner. Etter det ble broalternativene dimensjonert. Stålnalternativet ble hovedsakelig dimensjonert i beregningsprogram, mens knutepunktskontroll ble gjort manuelt. I betong ble tverrsnittskreftene funnet i beregningsprogram, og videre brukt i armeringsberegninger. Deformasjoner i betong ble også beregnet manuelt.

Videre ble det innhentet priser på bygging og vedlikehold, slik at livsløpskostnadene kunne sammenlignes. Broene ble tegnet opp i samme modelleringsprogram for enkelt å kunne vurdere estetikken. Det ble også satt opp en fremdriftsplan for å vurdere byggetid.

Rapporten viser at livsløpskostnadene ville vært lavere for stålnalternativet. Det kommer også frem at stålbroens estetikk foretrekkes fremfor betongbroens. Til slutt blir det vist at byggeplasstiden er betydelig kortere for stålnalternativet. Konklusjonen blir derfor at stål er det foretrukne byggematerialet, fremfor betong, gitt forholdene ved Arna Urban.

Abstract

The purpose of this report has been to compare different types of bridges in steel and concrete. The criteria for the comparison were life cycle costs, aesthetics and construction time. Both alternatives were supposed to be projected on a specific location by Arna Urban. Therefore, there were certain conditions that had to be considered in the report. These were length, support conditions, as well as ground and climatic conditions. It was also decided to introduce additional restrictions to the bridges. These included that the bridge should have an understated, anonymous design, and that the walls and roof should be covered with glass.

Through a feasibility study, different types of bridges were considered. The decision was to proceed with a truss bridge in steel and a bridge in concrete made of beams and a slab. Furthermore, all occurring loads were calculated and assembled in different load combinations. After that, the two bridges were calculated and dimensioned. The steel option was mainly dimensioned in a calculation program, while the joint control was done manually. In concrete, the cross-sectional forces were found in the calculation program. These forces were later used in rebar calculations. Deformations in concrete were also calculated manually.

Afterwards, prices for construction work and maintenance were estimated. These were combined in regards to both alternatives to compare the life cycle costs. The bridges were modeled in the same modeling program, which simplified the task of comparing aesthetics. A schedule of construction was also set up to consider the construction time

The report reveals that life cycle costs would have been lower for the steel alternative. In addition, the aesthetic of the steel bridge is preferable to that of the concrete alternative. Lastly, the report concludes that the construction site time is considerably shorter for the steel alternative. Therefore, it is evident that steel is the preferred building material, given the conditions at Arna Urban.

Innholdsfortegnelse

Forord	
Sammendrag	
Abstract	
Innholdsfortegnelse	
Figurer	
Tabeller.....	
1 Innledning.....	1
2 Problemstilling.....	2
3 Metode	2
4 Mulighetsstudie.....	3
4.1 Broens karakter	3
4.2 Brotyper.....	5
4.2.1 Platebro, bjelkeplatebro og ribbeplatebro.....	5
4.2.2 Bjelkebro.....	5
4.2.3 Kassebro	6
4.2.4 Buebro	6
4.2.5 Fagverksbro, sprengverksbro og hengeverksbro	6
4.2.6 Hengebro	7
4.2.7 Skråstagbro.....	7
4.3 Valg av brotype.....	8
5 Laster	10
5.1 Vindlast.....	10
5.2 Nyttelast	12
5.3 Snølaster	12
5.4 Termiske laster	13
5.4.1 Jevnt fordelt temperaturandel	14
5.4.2 Vertikalt lineært varierende temperaturandel	14
5.5 Seismiske laster	15
5.6 Ulykkeslaster	16
5.6.1 Kjøretøy	16
5.6.2 Skred.....	16
5.6.3 Brann	16
5.7 Oppsummering av laster	17
6 Ståldimensjonering.....	18
6.1 Egenlast	18

6.2	Lastkombinasjoner	18
6.3	Robot	19
6.3.1	Utforming av fagverk	19
6.3.2	Modellering	20
6.3.3	Dimensjonering	22
6.3.4	Oppsummering	25
6.4	Håndberegninger	27
6.4.1	Kontroll	27
6.4.2	Knutepunkt	27
6.5	Bruksgrense stål	33
6.6	Ståldekke	35
6.7	Fundament	36
6.8	Overflatebehandling	37
6.9	Økonomi	38
6.10	Estetikk	40
6.11	Byggetid	40
7	Betongdimensjonering	41
7.1	Robot	42
7.2	Bjelke	44
7.2.1	Tverrsnittskrefter fra Robot	44
7.2.2	Lengdearmring	45
7.2.3	Fordelingsarmering	46
7.2.4	Skjærarmring	47
7.2.5	Torsjon	47
7.3	Betongdekke	47
7.3.1	Oppsummering	48
7.4	Søyle	49
7.4.1	Termiske laster	49
7.4.2	Ulykkeslaster	49
7.4.3	Lengdearmring	50
7.4.4	Torsjon	50
7.5	Kraftfordelingsarmering	51
7.6	Fundament	52
7.6.1	Størrelse	52
7.6.2	Fjellbolter	53
7.6.3	Armering	54

7.7	Bruksgrense	57
7.7.1	Deformasjoner.....	57
7.7.2	Rissvidde.....	59
7.8	Vedlikehold.....	60
7.9	Økonomi	62
7.10	Estetikk	63
7.11	Byggetid	63
8	Diskusjon	64
8.1	Økonomi	64
8.2	Estetikk	64
8.3	Byggetid	65
9	Konklusjon	66
	Forslag til videre arbeid.....	
	Referanser	
	Vedlegg.....	

Figurer

Figur 1: Illustrasjon av broer i forskjellige materialer	1
Figur 2: Oversikt over broens plassering. Bildet er hentet fra Google Maps (før utbygging).	1
Figur 3: Lerkendal bro.....	4
Figur 4: Sunde gangbro.....	4
Figur 5: Platebro [4].....	5
Figur 6: Bjelkebro [4].	5
Figur 7 Kassebro [4].	6
Figur 8: Buebro [4].....	6
Figur 9 Fagverksbro [4].....	6
Figur 10: Hengebro [33]	7
Figur 11: Skråstagbro [34]	7
Figur 12: Gangvei under eksisterende bro	8
Figur 13: Betongbjelkebro	8
Figur 14: Stålfagverksbro.....	9
Figur 15: Referansevindhastighet i Bergen fra tabell NA.4(901.1) [6].	10
Figur 16: Avstand fra hav til broen.	10
Figur 17: Ser at $C_{fx,0}=2,3$	11
Figur 18: Illustrasjon av plassering til vertikal vindlast.....	11
Figur 19: Vertikalt varierende temperatur	15
Figur 20: Lokalt aksesystem.	19
Figur 21: Modell av standard Warren fagverk. [35]	19
Figur 22: Illustrasjon av søyleplassering.....	20
Figur 23: Modell av lastfordelingen fra cladding til skråstag.	20
Figur 24: Stålbroyen sett fra kortsiden. Firkant-rammen markert med gul i hjørnene.	21
Figur 25: Forenklet resultat hentet fra Robot.	22
Figur 26: Modell av Pratt- og Hove fagverk.....	23
Figur 27: Fagverk med vertikalstag	23
Figur 28: Fagverk uten vertikalstag.	23
Figur 29: Illustrasjonen av knutepunkt i broen viser forskyvningen av vindkryss i underkant.	24
Figur 30: En tidligere versjon av søylen med 4m bredde i bunnen.....	24
Figur 31: Illustrasjon av den ferdige broen.	25
Figur 32: Tabeller for utnyttelsesgraden.....	26
Figur 33: Normalkreftene som oppstår i utkrager når nyttelast er påsatt.....	27
Figur 34: Kilsveis	28
Figur 35: Buttsveis	28
Figur 36: Knutepunktet sett fra kortsiden.....	28
Figur 37: Det mest kritiske knutepunktet i konstruksjonen er der søylen møter broen.	29
Figur 38: Knutepunktet, sett fra innsiden av broen.	29
Figur 39: Illustrasjon av stålplate mellom gurt og søyle.....	30
Figur 40: Skjøter i bro.	31
Figur 41: Kritiske krefter i bolteforbindelsene	31
Figur 42: Laskeplate over knutepunkt mellom skråstag, vertikalstag og gurt.	32
Figur 43: Deformasjon (i mm) pga. dimensjonerende brukslast. Sett forfra.	33
Figur 44: Deformasjonskomponentene	33
Figur 45: Temperaturutvidelse	33
Figur 46: Deformasjon i mm sett fra siden.....	34
Figur 47: Peva 45 med påstøp	35

Figur 48: Kart fra nasjonal berggrunnsdatabase [12], broen er tegnet inn i grønt.....	36
Figur 49: Bergartsbeskrivelse	36
Figur 50: Statens Vegvesens duplekssystem [22].....	37
Figur 51: Pris per kilo fagverk	38
Figur 52: Summering av kostnader i stålargumentiv	39
Figur 53: Bjelkebroen, med momentdiagram for bruddgrense	42
Figur 54: Betongbroen, med det fiktive vindkrysset markert i blått.....	43
Figur 55: Armering over søyle	45
Figur 56: Armering i felt.....	45
Figur 57: Avtrapping av armering	46
Figur 58: Fordelingsarmering i bjelke	46
Figur 59: Skjærarmering i bjelke.....	47
Figur 60: Armering i betongdekke	47
Figur 61: Armering i bjelke og dekke i plan	48
Figur 62: Armering i bjelke og dekke sett fra kortsiden	48
Figur 63: Armering i søyle.....	50
Figur 64: Bøyleavstand i søylen	50
Figur 65: Kraftfordeling i søyle.	51
Figur 66: Kraftfordelingsarmering i toppen av søylen.....	51
Figur 67: Illustrasjon av betongsøyle.....	52
Figur 68: Fundamentstørrelse	52
Figur 69: Plassering av fjellbolter i fundament.....	53
Figur 70: Avbøying av fjellbolter i fundament.....	54
Figur 71: Kreftene som oppstår i fundamentet ved moment om sterk akse.....	55
Figur 72: Armering i fundament fra kortsiden.	56
Figur 73: Armering i fundament fra langsiden.	56
Figur 74: Armering i bjelke over opplager.....	59
Figur 75: Egenskaper for forskjellige overflatebehandlingssystemer, hentet fra tabell 13 [31].....	60
Figur 76: Optimalt område for vedlikeholdsplanlegging. Fra faget bygg 122.....	61
Figur 77: Summering av kostnader i betongalternativ.....	62
Figur 78: Illustrasjon av stålbro	65
Figur 79: Illustrasjon av betongbro	65
Figur 80: Fremdriftsplan	65
Figur 81: Illustrasjon av broer i forskjellige materialer	66

Tabeller

Tabell 1: Snølast	12
Tabell 2: Jevnt fordelt temperaturandel	14
Tabell 3: Oppsummering av laster	17
Tabell 4: Profiler	25
Tabell 5: Priser på overflatebehandling med Zinga.....	39
Tabell 6: Tverrsnittskrefter fra Robot.....	44
Tabell 7: Tverrsnittskrefter fra Robot.....	49
Tabell 8: Krefter i fundament.	52
Tabell 9: Deformasjoner i betong.....	58

1 Innledning

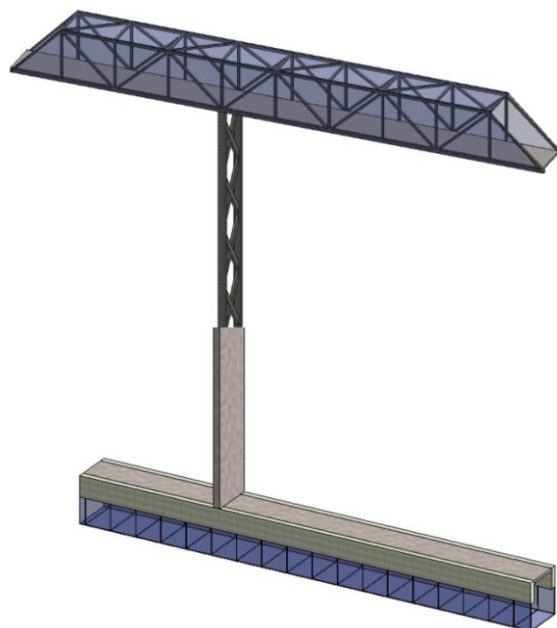
I Norge er stål og betong to av de mest brukte byggematerialene. Begge har sine styrker og svakheter, derfor er det ikke alltid like åpenbart hvilket materiale som egner seg best i et hvert tilfelle. Figur 1 viser to eksempler på broer i forskjellige materialer.

I denne oppgaven skal det dimensjoneres gangbroer i begge materialene for å undersøke den mest gunstige løsningen i et bestemt tilfelle. Broalternativene skal dimensjoneres slik at funksjon og bæreevne

vil være tilsvarende hverandre. De skal begge prosjekteres ved nyutbyggingen Arna Urban, like utenfor Bergen, se figur 2. Broene skal gå fra en gangvei til en bygning. Bygningen ble ferdigstilt i 2017 [1]. Samtidig ble det bygget en bro til bygningen, som videre vil bli brukt som referanse for broenes mål og plassering. Det er også tatt noen bilder av denne for illustrasjon.

Sammenligningskriteriene for broene vil være livsløpskostnader, estetikk og byggetid. Ifølge NS 3454:2013 omfatter livsløpskostnadene anskaffelseskostnader, kostnader gjennom hele bruksperioden og riving [2]. I rapporten blir ikke rivningskostnader medtatt, da dette ligger langt frem i tid. Det estetiske grunnlaget vil bygge på hvorvidt de forskjellige broalternativene passer inn i omgivelsene ved Arna Urban. Byggetid vurderes ut ifra hvor lang tid det brukes på byggeplass, uten at leveringstid blir tatt i betraktning.

Oppgaven er gitt av Holst og Valen AS, som er et rådgivende ingeniørfirma innen byggeteknikk i Bergen.



Figur 1: Illustrasjon av broer i forskjellige materialer



Figur 2: Oversikt over broens plassering. Bildet er hentet fra Google Maps (før utbygging).

2 Problemstilling

Det skal dimensjoneres broløsninger i stål og betong, og det skal gjøres en vurdering om hvilken brotype som er den mest hensiktsmessige løsningen, gitt forholdene ved Arna Urban. Denne vurderingen skal begrunnes ut fra kriteriene livsløpskostnader, estetikk og byggetid.

3 Metode

Broalternativene skal dimensjoneres ut ifra gjeldende standarder og Vegdirektoratets Håndbok, N400. Det skal også gjennomføres et mulighetsstudie der håndbøkene V440 og V420 brukes for å diskutere henholdsvis valg av type broløsning og estetisk utforming. Videre vil Eurokodene, som er en samling europeiske standarder for prosjektering av konstruksjoner, bli brukt. De nasjonale tilleggene blir også brukt for å ta hensyn til lokale forhold. I hovedsak benyttes Eurokode 3 (NS-EN 1993) for stålkonstruksjoner, Eurokode 2 (NS-EN 1992) for betong, og Eurokode 1 (NS-EN 1991) for laster. I tillegg brukes andre standarder som vil bli henvist til fortløpende i rapporten.

Ved dimensjonering av stålalternativet vil det bli brukt et beregningsprogram. Det finnes flere programmer som egner seg til dette, eksempelvis FEM-Design og Autodesk Robot Structural Analysis. I denne rapporten er det valgt å bruke Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019, heretter kalt Robot. Valget ble gjort slik fordi dette er et intuitivt program som er enkelt å bruke, og det har blitt brukt i undervisningen ved HVL. I programmet er det mulig å modellere broene i 3D slik at en kan påføre laster og få ut kreftene i de ulike konstruksjonsdelene. Knutepunktene i konstruksjonen vil enten bli boltet eller sveist. Disse beregningene vil bli gjennomført for hånd i PTC Mathcad Prime 5.0, heretter kalt Mathcad. Programmet fungerer som et regneark der variabler kan defineres.

Ved dimensjonering av betongalternativet vil det i hovedsak bli benyttet Robot for statikkberegninger. Armeringsberegninger vil bli gjennomført for hånd i Mathcad. Det vil bli gjort separate beregninger for bjelker, dekke, søyle og fundament. Videre vil innlagt armering vurderes med tanke på enkel montering og minimalisering av fare for feil. Armeringstegninger vil bli illustrert i Autodesk AutoCAD 2018. Broløsningene er i tillegg illustrert i Autodesk Revit 2018 for å vurdere estetikken til broalternativene.

4 Mulighetsstudie

Oppgaven går ut på å sammenligne gangbroer i stål og betong. Opplagerbetingelsene blir hentet fra den eksisterende broen. Avstanden mellom fundament ved gangvei og bygg er 26823mm. Broene vil bli prosjektert med et hovedspenn og en utkramer. Mellom disse blir broene lagt opp på en søyle som er 12157mm høy.

Før prosjekteringen kan starte vil det være naturlig å vurdere ulike broløsninger for hvert av materialene. Dette vurderes med hensyn til opplagerbetingelser og estetikk. I mulighetsstudiet vil det til slutt bli valgt to alternativer, et i betong og et i stål.

4.1 Broens karakter

Broens plassering gjør at den blir relativt fremtredende. Broen blir sett både nedenfra og ovenfra, og vil bli både brukt og sett daglig av beboerne ved Arna Urban. Dette vil stille krav til broens utforming og hvordan den samhandler med omgivelsene.

Broer deles generelt inn i de to kategoriene etter karakter og utforming. De to kategoriene er bevisstløst- og bevisst utformede broer. Kategorien bevisst utformede broer deles også inn i visuelt markante- og anonyme broer [3].

Bevisstløst utformede broer er planlagt og bygget uten noen spesiell tanke på estetikk, plassering og totalinntrykk. Her er hovedfokuset økonomi. Ønsket om «fort og billig» vil prege beslutningene som blir tatt. Det er ikke ønskelig å prosjektere og bygge en slik bro ved Arna Urban.

Visuelt markante broer vil med sin gjennomarbeidede utforming prege sine omgivelser. De har en egenidentitet og visuelle kvaliteter som gjør at de blir lagt merke til. I noen tilfeller blir slike broer også brukt som kjennemerker og stedsreferanser. Ved prosjektering av slike broer er de visuelle kriteriene



Figur 3: Lerkendal bro

verdsatt på lik linje med andre kriterier gjennom hele prosjekteringsfasen. Et eksempel på dette er Lerkendal bro, vist i figur 3, som utgjør byporten til Trondheim på sørsiden. Grunnet broens plassering og størrelse vil det være lite hensiktsmessig å prøve å prosjektere en visuelt markant bro i dette tilfellet.

Anonyme broer er ikke dominerende for sine omgivelser. Brotypen blir valgt for å fremheve andre faktorer i omgivelsene, og underordner seg sine omgivelser. Samtidig inngår broen som en del av en større og mer kompleks sammenheng. Et eksempel på en bro med anonym utforming er



Figur 4: Sunde gangbro

vist i figur 4. Utforminger blir gjerne valgt slik at andre faktorer i omgivelsene skal framstå som mer fremtredende. Denne type broer må derfor tre i bakgrunnen i visuell betydning. Selv om broen er anonym vil kravet til utforming og design gis tilsvarende omtanke som en markant bro. Ved å gjøre dette kan en oppnå et resultat som komplimenter omgivelsene. En slik bro vil være hensiktsmessig å prosjektere for å komplimentere omgivelsene.

4.2 Brotyper

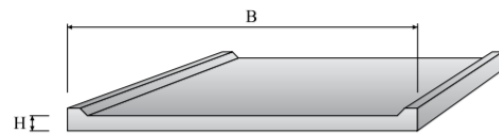
Det vil nedenfor bli diskutert en rekke ulike broløsninger. Her er det kun tatt med de som er mulige å bygge ved Arna Urban. Derfor vil eksempelvis kulvertbro være utelukket.

4.2.1 Platebro, bjelkeplatebro og ribbeplatebro

Platebroer kjennetegnes ved at en plate fungerer som både dekke og hovedbæresystem [4].

Kreftene overføres uten bruk av bjelker, slik at broen bygger lite i høyden. Disse er normalt sett bygget i betong.

Platebroer kan også utformes som bjelkeplatebroer eller ribbeplatebroer, der tykkelsen av platen økes for deler av tverrsnittet. Det gir større bæreevne med bruk av mindre betong. En illustrasjon av platebro kan sees på figur 5.



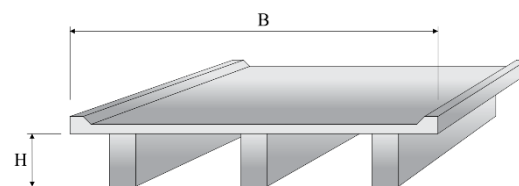
Figur 5: Platebro [4].

4.2.2 Bjelkebro

I en bjelkebro vil det være bjelkene som tar den største andelen av lastene [4]. Lastene fra dekket blir overført til bjelkene som går i broens lengderetning, og deretter videre til oppleggene.

Bjelkene kan ha et hvilket som helst tverrsnitt,

men det vanligste er å bruke enten I, T eller U-formede bjelker. Fordelen med å bruke bjelkefremfor platebroer, er at de har større momentkapasitet. Dette er fordi den indre momentarmen i en bjelke relativt sett er større enn i ett dekke. Dermed vil en kunne spare materiale på å velge dette alternativet fremfor en platebro. Ulempen med å velge bjelkebro er at brotversnittet vil øke i høyden, sammenlignet med en platebro, noe som ikke alltid er ønskelig. Bjelkene i bjelkebroer kan være både betong- og stålbjelker, mens brodekket normalt sett er av betong. En illustrasjon av bjelkebro kan sees på figur 6.

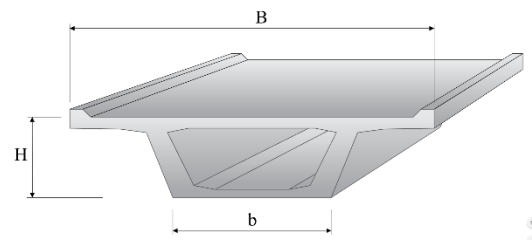


Figur 6: Bjelkebro [4].

4.2.3 Kassebro

Kassebroer er broer der hovedbæresystemet er utformet som ett eller flere kassetverrsnitt [4]. Kassen kan ha skrå eller vertikale steg og konstant eller variabel flenshøyde. Det er også vanlig å benytte broplaten som toppflens. Fordelen med denne broløsningen er at

tværsnittet er hult. Dermed sparer den materialer i de delene av tværsnittet det oppstår lite spenninger. I tillegg vil et lukket tværsnitt øke korrosjonsbestandigheten da det fører til en mindre eksponert overflate. Ulempen er, som med bjelkebro, at høyden på tværsnittet øker. Disse kan bygges i både betong og stål. En illustrasjon av kassebro kan sees på figur 7.

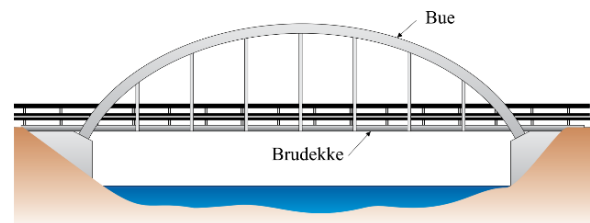


Figur 7 Kassebro [4].

4.2.4 Buebro

Buebroer har hovedbæresystemer som er utformet som en eller flere buer [4]. Teoretisk gir dette trykkrefter i hele bæresystemet, som gir god utnyttelse av materialene. Ulempen med dette er at man får store horisontale krefter i endene av buen.

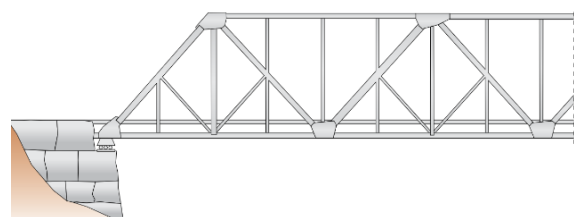
Disse må enten tas som strekkrefter i brodekket eller trykk i opplagerne, og dette kan være problematisk å prosjektere for. I tillegg trenger brodekket et sekundærbæresystem for å fordele lastene, f.eks. som platebro eller fagverk. Et slikt bæresystem brukes oftest på større broer, der lastene er store og det kreves at hele broen går som ett spenn. For brokonstruksjoner med utragende elementer er det ikke hensiktsmessig å velge en buebro, siden det krever mer av sekundærbæresystemet. Betong er et velegnet materiale for selve buen, da det er lett å forme og godt til å ta trykkrefter. En illustrasjon av Buebro kan sees på figur 8.



Figur 8: Buebro [4]

4.2.5 Fagverksbro, sprengverksbro og hengeverksbro

Fagverksbroer består av et bæresystem som er bygd opp av staver som enten er fast eller leddet i endene [4]. Fagverk kan utformes på flere forskjellige måter, men hovedprinsippet går ut på å feste stavene sammen i trekkanter for

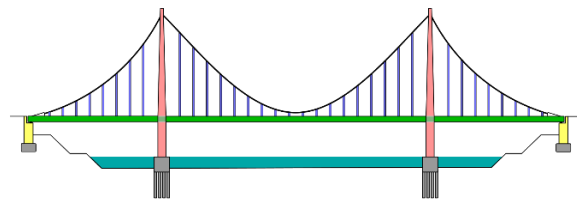


Figur 9 Fagverksbro [4]

å fordele kreftene fra broen til opplagerne. Disse bygges som regel av stålprofiler. Fordelen med fagverk er at en sparer materiale sammenlignet med å bruke store bjelkeprofiler. Ulempen er at det er mer arbeid å montere fagverket da knutepunktene enten må sveises eller boltes sammen. En illustrasjon av fagverksbro kan sees på figur 9.

4.2.6 Hengebro

Hengebroer har hovedbæresystem bestående av hengekabler. Videre bæres dekket av et sekundærbæresystem som er opphengt i kablene ved hjelp av hengestenger. Kablene holdes oppe av tårn, og forankres som regel utenfor broen [4].

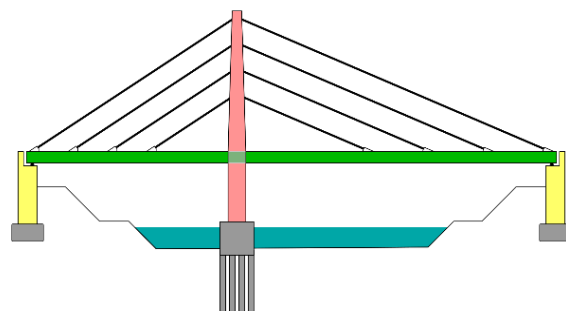


Figur 10: Hengebro [33]

Denne metoden er mest brukt der det er krav til lange spenn, hvor det ikke er hensiktsmessig å ha søyler underveis. Her er det naturlig at hengekablene er stålkabler, mens søylene og brodekket gjerne kan bygges i betong. En illustrasjon av hengebro kan sees på figur 10.

4.2.7 Skråstagbro

Skråstagbroer fungerer ganske likt til hengebroer, ved at brodekket er opphengt i kabler eller strekkstag [4]. Det som skiller skråstagbroer fra hengebroer er måten stagene festes på. I en skråstagbro får man horisontale trykkrefter i brodekket. Fordelen med en skråstagbro er at det er mulig å



Figur 11: Skråstagbro [34]

bygge skråstagene symmetrisk om tårnet, slik at det ikke er nødvendig å forankre stagene i fjell eller fundament. Stål er et naturlig materialvalg for strekkstagene, da det egner seg godt for å ta strekkreftene. Også her kan søylene og brodekket bygges i betong. En illustrasjon av skråstagsbro kan sees på figur 11.

4.3 Valg av brotype

Valg av brotype baseres på opplagerbetingelser og omgivelsene rundt. Broen går fra en gangsti til en eksisterende bygning. I tillegg går det en gangvei under broen som må tas hensyn til.

Brotypene som er beskrevet har både fordeler og ulemper, disse må vurderes mot hverandre for å kunne velge den mest egnede brotypen for de statiske- og estetiske betingelsene. Broen blir prosjektert etter bygget. For å kunne feste broen i bygget må det forsterkes. Det er ønskelig å unngå dette, derfor vil ikke alle brotypene egne seg like godt. Hengebro og buebro blir av den grunn utelukket. Valget av skråstagsbro faller bort på grunn av størrelsen og de dominerende visuelle egenskaper som strider mot ønsket om en anonym bro.

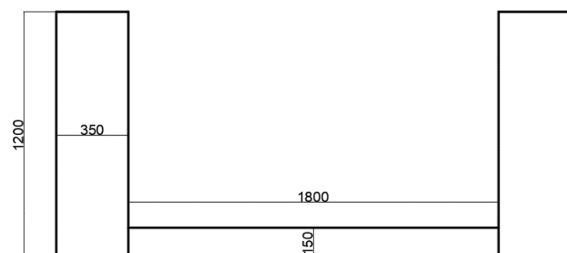
Høyden mellom gangveien og broen er begrenset, som vist i figur 12. Dermed vil det være problematisk å bygge bæresystemet under brodekket. I tillegg vil et slikt bæresystem øke den totale høyden på broen. Dette vil føre til at broen blir mer markant, noe som vil være ugunstig med tanke på ønsket om en anonym bro. Dermed kan både kassebro, og bjelkebro med bæresystem



Figur 12: Gangvei under eksisterende bro

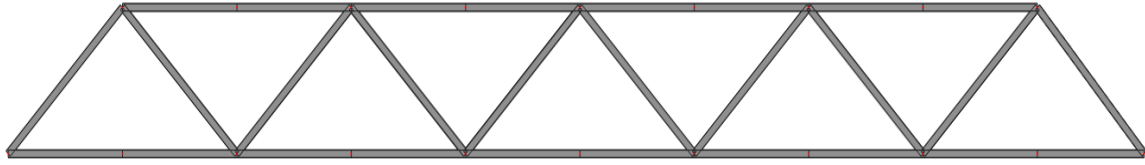
på undersiden, utelukkes. En platebro har bæresystem på undersiden, og derfor vil denne også komme i konflikt med gangveien under. Høyden kunne blitt redusert ved å bruke spennarmering, men det finnes likevel alternativer som vil gi enda lavere dekketykkelse.

For å ta hensyn til de estetiske kravene, og gangveien under broen, blir det valgt å prosjektere broalternativene med bæresystem over dekket. For betongalternativet blir det valgt en variant av en bjelkebro, bestående av to bjelker over et dekke, der bjelkene vil



Figur 13: Betongbjelkebro

fungere som rekkverk for broen, se figur 13. I stål blir det naturlig å velge en fagverksbro, som vist i figur 14. Dette velges fremfor en bjelkebro for å spare materialer, samtidig som det gir et mindre dominerende design. Dekket til stålbroen vil bli prosjektert med korrugerte stålplater med betongstøp. Det blir dermed prosjektert en fagverksbro og en variant av en bjelkebro.



Figur 14: Stålfagverksbro

5 Laster

Før broene kan dimensjoneres må det undersøkes hvilke laster som virker på konstruksjonene. Lastene blir beregnet etter gjeldende standarder. Deretter blir det satt sammen ulike lastkombinasjoner.

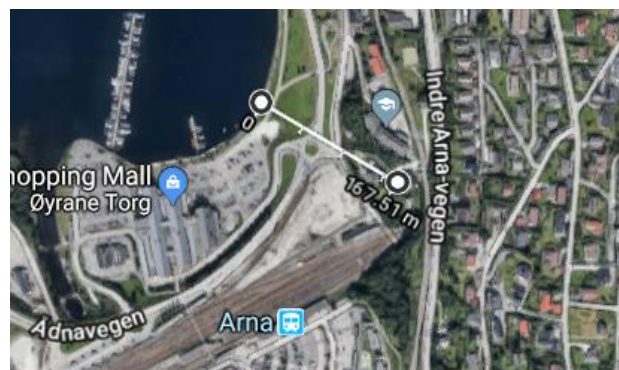
5.1 Vindlast

Vindlastene skal beregnes med en returperiode på 50 år [5]. Håndbok N400 definerer tre forskjellige vindlastklasser. Brotypene som skal vurderes i denne oppgaven havner innenfor vindlastklasse 1, fordi det er fagverk- eller bjelkebroer. I tillegg er spennet så kort at den ikke blir vurdert som en slank gangbro. Dette medfører at vindlasten blir beregnet etter vindlaststandarden NS-EN 1991-1-4.

Referansevindhastigheten i Bergen kommune finnes i tabell 4 i det nasjonale tillegget til vindlaststandarden [6]. Som en forenkling settes C_{dir} , C_{season} , C_{alt} og C_{prob} lik 1,0. Dette fordi vinden kan treffe broen fra alle retninger, hele året. Da blir basisvindhastigheten $V_b = 26 \frac{m}{s}$, av figur 15. Broen ligger ca. 170m fra hav som vist i figur 16. **Feil! Fant ikke referansebildet..** Dette er imidlertid ikke åpent hav. Derfor plasseres broen i terrengkategori 1. Ellers ligger bygget tidlig i en skråning, noe som må tas hensyn til ved beregning av vindturbulens. Vindlastberegningene gjøres ved hjelp av beregningsprogrammet Ove Sletten – Lastberegning, som vist i vedlegg A-1. Her legges det inn størrelsen på skråningen og det blir beregnet en terrengformfaktor $c_0(z) = 1.104$. Videre er nøyaktig last fra vindkast beregnet til $1,49 \frac{kN}{m^2}$.

Kommune	$V_{b,0}$ m/s	Fylke
Bergen	26	Hordaland

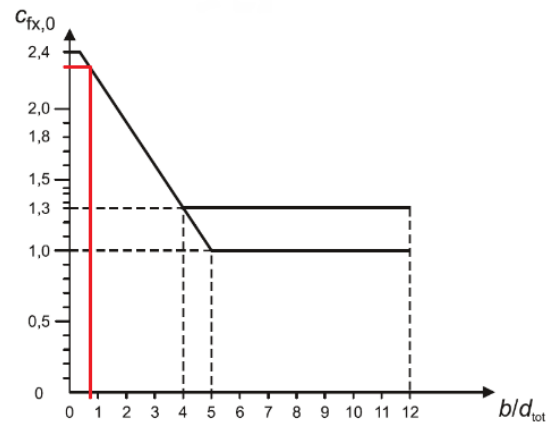
Figur 15: Referansevindhastighet i Bergen fra tabell NA.4(901.1) [6].



Figur 16: Avstand fra hav til broen.

Kreftene som oppstår på grunn av vindpåvirkningene på broen er hentet fra NS-EN 1991-1-4 [6] kapittel 8. Dette er et eget kapittel i vindlaststandarden som omhandler broer. Plasseringen over bakken gjør at broer blir mer utsatt for vindpåvirkning enn vanlige bygninger.

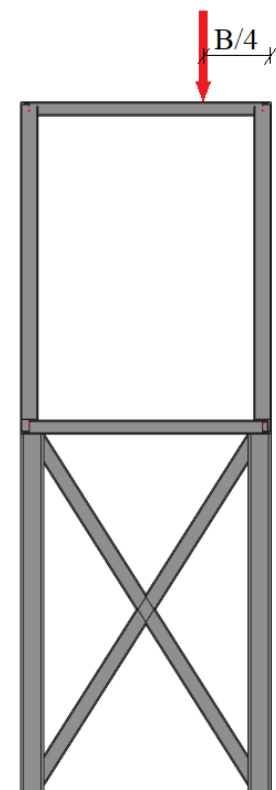
Siden begge broalternativene er i vindlastklasse 1 blir det ikke nødvendig med en dynamisk responsanalyse. Ingen av broene har fri omstrømning da det kun forekommer strømnings over og under brodekket. Dette fører til at kraftfaktoren på tvers av broen lengderetning er $C_{fx} = C_{fx0}$. Videre er $\frac{b}{d_{tot}} = 0,74$ som gir en $C_{fx} = 2,3$ fra figur 17. Figuren er et utklipp fra figur 8.3 i NS-EN 1991-1-4.



Figur 17: Ser at $C_{fx,0}=2,3$

Dermed blir $q_{bx} = 3,427 \frac{kN}{m^2}$ (vedlegg A-2). Kraftfaktoren i vertikalretning (z) settes til $C_{fz} = \pm 0,9$, som gir en $q_{bz} = \pm 1,341 \frac{kN}{m^2}$. Vindkreftene i broens lengderetning settes til 25% av vindkreftene på tvers av lengderetningen, som gir en $q_{by} = 0,857 \frac{kN}{m^2}$.

Vindlasten i vertikalretning, q_{bz} , skal plasseres med en eksentrisitet fra midten, på $\frac{1}{4}$ av bredden. Dette fordi man ikke kan regne med at vindlasten virker homogent over hele taket. Denne plasseringen er vist i figur 18. Rent praktisk blir dette løst ved regne ut hvor store krefter som overføres til hver av sidene. Disse kreftene blir brukt videre i beregningene.



Figur 18: Illustrasjon av plassering til vertikal vindlast.

5.2 Nyttelast

Broen vil hovedsakelig bli brukt for sporadisk gangtrafikk fra gangveien til leilighetene. Likevel vil det være tryggest å dimensjonere for at den kan overfylles. Dermed havner broen i brukskategori C5 [7]. Dette gir en nyttelast $q_k = 5,0 \frac{kN}{m^2}$ og $Q_k = 4,0kN$.

5.3 Snølaster

Etter sammenligninger på yr.no vil Osterøy være kommunen som sammenfaller best med Indre Arna på temperatur og vindstyrke. Begge har målestasjon på gullfjellet [8] [9]. Osterøy kommune har større karakteristisk snølast enn Bergen kommune, som Arna egentlig ligger i. Her blir det derfor gjort en vurdering til sikker side og det blir valgt å bruke samme snølast som i Osterøy kommune. Faktorene hentes fra tabell NA.4.1 i standarden for snølaster, NS-EN 1991-1-3 [10], og gir tallene vist i tabell 1.

$S_{k,0}$	$2,5 \frac{kN}{m^2}$
h_g	$150m$
ΔS_k	$0,5 \frac{kN}{m^2}$

Tabell 1: Snølast

Broens høyde over havet er mindre enn høydegrensen, 150 moh. Dermed settes S_k lik grunnverdien $S_{k,0}$. Videre skal snølasten justeres for topografien rundt med faktoren C_e . Broen er plassert slik an den er delvis skjermet av leilighetskomplekset i front, men samtidig åpen for vind fra sidene. Topografien settes derfor lik normal. Ved å bruke normaltopografi og tabell 5.1 får man en C_e verdi på 1,0. Det kan også tas hensyn til smelting av snø når taket har høy varmegjennomgang. Dette gjøres med den termiske koeffisienten C_t . Her vil det ikke bli prosjektert med varme i gangbroen og dermed settes $C_t=1,0$.

Taket på broen vil bli formet som et pulttak med vinkel mellom 0° og 30° . Dette gjør at formfaktoren for snølasten settes lik $\mu_1 = 0,8$, gitt av tabell 5.2 i standarden for snølaster. Videre er takene som ligger i nærheten flate, og det vil ikke komme ras fra høyere byggverk. Med dette kan snølasten som opptrer på taket regnes ut: $s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5 \frac{kN}{m^2}$. Resultatet blir en snølast på $s = 2,0 \frac{kN}{m^2}$.

5.4 Termiske laster

Det skal tas hensyn til termiske påvirkninger som skyldes temperaturendringer forårsaket av klima eller driftsmessige forhold, der det er fare for at bruddgrensetilstanden eller bruksgrensetilstanden blir overskredet som følge av bevegelser eller spenninger [11]. Dette beregnes etter standarden for termiske laster, NS-EN 1991-1-5, og håndbok N400. De termiske påvirkningene er sammensatt av flere deler. Disse kan inkludere:

- jevnt fordelt temperaturandel
- vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel
- horisontal lineært varierende temperaturandel
- forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Det er imidlertid ikke alle temperaturlastene som er aktuelle for broene i denne rapporten. Horisontal lineært varierende temperaturandel gjelder temperaturforskjeller på tvers av broens lengderetning. Disse temperaturforskjellene sees bort fra her, da ingen av sidene regnes som mer eksponert for sollys enn den andre.

Det er heller ikke aktuelt å regne på forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdelene fordi det er enkelt å løse ved valg av innfesting. Glassplatene kan festes inn slik at det er rom for bevegelse. I tillegg kan betongdekket til stålbroen deles opp i mindre segmenter med fuger mellom. Temperaturdifferanse over veggtykkelsen er ikke problematisk siden broen er uisolert, og tverrsnittene er forholdsvis tynne. De lastene som må beregnes er jevnt fordelt temperaturandel, som vil gi forandringer i lengden av broen, samt vertikal lineært varierende temperaturandel.

5.4.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Jevnt fordelt temperaturandel vil føre til ekspansjon og kontraksjon av broen. Den kan også føre til interne spenninger i fagverksbroen, siden stengene har forskjellige lengder. Spenningene vil vurderes i Robot for stålalternativet, ved at temperaturlasten inngår i lastkombinasjonene. Robot vil også bli brukt til å regne på temperaturutvidelse, sammen med øvrige deformasjoner. Slik kan det bestemmes en avstand broen må ha fra bygget den går mot for å kunne utvide seg uten at det oppstår fastholdingskrefter.

For betongalternativet må forskyvningen ved søylen beregnes, slik at moment fra andreordens eksentrisiteter kan vurderes. Dette blir gjort i Mathcad, vedlegg A-3, og forskyvningen blir beregnet til 4,11mm. Dette kan unngås for stålalternativet ved å ledde innfestingen av søylen oppe og nede.

Kreftene fra jevnt fordelt temperaturandel kommer av ekstremalverdiene til temperaturen som oppstår i konstruksjonen. Verdiene skal vurderes mot broens temperatur ved montering, initialtemperaturen T_0 . Da det ikke kan forutsees hva denne vil bli, brukes $T_0 = 10^\circ\text{C}$ i de videre beregningene. Dette er hentet fra kapittel NA.A.1(3) i gjeldende standard for termiske påvirkninger på konstruksjoner, NS-EN 1991-1-5 [11].

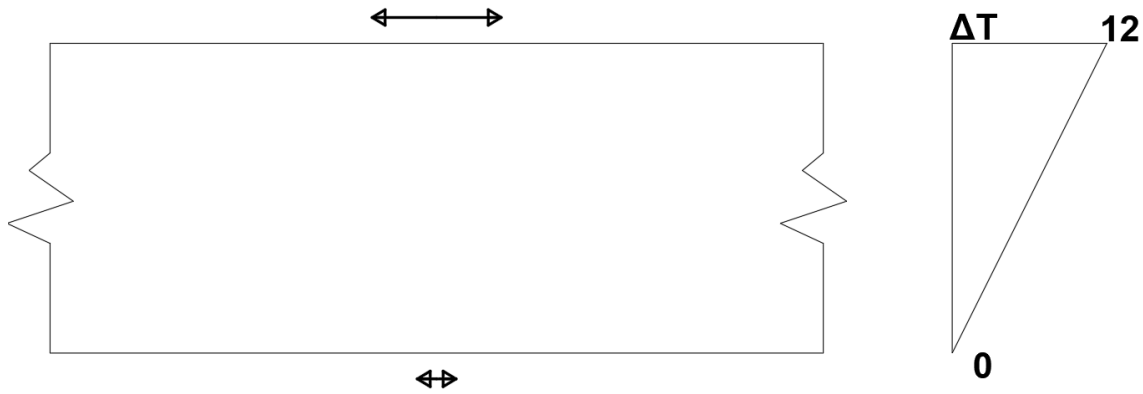
Verdiene for temperaturekspansjons- og temperaturkontraksjonsintervall er regnet ut i vedlegg A-3 til å være intervallene oppgitt i tabell 2.

	Stål		Betong	
Ekspansjon	$\Delta T_{N.exp.s}$	40°C	$\Delta T_{N.exp.b}$	21°C
Kontraksjon	$\Delta T_{N.con.s}$	33°C	$\Delta T_{N.con.b}$	22°C

Tabell 2: Jevnt fordelt temperaturandel

5.4.2 Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Variierende temperatur i broens vertikalretning vil kunne føre til forskjellig lengdeendring i over- og underkant av broen, som illustrert i figur 19. Dette kan føre til interne spenninger i konstruksjonen, spesielt i kontinuerlige tverrsnitt med stor utstrekning.



Figur 19: Vertikalt varierende temperatur

For stålalternativet er det valgt å se bort fra dette. Grunnen til det er at ledning av stavene reduserer effekten av disse kreftene. I tillegg har hver stav liten nok utstrekning til at det ikke oppstår betydelige krefter innad i profilene. Kraftene som oppstår som følge av forskjellig temperatur i over- og undergurten er også små sammenlignet med de resterende kreftene.

I betongbroen er vertikalt lineært varierende temperaturandel medtatt. Siden denne består av bjelker på 1,2m kan det oppstå spenninger som følge av denne lasten. Temperaturdifferansen er tatt med i Robotmodellen av broen. Dette fører til at bjelken får en krumning, noe som gir moment i søylen. Momentet er på det meste 111kNm, som kan leses av i vedlegg A-3.

5.5 Seismiske laster

Seismiske laster kommer av akselerasjon i grunnen og skal beregnes etter standardene for seismiske laster, NS-EN 1998-1 [12], NS-EN 1998-2 [13]. I tillegg skal beregningene utføres i samsvar med håndbok N400. Kontroll av jordskjelvpåvirkning under byggefase vurderes som lite aktuelt, da det ikke er forhold som tilsier at det bør vurderes særskilt her. Denne broen kommer i seismisk klasse 1, fordi det er en gangbro. I henhold til tabell NA.2(904) [13] kommer alle broer i seismisk klasse 1 i kategori 0. Det følger videre av håndbok N400 [5], kapittel 5.4.9.3, at det ikke stilles krav om seismisk analyse for broer i kategori 0. Sikkerhet mot seismiske laster vil derfor ikke bli vurdert i denne oppgaven.

5.6 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster oppstår som følge av ulykkestilfeller og unormale hendelser. Disse inkluderer blant annet påkjøringslaster fra kjøretøy, samt skred og brann.

5.6.1 Kjøretøy

I dette tilfellet er det ikke relevant å vurdere påkjøringslaster over bakkenivå. Det er ikke mulig å komme til søylen med bil, og det vil ikke være motoriserte kjøretøy på broen. Det er derfor ikke fare for at man får påkjøringslaster på hverken søyle eller rekkverk. Det vil derimot være mulig for påkjøring av søylen i parkeringskjelleren. Dette blir diskutert nærmere ved dimensjonering av søylen i parkeringskjelleren.

5.6.2 Skred

Risiko for skred fra land skal vurderes for hvert enkelt brosted. Rundt denne broen er det forholdsvis flatt, og broen er omgitt av småhusbebyggelse. Skred anses derfor ikke som relevant for denne broen.

5.6.3 Brann

Broen er ikke direkte utsatt for brann fra trafikk eller lignende. Den vil ikke brukes på en måte som fører til betydelig risiko for at det oppstår en brann på broen eller rundt søylen. Broen står nært et bygg med fasade bestående av betong, tegl, stål- og steni-plater. Risikoen for at brann spres fra bygget til broen ansees derfor som ubetydelig. Grunnet dette vil heller ikke brann vurderes som en ulykkeslast for denne broen.

5.7 Oppsummering av laster

I tabell 3 er lastene som påvirker broen summert opp. Disse er oppgitt som kraft per areal.

Last	$\frac{kN}{m^2}$
Vindlast horisontal	$\pm 3,427$
Vindlast vertikal	$\pm 1,341$
Nyttelast	5,0
Snølast	2,0
Glass	0,3

Tabell 3: Oppsummering av laster

6 Ståldimensjonering

6.1 Egenlast

Egenlasten vil være ulik i hvert av alternativene. Begge vil bli beregnet i Robot, og tatt med i lastkombinasjonene for hvert enkelt alternativ. I stålalternativet består dekket av en PEVA45 plate med 120mm betongstøp. Tykkelsen ble valgt ut fra nyttelasten og lasttabellene til armat.no [14]. Egenvekten til glasset ble hentet fra Byggforsk [15].

6.2 Lastkombinasjoner

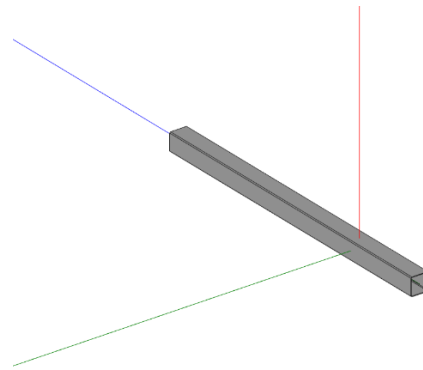
Alle lastene som virket på konstruksjonen ble plassert på Robotmodellen. Deretter ble lastene multiplisert med forskjellige lastfaktorer og kombinert med hverandre. Disse kan sees i vedlegg F-4.

I Robot blir egenvekten til konstruksjonene regnet ut automatisk. I tillegg ble det lagt inn egenvekten til glass og dekke, som jevnt fordelte laster på vegger, gulv og tak. Snølasten skal ikke plasseres feltvis, da det viste seg at den alltid ville være ugunstig for momentet i både felt og utkrager. Dermed var det fornuftig å ta den med i all lastkombinasjonene, med unntak av tilfellene som ga løft. Det ble valgt at vinden på tvers av broens lengderetning skulle virke samtidig som snølasten. Vindlasten ble derfor lagt inn slik at den virket på høyden av snøen i tillegg til høyden av broen.

Det var ingen enkel måte å se hvilke lastkombinasjoner som ville bli dimensjonerende. Likevel var det mulig å utelukke noen før de ble satt inn i robot. For eksempel var det ikke nødvendig å lage en kombinasjon der oppadrettet vertikal vindlast i felt virket samtidig som (nedadrettet) nyttelast i felt. For å enklere kunne se alle kombinasjonene som var fornuftig å ta med i beregningen, ble det satt opp et Excel-ark i vedlegg A-4, med alle lastene. Det ble valgt å sette sammen kombinasjonene manuelt. Derfor var denne metoden veldig tidsbesparende. Resultatet ble at det måtte lages 110 kombinasjoner i bruddgrense og 28 i bruksgrense.

6.3 Robot

I Robot blir fagverksbroen i stål modellert av stavelementer med 6 frihetsgrader. Frihetsgradene er rotasjon og forskyvning om hver av de tre aksene. Aksene x, y og z er lokale akser for hvert element der rotasjon om x-aksen gir torsjonsmoment. Figur 20 viser et lokalt aksesystem der x-aksen er blå, y-aksen er grønn og z-aksen er rød. Lastene som virker på konstruksjonen blir satt inn i Robot slik at kreftene

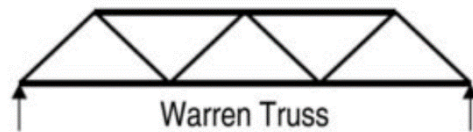


Figur 20: Lokalt aksesystem.

i hvert av elementene kan hentes ut. Etter at kreftene er beregnet er det mulig å dimensjonere videre i Robot etter Eurokoden. Derfor blir det valgt å gjøre de fleste beregningene av stålbroen i Robot. Unntaket her vil være knutepunktsberegningene.

6.3.1 Utforming av fagverk

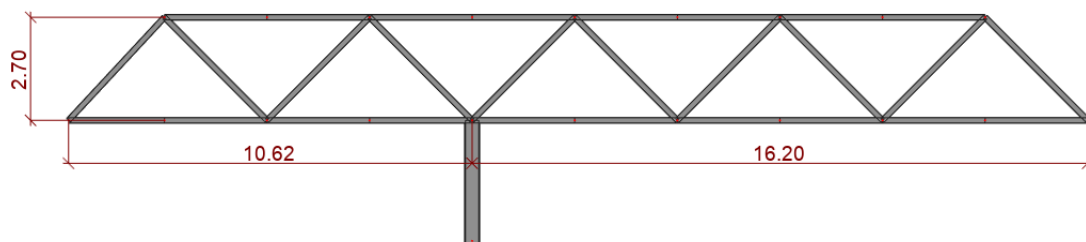
For å finne en logisk geometri på broen er det vanlig å starte med å dele lengden på 12 eller 10 for å finne høyden. Dette gir en høyde på enten 2,23- eller 2,68 meter. For at broen skal ha en fornuftig høyde selv etter at gulv og tak



Figur 21: Modell av standard Warren fagverk. [35]

er trukket fra, landet valget på 2,7 meter. Valg av type fagverk ble først og fremst basert på utseende, da den ville være mulig å endre senere. Det blir derfor valgt et Warren-fagverk der skråstagene går annenhver vei, som vist i figur 21. Geometrien til broen ble dermed et 2,7 meter høyt fagverk med 10 skråstag i lengderetning. Senteravstanden mellom gurtene blir satt til 2 meter.

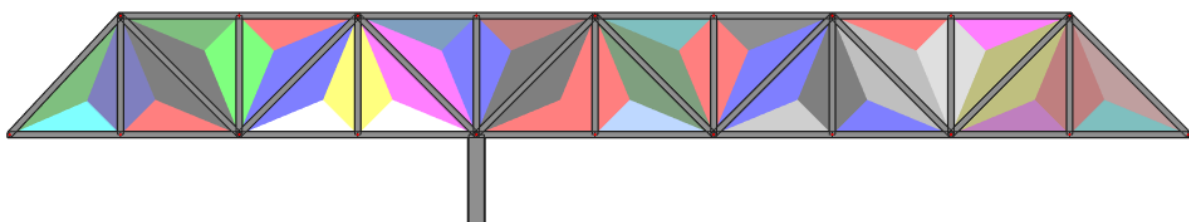
Stålsøyen må plasseres slik at den treffer et knutepunkt med skråstag. I betong vil det i kapittel 7.1 bli gjort en beregning av hvor det er hensiktsmessig å plassere søylen. Denne plasseringen blir brukt som en pekepinn her. Dermed ble søylen plassert slik at det var 6 skråstag i felt og 4 på utkrageren som vist i figur 22. Dette ga en feltlengde på 16,2 meter og en utkragerlengde på 10,623 meter. Førsteutkastet av søyle var to kraftige profiler, ett under hver av gurtene, med vindkryss mellom seg.



Figur 22: Illustrasjon av søyleplassering.

6.3.2 Modelling

Etter at den foreløpige fagverkskonstruksjonen var satt opp i robot, var det mulig å plassere lastene og sette opp lastkombinasjoner. I Robot er det en funksjon som kalles cladding. Denne funksjonen virker som en vektløs plate som kan omgjøre flatelaster til linjelaster på elementene rundt. Ved å plassere cladding der konstruksjonen skulle være tett, var det mulig å plassere jevnt fordelte laster på konstruksjonen slik at de ble fordelt utover i stavene. På figur 23 viser hver av fargene hvor mye av flatelasten som blir overført til hvert element.



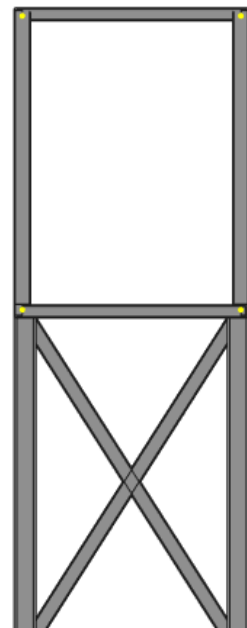
Figur 23: Modell av lastfordelingen fra cladding til skråstag.

Når alle lastkombinasjonene var lagt inn i Robot, måtte broen dimensjoneres og utformes slik at den tålte de verste lasttilfellene. Knutepunktene i fagverksbroen kan sees på som en kombinasjon av leddet og kontinuerlig, siden de har en viss elastisitet. Det vil derfor være naturlig å gjøre to beregninger. Én der konstruksjonen er leddet og én der den er kontinuerlig.

I den leddede modellen vil ikke knutepunktene ta moment. Derfor vil det kun oppstå aksialkrefter i stavene. Den kontinuerlige modellen vil gi moment og skjærkrefter i stavene, men samtidig gi lavere aksialkrefter. I Robot vil det bli dimensjonert for begge tilfellene.

I beregningsprogrammer som Robot er det viktig å ha kontroll på hvordan stavene er forbundet i knutepunktene. Hvis en stav er rotasjonsfri om x-aksen i begge ender vil staven kunne rotere fritt om sin egen akse. Dette fører til singularitet i konstruksjonen som skaper problemer i beregningene. Det er derfor viktig å sørge for at hvert av elementene er kontinuerlig for rotasjon om x-aksen på minst en av sidene. Singularitet oppstår også i knutepunkt der alle elementene er leddet. Dette problemet løses ved å sørge for at det alltid er minst én stav som er kontinuerlig i hvert knutepunkt. I knutepunktene der bare én stav er kontinuerlig, vil knutepunktet fremdeles regnes som leddet.

I tillegg til singularitetsproblemer er det en annen ting som må tas hensyn til i den leddede modellen. Fra kortsiden av broen er den konstruert som et firkantet rammeverk som vist i figur 24. Hvis en slik konstruksjon leddes i alle fire hjørnene vil den kollapse. Derfor modelleres knutepunktene slik at elementene i broen er kontinuerlig om aksen som går normalt på rammen, og leddet alle andre veier.

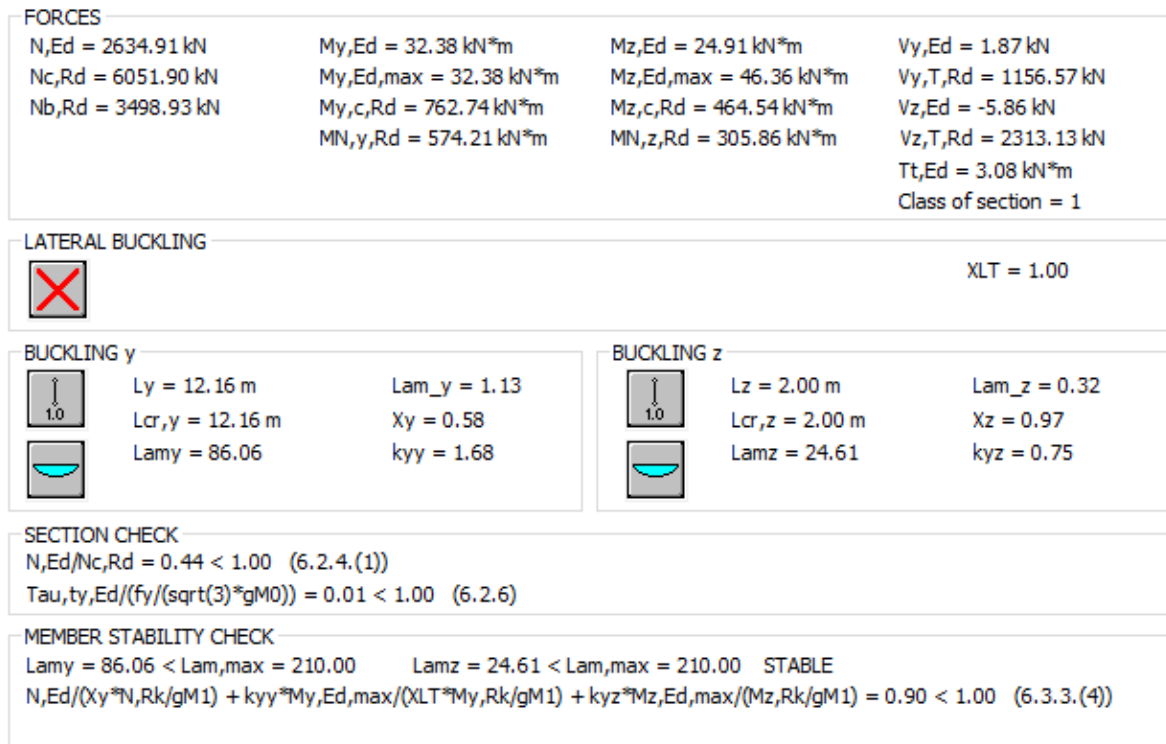


Figur 24: Stålbroyen sett fra kortsiden. Firkant-rammen markert med gul i hjørnene.

Gurtene er modellert som mange korte profiler. Likevel vil skjøtene mellom dem være fastholdt i beregningene, siden de er kontinuerlig i virkeligheten. Unntaket her er i bolteforbindelsene som diskuteres i kapittel 6.4.2 knutepunkt.

6.3.3 Dimensjonering

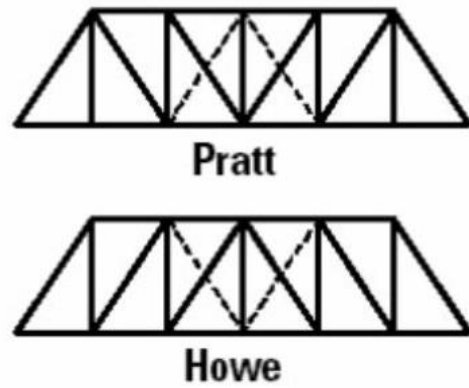
Videre måtte broen endres slik at den tålte de mest kritiske lastkombinasjonene. I Robot er det mulig å hente ut en oversikt over utnyttelsesgraden. Dermed kan geometrien til konstruksjonen eller tverrsnittet til stavene endres slik at de får en utnyttelsesgrad på mindre enn 1,0.



Figur 25: Forenklet resultat hentet fra Robot.

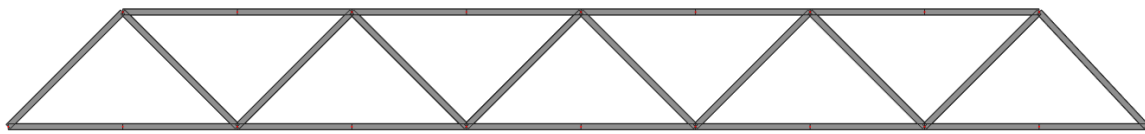
Figur 25 viser et forenklet resultat av beregningen av utnyttelsen til en av stavene i søylen. Dette er staven med høyest utnyttelse i den leddede modellen. Her er det oppgitt hvilken kneklengde som er brukt, altså 12,16 meter om stavens sterke akse og 2 meter om stavens svake akse. Det er også oppgitt dimensjonerende krefter i søylen samt formelen som brukes for å vurdere utnyttelse. Fullstendig resultat finnes i vedlegg F-1.

På grunn av vindlastens store påvirkning på langsiden av konstruksjonen, vil mange av stagene kunne bli utsatt for både trykk og strekk, da vinden kan virke fra begge retninger. Derfor vil det være hensiktsmessig med et symmetrisk fagverk. Det er dermed ikke fornuftig å endre til Howe- eller Pratt-fagverk, hvor skråstagene peker enten mot eller fra midten som vist i figur 26. Det som derimot

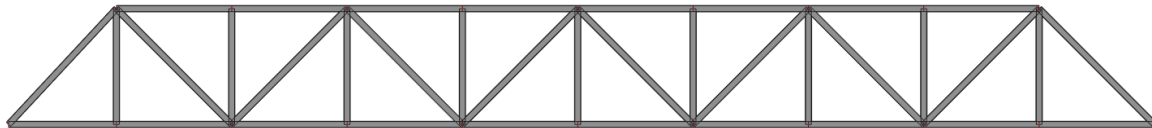


Figur 26: Modell av Pratt- og Howe fagverk.

øker konstruksjonens kapasitet er å sette inn vertikalstag mellom hver av skråstagene. Som det er illustrert på figurene vil gurtene i figur 28 ha halvparten så lang knekk lengde som i figur 27 når de knekker nedover i figuren. Gurtene blir fastholdt om den andre akselen av horisontalstagene i vindkrysset. Dette minsker slankheten til gurtene, noe som gir dem bedre kapasitet. Det neste logiske steget var å endre tverrsnittet på stag- og gurtene.

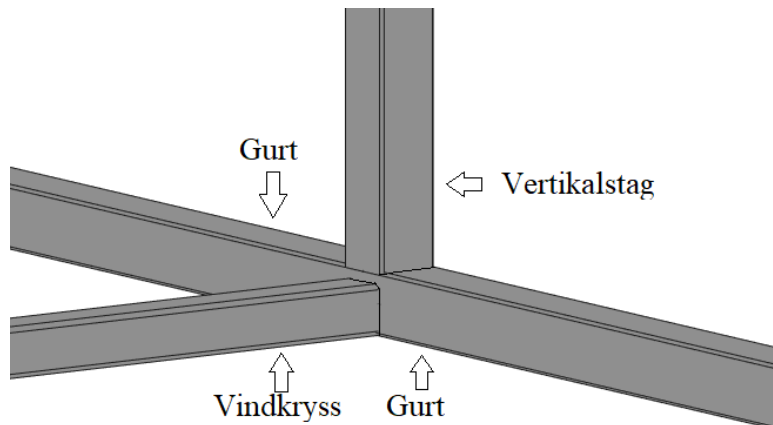


Figur 28: Fagverk uten vertikalstag.



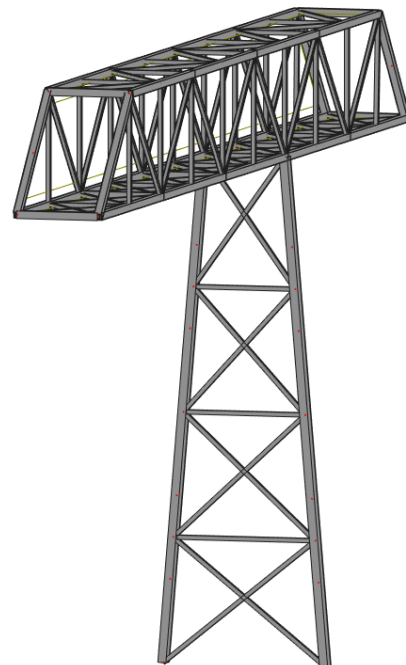
Figur 27: Fagverk med vertikalstag

Det er ønskelig å ha likt tverrsnitt på elementer med lik lengde, for å redusere faren for feil ved produksjon. Derfor settes det i utgangspunktet likt tverrsnitt på alle skrå- og vertikalstag, mens gurtene får andre dimensjoner. Det samme blir gjort for søylene og vindkryssene mellom dem. I tillegg vil det være hensiktsmessig at dimensjonene til stagene som møtes i knutepunktene ikke har for store differanser, da dette vil by på problemer i knutepunktene. Stavene i broens vindkryss forskyves slik at de ligger kant i kant med gurtene på utsiden av broen som vist på figur 29. Dette gjøres av estetiske grunner slik at broens knutepunkter går i flukt på utsiden, i tillegg til at vindkrysset i bunnen uansett må forskyves for å få plass til dekket.



Figur 29: Illustrasjonen av knutepunkt i broen viser forskyvningen av vindkryss i underkant.

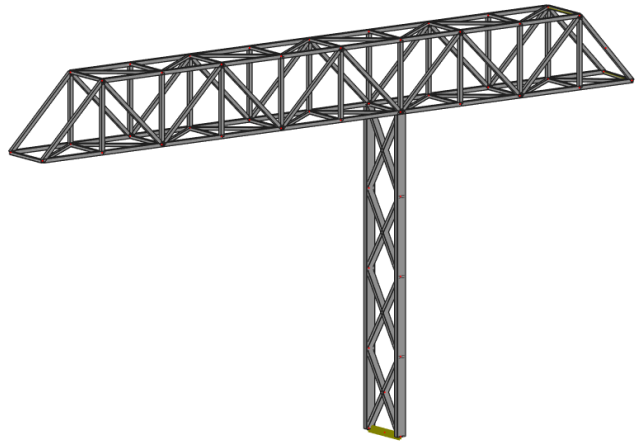
Søylen måtte ta langt større krefter enn forventet, på grunn av de store vindkreftene som virker på konstruksjonen. De dimensjonerende kreftene ble momentet om den sterke akselen, som ble omgjort til strekk og trykk i de to søylebenene. Den første endringen som ble gjort var å endre bredden i bunn av søylen for å slippe å øke tverrsnittet. For at dette skulle holdt måtte søylen hatt en bredde på 4 meter i bunnen. Som det er illustrert i figur 30 motstrider dette ønsket om en nøytral konstruksjon, langt mer enn kraftigere søyleben ville gjøre. Det ble derfor valgt å øke tverrsnittet på profilene slik at de hadde tilstrekkelig kapasitet. I tillegg ble det valgt å ha vindkryss i søylen slik at konstruksjonen tar vindkreftene.



Figur 30: En tidligere versjon av søylen med 4m bredde i bunnen

6.3.4 Oppsummering

Den endelige konstruksjonen består av 122 stavelementer med totalt 4 forskjellige tverrsnitt. En illustrasjon av geometrien til fagverksbroen vises i figur 31. Tabellene i figur 32 er hentet fra Robot og viser utnyttelsesgraden og tverrsnittene til de 9 mest kritiske stavene i både den leddete og den kontinuerlige modellen. Hele tabellen



Figur 31: Illustrasjon av den ferdige broen.

ligger i vedlegg F-2 og F-3. Tabellene viser at utnyttelsen til de to modellene, leddet og kontinuerlig, er relativt lik. Søylene har en utnyttelse på 0,9, mens resten av stagene har blitt dimensjonert med litt lavere utnyttelse for at knutepunktene skal holde. Tabell 4 viser en oversikt over profilene til alle stavene i broen og søylen.

Plassering	Profil	Antall	Total lengde (i m)
Vindkryss i søyle	RHSR 260x140x8	8	29,14
Søyle	RHSR 400x200x16	2	24,32
Vindkryss i bro	RHSS 120x120x8	38	100,23
Gurt + stag i bro	RHSS 150x150x5	74	221,36

Tabell 4: Profiler

Utnyttelse stål: Leddet

Member		Material	Ratio	Case
268 Søyale2_268	OK	RHSR 400x200x16	S355	0.90 204 COMB104 Søyale
144 Simple bar_144	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.80 204 COMB104 Søyale
129 Simple bar_129	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.78 149 COMB49 Søyale
155 Simple bar_155	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.75 147 COMB47
254 Simple bar_254	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.71 196 COMB96
161 Simple bar_161	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.70 210 COMB110 Løft
3 Simple bar_3	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.70 146 COMB46
8 Simple bar_8	OK	RHSS 120x120x8	S355	0.66 148 COMB48
30 Simple bar_30	OK	RHSS 120x120x8	S355	0.65 149 COMB49 Søyale

Utnyttelse stål: Kontinuerlig

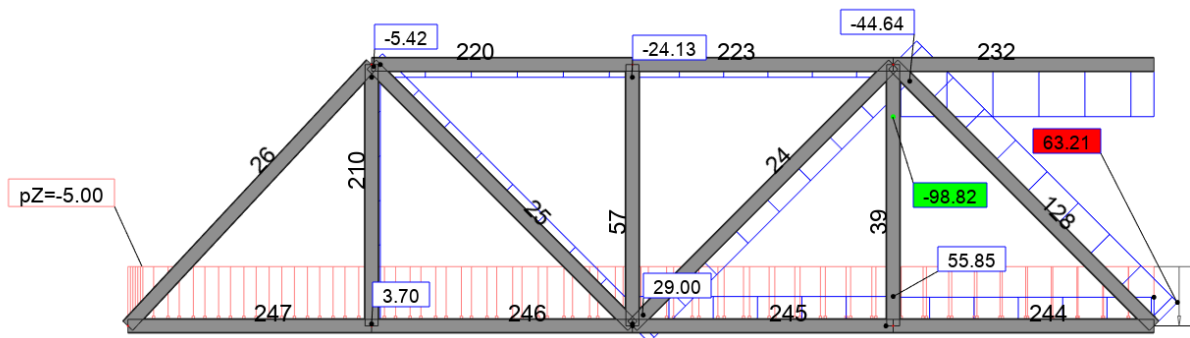
Member		Material	Ratio	Case
268 Søyale2_268	OK	RHSR 400x200x16	S355	0.91 204 COMB104 Søyale
129 Simple bar_129	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.85 204 COMB104 Søyale
3 Simple bar_3	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.83 146 COMB46
144 Simple bar_144	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.82 204 COMB104 Søyale
155 Simple bar_155	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.79 204 COMB104 Søyale
30 Simple bar_30	OK	RHSS 120x120x8	S355	0.73 149 COMB49 Søyale
254 Simple bar_254	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.70 196 COMB96
8 Simple bar_8	OK	RHSS 120x120x8	S355	0.66 148 COMB48
128 Simple bar_128	OK	RHSS 150x150x5	S355	0.62 198 COMB98

Figur 32: Tabeller for utnyttelsesgraden

6.4 Håndberegninger

6.4.1 Kontroll

Når en bruker beregningsprogrammer som Robot bør det gjøres beregninger for å kontrollere at programmet har gjort det en forventer. For å teste dette ble det her valgt å regne ut kreftene som oppstår over søylen når kun nyttelasten er påført. Kraftene beregnes for hånd, og sammenlignes med kreftene som hentes ut fra programmet. Håndberegningene gikk ut på å regne moment fra nyttelasten og gjøre dette om til et kraftpar i over- og undergurten. Disse sammenlignes med kreftene som virker i knutepunktene i over- og underkant av broen i snittet vist i figur 33. Kraftene som blir hentet fra Robot tilhører stav 232, 128 og 244, der de to sistnevnte blir satt sammen til én horisontalkraft. Sammenligner en kreftene blir resultatet en forskjell på noen få prosent, som betyr at beregningene er til å stole på. Beregningene gjort i Mathcad finnes i vedlegg B-1, og kreftene er hentet fra vedlegg F-5.



Figur 33: Normalkreftene som oppstår i utkrager når nyttelast er påsatt.

6.4.2 Knutepunkt

I tillegg til at kontrollen av programmet ble gjort i Mathcad, ble det valgt å gjøre knutepunktsberegningene i Mathcad fremfor i Robot. Stavene i broen skal først og fremst sveises sammen. Det ble valgt å dele broen i 4 deler der broen fraktes i 3 deler og søylen fraktes for seg. Disse delene skal monteres på byggeplassen. Dette fordi det ikke er gunstig å frakte segmenter lengre enn 12 meter. Det er sjeldent foretrukket å sveise på byggeplass da det gir mindre rom for justeringer, samt at det er vanskeligere å kontrollere. I tillegg vil det forårsake problemer hvis konstruksjonen overflatebehandles på forhånd, siden sveisen da må behandles i etterkant. Derfor blir det valgt å prosjektere skjøtene som bolteforbindelser.

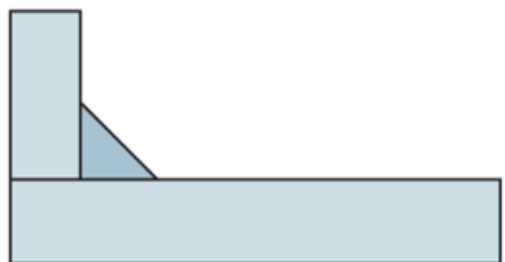
I beregningene for både sveis og bolteforbindelser er knutepunktene antatt som leddet. Denne antagelsen kan gjøres fordi sveisene har en viss plastisk deformasjon, samt at bolteforbindelse har en viss bevegelighet siden boltehullene er større en boltene. I tillegg er momentene som oppstår i stavene relativt små i forhold til normalkreftene. Knutepunktene vil også dimensjoneres slik at de ikke er fullt utnyttet, dermed vil de tåle de momenter som eventuelt skulle oppstå.

Sveis

Det finnes to hovedtyper av sveiste forbindelser som brukes i konstruksjoner. Disse er buttsveis, som vist i figur 35 og kilsveis på figur 34. Kilsveis er den som er lettest å få til ved montering, da denne ikke krever at profilene tilpasses i endene. Ulempen er at denne typen sveis har dårligere kapasitet enn en buttsveis, hvor man har mulighet for full gjennomssveising, og får utnyttet en større del av arealet. Her er det brukt kilsveis når det er en vinkel mellom profilene som møtes og buttsveis når de er kontinuerlig,



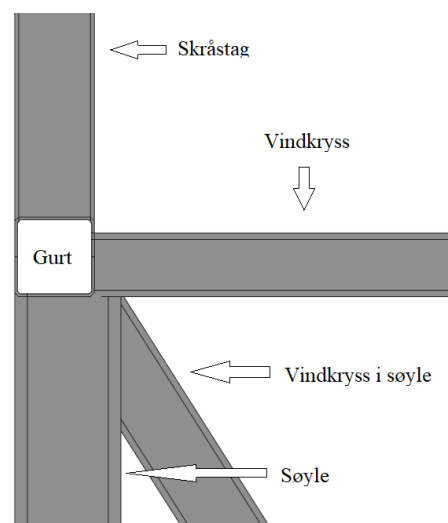
Figur 35: Buttsveis



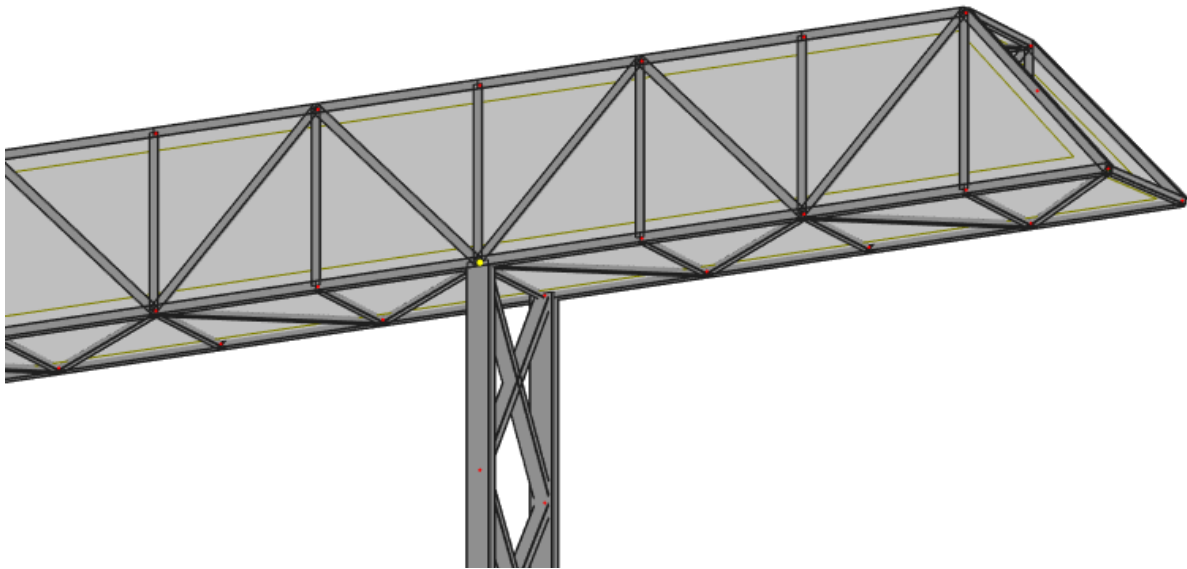
Figur 34: Kilsveis

eksempelvis ved utsiden av knutepunktet mellom skråstag og gurt. I denne rapporten er det valgt å ikke bruke full gjennomssveising, men heller regnet på størrelsen på sveisene i de mest belastede knutepunktene.

Det er hensiktsmessig å ha like stor sveis på de like konstruksjonsdelene. Derfor ble det valgt å regne på det mest kritiske knutepunktet, nemlig over en av søylene som vist på figur 37. Kraftene fra broen går i hovedsak gjennom gurten for så å bli overført til søylen, som vist i figur 36. Figuren viser et snitt av knutepunktet sett fra kortsiden. Den illustrerer hvordan elementene i knutepunktet møtes i gurten. Store deler av kontrollen vil være om gurten har tilstrekkelig kapasitet.

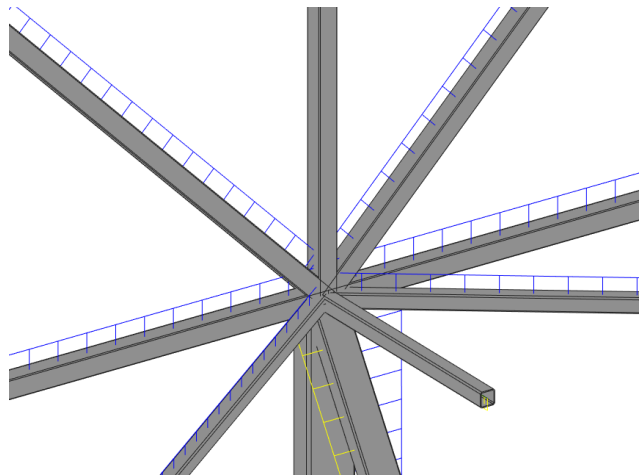


Figur 36: Knutepunktet sett fra kortsiden



Figur 37: Det mest kritiske knutepunktet i konstruksjonen er der søylen møter broen.

Knutepunktet er relativt komplekst med 10 staver som møtes i samme punkt som vist på figur 38. Illustrasjonen viser de største normalkreftene som virker på knutepunktet, der blå er trykk og gul er strekk. Kompleksiteten gjør at det blir vanskelig å dimensjonere knutepunktet i én stor utregning. Derfor ble det valgt å gjøre en utregning for krefter fra skråstag, vindkryss og søyle hver for seg.

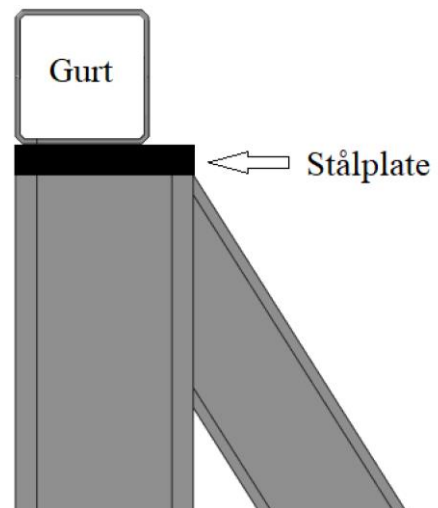


Figur 38: Knutepunktet, sett fra innsiden av broen.

Skråstagene og gurtene har samme profil. Derfor ble en forenklet beregning gjort ved å føre alle kreftene fra stagene gjennom steget til gurten og sjekke om den klarte å holde for knekking som vist i vedlegg B-2. Vindkrysset i bunnen har derimot ikke likt profil som gurten. Likevel var det mulig å gjøre samme forenkling siden vindkrysset er forskjøvet ned til underkant av gurten. Derfor var det mulig å sende alle kreftene fra vindkrysset gjennom den ene flensen til undergurten.

Vindkrysset i søylen treffer derimot ikke steget til hulprofilene i søylen, da det har forskjellige profiler og ikke er forskjøvet. Det ble først gjort en forenklet beregning for å se om søylen tålte momentet som oppsto av denne eksentrisiteten. Denne beregningen var veldig til sikker side, så da dette ikke gikk var neste alternativ å bruke knutepunktstandarden. Fra formlene i tabell 7.11 i NS-EN 1993-1-8 beregnes det at søylen har tilstrekkelig kapasitet til å overføre kreftene fra vindkrysset, dette er gjort i vedlegg B-2. Her ble det bestemt tverrsnittsklasse og kontrollert gyldighetsområde. Deretter ble det beregnet dimensjonerende kapasitet for brudd i gurtstavens flens. Siden stavene som møtes har relativt like profiler og lav utnyttelse, var kapasiteten til grunnmaterialet tilstrekkelig i samtlige knutepunkt.

Videre var det ønskelig å plassere en plate over søylen for å overføre kreftene fra broen, som vist på figur 39. Her ble det gjort en forenklet beregning for å sjekke om en plate med en tykkelse på minstekravet i knutepunktstandarden holdt. Kravet er to ganger største godstykkelse. Dette gikk, dermed var det ikke nødvendig å gjøre en mer nøyaktig beregning. I tillegg ble sveisene for disse knutepunktene dimensjonert.



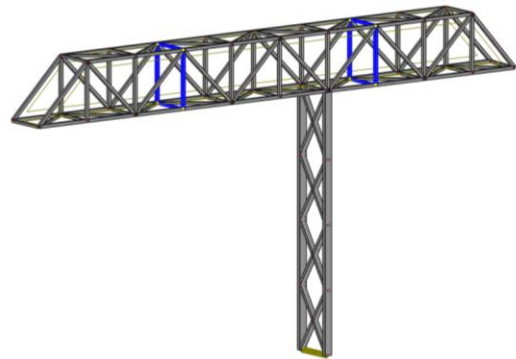
Figur 39: Illustrasjon av ståplate mellom gurt og søyle.

Resultatet ble at alle knutepunktene sveises kontinuerlig rundt hele profilet. I sveisen mellom vindkryssene i søylen, og søylebenene settes $a=3\text{mm}$, mens i resten av sveisene settes $a=4\text{mm}$. Platen festes til søylen med en sveis der $a=3\text{mm}$. Videre må søylen festes til broen på byggeplass, derfor er det hensiktsmessig å bolte platen fast til gurtene.

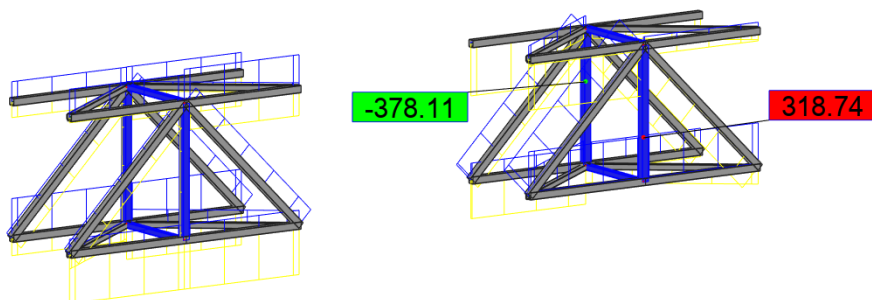
Bolter

Boltene over søylen må dimensjoneres for strekk og skjær. Den største utfordringen ble gjennomløkking i gurtene som kun er 5mm tykk. Løsningen ble at platen som fester søylen til gurtene har dimensjonene 560x200x32mm, altså med 80mm utstikk på hver side av bjelken. Denne festes til gurtene med 4 stykk M24 8.8 bolter, 2 på hver side, som vist i vedlegg B-3.

Videre skal broen deles i tre deler. Skjøtene ble plassert slik at hvert av segmentene var omtrent like lange. Figur 40 illustrerer hvor broen skal skjøtes med stavnene markert i blått. Alle stavnene som er vist på figur 41 ble vurdert for å bestemme hvilke som var høyest utnyttet. Knutepunktet til høyre i figuren har de største kreftene, og blir derfor brukt videre i beregningene.



Figur 40: Skjøter i bro.

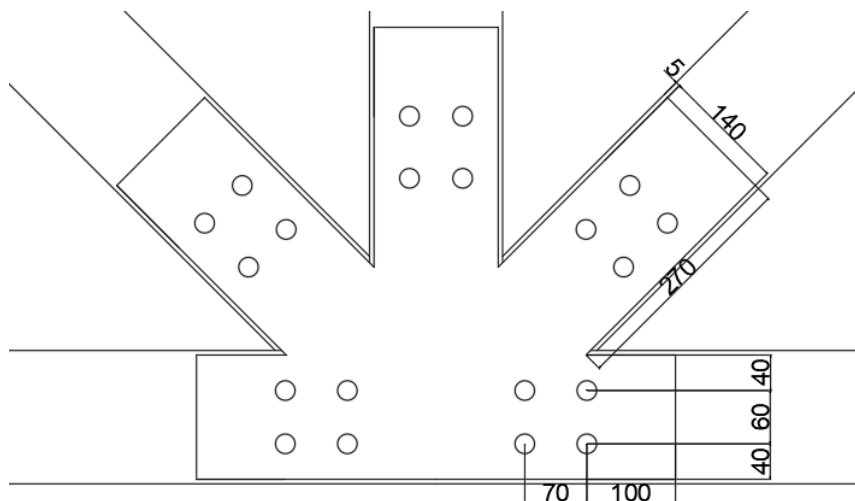


Figur 41: Kritiske krefter i bolteforbindelsene

Før videre beregninger kunne gjøres måtte utformingen til bolteforbindelsen bestemmes. Det ble først vurdert å forbinde stagene ved å sveise fast et mindre hulprofil inni broens gurtene på en side av skjøten. Dermed kunne gurtene på den andre siden tres på og boltes. Dette ville gitt et langt mer diskret knutepunkt, da en kun ville sett boltene. Dette viste seg å være problematisk under dimensjoneringen. Skråstagnene overlapper med vertikalestagene, og dermed vil de miste mye av kapasiteten sin ved et slikt knutepunkt. Dette fordi hele profilet ikke lenger vil bidra til å overføre kreftene. Samtidig ville det vært vanskeligere å utføre på byggeplassen. Utfordringene oppstår fordi det krever stor nøyaktighet under produksjon. Eventuelle feil vil være vanskelig å rette opp i etterkant. Valget falt derfor på et knutepunkt med en laskeplate som

binder stavene og gurtene sammen, som vist i figur 42. Dette fører til at boltene kun må dimensjoneres for avskjæring og utrivning, ikke gjennomlokking, se vedlegg B-3. For å gjøre det enklest mulig ble det valgt å bruke den største kraften for hver type element.

Resultatet ble at skrå- og vertikalstavene må festes med én laskeplate på 270x140x8mm, mens gurtene trenger to av den samme platen, én over eller under, og én på siden. Vindkryssene festes med en 130x115x8mm plate. Alle laskeplatene festes til stavene med 4 stykk M20 10.9-bolter. For å unngå overlapp av platene i skjøtene, ble det designet en laskeplate som gjør at alle forbindelsene har tilstrekkelig kapasitet uten at den stikker utenfor profilene, som vist på figur 42. Det ville vært mulig å sveise enkelte av stavene fast i platen på forhånd. Ulempen med dette er at det gir mindre justeringsmuligheter på byggeplass. Det er derfor valgt å bolte alle stavene i disse knutepunktene.



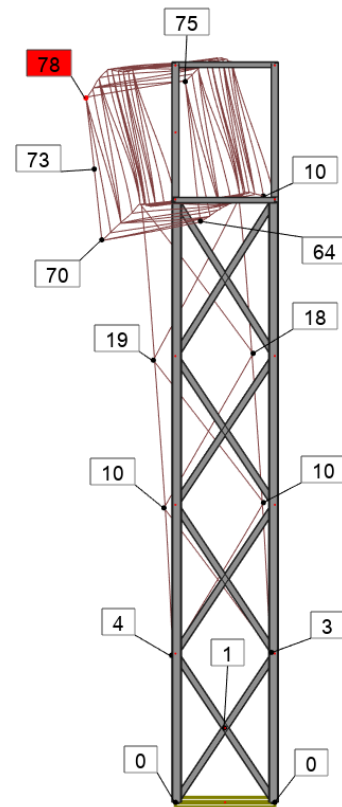
Figur 42: Laskeplate over knutepunkt mellom skråstag, vertikalstag og gurt.

6.5 Bruksgrense stål

Ved dimensjonering for bruksgrense i stål blir det kun sett på deformasjoner. Det som må vurderes her er forskyvning av utkrager og deformasjonskravet til glasspanelene. Etter å ha dimensjonert broen for bruddgrense hadde broen relativt små deformasjoner i bruksgrense. Det ble derfor valgt å kontrollere disse tallene fremfor å endre konstruksjonen.

Det er ønskelig med universell utforming. Derfor kan ikke kanten mellom bro og bygg være mer enn 20mm. Den største forskyvningen i bunnen av utkrageren er 70mm, som vist i figur 43 og 44. Figur 44 viser at deformasjonen er 60mm i horisontalplanet, 33mm i vertikalplanet og 9mm i lengderetningen til broen. Nedbøyningen av broen som følge av egenvekt er 8mm. Løsningen blir å støpe brodekket slik at det ligger 10mm over svalgangen til huset når broen kun er utsatt for egenlast. Dette resulterer i at største differanse blir 15mm, dermed er kravet ivaretatt. Den horisontale deformasjonen på 60mm er uproblematisk, da den ikke endrer broens funksjonalitet.

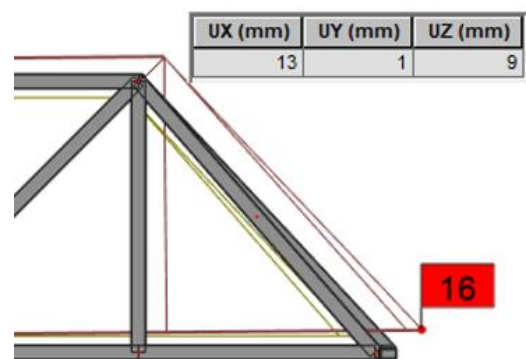
Slik broen er prosjektert vil den ikke være festet til bygget. Den kan dermed bevege seg sideveis, uten at det er veldig synlig eller til hinder for bruken. Største lengdeutvidelse av broen blir 13mm på grunn av termiske laster, som vist i figur 45. Broen prosjekteres derfor med en glippe på 20mm fra brygget, for å unngå fare for feil. Det vil også legges en plate over mellomrommet, som kun festes til broen. Det blir dermed ikke noe problem med verken knusing av svalgangen eller for stor glippe mellom konstruksjonene.



Figur 43: Deformasjon (i mm) pga. dimensjonerende brukslast. Sett forfra.

UX (mm)	UY (mm)	UZ (mm)
-9	-60	-33

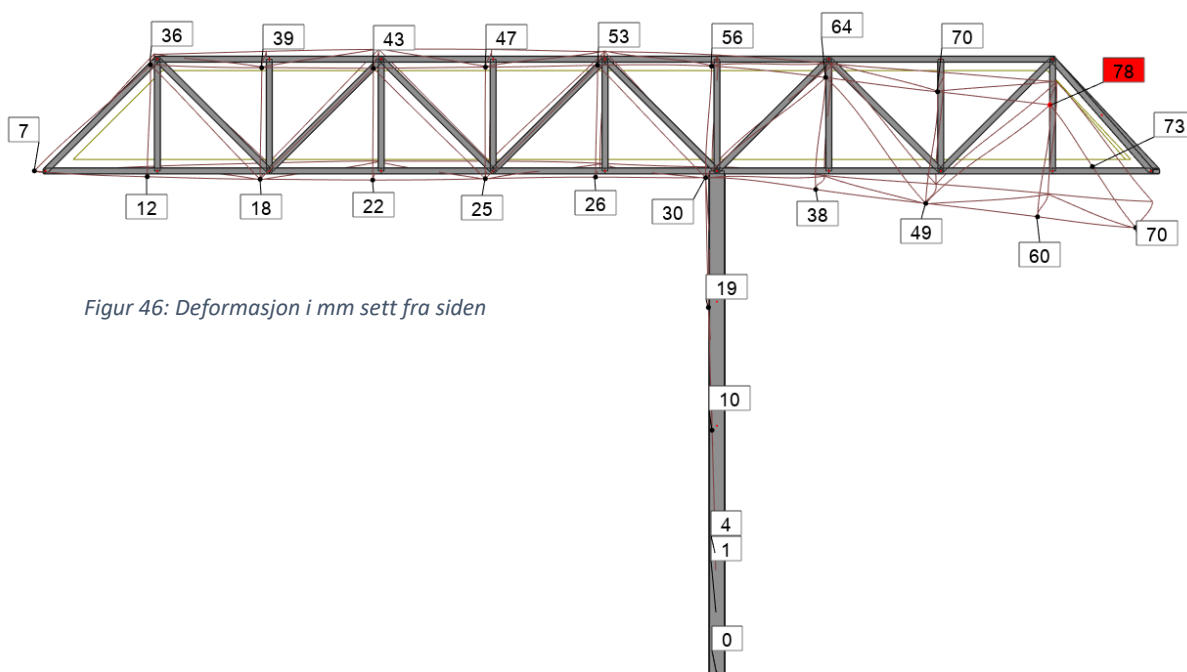
Figur 44: Deformasjonskomponentene



Figur 45: Temperaturutvidelse

Deformasjonskravet til glass er $L/200$, oppgitt av en fasadebygger i Bergen. Dette gir en øvre grense for deformasjon på 130mm over hele broens lengde. Siden største deformasjon er 78mm går dette fint. Den største deformasjonen som oppstår i felt er 56mm, som er mindre enn grenseverdien på 81mm.

Selv om deformasjonen er innenfor kravene, er det likevel tiltak som kunne vært gjennomført for å redusere denne. Den største delen av deformasjonen kommer som et resultat av den horisontale vindlasten som gir deformasjon i samme retning. Horisontal deformasjonen over søylen kunne blitt redusert ved å forsterke søylen. Deformasjonen på utkrageren ville også blitt redusert av dette. Mye av deformasjonen oppstår etter søylen, som vist i figur 46, derfor ville den mest gunstige endringen være å øke tverrsnittet til vindkryssene eller gurtene.



6.6 Ståldekke

Dekket i stålbroen består av PEVA 45-plater med 120mm betongstøp, som legges over vindkryssene. Peva 45 er lastbærende korrugerte stålplater som også fungerer som underkantarmoring i påstøp. Disse platene har et nominelt armeringstverrsnitt på 1097mm^2 per meter dekke [16]. Dette tilsvarer mer enn 9 $\phi 12$ armeringsstenger. Platenes utforming er vist i figur 47. Tykkelsen på påstøp er hentet fra tabeller fra armast.se [14]. Høyden på støpen ble bestemt ut fra spennlengden mellom vindkryssene. En stor fordel med PEVA 45 er at en slipper å forskale i underkant av dekket, så lenge spennet ikke overskrider 2 meter, noe det ikke gjør.



Figur 47: Peva 45 med påstøp

6.7 Fundament

Holst & Valen oppgir at grunnforholdene ved Arna Urban er utsprengt berg. Søylen lander på et dekke over parkeringsgarasjen og føres videre til fjell via en betongsøyle. Søylen står på utsprengt berg som er 1m under overkant parkeringsgulv. For å begrense fundamentets størrelse vil det bli forankret med fjellbolter. Det vil bli foretatt beregninger av størrelse på fundament, samt antall og størrelse på fjellbolter.

Det er hentet inn informasjon om bergarten via nasjonal berggrunnsdatabase [17], se figur 48 og 49. Databasen viser at den dominerende bergarten er anortositt. Dette er en variant av gabbro [18]. Det er ikke utført en undersøkelse av grunnforholdene og det blir derfor antatt at tidligere sprengningsarbeid kan ha forårsaket sprekker og svekkelser i fjellet. Derfor vil det videre bli brukt en trykkfasthet på $10 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$, og en heftfasthet på 2000 kN/m^2 [19]. Bergets densitet antas å være 2800 kg/m^3 . Dette er i det nedre sjiktet for denne bergarten [20].



Figur 48: Kart fra nasjonal berggrunnsdatabase [12], broen er tegnet inn i grønt.

#	Bergartsbeskrivelse	Dekkeenhet
1	Anortositt, nokre stader leukogabbro (anortosittgabbro) til gabbro	Lindåsdekket

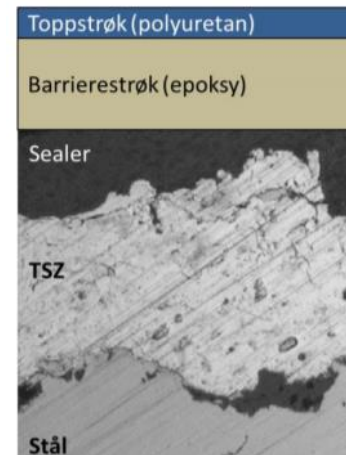
Figur 49: Bergartsbeskrivelse

Da kreftene som virker i fundament er tilsvarende som i betong, vil utformingen på fundamentet bli likt i begge alternativene. Armeringsmengde og dimensjoner vil derfor bli i drøftet under betongalternativet.

6.8 Overflatebehandling

Stål trenger en form for overflatebehandling for å forhindre korrosjon. Det finnes flere forskjellige overflatesystemer. En av de mest effektive og utprøvde overflatebehandlingene er varmgalvanisering. Metoden går ut på å senke konstruksjonsdelene ned i sinkbad. Dette sørger for at alle overflater blir jevne og tette.

En videreutvikling av dette systemet er duplekssystemet til Statens Vegvesen. Her er det et sinklag i bunn med en overbehandling av en epoksysealer, samt et toppstrøk med akryl [21]. Slike duplekssystemer, som vist på figur 50, blir oppgitt av Sintef til å ha svært varierende levetid. Det anslås at broer med en slik overflatebehandling har et vedlikeholdsintervall på rundt 20 år [22]. Etter det må normalt toppstrøket rebehandles. Glassoverbygget vanskeliggjør denne typen vedlikehold, derfor velges duplekssystem bort i denne rapporten.



Figur 50: Statens Vegvesens duplekssystem [22]

Det blir videre vurdert et produkt kalt Zinga, som er en form for kaldgalvanisering. Denne kan også overmales for å oppnå en form for et duplekssystem der Zingaen vil opptre som galvanisk grunning i systemet. Det ble valgt å kontakte leverandøren direkte for å få informasjon og referanseprosjekter.

Leverandøren hevder at Zinga er det beste produktet å bruke i denne sammenheng. De informerte om at den elektrokjemiske forbindelsen Zinga gir mellom de 2 metallene, sink og stål, vil være 1.117 Volt. Dette er høyere enn varmgalvanisering, som kun gir 1,04 Volt. Det blir anbefalt å behandle broen med to strøk av 60µm. For å oppnå dette med malesprøyte, er forbruket oppgitt til ca. 1kg per m^2 .

Varmgalvanisering og kaldgalvanisering med Zinga vurderes til å ha tilnærmet like egenskaper. Derfor vil kostnadene være avgjørende for valget av beskyttelsessystem. Dette diskuteres videre i neste kapittel.

6.9 Økonomi

For å hente inn priser på broalternativene er det utarbeidet en beskrivelse i programmet ISY Beskrivelse. Programmet bygger på NS 3420, standarden for beskrivelsestekster for bygg, og tar for seg de ulike bygningsdelene som er beskrevet der. Med ISY Beskrivelse kan det beskrives ønsket utførelse på forskjellige bygningsdeler. Dette gir en oversikt over hva byggherre ønsker å få utført. Entreprenøren kan prise jobben basert på denne. Det er beskrevet ønsket utførelse for begge broalternativene som er sendt ut til ulike entreprenører for prising. Det viste seg vanskelig å få en pris på stålbroen, derfor blir beskrivelsen kun brukt til betong- og glassarbeider.

Entreprenøren FM Strand har oppgitt priser for en lignende bro med omtrent samme statiske system. Prisene er fra 2013, og inkluderer varmgalvanisering. Disse prisene er fra tre forskjellige tilbydere, heretter kalt tilbyder 1, 2 og 3. Tilbudene finnes i vedlegg E-3 og E-4. Tilbyder 3 var vesentlig dyrere enn de to andre, derfor ble denne prisen ikke tatt med videre da den ble vurdert som en feilprising. For å kunne bruke tallene videre ble det regnet en kilopris fra tilbudene. Videre ble det regnet et gjennomsnitt mellom anbudene fra tilbyder 1 og 2, før denne prisen ble indeksjustert etter byggekostnadsindeksen for veianlegg [23] til prisnivået i 2019. Resultatet ble en kilopris for ferdig montert stål på 53.59kr som en kan se på figur 51. Ved å multiplisere kiloprisen med mengden stål blir totalprisen på stålarbeidene 674 000kr.

Stålfagverk	2013	2019
Tilbyder 1	kr 41,00	kr 47,77
Tilbyder 2	kr 51,00	kr 59,42
Gj.snitt	kr 46,00	kr 53,59

Figur 51: Pris per kilo fagverk

Videre er det antatt en rigg- og driftskostnad for stålalternativet, vurdert ut fra priser innhentet for betongalternativet i vedlegg E-2. Driftskostnadene ved støping av fundament og nedre del av betongsøylen er anslått til 30% av driftskostnadene for bygging av hele betongalternativet. Betongentreprenørens opp- og nedriggingskostnader antas å være like for stål og betong. Videre er det lagt til rigg og drift for stålmonnør. Det er tatt gjennomsnitt mellom rigggkostnader for tilbyder 1 og 2 fra 2013, som igjen er indeksregulert for å gi en pris i 2019. I tillegg er det lagt

inn pris på mobilkran i to dager, for montering av broen. Rigg- og driftskostnadene beløper seg samlet til 215 000kr.

Pris på nedre del av søyle og fundament antas å være likt i begge tilfellene, derfor hentes disse prisene fra betongalternativet. Påstøp i dekke inkluderer ekstra armering og betong på de korrugerte stålplatene. Her er det valgt å bruke de samme enhetsprisene som de som er brukt i dekket for betongalternativet. Disse er ganget opp med armeringsmengde og volum av betong for å gi en samlet pris.

Det er innhentet en produktpris på Zinga, samt en pris på påføring med forarbeid. Leverandøren av Zinga oppgir en pris på produktet på 278,- per kilo. Overflatebehandlingen blir oppgitt til å koste 495kr/m² for to strøk. I tillegg kommer sandblåsing på 480kr/m². Overflatearealet til fagverket er på 230m². Dette gir en totalpris på 288 000kr for overflatebehandling med Zinga, som vist i tabell 5.

Stål	Mengde	Pris	Sum (i 1000) kr
Sandblåsing	230	480	110
Zinga	230	278	64
Påføring Zinga	230	495	114
Vedlikehold			288

Tabell 5: Priser på overflatebehandling med Zinga

Det er ikke hentet inn pris på fagverk uten varmgalvanisering. Da prisen på fagverket med varmgalvanisering er beregnet til 674 000kr. Det antas at varmgalvaniseringen utgjør mindre enn 40% av totalprisen, derfor blir Zinga vurdert til å være dyrere enn varmgalvanisering. Det blir derfor valgt å varmgalvanisere broen.

Ved å summere prisene for stålalternativet, blir byggekostnaden ca. 2 201 000kr som vist i figur 52.

Stål	Mengde	Pris	Sum (i 1000) kr
Rigg og drift	1	215000	215
Fagverk	12570	54	674
Peva45	51	358	18
Påstøp dekke	1	17000	17
Nedre del av søyle	1	181831	182
Innstøpingsgods	1	6000	6
Glass	200	5445	1089
Total			2201

Figur 52: Summering av kostnader i stålalternativ

6.10 Estetikk

Fagverksbroen er utformet med tanke på å ikke virke for fremtredende i omgivelsene. Det vil bli brukt glassplater for å kle inn fagverket. Dette gjør at broen blir mindre markant, men det fører også til at veggene blir helt lufttette sammenlignet med for eksempel perforerte stålplater. Dermed vil virkningen av vindlast bli større som gjør at søylen må dimensjoneres kraftigere. Dette fører til at søylen blir mer markant, som er negativt med tanke på å utforme en anonym bro. Et annet minus med estetikken til stålbroen er hvordan knutepunktene er designet. Bolteforbindelsene festes med en plate på utsiden, fremfor å skjule forbindelsen på innsiden. Dette gir et mer industrielt preg på broen, som bidrar til å trekke ned helhetsinntrykket.

6.11 Byggetid

Når en sammenligner de to broalternativene vil det være naturlig å vurdere byggetidene opp mot hverandre. Både opp- og nedrigging antas å ha samme tidsbruk i begge alternativene. Da fundamentet og nedre del av søylen er identiske vil dette også ta like lang tid. Monteringstiden av glassfasadene på begge broene antas å være lik.

Stålbroen vil ha høy grad av industrialisering da den er ferdigsveist fra fabrikk. Den må dog fraktes i mindre deler og boltes sammen på byggeplass. Her antas det at både transport og montering kan bli gjort på én uke.

7 Betongdimensjonering

Broens plassering, ca. 200m fra sjø, gir muligheter for luftbårne klorider. Dette føret til at det velges eksponeringsklasse XD1 i tabell 4.1 i betongstandarden NS-EN 1992 [24]. Eksponeringsklasse XD1 krever bestandighetsklasse M45. Med disse parameterne vil det være naturlig å velge betongfasthetsklasse B35. Videre vil tabell NA.4.4N, med XD1 og 50 års dimensjonerende brukstid, gi en minste overdekning på $c_{nom} = 40mm + 10mm = 50mm$. Kloridklassen blir satt til Cl 0,40 av tabell 73 i byggforskblad om viktige parametere for prosjektering og utførelse av bestandige betongkonstruksjoner [25].

Som nevnt i kapittel 4.3 vil det statiske systemet i betong bestå av to bjelker med et dekke mellom. Dekket skal ikke bære andre vertikallaster enn egenlast og nyttelast, som fordeles til bjelkene fortløpende. Horisontalkreftene som virker på broen skal tas opp av bjelker og dekke som virker sammen som et kasseprofil. Her virker bjelkene som flenser, og dekket som steg. Slik vil én av bjelkene komme i trykk og den andre i strekk. Nødvendig armering for å ta strekkreftene blir bestemt i kapittel 7.2.3 fordelingsarmering, mens armering for å overføre kreftene mellom bygningsdelene blir bestemt i kapittel 7.3 betongdekke.

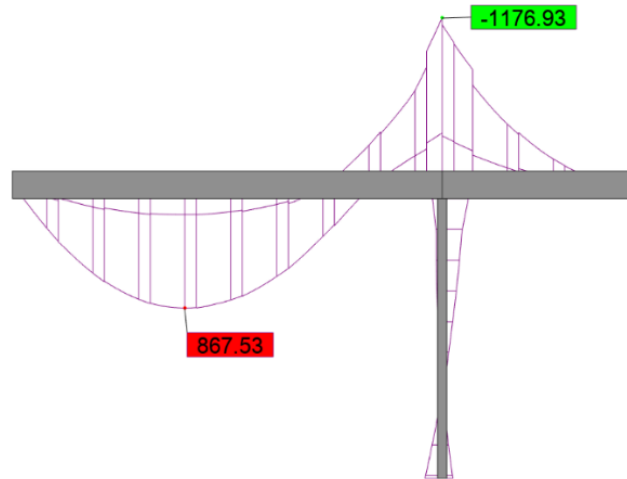
Da betongalternativet vil bli prosjertert som et symmetrisk bæresystem bestående av to bjelker, vil alle lastene bli jevnt fordelt på de to. Unntaket er vindlasten i vertikalretning som kan opptre ujevnt. Eksentrisiteten av vindlast gir linjelast 0,6m til siden for midten. Største vertikale vindlast på en bjelke blir derfor $1,341 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,4\text{m} \cdot \frac{1,8\text{m}}{2,4\text{m}} = 2,4138 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

7.1 Robot

Betongbroen består av få elementer, derfor var det fornuftig å gjøre store deler av beregningene for hånd. Likevel ble det valgt å lage en Robotmodell, siden broen er statisk ubestemt. Deretter var det mulig å påføre alle lastkombinasjonene, slik at de kritiske kreftene i konstruksjonen kunne leses av, fra diagrammer som vist i figur 53. Disse ble brukt i videre beregninger i MathCAD.

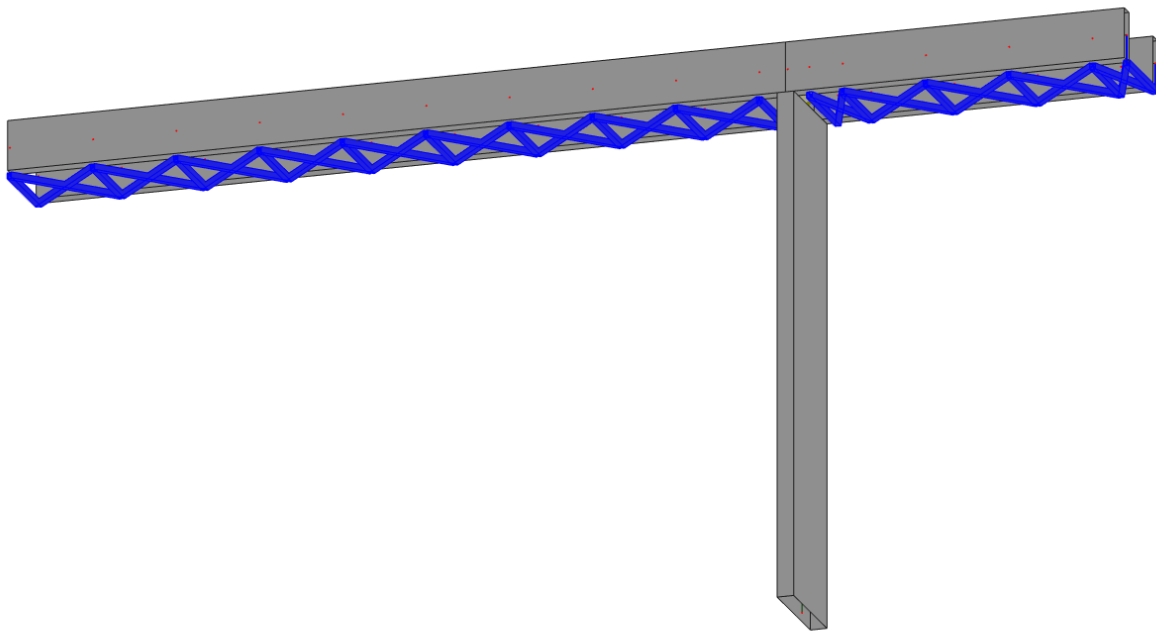
Siden broen er en bjelkebro med dekke på undersiden, ble dimensjonene på bjelkene bestemt slik at de skulle kunne brukes som gelender. De ble derfor satt til en dimensjon på 1200x350mm.

Søylen ble plassert 8,14 meter fra bygget, basert på en forhåndsdimensjonering gjort i Mathcad, vedlegg C-1. Plasseringen ble valgt slik at momentene i felt og over utkrager ble så like som mulig. Søylen dimensjoner ble satt slik at den har lik bredde som broen, dermed unngår en å ha en tverrbjelke over søylen for å videreføre kreftene fra bjelkene. Tverrsnittet på søylen ble derfor 2500x400mm. Bjelkene ble festet til søylen med en *rigid link* i Robot, slik at søylen og bjelkene er kontinuerlig festet sammen.



Figur 53: Bjelkebroen, med momentdiagram for bruddgrense.

Det er ønskelig å dimensjonere broen slik at dekket ikke trenger å bære laster i broens lengderetning. Derfor ville det blitt feil å legge inn et betongdekke i robot, da dette ville bidratt til å ta moment og skjærkrefter. Isteden ble det lagt inn ett fiktivt vindkryss i stål som var leddlagret til bjelken, som vist i figur 54. Dette skapte derimot problemer når de termiske lastene ble plassert, siden vindkrysset ikke utvidet seg likt med bjelkene. Løsningen ble å beregne de termiske lastene for seg, der vindkryssene kun var fastholdt i vertikalretning. Deretter ble lastene kombinert med resultatet fra lastkombinasjonene. Dette ble gjort i Mathcad, som vist i vedlegg C-4. De termiske lastene gir relativt små krefter i bjelkene. I tillegg oppstår ekstremalverdiene til disse kreftene andre steder i konstruksjonen enn ekstremalverdiene til kreftene fra de andre lastene. Det ble derfor valgt å ikke ta med de termiske lastene så lenge bjelken har god kapasitet. Derimot vil de termiske lastene utgjøre en større del av det totale lastsettet i søylen, og blir derfor tatt med i beregningene videre.



Figur 54: Betongbroen, med det fiktive vindkrysset markert i blått.

7.2 Bjelke

I dette kapitlet blir tverrsnittskreftene fra Robot brukt til å beregne lengde-, fordeling- og skjærarmering. Til slutt blir torsjon vurdert.

7.2.1 Tverrsnittskrefter fra Robot

Tabell 6 viser alle tverrsnittskreftene fra Robot som blir brukt videre i beregningene for bjelken.

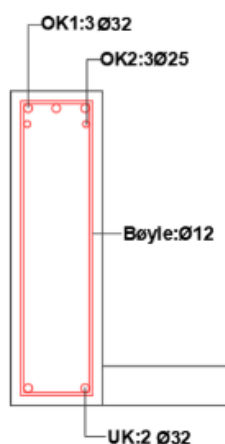
Tallene kommer fra vedlegg F-6 og F-7.

Trykk i bjelke	562kN
Strekk i bjelke	409kN
Skjærkraft i bjelkens svake akse	240kN
Skjærkraft i bjelkens sterke akse	363kN
Torsjon i bjelke	385kNm
Største moment over opplager	1177kNm
Største moment i felt	867kNm
Moment på tvers av broens lengderetning	276kNm

Tabell 6: Tverrsnittskrefter fra Robot

7.2.2 Lengdearmering

Det ble vurdert muligheten til å bruke spennarmerte bjelker. Dette kunne blitt gjort med foroppspente bjelkeelementer, men det lar seg ikke gjøre å skjøte bjelkene underveis. Elementene måtte derfor blitt levert på 26,8m, som antagelig ville blitt veldig kostnadsdrivende. Etteroppspenning ville løst dette problemet, men bjelkenes slanke utforming kan føre til vipping. Det ble derfor valgt å la bjelkene være slakkarmert.

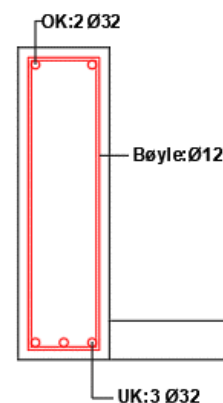


Figur 55: Armering over søyle

Over søylen er det et moment på 1177kNm. Dette gir et nødvendig armeringsareal på 2623mm², fra vedlegg C-2. Bjelkene har en bredde på 350mm og en minimumsavstand mellom armeringsstenger i samme lag på $2 \cdot \phi$. Dermed blir det kun plass til 3 $\phi 32$ i hvert lag. Det blir derfor valgt å armere i to lag. I øverste lag blir det lagt 3 $\phi 32$ og i det andre 2 $\phi 25$ som vist i figur 55. Dette gir et innlagt armeringsareal på 3395mm² $> A_{s,min}=647\text{mm}^2$.

Største feltmoment er 867kNm. Dette gir et nødvendig armeringsareal på 1857mm², fra vedlegg C-2. Det vil her holde med ett lag med 3 $\phi 32$, som vist i figur 56. Dette gir en innlagt armeringsmengde på 2413mm² $> A_{s,min}=660\text{mm}^2$.

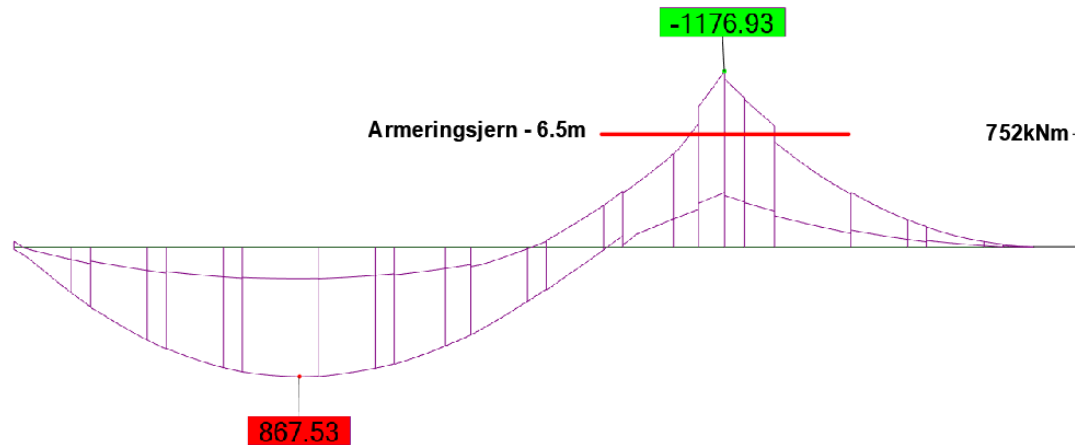
For å spare materiale, blir det valgt å avtrappe armeringen i bjelkene. Det blir valgt å la stengene i de fire hjørnene fortsette gjennom hele bjelken. Dette gjøres for å kunne feste skjærbøylene. Det vil også gi



Figur 56: Armering i felt

nok kapasitet i de stengene som ikke tar moment til å ta strekket på 406kN. Over søylen er det et moment i bjelken på 1177kNm. Det er prosjektert med 3 $\phi 32$ og 2 $\phi 25$ i overkant. De 2 $\phi 32$ stengene i overkant som ikke blir avtrappet har en momentkapasitet $M_{Rd} = A_{s,innlagt} \cdot \left(1 - 0,18 \left(\frac{M_{Rd}}{M_{cd}}\right)\right) \cdot d \cdot f_{yd} = 752\text{kNm}$. Det vil være naturlig å avtrappe armeringen der det opptredende momentet er mindre enn dette. Ved å måle opp bredden på grafen der dette momentet oppstår i figur 57, finner man lengden av området som trenger mer armering. I tillegg

legges det til forankring på 60ϕ på begge sider. Det legges også til litt ekstra på den totale lengden for å ta hensyn til byggeplassavvik. Som vist i figur 57 gir dette en lengde på 6,5 meter for armeringen over søyle. I felt blir det forenklet valgt å la alle stengene gå fra opplager til søyle.

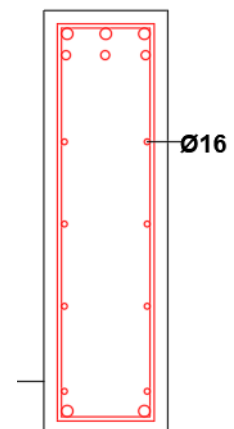


Figur 57: Avtrapping av armering

Vanlige armeringsstenger leveres med en lengde på 12 meter. Det vil derfor være nødvendig å skjøte armeringen flere steder i bjelken. I overkant plasseres skjøtene til de to i $\phi 32$ stengene, som går hele veien, slik at de ikke går i konflikt med de tre andre stengene. I underkant blir skjøtene plassert der det er lite moment. Ingen stenger i samme lag skjøtes på samme sted.

7.2.3 Fordelingsarmering

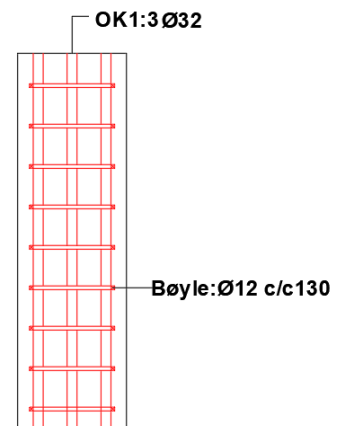
Grunnet broens fulle høyde med glass, blir det en stor vindlast som bøyer bjelkene innover. Samtidig fungerer dekket som avstivende steg som gjør at motsatt bjelke blir dyttet utover og dermed kommer i strekk. Det er blitt beregnet et nødvendig armeringsareal på 264mm^2 i vedlegg C-2. Dimensjonerende armeringsareal blir minimumsarmeringen på 610mm^2 . Derfor legges det inn 4 $\phi 16$ som fordelingsarmering i ytterkant av bjelkene. For å forhindre vipping blir det også lagt inn 4 $\phi 16$ på innsiden av bjelkene. En får da en fordelingsarmering i bjelkene som vist på figur 58.



Figur 58:
Fordelingsarmering i
bjelke

7.2.4 Skjærarmering

I bjelkene vil det være behov for skjærarmering. Denne må dimensjoneres for å ta skjærkrefter og å henge opp dekket i bjelkene. Skjærbøylene vil bli brukt for å ta skjærkrefter i to akser, siden det ikke oppstår skjærkrefter i bjelkens lengderetning. Beregnet mengde armering er $\phi 12$ c/c140 fra vedlegg C-2. Det blir valgt c/c130 for å unngå konflikt med bøyene som kommer fra betongdekket, som blir beregnet i kapittel 7.3. Figur 59 illustrerer skjærbøylene i bjelken.



Figur 59: Skjærarmering i bjelke

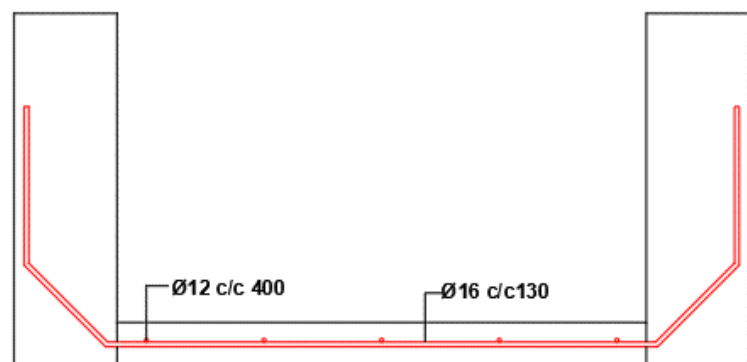
7.2.5 Torsjon

Bjelkene får en torsjonskraft som følge av eksentrisiteten til vindlasten. Dette gir et ekstra moment på $34 \frac{kNm}{m}$ fra vedlegg C-3. Denne kraften gir en vridning som må føres gjennom betongdekket. Dekket må armeres for denne vridningen, i tillegg til bøyemomentet som følger av nyttelasten. For å overføre krefter mellom bjelkene og dekket bøyes armeringen i dekket opp i bjelkene. Dermed kan vridningen tas opp som bøyemomenter i bjelkene, istedenfor torsjon.

7.3 Betongdekke

I lengderetningen av betongdekket er minimumsarmering dimensjonerende, som vist i vedlegg C-3. Det blir derfor lagt inn $\phi 12$ c/c400.

På tvers av dekket er det beregnet en nødvendig armeringsmengde på $1502 \frac{mm^2}{m}$ i vedlegg C-3. Det blir derfor lagt inn armeringsstenger på $\phi 16$ c/c130 i dekket. Disse blir forankret med en lengde på 50ϕ i bjelken, som vist på figur

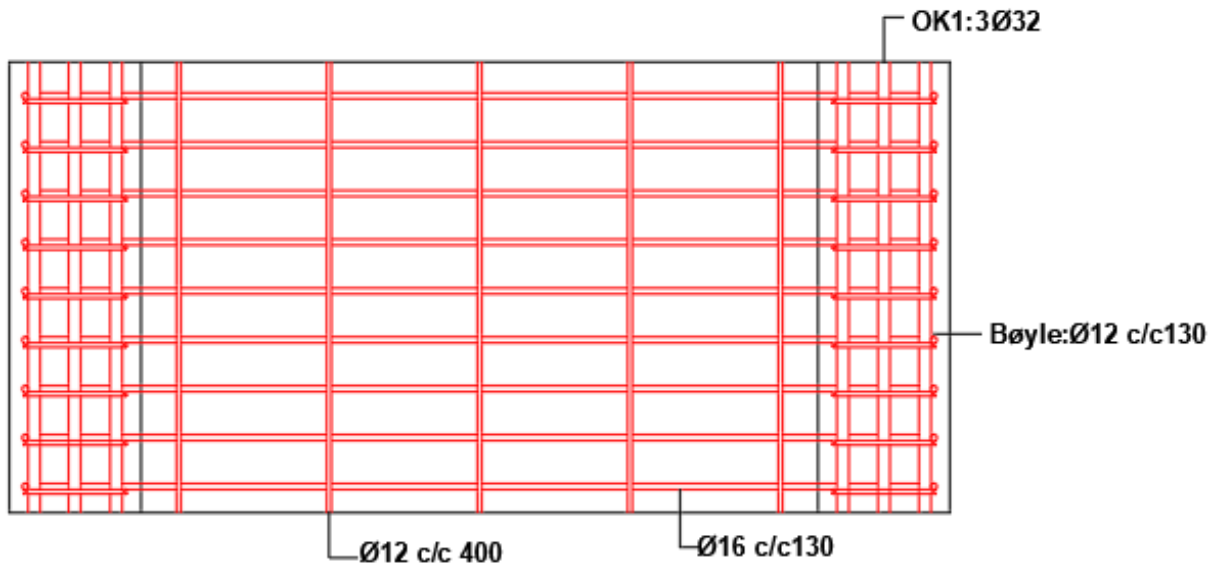


Figur 60: Armering i betongdekke

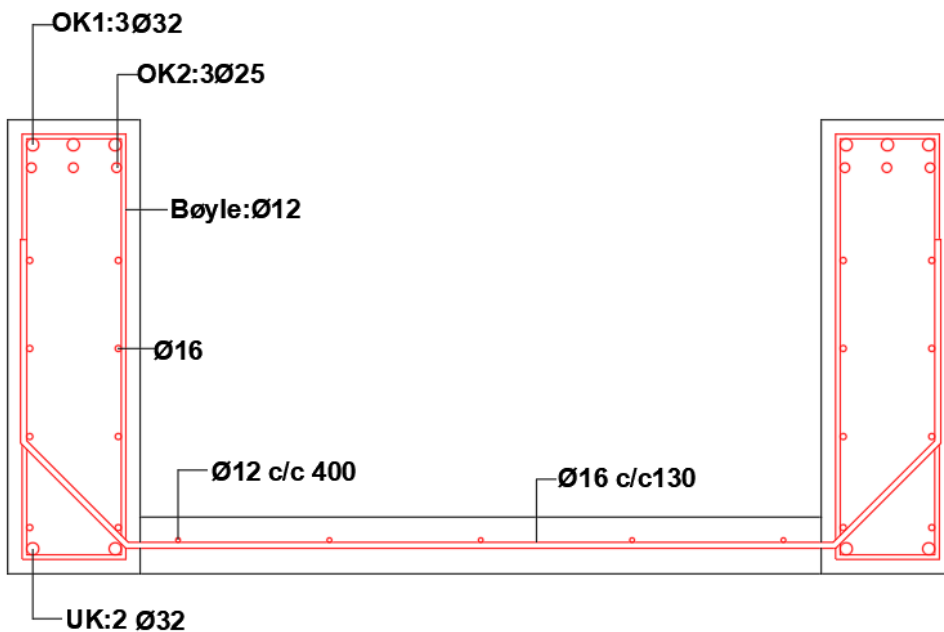
60. Ved å gjøre dette vil en motvirke vridningen fra torsjonen i bjelkene. Skjærbøylene i bjelkene overfører kreftene til armeringsstengene som går ned i dekket.

7.3.1 Oppsummering

For å oppsummere armeringen i bjelkene og dekket er det tegnet en armeringstegning som vist på figur 61. Denne viser armeringen sett ovenfra. Figur 62 viser armeringen i et snitt over søylen.



Figur 61: Armering i bjelke og dekke i plan



Figur 62: Armering i bjelke og dekke sett fra kortsiden

7.4 Søyle

I robot er det kun regnet krefter i den delen av søylen som er over dekke. Kreftene i søylen i parkeringskjelleren blir beregnet i Mathcad. Det blir tatt hensyn til både termiske- og ulykkeslaster. Kreftene fra robot er listet i tabell 7. Disse kommer fra vedlegg F-8, F-9, F-10, F-11 og F-12.

Minste aksiallast	717kN
Moment-x	5637kNm
Moment-y	121kNm
Skjærkraft-x	68kN
Skjærkraft-y	365kN

Tabell 7: Tverrsnittskrefter fra Robot

7.4.1 Termiske laster

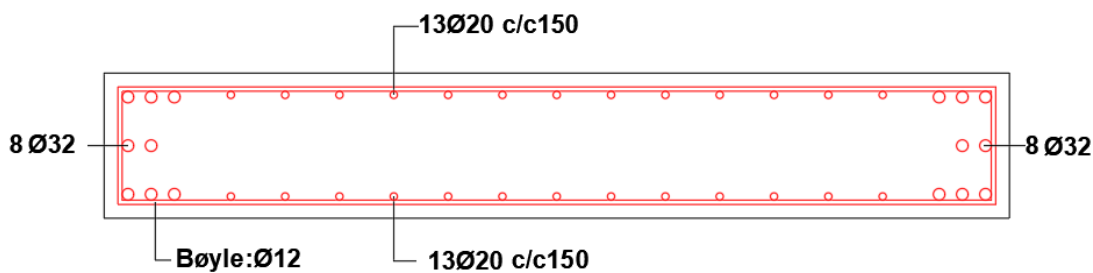
Temperaturvariasjoner i bjelken fører til en lengdeendring på maks 4mm ved søylen. Dette gir andre ordens moment i søylen, som er medtatt i Mathcad. Krumninger i bjelkene som følge av vertikalt varierende temperatur gir moment i søylen som er beregnet i Robot og medberegnet i Mathcad.

7.4.2 Ulykkeslaster

I parkeringskjelleren må søylen dimensjoneres for kollisjon fra biler. Det vil være mulig å kjøre på søylen fra alle retninger. Kraften blir dermed satt til 50kN av tabell 4.1 i standarden for ulykkeslaster [26]. Denne kraften blir lagt til i MathCAD.

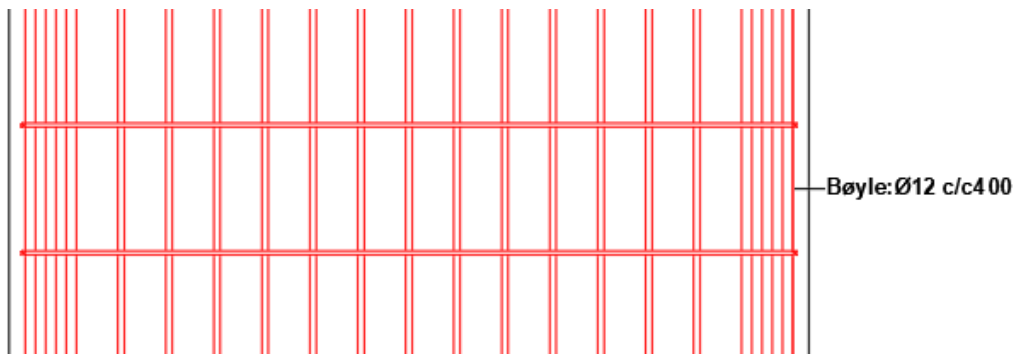
7.4.3 Lengdearmering

I søylen er det et moment på 419kNm om svak og 5648kNm om sterk akse. Aksiallasten vil alltid opptre som trykk. Siden denne er ubetydelig liten vil den ikke påvirker søylens momentkapasitet. Dette gir et nødvendig armeringsareal om svak akse på 2965mm² og 5988 mm² om sterk akse. Søylen har en bredde på 400mm og vil armeres med $\phi 32$. Dermed er det kun plass til 3 stenger i samme lag. Det blir derfor valgt å bruke armering i tre lag. I de to ytterste lagene blir det lagt 3 $\phi 32$ og i det innerste blir det 2 $\phi 32$. På grunn av dårlig plass i søylen, må stengene skjøtes på forskjellige plasser. I lengderetning blir det lagt inn 13 $\phi 20$. Søylen vil bli armert symmetrisk som illustrert på figur 63. Totalt blir det et innlagt armeringsareal på 12868mm² > A_{s,min}=10000mm² som beregnet i vedlegg C-4.



Figur 63: Armering i søyle

I søylen er det en dimensjonerende skjærkraft på 364kN. Det vil likevel være minimumsarmering som er dimensjonerende. Derfor blir det lagt in bøyler av $\phi 12$ c/c 400 i søylen. Søylen blir armert som illustrert på figur 64.



Figur 64: Bøyleavstand i søylen

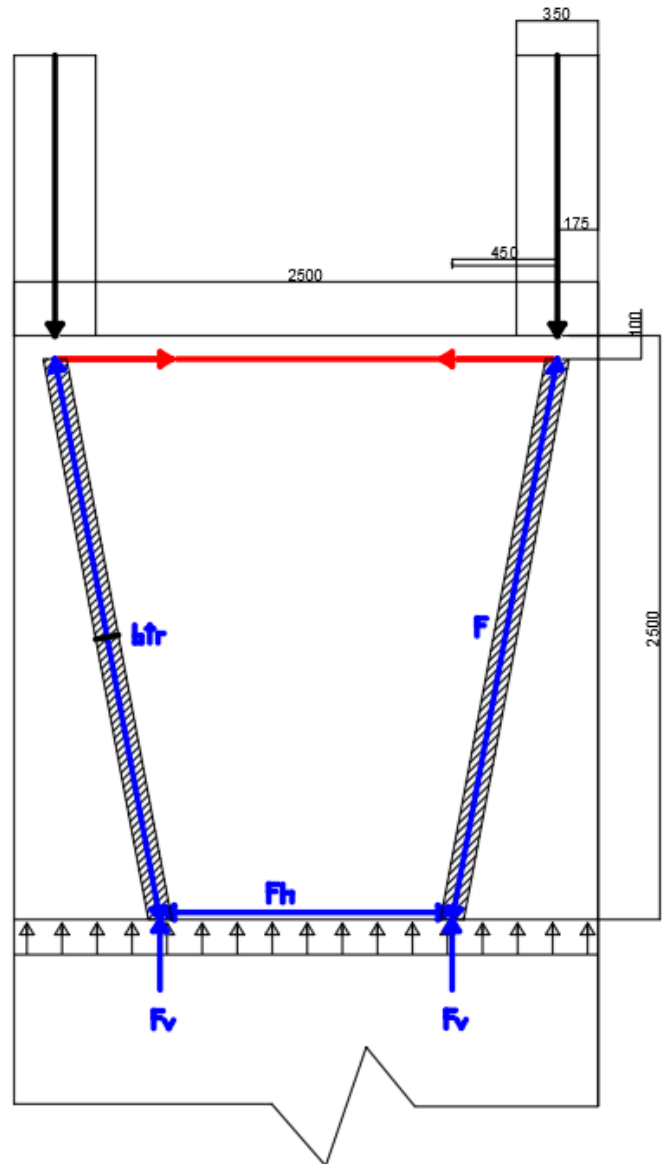
7.4.4 Torsjon

Det vil ikke dimensjoneres for torsjon i betongsøylen, selv om Robot gir et torsjonsmoment her. Dette fordi konstruksjonen ikke er avhengig av torsjonskapasiteten for å være stabil, i tråd med betongstandarden, 6.3.1(2). Bøylene i forrige avsnitt oppfyller kravene til minimumsarmering i tråd med 7.3 og 9.2 i standarden.

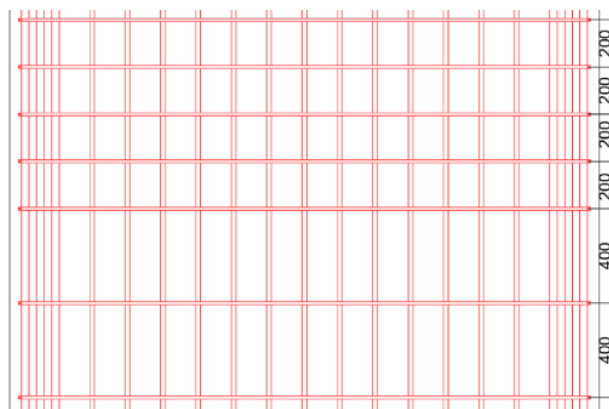
7.5 Kraftfordelingsarmering

Bjolkene er plassert slik at de går i flukt med ytterkanten av søylen. For å sørge for at punktlastene fra bjelkene blir fordelt nedover slik at de oppfører seg som en jevnt fordelt last i søylen, trengs det en armeringsbøyle i toppen. Måten dette beregnes er å tegne opp et fagverk i konstruksjonen der betongen tar trykk og armeringen tar strekk. Det ble antatt at kreftene fordeles i løpet av de første 2,5 meterne. Videre ble det kontrollert at betongen under bjelkene ikke knuses.

Figur 65 illustrerer kraftfordelingen fra bjelkene til søylen. Den røde pila viser strekkraftene i bøylene, mens de blå pilene er trykk i betongen. Armeringsarealet til bøylene ble regnet ut for å tåle strekkraftene som oppstår på grunn av den skrå trykkraften, F , som oppstår i betongen. Til slutt ble det kontrollert at arealet rundt F -kraften er stort nok til å tåle kreftene uten å knuses, altså at spenningen blir mindre enn $19,8 \frac{N}{mm^2}$. Resultatet ble at det trengs 2 $\phi 12$ bøylere, altså fire snitt i toppen av søylen, i tillegg til de som allerede er der, som vist i vedlegg C-5. Bøylene legges inn mellom skjærarmeringen i søylen. Dette gir en c/c på 200 mellom de fem øverste bøylene, som vist i figur 66.



Figur 65: Kraftfordeling i søyle.



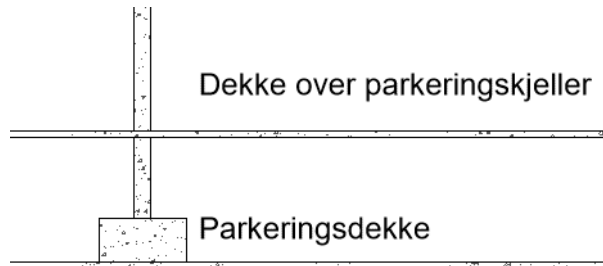
Figur 66: Kraftfordelingsarmering i toppen av søylen

7.6 Fundament

Figur 67 viser dekke over parkeringskjeller som skiller øvre og nedre del av søylen. Ved å kombinere kreftene i overkant av dekke over parkeringskjeller, med kreftene i nedre del av søylen, får man krefter i fundamentet som i tabell 8. Her er lastene som ikke blir tatt med i Robot, medregnet. Disse utregningene finnes i vedlegg C-6.

Minste aksiallast	1150kN
Moment-x	2687kNm
Moment-y	151kNm
Skjærkraft-x	245kN
Skjærkraft-y	3077kN

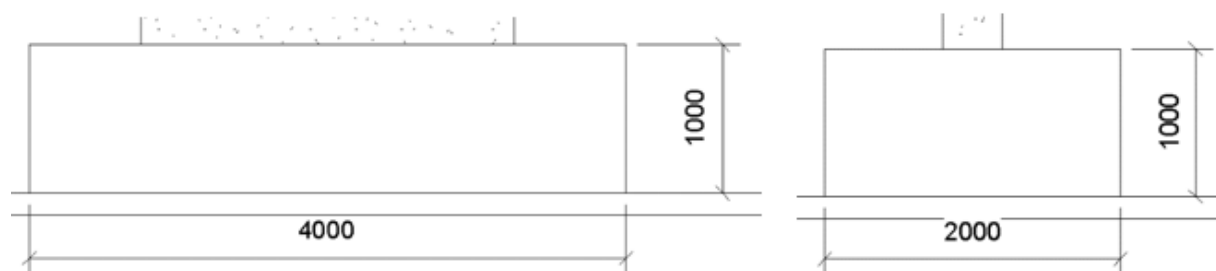
Tabell 8: Krefter i fundament.



Figur 67: Illustrasjon av betongsøyle

7.6.1 Størrelse

Størrelsen på fundamentet er valgt med prøv og feil metoden. Grunnflaten blir bestemt for å få plass til dimensjonerende mengde fjellbolter, som diskuteres i kapittel 7.6.2. En økning i vekt på fundamentet vil også være fordelaktig for stabiliteten til konstruksjonen. Det ble til slutt valgt en fundamentstørrelse på 4m x 2m x 1m som vist på figur 68. Fundamentet kunne blitt mindre dersom utkrageren var festet på enden av leilighetskomplekset. Dette ville gitt en bedre fastholding mot vindkreftene i horisontalretning.

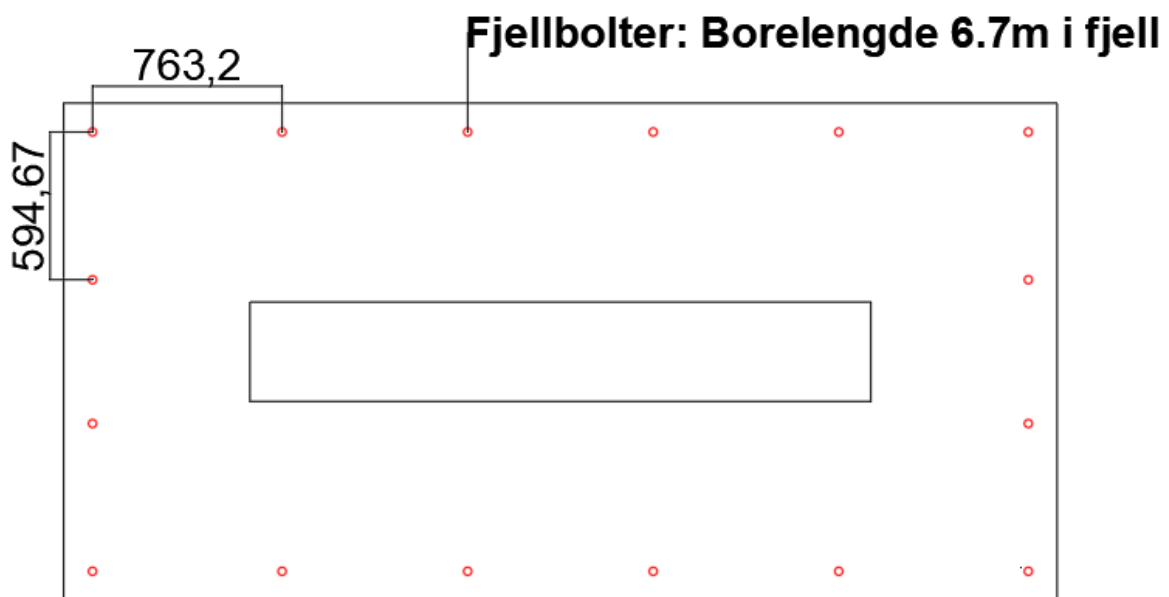


Figur 68: Fundamentstørrelse

7.6.2 Fjellbolter

Som i stål vil det også bli brukt fjellbolter i betongalternativet. De geotekniske forholdene vil være like som i stålargnetivet. Fjellboltene skal overføre moment og skjærkrefter fra fundamentet til fjellet. Momentet blir tatt opp av et kraftpar, der det blir strekk i boltene og trykk i motsatt side av fundamentet. Fjellboltene tar bare strekkrefter, derfor blir skjærkreftene tatt som friksjon mellom fundament og fjell. Friksjonskoeffisienten er satt til 1,0, slik at friksjonskreftene blir lik kapasiteten til boltene, samt egenlast av konstruksjonen. Dette fører til at det trengs fire bolter for å ta moment om sterk akse, mindre enn én for å ta moment om svak akse, og ti bolter for å motvirke skjærkreftene, som vist i vedlegg C-6. Det blir derfor nødvendig med 15 $\phi 32$ fjellbolter. Det blir valgt å bruke 16 for å oppnå symmetri om begge aksene. I stål ble det nødvendig med 16 bolter, som vist i vedlegg C-7, derfor er de to fundamentene like.

For å få tilstrekkelig masse av påhengt fjell er det nødvendig med en hulldybde på 6,7m, med en inngysingslengde på 3,05m. Dette er beregnet i henhold til intern rapport nr.2374 fra Statens Vegvesen [19] i vedlegg C-6. Boltene blir plassert symmetrisk i berget ut fra størrelsen på fundamentet. Boltene får en overdekning på 100mm, for å ta hensyn til mekanisk slitasje på betongen, samt høy fuktighet og mineralinnhold i løsmassene rundt. Plassering av fjellboltene kan sees på figur 69.

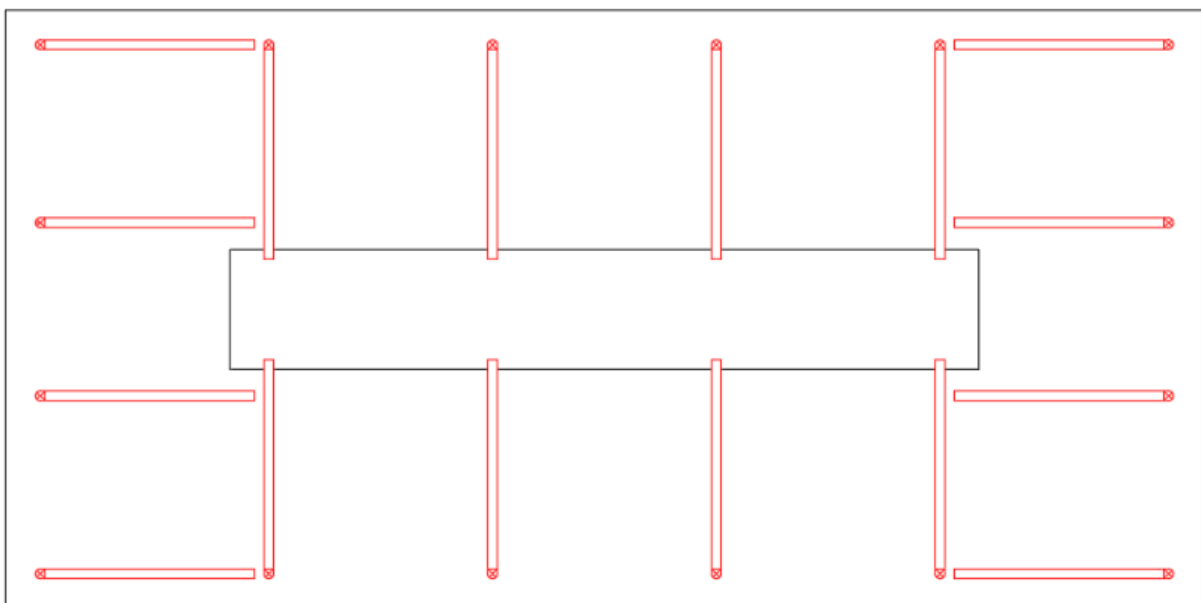


Figur 69: Plassering av fjellbolter i fundament

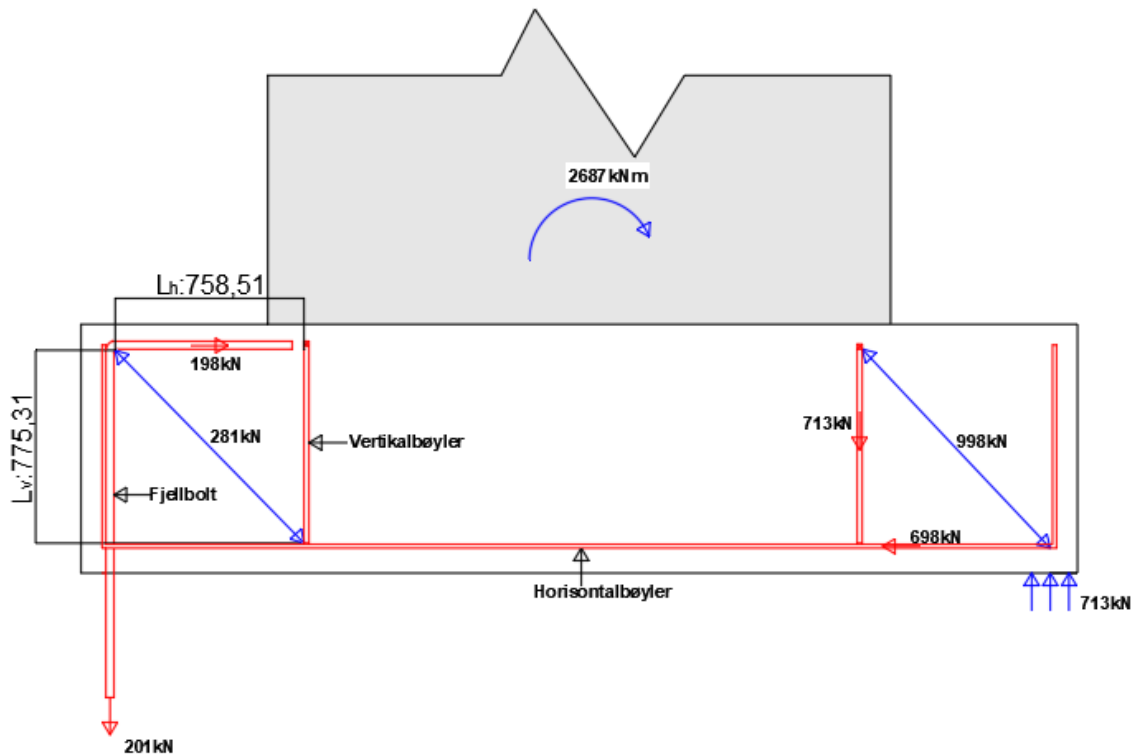
7.6.3 Armering

Fundamentet må armeres for at kreftene fra søylen skal overføres til fjellboltene med bøyer. Metoden som ble brukt for å beregne armeringsmengden var å tegne opp et fagverk i fundamentet, der armeringen tar strekk og betongen tar trykk. Det ble dimensjonert for at fjellboltene har full utnyttelse.

Momentet i søylen gjør at én side av fundamentet blir utsatt for strekk, og den andre for trykk. For å kunne sende kreftene fra søylen til vertikalbøylen, må søylearmeringen bøyes av i bunnen. Det samme gjøres i toppen av fjellboltene for å kunne ta opp kreftene fra vertikalbøylen. Fjellboltene blir avbøyd slik at de fire på hver av kortsidene går i fundamentets lengderetning. Tilsvarende vil de fire som er igjen på hver langsiden avbøyes på tvers av lengderetningen, som vist på figur 70. Siden ingen av de fire boltene på kortsiden går rett mot søylen blir det nødvendig med vertikale bøyer for å overføre kreftene fra søylearmeringen. Kraftene fra søylearmering gir trykk på tvers av lengderetningen. Disse kreftene blir tatt opp i bøylerne som strekk slik at de kan sendes videre som trykk til boltene.



Figur 70: Avbøying av fjellbolter i fundament



Figur 71: Krefte som oppstår i fundamentet ved moment om sterk akse.

Figur 71 viser en forenklet armeringstegning, der bare armeringen som tar momentet om sterk akse er med. Tegningen er et snitt gjennom fundamentet, slik at søylen vises i bakgrunnen. Krefte som oppstår i armering og betong kan videre bli regnet ut ved hjelp av forholdstall. Dermed blir den horisontale strekkraften i fjellbolten:

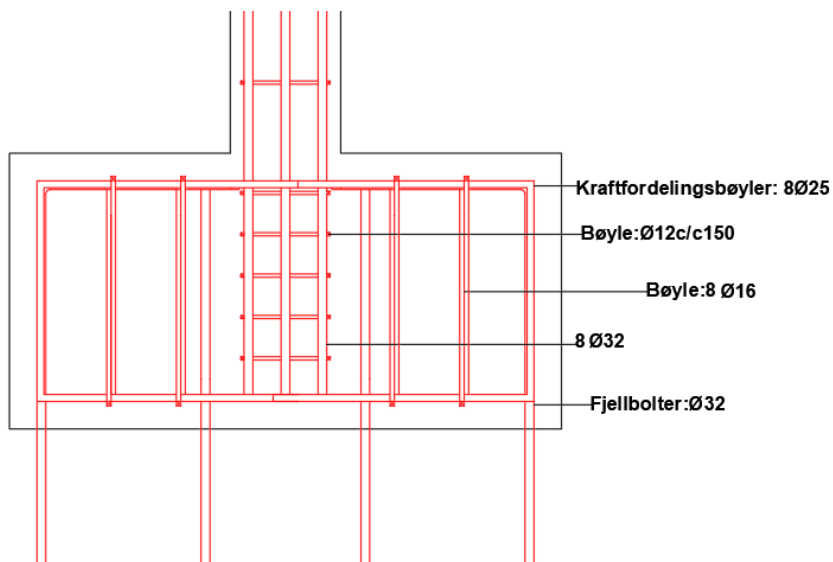
$$S_h = \frac{S_v}{L_v} \cdot L_h = \frac{201 \text{ kN}}{775,3 \text{ mm}} \cdot 758,5 \text{ mm} = 198 \text{ kN}$$

Tilsvarende metode brukes for trykksiden også, der vertikalkraften er resultatanten til trykkraften. Alle utregningene gjøres i vedlegg C-8.

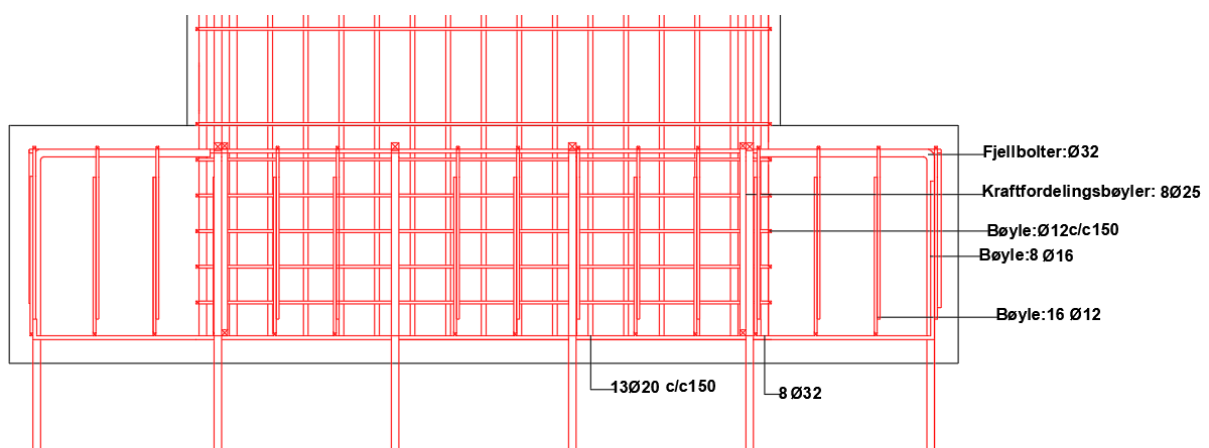
På grunn av trykk i fundamentet legges det inn U-bøyler som ligger horisontalt i hele lengden. Disse sørger for å ta opp den horisontale delen av den diagonale trykkraften fra søylen, slik at trykkraften på grunnen kun er vertikal, som vist i figur 71. Noen av disse horisontalbøylene vil ikke gå gjennom søylen. Derfor vil også trykksiden trenge bøyler for å overføre krefte til søylen. Disse ble beregnet slik at bøylene på trykk- og strekksiden har samme dimensjoner og plassering. Dermed vil vertikalbøylene overføre både trykk og strekk, avhengig av retningen til

momentet. Om svak akse er det ikke nødvendig med vertikalbøyler, siden kreftene fra boltene går rett mot søylearmeringen. Det legges horisontalbøyler om svak akse for å ta trykkreftene.

Nødvendig forankring av fjellboltene ble beregnet til 700mm etter avbøyningen. Det legges inn 4 $\phi 25$ vertikalbøyler på hver av kortsidene med forankring på 920mm. Disse er dimensjonert for å ta enten strekk eller trykk i fundamentet, avhengig av hvilken vei momentet blir satt på. I underkant legges det inn 8 $\phi 16$ U-bøyler som går over hele langsiden, og 16 $\phi 12$ over hele kortsiden. Begge har forankring som stikker oppover på 650mm. Det legges også inn tilsvarende u-bøyler i overkant som overflatearmering. Den totale armeringen i fundamentet vises på figur 72 og 73.



Figur 72: Armering i fundament fra kortsiden.



Figur 73: Armering i fundament fra langsiden.

7.7 Bruksgrense

I bruksgrense skal konstruksjonen dimensjoneres for å unngå deformasjoner som overskrider en bestemt grense for funksjonsdyktighet. Slike grenser er ofte bestemt for å unngå en uforsvarlig nedbøyning og rissvidde ved normal bruk.

7.7.1 Deformasjoner

Kryptall har blitt beregnet i Mathcad for betongbroens søyle, bjelker og dekke. Her er det valgt at konstruksjonsdelene skal bære sin egen vekt etter 14 dager, og at nyttelast først skal påføres etter 28 dager. Det er også lagt til grunn en luftfuktighet på 70%, i og med at broen ligger nær kysten. Med disse forutsetningene har det blitt beregnet to kryptall for hver av bygningsdelene. Beregningene finnes i vedlegg D-1, D-2 og D-3. Videre har disse tallene blitt brukt i deformasjonsberegninger.

Deformasjonsberegninger er gjort i henhold til håndbok N400, samt betongstandarden NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1990. Deformasjonene er beregnet for lastkombinasjon ofte forekommende. For hver av konstruksjonsdelene er det beregnet E-moduler for langtids- og korttidslaster, som avhenger av kryptallene. Disse er videre slått sammen til midlere E-moduler, vektet med størrelsen på lastene.

Noe forenklet er lastene delt opp i tre deler. Dette er gjort slik det er undervist i faget BYG106 Betongkonstruksjoner, ved Høgskulen på Vestlandet høsten 2018. Selv om dette er en forenkling er det til sikker side. De tre delene er egenlast, langtidsdel av variable laster, og korttidsdel av variable laster. Dette står i kontrast til inndelingen i NS-EN 1990, hvor man deler lastene opp i egenlast, dominerende variabel last, og andre variable laster. Lastfaktorene som er brukt for å bestemme størrelse på lastene er hentet fra NS-EN 1990, tabell NA.A1.1. Disse kommer fra kategori C, samme kategori som ble valgt for nyttelast.

Bjelkene skal forskales med overhøyde, for å redusere total nedbøying. Denne beregnes for tilnærmet permanente laster, i henhold til håndbok N400. Overhøyden begrenses av $L/250$ og nedbøying som følge av permanente laster. Permanente laster inkluderer i dette tilfellet bjelkenes egenvekt, samt dekkets egenvekt. Disse er beregnet i Mathcad, og kan finnes i vedlegg D-6 og D-9. Her blir det valgt å forskale med 30mm overhøyde på utkrageren, og 60mm i feltet.

Videre er det beregnet deformasjoner for vertikale og horisontale laster. Beregningene for dette finnes i vedlegg D-4, D-5, D-7 og D-8 for bjelkene, og vedlegg D-10 for dekke. I tråd med håndbok N400 er maksimal nedbøying satt til $L/350$, hvor L er lengden av det betraktede spenn. Håndbok N400 gir mulighet for å gjøre denne kontrollen med trafikklast alene, men her blir den gjort for ofte forekommende laster. Resultat er vist i tabell 9.

	Felt av bjelke	Utkrager av bjelke	Dekke	Søyle
Forskalt overhøyde	60mm	30mm	0mm	---
Vertikal deformasjon	45mm	16mm	1mm	---
Horisontal deformasjon	20mm	7mm	---	25mm
Total deformasjon (diagonal)	49mm	17mm	1mm	25mm
$L/350$	53mm	23mm	5mm	35mm

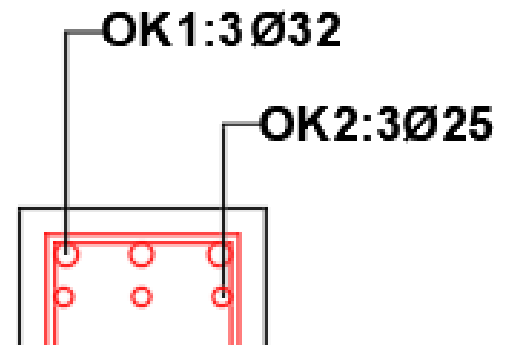
Tabell 9: Deformasjoner i betong

Tabellen viser deformasjonskravet $L/350$ og den totale deformasjonen for hver del broen etter at overhøyde er trukket fra. Den vertikale deformasjonen i enden av utkrageren på 16mm er liten nok til at dette ikke trengs å ta spesielt hensyn til. For universell utforming aksepteres kanter opp til 20mm. Den horisontale deformasjonen på 7mm må legges til søylens horisontale deformasjon i toppen på 25mm, beregnet i vedlegg D-11. Dette blir da 32mm, og er likevel så lite at det ikke er nødvendig å ta spesielt hensyn til. Deformasjonene er ikke problematisk for noen deler av broen, siden alle deler har mindre deformasjoner enn kravene.

7.7.2 Rissvidde

Rissvidde har ikke blitt kontrollert for betongsøylen, fordi den står i trykk. Det har heller ikke blitt kontrollert for betongdekket, da kreftene der er forholdsvis små. Det er imidlertid kontrollert for bjelkene både i felt, og over søyle. Kontrollen er gjort for kombinasjon tilnærmet permanent, i henhold til håndbok N400 med de faktorer som er angitt der.

Grenseverdien for største rissvidde er hentet fra NS-EN 1992, tabell NA.7.1N. Den gir en verdi på $w_{max} = 0,3mm \cdot k_c$. I dette tilfellet er $k_c = 1.25$, og grenseverdien blir da satt til $w_{max} = 0.375mm$. Som vist i vedlegg D-12 var rissvidde uproblematisk i feltet. Over opplager viste det seg å bli større rissvidder enn det som kan tolereres. Dette løses i vedlegg D-13 ved å legge inn en ekstra $\phi 25$ armeringsstang over opplageren. Det legges i samme lag som de øvrige $\phi 25$ stengene, som vist i figur 74.



Figur 74: Armering i bjelke over opplager

7.8 Vedlikehold

Betongkonstruksjoner trenger i utgangspunktet lite vedlikehold. Betong i seg selv er ikke utsatt for korrosjon, og kan derfor beskytte armeringen. Dette er gitt at betongresepten produseres riktig samt at armeringsoverdekningen og geometrien samsvarer med miljøpåvirkningene.

Grunnet broens plassering i nærheten av sjø, vil kloridinntrenging kunne redusere konstruksjonens levetid og øke vedlikeholdsbehovet betraktelig. Dette blir derfor sett på som den største utfordringen fra et vedlikeholdsperspektiv. Ved å forlenge tiden det tar før kloridkonsentrasjonen ved armeringen overskrider et kritisk nivå vil vedlikeholdskostnadene reduseres. Det finnes en rekke tiltak for å øke tidsbruken til kloridinntrengingen. Disse inkluderer valg av overdekning, porenivå og overflatebehandling.

En reduksjon av V/C-tall vil redusere porenivået i betongen som gjør betongen tettere, og dermed mindre gjennomtrengelig for klorider. Denne effekten er også fordelaktig for noen av de andre nedbrytingsmekanismene som karbonisering og kjemisk inntrenging. En reduksjon av porenivå vil derimot være negativt med tanke på frostsprengning siden vannet vil få mindre plass til å ekspandere på. Tykkere overdekning gjør at kloridene må gjennom mer materiale. Denne er satt til 50mm.

Videre vil en vannavvisende overflatebehandling kunne redusere kloridinntrengingen. Her finnes en rekke produkter. Det skilles mellom vannavstøtende impregnering, porefyllende impregnering og belegg. Da det er fordelaktig med en reduksjon av vannopptak og skadelige stoffer, samtidig som det er ønskelig at overflaten ikke blir forandret, faller valget på en vannavstøtende impregnering av figur 75.

Egenskaper for forskjellige overflatebehandlingssystemer

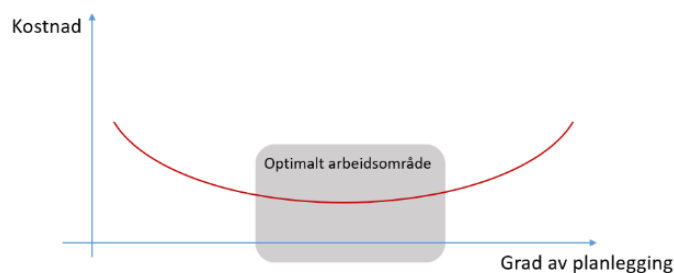
Ønsket egenskap	Vannavstøtende impregnering	Porefyllende impregnering	Belegg
Ingen synlig forandring av overflaten	+	– (glans)	–
Ingen forandring av overflatestrukturen (farge)	(+)	+	–
Reduksjon av vannopptak	++	+	++
Økt fasthet i overflaten (slitasjemotstand)	0	++	0
Reduksjon av opptak av skadelige stoffer i løsning	++	+	++
CO ₂ -bremsende	0	(+)	++
Vanndampermeabilitet	++	(+)	(–)
Rissoverbyggende evne	0	(+)	++

+ Overflatebehandlingen virker positivt på egenskapen.
– Overflatebehandlingen virker negativt på egenskapen.
0 Overflatebehandlingen har ingen innvirkning på egenskapen.

Figur 75: Egenskaper for forskjellige overflatebehandlingssystemer, hentet fra tabell 13 [31].

Det ble valgt å bruke produktet EverCrete. Dette er et produkt som er brukt i lang tid i Norge og USA. Daglig leder i Kvam Agentur, Ove Kvam, kan fortelle om arbeid utført for 20 år siden som fremdeles ikke trenger rebehandling. Det kan derfor antas at det vil være nødvendig å etterbehandle broen kun én gang i løpet av dimensjonerende brukstid.

Grafen i figur 76 viser sammenhengen mellom kostnadene av vedlikehold for en bygningsdel og planleggingsgraden. Ved å planlegge vedlikeholdet vil de uforutsigbare og dyre tiltakene reduseres. Blir denne planleggingen



Figur 76: Optimalt område for vedlikeholdsplanlegging.
Fra faget bygg 122

overdrevet vil derimot ressursbruken føre til økte kostnader. Det vil trolig ikke være nødvendig med store vedlikeholdstiltak i den dimensjonerende brukstiden. Derimot bør det være jevnlige kontroller for å planlegge og utføre eventuelle tiltak før skadene blir for omfattende.

Med tanke på å oppnå en optimal vedlikeholdsplanlegging vil det være hensiktsmessig med jevnlige kontroller av broens tilstand. Kontrollene bør gjennomføres med 5 års mellomrom for å sikre at en skade ikke får tid til å utvikle seg til et kritisk nivå. Da Arna Urban er organisert som et borettslag med Obos som forretningsfører [27], vil det være naturlig at Obos gjennomfører kontrollene. Disse bør utføres på registreringsnivå 1 [28], og ha fokus på bæreevne samt en vurdering av videre vedlikeholdskostnader og eventuelle tiltak. Om det vurderes hensiktsmessig av Obos, bør de innhente eksternt kompetanse for en grundigere undersøkelse på et høyere tilstandsnivå.

7.9 Økonomi

Det er utarbeidet en beskrivelse av betong- og glassarbeider, som er sendt til FM Strand. Strand har priset de forskjellige postene i beskrivelsen som vist i vedlegg E-2. På bakgrunn av denne beskrivelsen har de gitt tilbud på utførelse med en totalsum på 2 132 736kr, som vist i vedlegg E-1.

Det er, etter samtaler med Kvam Agentur AS, innhentet en produktpris på behandling av broen med EverCrete. Prisen for produktet er 185kr/kg. Påføringen ble oppgitt til å koste 210kr/m². Som diskutert tidligere vil betongbroen sannsynligvis trenge én rebehandling i løpet av levetiden. Kostnadene ved overflatebehandling blir derfor regnet med to ganger. I tillegg bør avskallinger og lignende behandles forløpende. Mengden reparasjoner og kostnadene ved disse er vanskelig å anslå. Derfor blir det forenklet antatt at småreparasjoner etter hvert vil summere seg opp til å koste halvparten av en full overflatebehandling.

Betong	Mengde	Pris	Sum (i 1000) kr
Utførelse inkl. glass	1	2132736	2133
Utførelse			2133
EverCrete	105	185	19
Påføring EverCrete	325	210	68
Re-Vedlikehold	1	87675	88
Småreparasjoner	1	43838	44
Vedlikehold			219
Total			2352

Figur 77: Summering av kostnader i betongalternativ

Ved å summere kostnadene blir totalsummen ca. 2 352 000kr for betongalternativet, som vist i figur 77

7.10 Estetikk

Betongalternativet er i likhet med stålalternativet prosjektert med tanke på å ikke virke for fremtredende i omgivelsene. Det er blitt valgt å sette bjelkene over dekket istedenfor under, for å minske den totale høyden. Glassplater vil bli brukt til vegger og tak. De plasstøpte betongbjelkene gir broen et veldig rent og nøytralt design, slik at den ikke trekker mye oppmerksomhet fra omgivelsene rundt.

Selv om den totale høyden av broen er relativt liten, vil de massive bjelkene på 1,2 meter sette et stort preg på utseende til broen. I tillegg er søylen et rektangulær profil med en bredde på 2,5 meter. Dette vil virke fremtredende i omgivelsene.

7.11 Byggetid

Betongbroen er tiltenkt plasstøpt på byggeplass og en må medregne en herdetid på 28 dager før den belastes fullt med nyttelast. Det er likevel mulig å fortsette arbeidene med neste bygningsdel mens den forrige herdes. Neste bygningsdel kan støpes etter 2 uker. Det må derfor settes av 2 ukers herdetid for søylen før bjelkene støpes. Til slutt kan dekket støpes 2 uker etter bjelkene. Dekket vil da være ferdig herdet 8 uker etter at søylen støpes. Alle betongoverflatene skal behandles med ett strøk EverCrete. Denne kan enkelt sprøytes på og vil være bruksklar etter noen timer.

8 Diskusjon

Det skal i dette kapitlet diskuteres de ulike broløsningene. Det skal her sees på økonomi, estetikk og byggetid.

8.1 Økonomi

De totale livsløpskostnadene til begge alternativene er relativt like. For stål summerer livsløpskostnadene seg opp til 2 201 000kr. Betongalternativet får en kostnad på 2 352 000kr. Differansen er 151 000kr i favør stålalternativet. I prosent vil livsløpskostnadene ved betongalternativet være 7% dyrere enn stål.

Samtidig er det viktig å understreke at prisene som er innhentet nødvendigvis ikke er helt korrekte og har en usikkerhet. Det er mulig det er feil i beskrivelsen for begge alternativene. For stålalternativet er også prisen regnet om fra en gjennomsnittlig kilopris fra 2013 ved hjelp av en byggekostnadsindeks.

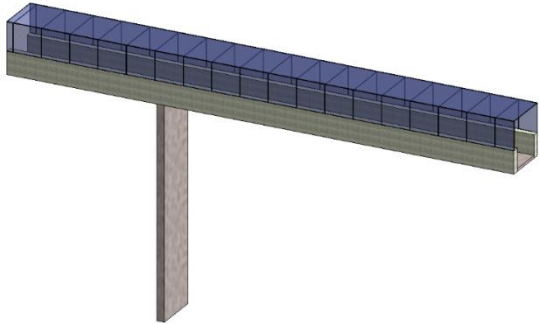
Noe annet som kan være verdt å bemerke er at store deler av prisen består av kostnadene til glasset. Dette vil påvirke prisforskjellen mellom de to alternativene, da de har forskjellig mengde glass. Differansen mellom prisen av glasset på alternativene er 234 000kr, der fagverksbroen er dyrest. Den dyre fasaden fører derfor til at totalprisene jevnes ut.

8.2 Estetikk

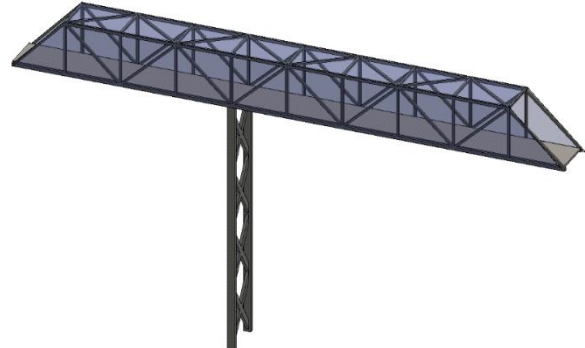
Når det gjelder ønsket om å lage en anonym bro som passer til omgivelsene, vil både stål- og betongalternativet oppfylle dette. Fordelen med betongalternativet er at designet er stilrent, siden den kun består av to bjelker og en søyle. Stålbroen har derimot et mer intrikat design da den består av flere profiler, samt at knutepunktene har et industrielt preg. Dette gjør at den tar mer visuell plass blant de ellers nøytrale omgivelsene.

Fordelen med fagverksbroen er at den lar mer lys passere enn den massive betongen, som en kan se av figur 78 og 79. I tillegg vil søylen til betongbroen virke mer fremtredende av den samme grunnen. Selv om betongbroen har det reneste designet, gjør de massive profilene til

konstruksjonen at den er det mest markante løsningen. Dermed vil estetikken til fagverksbroen foretrekkes fremfor betongbroen.



Figur 79: Illustrasjon av betongbro



Figur 78: Illustrasjon av stålbro

8.3 Byggetid

Når de to broalternativene sammenlignes vil det være naturlig å vurdere byggetidene opp mot hverandre. Som nevnt tidligere vil både opp- og nedrigging, fundament og glass antas å ha samme tidsbruk i begge alternativene.

Grunnet en høyere grad av industrialisering vil selve byggeplasztiden til stålbroen være kortere enn betongbroen. Fagverksbroen vil derfor være foretrukket dersom det er krav om kort byggetid. Dette er illustrert i figur 80, som viser at betongalternativet vil ta syv uker mer enn stål. Det er viktig å presisere at dette fordrer at bestilling og levering av stålfagverket blir gjort i god tid.

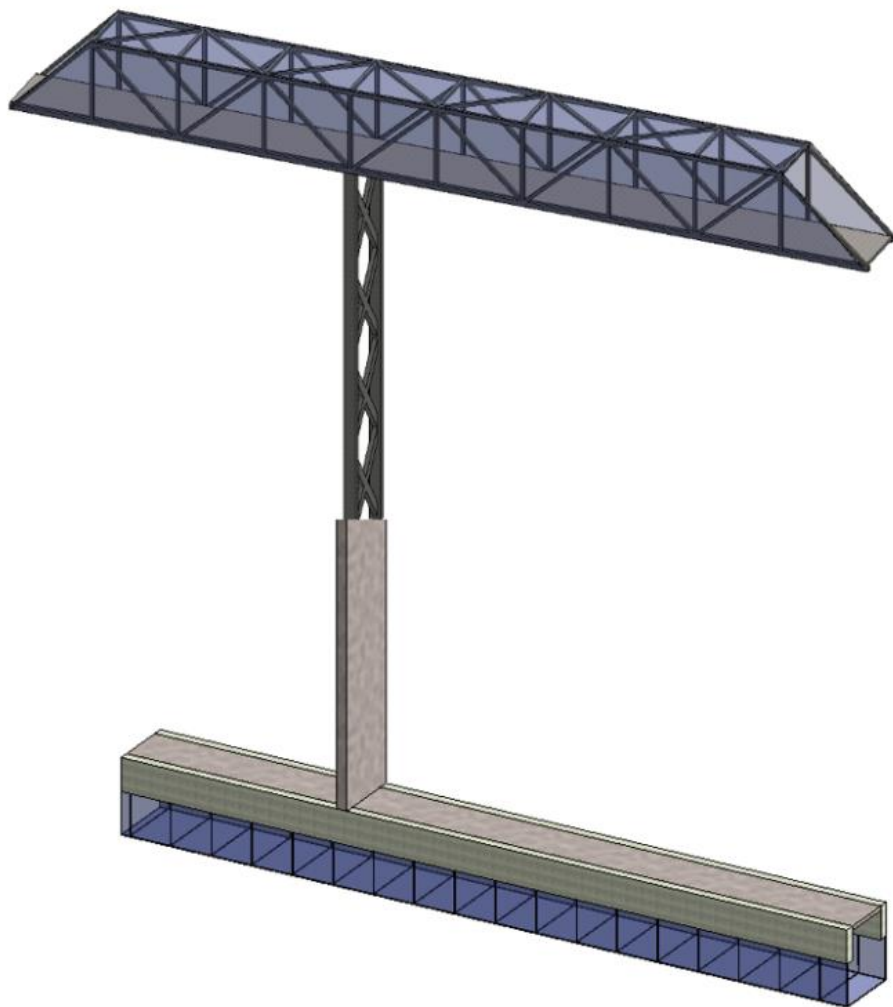
Fremdriftsplan												
Uke	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Bygningsdel												
Fundament	Tilsvarende i begge alternativ											
Søyle (nedre)	Tilsvarende i begge alternativ		Tilsvarende i begge alternativ		Betongalternativ			Betongalternativ				
Søyle (øvre)				Tilsvarende i begge alternativ		Betongalternativ			Betongalternativ			
Bjelker						Betongalternativ		Betongalternativ			Betongalternativ	
Dekket								Betongalternativ			Betongalternativ	
Montering (stål)					Tilsvarende i begge alternativ							

Figur 80: Fremdriftsplan

9 Konklusjon

Denne rapporten har sammenlignet stål og betong som byggematerialer, ved å dimensjonere to gangbroer. Det har blitt gjort et mulighetsstudie for å bestemme brovalg for de to materialene. Deretter ble broene, som vist i figur 81, dimensjonert i beregningsprogram og for hånd, slik at de kunne vurderes mot hverandre. Sammenligningskriteriene var livsløpskostnader, estetikk og byggetid.

Rapporten viser at livsløpskostnadene ville vært lavere for stålalternativet. Det kommer også frem at stålbroens estetikk foretrekkes fremfor betongbroens. Til slutt blir det vist at byggeplasstiden er betydelig kortere for stålalternativet. Konklusjonen blir derfor at stål er det foretrukne byggematerialet, fremfor betong, gitt forholdene ved Arna Urban



Figur 81: Illustrasjon av broer i forskjellige materialer

Forslag til videre arbeid

Denne rapporten har stort sett gått i dybden i alt av dimensjonering og beregninger. Likevel er det enkelte ting som kunne og burde vært sett mer på. Et punkt vil være geotekniske undersøkelser. Broen er plassert på fjell, men fjellets kvalitet er ikke undersøkt på plassen. En feil antagelse av grunnforholdene kan være kritisk for konstruksjonens bæreevne. Derfor ville det vært hensiktsmessig å gjøre en undersøkelse for å forsikre seg om at underlaget tåler de kreftene det er dimensjonert for. Et annet punkt er å ha en uavhengig kontroll før konstruksjonen bygges. Beregningene har blitt kontrollert internt, men ikke blitt sendt ut til ekstern kontroll.

Et annet, større tiltak, vil være å beregne en bro i tre. Denne oppgaven har kun tatt for seg materialene betong og stål, men en trebro ville vært et fornuftig alternativ for de gitte forholdene. I rapporten er det gjort noen antagelser på priser og vedlikeholdsintervallet til overflatebehandling. Det ville vært mulig å teste materialene med overflatebehandling på plassen for å vurdere vedlikeholdsintervallene og kostnadene mer nøyaktig.

I tillegg er det ikke hentet inn priser på monteringsdetaljer som innstøpingsgods. Siden det ikke var en reel jobb var det ingen bedrifter som ønsket å prise stålbeskrivelsen. Et forslag til videre arbeid blir derfor å få inn en mer nøyaktig pris på stålbroen. De tallene som blir brukt er likevel nøyaktige nok for det denne rapporten ønsker å undersøke.

Referanser

[1]	O. D. Harald, «bygg.no,» Byggeindustrien, 27 03 2017. [Internett]. Available: http://www.bygg.no/article/1309084 . [Funnet 07 02 2019].
[2]	Standard Norge, «NS 3454:2013,» Standard Online As, 2013.
[3]	Statens vegvesen Vedirektoratet, bruavdelingen, «Håndbok 420 Utforming av bruer,» Statens vegvesen, 2014.
[4]	Statens vegvesen Vegdirektoratet, bruteknisk seksjon, «Håndbok V440 Bruregistrering,» Statens Vegvesen, 2009.
[5]	Vegdirektoratet, «Håndbok N400 Bruprosjektering,» Statens Vegvesen, 2015.
[6]	Standard Norge, «NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009,» Standard Online AS, 2010.
[7]	Standard Norge, «NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019,» Standard Online As, 2019.
[8]	NRK og Meteorologisk institutt, «Yr.no,» NRK og Meteorologisk institutt, 08 02 2019. [Internett]. Available: https://www.yr.no/sted/Norge/Hordaland/Oster%C3%B8y/Haus/statistikk.html . [Funnet 08 02 2019].
[9]	NRK og Meteorologisk institutt, «Yr.no,» NRK og Meteorologisk institutt, 08 02 2019. [Internett]. Available: https://www.yr.no/sted/Norge/Hordaland/Bergen/Indre_Arna/statistikk.html . [Funnet 08 02 2019].
[10]	Standard Norge, «NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018,» Standard Online AS, 2019.
[11]	Standard Norge, «NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008,» Standard Online AS, 2008.
[12]	Standard Norge, «NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014,» Standard Online AS, 2014.
[13]	Standard Norge, «NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014,» Standard Online AS, 2014.
[14]	ArcelorMittal, «Armat.no,» Bana1, 20 11 2005. [Internett]. Available: http://www.armat.no/images/downloads/Armat_PEVA45_2012.pdf?fbclid=IwAR2CKI8_u00cituo6t6XRcc-sqmGmHonzPXdgoXxDsMjCxPL69KW4GGFysg . [Funnet 19 04 2019].
[15]	S. Byggforsk, «Byggforskserien,» Sintef, 08 2013. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler . [Funnet 19 04 2019].
[16]	Alsvåg Plater AS, «Alsvåg.no,» Vizueli, [Internett]. Available: http://www.alsvag.no/PEVA-R-45/Tekn.-data-PEVA-R-45 . [Funnet 15 Mai 2019].

[17]	Nasjonal berggrunnsdatabase, «Nasjonal berggrunnsdatabase,» Norges Geologiske Undersøkelse, 28 Mars 2019. [Internett]. Available: http://geo.ngu.no/kart/berggrunn/ . [Funnet 28 Mars 2019].
[18]	Leka Steinsenter, «Leka Steinsenter,» Leka Steinsenter, 12 Mars 2010. [Internett]. Available: http://www.leka-steinsenter.no/gabbro.htm . [Funnet 28 Mars 2019].
[19]	Statens Vegvesen, Teknologivdelingen, «Intern rapport nr. 2374, Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg,» Statens Vegvesen, 2004.
[20]	Sintef, «Sintef,» [Internett]. Available: https://www.sintef.no/globalassets/upload/teknologi_og_samfunn/berg-og-geoteknikk/lister/typiske-materialdata-for-naturstein.pdf . [Funnet 29 Mars 2019].
[21]	Statens Vegvesen, «Prosesskode 2, Handbok R762,» Statens Vegvesen, 2018. [Internett]. Available: https://www.vegvesen.no/_attachment/61419/binary/1077237 . [Funnet 26 03 2019].
[22]	Sintef, «Korrosjonsbeskyttelse for stålbruer - Inspeksjon,» Statens Vegvesen, [Internett]. Available: https://www.vegvesen.no/_attachment/1134221/binary/1081860?fast_title=Nr+453+Korrosjonsbeskyttelse+for+st%C3%A5lbruer+-+Inspeksjoner.pdf . [Funnet 26 03 2019].
[23]	Statistisk sentralbyrå, «Statistisk sentralbyrå,» Statistisk sentralbyrå, 25 04 2019. [Internett]. Available: https://www.ssb.no/statbank/table/08662/ . [Funnet 07 05 2019].
[24]	Standard Norge, «NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008,» Standard Online As, 2018.
[25]	SINTEF Byggforsk, «Byggforskserien,» Sintef, 10 2004. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/285/viktige_parametere_for_prosjektering_og_utfoerelse_av_bestandige_betongkonstruksjoner . [Funnet 15 03 2019].
[26]	Standard Norge AS, «NS-EN 1991-1-7:2006n+NA:2008,» Standard Online, 2008.
[27]	Arna Urban Utbygging, «Obos.no,» 2017. [Internett]. Available: https://www.obos.no/4120-arna_urban_prospekt_bygg4_web_spread-pdf?pid=Native-ContentFile-File&attach=1 . [Funnet 20 Mars 2019].
[28]	SINTEF byggforsk, «Byggforskserien.no,» Sintef, 1995. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/657/tilstandsanalyse_av_betongkonstruksjoner . [Funnet 08 04 2019].
[29]	Vikebladet, «Vikebladet,» 10 Januar 2013. [Internett]. Available: https://www.vikebladet.no/incoming/article6932193.ece/ALTERNATES/w980-default/Bru.png . [Funnet 10 Februar 2019].
[30]	Standard Norge, «NS-EN 1991-1-7,» Standard Online AS, 2008.

[31]	SINTEF Byggforsk, «Byggforskserien,» Sintef, 10 2009. [Internett]. Available: https://www.byggforsk.no/dokument/483/overflatebehandling_av_nye_betongfasader . [Funnet 15 03 2019].
[32]	Høgskolen i Bergen, Institutt for bygg og jordskiftefag, «Betongkonstruksjoner, Formler og diagramer,» Høgskolen i Bergen, Bergen, 2011.
[33]	Wikimedia Commons, «Wikimedia Commons,» 22 August 2017. [Internett]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:H%C3%A4ngebr%C3%BCcke_Schema.svg . [Funnet 12 Mai 2019].
[34]	Wikimedia Commons, «Wikimedia commons,» 23 August 2017. [Internett]. Available: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Schr%C3%A4gseilbr%C3%BCcke_Harfenform_Schema.svg . [Funnet 12 Mai 2019].
[35]	«primarystructure.net,» [Internett]. Available: https://primarystructure.net/wp-content/uploads/2017/03/soorten-spanten-848x1200.jpg . [Funnet 5 April 2019].

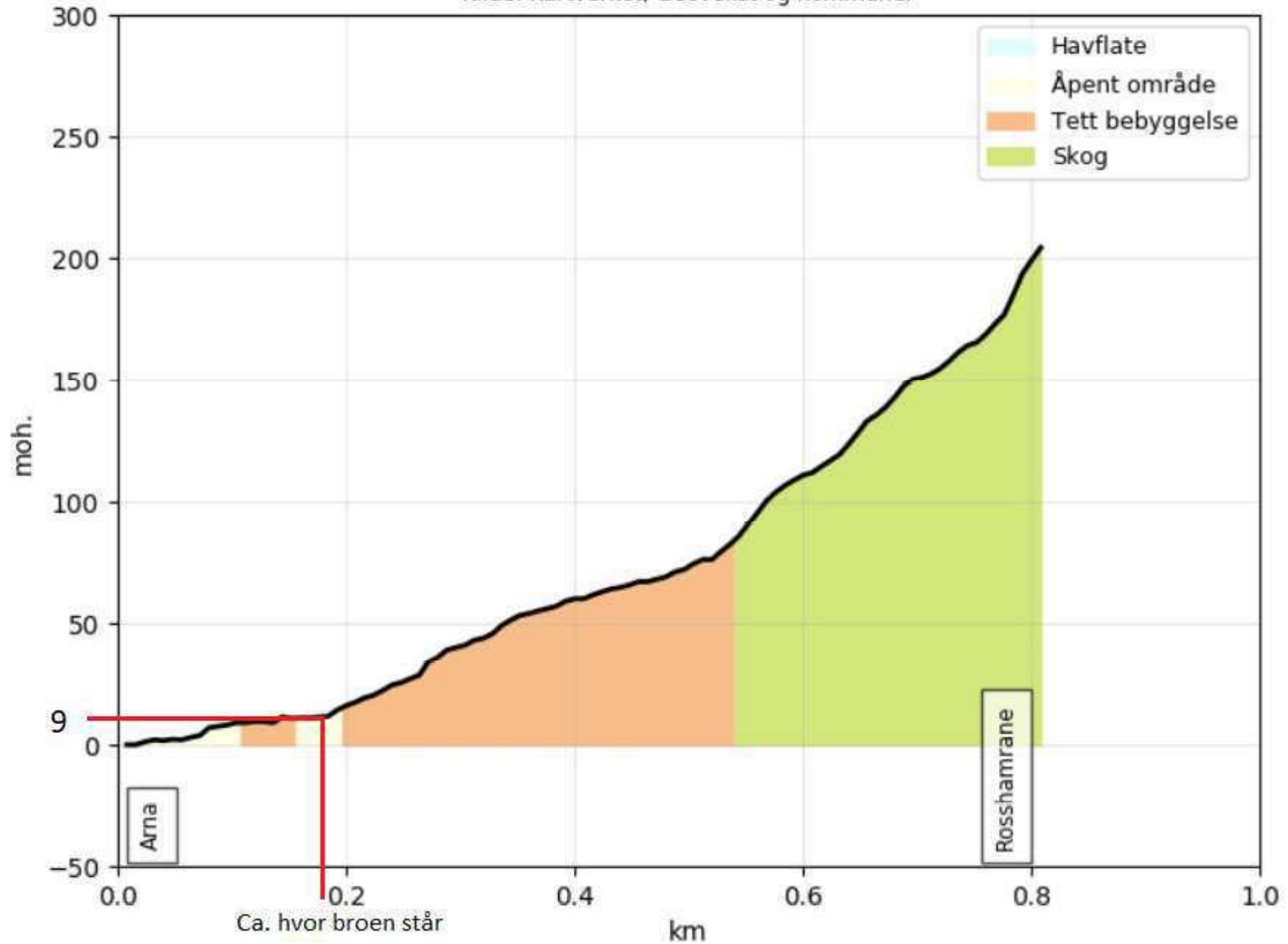
Vedlegg

A	Laster
A-1	Vindlastberegninger Ove Sletten
A-2	Laster på bro
A-3	Termiske laster
A-4	Lastkombinasjoner
B	Stålberegninger
B-1	Fagverk Håndberegninger NYESTE
B-2.(1-10)	Knutepunkt fagverk
B-3.(1-5)	Bolteforbindelse
C	Betongberegninger
C-1	Plassering av betongsøyle
C-2	Betongbjelker
C-3	Betongdekke
C-4	Betongsøyle
C-5.(1-3)	Betongbøyle søyletopp
C-6	Fundament for betong
C-7	Fundament for stål
C-8.(1-3)	Fordeling av krefter i fundament
D	Deformasjon i betong
D-1	Kryp i bjelke
D-2	Kryp i dekke
D-3	Kryp i søyle
D-4	Deformasjon betongbjelke - Horisontal felt
D-5	Deformasjon betongbjelke - Vertikalt felt
D-6	Deformasjon betongbjelke - overhøyde felt
D-7	Deformasjon betongbjelke - Horisontal utkrager
D-8	Deformasjon betongbjelke - Vertikalt utkrager
D-9	Deformasjon betongbjelke - overhøyde utkrager
D-10	Deformasjon betongdekke - Vertikal
D-11	Deformasjon betongsøyle
D-12	Risskontroll bjelke i felt
D-13	Risskontroll bjelke over opplager
E	Pristilbud
E-1	Tilbud betongbro
E-2	Priset beskrivelse betong
E-3	Tilbud 1 stål
E-4	Tilbud 2 stål
F	Skjermutklipp fra Robot
F-1	Mest utnyttet stav
F-2	Utnyttelse stål leddet
F-3	Utnyttelse stål kontinuerlig
F-4	Lastkombinasjoner stålbros
F-5	Utklipp for håndberegninger

F-6	Betongbjelke 1 lastkombinasjon
F-7	Betongbjelke 2 lastkombinasjon
F-8	Betongsøyle lastkombinasjon
F-9	Betongsøyle vertikal temperatur 1
F-10	Betongsøyle vertikal temperatur 2
F-11	Betongsøyle jevn temperatur 1
F-12	Betongsøyle jevn temperatur 2

A-1 Vindlastberegninger Ove Sletten

Kilde: Kartverket, Geovekst og kommuner



→ NA.4.3.3 Skjema for beregning av $C_o(z)$ og $C'_{o}(z)$



Avbryt

OK

NA.4.3.3 (901.2.1) Terrengformfaktor for frittliggende ås eller skråninger

Skal konstruksjonen bygges på ås eller skråning

Ås Skråning

x (m)	600	Horisontal avstand (pos. i vindretning) i vindvektorplanet xz, fra lokal topp av åsen til byggestedet
H (m)	200	H er største lokale ås- eller bakkehøyde over det omkringliggende terrenget i samme plan.
Lh (m)	200	Halv ås- eller bakkebredde målt i nivået 0.5H
B (m)	200	Se figur under hjelp eller figur NA.4(901.3)
Lo (m)	500	Se figur under hjelp eller NA.4(901.3)

$C_o(z)$ 1,104

→ Vindhastighet og vindkasthastighet (Qkast)



Norge
 Sverige

Fylke

Kommune

Referansevind Vb,0

 m/s

Faktorer for beregning av basisvindhastighet, Vb

Høyde over havet	<input type="text" value="24"/> m →	C-alt	<input type="text" value="1"/>
Returperiode (år)	<input checked="" type="radio"/> 50 <input type="radio"/> 100	C-prob	<input type="text" value="1"/>
Årstidsfaktoren	C-season	1	Hele året

Region (dimensjonerende vindretning)

Bruk retningsfaktor C-dir = C-dir

Terrengkategorier og tilhørende parametere

Kategori: 0 I II III IV

Kystnær, opprørt sjø, åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker.

Overgangssone (Nabosone A)

Terrengformfaktor Co(z) og turbulensfaktor KI

Terrengform for frittliggende ås eller skråning.

Terrengformfaktor Co(z)	1.10 ⁴
Turbulensfaktor KI	1

KI=1, Co(z) må beregnes se NA.4.3.3 (901.2.1)

Høyde fra grunnivå til referansenivå [m]

Ze: m

Vis mellomregning

Beregnet vindhastighet

Vkast	48,8	m/s
Qkast	1,49	kN/m ²

A-2

Laster på bro

Vindlast i X-retning

$$q_{kast} := 1.49 \frac{kN}{m^2}$$

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

$$d_{tot} := 2.7 \text{ m}$$

$$\frac{b}{d_{tot}} = 0.741$$

$$C_{f.x} := 2.3$$

$$q_{bx} := q_{kast} \cdot C_{f.x} = 3.427 \frac{kN}{m^2}$$

Vind på snø i x-retning

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

$$\rho_s := 2 \frac{kN}{m^3}$$

$$h_s := \frac{q_s}{\rho_s} = 1 \text{ m}$$

$$q_{bx.s} := q_{bx} \cdot h_s = 3.427 \frac{kN}{m} \quad (\text{Linjelast})$$

$$e_s := \frac{h_s}{2} = 0.5 \text{ m} \quad (\text{Eksentrisitet})$$

Vind i y-retning

$$q_{by} := q_{bx} \cdot 0.25 = 0.857 \frac{kN}{m^2}$$

Vind i z-retning

$$C_{f.z} := 0.9 \quad (+/-)$$

$$q_{bz} := q_{kast} \cdot C_{f.z} = 1.341 \frac{kN}{m^2} \quad (+/-)$$

Linjelast i z-retning

$$e := \frac{b}{4} = 0.5 \text{ m}$$

$$q_{bz}' := q_{bz} \cdot b = 2.682 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fordeling av vindlast i z-retning på vegg

$$b' := \frac{1}{4} \cdot b = 0.5 \text{ m} \quad a' := \frac{3}{4} \cdot b = 1.5 \text{ m}$$

$$q_A := \frac{q_{bz}' \cdot b'}{b} = 0.671 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_B := \frac{q_{bz}' \cdot a'}{b} = 2.012 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Betongbro (linjelast med eksentrisitet)

$$h_c := 2.7 \text{ m}$$

$$b_c := 2.5 \text{ m}$$

$$h_{bjelke} := 1.2 \text{ m}$$

$$b_{dekke} := 1.8 \text{ m}$$

Vind på snø i x-retning (betong)

$$q_{bx.s.c} := q_{bx} \cdot (h_c + h_s) = 12.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$e_{qby.s.c} := \frac{(h_c - h_{bjelke}) + h_s}{2} = 1.25 \text{ m}$$

Y-retning (betong)

$$q_{by.c} := q_{by} \cdot (h_c + h_s) = 3.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$e_{qby.c} := \frac{h_c + h_s}{2} = 1.85 \text{ m}$$

Y-retning søyle (betong)

$$b_{søyle} := 2.5 \text{ m}$$

$$q_{by.c.søyle} := q_{by} \cdot b_{søyle} = 2.142 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Linjelast i z-retning (betong)

$$e_c := \frac{b_c}{4} = 0.625 \text{ m}$$

$$q_{bz.c'} := q_{bz} \cdot b_c = 3.353 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Fordeling av vindlast i z-retning på vegg (betong)

$$b_c' := \frac{1}{4} \cdot b_c = 0.625 \text{ m} \quad a_c' := \frac{3}{4} \cdot b_c = 1.875 \text{ m}$$

$$q_A := \frac{q_{bz.c'} \cdot b_c'}{b_c} = 0.838 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_B := \frac{q_{bz.c'} \cdot a_c'}{b_c} = 2.514 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Andre laster

Snølast betong

$$q_{s.c} := q_s \cdot \frac{b_c}{2} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{På hver bjelke})$$

Nyttelast

$$q_{n.c} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{b_{dekke}}{2} = 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{På hver bjelke})$$

A-3

Termiske Laster

Grunnlag

NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008
Håndbok N400

Representativ lufttemperatur

$T_{max} := 34$ [NS-EN 1991-1-5: NA.A1] Maks temperatur i skyggen

$T_{min} := -20$ [NS-EN 1991-1-5: NA.A2] Minste temperatur i skyggen

Jevnt fordelt temperaturandel

$T_{emax.s} := T_{max} + 16$ [NS-EN 1991-1-5: Fig NA.6.1] Jevnt fordelt brotemperatur i stål

$T_{emin.s} := T_{min} - 3$

$T_{emax.b} := T_{max} - 3$ Jevnt fordelt brotemperatur i betong

$T_{emin.b} := T_{min} + 8$

Temperaturintervall for jevnt fordelt temperaturandel

$T_0 := 10$ Initialtemperatur

$\Delta T_{N.con.s} := T_0 - T_{emin.s} = 33$ Temperaturintervall for stål

$\Delta T_{N.exp.s} := T_{emax.s} - T_0 = 40$

$\Delta T_{N.con.c} := T_0 - T_{emin.b} = 22$ Temperaturintervall for betong

$\Delta T_{N.exp.c} := T_{emax.b} - T_0 = 21$

Lineær vertikal varierende temperaturendring

$\Delta T_{M.heat}' := 15$ [NS-En 1991-1-5: tab NA.6.1] Overside varmere enn underside

$\Delta T_{M.cool}' := 8$ Underside varmere enn overside

Disse verdiene multipliseres med k_{sur} for å ta hensyn til at det ikke ligger belegg på broen

[NS-EN 1991-1-5: tab NA.6.2]

$$k_{sur.heat} := 0.8$$

$$k_{sur.cool} := 1.1$$

$$\Delta T_{M.heat} := \Delta T_{M.heat}' \cdot k_{sur.heat} = 12$$

$$\Delta T_{M.cool} := \Delta T_{M.cool}' \cdot k_{sur.cool} = 8.8$$

Temperaturutvidelse for betong

$$\alpha_{T.c} := 10 \cdot 10^{-6}$$

$$L_{felt} := 18.683 \text{ m}$$

$$\Delta_{Eksp} := \alpha_{T.c} \cdot \Delta T_{N.exp.c} = 2.1 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta_{Kont} := \alpha_{T.c} \cdot \Delta T_{N.con.c} = 2.2 \cdot 10^{-4}$$

$$\Delta L_s := \Delta_{Kont} \cdot L_{felt} = 4.11 \text{ mm}$$

Temperaturutvidelseskoeffisient
for betong i henhold til NS-EN
1991-1-5, Tabell C.1

Krefter fra forskyving i toppen av betongsøylen

$$E := 34000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$I_x := \frac{1}{12} \cdot 2.5 \text{ m} \cdot (0.4 \text{ m})^3 = (1.333 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$P := \frac{\Delta L_s \cdot 3 \cdot E \cdot I_x}{L_{felt}^3} = 0.857 \text{ kN}$$

Kraften søylen får i toppen

$$\Delta_{Eksp}' := \frac{\Delta_{Eksp} \cdot 2.15 \text{ m}}{2 \text{ m}} = 0.00022575$$

Temperaturutvidelse for stål

$$\alpha_{T.s} := 12 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta_{Exp.s} := \alpha_{T.s} \cdot \Delta T_{N.exp.s} = 0.00048$$

$$\Delta_{Con.s} := \alpha_{T.s} \cdot \Delta T_{N.con.s} = 0.000396$$

A-4 Lastkombinasjoner

Last	Last navn
1	Volumvekt
2	Snølast
3	Nyttelast-utkrager
4	Nyttelast-felt
5	Vind-x-felt
6	Vind-x-utkrager
7	Vind-z-felt1
8	Vind-z-utkrager1
9	Vind-z-felt2
10	Vind-z-utkrager2
11	Vind-y

Bryddgrense:

Last kombinasjon	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor
COMB1	1	1,35	2	1,05	3	1,05	6	1,05	8	1,05	11	1,05						
COMB2	1	1,35	2	1,05	3	1,05	6	1,05	7	-1,05	11	1,05						
COMB3	1	1,35	2	1,05	3	1,05	6	1,05	10	1,05	11	1,05						
COMB4	1	1,35	2	1,05	3	1,05	6	1,05	9	-1,05	11	1,05						
COMB5	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	8	1,05	11	1,05						
COMB6	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	7	-1,05	11	1,05						
COMB7	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	10	1,05	11	1,05						
COMB8	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	9	-1,05	11	1,05						
COMB9	1	1,35	2	1,05	4	1,05	6	1,05	8	-1,05	11	1,05						
COMB10	1	1,35	2	1,05	4	1,05	6	1,05	7	1,05	11	1,05						
COMB11	1	1,35	2	1,05	4	1,05	6	1,05	10	-1,05	11	1,05						
COMB12	1	1,35	2	1,05	4	1,05	6	1,05	9	1,05	11	1,05						
COMB13	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	8	-1,05	11	1,05						
COMB14	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	7	1,05	11	1,05						
COMB15	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	10	-1,05	11	1,05						
COMB16	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	9	1,05	11	1,05						
COMB17	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	8	1,05	11	1,05						
COMB18	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	7	-1,05	11	1,05						
COMB19	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	10	1,05	11	1,05						
COMB20	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	9	-1,05	11	1,05						
COMB21	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	8	1,05	11	1,05						
COMB22	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	7	-1,05	11	1,05						
COMB23	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	10	1,05	11	1,05						
COMB24	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	9	-1,05	11	1,05						
COMB25	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	8	-1,05	11	1,05						
COMB26	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	7	1,05	11	1,05						
COMB27	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	10	-1,05	11	1,05						

COMB28	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	9	1,05	11	1,05							
COMB29	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	8	-1,05	11	1,05							
COMB30	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	7	1,05	11	1,05							
COMB31	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	10	-1,05	11	1,05							
COMB32	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	9	1,05	11	1,05							
COMB33	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	6	1,05	8	1,05	11	1,05					
COMB34	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	6	1,05	7	-1,05	11	1,05					
COMB35	1	1,35	2	1,2	3	1,05	5	1,05	6	1,05	10	1,05	11	1,05					
COMB36	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	6	1,05	9	-1,05	11	1,05					
COMB37	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	6	1,05	8	-1,05	11	1,05					
COMB38	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	6	1,05	7	1,05	11	1,05					
COMB39	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	6	1,05	10	-1,05	11	1,05					
COMB40	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	6	1,05	9	1,05	11	1,05					
COMB41	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	8	1,05	11	1,05					
COMB42	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	7	-1,05	11	1,05					
COMB43	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	10	1,05	11	1,05					
COMB44	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	9	-1,05	11	1,05					
COMB45	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	8	-1,05	11	1,05					
COMB46	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	7	1,05	11	1,05					
COMB47	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	10	-1,05	11	1,05					
COMB48	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	9	1,05	11	1,05					
COMB49 Søyale	1	1,2	2	1,05	3	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	7	1,05	8	1,05	11	1,05	
COMB50 Søyale	1	1,2	2	1,05	3	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	9	1,05	10	1,05	11	1,05	
COMB51 Søyale	1	1,35	2	1,05	3	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	1,05	11	1,05	
COMB52 Søyale	1	1,35	2	1,05	3	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	9	1,05	10	1,05	11	1,05	
COMB53 Løft	1	1	7	-1,5	8	-1,5	11	1,05											
COMB54 Løft	1	1	5	1,5	6	1,5	7	-1,05	8	-1,05	11	1,05							
COMB55 Løft	1	1	5	1,5	6	1,5	9	-1,05	10	-1,05	11	1,05							
COMB56	1	1,35	2	1,05	3	1,05	6	1,05	8	1,05	11	-1,05							
COMB57	1	1,35	2	1,05	3	1,05	6	1,05	7	-1,05	11	-1,05							
COMB58	1	1,35	2	1,05	3	1,05	6	1,05	10	1,05	11	-1,05							
COMB59	1	1,35	2	1,05	3	1,05	6	1,05	9	-1,05	11	-1,05							
COMB60	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	8	1,05	11	-1,05							
COMB61	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	7	-1,05	11	-1,05							
COMB62	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	10	1,05	11	-1,05							
COMB63	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	9	-1,05	11	-1,05							
COMB64	1	1,35	2	1,05	4	1,05	6	1,05	8	-1,05	11	-1,05							
COMB65	1	1,35	2	1,05	4	1,05	6	1,05	7	1,05	11	-1,05							
COMB66	1	1,35	2	1,05	4	1,05	6	1,05	10	-1,05	11	-1,05							
COMB67	1	1,35	2	1,05	4	1,05	6	1,05	9	1,05	11	-1,05							
COMB68	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	8	-1,05	11	-1,05							
COMB69	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	7	1,05	11	-1,05							
COMB70	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	10	-1,05	11	-1,05							
COMB71	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	9	1,05	11	-1,05							
COMB72	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	8	1,05	11	-1,05							
COMB73	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	7	-1,05	11	-1,05							
COMB74	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	10	1,05	11	-1,05							
COMB75	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	9	-1,05	11	-1,05							
COMB76	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	8	1,05	11	-1,05							
COMB77	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	7	-1,05	11	-1,05							
COMB78	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	10	1,05	11	-1,05							
COMB79	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	9	-1,05	11	-1,05							
COMB80	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	8	-1,05	11	-1,05							
COMB81	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	7	1,05	11	-1,05							
COMB82	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	10	-1,05	11	-1,05							
COMB83	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	9	1,05	11	-1,05							
COMB84	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	8	-1,05	11	-1,05							

COMB85	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	7	1,05	11	-1,05						
COMB86	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	10	-1,05	11	-1,05						
COMB87	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	9	1,05	11	-1,05						
COMB88	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	6	1,05	8	1,05	11	-1,05				
COMB89	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	6	1,05	7	-1,05	11	-1,05				
COMB90	1	1,35	2	1,2	3	1,05	5	1,05	6	1,05	10	1,05	11	-1,05				
COMB91	1	1,35	2	1,05	3	1,05	5	1,05	6	1,05	9	-1,05	11	-1,05				
COMB92	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	6	1,05	8	-1,05	11	-1,05				
COMB93	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	6	1,05	7	1,05	11	-1,05				
COMB94	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	6	1,05	10	-1,05	11	-1,05				
COMB95	1	1,35	2	1,05	4	1,05	5	1,05	6	1,05	9	1,05	11	-1,05				
COMB96	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	8	1,05	11	-1,05				
COMB97	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	7	-1,05	11	-1,05				
COMB98	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	10	1,05	11	-1,05				
COMB99	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	9	-1,05	11	-1,05				
COMB100	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	8	-1,05	11	-1,05				
COMB101	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	7	1,05	11	-1,05				
COMB102	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	10	-1,05	11	-1,05				
COMB103	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	9	1,05	11	-1,05				
COMB104 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	7	1,05	8	1,05	11	-1,05
COMB105 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	9	1,05	10	1,05	11	-1,05
COMB106 Søyte	1	1,35	2	1,05	3	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	1,05	11	-1,05
COMB107 Søyte	1	1,35	2	1,05	3	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	9	1,05	10	1,05	11	-1,05
COMB108 Løft	1	1	7	-1,5	8	-1,5	11	-1,05										
COMB109 Løft	1	1	5	1,5	6	1,5	7	-1,05	8	-1,05	11	-1,05						
COMB110 Løft	1	1	5	1,5	6	1,5	9	-1,05	10	-1,05	11	-1,05						

Last	Last navn
	1 Volumvekt
	2 Snølast
	3 Nyttelast-utkrager
	4 Nyttelast-felt
	5 Vind-x-felt
	6 Vind-x-utkrager
	7 Vind-z-felt1
	8 Vind-z-utkrager1
	9 Vind-z-felt2
	10 Vind-z-utkrager2
	11 Termisk1
	12 Termisk2

Bruddgrense:

kombinasjon	Last kombinasjon	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor
101	COMB1	1	1,2	2	1,05	3	1,5	6	1,05	8	1,05	11	1,05						
102	COMB2	1	1,2	2	1,05	3	1,5	6	1,05	7	-1,05	11	1,05						
103	COMB3	1	1,2	2	1,05	3	1,5	6	1,05	10	1,05	11	1,05						
104	COMB4	1	1,2	2	1,05	3	1,5	6	1,05	9	-1,05	11	1,05						
105	COMB5	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	8	1,05	11	1,05						
106	COMB6	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	7	-1,05	11	1,05						
107	COMB7	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	10	1,05	11	1,05						
108	COMB8	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	9	-1,05	11	1,05						
109	COMB9	1	1,2	2	1,05	4	1,5	6	1,05	8	-1,05	11	1,05						
110	COMB10	1	1,2	2	1,05	4	1,5	6	1,05	7	1,05	11	1,05						
111	COMB11	1	1,2	2	1,05	4	1,5	6	1,05	10	-1,05	11	1,05						
112	COMB12	1	1,2	2	1,05	4	1,5	6	1,05	9	1,05	11	1,05						
113	COMB13	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	8	-1,05	11	1,05						
114	COMB14	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	7	1,05	11	1,05						
115	COMB15	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	10	-1,05	11	1,05						
116	COMB16	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	9	1,05	11	1,05						
117	COMB17	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	8	1,05	11	1,05						
118	COMB18	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	7	-1,05	11	1,05						
119	COMB19	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	10	1,05	11	1,05						
120	COMB20	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	9	-1,05	11	1,05						
121	COMB21	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	8	1,05	11	1,05						
122	COMB22	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	7	-1,05	11	1,05						
123	COMB23	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	10	1,05	11	1,05						
124	COMB24	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	9	-1,05	11	1,05						
125	COMB25	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	8	-1,05	11	1,05						
126	COMB26	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	7	1,05	11	1,05						
127	COMB27	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	10	-1,05	11	1,05						
128	COMB28	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	9	1,05	11	1,05						
129	COMB29	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	8	-1,05	11	1,05						
130	COMB30	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	7	1,05	11	1,05						
131	COMB31	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	10	-1,05	11	1,05						
132	COMB32	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	9	1,05	11	1,05						
133	COMB33	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	6	1,05	8	1,05	11	1,05				
134	COMB34	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	6	1,05	7	-1,05	11	1,05				
135	COMB35	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	6	1,05	10	1,05	11	1,05				
136	COMB36	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	6	1,05	9	-1,05	11	1,05				
137	COMB37	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	8	-1,05	11	1,05				
138	COMB38	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	7	1,05	11	1,05				

139	COMB39	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	10	-1,05	11	1,05				
140	COMB40	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	9	1,05	11	1,05				
141	COMB41	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	8	1,05	11	1,05				
142	COMB42	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	7	-1,05	11	1,05				
143	COMB43	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	10	1,05	11	1,05				
144	COMB44	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	9	-1,05	11	1,05				
145	COMB45	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	8	-1,05	11	1,05				
146	COMB46	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	7	1,05	11	1,05				
147	COMB47	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	10	-1,05	11	1,05				
148	COMB48	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	9	1,05	11	1,05				
149	COMB49 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	7	1,05	8	1,05	11	1,05
150	COMB50 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	9	1,05	10	1,05	11	1,05
151	COMB51 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,5	4	1,5	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	1,05	11	1,05
152	COMB52 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,5	4	1,5	5	1,05	6	1,05	9	1,05	10	1,05	11	1,05
153	COMB53 Løft	1	1	7	-1,5	8	-1,5	11	1,05										
154	COMB54 Løft	1	1	5	1,5	6	1,5	7	-1,05	8	-1,05	11	1,05						
155	COMB55 Løft	1	1	5	1,5	6	1,5	9	-1,05	10	-1,05	11	1,05						
156	COMB56	1	1,2	2	1,05	3	1,5	6	1,05	8	1,05	12	1,05						
157	COMB57	1	1,2	2	1,05	3	1,5	6	1,05	7	-1,05	12	1,05						
158	COMB58	1	1,2	2	1,05	3	1,5	6	1,05	10	1,05	12	1,05						
159	COMB59	1	1,2	2	1,05	3	1,5	6	1,05	9	-1,05	12	1,05						
160	COMB60	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	8	1,05	12	1,05						
161	COMB61	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	7	-1,05	12	1,05						
162	COMB62	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	10	1,05	12	1,05						
163	COMB63	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	9	-1,05	12	1,05						
164	COMB64	1	1,2	2	1,05	4	1,5	6	1,05	8	-1,05	12	1,05						
165	COMB65	1	1,2	2	1,05	4	1,5	6	1,05	7	1,05	12	1,05						
166	COMB66	1	1,2	2	1,05	4	1,5	6	1,05	10	-1,05	12	1,05						
167	COMB67	1	1,2	2	1,05	4	1,5	6	1,05	9	1,05	12	1,05						
168	COMB68	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	8	-1,05	12	1,05						
169	COMB69	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	7	1,05	12	1,05						
170	COMB70	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	10	-1,05	12	1,05						
171	COMB71	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	9	1,05	12	1,05						
172	COMB72	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	8	1,05	12	1,05						
173	COMB73	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	7	-1,05	12	1,05						
174	COMB74	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	10	1,05	12	1,05						
175	COMB75	1	1,2	2	1,05	3	1,05	6	1,5	9	-1,05	12	1,05						
176	COMB76	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	8	1,05	12	1,05						
177	COMB77	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	7	-1,05	12	1,05						
178	COMB78	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	10	1,05	12	1,05						
179	COMB79	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	9	-1,05	12	1,05						
180	COMB80	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	8	-1,05	12	1,05						
181	COMB81	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	7	1,05	12	1,05						
182	COMB82	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	10	-1,05	12	1,05						
183	COMB83	1	1,2	2	1,05	4	1,05	6	1,5	9	1,05	12	1,05						
184	COMB84	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	8	-1,05	12	1,05						
185	COMB85	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	7	1,05	12	1,05						
186	COMB86	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	10	-1,05	12	1,05						
187	COMB87	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	9	1,05	12	1,05						
188	COMB88	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	6	1,05	8	1,05	12	1,05				
189	COMB89	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	6	1,05	7	-1,05	12	1,05				
190	COMB90	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	6	1,05	10	1,05	12	1,05				
191	COMB91	1	1,2	2	1,05	3	1,5	5	1,05	6	1,05	9	-1,05	12	1,05				
192	COMB92	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	8	-1,05	12	1,05				
193	COMB93	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	7	1,05	12	1,05				
194	COMB94	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	10	-1,05	12	1,05				
195	COMB95	1	1,2	2	1,05	4	1,5	5	1,05	6	1,05	9	1,05	12	1,05				
196	COMB96	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	8	1,05	12	1,05				

197	COMB97	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	7	-1,05	12	1,05				
198	COMB98	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	10	1,05	12	1,05				
199	COMB99	1	1,2	2	1,05	3	1,05	5	1,5	6	1,5	9	-1,05	12	1,05				
200	COMB100	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	8	-1,05	12	1,05				
201	COMB101	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	7	1,05	12	1,05				
202	COMB102	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	10	-1,05	12	1,05				
203	COMB103	1	1,2	2	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	9	1,05	12	1,05				
204	COMB104 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	7	1,05	8	1,05	12	1,05
205	COMB105 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,05	4	1,05	5	1,5	6	1,5	9	1,05	10	1,05	12	1,05
206	COMB106 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,5	4	1,5	5	1,05	6	1,05	7	1,05	8	1,05	12	1,05
207	COMB107 Søyte	1	1,2	2	1,05	3	1,5	4	1,5	5	1,05	6	1,05	9	1,05	10	1,05	12	1,05
208	COMB108 Løft	1	1	7	-1,5	8	-1,5	12	1,05										
209	COMB109 Løft	1	1	5	1,5	6	1,5	7	-1,05	8	-1,05	12	1,05						
210	COMB110 Løft	1	1	5	1,5	6	1,5	9	-1,05	10	-1,05	12	1,05						

Bruksgrense:

kombinasjon	Last kombinasjon	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor	Last	Faktor
301	SLS1	1	1	2	1	3	1	6	1	8	1						
302	SLS2	1	1	2	1	3	1	6	1	7	-1						
303	SLS3	1	1	2	1	3	1	6	1	10	1						
304	SLS4	1	1	2	1	3	1	6	1	9	-1						
305	SLS5	1	1	2	1	3	1	5	1	8	1						
306	SLS6	1	1	2	1	3	1	5	1	7	-1						
307	SLS7	1	1	2	1	3	1	5	1	10	1						
308	SLS8	1	1	2	1	3	1	5	1	9	-1						
309	SLS9	1	1	2	1	4	1	6	1	8	-1						
310	SLS10	1	1	2	1	4	1	6	1	7	1						
311	SLS11	1	1	2	1	4	1	6	1	10	-1						
312	SLS12	1	1	2	1	4	1	6	1	9	1						
313	SLS13	1	1	2	1	4	1	5	1	8	-1						
314	SLS14	1	1	2	1	4	1	5	1	7	1						
315	SLS15	1	1	2	1	4	1	5	1	10	-1						
316	SLS16	1	1	2	1	4	1	5	1	9	1						
317	SLS17	1	1	2	1	3	1	5	1	6	1	8	1				
318	SLS18	1	1	2	1	3	1	5	1	6	1	7	-1				
319	SLS19	1	1	2	1	3	1	5	1	6	1	10	1				
320	SLS20	1	1	2	1	3	1	5	1	6	1	9	-1				
321	SLS21	1	1	2	1	4	1	5	1	6	1	8	-1				
322	SLS22	1	1	2	1	4	1	5	1	6	1	7	1				
323	SLS23	1	1	2	1	4	1	5	1	6	1	10	-1				
324	SLS24	1	1	2	1	4	1	5	1	6	1	9	1				
325	SLS25 Søyte	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	7	1	8	1
326	SLS26 Søyte	1	1	2	1	3	1	4	1	5	1	6	1	9	1	10	1
327	SLS27 Løft	1	1	7	-1	8	-1										
328	SLS28 Løft	1	1	5	1	6	1	7	-1	8	-1						
329	SLS29 Løft	1	1	5	1	6	1	9	-1	10	-1						

B.1

Kontrollberegning av fagverk dimensjonert i Robot

Nyttelast på utkrager

$$q_{nytte'} := 5 \frac{kN}{m^2}$$

$$L_{utkr.} := 10.62 \text{ m}$$

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

$$h := 2.7 \text{ m}$$

$$q_{nytte} := q_{nytte'} \cdot b = 10 \frac{kN}{m}$$

$$M_{opp} := q_{nytte} \cdot \frac{L_{utkr.}^2}{2} = 563.922 \text{ m} \cdot kN$$

$$M_{opp.vegg} := \frac{M_{opp}}{2} = 281.961 \text{ m} \cdot kN$$

Regner aksialkrefter som kraftpar

$$F_{x.over} := \frac{M_{opp.vegg}}{h} = 104.43 \text{ kN}$$

$$F_{x.over.avlest} := 98.82 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{x.over}}{F_{x.over.avlest}} = 1.057 \quad \text{OK (ca. lik 1,0)}$$

I underkant møtes skråstag og undergurt

$$F_{x.under.tot} := F_{x.over} = 104.43 \text{ kN}$$

$$F_{x.under.gurt.avlest} := 54.31 \text{ kN}$$

$$F_{x.under.skrå.avlest} := 63.21 \text{ kN}$$

$$F_{x.under.tot.avlest} := F_{x.under.gurt.avlest} + F_{x.under.skrå.avlest} \cdot \cos(45^\circ) = 99.006 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{x.under.tot}}{F_{x.under.tot.avlest}} = 1.055 \quad \text{OK (ca. lik 1,0)}$$

B-2

Dimensjonering av det mest kritiske sveiste knutepunktet i fagverket (Mellom søyle og bro)

B-2.1

Knutepunkt stag mot gurt

(Sender alle kreftene gjennom steg t.s.s)

$$F_{129} := 291.92 \text{ kN}$$

$$F_{155} := 46.34 \text{ kN}$$

$$F_{144} := 323.88 \text{ kN}$$

$$\theta := 45^\circ$$

$$F_z := F_{155} + F_{129} \cdot \cos(\theta) + F_{144} \cdot \cos(\theta) = 481.776 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,z} := \frac{F_z}{2} = 240.888 \text{ kN} \quad (\text{Halve kraften går i hvert steg})$$

$$F_x := -F_{129} \cdot \cos(\theta) + F_{144} \cdot \cos(\theta) = 22.599 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} := \frac{F_x}{2} = 11.3 \text{ kN} \quad (\text{Halve kraften går i hvert steg})$$

$$b_{gurt} := 150 \text{ mm}$$

$$t_{gurt} := 5 \text{ mm}$$

$$b_{steg} := 150 \text{ mm}$$

$$t_{steg} := 5 \text{ mm}$$

$$b' := b_{steg} \cdot \cos(\theta) = 106.066 \text{ mm}$$

$$b_{tot} := 2 \cdot b' + b_{steg} = 362.132 \text{ mm}$$

Tverrsnittsklasse

$$c := b_{gurt} - 2 \cdot t_{gurt} = 140 \text{ mm}$$

$$\varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c}{t_{gurt} \cdot \varepsilon} = 34.568 < 38 \text{ gir } \underline{\text{tv.kl.2}} \text{ (Utsatt for trykk)}$$

Normalkrefter gjennom steg

$$A := b_{tot} \cdot t_{gurt} = (1.811 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

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

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$N_{c.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 612.176 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.z}}{N_{c.Rd}} = 0.393 < 1,0 \text{ OK (sålangt)}$$

Knekking (NS-EN 1993-1-1 6.3.1.3)

$$E := 210 \cdot 10^3 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\lambda_1 := \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 76.409$$

$$h := t_{gurt} = 5 \text{ mm}$$

$$i := \frac{h}{\sqrt{12}} = 1.443 \text{ mm}$$

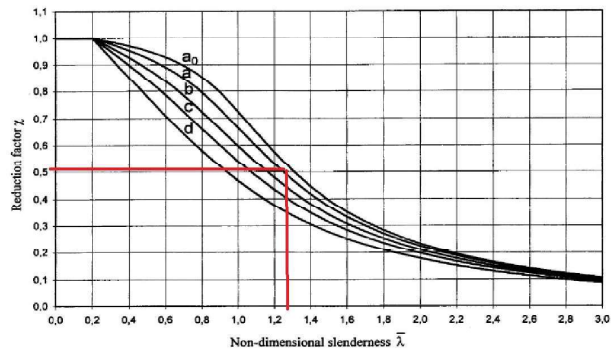
$$L_{cr} := b_{gurt} - 2 \cdot t_{gurt} = 140 \text{ mm}$$

$$\lambda' := \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\lambda_1} = 1.269$$

$$\gamma_{M1} := 1.05$$

$$N_{b.Rd} := \frac{X \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 312.21 \text{ kN}$$

$$n := \frac{N_{Ed.z}}{N_{b.Rd}} = 0.772 < 1,0 \text{ OK}$$



Varmformet hulprofil i s355 stål gir knekkurve a
 $\lambda' = 1.269$

Dette gir $X := 0.51$

Skjærkapasitet

$$A_v := \frac{2}{3} \cdot A = (1.207 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 235.626 \text{ kN}$$

$$v := \frac{V_{Ed}}{V_{pl.Rd}} = 0.048 < 1,0 \text{ OK (god kapasitet)}$$

$v < 0,5 \Rightarrow$ trenger ikke kombinere v og n

Kapasitet OK

B-2.2

Knutepunkt vindkryss mot gurt

$$F_8 := 267.07 \text{ kN}$$

$$F_{162} := -129.20 \text{ kN}$$

$$F_{164} := 190.38 \text{ kN}$$

$$b_{steg.vk} := 120 \text{ mm}$$

$$t_{steg.vk} := 8 \text{ mm}$$

$$F_{z2} := F_{162} + F_8 \cdot \cos(\theta) + F_{164} \cdot \cos(\theta) = 194.266 \text{ kN} \quad (\text{Hele kraften går gjennom ett steg})$$

$$N_{Ed.z2} := F_{z2} = 194.266 \text{ kN} < N_{Ed.z} = 240.888 \text{ kN} \quad \text{OK} \Rightarrow \text{Ikke dimensjonerende} \\ (\text{siden resten av beregningene blir like})$$

$$F_{x2} := -F_8 \cdot \cos(\theta) + F_{164} \cdot \cos(\theta) = -54.228 \text{ kN}$$

$$V_{Ed2} := \left\| \frac{F_{x2}}{2} \right\| = 27.114 \text{ kN}$$

$$v2 := \frac{V_{Ed2}}{V_{pl.Rd}} = 0.115 < 1,0 \text{ OK (god kapasitet)}$$

$v < 0,5 \Rightarrow$ trenger ikke kombinere v og n

Kapasitet OK

B-2.3

Knutepunkt sølevindkryss mot søyle

$$F_{37} := -421.15 \text{ kN}$$

$$F_{268} := 891.81 \text{ kN}$$

$$B_b := 2.0 \text{ m} \quad (\text{Bredde bro})$$

$$L_{vk} := 3.74 \text{ m} \quad (\text{Lengde vindkryss})$$

$$\theta := \arcsin\left(\frac{B_b}{L_{vk}}\right) = 32.328^\circ > 30^\circ \text{ OK}$$

$$F_{37.x} := F_{37} \cdot \sin(\theta) = -225.214 \text{ kN}$$

$$F_{37.y} := F_{37} \cdot \cos(\theta) = -355.874 \text{ kN}$$

Tverrsnittsklasse steg (søyle)

$$b_s := 400 \text{ mm}$$

$$t_s := 16 \text{ mm}$$

$$c_s := b_s - 2 \cdot t_s = 368 \text{ mm}$$

$$\varepsilon := 0.81$$

$$\frac{c_s}{t_s \cdot \varepsilon} = 28.395 < 72 \text{ gir tv.kl.1 (Utsatt for bøyning)}$$

Momentkapasitet steg(søyle)

$$L_s := \frac{140 \text{ mm}}{\sin(\theta)} = 261.8 \text{ mm}$$

$$W_{el.s} := \frac{1}{6} \cdot L_s \cdot t_s^2 = (1.117 \cdot 10^4) \text{ mm}^3$$

$$M_{c.Rd.s} := \frac{W_{el.s} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3.777 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruker elastisk W (til sikker side)

Opptredende moment på steg (søyle)

$$b_{vk} := 260 \text{ mm}$$

$$t_{vk} := 6.3 \text{ mm}$$

$$F_{y.s} := \frac{F_{37.x}}{2} = -112.607 \text{ kN}$$

$$X_s := \frac{b_s - t_s}{2} = 192 \text{ mm}$$

$$X_f := \frac{b_{vk} - t_{vk}}{2} = 126.85 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.s} := \left\| X_f \cdot \frac{F_{37.x}}{2} - X_s \cdot F_{y.s} \right\| = 7.336 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_s := \frac{M_{Ed.s}}{M_{c.Rd.s}} = 1.943 > 1,0 \text{ IKKE OK}$$

Velger å bruke knutepunktsstandarden

B-2.4

Y-knutepunkt mellom søyle og vindkryss (NS-EN 1993-1-8)

Tverrsnittsklasse:

$$b_1 := 260 \text{ mm} \quad (\text{Vindkryss})$$

$$h_1 := 140 \text{ mm}$$

$$t_1 := 8 \text{ mm}$$

$$b_0 := 400 \text{ mm} \quad (\text{Søyle})$$

$$h_0 := 200 \text{ mm}$$

$$t_0 := 16 \text{ mm}$$

Søyle:

$$c_s := b_0 - 2 \cdot t_0 = 368 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = 0.81$$

$$\frac{c_s}{t_0 \cdot \varepsilon} = 28.395 < 33 \Rightarrow \text{Tv.kl.1 (trenger ikke teste om andre akse da c blir lavere)}$$

Vindkryss

$$c_{vk} := b_1 - 2 \cdot t_1 = 244 \text{ mm}$$

$$\frac{c_{vk}}{t_1 \cdot \varepsilon} = 37.654 < 38 \Rightarrow \text{Tv.kl.2 (trenger ikke teste om andre akse da c blir lavere)}$$

Tester gyldighetsområde tabell 7.8

$$\frac{b_1}{b_0} = 0.65 > 0,25 \text{ (Y-knutepunkt)} \quad \text{OK}$$

$$\frac{b_1}{t_1} = 32.5 < 35 \text{ (klasse 2)} \quad \text{OK}$$

$$\frac{h_1}{t_1} = 17.5 < 35 \text{ (klasse 2)} \quad \text{OK}$$

$$\frac{h_0}{b_0} = 0.5 \quad 0.5 \leq 0.5 \leq 2.0 \quad \text{OK}$$

$$\frac{h_1}{b_1} = 0.538 \quad 0.5 \leq 0.528 \leq 2.0 \quad \text{OK}$$

$$\frac{b_0}{t_0} = 25 < 35 \text{ (Klasse 1)} \quad \text{OK}$$

Gyldighetsområdet er OK. Går videre med formler i tabel 7.10

Dimensjonerende kapasitet

$$k_n := 1.0 \quad (\text{For stag i strekk})$$

$$f_{y0} := 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{y1} := 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_b := f_{y0} = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$b_{eff} := \min \left(\frac{10}{\frac{b_0}{t_0}} \cdot \frac{f_{y0} \cdot t_0}{f_{y1} \cdot t_1} \cdot b_1, b_1 \right) = 208 \text{ mm}$$

$$b_{e,p} := \min \left(\frac{10}{\frac{b_0}{t_0}} \cdot b_1, b_1 \right) = 104 \text{ mm}$$

Brudd i gurtstavens flens

$$\beta := \frac{b_1}{b_0} = 0.65 \quad (\text{For Y-knutepunkt})$$

$$\eta := \frac{h_1}{b_0} = 0.35$$

$$\gamma_{M5} := 1.0 \quad (\text{Fra nasjonalt tillegg})$$

$$B_b := 2.0 \text{ m} \quad (\text{Bredde bro})$$

$$L_{vk} := 3.74 \text{ m} \quad (\text{Lengde vindkryss})$$

$$\theta_1 := \arcsin\left(\frac{B_b}{L_{vk}}\right) = 32.328^\circ$$

$\beta \leq 0.85 \Rightarrow$ kun brudd i gurtstavens flens som er dimensjonerende.

$$N_{1.Rd} := \frac{k_n \cdot f_{y0} \cdot t_0^2}{(1-\beta) \cdot \sin(\theta_1)} \cdot \frac{\left(\frac{2 \cdot \eta}{\sin(\theta_1)} + 4 \cdot \sqrt{1-\beta}\right)}{\gamma_{M5}} = (1.785 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$N_{Ed.s} := \|F_{37}\| = 421.15 \text{ kN}$$

$$n := \frac{N_{Ed.s}}{N_{1.Rd}} = 0.236 < 1,0 \text{ OK (god kapasitet)}$$

B-2.5

Gurt mot søyle

$$F_{268} = 891.81 \text{ kN}$$

$$F_{37} = -421.15 \text{ kN}$$

$$\theta_2 := \arcsin\left(\frac{B_b}{L_{vk}}\right) = 32.328^\circ$$

$$F_{z.tot} := F_{268} + F_{37} \cdot \cos(\theta_2) = 535.936 \text{ kN} \quad (\text{Krefter fra gurt mot søyle})$$

Dimensjonering av plate over søyle

$$F_{268} := 891.81 \text{ kN}$$

$$F_{37} := -421.15 \text{ kN}$$

$$B_b := 2.0 \text{ m}$$

$$L_{vk} := 3.74 \text{ m}$$

$$\theta := \arcsin\left(\frac{B_b}{L_{vk}}\right) = 32.328^\circ$$

$$F_{tot} := F_{268} + F_{37} \cdot \cos(\theta) = 535.936 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} := \frac{F_{tot}}{2} = 267.968 \text{ kN}$$

(Anntar at halve kraften går gjennom hvert av stegene til gurten)

$$b_s := 200 \text{ mm}$$

$$h_s := 400 \text{ mm}$$

$$b_g := 150 \text{ mm}$$

$$t_s := 16 \text{ mm}$$

$$a := b_g = 150 \text{ mm}$$

$$b := b_s - b_g = 50 \text{ mm}$$

$$L := b_s = 200 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := \frac{N_{Ed} \cdot a \cdot b}{L} = 10.049 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

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

$$t_{p.min} := 2 \cdot t_s = 32 \text{ mm} \quad (\text{Minste platetykkelse er 2 ganger største godstykkelse})$$

$$\text{Tester for } t_p := t_{p.min} = 32 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$W_{el} := \frac{1}{6} \cdot h_s \cdot t_p^2 = (6.827 \cdot 10^4) \text{ mm}^3 \quad (\text{Regner elastisk, t.s.s.})$$

$$M_{c.Rd} := \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 23.081 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m := \frac{M_{Ed}}{M_{c.Rd}} = 0.435 < 1,0 \text{ OK}$$

Platen over søylen settes til 400x200x32 (mm)

B-2.6

Sveis stag

$$\beta_w := 0.9 \quad (\text{For S 355 stål})$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$f_{vw.d} := \frac{\frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} = 182.186 \frac{N}{mm^2}$$

$$N_{Ed.max} := 229.16 \text{ kN} \quad (\text{største opptrendende strekkraft i stagene i fagverket})$$

$$l_{sveis} := 583 \text{ mm} \quad (\text{Omkrets 150x150x5 proil fra kynningsrud.no})$$

(Sveis rundt hele profilet)

$$F_{w.Rd} := \frac{N_{Ed.max}}{l_{sveis}} = 393.07 \frac{N}{mm}$$

$$a_{min} := \frac{F_{w.Rd}}{f_{vw.d}} = 2.158 \text{ mm}$$

$$\text{Setter } a := 3 \text{ mm}$$

$$l_{sveis.min} := \max(30 \text{ mm}, 6 \cdot a) = 30 \text{ mm} < l_{sveis} = 583 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$\frac{a_{min}}{a} = 0.719 < 1,0 \text{ OK}$$

B-2.7

Sveis vindkryss i bro

$$N_{Ed.max.vk} := 197.27 \text{ kN} \quad (\text{største opptrendende strekkraft i stagene i fagverket})$$

$$l_{sveis.vk} := 446 \text{ mm} \quad (\text{Omkrets 120x120x8 proil fra kynningsrud.no})$$

(Sveis rundt hele profilet)

$$F_{w.Rd.vk} := \frac{N_{Ed.max.vk}}{l_{sveis.vk}} = 442.309 \frac{N}{mm}$$

$$a_{min.vk} := \frac{F_{w.Rd.vk}}{f_{vw.d}} = 2.428 \text{ mm}$$

$$\text{Setter } a_{vk} := 3 \text{ mm}$$

$$l_{sveis.vk.min} := \max(30 \text{ mm}, 6 \cdot a_{vk}) = 30 \text{ mm} < l_{sveis.vk} = 446 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$\frac{a_{min.vk}}{a} = 0.809 < 1,0 \text{ OK}$$

B-2.8

Sveis vindkryss i søyle mot søyle

$$f_{vw.d} = 182.186 \frac{N}{mm^2}$$

$$N_{Ed.max.vk.s} := \|F_{37}\| = 421.15 \text{ kN} \quad (\text{Største strekkraft i vindkryss søyle})$$

$$l_{sveis.vk.s} := 260 \text{ mm} \cdot 2 + 140 \text{ mm} \cdot 2 - 50 \text{ mm} = 750 \text{ mm} \quad (\text{trekker fra 50mm pga. avrunding i hjørner t.s.s})$$

$$F_{w.Rd.vk.s} := \frac{N_{Ed.max.vk.s}}{l_{sveis.vk.s}} = 561.533 \frac{N}{mm}$$

$$a_{min.vk.s} := \frac{F_{w.Rd.vk.s}}{f_{vw.d}} = 3.082 \text{ mm}$$

$$\text{Setter } a_{vk.s} := 4 \text{ mm}$$

$$l_{sveis.vk.s.min} := \max(30 \text{ mm}, 6 \cdot a_{vk.s}) = 30 \text{ mm} < l_{sveis.vk.s} = 750 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$\frac{a_{min.vk.s}}{a_{vk.s}} = 0.771 < 1,0 \text{ OK}$$

B-2.9

Sveis søyle til plate

$$N_{Ed.max.s} := 483.90 \text{ kN} \quad (\text{Største strekkraft i topp av søyle})$$

$$l_{sveis.s} := 1120 \text{ mm} \quad (\text{trekker fra 50mm pga. avrunding i hjørner t.s.s})$$

$$F_{w.Rd.s} := \frac{N_{Ed.max.s}}{l_{sveis.s}} = 432.054 \frac{N}{mm}$$

$$a_{min.s} := \frac{F_{w.Rd.s}}{f_{vw.d}} = 2.371 \text{ mm}$$

$$\text{Setter } a_s := 3 \text{ mm}$$

$$l_{sveis.s.min} := \max(30 \text{ mm}, 6 \cdot a_s) = 30 \text{ mm} < l_{sveis.s} = (1.12 \cdot 10^3) \text{ mm} \text{ OK}$$

$$\frac{a_{min.s}}{a_s} = 0.79 < 1,0 \text{ OK}$$

$$a = 3 \text{ mm}$$

$$a_{vk} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{vk.s} = 4 \text{ mm}$$

$$a_s = 3 \text{ mm}$$

B-2.10

Bolteforbindelse søyle til bro

Forhåndsdimensjonering

$$N_{269} := 483.90 \text{ kN}$$

Prøver med M24 8.8 bolter (Endret slik at utnyttelse for gjennomlokking er OK)

$$F_{d.t} := 203.3 \text{ kN} \quad (\text{Største strekkraft i topp av søyle})$$

$$N_{Ed.s} := N_{269} = 483.9 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.s}}{F_{d.t} \cdot 4} = 0.595 < 1,0 \text{ OK} \quad 4 \text{ bolter (2 på hver side)}$$

$$\text{M24 gir } d := 24 \text{ mm}$$

$$d_0 := d + 2 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

$$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_0 = 31.2 \text{ mm}$$

$$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_0 = 31.2 \text{ mm}$$

$$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_0 = 57.2 \text{ mm}$$

$$p_{2.min} := 2.4 \cdot d_0 = 62.4 \text{ mm}$$

$$b_p := 200 \text{ mm}$$

(bredden på platen)

$$e_1 := 40 \text{ mm} > e_{1.min} = 31.2 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$e_2 := 60 \text{ mm} > e_{2.min} = 31.2 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$p_1 := 60 \text{ mm} > p_{1.min} = 57.2 \text{ mm} \text{ OK}$$

(ikke relevant, siden det kun er én rekke med bolter)

$$p_2 := 80 \text{ mm} > p_{2.min} = 62.4 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$2 \cdot e_2 + p_2 = 200 \text{ mm} = b_p = 200 \text{ mm} \text{ OK}$$

Gjennomlokking

$$d_m := \frac{36 \text{ mm} + 39.55 \text{ mm}}{2} = 37.775 \text{ mm}$$

(Snittverdi av skruehodet for M24 bolt)

$$f_u := 490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

$$t_{p.min} := 5 \text{ mm}$$

(tykkelse gurt)

$$B_{p.Rd} := 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_{p.min} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 139.56 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.s} = 483.9 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.s}}{B_{p.Rd} \cdot 4} = 0.867 < 1,0 \text{ OK}$$

Grunnmateriale plate (normalkrefter søyle)

$$P := \frac{N_{Ed}}{2} = 133.984 \text{ kN} \quad (\text{Halve kraften til hver side av platen})$$

$$e_1 = 40 \text{ mm} \quad (\text{Avstand fra bultehull til sveis})$$

$$M_{Ed.ny} := P \cdot e_1 = 5.359 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed.ny}}{M_{c.Rd}} = 0.232 < 1,0 \text{ OK}$$

$$l_p := 400 \text{ mm} + 2 \cdot 2 \cdot e_1 = 560 \text{ mm}$$

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

$$t_p = 32 \text{ mm}$$

Grunnmateriale skjærkrefter

$$F_{37} := 408.72 \text{ kN} \quad (\text{Krefter i stav fra vindkryss})$$

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

$$l := 3.74 \text{ m}$$

$$F_{h.37} := \frac{F_{37}}{l} \cdot b = 218.567 \text{ kN} \quad (\text{Horisontalkrefter fra vindkryss})$$

$$V_{Ed.pla} := F_{h.37} = 218.567 \text{ kN} \quad (\text{dimensjonerende skjærkraft på plate})$$

$$A_{v.pla} := \frac{2}{3} (2 \cdot b_p - 4 \cdot d_0) \cdot t_p = (6.315 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_{v.pla} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = (1.233 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

$$v := \frac{V_{Ed.pla}}{V_{pl.Rd}} = 0.177 < 1,0 \text{ OK god kapasitet}$$

Skjærkapasitet

M24 8.8 gir:

$$F'_{d.v} := 135.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.b} := 4 \cdot F'_{d.v} = 542.4 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.b} := F_{h.37} = 218.567 \text{ kN}$$

$$v := \frac{V_{Ed.b}}{V_{Rd.b}} = 0.403 < 1,0 \text{ OK}$$

Hullkantrykk

$$f_{ub} := 1000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_u := 490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_d := \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}\right) = 0.513$$

$$\frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 0.513$$

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$\alpha_b := \min\left(\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0\right) = 0.513$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

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

(Dimensjonerer for tykkelsen til gurten)

$$F_{b.Rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 60.308 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed}}{F_{b.Rd} \cdot 4 \cdot 2} = 0.555 < 1,0 \text{ OK Ikke problem med hullkantrykk i plate eller gurt}$$

Dimensjonene på platen over søylen er 560x200x32mm. Platen sveises til søylen med $a=3\text{mm}$ og festes i gurt med 4 M24 8.8-bolter (2 på hver siden)
Hullavstandene er som følger:

$$e_1 = 40 \text{ mm} \quad e_2 = 60 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm}$$

B-3

Dimensjonering av den mest kritiske bolteforbindelsen

B-3.1

Forhånds dimensjonering bolteforbindelse

$$F_{232} := 378.20 \text{ kN}$$

(Største opptredende kraft i skjøten)

Prøver med M20 10.9 bolter

$$F'_{d.v} := 98.0 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{232}}{F'_{d.v}} = 3.859$$

Velger 4 M20 10.9 bolter (to i to rader)

Minste hull-, ende- og kantavstander

M20 gir $d := 20 \text{ mm}$

$$d_0 := d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

$$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$$

$$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_0 = 26.4 \text{ mm}$$

$$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_0 = 48.4 \text{ mm}$$

$$p_{2.min} := 2.4 \cdot d_0 = 52.8 \text{ mm}$$

$$b_p := 150 \text{ mm} - 10 \text{ mm} = 140 \text{ mm}$$

(trekker fra 10 mm på platen pga. avrunding av hup-profilet)

$$e_1 := 50 \text{ mm} > e_{1.min} = 26.4 \text{ mm} \text{ OK}$$

(Endrer for å få tilstrekkelig kapasitet)

$$e_2 := 40 \text{ mm} > e_{2.min} = 26.4 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$p_1 := 70 \text{ mm} > p_{1.min} = 48.4 \text{ mm} \text{ OK}$$

(Endrer for å få tilstrekkelig kapasitet)

$$p_2 := 60 \text{ mm} > p_{2.min} = 52.8 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$2 \cdot e_2 + p_2 = 140 \text{ mm} = b_p = 140 \text{ mm} \text{ OK}$$

Dimensjonerende kapasitet

$$F_{232} = 378.2 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.g} := F_{232} = 378.2 \text{ kN} \quad \begin{array}{l} \text{(Største opptredende strekkraft i gurt i skjøten)} \\ \text{(Bruker denne for trykk også, t.s.s.)} \end{array}$$

$$F_{24} := 133.65 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.s.st} := F_{24} = 133.65 \text{ kN} \quad \text{(Største opptredende strekkraft i stag i skjøten)}$$

$$F_{128} := 175.94 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.s.tr} := F_{128} = 175.94 \text{ kN} \quad \text{(Største opptredende trykkraft i stag i skjøten)}$$

Hullkanttrykk

$$f_{ub} := 1000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_u := 490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(For S355 stål med $t < 40\text{mm}$)

$$\alpha_d := \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}\right) = 0.758$$

(velger å bruke samme α_d for endeskruer og innvendige skruer)

$$\frac{e_1}{3 \cdot d_0} = 0.758 \quad \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = 0.811$$

(Setter opp for å se hvilke avstand som bør økes)

$$k_1 := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.118$$

(Velger å bruke samme k_1 for skruer langs randen og innvendige skruer)

$$\alpha_b := \min\left(\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0\right) = 0.758$$

$$\gamma_{M2} := 1.25$$

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

(Velger å regne med tykkelsen til godset)

$$F_{b.Rd} := \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 62.904 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.g}}{F_{b.Rd} \cdot 4 \cdot 2} = 0.752 < 1,0 \text{ OK}$$

(Velger å bruke to plater på gurtene for å få tilstrekkelig kapasitet)

$$\frac{N_{Ed.s.tr}}{F_{b.Rd} \cdot 4} = 0.699 < 1,0 \text{ OK}$$

Platen holder, må sjekke for hul-profilet

B-3.2

Utrivning i gurt og steg (150x150x10)

Brudd parallelt med kraften tar skjær, brudd normalt på kraften tar strekk

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

$$t_g := 5 \text{ mm} \quad (\text{Tykkelse gods})$$

$$A := (p_2 - d_0) \cdot t_g = 190 \text{ mm}^2 \quad (\text{Areal av tv.sn.-del som tar strekk})$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$N_{pl.Rd} := \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 64.238 \text{ kN}$$

$$e'_1 := 100 \text{ mm} \quad (\text{Setter inn en } e'_1 \text{ (avstand fra skjøt til første boltegruppe) slik at utnyttelsen i gurt blir } < 1,0)$$

$$A_v := \frac{2}{3} \cdot \left(e'_1 + p_1 - \left(d_0 + \frac{d_0}{2} \right) \right) \cdot t_g \cdot 2 = 913.333 \text{ mm}^2 \quad (\text{Skjærareal av tv.sn.-del som tar skjær})$$

$$V_{pl.Rd} := \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 178.282 \text{ kN}$$

$$N_{Rd} := N_{pl.Rd} + V_{pl.Rd} = 242.52 \text{ kN} \quad (\text{Kan plusse sammen siden V og N virker i samme retning i dette tilfellet})$$

Lav kapasitet: Velger å bruke to stålplater på gurtene

$$N_{Rd.g} := N_{Rd} \cdot 2 = 485.04 \text{ kN}$$

$$N_{Rd.s} := N_{Rd} = 242.52 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.g}}{N_{Rd.g}} = 0.78 < 1,0 \text{ OK}$$

$$\frac{N_{Ed.s.st}}{N_{Rd.s}} = 0.551 < 1,0 \text{ OK}$$

B-3.3

Utrivning i stålplate

$$t_{st\grave{a}} := 8 \text{ mm}$$

(Endres slik at kapasitet er OK)

$$A_{st\grave{a}} := t_{st\grave{a}} \cdot b_p = (1.12 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$A_{st\grave{a}.net} := t_{st\grave{a}} \cdot (b_p - 2 \cdot d_0) = 768 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl.Rd} := \frac{A_{st\grave{a}} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 378.667 \text{ kN}$$

$$f_u = 490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M2} = 1.25$$

$$N_{u.Rd} := \frac{0.9 \cdot A_{st\grave{a}.net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 270.95 \text{ kN}$$

$$N_{Rd.st\grave{a}} := \min(N_{pl.Rd}, N_{u.Rd}) = 270.95 \text{ kN}$$

$$N_{Rd.g.st\grave{a}} := N_{Rd.st\grave{a}} \cdot 2 = 541.901 \text{ kN}$$

$$N_{Rd.s.st\grave{a}} := N_{Rd.st\grave{a}} = 270.95 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.g}}{N_{Rd.g.st\grave{a}}} = 0.698 < 1,0 \text{ OK}$$

$$\frac{N_{Ed.s.st}}{N_{Rd.s.st\grave{a}}} = 0.493 < 1,0 \text{ OK}$$

$$b := 2 \cdot (2 \cdot e'_1 + p_1) = 540 \text{ mm}$$

$$h := 2 \cdot e_2 + p_2 = 140 \text{ mm}$$

$$\text{M20 gir } d_{vk} := 20 \text{ mm}$$

$$d_{0.vk} := d_{vk} + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

$$e_{1.min} := 1.2 \cdot d_{0.vk} = 26.4 \text{ mm}$$

$$e_{2.min} := 1.2 \cdot d_{0.vk} = 26.4 \text{ mm}$$

$$p_{1.min} := 2.2 \cdot d_{0.vk} = 48.4 \text{ mm}$$

$$p_{2.min} := 2.4 \cdot d_{0.vk} = 52.8 \text{ mm}$$

$$b_{p.vk} := 120 \text{ mm} - 5 \text{ mm} = 115 \text{ mm}$$

(trekker fra 5 mm på platen pga. avrunding av hup-profilet)

$$e_{1.vk} := 40 \text{ mm} > e_{1.min} = 26.4 \text{ mm} \text{ OK} \quad (\text{Endrer for å få tilstrekkelig kapasitet})$$

$$e_{2.vk} := 30 \text{ mm} > e_{2.min} = 26.4 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$p_{1.vk} := 50 \text{ mm} > p_{1.min} = 48.4 \text{ mm} \text{ OK} \quad (\text{Endrer for å få tilstrekkelig kapasitet})$$

$$p_{2.vk} := 55 \text{ mm} > p_{2.min} = 52.8 \text{ mm} \text{ OK}$$

$$2 \cdot e_{2.vk} + p_{2.vk} = 115 \text{ mm} = b_{p.vk} = 115 \text{ mm} \text{ OK}$$

B-3.4

Utrivning i gurt og steg (150x150x10)

Brudd parallelt med kraften tar skjær, brudd normalt på kraften tar strekk

$$N_{164} := 190.49 \text{ kN} \quad (\text{Største normalkraft i vindkryss})$$

$$N_{Ed.vk} := N_{164} = 190.49 \text{ kN}$$

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

$$t_{vk} := 8 \text{ mm} \quad (\text{Tykkelse vindkryss})$$

$$A_{vk} := (p_{2.vk} - d_{0.vk}) \cdot t_{vk} = 264 \text{ mm}^2 (\text{Areal av tv.sn.-del som tar strekk})$$

$$\gamma_{M0} := 1.05$$

$$N_{pl.Rd.vk} := \frac{A_{vk} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 89.257 \text{ kN}$$

$$e'_{1.vk} := 100 \text{ mm} \quad (\text{Setter inn en } e'_1 \text{ (avstand fra skjøt til første boltegruppe) slik at utnyttelsen i gurt blir } < 1,0)$$

$$d_{0.vk} := 22 \text{ mm}$$

$$p_{1.vk} = 50 \text{ mm}$$

$$A_{v.vk} := \frac{2}{3} \cdot \left(e_{1.vk} + p_{1.vk} - \left(d_{0.vk} + \frac{d_{0.vk}}{2} \right) \right) \cdot t_{vk} \cdot 2 = 608 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd.vk} := \frac{A_{v.vk} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 118.681 \text{ kN}$$

$$N_{Rd.vk} := N_{pl.Rd.vk} + V_{pl.Rd.vk} = 207.938 \text{ kN}$$

(Kan plusse sammen siden V og N virker i samme retning i dette tilfellet)

$$N_{pl.Rd.vk} = 89.257 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.vk}}{N_{Rd.vk}} = 0.916 < 1,0 \text{ OK}$$

B-3.5

Utrivning i stålplate

$$t_{st\ddot{a}} := 8 \text{ mm}$$

(Endres slik at kapasitet er OK)

$$A_{st\ddot{a}.vk} := t_{st\ddot{a}} \cdot b_{p.vk} = 920 \text{ mm}^2$$

$$A_{st\ddot{a}.net.vk} := t_{st\ddot{a}} \cdot (b_{p.vk} - 2 \cdot d_{0.vk}) = 568 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl.Rd.vk} := \frac{A_{st\ddot{a}.vk} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 311.048 \text{ kN}$$

$$f_u := 490 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \gamma_{M2} := 1.25$$

$$N_{u.Rd.vk} := \frac{0.9 \cdot A_{st\ddot{a}.net.vk} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 200.39 \text{ kN}$$

$$N_{Rd.st\ddot{a}.vk} := \min(N_{pl.Rd.vk}, N_{u.Rd.vk}) = 200.39 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.vk}}{N_{Rd.st\ddot{a}.vk}} = 0.951 < 1,0 \text{ OK}$$

$$b_{vk} := 2 \cdot (2 \cdot e_{1.vk} + p_{1.vk}) = 260 \text{ mm}$$

$$h_{vk} := 2 \cdot e_{2.vk} + p_{2.vk} = 115 \text{ mm}$$

$$b = 540 \text{ mm} \quad h = 140 \text{ mm}$$

Alle skjøtene med 150x150x5 profil festes med en 540x140x8mm plate med 8 22mm boltehull festet med M20-10.9-bolter (4 på hvert stag).

Over-, og undergurtene festes med to plater (én over/under og en på siden).

Hullavstanden er som følger:

$$e'_1 = 100 \text{ mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} \quad p_1 = 70 \text{ mm} \quad p_2 = 60 \text{ mm}$$

Alle skjøtene med 120x120x8 profil festes med en 260x115x8mm plate med 8 22mm boltehull festet med M20-10.9-bolter (4 på hvert stag).

Over-, og undergurtene festes med to plater (én over/under og en på siden).

Hullavstanden er som følger:

$$e_{1.vk} = 40 \text{ mm} \quad e_{2.vk} = 30 \text{ mm} \quad p_{1.vk} = 50 \text{ mm} \quad p_{2.vk} = 55 \text{ mm}$$

C-1**Plassering av betongsøyle**

$$L := 26.823 \text{ m}$$

$$L_{utkr} := ?$$

$$L_{felt} := L - L_{utkr} \quad (\text{Lengde - utkrager})$$

$$m_{bet} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$b_{dekke} := 2.4 \text{ m}$$

$$h_{dekke} := 15 \text{ cm}$$

$$b_{bjelke} := 0.3 \text{ m}$$

$$h_{bjelke} := 1.2 \text{ m}$$

$$q_{glass} := 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{(2 \text{ m} + 2 \cdot 1.5 \text{ m})}{2} = 0.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{egen} := \frac{m_{bet} \cdot b_{dekke} \cdot h_{dekke}}{2} + m_{bet} \cdot b_{bjelke} \cdot h_{bjelke} + q_{glass} = 14.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{nytte} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{b_{dekke} - 2 \cdot b_{bjelke}}{2} = 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{snø} := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \frac{(b_{dekke})}{2} = 2.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{vind.z} := 1.341 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \left(b_{dekke} - \frac{b_{dekke}}{4} \right) = 2.414 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ugunst.a} := q_{egen} \cdot 1.35 + q_{nytte} \cdot 1.05 + q_{snø} \cdot 1.05 + q_{vind.z} \cdot 1.05 = 29.017 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ugunst.b} := q_{egen} \cdot 1.2 + q_{nytte} \cdot 1.5 + q_{snø} \cdot 1.05 + q_{vind.z} \cdot 1.05 = 28.904 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{gunst} := q_{egen} \cdot 0.9 + (-q_{vind.z}) \cdot 1.5 = 9.204 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{ugunst} := \max(q_{ugunst.a}, q_{ugunst.b}) = 29.017 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$M_{felt} := \frac{q_{ugunst} \cdot (L - L_{utkr})^2}{8} - \frac{q_{ugunst} \cdot L_{utkr}^2}{2} = ? \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{utkr} := \frac{q_{ugunst} \cdot L_{utkr}^2}{2} = ? \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Løser ut for L-utkrager

$$L_{utkr.1} := \frac{-\left(\frac{-q_{ugunst} \cdot 2 \cdot L}{8}\right) + \sqrt{\left(\frac{q_{ugunst} \cdot 2 \cdot L}{8}\right)^2 - 4 \cdot \left(\frac{-3}{8} \cdot q_{ugunst} - \frac{q_{gunst}}{2}\right) \cdot \frac{q_{ugunst} \cdot L^2}{8}}}{2 \cdot \left(\frac{-3}{8} \cdot q_{ugunst} - \frac{q_{gunst}}{2}\right)}$$

$$L_{utkr.1} = -20.707 \text{ m}$$

$$L_{utkr.2} := \frac{-\left(\frac{-q_{ugunst} \cdot 2 \cdot L}{8}\right) - \sqrt{\left(\frac{q_{ugunst} \cdot 2 \cdot L}{8}\right)^2 - 4 \cdot \left(\frac{-3}{8} \cdot q_{ugunst} - \frac{q_{gunst}}{2}\right) \cdot \frac{q_{ugunst} \cdot L^2}{8}}}{2 \cdot \left(\frac{-3}{8} \cdot q_{ugunst} - \frac{q_{gunst}}{2}\right)}$$

$$L_{utkr.2} = 8.14 \text{ m}$$

$$L_{utkr} := L_{utkr.2} = 8.14 \text{ m}$$

Disse lengdene brukes videre

$$L_{felt} := L - L_{utkr} = 18.683 \text{ m}$$

$$N_{opplager} := \frac{q_{ugunst} \cdot \frac{L^2}{2}}{L_{felt}} = 558.702 \text{ kN}$$

$$M_{felt} := \frac{q_{ugunst} \cdot (L - L_{utkr})^2}{8} - \frac{q_{gunst} \cdot L_{utkr}^2}{2} = 961.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{utkr} := \frac{q_{ugunst} \cdot L_{utkr}^2}{2} = 961.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed} := \max(M_{felt}, M_{utkr}) = 961.221 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

C-2

Betongbjelker

Beregninger basert på NS-EN 1992-1-1
Betongkonstruksjoner, Formler og diagrammer, HIB

Krefter i betongbjelkene fra Robot

$$N_{trykk} := 562 \text{ kN}$$

Aksiallast i bjelker

$$N_{strek} := 409 \text{ kN}$$

$$V_y := 240 \text{ kN}$$

Skjærkraft i bjelkens svake akse

$$V_z := 363 \text{ kN}$$

Skjærkraft i bjelkens sterke akse

$$M_{y,oppl} := 1177 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største moment over opplager

$$M_{y,felt} := 867 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største moment i felt

$$M_z := 276 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment på tvers av broens
lengderetning

$$T_{Ed} := 385 \text{ kN}$$

Torsjon i bjelke

De to siste kreftene er ikke helt reelle. De kommer fra robot grunnet måten modellen er utformet på, men unngås til en viss grad, mer om dette senere

$$f_{ctm} := 3.2 \text{ MPa}$$

$$b_{bjelke} := 0.35 \text{ m}$$

$$h_{bjelke} := 1.2 \text{ m}$$

$$f_{ck} := 35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$c := 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$$

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

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Armeringsstørrelser

$$\phi_{h.1} := 32 \text{ mm}$$

Dimensjoner på hovedarmering

$$\phi_{h.2} := 25 \text{ mm}$$

$$\phi_{h.3} := 16 \text{ mm}$$

$$\phi_b := 12 \text{ mm}$$

Dimensjoner på skjærbøyler

Armering for My moment over opplager

Prøver med ett lag med 3 kam 32 og ett med 2 kam 25, etter forhåndsregninger

$$d_1 := h_{bjelke} - c - \frac{\phi_{h.1}}{2} - \frac{\left(\pi \cdot \left(\frac{\phi_{h.1}}{2} \right)^2 \cdot 3 \cdot \text{mm} + \left(\frac{\phi_{h.1}}{2} + 32 \text{ mm} + \frac{\phi_{h.2}}{2} \right) \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{h.2}}{2} \right)^2 \cdot 2 \right)}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_{h.1}}{2} \right)^2 \cdot 3 + \pi \cdot \left(\frac{\phi_{h.2}}{2} \right)^2 \cdot 2}$$

$$d_1 = 1116 \text{ mm}$$

$$M_{cd.1} := 0.167 \cdot f_{ck} \cdot b_{bjelke} \cdot (d_1)^2 = 2547 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s.oppl} := \frac{M_{y.oppl}}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_{y.oppl}}{M_{cd.1}} \right) \cdot d_1 \cdot f_{yd}} = 2646.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.innlagt.oppl} := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{h.1}}{2} \right)^2 + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{h.2}}{2} \right)^2 = 3394.5 \text{ mm}^2$$

Velger å bruke 3 kam 32 og 2 kam 25 i overkant opplager

$$A_{s.min} := \max \left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{bjelke} \cdot d_1, 0.0013 \cdot b_{bjelke} \cdot d_1 \right) = 649.837 \text{ mm}^2$$

[NS-EN 1992:9.2.1.1]

Det er godt over minimumsarmering

Armering for My moment i felt

Prøver med 3 kam 32

$$d_2 := h_{bjelke} - c - \frac{\varnothing_{h.1}}{2} = 1134 \text{ mm}$$

$$M_{cd.2} := 0.167 \cdot f_{ck} \cdot b_{bjelke} \cdot (d_2)^2 = 2631 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s.felt} := \frac{M_{y.felt}}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_{y.felt}}{M_{cd.2}}\right) \cdot d_2 \cdot f_{yd}} = 1869.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.innlagt.felt} := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{h.1}}{2}\right)^2 = 2412.7 \text{ mm}^2$$

Dette holder helt fint

$$A_{s.min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_{bjelke} \cdot d_2, 0.0013 \cdot b_{bjelke} \cdot d_2\right) = 660.442 \text{ mm}^2$$

[NS-EN 1992:9.2.1.1]

Dette er godt over minimumsarmering

Armering for Mz moment

Her virker bjelkene sammen takket være dekket.

$$d_3 := 350 \text{ mm} \cdot 2 + 1800 \text{ mm} - c - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 2442 \text{ mm}$$

$$M_{cd.3} := 0.167 \cdot f_{ck} \cdot 150 \text{ mm} \cdot (d_3)^2 = 5228 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s.z} := \frac{M_z}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_z}{M_{cd.3}}\right) \cdot d_3 \cdot f_{yd}} = 262.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,min} := \max\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot 150 \text{ mm} \cdot d_3, 0.0013 \cdot 150 \text{ mm} \cdot d_3\right) = 610 \text{ mm}^2$$

[NS-EN 1992:9.2.1.1]

$$A_{s,innlagt,z} := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 804.2 \text{ mm}^2$$

Bruker 4 kam 16 i ytterkant av hver bjelke.

Aksiallaster.

$$f_{cd} := 0.567 \cdot f_{ck} = 19.845 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$N_{Rd,trykk} := f_{cd} \cdot h_{bjelke} \cdot b_{bjelke} = 8334.9 \text{ kN}$$

$$n_{trykk} := \frac{N_{trykk}}{N_{Rd,trykk}} = 0.067$$

Dette er så lite at det ikke vil påvirke momentkapasiteten. Det vil derfor ikke bli medtatt i videre beregninger.

$$N_{strek} = 409 \text{ kN}$$

Det må armeres for strekk i bjelken. Her kan vi imidlertid bruke den ledige kapasiteten i hovedarmeringen.

$$A_{s,strek} := \frac{N_{strek}}{f_{yd}} = 940.7 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,ledig} := (A_{s,innlagt,oppl} - A_{s,oppl}) + (A_{s,innlagt,felt} - A_{s,felt}) = 1291.6 \text{ mm}^2$$

Dette går også helt fint, det er nok ledig kapasitet i armeringen til å ta strekk. Her kunne vi også tatt med armering for M_z moment, men det er ikke nødvendig.

Skjær

$$d_4 := b_{bjelke} - c - \frac{16 \text{ mm}}{2} = 292 \text{ mm}$$

$$k_y := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_4}} = 1.828$$

$$k_z := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_2}} = 1.42$$

$$V_{min.y} := 0.035 \cdot k_y^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.512 \quad [\text{NS-EN 1992: 6.2.2}]$$

$$V_{min.z} := 0.035 \cdot k_z^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.35$$

$$V_{Rd.c.min.y} := (V_{min.y} \cdot \text{MPa}) \cdot h_{bjelke} \cdot d_4 = 179 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c.min.z} := (V_{min.z} \cdot \text{MPa}) \cdot b_{bjelke} \cdot d_2 = 139 \text{ kN}$$

Kontroll av skjær

$$V_{Rd.c.min.z} = 139 \text{ kN}$$

$$V_z = 363 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c.min.y} = 179 \text{ kN}$$

$$V_y = 240 \text{ kN}$$

Her er det åpenbart behov for skjærarmering

Beregning av skjærarmering

[NS-EN 1992: 6.2.3]

Y-retning

$$h'_y := b_{bjelke} - 50 \text{ mm} \cdot 2 - 2 \cdot \frac{16 \text{ mm}}{2} = 234 \text{ mm}$$

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h'_y = 140.4 \text{ mm}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{w.min} := \frac{(0.1 \cdot \sqrt{35})}{500} = 0.001$$

[NS-EN 1992:NA9.2.2]

$$S_{max} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot h_{bjelke}} = 159.308 \text{ mm}$$

Prøver med S lik 140mm

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

$$z_y := 0.9 d_4 = 262.8 \text{ mm}$$

$$\theta := 21.8^\circ$$

$$V_{Rd.y} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z_y \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = 461.554 \text{ kN}$$

[NS-EN 1992:6.2.3]

$$\alpha_{cw} := 1 + n_{trykk} = 1.067$$

$$b_w := h_{bjelke} = 1.2 \text{ m}$$

$$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d_4 \cdot 0.567 \cdot 35 \text{ MPa}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 2303 \text{ kN}$$

Her er det god kapasitet

Z-retning

$$h'_z := h_{bjelke} - 50 \text{ mm} \cdot 2 - 2 \cdot \frac{32 \text{ mm}}{2} = 1.068 \text{ m}$$

$$s_{l.max.z} := 0.6 \cdot h'_z = 0.641 \text{ m}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{w.min} := \frac{(0.1 \cdot \sqrt{35})}{500} = 0.001$$

$$S_{max.z} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot b_{bjelke}} = 546.198 \text{ mm}$$

Prøver med S lik 140mm, som for y-retning

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

$$z_z := 0.9 d_2 = (1.021 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$\theta := 21.8^\circ$$

$$V_{Rd.z} := \frac{A_{sw}}{s_z} \cdot z_z \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = 1792 \text{ kN}$$

$$\alpha_{cw} := 1 + n_{trykk} = 1.067$$

$$b_w := b_{bjelke} = 0.35 \text{ m}$$

$$V_{Rd.max} := \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot 0.9 \cdot d_2 \cdot 0.567 \cdot 35 \text{ MPa}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)} = 2609 \text{ kN}$$

Her er det god kapasitet

$$v_y := \frac{V_y}{V_{Rd,y}} = 0.52$$

$$v_z := \frac{V_z}{V_{Rd,z}} = 0.203$$

Last fra dekke

Lasten fra dekket må føres opp i bjelkene med vertikal armering, sjekker om bøyene har tilstrekkelig kapasitet til dette

$$b_{dekke} := 1.8 \text{ m}$$

$$g_k := 0.15 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{ed} := g_k \cdot 1.2 + q_k \cdot 1.5 = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad (6.10b)$$

$$F_{Ed} := \frac{b_{dekke}}{2} \cdot (q_{ed}) \cdot 1 \text{ m} = 10.8 \text{ kN} \quad \text{Ser på krefter per meter bjelke}$$

$$A_{s,bøyle} := \frac{F_{Ed}}{f_{yd}} = 24.84 \text{ mm}^2$$

$$F_{Rd} := A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{140 \text{ mm}} = 702.468 \text{ kN}$$

$$f := \frac{F_{Ed}}{F_{Rd}} = 0.015$$

$$v := v_y + v_z + f = 0.738$$

Kapasiteten er god, velger å bruke samme bøyle til å ta skjær i z- og y-retning, samt lasten fra dekket, og bruker da kam 12 cc 140mm.

Armering for torsjon

Armeringen i dekket kan bare bøyes opp på innsiden av bjelkene, da den ellers kommer i konflikt med hovedarmeringen.

Torsjonsmoment per meter

$$e_{vind} := 1850 \text{ mm} - \frac{150 \text{ mm}}{2} = 1775 \text{ mm}$$

Avstand fra vindlastens
tyngdepunkt til dekkets
tyngdepunkt

$$M_{Ed.x} := 12.68 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot e_{vind} = 33.761 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sjekker hvor mye armering som er nødvendig per meter når ytterkant bjelke kommer i strekk.

$$M_{cd} := 0.167 \cdot f_{ck} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot \left(350 \text{ mm} - \left(50 - \frac{12}{2} \right) \text{ mm} \right)^2 = 547.302 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed.x}}{\left(1 - 0.18 \frac{M_{Ed.x}}{M_{cd}} \right) \cdot (350 \text{ mm} - 50 \text{ mm}) \cdot f_{yd}} = 262 \text{ mm}^2$$

Sjekker hvor mye av armeringsarealet i skjærbøylene som er ledig

$$A_{s.v.ledig} := 226 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000}{140} \cdot (1 - v) = 423.153 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 262 \text{ mm}^2 \quad \blacksquare < \blacksquare \quad A_{s.v.ledig} = 423 \text{ mm}^2$$

Her er det god kapasitet, bøylene beholdes slik de er.

C-3

Betongdekke

Beregninger basert på

NS-EN 1992-1-1

Betongkonstruksjoner, Formler og diagrammer, HIB

$$b := 1800 \text{ mm}$$

Bredde mellom opplagre

$$h := 150 \text{ mm}$$

Høyde på dekket

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

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

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$q_k := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttelast

$$g_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$q_{Ed} := q_k \cdot 1.5 = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

(6.10b)

$$g_{Ed} := g_k \cdot 1.2 \cdot h = 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

(6.10b)

$$c := 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm}$$

$$\phi_h := 16 \text{ mm}$$

Bruker kam 12 armering

$$\phi_f := 12 \text{ mm}$$

$$M_{Ed} := \frac{(q_{Ed} + g_{Ed}) \cdot 1000 \text{ mm} \cdot b^2}{8} = 4.86 \text{ m} \cdot \text{kN}$$

Ser på 1m i dekkets lengderetning, og regner største moment ved å anta at dekket er fritt opplagt på bjelkene.

$$d := 75 \text{ mm}$$

Armeringen kan ligges midt i dekket

Dimensjonering for torsjon i bjelker

Torsjonsmoment per meter

$$e_{vind} := 1850 \text{ mm} - \frac{150 \text{ mm}}{2} = 1775 \text{ mm}$$

Avstand fra vindlastens
tyngdepunkt til dekkets
tyngdepunkt

$$M_{Ed.x} := 12.68 \text{ kN} \cdot 1.5 \cdot e_{vind} = 33.761 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kan legge dette til det dimensjonerende momentet i dekket
fra egen- og nyttelast

$$M_{Ed.2} := M_{Ed} + M_{Ed.x} = 38.621 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cd} := 0.167 \cdot f_{ck} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d^2 = 32.878 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed.2}}{\left(1 - 0.18 \frac{M_{Ed.2}}{M_{cd}}\right) \cdot d \cdot f_{yd}} = 1502 \text{ mm}^2$$

$$N_y := \frac{A_s}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2} = 7.47$$

$$cc_y := \frac{1000 \text{ mm}}{N_y} = 133.869 \text{ mm}$$

Velger cc 130

$$N_{innlagt} := \frac{1000 \text{ mm}}{130 \text{ mm}} = 7.692$$

$$A_{s.innlagt} := N_{innlagt} \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_h}{2}\right)^2 = 1547 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering per meter
dekke

Minimumsarmering

[NS-EN 1992:9.2.1.1]

$$A_{s.min.1} := 0.26 \cdot \frac{3.2}{500} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d = 124.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min.2} := 0.0013 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d = 97.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min} := \max(A_{s.min.1}, A_{s.min.2}) = 124.8 \text{ mm}^2$$

Per meter dekke

Maksimal senteravstand

[NS-EN 1992:9.3.1.1]

$$s_{max.slabs.h} := \min(2 h, 250 \text{ mm}) = 250 \text{ mm}$$

Hovedarmering

$$s_{max.slabs.f} := \min(3 h, 400 \text{ mm}) = 400 \text{ mm}$$

Fordelingsarmering

As innlagt:

$$A_{s.innlagt} = 1547 \text{ mm}^2$$

Kam 16 cc 130mm

$$A_{s.f} := 283 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Kam 12 cc 400mm

Kontroll skjær

$$V_{Ed} := \frac{(g_{Ed} + q_{Ed}) \cdot 1000 \text{ mm} \cdot b}{2} = 10.8 \text{ kN}$$

Ser på en meter i broens lengderetning

$$k := \min\left(\left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}}\right), 2\right) = 2$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} = 0.586$$

$$V_{Rd.c.min} := v_{min} \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot d = 43.925 \text{ kN}$$

Skjærarmering er ikke nødvendig

Kontroll punktlast

$$b_p := 50 \text{ mm}$$

Arealet lasten fordeles på

$$l_p := 50 \text{ mm}$$

$$P_k := 4 \text{ kN}$$

Punktlast

$$d_y := d = 75 \text{ mm}$$

$$d_z := d - \phi_f = 63 \text{ mm}$$

$$d_{eff} := \frac{(d_y + d_z)}{2} = 69 \text{ mm}$$

$$u_1 := 2 \cdot b_p + 2 \cdot l_p$$

$$v_{Ed,p} := \frac{P_k \cdot 1.5}{u_1 \cdot d_{eff}} = 0.435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k := \min\left(1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{eff}}}, 2\right) = 2$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot (k)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 0.586 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{min} = 0.586 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \square > \square \quad v_{Ed,p} = 0.435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Gjennomlukking er ikke noe problem for betongdekket

C-4 Dimensjonering av betongsøyle

Beregninger basert på NS-EN 1992-1-1+NA

Krefter i søyle

Krefter er hentet fra robot

$$l := 12157 \text{ mm}$$

$$b := 2500 \text{ mm}$$

Bredde på tvers av broens lengderetning

$$h := 400 \text{ mm}$$

Bredde i broens lengderetning

$$N_{Ed} := (1597 + 6 \cdot 1.5 + 3 \cdot 1.05) \text{ kN}$$

Største aksiallast i søyle

$$N_{Ed} = 5 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.2} := N_{Ed} - (25 \cdot 0.4 \cdot 2.5 \cdot 12.157) \text{ kN}$$

Største aksiallast i topp søyle

$$N_{Ed.2} = ? \text{ kN}$$

$$N_{0.Eqp.1} := 559 \text{ kN}$$

Topp

Karakteristisk tilnærmet permanent aksiallast

$$N_{0.Eqp.2} := 857 \text{ kN}$$

Bunn

$$M_x := (5339 + 5 \cdot 1.5 + 3 \cdot 1.05) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Legger til temperaturlaster

$$M_x = 1775 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y := (185 + 1.5 \cdot 111 + 1.05 \cdot 64) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = 38.621 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\Delta L_s := 4.11 \text{ mm}$$

Forskyvning grunnet temperaturutvidelse

$$e_x := \max \left(20 \text{ mm}, \frac{b}{30}, \frac{l}{400} \right) = (1.502 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$e_y := \max \left(20 \text{ mm}, \frac{h}{30}, \frac{l}{400} \right) + \Delta L_s = 7.47 \text{ mm}$$

$$M_{Ed.x} := M_x + N_{Ed.2} \cdot e_x = 133.869 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Legger til minimumseksentrisiteter

$$M_{Ed.y} := M_y + N_{Ed.2} \cdot e_y = 7.692 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_{Ed.x} := (36 + 14 \cdot 1.5 + 10 \cdot 1.05) \text{ kN} = (1.547 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Legger til temperaturlast

$$V_{Ed.y} := 364 \text{ kN}$$

$$A_c := b \cdot h = 97.5$$

Areal betong

$$f_{ck} := 35 \text{ MPa}$$

Karakteristisk betongfasthet

$$f_{cd} := 0.567 \cdot f_{ck} = 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Beregning av armeringsmengde

$$c_{nom} := 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = ? \text{ mm}$$

$$\phi_y := 32 \text{ mm}$$

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

Utnyttelse aksiallast

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.586$$

Her er utnyttelsen så liten at den ikke påvirker momentkapasiteten i noen nevneverdig grad

$$d_x := b - c_{nom} - \phi_y - 32 \text{ mm} - \frac{\phi_y}{2} = 43.9 \text{ mm}$$

$$d_y := h - c_{nom} - \frac{\phi_x}{2} = ? \text{ mm}$$

$$M_{cd,x} := 0.167 \cdot f_{ck} \cdot h \cdot d_x^2 = ? \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{cd,y} := 0.167 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot d_y^2 = ? \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 75 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s,x} := \frac{M_{Ed,x}}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_{Ed,x}}{M_{cd,x}}\right) \cdot d_x \cdot f_{yd}} = 63 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering

$$A_{s,y} := \frac{M_{Ed,y}}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_{Ed,y}}{M_{cd,y}}\right) \cdot d_y \cdot f_{yd}} = 69 \text{ mm}^2$$

$$N_x := \text{ceil} \left(\frac{A_{s,x}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_y}{2}\right)^2} \right) = ?$$

$$N_y := \text{ceil} \left(\frac{A_{s,y}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_x}{2}\right)^2} \right) = 0.435$$

$$A_{s,min} := \max \left(0.2 \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}, 0.5 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}, 0.01 A_c \right) = 2 \text{ mm}^2$$

[NS-EN 1992: 9.2.1.1

$$A_{s,inlagt,x} := 2 \cdot N_x \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_y}{2}\right)^2 = 0.586 \text{ mm}^2$$

Innlagt armering på hver side
av tverrsnittet

$$A_{s,inlagt,y} := 2 \cdot N_y \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_x}{2}\right)^2 = 0.586 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,total} := A_{s,inlagt,x} + A_{s,inlagt,y} = ? \text{ mm}^2$$

Skjær

$$k_x := 1 + \sqrt[2]{\frac{200 \text{ mm}}{d_y}} = 0.435$$

$$k_y := 1 + \sqrt[2]{\frac{200 \text{ mm}}{d_x}} = 1.29$$

$$V_{min.x} := 0.035 \cdot k_x^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.486$$

[NS-EN 1992: 6.2.2]

$$V_{min.y} := 0.035 \cdot k_y^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} = 0.304$$

$$k_1 := 0.15$$

$$\sigma_{cp} := \frac{413 \text{ kN}}{A_c} = 0.413 \text{ MPa} \quad 0.2 \cdot f_{cd} = 3.969 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.min.x} := (V_{min.x} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b \cdot d_y = 466 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c.min.y} := (V_{min.y} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot h \cdot d_x = 346 \text{ kN}$$

Kontroll av skjær

$$V_{Rd.c.min.x} = 466 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.x} = 67.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c.min.y} = 346 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.y} = 364 \text{ kN}$$

Her er det behov for skjærarmering i broens sterke akse

Beregning av skjærarmering

[NS-EN 1992: 6.2.3]

Y-retning

$$h'_y := b - 2 \cdot c_{nom} - 2 \cdot \phi_y - 2 \cdot 32 \text{ mm} - 2 \cdot \frac{\phi_y}{2} = 2240 \text{ mm}$$

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h'_y = 1344 \text{ mm}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{w.min} := \frac{(0.1 \cdot \sqrt{35})^2}{500} = 0.001$$

[NS-EN 1992:NA9.2.2]

$$S_{max} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot h} = 477.923 \text{ mm}$$

Prøver med S lik 400mm

$$s := 400 \text{ mm}$$

$$z_y := 0.9 d_x = 2133 \text{ mm}$$

$$\theta := 21.8^\circ$$

$$V_{Rd.y} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z_y \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = 1311 \text{ kN}$$

[NS-EN 1992:6.2.3]

Bruker kam 12 cc400mm

Knekk lengde

[NS-EN 1992: 5.8.3.2]

x-retning

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

Fra innspenning i bunn av søylen

$$M := 3 \cdot \frac{E \cdot I}{L} \cdot \theta$$

$$k_1 := \max\left(\frac{\theta}{M} \cdot \frac{E \cdot I}{l}, 0.1\right) = 0.1$$

$$k_2 := 0.1$$

Tilnærmet fast innspent

$$l_{0,y} := 0.5 \cdot l \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0.45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0.45 + k_2}\right)} = 7.184 \text{ m}$$

Knekk lengde om broens y-akse

Fra innspenning i bunn av søylen

$$M := 3 \cdot \frac{E \cdot I}{L} \cdot \theta$$

$$k_1 := \max\left(\frac{\theta}{M} \cdot \frac{E \cdot I}{l}, 0.1\right) = 0.1$$

$$k_2 := \infty$$

Fritt forskyvelig

$$l_{0,x} := l \cdot \max\left(\sqrt[2]{1 + 10 \cdot \left(\frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}\right)}, \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)\right) = 26.524 \text{ m}$$

Knekk lengde om broens lengderetning

Slankhet

$$I_{c.x} := \frac{1}{12} \cdot h \cdot b^3 = 0.521 \text{ m}^4$$

Andreordens treghetsmoment om broens lengedretning

$$I_{c.y} := \frac{1}{12} \cdot b \cdot h^3 = 0.013 \text{ m}^4$$

Andreordens treghetsmoment om broens y-akse

$$i_x := \sqrt{\frac{I_{c.x}}{A_c}} = 0.722 \text{ m}$$

$$i_y := \sqrt{\frac{I_{c.y}}{A_c}} = 0.115 \text{ m}$$

$$\lambda_x := \frac{l_{0.x}}{i_x} = 36.753$$

[NS-EN 1992: 5.8.3.2]

$$\lambda_y := \frac{l_{0.y}}{i_y} = 62.213$$

$$\omega_x := \frac{f_{yd} \cdot A_{s.innlagt.x}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.282$$

$$\omega_y := \frac{f_{yd} \cdot A_{s.innlagt.y}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.151$$

$$n := \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.081$$

$$k_a := 1$$

Forenkling til sikker side

$$\lambda_{n.x} := \lambda_x \cdot \left(\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega_x} \right)^{\frac{1}{2}} = 8.369$$

Normalisert slankhet

$$\lambda_{n.y} := \lambda_y \cdot \left(\frac{n}{1 + 2 \cdot k_a \cdot \omega_y} \right)^{\frac{1}{2}} = 15.52$$

$$\varphi_{\infty.t0} := 1.854$$

Endelig kryptall

$$M_{0Eqp.x} := 3.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + N_{0Eqp.1} \cdot e_x = 50.083 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0Ed.x} := M_{Ed.x} = 5458.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0Eqp.y} := 40.5 \text{ kN} \cdot \text{m} + 559 \text{ kN} \cdot e_y = 59.787 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{0Ed.y} := M_{Ed.y} = 463.734 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\varphi_{ef.x} := \varphi_{\infty.t0} \cdot \frac{M_{0Eqp.x}}{M_{0Ed.x}} = 0.017$$

Effektivt kryptall

$$\varphi_{ef.y} := \varphi_{\infty.t0} \cdot \frac{M_{0Eqp.y}}{M_{0Ed.y}} = 0.239$$

$$A_{\varphi.x} := \min\left(\frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef.x})}, 1\right) = 1$$

$$A_{\varphi.y} := \min\left(\frac{1.25}{(1 + 0.2 \cdot \varphi_{ef.y})}, 1\right) = 1$$

$$\lambda_{n.lim.x} := 13 \cdot A_{\varphi.x} = 13$$

$$\lambda_{n.lim.y} := 13 \cdot A_{\varphi.y} = 13$$

[NS-EN 1992: NA.5.8.3.1]

Betingelsen for at andre ordens beregning ikke kreves gjennomført, kan ansees oppfylt dersom $\lambda_n \leq \lambda_{n.lim}$

$$\lambda_{n.x} = 8.369 \quad \blacksquare < \blacksquare \quad \lambda_{n.lim.x} = 13$$

$$\lambda_{n.y} = 15.52 \quad \blacksquare > \blacksquare \quad \lambda_{n.lim.y} = 13$$

Her må 2. ordens effekter tas med i beregningen, da søylen er utsatt for knekking om svak akse

Andre ordens eksentrisitet

[NS-EN 1992: 5.8.8.2]

$$\beta := 0.35 + \frac{f_{ck}}{200 \text{ MPa}} - \frac{\lambda_y}{150} = 0.11$$

$$\varphi_{ef,y} = 0.239$$

$$K_\varphi := \max((1 + \beta \cdot \varphi_{ef,y}), 1) = 1.026$$

$$n_u := 1 + \omega_y = 1.151$$

$$n = 0.081$$

$$n_{bal} := 0.4$$

$$K_r := \min\left(\frac{(n_u - n)}{(n_u - n_{bal})}, 1\right) = 1$$

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s} \cdot \text{mm} = 0.002$$

$$r_0 := \left(\frac{\varepsilon_{yd}}{0.45 \cdot d_y}\right)^{-1} = 70.38 \text{ m}$$

$$r := \left(\frac{K_r \cdot K_\varphi}{r_0}\right)^{-1} = 68.573 \text{ m}$$

$$e_2 := \frac{\frac{1}{r} \cdot (l_{0,y})^2}{10} = 75.256 \text{ mm}$$

$$M_2 := N_{Ed,2} \cdot e_2 = 98.226 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Kontrollerer armering:

$$M_{Ed}' := M_{Ed,y} + M_2 = 561.96 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{s,y}' := \frac{M_{Ed}'}{\left(1 - 0.18 \cdot \frac{M_{Ed}'}{M_{cd,y}}\right) \cdot d_y \cdot f_{yd}} = 4043.6 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s,imlagt,y}}{2} = 3455.752 \text{ mm}^2$$

Ser at vi må legge inn mer armering

$$N_y' := \text{ceil} \left(\frac{A_{s,y'}}{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing_x}{2} \right)^2} \right) = 13$$

$$A_{s,\text{innlagt},y'} := 2 \cdot N_y' \cdot \pi \cdot \left(\frac{\varnothing_x}{2} \right)^2 = 8168.141 \text{ mm}^2$$

Konklusjonen er at vi må legge inn 13 kam 20 stenger på hver side for moment om svak akse, og 8 kam 32 stenger på hver side for moment om sterk akse.

Søyle gjennom parkeringskjeller

Søylen vil også gjennom en parkeringskjeller før den treffer fundamentet den står på. Det virker normalt ingen laster på søylen i parkeringskjelleren, men det må regnes med en ulykkeslast, i tilfelle søylen blir påkjørt.

Starter med å kontrollere om søylen kan føres videre med samme armering.

$$F_u := 50 \text{ kN}$$

Ulykkeslast

$$V_{Rd.c.min.x} = 466 \text{ kN} \quad \geq \quad V_{Ed.x} + F_u = 117.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.y} = 1311 \text{ kN} \quad \geq \quad V_{Ed.y} + F_u = 414 \text{ kN}$$

Søylen har mer enn god nok kapasitet til å ta en ekstra skjærkraft på 50kN. Beholder derfor bøyer med cc 400mm

Parkeringskjelleren er ca. 2m høy. Dersom ulykkeslasten plasseres som en linjelast som virker 1m over gulv/1m under tak kan momentet den gir regnes ut som følger:

$$M_{u.1} := \frac{F_u \cdot 2 \text{ m}}{4} = 25 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Til sikker side}$$

$$M_{u.2} := \frac{F_u \cdot 1 \text{ m}^3}{(2 \text{ m})^2} = 12.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Det største momentet oppstår i felt, der det er lite moment ellers. Sjekker derfor heller om det går i toppen, hvor vi har maks moment i søylen.

$$A_s := \frac{M_{u.2}}{0.9 \cdot d_y \cdot f_{yd}} = 93.954 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.ledig} := \frac{A_{s.innlagt.y}}{2} - A_{s.y} = 155.657 \text{ mm}^2$$

Vi ser at ulykkeslasten går i bruddgrense, selv om utnyttelsen er rimelig høy. I realiteten skulle vi sjekket dette for en egen lastkombinasjon, og ville da fått betydelig lavere utnyttelse.

C-5

Fordeling av krefter fra bjelker til søyle

C-5.1

Armeringsbøyle i topp av søyle, pga. lastfordeling

Anntar at lasten fordeler seg etter 2,5m (samme som bredden av søylen)

$$h_s := 2.5 \text{ m}$$

$$b_s := 2500 \text{ mm}$$

$$b_b := 350 \text{ mm}$$

$$c := 100 \text{ mm}$$

$$F_z := 1028.06 \text{ kN}$$

(Største last påført fra bjelkene til søylen)

$$F_v := \frac{F_z}{2} = 514.03 \text{ kN}$$

$$X_h := \frac{b_s}{4} - \frac{b_b}{2} = 450 \text{ mm}$$

$$X_v := h_s - c = 2.4 \text{ m}$$

$$F_h := \frac{X_h}{X_v} \cdot F_v = 96.381 \text{ kN}$$

$$F := \sqrt{F_v^2 + F_h^2} = 522.988 \text{ kN}$$

$$S_f := F_h = 96.381 \text{ kN}$$

(Krefter som må tas av armering)

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s.min} := \frac{S_f}{f_{yd}} = 221.675 \text{ mm}^2$$

$$\phi_k := 12 \text{ mm}$$

(Tester med kam 12 jern)

$$r_{kam} := \frac{\phi_k}{2} = 6 \text{ mm}$$

$$n_{min} := \frac{A_{s.min}}{\pi \cdot r_{kam}^2} = 1.96$$

$$n := 4$$

(Velger å legge inn 2 kam 12 bøylar (gir 4 snitt) for å være til sikker side)

$$A_{s.innlagt} := \pi \cdot r_{kam}^2 \cdot n = 452.389 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s.min}}{A_{s.innlagt}} = 0.49 < 1,0 \text{ OK}$$

C-5.2

Knusing av betong under bjelke

$$f_{ck} := 35 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd} := 0.567 \cdot f_{ck} = 19.845 \frac{N}{mm^2}$$

$$b_b = 350 \text{ mm}$$

$$d_s := 400 \text{ mm}$$

$$A_c := b_b \cdot d_s = 0.14 \text{ m}^2$$

(Arealet av kontaktflaten mellom søyle og bjelke)

$$\sigma_c := \frac{F_v}{A_c} = 3.672 \frac{N}{mm^2}$$

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = 0.185 < 1,0 \text{ OK}$$

C-5.3

Trykksone bredde

$$F = 522.988 \text{ kN}$$

$$b_{tr} := \frac{F}{f_{cd} \cdot d_s} = 65.884 \text{ mm}$$

(Minste bredden trykksonen trenger for å unngå knusing av betongen)

$$b_{tr.max} := \frac{b_b}{2} = 175 \text{ mm}$$

$$\frac{b_{tr}}{b_{tr.max}} = 0.376 < 1,0 \text{ OK}$$

For at lastene fra bjelkene skal kunne fordele seg ned i søylen, blir det nødvendig med to kam 12 bøyler (fire snitt) i toppen av søylen

C-6

Fundament for betongalternativ

Beregninger basert på Intern rapport nr. 2374 fra statens vegvesen

$$N_{Ed} := (413 + 2.5 \cdot 0.4 \cdot 25 \cdot (12.157 + 2)) \text{ kN}$$

Minste aksiallast fra søyle

$$N_{Ed} = 767 \text{ kN}$$

$$N_{Ed.2} := (1597 + 6 \cdot 1.5 + 3 \cdot 1.05 + 2.5 \cdot 0.4 \cdot 25 \cdot 2) \text{ kN}$$

$$N_{Ed.2} = 1659 \text{ kN}$$

Største aksiallast fra søyle

$$M_{Ed.x} := \frac{(5339 + 4 \cdot 1.5 + 3 \cdot 1.05)}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} + \frac{50 \text{ kN} \cdot (1 \text{ m})^3}{(2 \text{ m})^2} \quad \text{Moment fra søye}$$

$$M_{Ed.x} = 2687 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y} := \frac{(121 + 64 \cdot 1.5 + 58 \cdot 1.05)}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} + \frac{50 \text{ kN} \cdot (1 \text{ m})^3}{(2 \text{ m})^2}$$

$$M_{Ed.y} = 151 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_x := (36.7 + 14 \cdot 1.5 + 10 \cdot 1.05) \text{ kN}$$

Skjærkraft fra søyle

$$V_x = 68.2 \text{ kN}$$

$$V_{x.2} := \frac{M_{Ed.y} \cdot 3}{3 \text{ m}} = 151 \text{ kN}$$

$$V_{x.3} := \frac{50}{2} \text{ kN}$$

$$V_{Ed.x} := V_x + V_{x.2} + V_{x.3} = 245 \text{ kN}$$

$$V_y := 365 \text{ kN}$$

$$V_{y.2} := \frac{M_{Ed.x} \cdot 3}{3 \text{ m}} = 2687 \text{ kN}$$

$$V_{y.3} := \frac{50}{2} \text{ kN}$$

$$V_{Ed.y} := V_y + V_{y.2} + V_{y.3} = 3077 \text{ kN}$$

$$b_{søyle} := 2500 \text{ mm}$$

Dimensjoner søyle

$$l_{søyle} := 400 \text{ mm}$$

$$b := 4000 \text{ mm}$$

Bredde fundament

$$l := 2000 \text{ mm}$$

Lengde fundament

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$$F_c := 100 \cdot 10^3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bergets trykkfasthet

$$F_h := 2000 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Bergets heftfasthet

$$\gamma_m := 2.00$$

Materialkoeffisient

$$\gamma_{anortosit} := 2800 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 27.468 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Bergets densitet

$$d_b := 32 \text{ mm}$$

Fjellboltens diameter

$$d_h := d_b + 10 \text{ mm} = 42 \text{ mm}$$

Borehullet diameter

$$f_{sy} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Stålets flytespenning

$$f_{tn} := 2.0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Hefstyrke mellom stål og B35 mørtel

$$f_{bf} := \frac{F_h}{\gamma_m} = 1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Hefstyrke mellom mørtel og berg

$$F_{c.1} := 10 \text{ MPa}$$

Redusert trykkfasthet for berg,
til sikker side

Dimensjonering av fundament

Momentet fra søylen må tas som kraftpar mellom trykk mot berg og strekk i fjellbolter

$$b' := b - 200 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{36}{2} \text{ mm} = 3.766 \text{ m}$$

$$P_x := \frac{M_{Ed.x}}{b'} = 713 \text{ kN}$$

$$\Delta b := \frac{P_x}{F_{c.1} \cdot l} = 35.669 \text{ mm}$$

$$l' := l - 200 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{2}{2} \text{ mm} = 1.783 \text{ m}$$

$$P_y := \frac{M_{Ed,y}}{l'} = 85 \text{ kN}$$

$$\Delta l := \frac{P_y}{F_{c,1} \cdot b} = 2.124 \text{ mm}$$

Nødvendige fjellbolter for moment

$$A_{s,x} := \frac{P_x}{\frac{f_{sy}}{\gamma_m}} = 2853.505 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,y} := \frac{P_y}{\frac{f_{sy}}{\gamma_m}} = 339.764 \text{ mm}^2$$

$$N_x := \left(\frac{A_{s,x}}{\pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2} \right) = 3.548$$

$$N_y := \left(\frac{A_{s,y}}{\pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2} \right) = 0.422$$

Her ville det ikke vært hensiktsmessig å bruke ett kam 32 jern, men det kommer flere som følge av skjærkraften.

Fjellbolter for skjærkraft

For skjærkraft antas det at det utsprengte fjellets ruhet gir en friksjonskoeffisient på 1. Det vil si at den samlede aksiallasten og kraften fra fjellboltene på fundaentet på bli like stor som den opptredende skjærkraften.

$$P_v := V_{Ed,x} + V_{Ed,y} = 3321 \text{ kN}$$

$$F_d := 0.25 \text{ m} \cdot 5.4 \text{ m} \cdot 5.4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 182.25 \text{ kN}$$

Antatt vekt av dekke som virker på søylen

$$F_f := 1 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 200 \text{ kN}$$

Fundamentets egenvekt

$$N_f := N_{Ed} + F_d + F_f = 1149 \text{ kN}$$

Permanent aksiallast som bidrar til friksjon

$$P_{v.Ed} := P_v - N_f = 2172 \text{ kN}$$

$$A_{s.v} := \frac{P_{v.Ed}}{\frac{f_{sy}}{\gamma_m}} = 8688.2 \text{ mm}^2$$

$$N_v := \left(\frac{A_{s.v}}{\pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2} \right) = 10.803$$

$$N_{tot} := \text{ceil}(N_x + N_y + N_v) = 15$$

Dette betyr at vi totalt trenger 15 kam 32 fjellbolter. Vi velger likevel å bruke 16, slik at det blir symmetrisk. Av disse må minst 4 ligge slik at de tar moment om x-aksen, og 1 ligge slik at den tar moment om y-aksen. Dette gjelder for hver side, da momentene kan virke begge veier. Derfor er plasseringen til 10 av boltene till en viss grad bestemt allerede. De resterende boltene trengs bare for å ta skjærkraft, og vil derfor fordeles jevnt langs langsiden.

Inngysingslengde

$$L_1 := \frac{d_b \cdot f_{sy}}{4 \cdot f_{tn}} = 2 \text{ m}$$

$$L_2 := \frac{d_b^2 \cdot f_{sy}}{4 \cdot f_{bf} \cdot d_h} = 3.048 \text{ m}$$

$$L := \max(L_1, L_2) = 3.048 \text{ m}$$

Inngysingsdybde

$$v := 45^\circ$$

$$F := 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 201.062 \text{ kN} \quad \text{Kraft per bolt}$$

$$V_{Ed} := \frac{F}{\gamma_{anortosit}} = 7.32 \text{ m}^3$$

$$D_x := 5 \text{ m}$$

$$D_y := 5 \text{ m}$$

$$d_x := \frac{2000 \text{ mm} - 2 \cdot 100 \text{ mm} - 32 \text{ mm}}{3} = 0.589 \text{ m}$$

$$d_y := \frac{4000 \text{ mm} - 2 \cdot 100 \text{ mm} - 32 \text{ mm}}{5} = 0.754 \text{ m}$$

$$V_x := d_x \cdot \frac{d_y}{2} \cdot (D_x - d_y) + d_x \cdot \left(D_x \cdot \frac{D_x}{2} - \frac{(0.5 \text{ m})^2}{2} \right) = 8.236 \text{ m}^3$$

$$V_y := d_y \cdot \frac{d_x}{2} \cdot (D_y - d_y) + d_y \cdot \left(D_y \cdot \frac{D_y}{2} - \frac{(0.5 \text{ m})^2}{2} \right) = 10.269 \text{ m}^3$$

Hulldybde

$$H_{d.x} := D_x + \frac{L}{2} + 0.15 \text{ m} = 6.674 \text{ m}$$

$$H_{d.y} := D_y + \frac{L}{2} + 0.15 \text{ m} = 6.674 \text{ m}$$

Beregning av skjærarmering

I den siste delen av søylen er det nødvendig å øke skjærarmeringen fra resten av søylen. Den nødvendige mengden beregnes her.

Y-retning

$$h'_y := b_{søyle} - 2 \cdot 50 \text{ mm} - 4 \cdot 32 \text{ mm} - 2 \cdot \frac{32 \text{ mm}}{2} = 2240 \text{ mm}$$

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h'_y = 1344 \text{ mm}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 226.195 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{w.min} := \frac{(0.1 \cdot \sqrt{35})}{500} = 0.001$$

$$S_{max} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot l_{søyle}} = 477.923 \text{ mm}$$

Prøver etter flere iterasjoner med S lik 150mm

$$s := 150 \text{ mm}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d_{x.søyle} := b_{søyle} - 50 \text{ mm} - 2 \cdot 32 \text{ mm} - \frac{32 \text{ mm}}{2} = 2.37 \text{ m}$$

$$z_y := 0.9 d_{x.søyle} = 2133 \text{ mm}$$

$$\theta := 21.8^\circ$$

$$V_{Rd.y} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z_y \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = 3496 \text{ kN}$$

Bruker kam 12 cc 150mm

Det er fortsatt ikke behov for skjærarmering for søylens svake akse

C-7

Fundament for stålalternativ

Beregninger basert på Intern rapport nr. 2374 fra statens vegvesen

$$N_{Ed} := (201.5 + 2 \cdot 2.4 \cdot 0.4 \cdot 25) \text{ kN}$$

Minste aksiallast fra søyle

$$N_{Ed} = 767 \text{ kN}$$

$$M_{Ed.x} := \frac{5029}{2} \text{ kN} \cdot \text{m} + \frac{50 \text{ kN} \cdot (1 \text{ m})^3}{(2 \text{ m})^2}$$

Moment fra søye

$$M_{Ed.x} = 1659 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.y} := 41 \text{ kN} \cdot \text{m} + \frac{50 \text{ kN} \cdot (1 \text{ m})^3}{(2 \text{ m})^2}$$

$$M_{Ed.y} = 2687 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$V_y := (214 + 225) \text{ kN}$$

Skjærkraft fra søyle

$$V_{y.2} := \frac{M_{Ed.x} \cdot 3}{3 \text{ m}} = 151 \text{ kN}$$

$$V_{y.3} := \frac{50}{2} \text{ kN}$$

$$V_{Ed.y} := V_y + V_{y.2} + V_{y.3} = 68 \text{ kN}$$

$$V_x := (10.5 + 4.5) \text{ kN}$$

$$V_{x.2} := \frac{M_{Ed.y} \cdot 3}{3 \text{ m}} = 54 \text{ kN}$$

$$V_{x.3} := \frac{50}{2} \text{ kN}$$

$$V_{Ed.x} := V_x + V_{x.2} + V_{x.3} = 68 \text{ kN}$$

$$b_{søyle} := 2200 \text{ mm}$$

Dimensjoner søyle

$$l_{søyle} := 400 \text{ mm}$$

$$b := 4000 \text{ mm}$$

Bredde fundament

$$l := 2000 \text{ mm}$$

Lengde fundament

$$h := 1000 \text{ mm}$$

$F_c := 100 \cdot 10^3 \frac{kN}{m^2}$	Bergets trykkfasthet
$F_h := 2000 \frac{kN}{m^2}$	Bergets heftfasthet
$\gamma_m := 2.00$	Materialkoeffisient
$\gamma_{anortosit} := 2800 \frac{kg}{m^3} \cdot 9.81 \frac{m}{s^2} = 27.468 \frac{kN}{m^3}$	Bergets densitet
$d_b := 32 \text{ mm}$	Fjellboltens diameter
$d_h := d_b + 10 \text{ mm} = 42 \text{ mm}$	Borehullet diameter
$f_{sy} := 500 \frac{N}{mm^2}$	Stålets flytespenning
$f_{tn} := 2.0 \frac{N}{mm^2}$	Hefstyrke mellom stål og B35 mørtel
$f_{bf} := \frac{F_h}{\gamma_m} = 42 \frac{N}{mm^2}$	Hefstyrke mellom mørtel og berg
$F_{c.1} := 10 \text{ MPa}$	Redusert trykkfasthet for berg, til sikker side

Dimensjonering av fundament

Momentet fra søylen må tas som kraftpar mellom trykk mot berg og strekk i fjellbolter

$$b' := b - 100 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{33}{2} \text{ mm} = 3.868 \text{ m}$$

$$P_x := \frac{M_{Ed.x}}{b'} = 1 \text{ kN}$$

$$\Delta b := \frac{P_x}{F_{c.1} \cdot l} = 100 \text{ mm}$$

$$l' := l - 100 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - \frac{1}{2} \text{ mm} = 3.766 \text{ m}$$

$$P_y := \frac{M_{Ed.y}}{l'} = 713 \text{ kN}$$

$$\Delta l := \frac{P_y}{F_{c.1} \cdot b} = 35.669 \text{ mm}$$

Nødvendige fjellbolter for moment

$$A_{s,x} := \frac{P_x}{\frac{f_{sy}}{\gamma_m}} = 2613.575 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,y} := \frac{P_y}{\frac{f_{sy}}{\gamma_m}} = 84.941 \text{ mm}^2$$

$$N_x := \left(\frac{A_{s,x}}{\pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2} \right) = 3.25$$

$$N_y := \left(\frac{A_{s,y}}{\pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2} \right) = 0.141$$

Her ville det ikke vært hensiktsmessig å bruke ett kam 32 jern, men det kommer flere som følge av skjærkraften.

Fjellbolter for skjærkraft

For skjærkraft antas det at det utsprengte fjellets ruhet gir en friksjonskoeffisient på 1. Det vil si at den samlede aksiallasten og kraften fra fjellboltene på fundametet på bli like stor som den opptredende skjærkraften.

$$P_v := V_{Ed,x} + V_{Ed,y} = 340 \text{ kN}$$

$$F_d := 0.25 \text{ m} \cdot 5.4 \text{ m} \cdot 5.4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 3.548 \text{ kN}$$

Antatt vekt av dekke som virker på søylen

$$F_f := 1 \text{ m} \cdot 2 \text{ m} \cdot 4 \text{ m} \cdot 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.422 \text{ kN}$$

Fundamentets egenvekt

$$N_f := N_{Ed} + F_d + F_f = 3321 \text{ kN}$$

Permanent aksiallast som bidrar til friksjon

$$P_{v.Ed} := P_v - N_f = 182 \text{ kN}$$

$$A_{s.v} := \frac{P_{v.Ed}}{\frac{f_{sy}}{\gamma_m}} = 200 \text{ mm}^2$$

$$N_v := \left(\frac{A_{s.v}}{\pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2} \right) = 12.199$$

$$N_{tot} := \text{ceil}(N_x + N_y + N_v) = 16$$

Dette betyr at vi totalt trenger 16 kam 32 fjellbolter. Av disse må minst 4 ligge slik at de tar moment om x-aksen, og 1 ligge slik at den tar moment om y aksen. Dette gjelder for hver side, da momentene kan virke begge veier. Derfor er plasseringen til 10 av boltene till en viss grad bestemt allerede. De resterende boltene trengs bare for å ta skjærkraft, og vil derfor fordeles jevnt langs ytterkant av fundamentet.

Inngysingslengde

$$L_1 := \frac{d_b \cdot f_{sy}}{4 \cdot f_{tn}} = 8.688 \cdot 10^3$$

$$L_2 := \frac{d_b^2 \cdot f_{sy}}{4 \cdot f_{bf} \cdot d_h} = 10.803$$

$$L := \max(L_1, L_2) = 15$$

Inngysingsdybde

$$v := 45^\circ$$

$$F := 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 3.048 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \text{Kraft per bolt}$$

$$V_{Ed} := \frac{F}{\gamma_{anortosit}} = 3.048 \text{ m} \cdot \text{m}^3$$

$$D_x := 5 \text{ m}$$

$$D_y := 5 \text{ m}$$

$$d_x := \frac{2000 \text{ mm} - 2 \cdot 100 \text{ mm} - 32 \text{ mm}}{3} = 7.32$$

$$d_y := \frac{4000 \text{ mm} - 2 \cdot 100 \text{ mm} - 32 \text{ mm}}{5} = 0.754 \text{ m}$$

$$V_x := d_x \cdot \frac{d_y}{2} \cdot (D_x - d_y) + d_x \cdot \left(D_x \cdot \frac{D_x}{2} - \frac{(0.5 \text{ m})^2}{2} \right) = 8.236 \text{ m}^3$$

$$V_y := d_y \cdot \frac{d_x}{2} \cdot (D_y - d_x) + d_y \cdot \left(D_y \cdot \frac{D_y}{2} - \frac{(0.5 \text{ m})^2}{2} \right) = 0.589 \text{ m} \cdot \text{m}^3$$

Hulldybde

$$H_{d,x} := D_x + \frac{L}{2} + 0.15 \text{ m} = 0.754 \text{ m}$$

$$H_{d,y} := D_x + \frac{L}{2} + 0.15 \text{ m} = 8.236$$

Beregning av skjærarmering

I den siste delen av søylen er det nødvendig å øke skjærarmeringen fra resten av søylen. Den nødvendige mengden beregnes her.

Y-retning

$$h'_y := b_{søyle} - 2 \cdot 50 \text{ mm} - 4 \cdot 32 \text{ mm} - 2 \cdot \frac{32 \text{ mm}}{2} = 10 \text{ mm}$$

$$s_{l.max} := 0.6 \cdot h'_y = 7 \text{ m} \cdot \text{mm}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{12 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 6.674 \text{ m} \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{w.min} := \frac{(0.1 \cdot \sqrt{35})}{500} = 2.24 \cdot 10^3$$

$$S_{max} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot l_{søyle}} = (1.344 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Prøver etter flere iterasjoner med S lik 150mm

$$s := 150 \text{ mm}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 0.001 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$d_{x.søyle} := b_{søyle} - 50 \text{ mm} - 2 \cdot 32 \text{ mm} - \frac{32 \text{ mm}}{2} = 477.923$$

$$z_y := 0.9 d_{x.søyle} = 1863 \text{ mm}$$

$$\theta := 21.8^\circ$$

$$V_{Rd.y} := \frac{A_{sw}}{s} \cdot z_y \cdot f_{yd} \cdot \cot(\theta) = 2 \text{ m} \cdot \text{kN} \quad \blacksquare > \blacksquare \quad V_{Ed.y} = 2991 \text{ kN}$$

Bruker kam 12 cc 150mm

Det er fortsatt ikke behov for skjærarmering for søylens svake akse

C-8

Fordeling av krefter i fundamentet

NS-EN 1992-1-1

C-8.1

Fordeling av strekkrefter fra fjellbolter i fundament

$$S_v := 201.1 \text{ kN} \quad (\text{Beregner for full utnyttelse av fjellbolt})$$

$$L_h := 758.51 \text{ mm} \quad (\text{Horisontallengde oppover på tegningen under})$$

(Horisontallengde bortover på tegningen under)

$$L_v := 775.31 \text{ mm} \quad (\text{Vertikallengde på tegningen under})$$

$$S_h := \frac{S_v}{L_v} \cdot L_h = 196.742 \text{ kN} \quad (\text{Horisontalkomponentet til den skrå trykkraften, altså strekk i forankringen av fjellbolten})$$

$$S_{h.bolt} := S_v = 201.1 \text{ kN}$$

$$S_{h.rest} := S_h - S_{h.bolt} = -4.358 \text{ kN}$$

Boltene trenger ikke full utnyttelse i horisontal retning. Derfor er det ikke nødvendig med bøyle i toppen av fundamentet for disse kreftene

Trykksone i betongen

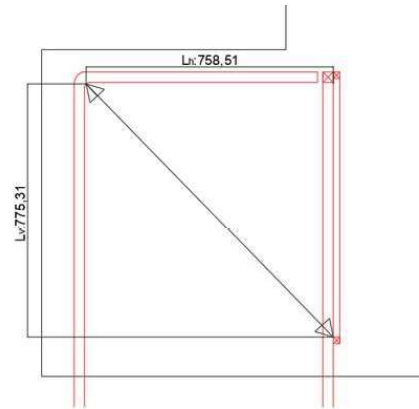
$$F := \sqrt{S_h^2 + S_v^2} = 281.334 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bet} := 10 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{ønsker å dimensjonere med relativt lav spenning i betongen}) \quad (\text{Tegning av lengdene i fundamentet})$$

$$A_{tr} := \frac{F}{\sigma_{bet}} = (2.813 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$b := \sqrt{A_{tr}} = 167.73 \text{ mm} \quad \text{OK, ser at det er god plass til trykksonen (} b/2 < \text{overdekning, t.s.s)}$$

Må forankre med $50 \cdot \phi$ for å få full utnyttelse. Det gir forankring på $50 \cdot 32 \text{ mm} = 1.6 \text{ m}$ (litt mye)
Regner på nøyaktig forankringslengde for å gi bedre plass i fundamentet



C-8.2

Forankringslengde av fjellbolter

NS-EN 1992-1-1 8.4.4

$$\phi := 32 \text{ mm} \quad (\text{Kam-diameter til fjellboltene})$$

$$\eta_1 := 1.0 \quad (\text{Regner gode forhold, pga stor overdekning})$$

$$\eta_2 := 1.0 \quad (\text{For } \phi < 1,0)$$

$$f_{ctk} := 2.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} := f_{ctk} \cdot 0.567 = 1.247 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} := 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.807 \text{ MPa}$$

$$S_{Rd} := S_h = 196.742 \text{ kN}$$

$$A_s := \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 804.248 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sd} := \frac{S_{Rd}}{A_s} = 244.629 \text{ MPa}$$

$$l_{b.rqd} := \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} = 697.284 \text{ mm} \quad \text{Settes til 700mm}$$

Fjellboltene må forankres med 700mm etter avbøyningen.

Videre må trykkreftene som oppstår fordeles slik at de tas av søylen

C-8.3

Fordeling av trykkreftene pga. strekk i fjellboltene

$$L_{h2} := 730 \text{ mm}$$

$$L_{v2} := 760 \text{ mm}$$

$$S_{v2} := S_v = 201.1 \text{ kN}$$

(Trykkrefter som oppstår på skrått i fundamentet)

$$S_{h2} := \frac{S_{v2}}{L_{v2}} L_{h2} = 193.162 \text{ kN}$$

$$S_{bøyle} := \max(S_{v2}, S_{h2}) = 201.1 \text{ kN}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s.bøyle} := \frac{S_{bøyle}}{f_{yd}} = 462.53 \text{ mm}^2$$

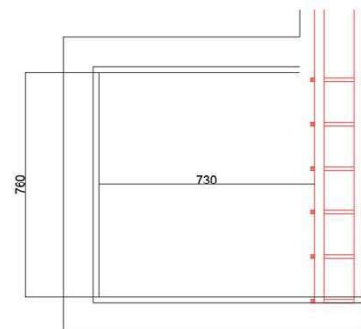
$$\phi_{bøyle} := 25 \text{ mm}$$

(Endres slik at det holder med én bøyle per bolt)

$$n_{bøyle} := \frac{A_{s.bøyle}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_{bøyle}}{2}\right)^2} = 0.942$$

Velger 1 $\phi 25$ bøyle

$$A_{s.innlagt.bøyle} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{bøyle}}{2}\right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$$



$$\frac{A_{s,bøyle}}{A_{s,innlagt.bøyle}} = 0.942 < 1,0 \text{ OK}$$

Trenger 1 $\phi 25$ bøyle for hver av de 4 boltene

Forankring av bøyle

$$\sigma_{sd,bøyle} := \frac{S_{bøyle}}{A_{s,innlagt.bøyle}} = 409.678 \text{ MPa}$$

$$l_{b,rqd,bøyle} := \frac{\phi_{bøyle}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd,bøyle}}{f_{bd}} = 912.292 \text{ mm}$$

Velger forankring på 920mm (må legges litt innimellom armeringen til søylen)

Trykksone i betongen

$$F_2 := \sqrt{S_{h2}^2 + S_{v2}^2} = 278.842 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bet} := 10 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{ønsker å dimensjonere med relativt lav spenning i betongen})$$

$$A_{tr,2} := \frac{F_2}{\sigma_{bet}} = (2.788 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

$$b := \sqrt{A_{tr,2}} = 166.986 \text{ mm} \quad \text{OK, ser at det er god plass til trykksonen (} b/2 < \text{overdekning, t.s.s)}$$

C-8.4

Fordeling av krefter fra trykk på fundamentet

$$F_{v3} := 713 \text{ kN} \quad (\text{Resultanten til trykksonen})$$

$$L_{h3} := 775.2 \text{ mm}$$

$$L_{v3} := 792 \text{ mm}$$

$$S_{h3} := \frac{F_{v3}}{L_{v3}} \cdot L_{h3} = 697.876 \text{ kN}$$

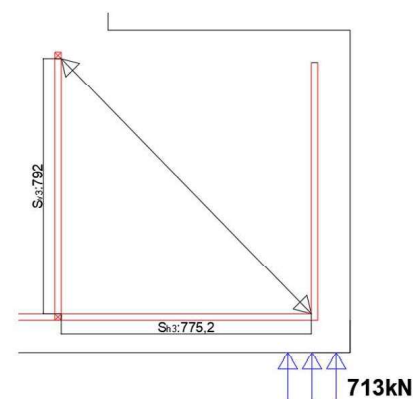
$$A_{s,3} := \frac{S_{h3}}{f_{yd}} = (1.605 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\phi_{bøyle,3} := 16 \text{ mm}$$

$$n_{3,min} := \frac{A_{s,3}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_{bøyle,3}}{2}\right)^2} = 7.983$$

$$n_3 := 8$$

(Trenger 8 snit $\phi 16$)



(Tegning av lengdene i fundamentet)

$$A_{s.innlagt.3} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{b\text{øyle.3}}}{2} \right)^2 \cdot 8 = (1.608 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s.3}}{A_{s.innlagt.3}} = 0.998 < 1,0 \text{ OK}$$

Forankring av bøyle

$$S_{b\text{øyle.3}} := \frac{S_{h3}}{n_3} = 87.234 \text{ kN}$$

$$A_{s.b\text{øyle.3}} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{b\text{øyle.3}}}{2} \right)^2 = 201.062 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sd.b\text{øyle.3}} := \frac{S_{b\text{øyle.3}}}{A_{s.b\text{øyle.3}}} = 433.869 \text{ MPa}$$

$$l_{b.rqd.b\text{øyle.3}} := \frac{\phi_{b\text{øyle.3}}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd.b\text{øyle.3}}}{f_{bd}} = 618.344 \text{ mm}$$

Velger å forankre med 650mm

Trykksone i betongen

$$F_3 := \sqrt{S_{h3}^2 + F_{v3}^2} = 997.697 \text{ kN}$$

$$\sigma_{bet} := 10 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{ønsker å dimensjonere med relativt lav spenning i betongen})$$

$$A_{tr.3} := \frac{F_3}{\sigma_{bet} \cdot 8} = (1.247 \cdot 10^4) \text{ mm}^2 \quad (\text{Deles på 8 for å gi areal per bøyle})$$

$$b := \sqrt{A_{tr.3}} = 111.675 \text{ mm} \quad \text{OK, ser at det er god plass til trykksonen (b/2 < overdekning, t.s.s)}$$

C-8.5

Fordeling av trykkreftene pga. trykk i fundamentet

$$L_{h4} := 730 \text{ mm}$$

$$L_{v4} := 760 \text{ mm}$$

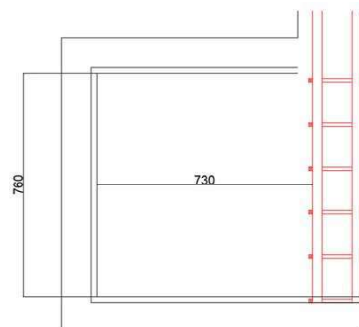
$$S_{v4} := \frac{F_{v3}}{n_3} = 89.125 \text{ kN}$$

(Trykkrefter som oppstår på skrått i fundamentet)

$$S_{h4} := \frac{S_{v4}}{L_{v4}} L_{h4} = 85.607 \text{ kN}$$

$$S_{b\text{øyle.4}} := \max(S_{v4}, S_{h4}) = 89.125 \text{ kN}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 434.783 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$



$$A_{s.bøyle.4} := \frac{S_{bøyle.4}}{f_{yd}} = 204.988 \text{ mm}^2$$

$$\phi_{bøyle.4} := 25 \text{ mm}$$

(Ønsker like bøyer som på strekk siden)

$$n_{bøyle.4} := \frac{A_{s.bøyle.4}}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_{bøyle.4}}{2}\right)^2} = 0.418$$

Velger 1 $\phi 25$ bøyle

$$A_{s.innlagt.bøyle.4} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{bøyle.4}}{2}\right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{s.bøyle.4}}{A_{s.innlagt.bøyle.4}} = 0.418 < 1,0 \text{ OK}$$

Trenger 1 $\phi 25$ bøyle for hver av bøyene som ikke går under bøylen

Ser fra tegningen at det trengs 2 $\phi 25$ bøyer på hver side (4 totalt), altså trengs det ikke flere enn de som allerede er dimensjonert.

$$n_4 := 4$$

Forankring av bøyle

$$A_{s.bøyle.4} := \pi \cdot \left(\frac{\phi_{bøyle.4}}{2}\right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sd.bøyle.4} := \frac{S_{bøyle.4}}{A_{s.bøyle.4}} = 181.564 \text{ MPa}$$

$$l_{b.rqd.bøyle.4} := \frac{\phi_{bøyle.4}}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd.bøyle.4}}{f_{bd}} = 404.316 \text{ mm} \quad (\text{Velger forankring på 920mm slik at bøyene er like på hver side})$$

Momentet om svak akse er relativt lite, derfor vil boltene som ikke ligger utenfor søylen kunne ta kreftene på egenhånd. Siden disse kreftene blir sendt rett til søylen vil det ikke være nødvendig med bøyer for å fordele kreftene. Det samme gjelder for trykkreftene. Likevel legges det inn 16 $\phi 12$ bøyer om svak akse som overflatearming, og for å ta skjærkreftene i fundamentet.

Boltene forankres med 700mm etter avbøyningen. Det legges inn 4 $\phi 25$ vertikal-U-bøyer på hver av kortsidene for å ta enten strekk eller trykk, avhengig av hvilke vei momentet går, med en forankring på 920mm. I tillegg legges det inn 8 $\phi 16$ horisontal-U-bøyer i fundamentets lengderetning og 16 $\phi 12$ horisontal-U-bøyer i fundamentets bredderetning, begge med en forankring på 650mm.

D-1 Krypberging i betongbjelke

Beregninger basert på NS-EN 1992-1-1+NA, tillegg B

$$t_0 := 28 \quad (\text{Dager})$$

$$t := 18262 \quad (\text{Dager})$$

$$f_{cm} := 43 \quad (\text{MPa})$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$RH := 70$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$h := 1200 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.42 \text{ m}^2$$

$$u := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 3.1 \text{ m}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 270.968 \text{ mm}$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 \text{ mm} \cdot \alpha_3, 1500 \text{ mm} \cdot \alpha_3 \right) \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\beta_H = 649.621$$

$$\beta_{ct,t_0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0.488$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm}}} = 2.562$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.345$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_0} = 1.683$$

$$\varphi_{t,t_0} := \varphi_0 \cdot \beta_{ct,t_0} = 1.665$$

$$t_{02} := 14$$

(Fjerner forskaling etter 14 dager)

$$\beta_{ct,t_{02}} := \left(\frac{t - t_{02}}{\beta_H + t - t_{02}} \right)^{0.3} = 0.99$$

$$\beta_{t_{02}} := \frac{1}{0.1 + t_{02}^{0.20}} = 0.557$$

$$\varphi_{02} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_{02}} = 1.919$$

$$\varphi_{t,t_{02}} := \varphi_{02} \cdot \beta_{ct,t_{02}} = 1.899$$

D-2 Krypberegning i betongdekke

Beregninger basert på NS-EN 1992-1-1+NA, tillegg B

$$t_0 := 28 \quad (\text{Dager})$$

$$t := 18262 \quad (\text{Dager})$$

$$f_{cm} := 43 \quad (\text{MPa})$$

$$\alpha_1 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7} \quad \alpha_2 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2} \quad \alpha_3 := \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5}$$

$$RH := 70$$

$$b := 1800 \text{ mm}$$

$$h := 150 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.27 \text{ m}^2$$

$$u := 2 \cdot b = 3.6 \text{ m}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 150 \text{ mm}$$

$$\beta_H := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 + 250 \text{ mm} \cdot \alpha_3, 1500 \text{ mm} \cdot \alpha_3 \right) \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\beta_H = 460.303$$

$$\beta_{ct,t_0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.993$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0.488$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm}}} = 2.562$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.429$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_0} = 1.788$$

$$\varphi_{t,t_0} := \varphi_0 \cdot \beta_{ct,t_0} = 1.775$$

$$t_{02} := 14$$

(Fjerner forskaling etter 14 dager)

$$\beta_{ct,t_{02}} := \left(\frac{t - t_{02}}{\beta_H + t - t_{02}} \right)^{0.3} = 0.993$$

$$\beta_{t_{02}} := \frac{1}{0.1 + t_{02}^{0.20}} = 0.557$$

$$\varphi_{02} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_{02}} = 2.039$$

$$\varphi_{t,t_{02}} := \varphi_{02} \cdot \beta_{ct,t_{02}} = 2.024$$

D-3 Krypberegning i betongsøyle

Beregninger basert på NS-EN 1992-1-1+NA, tillegg B

$$t_0 := 28 \quad (\text{Dager})$$

$$t := 18262 \quad (\text{Dager})$$

$$f_{cm} := 43 \quad (\text{MPa})$$

$$\alpha1 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} \quad \alpha2 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} \quad \alpha3 := \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.5}$$

$$RH := 70$$

$$b := 2500 \text{ mm}$$

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 1 \text{ m}^2$$

$$u := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 5.8 \text{ m}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 344.828 \text{ mm}$$

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 + 250 \text{ mm} \cdot \alpha3, 1500 \text{ mm} \cdot \alpha3\right) \cdot \frac{1}{\text{mm}}$$

$$\beta_H = 765.214$$

$$\beta_{ct,t0} := \left(\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.988$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0.488$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt[2]{f_{cm}}} = 2.562$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{\frac{h_0}{\text{mm}}}} \cdot \alpha1\right) \cdot \alpha2 = 1.315$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_0} = 1.646$$

$$\varphi_{t,t_0} := \varphi_0 \cdot \beta_{ct,t_0} = 1.626$$

$$t_{02} := 14$$

(Fjerner forskaling etter 14 dager)

$$\beta_{ct,t_{02}} := \left(\frac{t - t_{02}}{\beta_H + t - t_{02}} \right)^{0.3} = 0.988$$

$$\beta_{t_{02}} := \frac{1}{0.1 + t_{02}^{0.20}} = 0.557$$

$$\varphi_{02} := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t_{02}} = 1.877$$

$$\varphi_{t,t_{02}} := \varphi_{02} \cdot \beta_{ct,t_{02}} = 1.854$$

D-4 Horisontale deformasjoner i felt av betongbjelke

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Betongkonstruksjoner, formler og diagrammer fra HIB 2011

$$\varphi := 1.665$$

Nyttelast påføres etter 28 dager

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 12758 \frac{N}{mm^2}$$

Egenlast
Langtidsdel av variable laster

$$E_{c2} := E_{cm} = 34000 \frac{N}{mm^2}$$

Korttidsdel av variable laster

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_s := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 2413 \text{ mm}^2$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$d := 1134 \text{ mm}$$

$$L := 18.683 \text{ m}$$

$$q_{tot} := 12.68 \frac{kN}{m}$$

$$\Psi_1 := 0.7$$

$$\Psi_2 := 0.6$$

$$q_1 := \Psi_2 \cdot q_{tot} = 7.608 \frac{kN}{m}$$

$$q_2 := (\Psi_1 - \Psi_2) \cdot q_{tot} = 1.268 \frac{kN}{m}$$

$$E_{c.middel} := \frac{q_1 + q_2}{\frac{q_1}{E_{c1}} + \frac{q_2}{E_{c2}}} = 14008 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.087$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.339$$

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (2.598 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{c.middel} \cdot I_c = (3.64 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$M_B := \frac{(q_1 + q_2) \cdot (8.14 \text{ m})^2}{2} = 294 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_0 := \frac{(q_1 + q_2) \cdot L^2}{8} = 387 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\kappa := \frac{M_B}{M_0} = 0.759$$

$$\eta := 18.2$$

Fra tabell i
Betongkonstruksjoner, formler
og diagrammer fra Høgskolen i
Bergen 2011

$$w := \frac{M_0 \cdot L^2}{EI \cdot \eta} = 20 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{350} = 53 \text{ mm}$$

Krav fra håndbok N400

Horisontal deformasjon for feltet blir 20mm. Dette er innenfor kravet, og dermed uproblematisk

D-5 Vertikale deformasjoner i felt av betongbjelke

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Betongkonstruksjoner, formler og diagrammer fra HIB 2011
NS-EN 1992-1-1

$$\varphi_1 := 1.899 \quad \text{Egenlast}$$

$$\varphi_2 := 1.665 \quad \text{Nyttelast påføres etter 28 dager}$$

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = 11728 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Egenlast}$$

$$E_{c2} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = 12758 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Langtidsdel av variable laster}$$

$$E_{c3} := E_{cm} = 34000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Korttidsdel av variable laster}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_s := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 2413 \text{ mm}^2$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$d := 1134 \text{ mm}$$

$$L := 18.683 \text{ m}$$

$$g_k := (2 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} + 0.15 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m}) \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 0.3 \frac{kN}{m^2} \cdot (2.5 + 1.5 + 1.5) \text{ m}$$

$$g_k = 29.4 \frac{kN}{m}$$

$$q_n := 4.5 \frac{kN}{m}$$

$$q_s := 2.5 \frac{kN}{m}$$

$$q_v := 2.514 \frac{kN}{m}$$

$$q_{tot} := q_n + q_s + q_v = 9.514 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\Psi_1 := 0.7$$

$$\Psi_2 := 0.6$$

$$q_1 := g_k = 29.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := \Psi_2 \cdot q_{tot} = 5.708 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_3 := (\Psi_1 - \Psi_2) \cdot q_{tot} = 0.951 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$E_{c.middel} := \frac{q_1 + q_2 + q_3}{\frac{q_1}{E_{c1}} + \frac{q_2}{E_{c2}} + \frac{q_3}{E_{c3}}} = 12092 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.101$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.359$$

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (2.896 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{c.middel} \cdot I_c = (3.501 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$M_B := \frac{g_k \cdot (8.14 \text{ m})^2}{2} = 974 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_0 := \frac{(q_1 + q_2 + q_3) \cdot L^2}{8} = 1573 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\kappa := \frac{M_B}{M_0} = 0.619$$

$$\eta := 14.9$$

Fra tabell i
Betongkonstruksjoner, formler
og diagrammer fra Høgskolen i
Bergen 2011

$$w := \frac{M_0 \cdot L^2}{EI \cdot \eta} = 105 \text{ mm}$$

$$w_o := 60 \text{ mm}$$

Forskalt overhøyde

$$w_{res} := w - w_o = 45 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{350} = 53 \text{ mm}$$

Krav fra håndbok N400

Vertikal deformasjon for feltet blir 45mm. Dette er innenfor kravet, og dermed uproblematisk

D-6 Vurdering av overhøyde i felt

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Betongkonstruksjoner, formler og diagrammer fra HIB 2011

$$\varphi_1 := 1.899 \quad \text{Egenlast}$$

$$\varphi_2 := 1.665 \quad \text{Nyttelast påføres etter 28 dager}$$

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = 11728 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Egenlast}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_s := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 2413 \text{ mm}^2$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$d := 1134 \text{ mm}$$

$$L := 18.683 \text{ m}$$

$$g_k := (2 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} + 0.15 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m}) \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 27.75 \frac{kN}{m}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{c1}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.104$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.363$$

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = (2.961 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{c1} \cdot I_c = (3.472 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$M_B := \frac{g_k \cdot (8.14 \text{ m})^2}{2} = 919 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_0 := \frac{g_k \cdot L^2}{8} = 1211 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\kappa := \frac{M_B}{M_0} = 0.759$$

$$\eta := 18.1$$

Fra tabell i
Betongkonstruksjoner,
formler og diagrammer fra
Høgskolen i Bergen 2011

$$w := \frac{M_0 \cdot L^2}{EI \cdot \eta} = 67 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{250} = 75 \text{ mm}$$

Velger å forskale med 60mm overhøyde

D-7 Horisontale deformasjoner i utkragende betongbro

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Betongkonstruksjoner, formler og diagrammer fra HIB 2011
NS-EN 1992

$\varphi := 1.665$ Last påføres etter 28 dager

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 12758 \frac{N}{mm^2}$$
 Langtidsdel av vind

$$E_{c2} := E_{cm} = 34000 \frac{N}{mm^2}$$
 Korttidsdel av vind

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_s := 4 \cdot \pi \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 804 \text{ mm}^2$$

$$b := 150 \text{ mm}$$

$$d := 2442 \text{ mm}$$

$$L := 8.14 \text{ m}$$

$$q_{tot} := 12.68 \frac{kN}{m}$$
 Total kraft fra vindlast i toppen av søylen, fra robot

$$\Psi_1 := 0.7$$

$$\Psi_2 := 0.6$$

$$q_1 := \Psi_2 \cdot q_{tot} = 7.608 \frac{kN}{m}$$

$$q_2 := (\Psi_1 - \Psi_2) \cdot q_{tot} = 1.268 \frac{kN}{m}$$

$$E_{c.middel} := \frac{q_1 + q_2}{\frac{q_1}{E_{c1}} + \frac{q_2}{E_{c2}}} = 14008 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.031$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.221$$

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (4.941 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{c.middel} \cdot I_c = (6.922 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$w := \frac{(q_1 + q_2) \cdot L^4}{8 \cdot EI} = 7 \text{ mm}$$

D-8 Vertikale deformasjoner i utkragende betongbjelke

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Betongkonstruksjoner, formler og diagrammer fra HIB 2011
NS-EN 1992-1-1

$$\varphi_1 := 1.899 \quad \text{Egenlast}$$

$$\varphi_2 := 1.665 \quad \text{Nyttelast påføres etter 28 dager}$$

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = 11728 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Egenlast}$$

$$E_{c2} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = 12758 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Langtidsdel av variable laster}$$

$$E_{c3} := E_{cm} = 34000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Korttidsdel av variable laster}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_s := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 2413 \text{ mm}^2$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$d := 1116 \text{ mm}$$

$$L := 8.14 \text{ m}$$

$$g_k := (2 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} + 0.15 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m}) \cdot 25 \frac{kN}{m^3} + 0.3 \frac{kN}{m^2} \cdot (2.5 + 1.5 + 1.5) \text{ m}$$

$$g_k = 29.4 \frac{kN}{m}$$

$$q_n := 4.5 \frac{kN}{m}$$

$$q_s := 2.5 \frac{kN}{m}$$

$$q_v := 2.514 \frac{kN}{m}$$

$$q_{tot} := q_n + q_s + q_v = 9.514 \frac{kN}{m}$$

$$\Psi_1 := 0.7$$

$$\Psi_2 := 0.6$$

$$q_1 := g_k = 29.4 \frac{kN}{m}$$

$$q_2 := \Psi_2 \cdot q_{tot} = 5.708 \frac{kN}{m}$$

$$q_3 := (\Psi_1 - \Psi_2) \cdot q_{tot} = 0.951 \frac{kN}{m}$$

$$E_{c.middel} := \frac{q_1 + q_2 + q_3}{\frac{q_1}{E_{c1}} + \frac{q_2}{E_{c2}} + \frac{q_3}{E_{c3}}} = 12092 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.144$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.411$$

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (3.552 \cdot 10^{10}) mm^4$$

$$EI := E_{c.middel} \cdot I_c = (4.295 \cdot 10^{14}) N \cdot mm^2$$

$$w := \frac{(q_1 + q_2 + q_3) \cdot L^4}{8 \cdot EI} = 46 mm$$

$$w_o := 30 mm$$

Forskalt overhøyde

$$w_{res} := w - w_o = 16 mm$$

$$\frac{L}{350} = 23 mm$$

Vertikal deformasjon for utkrageren blir 16mm. Dette er helt problematisk

D-9 Vurdering av overhøyde i utkragende betongbjelke

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Betongkonstruksjoner, formler og diagrammer fra HIB 2011

$$\varphi_1 := 1.899 \quad \text{Egenlast}$$

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = ? \frac{N}{mm^2} \quad \text{Egenlast}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_s := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 3394 \text{ mm}^2$$

$$b := 350 \text{ mm}$$

$$d := 1116 \text{ mm}$$

$$L := 8.14 \text{ m}$$

$$g_k := (2 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m} + 0.15 \text{ m} \cdot 1.8 \text{ m}) \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = ? \frac{kN}{m}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{c1}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.148$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.416$$

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) \cdot b \cdot d^3 = (3.626 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{c1} \cdot I_c = (4.253 \cdot 10^{14}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$w := \frac{g_k \cdot L^4}{8 \cdot EI} = 36 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{250} = 33 \text{ mm}$$

Velger å forskale med 30mm overhøyde

D-10 Vertikale deformasjoner i betongdekke

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Betongkonstruksjoner, formler og diagrammer fra HIB 2011

$$\varphi_1 := 2.024$$

Egenlast

$$\varphi_2 := 1.775$$

Nyttelast påføres etter 28 dager

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_1} = 11243 \frac{N}{mm^2}$$

Egenlast

$$E_{c2} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_2} = 12252 \frac{N}{mm^2}$$

Langtidsdel av variable laster

$$E_{c3} := E_{cm} = 34000 \frac{N}{mm^2}$$

Korttidsdel av variable laster

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_s := 3 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 + 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 3394 \text{ mm}^2$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$d := 75 \text{ mm}$$

$$L := 1.8 \text{ m}$$

$$g_k := (0.15 \text{ m} \cdot 1 \text{ m}) \cdot 25 \frac{kN}{m^3} = 3.75 \frac{kN}{m}$$

$$q_n := 5 \frac{kN}{m^2} \cdot 1 \text{ m} = 5 \frac{kN}{m}$$

$$q_{tot} := q_n = 5 \frac{kN}{m}$$

$$\Psi_1 := 0.7$$

$$\Psi_2 := 0.6$$

$$q_1 := g_k = 3.75 \frac{kN}{m}$$

$$q_2 := \Psi_2 \cdot q_{tot} = 3 \frac{kN}{m}$$

$$q_3 := (\Psi_1 - \Psi_2) \cdot q_{tot} = 0.5 \frac{kN}{m}$$

$$E_{c,middel} := \frac{q_1 + q_2 + q_3}{\frac{q_1}{E_{c1}} + \frac{q_2}{E_{c2}} + \frac{q_3}{E_{c3}}} = 12224 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{c,middel}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.74$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2} \cdot r_1 - r_1 = 0.684$$

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (7.62 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{c,middel} \cdot I_c = (9.314 \cdot 10^{11}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$w := \frac{5}{384} \cdot \frac{(q_1 + q_2 + q_3) \cdot L^4}{EI} = 1 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{350} = 5.143 \text{ mm}$$

Vertikal deformasjon for dekket blir 1 mm. Dette er mindre enn deformasjonskravet.

D-11 Defomasjoner i betongsøyle

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Betongkonstruksjoner, formler og diagrammer fra HIB 2011

$\varphi := 1.626$ Last påføres etter 28 dager

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{c1} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = 12947 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Langtidsdel av vind}$$

$$E_{c2} := E_{cm} = 34000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Korttidsdel av vind}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_s := 8 \cdot \pi \cdot \left(\frac{32 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 6434 \text{ mm}^2$$

$$b := 400 \text{ mm}$$

$$d := 2370 \text{ mm}$$

$$L := 12.157 \text{ m}$$

$$q_{tot} := 242 \text{ kN} \quad \text{Total kraft fra vindlast i toppen av søylen, fra robot}$$

$$\Psi_1 := 0.7$$

$$\Psi_2 := 0.6$$

$$q_1 := \Psi_2 \cdot q_{tot} = 145.2 \text{ kN}$$

$$q_2 := (\Psi_1 - \Psi_2) \cdot q_{tot} = 24.2 \text{ kN}$$

$$E_{c.middel} := \frac{q_1 + q_2}{\frac{q_1}{E_{c1}} + \frac{q_2}{E_{c2}}} = 14204 \frac{N}{mm^2}$$

$$r_1 := \frac{E_s}{E_{c.middel}} \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.096$$

$$\alpha := \sqrt[2]{r_1^2 + 2 r_1} - r_1 = 0.352$$

$$I_c := \frac{1}{2} \alpha^2 \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot b \cdot d^3 = (2.911 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

$$EI := E_{c.middel} \cdot I_c = (4.135 \cdot 10^{15}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

$$w := \frac{(q_1 + q_2) \cdot L^3}{3 \cdot EI} = 25 \text{ mm}$$

$$\frac{L}{350} = 35 \text{ mm}$$

D-12 Risskontroll bjelke i felt

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Håndbok N400
NS-EN 1992-1-1

Riss kontrolleres for kombinasjon tilnærmet permanent i henhold til håndbok N400. Faktorene er også hentet fra denne.

$$\Psi_{1.1} := 0.5$$

$$\Psi_{2.1} := 0.2$$

$$L_{utkr} := 8.14 \text{ m}$$

$$L_{felt} := 18.683 \text{ m}$$

$$g_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (1.8 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} + 2 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m}) + 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2.5 + 1.5 + 1.5) \text{ m}$$

$$g_k = 29.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_n := 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{v.z} := 2.514 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_s := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_k := \Psi_{1.1} \cdot q_n + \Psi_{2.1} \cdot q_{v.z} + \Psi_{2.1} \cdot q_s = 3.253 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{sls} := g_k + q_k$$

$$M_{sls.1} := \frac{q_{sls} \cdot L_{felt}^2}{8} - \frac{q_{sls} \cdot L_{utkr}^2}{2} = 343 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.1} := 867 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s.n\ddot{o}dvendig.1} := 1869.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.innlagt.1} := 2412.7 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{sls} := \frac{M_{sls.1}}{M_{Ed.1}} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{s.nodvendig.1}}{A_{s.innlagt.1}} = 133.243 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$c := 50 \text{ mm}$$

$$\phi := 32 \text{ mm}$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$d := 1134 \text{ mm}$$

$$h := 1200 \text{ mm}$$

$$\varphi_{eff} := 1.9$$

$$E_c := \frac{34000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1 + \varphi_{eff}} = 11724 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$r_1 := \frac{200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{E_c} \cdot \frac{A_{s.innlagt.1}}{d \cdot 350 \text{ mm}} = 0.104$$

$$\alpha := \sqrt{r_1^2 + 2 \cdot r_1} - r_1 = 0.454$$

$$x := \alpha \cdot d = 0.515 \text{ m}$$

$$h_{c.ef} := \min\left(2.5 (h-d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2}\right) = 0.165 \text{ m}$$

$$A_{c.ef} := h_{c.ef} \cdot 350 \text{ mm}$$

$$\rho_{p.ef} := \frac{A_{s.innlagt.1}}{A_{c.ef}} = 0.042$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p.ef}} = 300.211 \text{ mm}$$

$$E_s := 200000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$E_{cm} := 34000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.882$$

$$k_t := 0.4$$

$$f_{ct.ef} := 3.2 \text{ MPa}$$

Forventes etter 28 døgn

$$\varepsilon := \max\left(\frac{\sigma_{sls} - k_t \cdot \frac{f_{ct.ef}}{\rho_{p.ef}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.ef})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{sls}}{E_s}\right) = 4.754 \cdot 10^{-4}$$

$$0.6 \cdot \frac{\sigma_{sls}}{E_s} = 0$$

$$w_k := s_{r.max} \cdot \varepsilon = 0.143 \text{ mm}$$

■<■

$$0.375 \text{ mm}$$

Ok, i henhold til NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Tabell 7.1N

D-13 Risskontroll bjelke over opplager

Beregninger basert på Undervisning i faget BYG106 betongkonstruksjoner
Håndbok N400
NS-EN 1992-1-1

Riss kontrolleres for kombinasjon tilnærmet permanent i henhold til håndbok N400. Faktorene er også hentet fra denne.

$$\Psi_{1.1} := 0.5$$

$$\Psi_{2.1} := 0.2$$

$$L_{utkr} := 8.14 \text{ m}$$

$$L_{felt} := 18.683$$

$$g_k := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (1.8 \text{ m} \cdot 0.15 \text{ m} + 2 \cdot 1.2 \text{ m} \cdot 0.35 \text{ m}) + 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (2.5 + 1.5 + 1.5) \text{ m}$$

$$g_k = 29.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_n := 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{v.z} := 2.514 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_s := 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_k := \Psi_{1.1} \cdot q_n + \Psi_{2.1} \cdot q_{v.z} + \Psi_{2.1} \cdot q_s = 3.253 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{sls} := g_k + q_k$$

$$M_{sls.1} := \frac{q_{sls} \cdot L_{utkr}^2}{2} = 1082 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.1} := 1177 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{yd} := \frac{500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.15} = 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s,n\ddot{o}dvendig,1} := 2646.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,innlagt,1} := (3394.5 + \pi \cdot 12.5^2) \text{ mm}^2$$

Med et ekstra kam 25 jern

$$\sigma_{sls} := \frac{M_{sls,1}}{M_{Ed,1}} \cdot f_{yd} \cdot \frac{A_{s,n\ddot{o}dvendig,1}}{A_{s,innlagt,1}} = 272.171 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$c := 50 \text{ mm}$$

$$\phi := \frac{3 \cdot (32 \text{ mm})^2 + 3 \cdot (25 \text{ mm})^2}{3 \cdot 32 \text{ mm} + 3 \cdot 25 \text{ mm}} = 28.93 \text{ mm}$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$\phi_{h,1} := 32 \text{ mm}$$

$$\phi_{h,2} := 25 \text{ mm}$$

$$d := 1200 \text{ mm} - c - \frac{\phi_{h,1}}{2} - \frac{\left(\pi \cdot \left(\frac{\phi_{h,1}}{2} \right)^2 \cdot 3 \cdot \text{mm} + \left(\frac{\phi_{h,1}}{2} + 32 \text{ mm} + \frac{\phi_{h,2}}{2} \right) \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi_{h,2}}{2} \right)^2 \cdot 3 \right)}{\pi \cdot \left(\frac{\phi_{h,1}}{2} \right)^2 \cdot 3 + \pi \cdot \left(\frac{\phi_{h,2}}{2} \right)^2 \cdot 3}$$

$$d = 1110 \text{ mm}$$

$$h := 1200 \text{ mm}$$

$$\varphi_{eff} := 1.9$$

$$E_c := \frac{34000 \frac{N}{\text{mm}^2}}{1 + \varphi_{eff}} = 11724 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$r_1 := \frac{200000 \frac{N}{mm^2}}{E_c} \cdot \frac{A_{s.innlagt.1}}{d \cdot 350 \text{ mm}} = 0.171$$

$$\alpha := \sqrt{r_1^2 + 2 \cdot r_1} - r_1 = 0.545$$

$$x := \alpha \cdot d = 0.605 \text{ m}$$

$$h_{c.ef} := \min\left(2.5 (h-d), \frac{h-x}{3}, \frac{h}{2}\right) = 0.198 \text{ m}$$

$$A_{c.ef} := h_{c.ef} \cdot 350 \text{ mm}$$

$$\rho_{p.ef} := \frac{A_{s.innlagt.1}}{A_{c.ef}} = 0.056$$

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + \frac{k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi}{\rho_{p.ef}} = 257.882 \text{ mm}$$

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

$$E_{cm} := 34000 \frac{N}{mm^2}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{cm}} = 5.882$$

$$k_t := 0.4$$

$$f_{ct.ef} := 3.2 \text{ MPa}$$

Forventes etter 28 døgn

$$\varepsilon := \max\left(\frac{\sigma_{sls} - k_t \cdot \frac{f_{ct.ef}}{\rho_{p.ef}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p.ef})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{sls}}{E_s}\right) = 0.001$$

$$0.6 \cdot \frac{\sigma_{sls}}{E_s} = 0.001$$

$$w_k := s_{r.max} \cdot \varepsilon = 0.312 \text{ mm}$$

■ ≤ ■

$$0.375 \text{ mm}$$

Ok, i henhold til NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Tabell 7.1N

E-1 Tilbud betongbro



Jonas, Per og Jarle

Att.: Jarle Berntsen

Deres ref:JB

Deres epost av: 24042019

Vår ref: TAS

Sted/Dato

Bergen/07.05.2019

TILBUD – BETONGBRO – BETONG- OG GLASSARBEIDER

Vi har herved gleden av å inngi tilbud på utførelse av ovennevnte arbeider på bakgrunn av mottatte beskrivelser, tegninger og avklaringer.

Arbeidet tilbys utført for sum (eks. mva.):

Sum: 2 132 736,-

Timepris for regningsarbeider inkl. dekning av indirekte kostnader, risiko og fortjeneste, men eks. mva.:

Betongarbeider: 590,-

Påslag for materialer og andre kostander: 10%

Tilbudet er basert på NS 8405 og omfatter alle arbeider i henhold til mottatt tilbudsmateriale med de presiseringer og endringer som fremkommer av dette tilbudet.

Tilbudet er begrenset til beskrevne arbeider i vedlagt masseoppsett, pris avregnes etter utførte mengder.

Tilbudet er gyldig i 90 dager fra d.d.



Tilbud er begrenset til de ytelser og kvaliteter som fremgår av vedlagt masseoppsett med følgende presiseringer:

Tilbudet forutsetter at oppdragsgiver holder felles rigg og drift med:
Vann og elektrisk kraft fra provisorisk hovedopplegg fremlagt til byggegrøp
Generell belysning for den alminnelig ferdsel

Tilbudet forutsetter at det er kjørbart tilkomst med kranbil og betongbil frem til arbeidsstedet.

Har lagt reisen for brodekket i posten for dekkeforskaling.

Vi håper at tilbudet er tilstrekkelig for deres vurdering, og ser frem til å høre fra dem.

Med vennlig hilsen
Strand AS



.....
Tor Anders Sognnes
Siv. Ing.

Vedlegg: Priset beskrivelse, Priset postliste, Pristilbud i xml-format, Pristilbud i gap-format.

E-2 Priset beskrivelse betong

Beskrivelse

Strand AS

Skrevet ut 07.05.2019 klokken 10:41 av Tor Anders

Prosjekt	2019-0xx Betongbro	Side 1 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ	
Byggherre		

Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
1	Betongbro Denne beskrivelsen er basert på NS 3420. Tegninger og beskrivelse utfyller hverandre. Ved uoverstemmelser gjelder beskrivelsen fremfor tegninger.				

Sum denne side eksl. mva. 0,00

Sum eksl. mva. 0,00

Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ eksl. mva. 0,00

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 2 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	01 Etablering, drift og avvikling av bygge- eller anleggsplassen				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
01.1	Generelt				
	I dette kapittel spesifiseres rigg og driftskostnader for arbeider knyttet til denne entreprise.				
01.2	AV1 Etablering av bygge- eller anleggsplass for eget kontraktarbeid - komplett	RS	1,00	25 850,00	25 850,00
	Andre krav: Nei				
01.3	AV2 Drift av bygge- eller anleggsplass for eget kontraktarbeid - komplett	RS	1,00	251 634,90	251 634,90
	Andre krav: Nei				
01.4	AV3 Avvikling av bygge- eller anleggsplass for eget kontraktarbeid - komplett	RS	1,00	19 800,00	19 800,00
	Andre krav: Nei				
Sum denne side eksl. mva.					297 284,90
Sum kapittel 01 Etablering, drift og avvikling av bygge- eller anleggsplassen eksl. mva.					297 284,90
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ eksl. mva.					297 284,90

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 3 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	02 Grunnarbeid				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
02.1	Generelt Dette kapitlet gjelder grunnarbeid knyttet til denne entreprise. All utgraving og rensk før boring går på en annen entreprise. Grunnarbeidet i denne entreprise omfatter derfor kun arbeid i forbindelse med fjellbolter for fundamentering av betongsøylen. Dette kan gjøres før det kommer dekke over parkeringskjeller.				
02.2	Utstikking av området	RS	1,00	13 200,00	13 200,00
	Omfatter utsikking etter utgravinger. Dette gjelder plassering av fjellbolter.				
02.3	GE1.1119 RIGG FOR BORING AV HULL I BERG	RS	1,00	22 000,00	22 000,00
	DIAMETER TIL OG MED 150 mm FRA DAGEN Formål: Fjellbolter til søylefundament Lokalisering: Fundament for betongsøyle Adkomstforhold: Gode, adkomst på utlagte løsmasser Andre krav: Nei				
02.4	GE1.11491 BORING AV HULL I BERG	stk	16,00	1 474,00	23 584,00
	DIAMETER TIL OG MED 150 mm FRA DAGEN - ANTALL Formål: Fjellbolter til søylefundament Høyde over sålen: Til og med 2 m Lokalisering: Fundament for betongsøyle Hulldiameter: 42mm Hullengde: 6,7m Toleranser: Angitt diameter skal ikke underskrides. Andre krav: Nei				
02.5	GS5.11A BOLTER INNSTØPT I BERG	stk	16,00	1 650,00	26 400,00
	Anvendelse av bolt: Forankringsbolter Lokalisering: Fot av betongsøyle Boltetype: Kamjern Stålkvalitet: B500NC Diameter: 32mm Lengde: 8,5m Korrosjonsbeskyttelse: Ingen Andre krav:				
Sum denne side eksl. mva.					85 184,00
Sum akkumulert kapittel 02 Grunnarbeid eksl. mva.					85 184,00
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ eksl. mva.					382 468,90

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 4 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	02 Grunnarbeid				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
	a) Omfang og prisgrunnlag Gjelder levering og inngysing av fjellbolter. Gysemasse tilsvarende B35 eller bedre. Boltene skal krokes i enden.				
Sum denne side eksl. mva.					0,00
Sum kapittel 02 Grunnarbeid eksl. mva.					85 184,00
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ eksl. mva.					382 468,90

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 5 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	03 Betongarbeider				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
03.1	Generelt Dette kapittel gjelder alle betongarbeider knyttet til denne entreprise. Dette inkluderer betongbro med søyle og fundament for søyle. Fundament ved enden av broen, og betongdekke over parkeringskjeller omfattes ikke i denne entreprise. Betongdekket monteres mellom post 10 og 11. Det henvises også til tegninger for bedre oppgaveforståelse.				
03.2	Utstikking av området	RS	1,00	13 200,00	13 200,00
	Omfatter utstikking for plassering av konstruksjon.				
03.3	FF5.2122 SPYLRENSK - AREAL	m2	12,00	110,00	1 320,00
	Lokalisering: Søylefundament, etter boring Andre krav: Nei				
03.4	LB1.1012 FORSKALING AV FUNDAMENT	m2	12,00	841,50	10 098,00
	Forskalingsoverflate: Valgfri Forskalingstype: Vertikal Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Parkeringskjeller, søylefundament Andre krav: Nei				
03.5	LB8.31 FORSKALING, TILPASNING MOT BERG	m	12,00	236,50	2 838,00
	Lokalisering: Omfatter tilpassing av forskaling mot berg for fundament Andre krav: Nei				
03.6	LC1.1382A ARMERING MED KAMSTENGER	kg	1 440,00	19,19	27 633,60
	Armeringsklasse: B500NC Diameter: 32 mm Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Søylefundament Andre krav:				
	a) Omfang og prisgrunnlag Omfatter all armering i fundament for søyle. Antatt 180kg/m3. Post avregnes.				
Sum denne side ekskl. mva.					55 089,60
Sum akkumulert kapittel 03 Betongarbeider ekskl. mva.					55 089,60
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ ekskl. mva.					437 558,50

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 6 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	03 Betongarbeider				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
03.7	LG1.1143220 PLASSTØPT NORMALBETONG Konstruksjonsdel: Fundament Fasthetsklasse: B35 Bestandighetsklasse: M45 Kloridklasse: Cl 0,40 Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Herdetiltak: Valgfritt etter NS-EN 13670+NA Lokalisering: Søyelfundament Andre krav: Nei	m3	8,00	1 903,44	15 227,52
03.8	LB1.2012A FORSKALING AV SØYLE Forskalingsoverflate: Valgfri Forskalingstype: Rektangulær Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Fra fundament til dekke over parkeringskjeller Dimensjon: 2500mm*400mm Andre krav: a) Omfang og prisgrunnlag Posten inkluderer 30x30 trekantlister i alle utvendige vertikale hjørner.	m2	11,60	1 172,60	13 602,16
03.9	LC1.1302A ARMERING MED KAMSTENGER Armeringsklasse: B500NC Diameter: Uspesifisert Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Søyel fra fundament til betongdekke over parkeringskjeller Andre krav: a) Omfang og prisgrunnlag Omfatter både lengdearmring og bøyer, se tegninger for spesifisering av størrelser.	kg	465,00	19,19	8 923,35
03.10	LG1.1343220 PLASSTØPT NORMALBETONG Konstruksjonsdel: Søyel Fasthetsklasse: B35 Bestandighetsklasse: M45 Kloridklasse: Cl 0,40 Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Herdetiltak: Valgfritt etter NS-EN 13670+NA Lokalisering: Søyel fra fundament til	m3	2,00	1 903,44	3 806,88
Sum denne side ekskl. mva.					41 559,91
Sum akkumulert kapittel 03 Betongarbeider ekskl. mva.					96 649,51
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ ekskl. mva.					479 118,41

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 7 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	03 Betongarbeider				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
03.11	betongdekke over parkeringskjeller Andre krav: Nei LB1.2012A FORSKALING AV SØYLE Forskalingsoverflate: Valgfri Forskalingstype: Rektangulær Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Over betongdekke, etter at dette er montert, opp til bro Dimensjon: 2500mm*400mm Andre krav:	m2	70,50	1 361,80	96 006,90
03.12	a) Omfang og prisgrunnlag Posten inkluderer 30x30 trekantlister i alle utvendige vertikale hjørner. LC1.1302A ARMERING MED KAMSTENGER Armeringsklasse: B500NC Diameter: Uspesifisert Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Søyلة fra betongdekke over parkeringskjeller, til bro Andre krav:	kg	2 320,00	19,19	44 520,80
03.13	a) Omfang og prisgrunnlag Omfatter både lengdearmring og bøyler, se tegninger for spesifisering av størrelser. Armeringen skal ikke avtrappes i søyle. LG1.1343220 PLASSTØPT NORMALBETONG Konstruksjonsdel: Søyلة Fasthetsklasse: B35 Bestandighetsklasse: M45 Kloridklasse: Cl 0,40 Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Herdetiltak: Valgfritt etter NS-EN 13670+NA Lokalisering: Søyلة fra betongdekke over parkeringskjeller, til bro Andre krav: Nei	m3	12,16	1 903,44	23 140,12
03.14	LB1.3012A FORSKALING AV BJELKE Forskalingsoverflate: Valgfri Forskalingstype: Side- og underforskaling Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2	m2	150,00	1 314,50	197 175,00
Sum denne side ekskl. mva.					360 842,82
Sum akkumulert kapittel 03 Betongarbeider ekskl. mva.					457 492,33
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ ekskl. mva.					839 961,23

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 8 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	03 Betongarbeider				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
03.15	<p>Lokalisering: Begge betongbjelker på broen Dimensjon: 350mmx1200mm Andre krav:</p> <p>a) Omfang og prisgrunnlag Posten inkluderer 30x30 trekantlister i utvendige horisontale hjørner, bortsett fra de som går mot dekke mellom bjelkene.</p> <p>LC1.1302A ARMERING MED KAMSTENGER</p> <p>Armeringsklasse: B500NC Diameter: Uspesifisert Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Begge betongbjelker på broen Andre krav:</p> <p>a) Omfang og prisgrunnlag Armering skal avtrappes, se tegning for maks armering i felt og over søyler. Bøyer utformes som 2 U'er, og tres på fra hver side. Det kan bli nødvendig med mer lengdearmering. Post avregnes.</p>	kg	2 376,00	20,14	47 852,64
03.16	<p>LC1.1332A ARMERING MED KAMSTENGER</p> <p>Armeringsklasse: B500NC Diameter: 12 mm Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Betongbjelker og dekke Andre krav:</p> <p>a) Omfang og prisgrunnlag Gjelder armering på tvers av betongdekke. Denne må tres inn i forskaling for bjelkene, og bøyes opp langs ytterkant bjelke. cc250mm.</p>	kg	400,00	20,14	8 056,00
03.17	<p>LG1.1443220 PLASSTØPT NORMALBETONG</p> <p>Konstruksjonsdel: Bjelke Fasthetsklasse: B35 Bestandighetsklasse: M45 Kloridklasse: Cl 0,40 Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Herdetiltak: Valgfritt etter NS-EN 13670+NA Lokalisering: Begge betongbjelker på broen Andre krav: Nei</p>	m3	22,50	2 400,09	54 002,03
Sum denne side ekskl. mva.					109 910,67
Sum akkumulert kapittel 03 Betongarbeider ekskl. mva.					567 403,00
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ ekskl. mva.					949 871,90

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 9 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	03 Betongarbeider				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
03.18	LB1.5012 FORSKALING AV DEKKE Forskalingsoverflate: Valgfri Forskalingstype: Plan, horisontal forskaling Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Dekke mellom betongbjelker Andre krav: Nei	m2	48,00	5 732,10	275 140,80
03.19	LC1.1332A ARMERING MED KAMSTENGER Armeringsklasse: B500NC Diameter: 12 mm Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Lokalisering: Dekke mellom betongbjelker Andre krav: a) Omfang og prisgrunnlag Omfatter fordelingsarmering i broens lenderetning.	kg	120,00	19,19	2 302,80
03.20	LG1.1643220 PLASSTØPT NORMALBETONG Konstruksjonsdel: Dekke Fasthetsklasse: B35 Bestandighetsklasse: M45 Kloridklasse: Cl 0,40 Utførelse og kontroll: Utførelsesklasse 2 Herdetiltak: Valgfritt etter NS-EN 13670+NA Lokalisering: Dekke mellom betongbjelker Andre krav: Nei	m3	7,20	2 300,76	16 565,47
Sum denne side ekskl. mva.					294 009,07
Sum kapittel 03 Betongarbeider ekskl. mva.					861 412,07
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ ekskl. mva.					1 243 880,97

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 10 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	04 Glassoverbygging				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
04.1	Generelt				
	Dette kapitlet omfatter alt arbeid i forbindelse med glassoverbygging for broen. Det kan også gjøres utenom denne entreprise dersom ønskelig.				
04.2	BE3.6128888A GLASSFASADE	m2	80,00	5 445,00	435 600,00
	Brannmotstand: Ingen krav Lydreduksjonstall, R w: Ingen krav Lokalisering: Fra betongbjelker til glasstak Belastning: Skal bære glasstak, se neste post. Også utsatt for vind, ca. 3,4kN/m ² U-verdi: Valgfritt Profiler: Prosjekteres av entreprenør Glass: Sikkerhetsglass Solfaktor: Valgfritt Lystransmisjon: Valgfritt Elementhøyde: 1500mm Andre krav:				
04.3	RC2.122288888A GLASSTAK	m2	67,00	6 765,00	453 255,00
	a) Omfang og prisgrunnlag Omfatter dimensjonering, levering og montering av glassfasade over broen. Inkluderer boring og innfesting med kjemisk anker utenpå betongbjelkene.				
	Materiale i bærende profiler: Stål Materiale i profiler - utvendig: Stål Materiale i profiler - innvendig: Stål Brannmotstand: Ingen krav Varmegjennomgang: Ingen krav Luftlydisolasjon: Ingen krav Lokalisering: Over betongbro Dimensjonerende laster: Snølast og vindlast, samlet ca. 4,4kN/m ² Ytterligere krav til materiale i profiler: Korrosjonsbeskyttelse på utvendig del Dimensjon fyllingselement: Valgfritt Krav til glass: Sikkerhetsglass Krav til tetthet: Tett for regn Andre krav:				
	a) Omfang og prisgrunnlag				
Sum denne side ekskl. mva.					888 855,00
Sum akkumulert kapittel 04 Glassoverbygging ekskl. mva.					888 855,00
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ ekskl. mva.					2 132 735,97

Prosjekt	2019-0xx Betongbro				Side 11 av 11
Kalkyle	1 Beskrivelse Betongalternativ				
Byggherre					
Kapittel	04 Glassoverbygging				
Post	Beskrivelse	Enh.	Mengde	Enhetspris	Sum
	Omfatter dimensjonering, levering og montering av glasstak. Skal festes i og bæres av profilene som holder glassfasaden på sidene av broen.				
Sum denne side eksl. mva.					0,00
Sum kapittel 04 Glassoverbygging eksl. mva.					888 855,00
Sum akkumulert kalkyle 1 Beskrivelse Betongalternativ eksl. mva.					2 132 735,97

Entreprise: BY 1 GRUNN- OG BETONGARBEIDER INKL. STÅL VA OG TYNGRE STØTTEMURER

Postnr	NS-kode/Spesifikasjon	Enh.	Mengde	Pris	Sum
BY.07.2	GANGBRO FAGVERK Det vises til tegning 618-B500. Omhandler gangbro fra terreng på østside inn mot svalgang i nivå 5. Broen er utformet som et romlig fagverk med opplegg på betongfundament i terreng mot øst. Mot bygget "står" fagverksbroen på en fagverksøyle montert mot betongfundament i terreng (fjell) under. Gangbro skal leveres varmgalvanisert. Fagverket er i utgangspunktet prosjektert med sveiste forbindelser, men den må sannsynligvis deles i to eller 3 stk. seksjoner. Seksjonene må da skues sammen med bolter. Gangbroen skal leveres komplett med dekke av istøpte galvaniserte korrugerte plater tilsvarende PEVA 45. Gangbroen skal delvis innkles på sider med perforerte stålplater videre skal det monteres rekkverk. (Rekkverk og perforerte plater leveres og monteres av annen entreprenør) Montasje av gangbro skal tilpasses arbeidene med rekkverk og innkledning.				
BY.07.2.221	FAGVERK				
BY.07.2.221.1	PB1.322 FAGVERK MED SVEISTE FORBINDELSER Masse Utførelsesklasse: EXC2 <i>Lokalisering:</i> Utvendig gangbro komplett som romlig fagverk samt fagverksøyle som understøttelse. <i>Profil/dimensjoner:</i> HUP120x80x5: 1440 kg HUP160x80x8: 602 kg HUP80x80x6,3: 2347 kg HUP80x80x5: 916 kg Flatt: 10x100: 420 kg <i>Materialer:</i> S355 <i>Antall:</i> 1 stk. gangbro <i>Utførelseskrav:</i> Galvanisert <i>Andre krav:</i> Nei	kg	5725,00	41,00	234725,00
Sum denne side:					234725,00

E-3 Tilbud 1 stål

Entreprise: BY 1 GRUNN- OG BETONGARBEIDER INKL. STÅL VA OG TYNGRE STØTTEMURER

Postnr	NS-kode/Spesifikasjon	Enh.	Mengde	Pris	Sum
BY.07.2.221.2	PB1.621 LASTBÆRENDE KORRUGERTE PLATER AV STÅL Areal Utførelsesklasse: EXC2 Toleranser: Grunnleggende toleranser og funksjonstoleranseklasse 1 Lokalisering: Gangbro Profilhøyde: 45-50mm Platetykkelse: 0,8mm Materiale: Stål Korrosjonsbeskyttelse: Galvanisert Utførelseskrav: Istøpes. Andre krav: Nei	m ²	51,00	320,00	16320,00

Entreprise: BY 1 GRUNN- OG BETONGARBEIDER INKL. STÅL VA OG TYNGRE STØTTEMURER

Postnr	NS-kode/Spesifikasjon	Enh.	Mengde	Pris	Sum
BY.07.2	GANGBRO FAGVERK Det vises til tegning 618-B500. Omhandler gangbro fra terreng på østsida inn mot svalgang i nivå 5. Broen er utformet som et romlig fagverk med opplegg på betongfundament i terreng mot øst. Mot bygget "står" fagverksbroen på en fagverksøyle montert mot betongfundament i terreng (fjell) under. Gangbro skal leveres varmgalvanisert. Fagverket er i utgangspunktet prosjektert med sveiste forbindelser, men den må sannsynligvis deles i to eller 3 stk. seksjoner. Seksjonene må da skues sammen med bolter. Gangbroen skal leveres komplett med dekke av støpte galvaniserte korrugerte plater tilsvarende PEVA 45. Gangbroen skal delvis innkles på sider med perforerte stålplater videre skal det monteres rekkverk. (Rekkverk og perforerte plater leveres og monteres av annen entreprenør) Montasje av gangbro skal tilpasses arbeidene med rekkverk og innkledning.				
BY.07.2.221	FAGVERK				
BY.07.2.221.1	PB1.322 FAGVERK MED SVEISTE FORBINDELSER Utførelsesklasse: EXC2 Lokalisering: Utvendig gangbro komplett som romlig fagverk samt fagverksøyle som understøttelse. Profil/dimensjoner: HUP120x80x5: 1440 kg HUP160x80x8: 602 kg HUP80x80x6.3: 2347 kg HUP80x80x5: 916 kg Flatt: 10x100: 420 kg Materiale: S355 Antall: 1 stk. gangbro Utførelseskrav: Galvanisert Andre krav: Nei må produsertes for å kunne skues sammen.	kg	5725,00	293.477,-	
Sum denne side:					293.477,-

E-4 Tilbud 2 stål

Entreprise: BY 1 GRUNN- OG BETONGARBEIDER INKL. STÅL VA OG TYNGRE STØTTEMURER

Postnr	NS-kode/Spesifikasjon	Enh.	Mengde	Pris	Sum
BY.07.2.221.2	PB1.621 LASTBÆRENDE KORRUGERTE PLATER AV STÅL Utførelsesklasse: EXC2 Toleranser: Grunnleggende toleranser og funksjonstoleranseklasse 1 Lokalisering: Gangbro Profilhøyde: 45-50mm Platetykkelse: 0,8mm Materiale: Stål Korrosjonsbeskyttelse: Galvanisert Utførelseskrav: Istøpes. Andre krav: Nei	m ²	51,00	295,-	15.045,-
	Tilleggsg Rigg, drift, FOD, måltaking, transport og lift kr. 93.000,- eks. mva				

F-1 Mest utnyttet stav

CODE: NS-EN 1993-1:2005/NA:2008/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

ANALYSIS TYPE: Member Verification

CODE GROUP:

MEMBER: 268 Soyle2_268

POINT: 1

COORDINATE: x = 0.00 L = 0.00 m

LOADS:

Governing Load Case: 204 COMB104 Soyle 1*1.20+(2+3+4+7+8+12)*1.05+(5+6)*1.50

MATERIAL:

S355 (S355) $f_y = 355.00$ MPa



SECTION PARAMETERS: RHSR 400x200x16

h=400 mm	gM0=1.05	gM1=1.05	
b=200 mm	Ay=5967 mm ²	Az=11933 mm ²	Ax=17900 mm ²
tw=16 mm	Iy=357380000 mm ⁴	Iz=118240000 mm ⁴	Ix=277710000 mm ⁴
tf=16 mm	Wply=2256000 mm ³	Wplz=1374000 mm ³	

INTERNAL FORCES AND CAPACITIES:

N _{Ed} = 2634.91 kN	My _{Ed} = 32.38 kN*m	Mz _{Ed} = 24.91 kN*m	Vy _{Ed} = 1.87 kN
N _{c,Rd} = 6051.90 kN	My _{Ed,max} = 32.38 kN*m	Mz _{Ed,max} = 46.36 kN*m	Vy _{T,Rd} = 1156.57 kN
N _{b,Rd} = 3498.93 kN	My _{c,Rd} = 762.74 kN*m	Mz _{c,Rd} = 464.54 kN*m	Vz _{Ed} = -5.86 kN
	MN _{y,Rd} = 574.21 kN*m	MN _{z,Rd} = 305.86 kN*m	Vz _{T,Rd} = 2313.13 kN
			Tt _{Ed} = 3.08 kN*m
			Class of section = 1



LATERAL BUCKLING PARAMETERS:

BUCKLING PARAMETERS:



About y axis:

L _y = 12.16 m	Lam _y = 1.13
L _{cr,y} = 12.16 m	X _y = 0.58
Lam _y = 86.06	k _{yy} = 1.68



About z axis:

L _z = 2.00 m	Lam _z = 0.32
L _{cr,z} = 2.00 m	X _z = 0.97
Lam _z = 24.61	k _{yz} = 0.75

VERIFICATION FORMULAS:

Section strength check:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.44 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.11} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.11} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Global stability check of member:

$$\lambda_{y} = 86.06 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 24.61 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.66 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Section OK !!!

F-2 Utnyttelse stål leddet

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
 Author:
 Address:

File: Bachelor Stålbros Mark21 simple bar.rtd
 Project: Bachelor Stålbros Mark21 simple bar

Utnyttelse stål: Leddet

Member		Material	Ratio	Case	
268 Søyle2_268	100%	RHSR 400x200x16	S355	0.90	204 COMB104 Søyle
144 Simple bar_144	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.80	204 COMB104 Søyle
129 Simple bar_129	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.78	149 COMB49 Søyle
155 Simple bar_155	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.75	147 COMB47
254 Simple bar_254	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.71	196 COMB96
161 Simple bar_161	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.70	210 COMB110 Løft
3 Simple bar_3	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.70	146 COMB46
8 Simple bar_8	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.66	148 COMB48
30 Simple bar_30	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.65	149 COMB49 Søyle
164 Simple bar_164	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.61	198 COMB98
141 Simple bar_141	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.58	205 COMB105 Søyle
128 Simple bar_128	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.58	150 COMB50 Søyle
179 Simple bar_179	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.56	204 COMB104 Søyle
186 Simple bar_186	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.54	141 COMB41
156 Simple bar_156	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.52	210 COMB110 Løft
253 Simple bar_253	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.52	173 COMB73
182 Simple bar_182	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.51	210 COMB110 Løft
252 Simple bar_252	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.50	172 COMB72
39 Simple bar_39	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.49	210 COMB110 Løft
255 Simple bar_255	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.48	149 COMB49 Søyle
216 Simple bar_216	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.47	121 COMB21
274 Simple bar_274	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.47	130 COMB30
160 Simple bar_160	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.47	155 COMB55 Løft
151 Simple bar_151	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.46	204 COMB104 Søyle
242 Simple bar_242	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.45	176 COMB76
244 Simple bar_244	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.45	162 COMB62
14 Simple bar_14	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.44	203 COMB103
239 Simple bar_239	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.44	176 COMB76
165 Simple bar_165	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.44	149 COMB49 Søyle
153	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.43	204 COMB104 Søyle
12 Simple bar_12	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.42	204 COMB104 Søyle
28 Simple bar_28	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.42	209 COMB109 Løft
212 Simple bar_212	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.41	146 COMB46
167 Simple bar_167	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.40	154 COMB54 Løft
240 Simple bar_240	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.40	141 COMB41
241 Simple bar_241	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.40	123 COMB23
232 Simple bar_232	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.39	103 COMB3
233 Simple bar_233	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.39	103 COMB3
54 Simple bar_54	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.39	149 COMB49 Søyle
217 Simple bar_217	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.38	105 COMB5
34 Simple bar_34	100%	RHSR 260x140x8	S355	0.37	204 COMB104 Søyle
27 Simple bar_27	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.37	204 COMB104 Søyle
250 Simple bar_250	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.37	185 COMB85
251 Simple bar_251	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.37	185 COMB85
269 Søyle2_269	100%	RHSR 400x200x16	S355	0.37	155 COMB55 Løft

Member	Section	Material	Ratio	Case
17 Simple bar_17	RHSS 150x150x5	S355	0.37	187 COMB87
238 Simple bar_238	RHSS 150x150x5	S355	0.36	141 COMB41
243 Simple bar_243	RHSS 150x150x5	S355	0.35	163 COMB63
118 Simple bar_118	RHSS 150x150x5	S355	0.35	199 COMB99
15 Simple bar_15	RHSS 150x150x5	S355	0.35	203 COMB103
5 Simple bar_5	RHSS 120x120x8	S355	0.34	150 COMB50 Søyle
23 Simple bar_23	RHSS 150x150x5	S355	0.33	203 COMB103
245 Simple bar_245	RHSS 150x150x5	S355	0.33	162 COMB62
214 Simple bar_214	RHSS 150x150x5	S355	0.33	182 COMB82
9 Simple bar_9	RHSR 260x140x8	S355	0.31	204 COMB104 Søyle
229 Simple bar_229	RHSS 150x150x5	S355	0.31	198 COMB98
237 Simple bar_237	RHSS 150x150x5	S355	0.28	132 COMB32
11 Simple bar_11	RHSS 120x120x8	S355	0.28	149 COMB49 Søyle
236 Simple bar_236	RHSS 150x150x5	S355	0.28	132 COMB32
32 Simple bar_32	RHSR 260x140x8	S355	0.27	204 COMB104 Søyle
248 Simple bar_248	RHSS 150x150x5	S355	0.27	185 COMB85
249 Simple bar_249	RHSS 150x150x5	S355	0.27	185 COMB85
213 Simple bar_213	RHSS 150x150x5	S355	0.27	165 COMB65
235 Simple bar_235	RHSS 150x150x5	S355	0.27	186 COMB86
234 Simple bar_234	RHSS 150x150x5	S355	0.27	186 COMB86
143 Simple bar_143	RHSS 150x150x5	S355	0.27	176 COMB76
2 Simple bar_2	RHSS 120x120x8	S355	0.27	182 COMB82
140 Simple bar_140	RHSS 150x150x5	S355	0.27	150 COMB50 Søyle
215 Simple bar_215	RHSS 150x150x5	S355	0.26	181 COMB81
183 Simple bar_183	RHSS 120x120x8	S355	0.25	149 COMB49 Søyle
168 Simple bar_168	RHSS 120x120x8	S355	0.25	190 COMB90
152 Simple bar_152	RHSS 120x120x8	S355	0.25	205 COMB105 Søyle
21	RHSS 150x150x5	S355	0.24	210 COMB110 Løft
24 Simple bar_24	RHSS 150x150x5	S355	0.24	155 COMB55 Løft
195 Simple bar_195	RHSS 120x120x8	S355	0.24	203 COMB103
185 Simple bar_185	RHSS 120x120x8	S355	0.24	185 COMB85
7	RHSS 150x150x5	S355	0.24	130 COMB30
36 Simple bar_36	RHSR 260x140x8	S355	0.23	150 COMB50 Søyle
162 Simple bar_162	RHSS 120x120x8	S355	0.23	155 COMB55 Løft
25 Simple bar_25	RHSS 150x150x5	S355	0.23	143 COMB43
6 Simple bar_6	RHSS 120x120x8	S355	0.23	148 COMB48
192 Simple bar_192	RHSS 120x120x8	S355	0.23	197 COMB97
169 Simple bar_169	RHSS 120x120x8	S355	0.22	190 COMB90
189 Simple bar_189	RHSS 120x120x8	S355	0.22	203 COMB103
158 Simple bar_158	RHSS 150x150x5	S355	0.21	209 COMB109 Løft
139 Simple bar_139	RHSS 150x150x5	S355	0.21	184 COMB84
225 Simple bar_225	RHSS 120x120x8	S355	0.20	154 COMB54 Løft
10 Simple bar_10	RHSS 150x150x5	S355	0.20	206 COMB106 Søyle
4 Simple bar_4	RHSS 120x120x8	S355	0.20	171 COMB71
37 Simple bar_37	RHSR 260x140x8	S355	0.20	155 COMB55 Løft
120 Simple bar_120	RHSS 150x150x5	S355	0.19	177 COMB77
16 Simple bar_16	RHSR 260x140x8	S355	0.18	149 COMB49 Søyle

Member	Section	Material	Ratio	Case
273 Simple bar_273	RHSR 260x140x8	S355	0.18	210 COMB110 Løft
13 Simple bar_13	RHSS 150x150x5	S355	0.18	151 COMB51 Søyde
18 Simple bar_18	RHSS 150x150x5	S355	0.17	205 COMB105 Søyde
170 Simple bar_170	RHSS 120x120x8	S355	0.17	143 COMB43
33 Simple bar_33	RHSR 260x140x8	S355	0.16	205 COMB105 Søyde
157 Simple bar_157	RHSS 150x150x5	S355	0.16	209 COMB109 Løft
159 Simple bar_159	RHSS 150x150x5	S355	0.15	209 COMB109 Løft
257 Simple bar_257	RHSS 150x150x5	S355	0.15	101 COMB1
197 Simple bar_197	RHSS 120x120x8	S355	0.15	141 COMB41
230 Simple bar_230	RHSS 120x120x8	S355	0.14	199 COMB99
173 Simple bar_173	RHSS 120x120x8	S355	0.14	105 COMB5
256 Simple bar_256	RHSS 150x150x5	S355	0.14	151 COMB51 Søyde
266 Simple bar_266	RHSS 120x120x8	S355	0.14	196 COMB96
142 Simple bar_142	RHSS 150x150x5	S355	0.14	127 COMB27
57 Simple bar_57	RHSS 150x150x5	S355	0.13	154 COMB54 Løft
246 Simple bar_246	RHSS 150x150x5	S355	0.13	162 COMB62
194 Simple bar_194	RHSS 120x120x8	S355	0.13	203 COMB103
226 Simple bar_226	RHSS 150x150x5	S355	0.12	210 COMB110 Løft
247 Simple bar_247	RHSS 150x150x5	S355	0.12	103 COMB3
231 Simple bar_231	RHSS 120x120x8	S355	0.11	149 COMB49 Søyde
190 Simple bar_190	RHSS 120x120x8	S355	0.11	184 COMB84
210 Simple bar_210	RHSS 150x150x5	S355	0.11	154 COMB54 Løft
35 Simple bar_35	RHSS 120x120x8	S355	0.09	143 COMB43
211 Simple bar_211	RHSS 150x150x5	S355	0.09	143 COMB43
220 Simple bar_220	RHSS 150x150x5	S355	0.09	158 COMB58
223 Simple bar_223	RHSS 150x150x5	S355	0.09	158 COMB58
26 Simple bar_26	RHSS 150x150x5	S355	0.08	202 COMB102
227 Simple bar_227	RHSS 150x150x5	S355	0.07	151 COMB51 Søyde
43 Simple bar_43	RHSS 120x120x8	S355	0.05	188 COMB88
29 Simple bar_29	RHSS 150x150x5	S355	0.04	103 COMB3

F-3 Utnyttelse stål kontinuerlig

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
 Author:
 FAST.rtd
 Address:

File: Bachelor Stålbros Mark21 simple bar

Project: Bachelor Stålbros Mark21 simple bar FAST

Utnyttelse stål: Kontinuerlig

Member		Material	Ratio	Case	
268 Søyle2_268	100%	RHSR 400x200x16	S355	0.91	204 COMB104 Søyle
129 Simple bar_129	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.85	204 COMB104 Søyle
3 Simple bar_3	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.83	146 COMB46
144 Simple bar_144	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.82	204 COMB104 Søyle
155 Simple bar_155	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.79	204 COMB104 Søyle
30 Simple bar_30	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.73	149 COMB49 Søyle
254 Simple bar_254	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.70	196 COMB96
8 Simple bar_8	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.66	148 COMB48
128 Simple bar_128	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.62	198 COMB98
164 Simple bar_164	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.61	198 COMB98
141 Simple bar_141	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.60	205 COMB105 Søyle
179 Simple bar_179	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.60	204 COMB104 Søyle
186 Simple bar_186	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.57	149 COMB49 Søyle
161 Simple bar_161	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.55	210 COMB110 Løft
156 Simple bar_156	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.52	210 COMB110 Løft
255 Simple bar_255	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.52	149 COMB49 Søyle
182 Simple bar_182	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.50	210 COMB110 Løft
39 Simple bar_39	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.50	210 COMB110 Løft
252 Simple bar_252	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.50	117 COMB17
160 Simple bar_160	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.49	141 COMB41
253 Simple bar_253	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.47	173 COMB73
17 Simple bar_17	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.47	132 COMB32
216 Simple bar_216	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.46	121 COMB21
242 Simple bar_242	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.45	121 COMB21
14 Simple bar_14	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.45	154 COMB54 Løft
244 Simple bar_244	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.43	162 COMB62
28 Simple bar_28	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.42	203 COMB103
167 Simple bar_167	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.40	154 COMB54 Løft
240 Simple bar_240	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.40	141 COMB41
274 Simple bar_274	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.40	185 COMB85
233 Simple bar_233	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.39	103 COMB3
232 Simple bar_232	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.39	103 COMB3
239 Simple bar_239	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.38	176 COMB76
241 Simple bar_241	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.38	123 COMB23
217 Simple bar_217	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.37	105 COMB5
34 Simple bar_34	100%	RHSR 260x140x8	S355	0.37	204 COMB104 Søyle
250 Simple bar_250	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.37	185 COMB85
269 Søyle2_269	100%	RHSR 400x200x16	S355	0.37	155 COMB55 Løft
251 Simple bar_251	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.37	185 COMB85
5 Simple bar_5	100%	RHSS 120x120x8	S355	0.36	148 COMB48
212 Simple bar_212	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.36	146 COMB46
15 Simple bar_15	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.34	203 COMB103
23 Simple bar_23	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.34	203 COMB103
214 Simple bar_214	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.34	182 COMB82
118 Simple bar_118	100%	RHSS 150x150x5	S355	0.33	144 COMB44

Member	Section	Material	Ratio	Case
243 Simple bar_243	RHSS 150x150x5	S355	0.32	202 COMB102
245 Simple bar_245	RHSS 150x150x5	S355	0.32	162 COMB62
9 Simple bar_9	RHSR 260x140x8	S355	0.31	196 COMB96
229 Simple bar_229	RHSS 150x150x5	S355	0.30	143 COMB43
215 Simple bar_215	RHSS 150x150x5	S355	0.28	181 COMB81
235 Simple bar_235	RHSS 150x150x5	S355	0.28	186 COMB86
11 Simple bar_11	RHSS 120x120x8	S355	0.28	149 COMB49 Søyle
237 Simple bar_237	RHSS 150x150x5	S355	0.28	132 COMB32
2 Simple bar_2	RHSS 120x120x8	S355	0.28	127 COMB27
140 Simple bar_140	RHSS 150x150x5	S355	0.28	150 COMB50 Søyle
32 Simple bar_32	RHSR 260x140x8	S355	0.28	204 COMB104 Søyle
213 Simple bar_213	RHSS 150x150x5	S355	0.27	165 COMB65
248 Simple bar_248	RHSS 150x150x5	S355	0.27	185 COMB85
249 Simple bar_249	RHSS 150x150x5	S355	0.27	185 COMB85
236 Simple bar_236	RHSS 150x150x5	S355	0.27	187 COMB87
234 Simple bar_234	RHSS 150x150x5	S355	0.26	184 COMB84
151 Simple bar_151	RHSS 120x120x8	S355	0.26	204 COMB104 Søyle
183 Simple bar_183	RHSS 120x120x8	S355	0.26	149 COMB49 Søyle
143 Simple bar_143	RHSS 150x150x5	S355	0.26	121 COMB21
185 Simple bar_185	RHSS 120x120x8	S355	0.25	178 COMB78
24 Simple bar_24	RHSS 150x150x5	S355	0.25	155 COMB55 Løft
165 Simple bar_165	RHSS 120x120x8	S355	0.25	149 COMB49 Søyle
238 Simple bar_238	RHSS 150x150x5	S355	0.24	196 COMB96
21	RHSS 150x150x5	S355	0.24	210 COMB110 Løft
153	RHSS 120x120x8	S355	0.24	204 COMB104 Søyle
195 Simple bar_195	RHSS 120x120x8	S355	0.24	203 COMB103
36 Simple bar_36	RHSR 260x140x8	S355	0.23	150 COMB50 Søyle
12 Simple bar_12	RHSS 150x150x5	S355	0.23	204 COMB104 Søyle
7	RHSS 150x150x5	S355	0.23	130 COMB30
192 Simple bar_192	RHSS 120x120x8	S355	0.23	197 COMB97
169 Simple bar_169	RHSS 120x120x8	S355	0.23	190 COMB90
25 Simple bar_25	RHSS 150x150x5	S355	0.23	198 COMB98
158 Simple bar_158	RHSS 150x150x5	S355	0.22	197 COMB97
4 Simple bar_4	RHSS 120x120x8	S355	0.22	171 COMB71
189 Simple bar_189	RHSS 120x120x8	S355	0.22	203 COMB103
54 Simple bar_54	RHSS 150x150x5	S355	0.21	204 COMB104 Søyle
139 Simple bar_139	RHSS 150x150x5	S355	0.21	186 COMB86
225 Simple bar_225	RHSS 120x120x8	S355	0.20	209 COMB109 Løft
37 Simple bar_37	RHSR 260x140x8	S355	0.20	155 COMB55 Løft
10 Simple bar_10	RHSS 150x150x5	S355	0.20	206 COMB106 Søyle
27 Simple bar_27	RHSS 150x150x5	S355	0.20	149 COMB49 Søyle
16 Simple bar_16	RHSR 260x140x8	S355	0.18	149 COMB49 Søyle
273 Simple bar_273	RHSR 260x140x8	S355	0.18	210 COMB110 Løft
13 Simple bar_13	RHSS 150x150x5	S355	0.17	151 COMB51 Søyle
120 Simple bar_120	RHSS 150x150x5	S355	0.17	177 COMB77
33 Simple bar_33	RHSR 260x140x8	S355	0.16	205 COMB105 Søyle
6 Simple bar_6	RHSS 120x120x8	S355	0.16	148 COMB48

Member	Section	Material	Ratio	Case
159 Simple bar_159	RHSS 150x150x5	S355	0.15	205 COMB105 Søyle
173 Simple bar_173	RHSS 120x120x8	S355	0.15	160 COMB60
57 Simple bar_57	RHSS 150x150x5	S355	0.14	145 COMB45
266 Simple bar_266	RHSS 120x120x8	S355	0.14	118 COMB18
257 Simple bar_257	RHSS 150x150x5	S355	0.14	151 COMB51 Søyle
246 Simple bar_246	RHSS 150x150x5	S355	0.14	162 COMB62
194 Simple bar_194	RHSS 120x120x8	S355	0.13	203 COMB103
142 Simple bar_142	RHSS 150x150x5	S355	0.13	127 COMB27
230 Simple bar_230	RHSS 120x120x8	S355	0.13	178 COMB78
231 Simple bar_231	RHSS 120x120x8	S355	0.12	198 COMB98
226 Simple bar_226	RHSS 150x150x5	S355	0.12	147 COMB47
256 Simple bar_256	RHSS 150x150x5	S355	0.12	188 COMB88
157 Simple bar_157	RHSS 150x150x5	S355	0.12	124 COMB24
190 Simple bar_190	RHSS 120x120x8	S355	0.12	187 COMB87
35 Simple bar_35	RHSS 120x120x8	S355	0.12	143 COMB43
247 Simple bar_247	RHSS 150x150x5	S355	0.11	103 COMB3
210 Simple bar_210	RHSS 150x150x5	S355	0.11	210 COMB110 Løft
152 Simple bar_152	RHSS 120x120x8	S355	0.11	167 COMB67
162 Simple bar_162	RHSS 120x120x8	S355	0.10	205 COMB105 Søyle
168 Simple bar_168	RHSS 120x120x8	S355	0.10	200 COMB100
223 Simple bar_223	RHSS 150x150x5	S355	0.09	158 COMB58
220 Simple bar_220	RHSS 150x150x5	S355	0.09	158 COMB58
227 Simple bar_227	RHSS 150x150x5	S355	0.07	101 COMB1
43 Simple bar_43	RHSS 120x120x8	S355	0.06	196 COMB96
18 Simple bar_18	RHSS 150x150x5	S355	0.05	205 COMB105 Søyle
197 Simple bar_197	RHSS 120x120x8	S355	0.05	144 COMB44
170 Simple bar_170	RHSS 120x120x8	S355	0.05	143 COMB43
211 Simple bar_211	RHSS 150x150x5	S355	0.04	151 COMB51 Søyle
26 Simple bar_26	RHSS 150x150x5	S355	0.02	204 COMB104 Søyle
29 Simple bar_29	RHSS 150x150x5	S355	0.02	101 COMB1

F-4 Lastkombinasjoner stål

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
 Author:
 Address:

File: Bachelor Stålbros Mark21.rtd
 Project: Bachelor Stålbros Mark21

Last kombinasjoner

- Cases: 101to210 301to329

Combinations	Name	Case nature	Definition
101 (C)	COMB1	Structural	$1*1.20+(2+6+8+11)*1.05+3*1.50$
102 (C)	COMB2	Structural	$1*1.20+(2+6+11)*1.05+3*1.50+7*-1.05$
103 (C)	COMB3	Structural	$1*1.20+(2+6+10+11)*1.05+3*1.50$
104 (C)	COMB4	Structural	$1*1.20+(2+6+11)*1.05+3*1.50+9*-1.05$
105 (C)	COMB5	Structural	$1*1.20+(2+5+8+11)*1.05+3*1.50$
106 (C)	COMB6	Structural	$1*1.20+(2+5+11)*1.05+3*1.50+7*-1.05$
107 (C)	COMB7	Structural	$1*1.20+(2+5+10+11)*1.05+3*1.50$
108 (C)	COMB8	Structural	$1*1.20+(2+5+11)*1.05+3*1.50+9*-1.05$
109 (C)	COMB9	Structural	$1*1.20+(2+6+11)*1.05+4*1.50+8*-1.05$
110 (C)	COMB10	Structural	$1*1.20+(2+6+7+11)*1.05+4*1.50$
111 (C)	COMB11	Structural	$1*1.20+(2+6+11)*1.05+4*1.50+10*-1.05$
112 (C)	COMB12	Structural	$1*1.20+(2+6+9+11)*1.05+4*1.50$
113 (C)	COMB13	Structural	$1*1.20+(2+5+11)*1.05+4*1.50+8*-1.05$
114 (C)	COMB14	Structural	$1*1.20+(2+5+7+11)*1.05+4*1.50$
115 (C)	COMB15	Structural	$1*1.20+(2+5+11)*1.05+4*1.50+10*-1.05$
116 (C)	COMB16	Structural	$1*1.20+(2+5+9+11)*1.05+4*1.50$
117 (C)	COMB17	Structural	$1*1.20+(2+3+8+11)*1.05+6*1.50$
118 (C)	COMB18	Structural	$1*1.20+(2+3+11)*1.05+6*1.50+7*-1.05$
119 (C)	COMB19	Structural	$1*1.20+(2+3+10+11)*1.05+6*1.50$
120 (C)	COMB20	Structural	$1*1.20+(2+3+11)*1.05+6*1.50+9*-1.05$
121 (C)	COMB21	Structural	$1*1.20+(2+3+8+11)*1.05+5*1.50$
122 (C)	COMB22	Structural	$1*1.20+(2+3+11)*1.05+5*1.50+7*-1.05$
123 (C)	COMB23	Structural	$1*1.20+(2+3+10+11)*1.05+5*1.50$
124 (C)	COMB24	Structural	$1*1.20+(2+3+11)*1.05+5*1.50+9*-1.05$
125 (C)	COMB25	Structural	$1*1.20+(2+4+11)*1.05+6*1.50+8*-1.05$
126 (C)	COMB26	Structural	$1*1.20+(2+4+7+11)*1.05+6*1.50$
127 (C)	COMB27	Structural	$1*1.20+(2+4+11)*1.05+6*1.50+10*-1.05$
128 (C)	COMB28	Structural	$1*1.20+(2+4+9+11)*1.05+6*1.50$
129 (C)	COMB29	Structural	$1*1.20+(2+4+11)*1.05+5*1.50+8*-1.05$
130 (C)	COMB30	Structural	$1*1.20+(2+4+7+11)*1.05+5*1.50$
131 (C)	COMB31	Structural	$1*1.20+(2+4+11)*1.05+5*1.50+10*-1.05$
132 (C)	COMB32	Structural	$1*1.20+(2+4+9+11)*1.05+5*1.50$
133 (C)	COMB33	Structural	$1*1.20+(2+5+6+8+11)*1.05+3*1.50$
134 (C)	COMB34	Structural	$1*1.20+(2+5+6+11)*1.05+3*1.50+7*-1.05$
135 (C)	COMB35	Structural	$1*1.20+(2+5+6+10+11)*1.05+3*1.50$
136 (C)	COMB36	Structural	$1*1.20+(2+5+6+11)*1.05+3*1.50+9*-1.05$
137 (C)	COMB37	Structural	$1*1.20+(2+5+6+11)*1.05+4*1.50+8*-1.05$
138 (C)	COMB38	Structural	$1*1.20+(2+5+6+7+11)*1.05+4*1.50$
139 (C)	COMB39	Structural	$1*1.20+(2+5+6+11)*1.05+4*1.50+10*-1.05$
140 (C)	COMB40	Structural	$1*1.20+(2+5+6+9+11)*1.05+4*1.50$
141 (C)	COMB41	Structural	$1*1.20+(2+3+8+11)*1.05+(5+6)*1.50$
142 (C)	COMB42	Structural	$1*1.20+(2+3+11)*1.05+(5+6)*1.50+7*-1.05$
143 (C)	COMB43	Structural	$1*1.20+(2+3+10+11)*1.05+(5+6)*1.50$
144 (C)	COMB44	Structural	$1*1.20+(2+3+11)*1.05+(5+6)*1.50+9*-1.05$
145 (C)	COMB45	Structural	$1*1.20+(2+4+11)*1.05+(5+6)*1.50+8*-1.05$
146 (C)	COMB46	Structural	$1*1.20+(2+4+7+11)*1.05+(5+6)*1.50$
147 (C)	COMB47	Structural	$1*1.20+(2+4+11)*1.05+(5+6)*1.50+10*-1.05$
148 (C)	COMB48	Structural	$1*1.20+(2+4+9+11)*1.05+(5+6)*1.50$
149 (C)	COMB49 Søyler	Structural	$1*1.20+(2+3+4+7+8+11)*1.05+(5+6)*1.50$

Combinations	Name	Case nature	Definition
150 (C)	COMB50 Søyle	Structural	$1*1.20+(2+3+4+9+10+11)*1.05+(5+6)*1.50$
151 (C)	COMB51 Søyle	Structural	$1*1.20+(2+5+6+7+8+11)*1.05+(3+4)*1.50$
152 (C)	COMB52 Søyle	Structural	$1*1.20+(2+5+6+9+10+11)*1.05+(3+4)*1.50$
153 (C)	COMB53 Løft	Structural	$1*1.00+(7+8)*1.50+11*1.05$
154 (C)	COMB54 Løft	Structural	$1*1.00+(5+6)*1.50+(7+8)*1.05+11*1.05$
155 (C)	COMB55 Løft	Structural	$1*1.00+(5+6)*1.50+(9+10)*1.05+11*1.05$
156 (C)	COMB56	Structural	$1*1.20+(2+6+8+12)*1.05+3*1.50$
157 (C)	COMB57	Structural	$1*1.20+(2+6+12)*1.05+3*1.50+7*1.05$
158 (C)	COMB58	Structural	$1*1.20+(2+6+10+12)*1.05+3*1.50$
159 (C)	COMB59	Structural	$1*1.20+(2+6+12)*1.05+3*1.50+9*1.05$
160 (C)	COMB60	Structural	$1*1.20+(2+5+8+12)*1.05+3*1.50$
161 (C)	COMB61	Structural	$1*1.20+(2+5+12)*1.05+3*1.50+7*1.05$
162 (C)	COMB62	Structural	$1*1.20+(2+5+10+12)*1.05+3*1.50$
163 (C)	COMB63	Structural	$1*1.20+(2+5+12)*1.05+3*1.50+9*1.05$
164 (C)	COMB64	Structural	$1*1.20+(2+6+12)*1.05+4*1.50+8*1.05$
165 (C)	COMB65	Structural	$1*1.20+(2+6+7+12)*1.05+4*1.50$
166 (C)	COMB66	Structural	$1*1.20+(2+6+12)*1.05+4*1.50+10*1.05$
167 (C)	COMB67	Structural	$1*1.20+(2+6+9+12)*1.05+4*1.50$
168 (C)	COMB68	Structural	$1*1.20+(2+5+12)*1.05+4*1.50+8*1.05$
169 (C)	COMB69	Structural	$1*1.20+(2+5+7+12)*1.05+4*1.50$
170 (C)	COMB70	Structural	$1*1.20+(2+5+12)*1.05+4*1.50+10*1.05$
171 (C)	COMB71	Structural	$1*1.20+(2+5+9+12)*1.05+4*1.50$
172 (C)	COMB72	Structural	$1*1.20+(2+3+8+12)*1.05+6*1.50$
173 (C)	COMB73	Structural	$1*1.20+(2+3+12)*1.05+6*1.50+7*1.05$
174 (C)	COMB74	Structural	$1*1.20+(2+3+10+12)*1.05+6*1.50$
175 (C)	COMB75	Structural	$1*1.20+(2+3+12)*1.05+6*1.50+9*1.05$
176 (C)	COMB76	Structural	$1*1.20+(2+3+8+12)*1.05+5*1.50$
177 (C)	COMB77	Structural	$1*1.20+(2+3+12)*1.05+5*1.50+7*1.05$
178 (C)	COMB78	Structural	$1*1.20+(2+3+10+12)*1.05+5*1.50$
179 (C)	COMB79	Structural	$1*1.20+(2+3+12)*1.05+5*1.50+9*1.05$
180 (C)	COMB80	Structural	$1*1.20+(2+4+12)*1.05+6*1.50+8*1.05$
181 (C)	COMB81	Structural	$1*1.20+(2+4+7+12)*1.05+6*1.50$
182 (C)	COMB82	Structural	$1*1.20+(2+4+12)*1.05+6*1.50+10*1.05$
183 (C)	COMB83	Structural	$1*1.20+(2+4+9+12)*1.05+6*1.50$
184 (C)	COMB84	Structural	$1*1.20+(2+4+12)*1.05+5*1.50+8*1.05$
185 (C)	COMB85	Structural	$1*1.20+(2+4+7+12)*1.05+5*1.50$
186 (C)	COMB86	Structural	$1*1.20+(2+4+12)*1.05+5*1.50+10*1.05$
187 (C)	COMB87	Structural	$1*1.20+(2+4+9+12)*1.05+5*1.50$
188 (C)	COMB88	Structural	$1*1.20+(2+5+6+8+12)*1.05+3*1.50$
189 (C)	COMB89	Structural	$1*1.20+(2+5+6+12)*1.05+3*1.50+7*1.05$
190 (C)	COMB90	Structural	$1*1.20+(2+5+6+10+12)*1.05+3*1.50$
191 (C)	COMB91	Structural	$1*1.20+(2+5+6+12)*1.05+3*1.50+9*1.05$
192 (C)	COMB92	Structural	$1*1.20+(2+5+6+12)*1.05+4*1.50+8*1.05$
193 (C)	COMB93	Structural	$1*1.20+(2+5+6+7+12)*1.05+4*1.50$
194 (C)	COMB94	Structural	$1*1.20+(2+5+6+12)*1.05+4*1.50+10*1.05$
195 (C)	COMB95	Structural	$1*1.20+(2+5+6+9+12)*1.05+4*1.50$
196 (C)	COMB96	Structural	$1*1.20+(2+3+8+12)*1.05+(5+6)*1.50$
197 (C)	COMB97	Structural	$1*1.20+(2+3+12)*1.05+(5+6)*1.50+7*1.05$
198 (C)	COMB98	Structural	$1*1.20+(2+3+10+12)*1.05+(5+6)*1.50$
199 (C)	COMB99	Structural	$1*1.20+(2+3+12)*1.05+(5+6)*1.50+9*1.05$
200 (C)	COMB100	Structural	$1*1.20+(2+4+12)*1.05+(5+6)*1.50+8*1.05$
201 (C)	COMB101	Structural	$1*1.20+(2+4+7+12)*1.05+(5+6)*1.50$

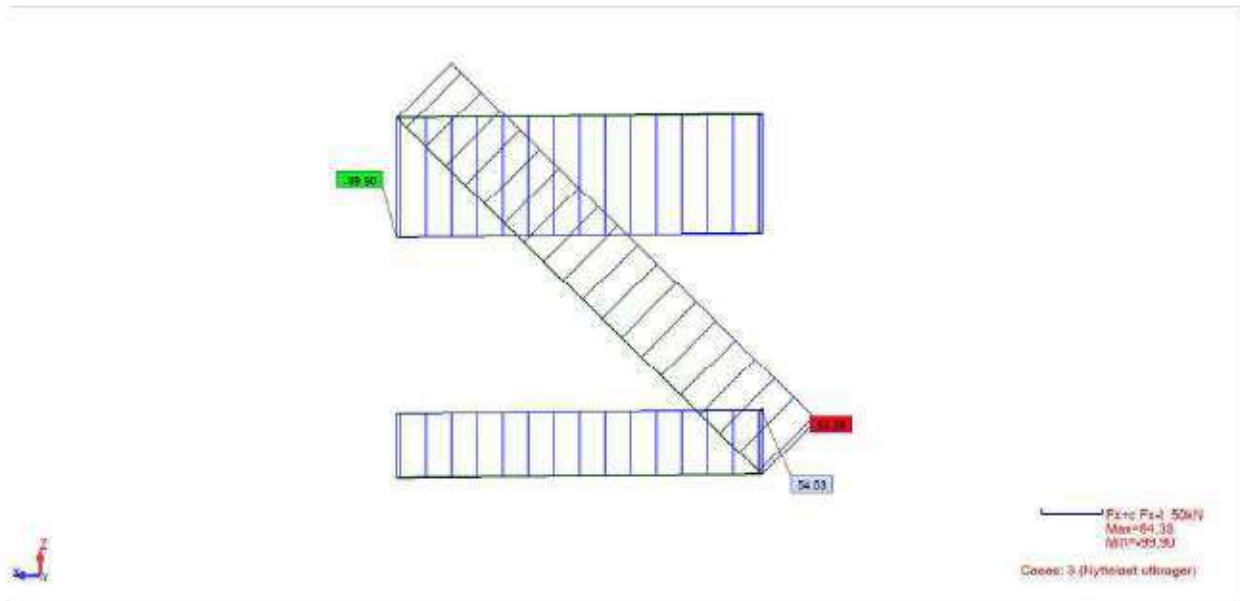
Combinations	Name	Case nature	Definition
202 (C)	COMB102	Structural	$1*1.20+(2+4+12)*1.05+(5+6)*1.50+10*-1.05$
203 (C)	COMB103	Structural	$1*1.20+(2+4+9+12)*1.05+(5+6)*1.50$
204 (C)	COMB104 Søyle	Structural	$1*1.20+(2+3+4+7+8+12)*1.05+(5+6)*1.50$
205 (C)	COMB105 Søyle	Structural	$1*1.20+(2+3+4+9+10+12)*1.05+(5+6)*1.50$
206 (C)	COMB106 Søyle	Structural	$1*1.20+(2+5+6+7+8+12)*1.05+(3+4)*1.50$
207 (C)	COMB107 Søyle	Structural	$1*1.20+(2+5+6+9+10+12)*1.05+(3+4)*1.50$
208 (C)	COMB108 Løft	Structural	$1*1.00+(7+8)*-1.50+12*1.05$
209 (C)	COMB109 Løft	Structural	$1*1.00+(5+6)*1.50+(7+8)*-1.05+12*1.05$
210 (C)	COMB110 Løft	Structural	$1*1.00+(5+6)*1.50+(9+10)*-1.05+12*1.05$
301 (C)	SLS1	Structural	$(1+2+3+6+8)*1.00$
302 (C)	SLS2	Structural	$(1+2+3+6)*1.00+7*-1.00$
303 (C)	SLS3	Structural	$(1+2+3+6+10)*1.00$
304 (C)	SLS4	Structural	$(1+2+3+6)*1.00+9*-1.00$
305 (C)	SLS5	Structural	$(1+2+3+5+8)*1.00$
306 (C)	SLS6	Structural	$(1+2+3+5)*1.00+7*-1.00$
307 (C)	SLS7	Structural	$(1+2+3+5+10)*1.00$
308 (C)	SLS8	Structural	$(1+2+3+5)*1.00+9*-1.00$
309 (C)	SLS9	Structural	$(1+2+4+6)*1.00+8*-1.00$
310 (C)	SLS10	Structural	$(1+2+4+6+7)*1.00$
311 (C)	SLS11	Structural	$(1+2+4+6)*1.00+10*-1.00$
312 (C)	SLS12	Structural	$(1+2+4+6+9)*1.00$
313 (C)	SLS13	Structural	$(1+2+4+5)*1.00+8*-1.00$
314 (C)	SLS14	Structural	$(1+2+4+5+7)*1.00$
315 (C)	SLS15	Structural	$(1+2+4+5)*1.00+10*-1.00$
316 (C)	SLS16	Structural	$(1+2+4+5+9)*1.00$
317 (C)	SLS17	Structural	$(1+2+3+5+6+8)*1.00$
318 (C)	SLS18	Structural	$(1+2+3+5+6)*1.00+7*-1.00$
319 (C)	SLS19	Structural	$(1+2+3+5+6+10)*1.00$
320 (C)	SLS20	Structural	$(1+2+3+5+6)*1.00+9*-1.00$
321 (C)	SLS21	Structural	$(1+2+4+5+6)*1.00+8*-1.00$
322 (C)	SLS22	Structural	$(1+2+4+5+6+7)*1.00$
323 (C)	SLS23	Structural	$(1+2+4+5+6)*1.00+10*-1.00$
324 (C)	SLS24	Structural	$(1+2+4+5+6+9)*1.00$
325 (C)	SLS25 Søyle	Structural	$(1+2+3+4+5+6+7+8)*1.00$
326 (C)	SLS26 Søyle	Structural	$(1+2+3+4+5+6+9+10)*1.00$
327 (C)	SLS27 Løft	Structural	$1*1.00+(7+8)*-1.00$
328 (C)	SLS28 Løft	Structural	$(1+5+6)*1.00+(7+8)*-1.00$
329 (C)	SLS29 Løft	Structural	$(1+5+6)*1.00+(9+10)*-1.00$

F-5 Utklipp for håndberegninger

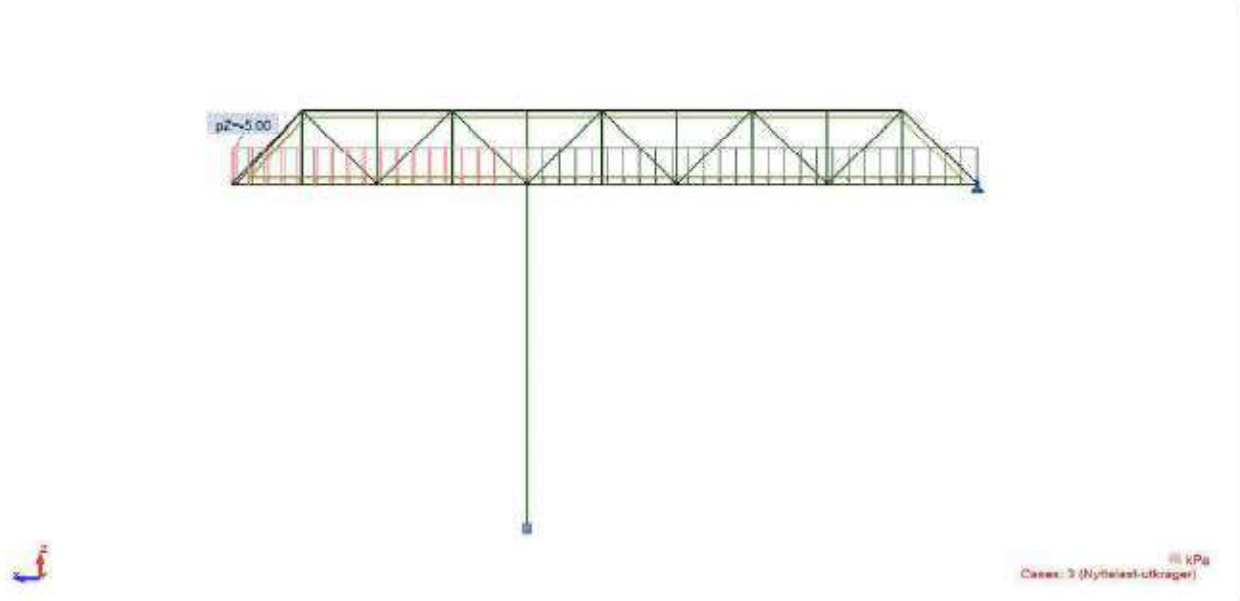
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
Author:
Address:

File: Bachelor Stålbros Mark14 (2) (Termisk).rtd
Project: Bachelor Stålbros Mark14 (2) (Termisk)

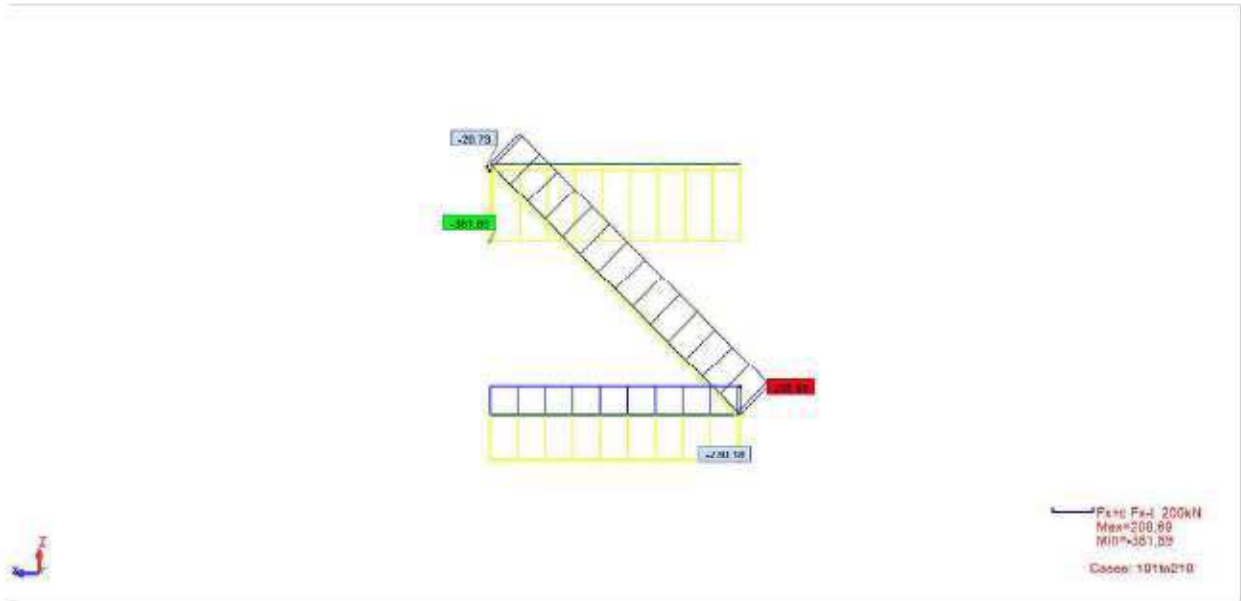
Håndberegning



Håndberegning2



Håndberegningtotal

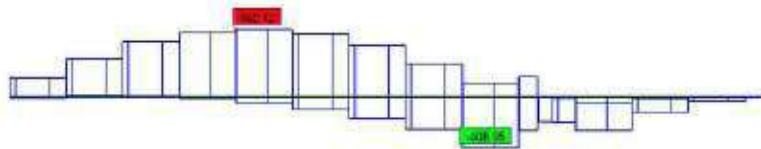


F-6 Betongbjelke 1 lastkombinasjon

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
Author:
Address:

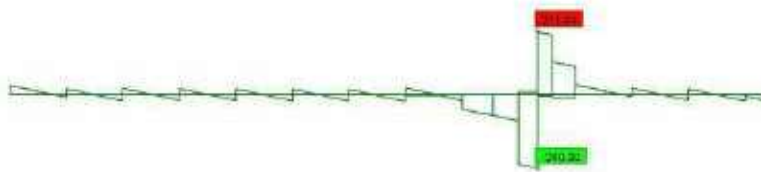
File: Bachelor Betongbro Mark12.rtd
Project: Bachelor Betongbro Mark12

Betongbjelke (1) lastkomb Fx



Fx: 500kN
Max=563,12
Min=-408,95
Cases: 101to210

Betongbjelke (1) lastkomb Fy



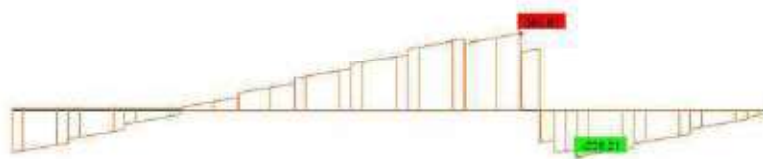
Fy: 100kN
Max=311,64
Min=-340,30
Cases: 101to210

Betongbjelke (1) lastkomb Fz



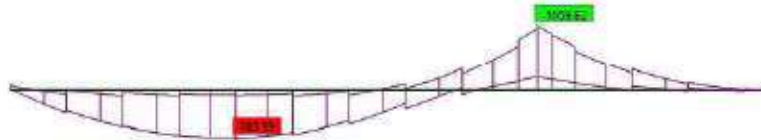
Fz: 200kN
Max=281,10
Min=-393,18
Cases: 101to210

Betongbjelke (1) lastkomb Mx



Mx: 200kNm
Max=385,87
Min=-228,21
Cases: 101to210

Betongbjelke (1) lastkomb My



My 500kNm
Max=309.42
Min=1059.62
Cases: 101to210

Betongbjelke (1) lastkomb Mz



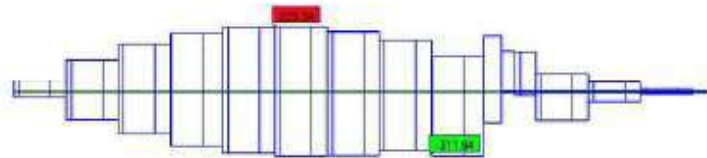
Mz 100kNm
Max=375.95
Min=34.59
Cases: 101to210

F-7 Betongbjelke 2 lastkombinasjon

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
Author:
Address:

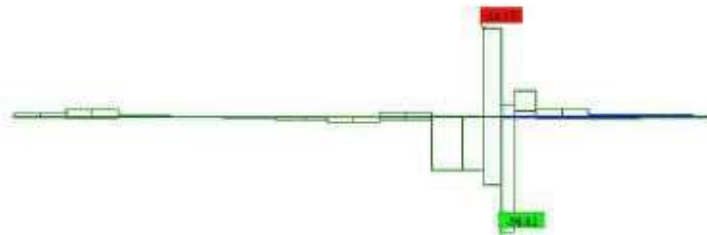
File: Bachelor Betongbro Mark12.rtd
Project: Bachelor Betongbro Mark12

Betongbjelke (2) lastkomb Fx



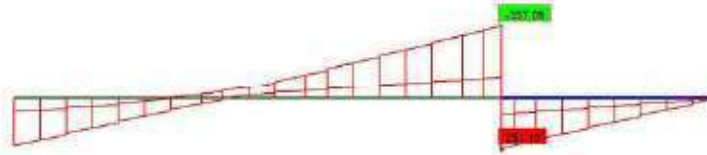
Fx: Fx4 200kN
Max=323,34
Min=-311,84
Cases: 101to210

Betongbjelke (2) lastkomb Fy



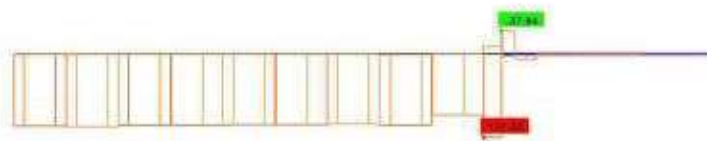
Fy 200kN
Max=44,17
Min=-56,62
Cases: 101to210

Betongbjelke (2) lastkomb Fz



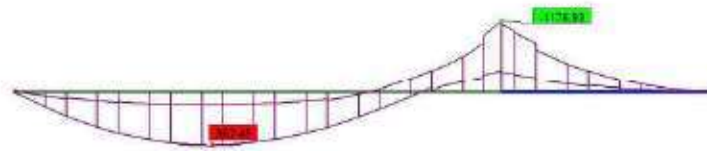
Fz: 200kN
Max=281,10
Min=-357,09
Cases: 101to210

Betongbjelke (2) lastkomb Mx



Mx: 50kNm
Max=137,47
Min=-37,94
Cases: 101to210

Betongbjelke (2) lastkomb My



My: 500kNm
Max=807,48
Min=-1170,93
Cases: 101to210

Betongbjelke (2) lastkomb Mz



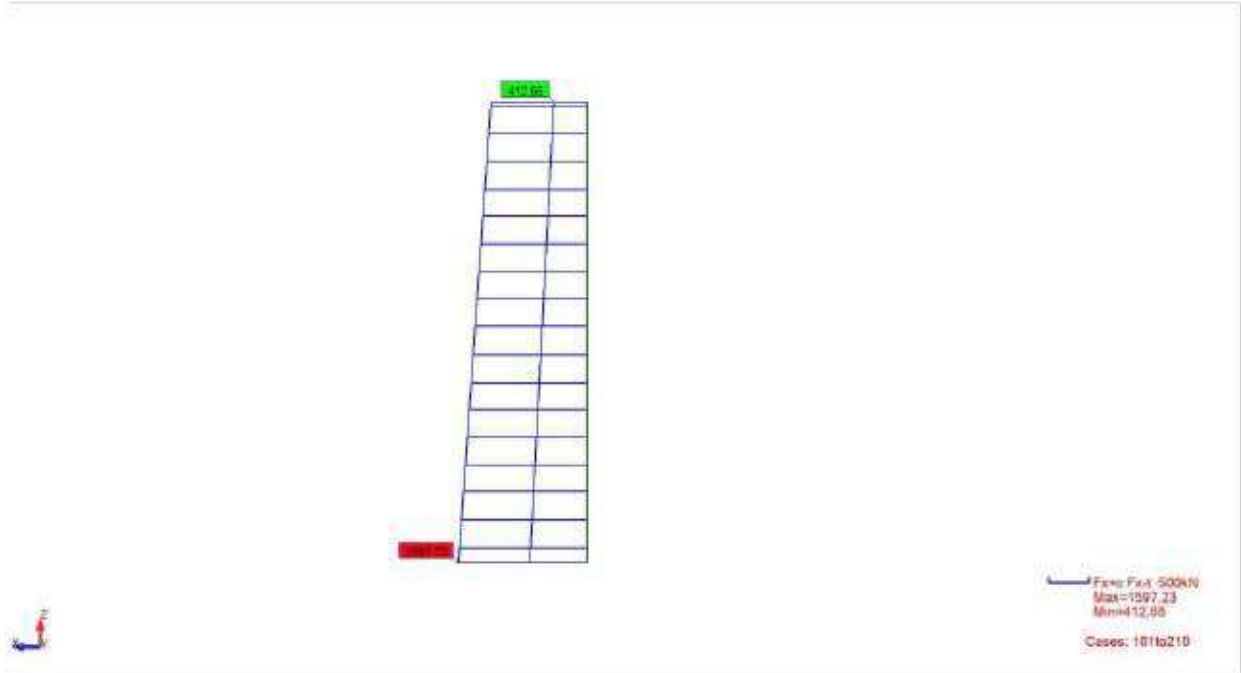
Mz: 50kNm
Max=51,20
Min=-12,96
Cases: 101to210

F-8 Betongsøyle lastkombinasjon

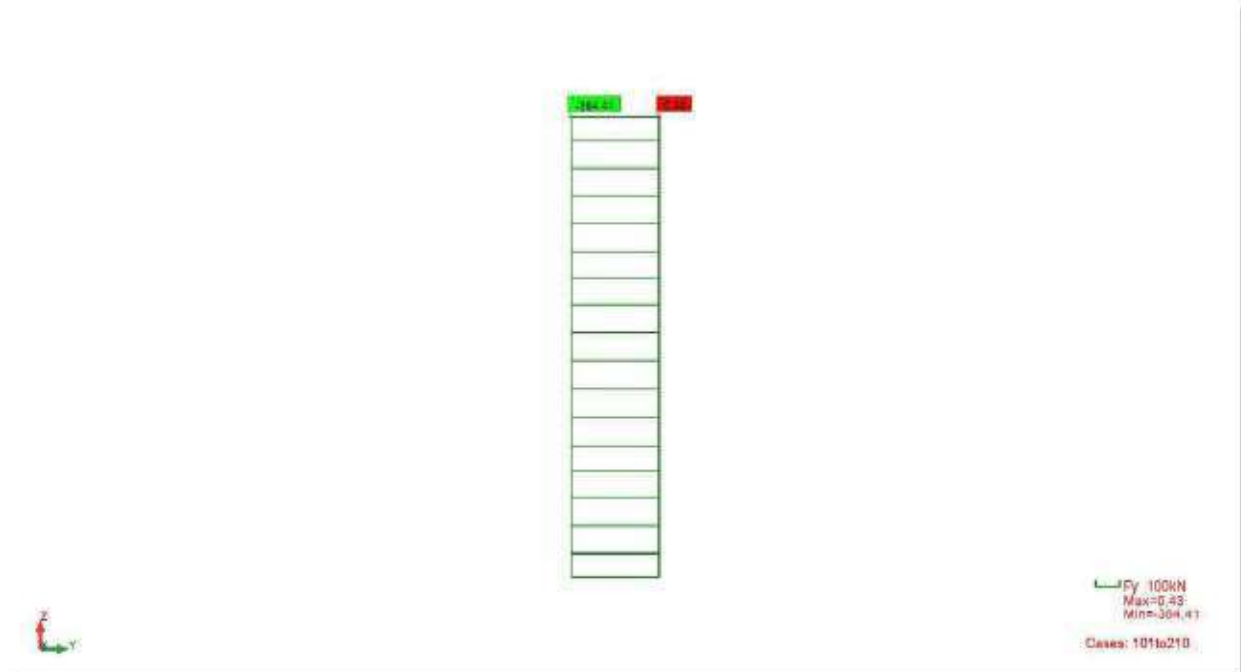
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019
Author:
Address:

File: Bachelor Betongbro Mark12.rtd
Project: Bachelor Betongbro Mark12

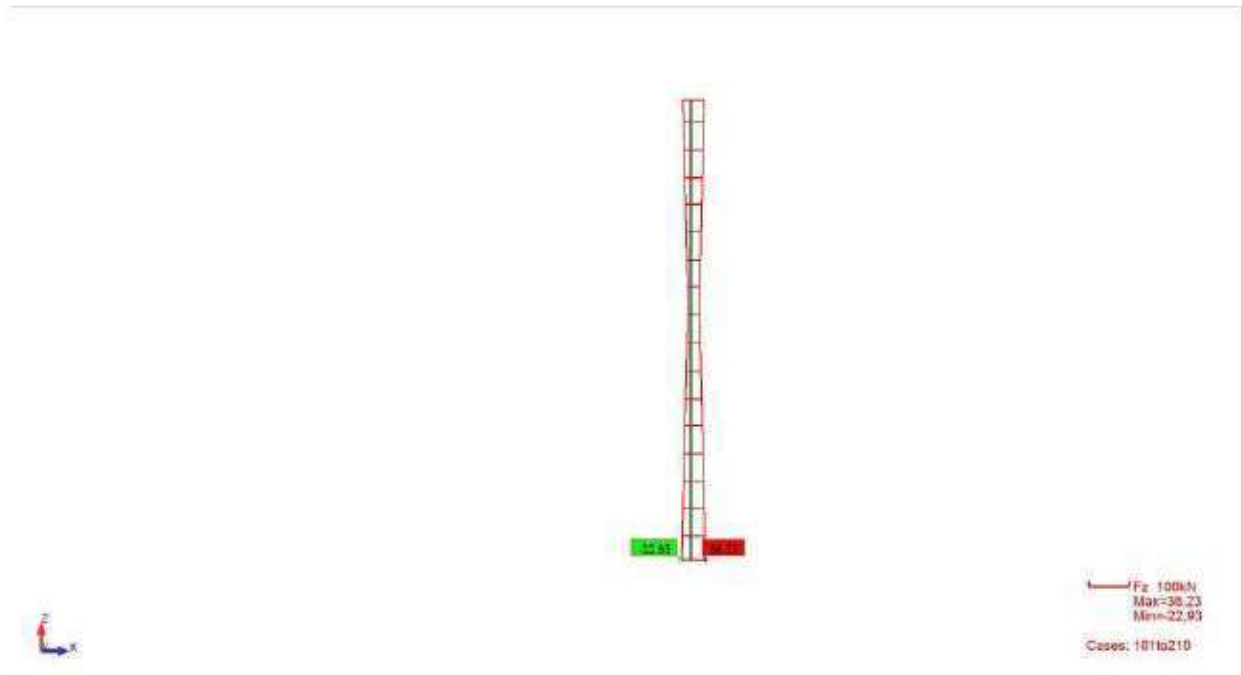
Betongsøyle lastkomb. Fx



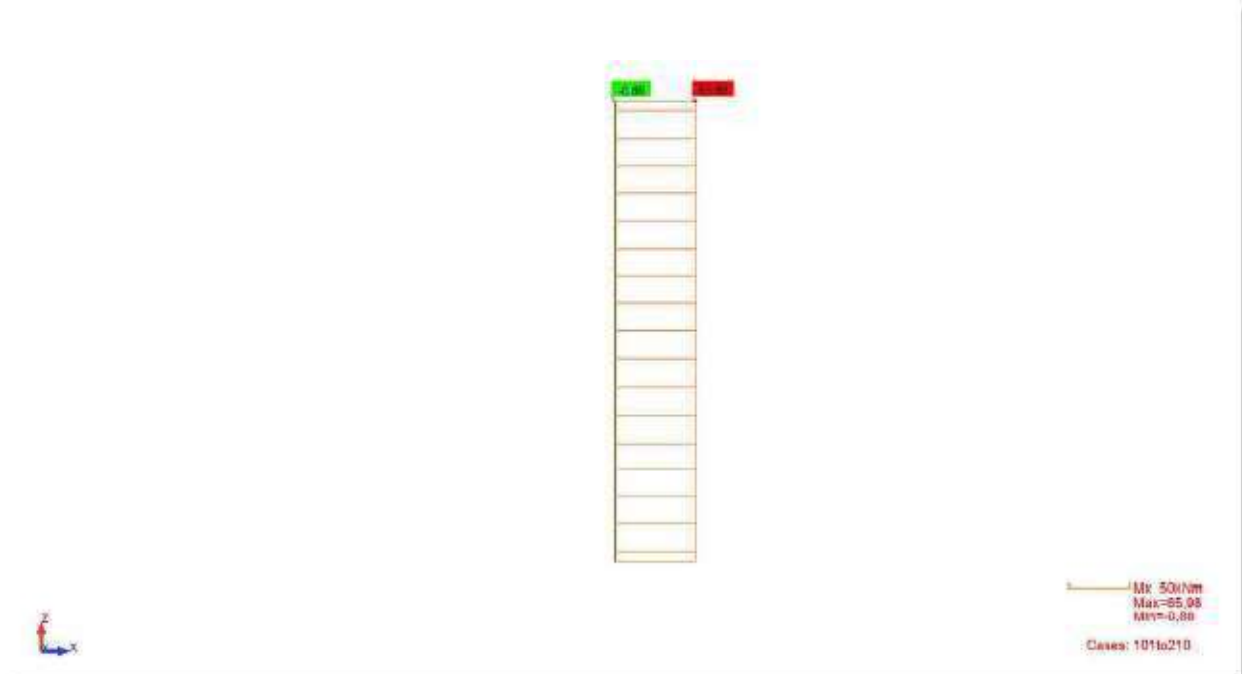
Betongsøyle lastkomb. Fy



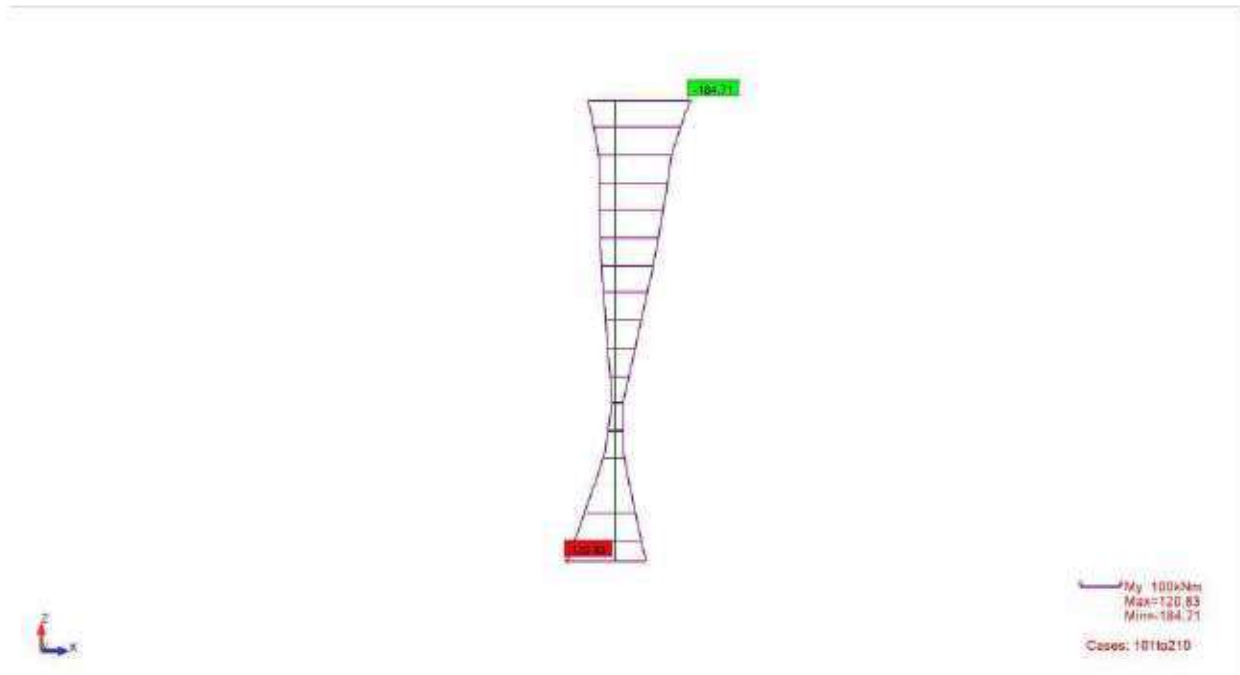
Betongsøyle lastkomb. Fz



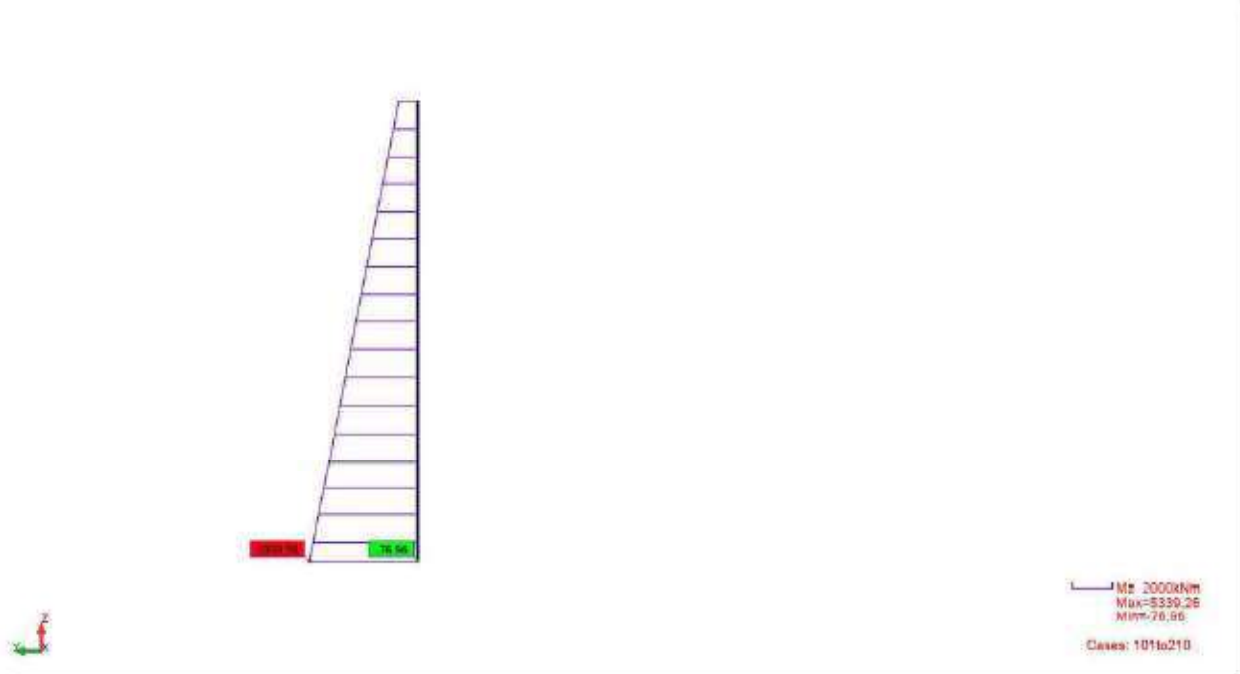
Betongsøyle lastkomb. Mx



Betongsøyle lastkomb. My



Betongsøyle lastkomb. Mz



F-9 Betongsøyle vertikalt varierende temperatur 1

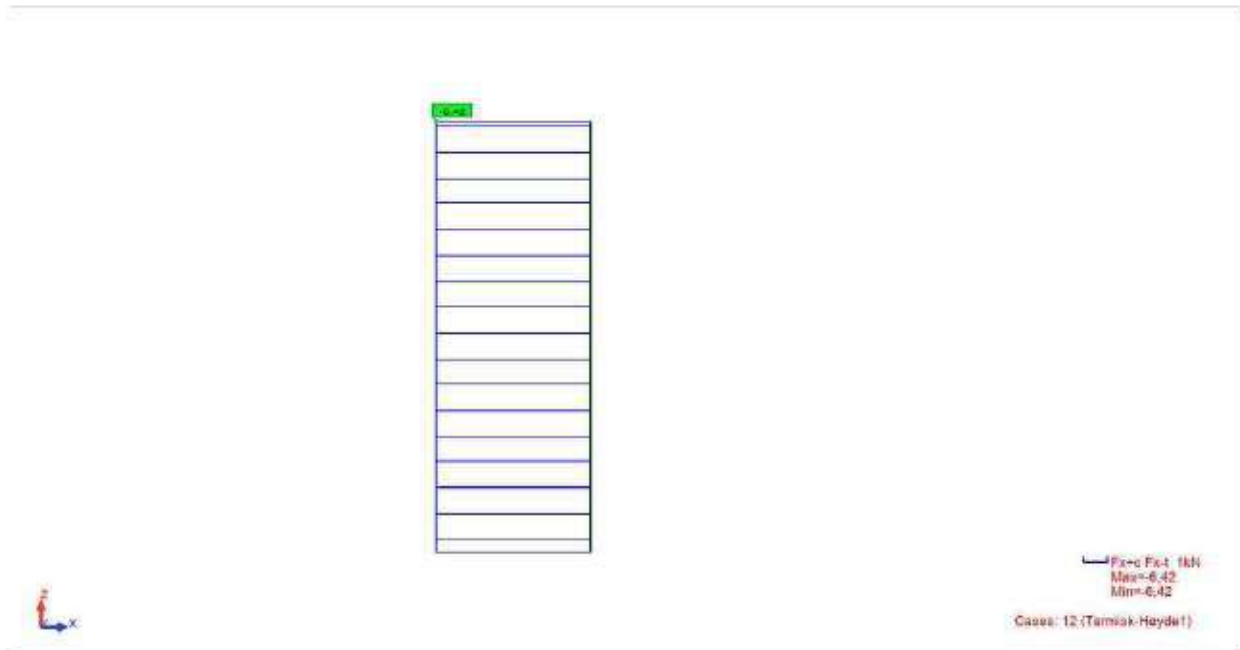
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Author:
(TEST3).rtd
Address:
(TEST3)

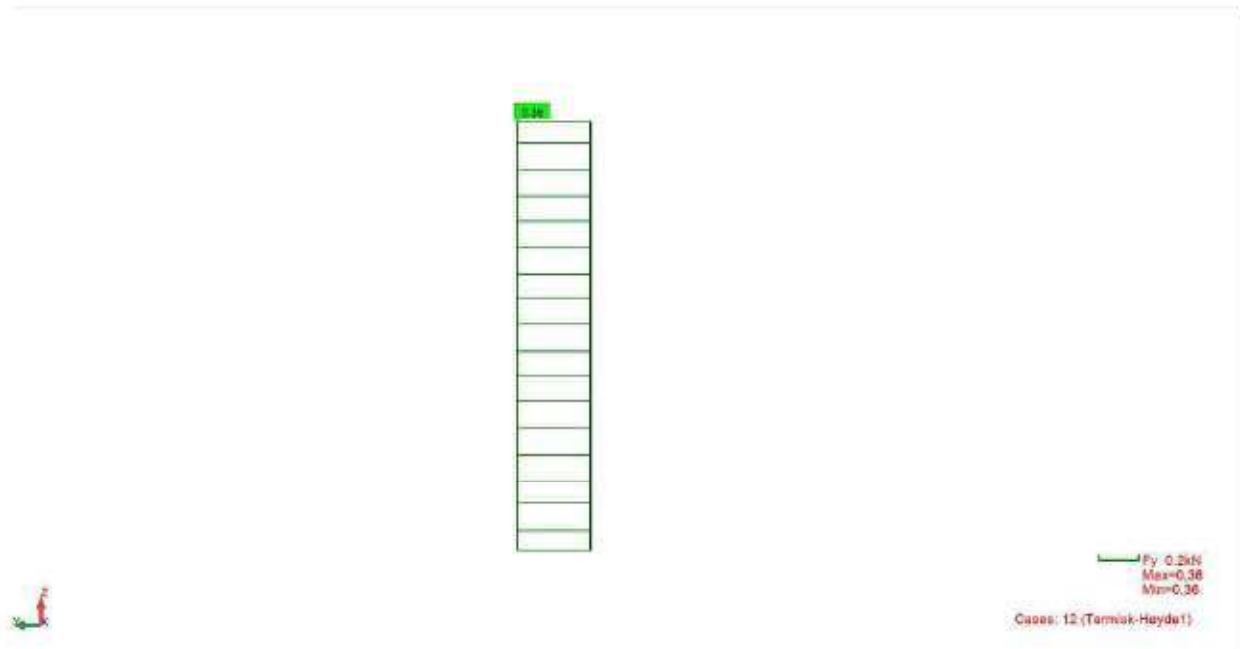
File: Bachelor Betongbro Mark10 (Terminsk)

Project: Bachelor Betongbro Mark10 (Terminsk)

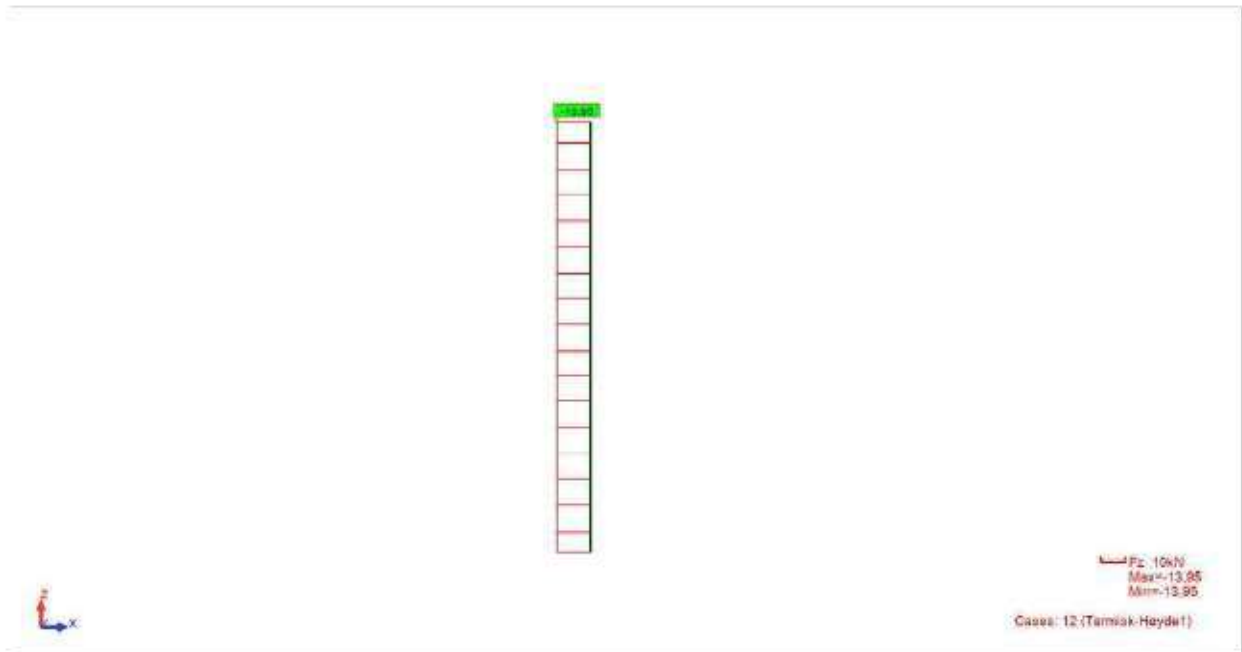
Betongsøyle Termisk-høyde(1) Fx



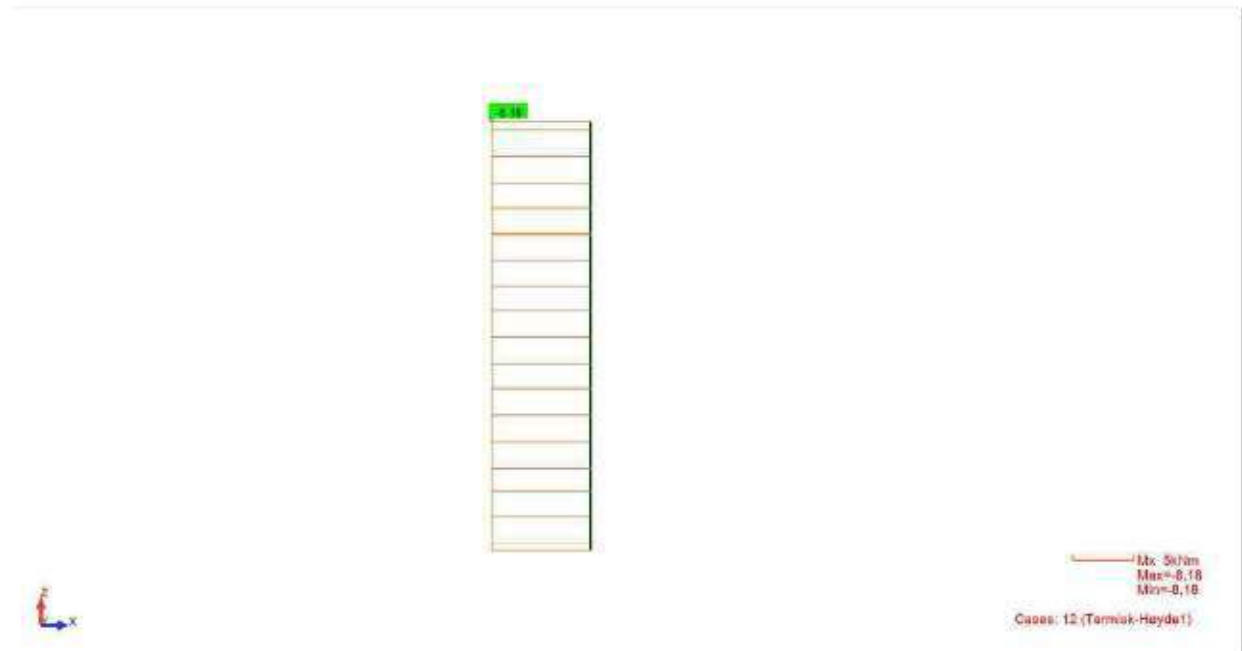
Betongsøyle Termisk-høyde(1) Fy



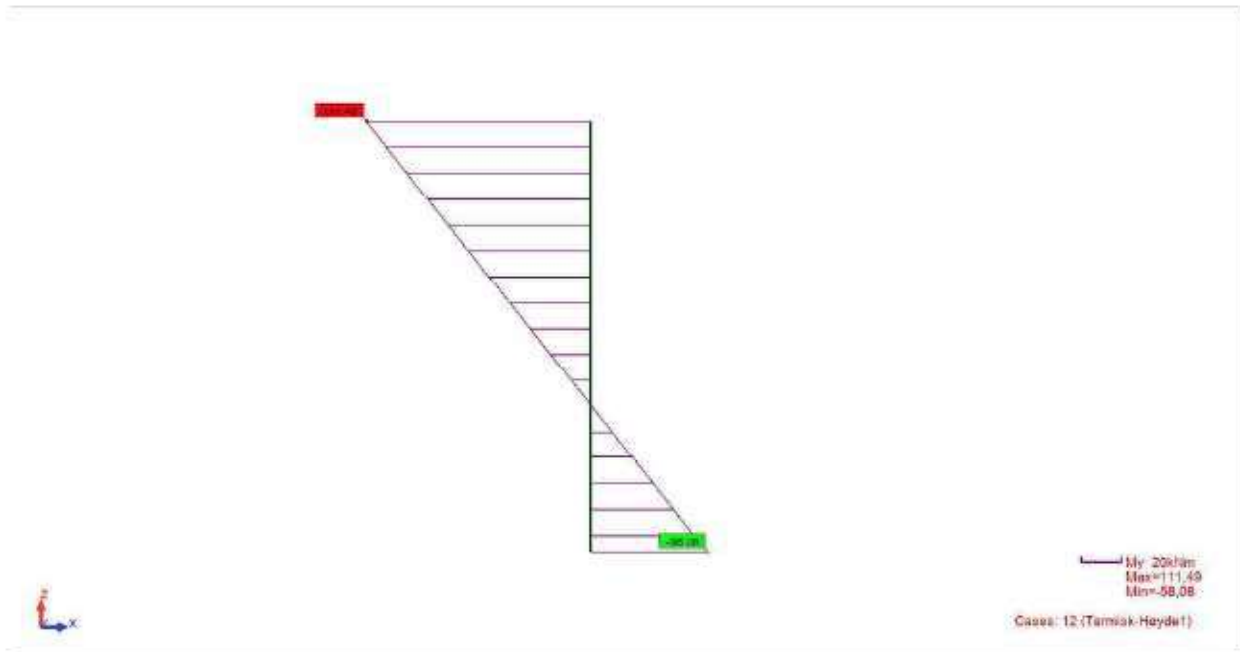
Betongsøyle Termisk-høyde(1) Fz



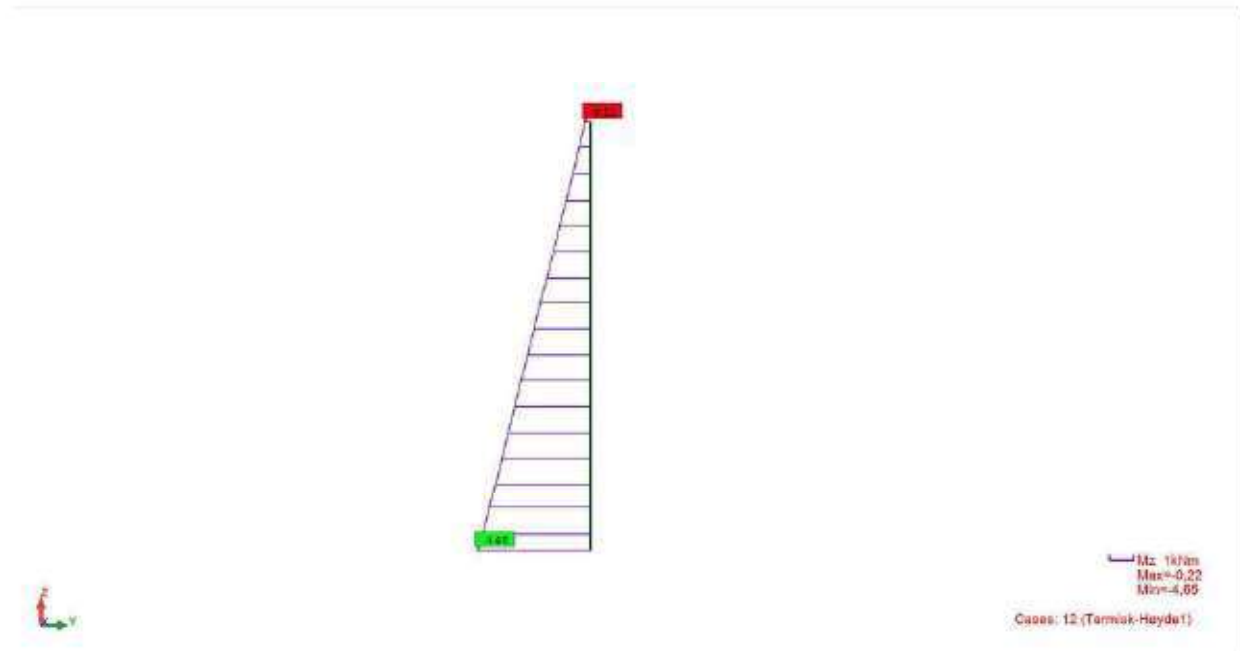
Betongsøyle Termisk-høyde(1) Mx



Betongsøyle Termisk-høyde(1) My



Betongsøyle Termisk-høyde(1) Mz



F-10 Betongsøyle vertikalt varierende temperatur 2

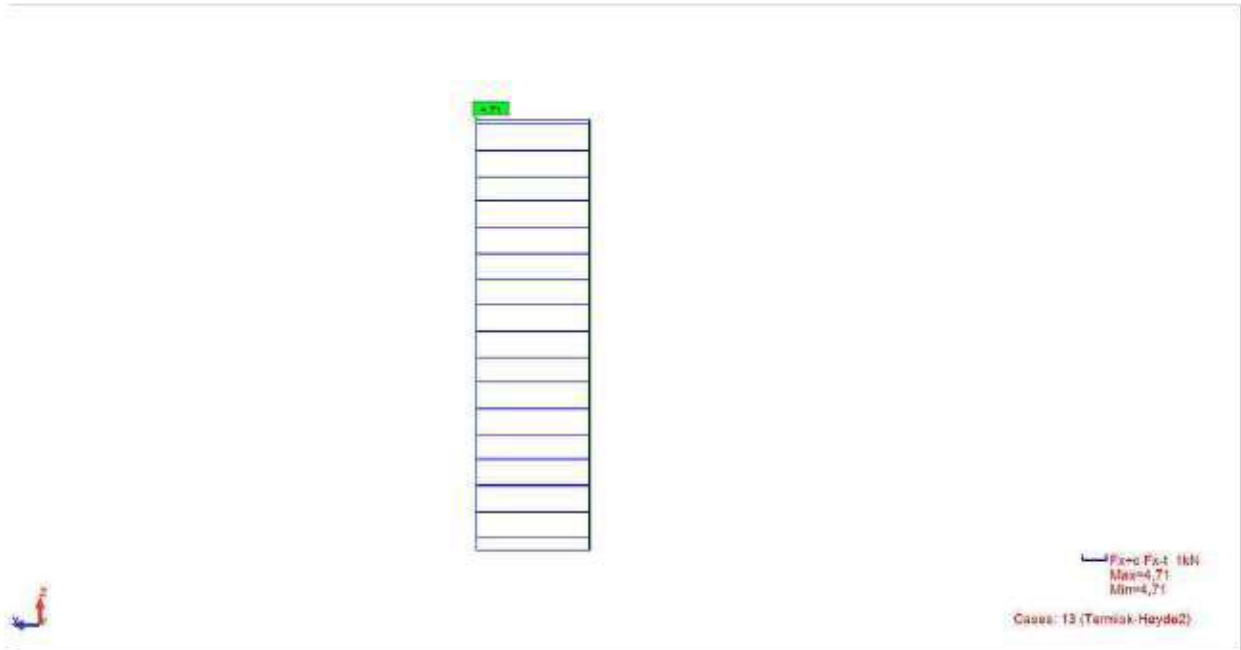
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Author:
(TEST3).rtd
Address:
(TEST3)

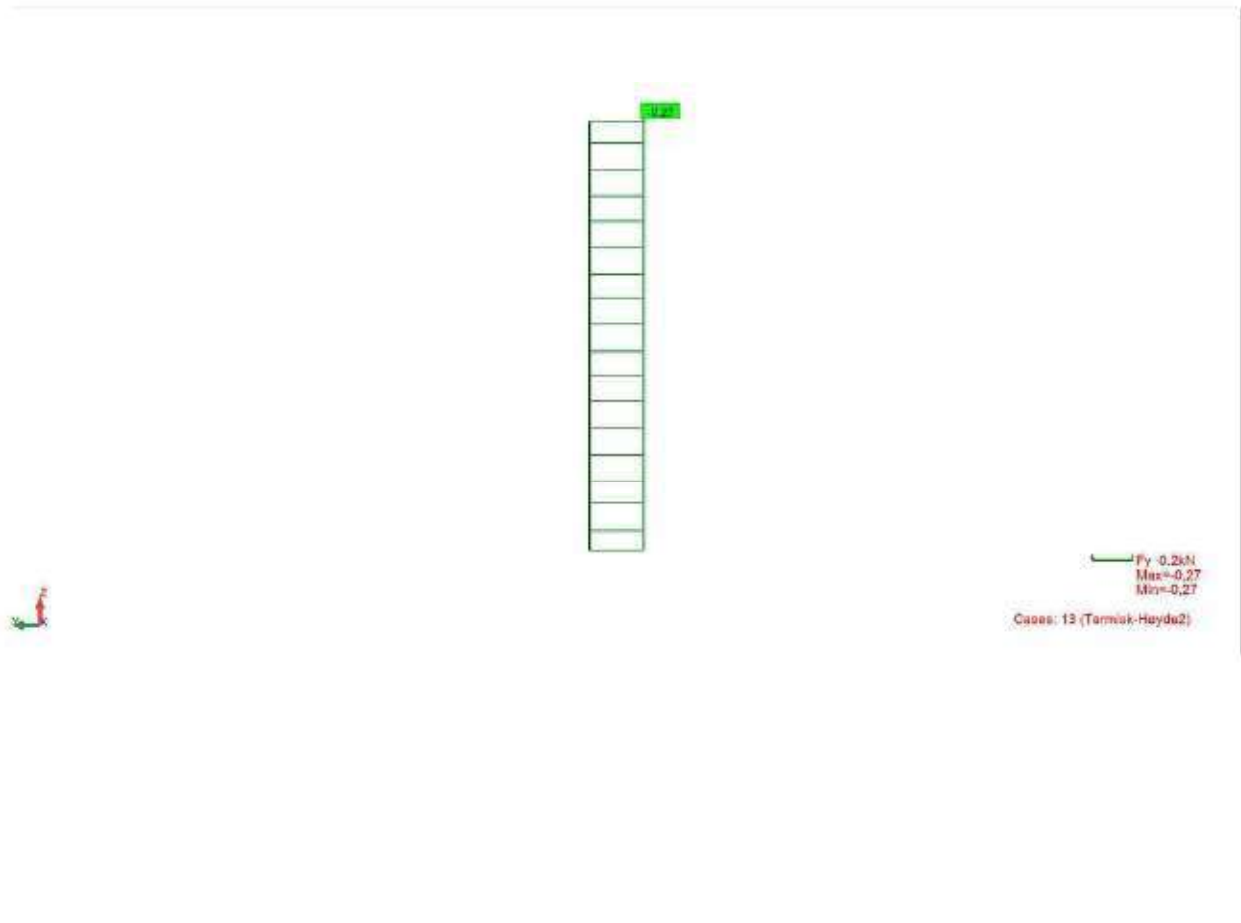
File: Bachelor Betongbro Mark10 (Terminsk)

Project: Bachelor Betongbro Mark10 (Terminsk)

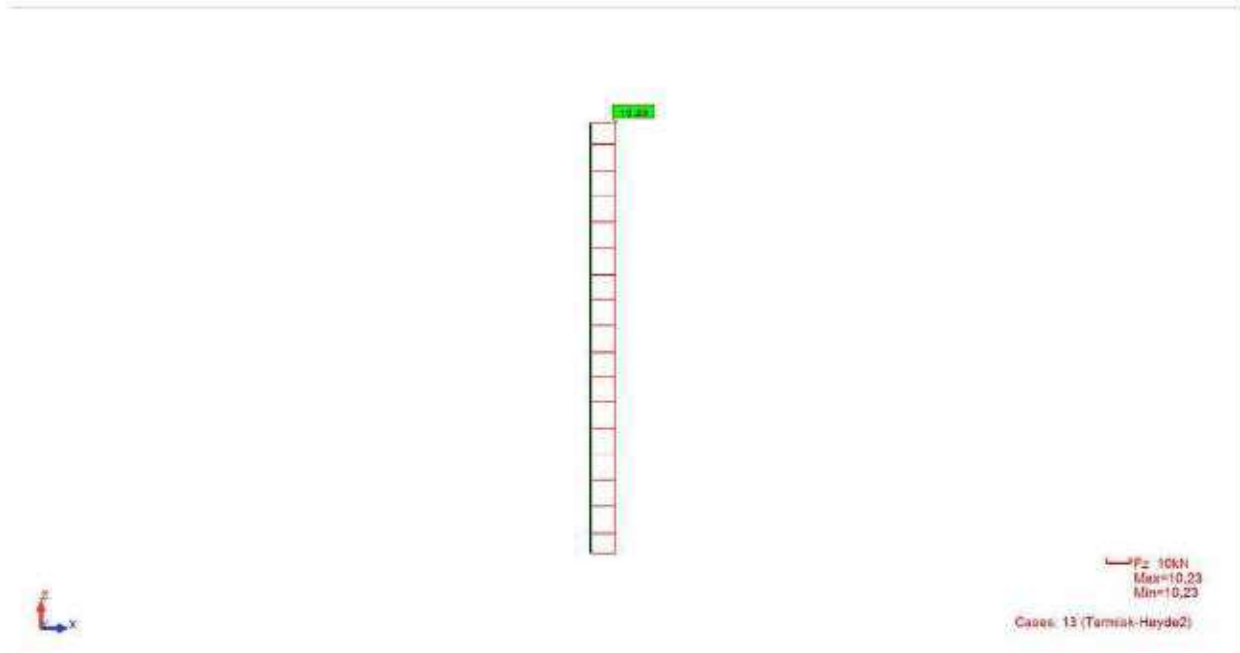
Betongsøyle Termisk-høyde(2) Fx



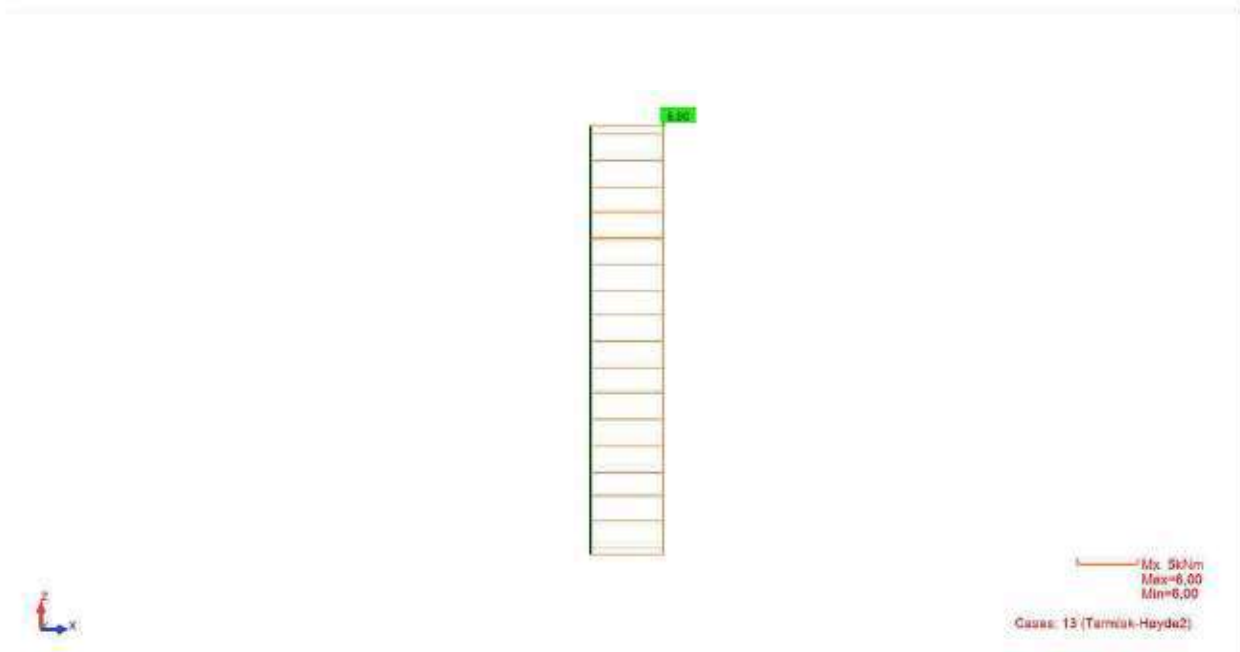
Betongsøyle Termisk-høyde(2) Fy



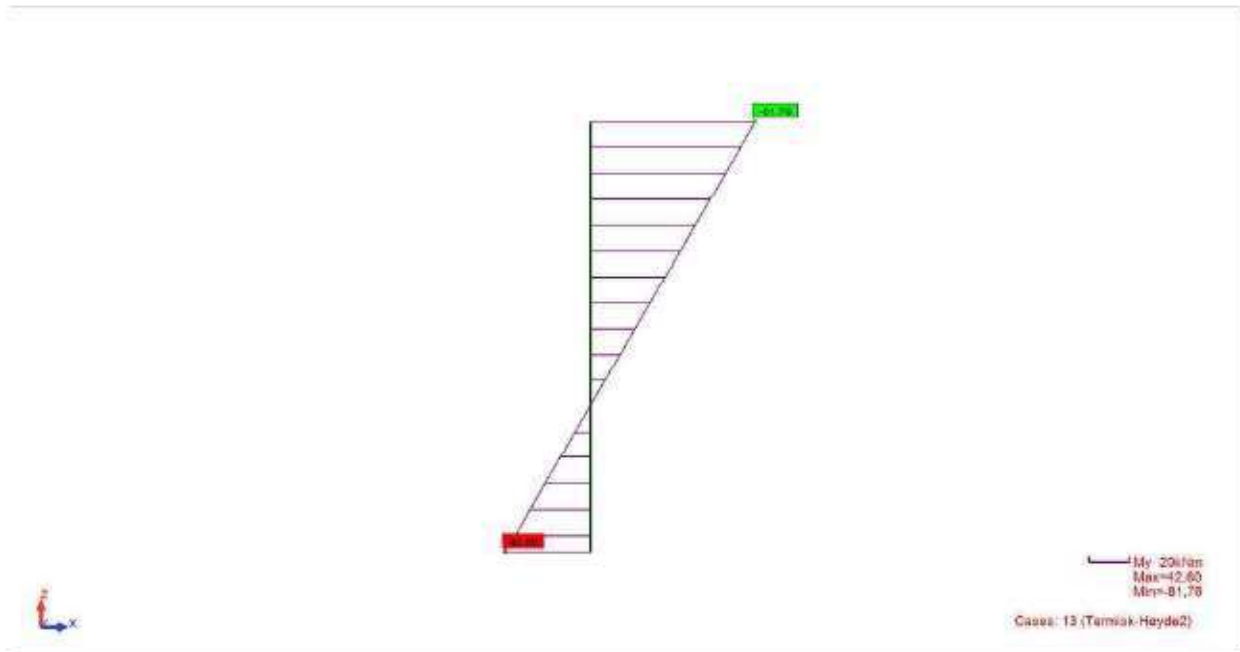
Betongsøyle Termisk-høyde(2) Fz



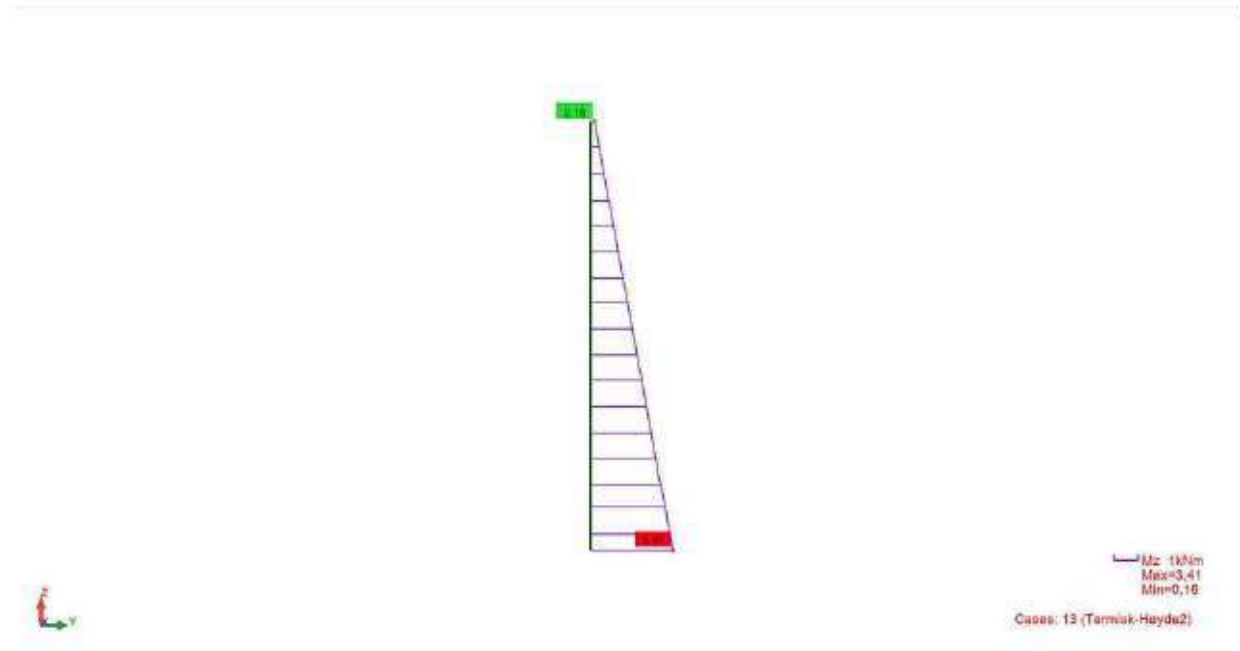
Betongsøyle Termisk-høyde(2) Mx



Betongsøyle Termisk-høyde(2) My



Betongsøyle Termisk-høyde(2) Mz



F-11 Betongsøyle jevn temperatur 1

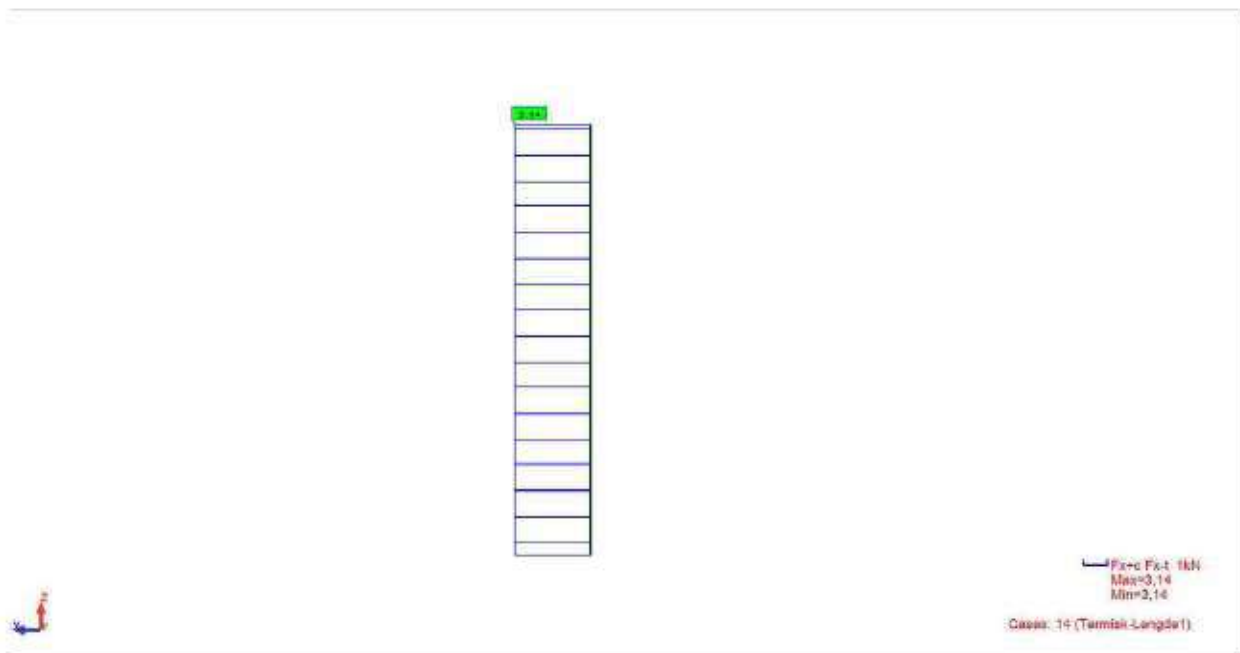
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Author:
(TEST3).rtd
Address:
(TEST3)

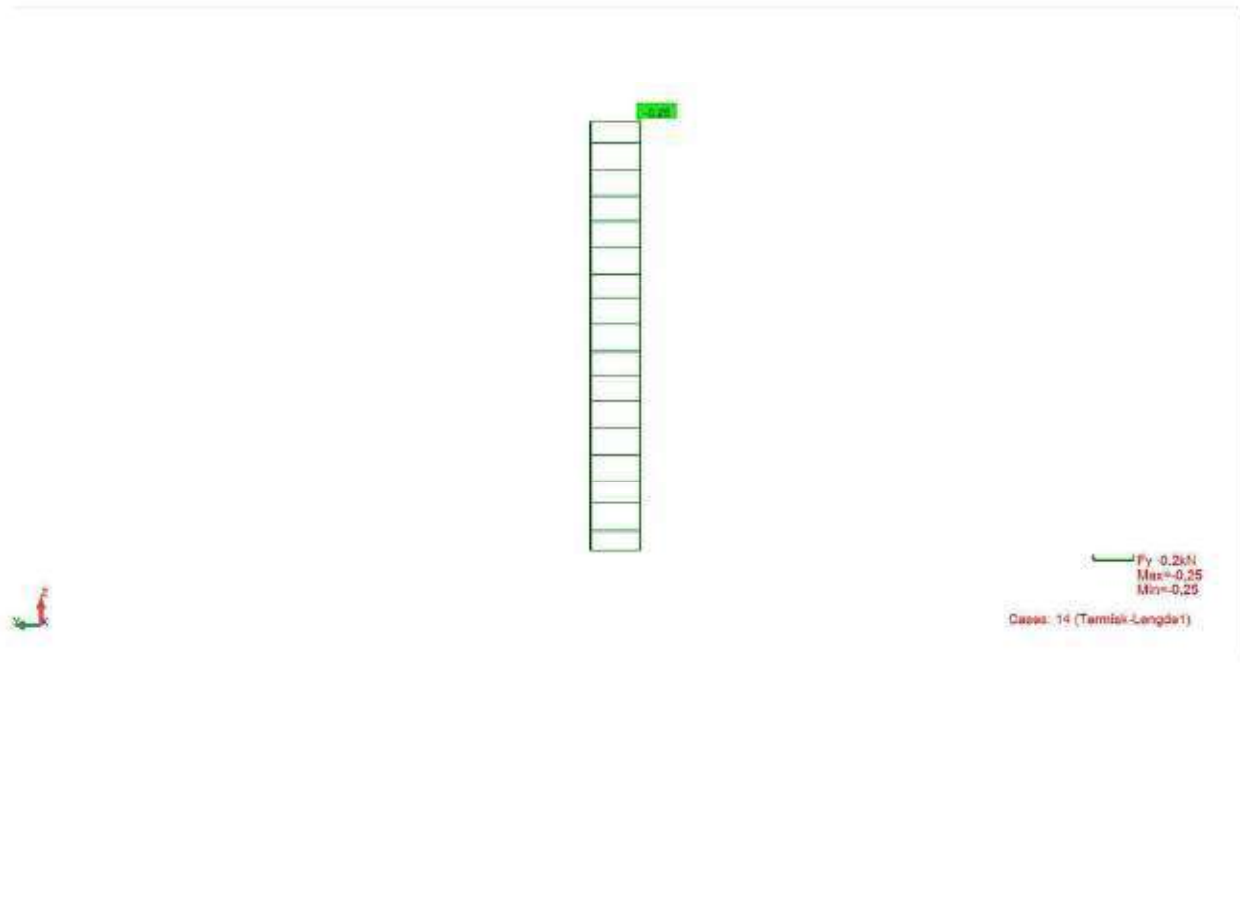
File: Bachelor Betongbro Mark10 (Terminsk)

Project: Bachelor Betongbro Mark10 (Terminsk)

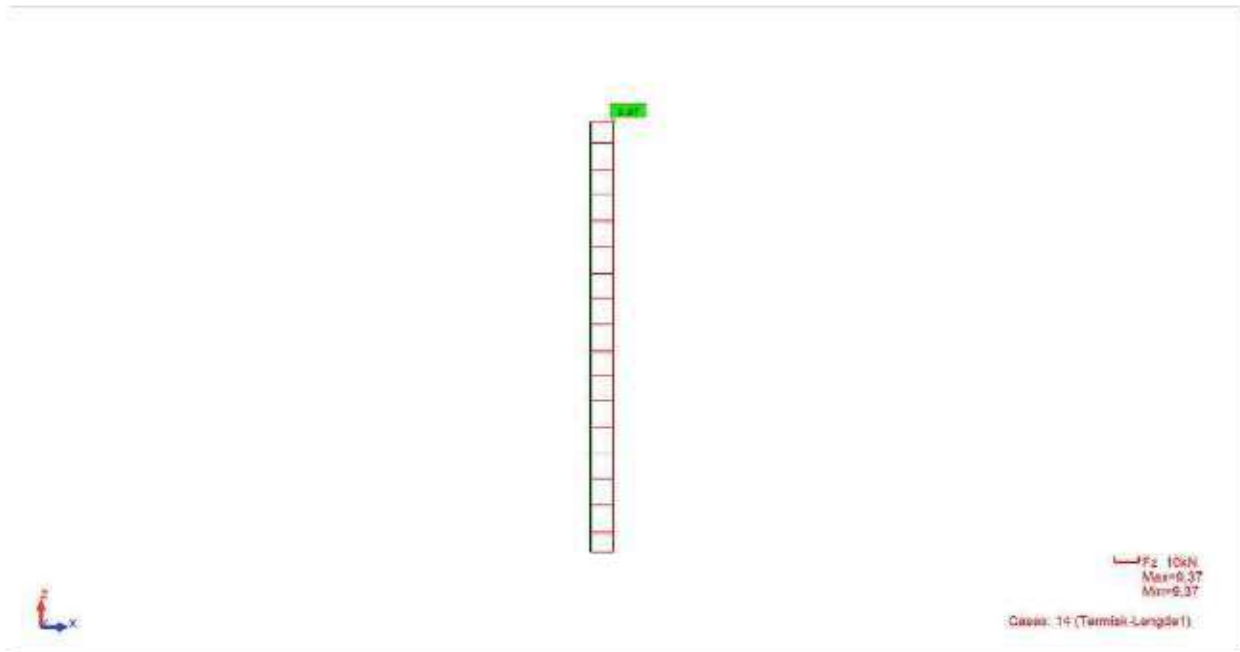
Betongsøyle Termisk-lengde(1) Fx



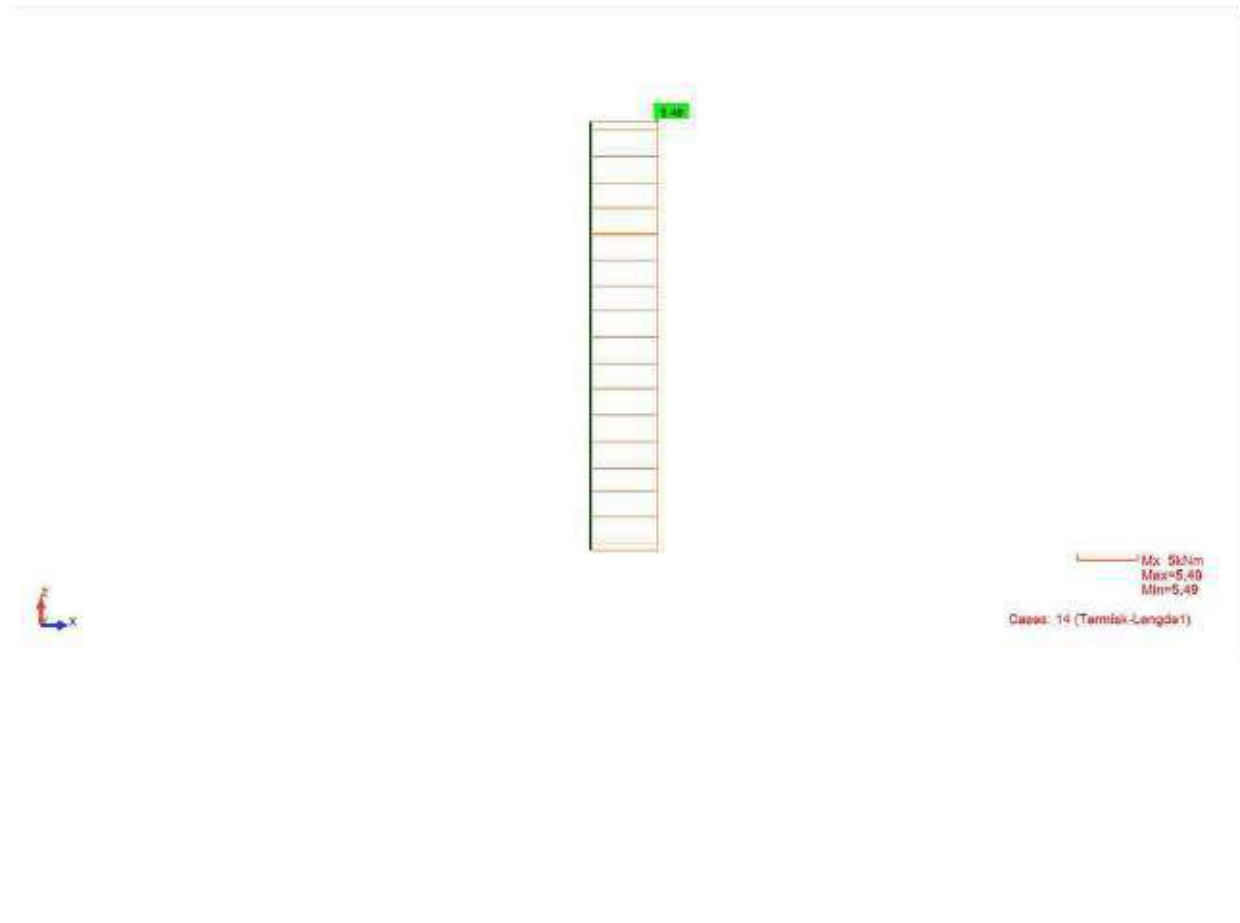
Betongsøyle Termisk-lengde(1) Fy



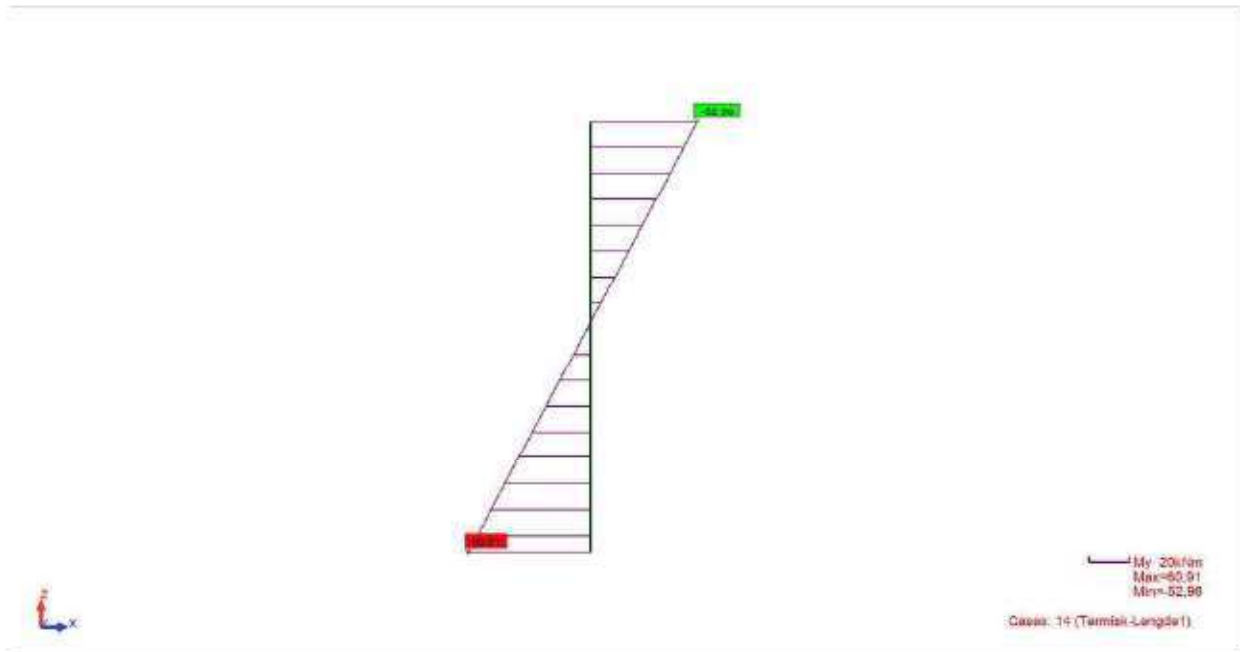
Betongsøyle Termisk-lengde(1) Fz



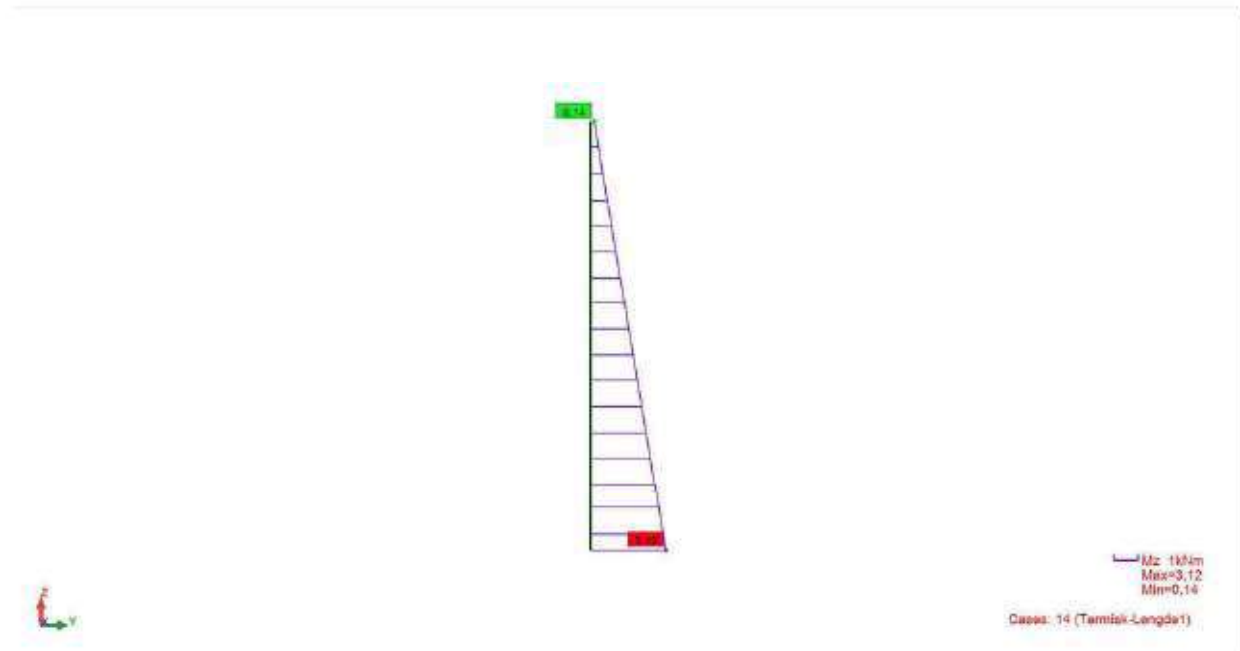
Betongsøyle Termisk-lengde(1) Mx



Betongsøyle Termisk-lengde(1) My



Betongsøyle Termisk-lengde(1) Mz



F-12 Betongsøyle jevn temperatur 2

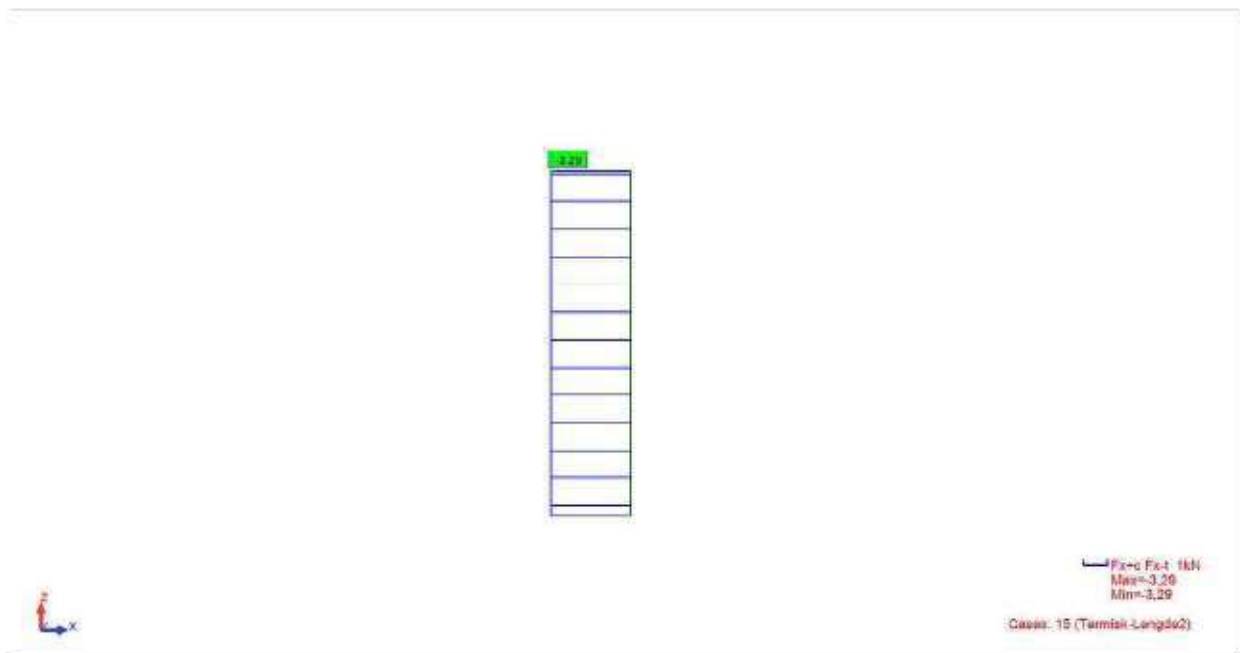
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Author:
(TEST3).rtd
Address:
(TEST3)

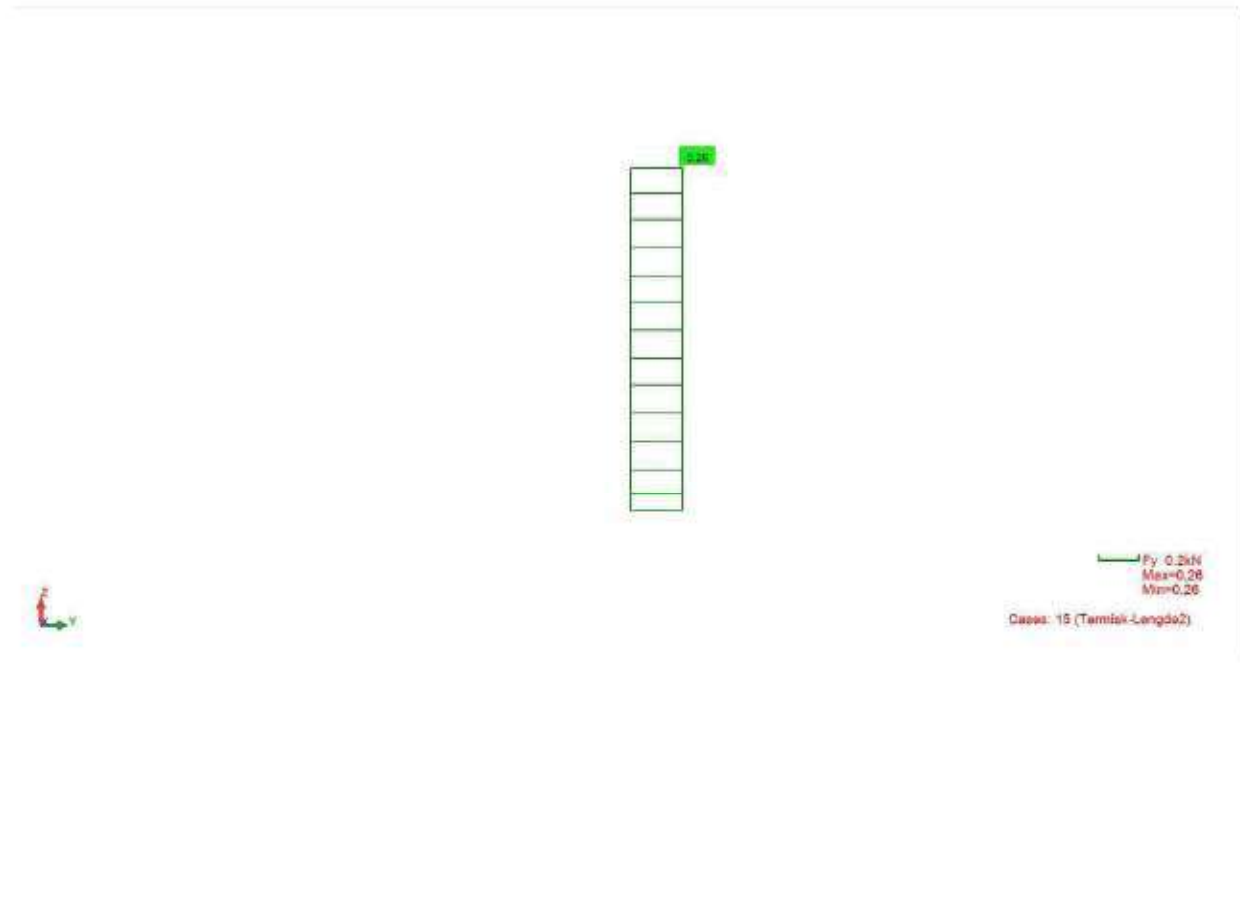
File: Bachelor Betongbro Mark10 (Terminsk)

Project: Bachelor Betongbro Mark10 (Terminsk)

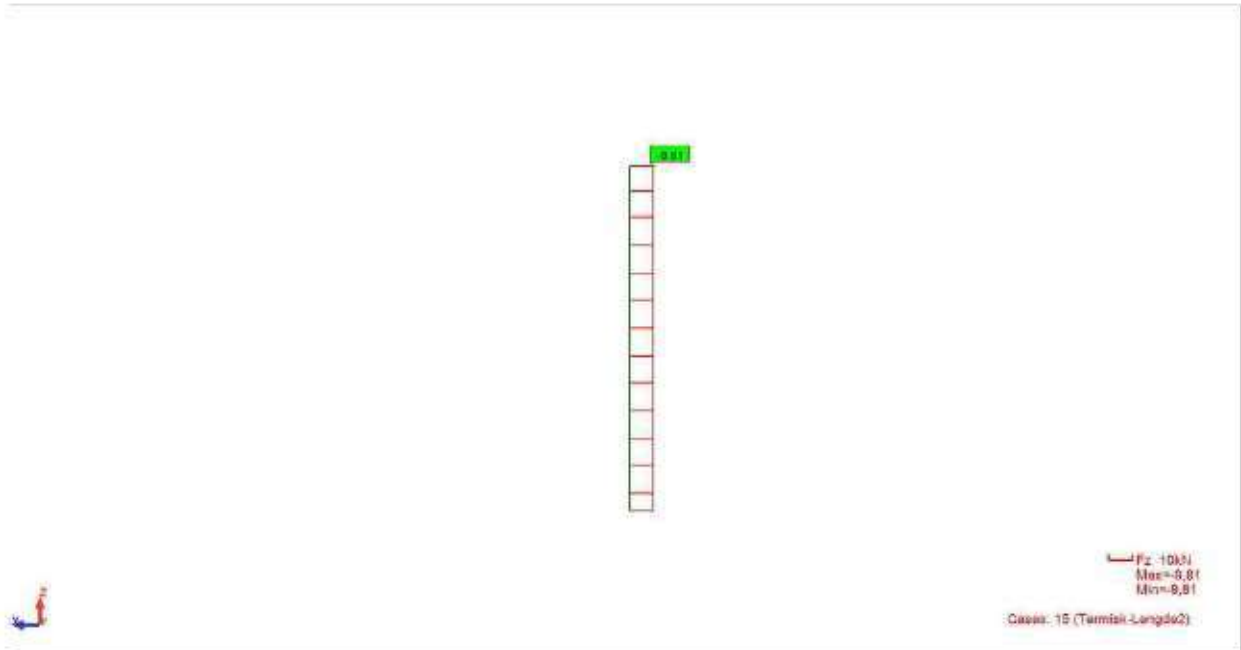
Betongsøyle Termisk-lengde(2) Fx



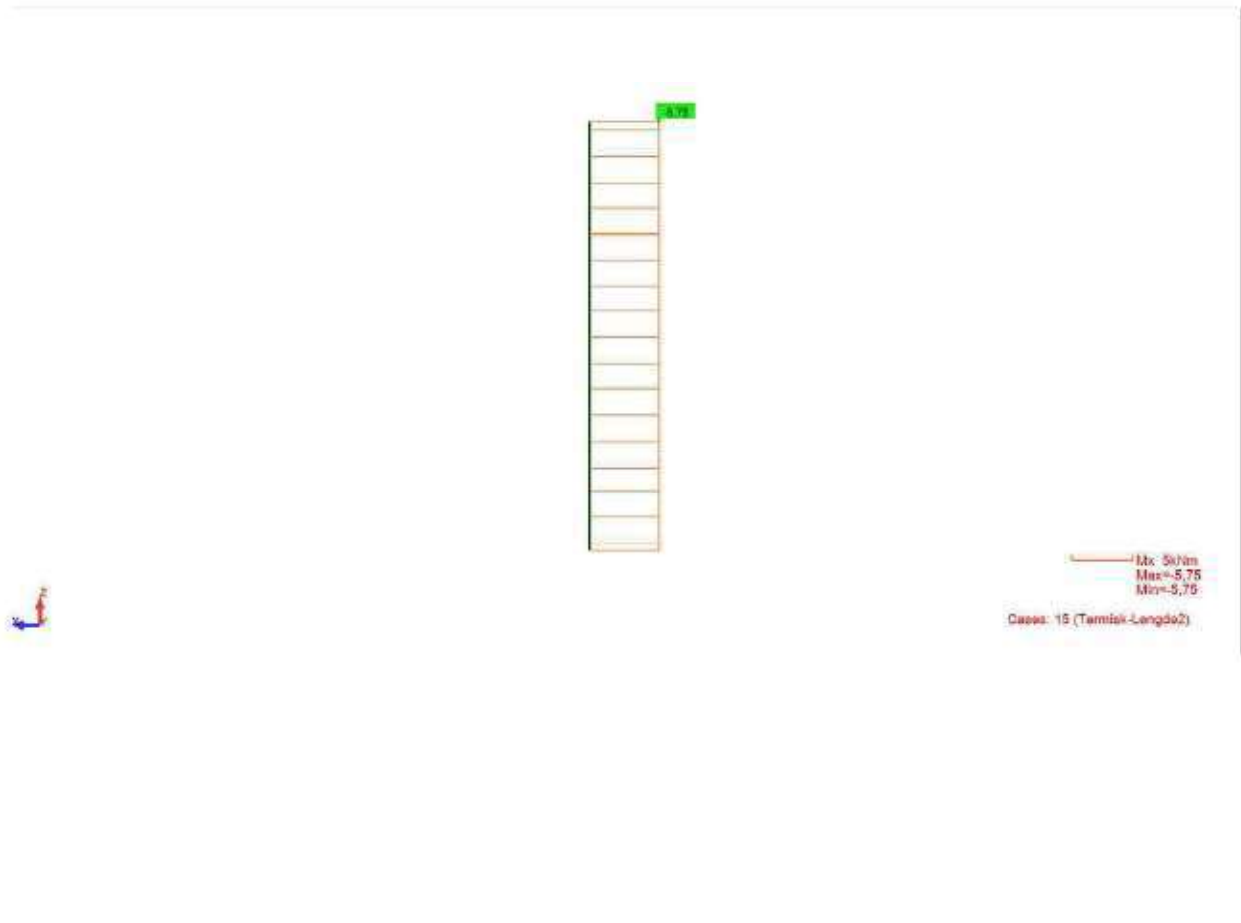
Betongsøyle Termisk-lengde(2) Fy



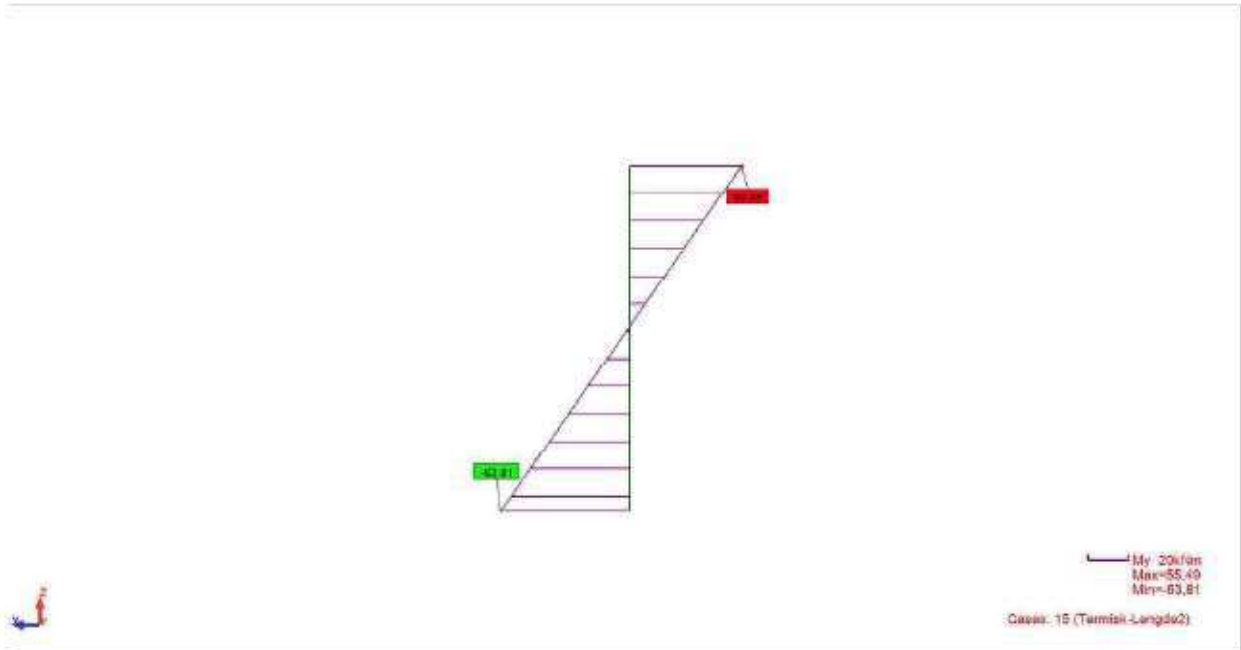
Betongsøyle Termisk-lengde(2) Fz



Betongsøyle Termisk-lengde(2) Mx



Betongsøyle Termisk-lengde(2) My



Betongsøyle Termisk-lengde(2) Mz

