

Optimalisering av fagverksbjelke i stål

Optimization of a steel truss beam

Trondheim Mai 2020

Navn studenter:

Marte Møkkelgård
Vilde Malmei
Vilde Zapffe

Intern veileder:
Roger Bergh

Ekstern veileder:
Marius Lynne

Prosjektnr:
16 - 2020

Rapporten er ÅPEN



Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Problemdefinering, prosjektbeskrivelse og resultatmål

Ved prosjektering av konstruksjoner blir man ofte stilt overfor restriksjoner til utforming. Oppgaven ønsker å se på konsekvenser for økonomi og miljø av en slik begrensning. En annen faktor som kan ha stor innvirkning på kostnader er overflatebehandling. Dette er et svært viktig tema, men med nedprioritert fokusområde. Derfor blir det foretatt en fordypning i overflatebehandling.

Tromsøbadet er et folkebad som ble ferdigstilt i 2019, hvor prosjekteringen gikk langt over budsjettet. Oppgaven tar utgangspunkt i en fagverksbjelke i Tromsøbadet. Bjelken er prosjektert med begrensning til høyden - en begrensning som har sitt utgangspunkt i arkitektenes krav til visuelt uttrykk. Det vil bli utarbeidet en alternativ modell uten denne høydebegrensningen som vil bli optimalisert ut ifra miljømessige og økonomiske hensyn, og sammenlignet med den opprinnelige modellen. Det skal også foretas en fordypning i overflatebehandling, både generelt for korrosive miljø og i sammenheng med fagverket.

Som overordnet resultatmål ønsker gruppa å finne en optimal utforming av fagverket, samt en god fremstilling av overflatebehandling. Dette fører med seg flere effektmål. For det første ønsker man en bedre forståelse av hvordan dimensjoneringsprosessen foregår. Her vil man se hvordan konstruksjoner bør utformes for å fordele krefter på mest gunstig måte. Man søker også et innblikk i hvilke økonomiske og miljømessige konsekvenser restriksjoner til utforming kan medføre. Når det kommer til overflatebehandling ønsker man å se hvor essensielt det er, og hvilke følger det kan få ved feil utførelse.

Stikkord: Stål, fagverksbjelke, optimalisering, økonomi, miljø, overflatebehandling	Keywords: Steel, truss beam, optimization, economy environment, surface treatment
---	---

Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet i forbindelse med avsluttende utdanning for studieretningen Byggingeniør ved NTNU i Trondheim. Vi har samarbeidet med Asplan Viak ved fastsetting av rammevilkår for oppgaven. Arbeidet er basert på opparbeidet kunnskap og ferdigheter fra studiet, samt selvstendig fordypning der det har vært nødvendig.

Oppgaven tar utgangspunkt i vårt ønske om en utfordrende og konseptuell oppgave om stålkonstruksjoner. Stål er et av de mest brukte materialene i byggebransjen, og vi fant det derfor fordelaktig med en fordypning på dette området. Vi ble også gjort oppmerksom på viktigheten ved overflatebehandling av intern veileder. Derfor oppsto ønsket om å fordype seg i dette, da fagverket befant seg i et korrosivt miljø. Det har vært svært lærerikt å sette seg inn i en reell problemstilling, og få et innblikk i hva som inngår i dimensjonering av bærekonstruksjoner.

Vi vil rette en takk til oppdragsgiver Asplan Viak og ekstern veileder Marius Lynne. Vi er takknemlige for muligheten til samarbeidet, og god dialog underveis.

Takk til våre familier for moralsk støtte, gode innspill underveis og korrekturlesing.

Til slutt ønsker vi å takke intern veileder Roger Bergh, for god oppfølging og veiledning, samt Per Otto Yttervoll, for faglige innspill.

"Om du ikke kan utrette store ting, utrett små ting på en storartet måte" [1].

Trondheim, 20. mai 2020



Marte Møkkelgård



Vilde Malmei



Vilde Zapffe

Sammendrag

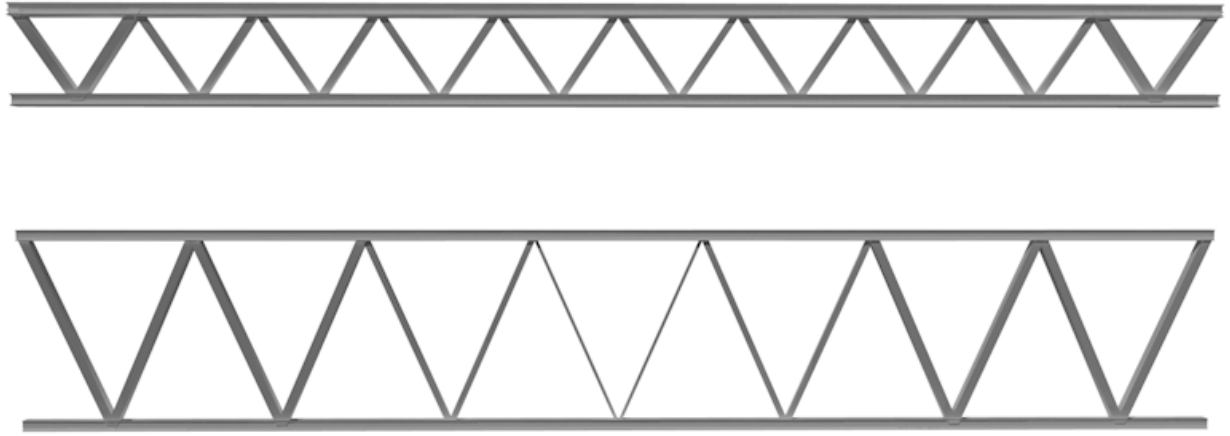
Ved prosjektering av konstruksjoner blir man ofte stilt overfor restriksjoner til utforming. I oppgaven ble det tatt utgangspunkt i en eksisterende fagverksbjelke av stål i Tromsøbadet. Her ble det under prosjekteringen satt en begrensning til maksimal høyde for fagverket på 3m. Dette medførte et behov for relativt store tverrsnitt, da interne krefter fordelte seg ugunstig. Det var ønskelig å se på hva slags økonomiske og miljømessige konsekvenser denne restriksjonen hadde, i forhold til økt materialbruk. Opprinnelig bjelke var utgangspunkt for en optimalisert bjelke uten gitt restriksjon. De to bjelkene dannet sammenligningsgrunnlaget for oppgaven.

Fagverket bærer lasten til to betongdekker, teknikk, taktekking, isolering, snølast og vindlast. Totalt spenn er 38.8m. Dette utgjorde grunnlaget for optimaliseringen og endelig utforming.

Prosjekteringen ble gjort i henhold til Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, og Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Det ble gjennomført en optimalisering i FEM-Design, som sørget for minst mulig materialforbruk ved maksimal utnyttelse. Alle kraftberegningene er i tillegg utført for hånd, samt beregning av knutepunkter og kontroller. Dette ble utført i MathCad Prime i egenkomponerte regneark.

Da den eksisterende fagverksbjelken er plassert i et svært korrosivt miljø, var det hensiktsmessig å ha fokus rettet mot overflatebehandling. Overflatebehandling kan være svært kritisk for konstruksjonens bæreevne og levetid, der feilbehandling kan medføre store utilsiktede kostnader. En fordypning i overflatebehandling ble derfor gjort, og det er utarbeidet et alternativ til løsning for fagverket.

Optimalisert fagverk fikk en reduksjon fra 20 til 14 staver og en høyde på 6,25m. Valg av overflatebehandling ble et malingsystem med tykkelse på 320 μm , tilpasset korrosjonsklasse C5.



Figur 1: Opprinnelig og optimalisert bjelke

Resultat av prosjekteringen viser en vektneidgang fra 43 tonn til 24 tonn, og en reduksjon i ståloverflate fra $247 m^2$ til $227 m^2$. Det ble oppgitt priser for stål og overflatebehandling av ekstern veileder, samt innhentet miljøbelastning fra godkjente EPD-er. Dette ga en prisreduksjon på 37 % og en miljøbesparelse på 50 000 kg CO_2 -ekvivalenter.

Det konkluderes derfor med at restriksjon til høyde er ugunstig for økonomi og miljø. Resultatet tok utgangspunkt i sammenligningen av to konkrete fagverk, men kan også være relevant for tilsvarende prosjekter. Basert på dette kan man hevde at restriksjoner til utforming generelt kan få negative konsekvenser for byggeprosjekter.

Abstract

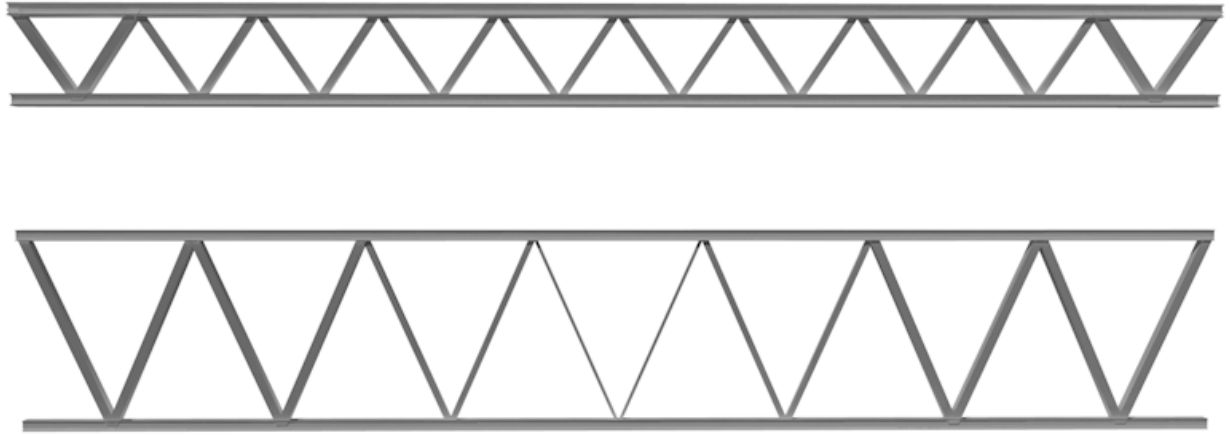
Restrictions in design are a well known element during the engineering phase. The main objective of this thesis is based on an existing steel truss beam located in Tromsøbadet, a public swimming pool. During the planning process, a limiting height of 3m was imposed as a restriction for the truss. Due to an unfavorable distribution of internal forces, this resulted in large cross section areas. Seeing the consequences of this restriction, it was of interest to focus on material consumption in terms of costs and environment. The existing beam acted as a starting point for the optimization of a truss beam without the height restriction. The two beams formed the basis of comparison for the thesis.

Present loads in the calculation include two concrete slabs, technical equipment, roofing, insulation, snow load and wind load. The total span of the beam was set to 38.8m. This formed a basis for optimization and final design.

The engineering was done in accordance with the design codes; Eurocode 0: Basis of structural design, Eurocode 1: Actions on structures, and Eurocode 3: Design of steel structures. Optimization of the beam was carried out using the modelling software FEM-Design, making sure material usage was at its lowest while utilizing most of the cross section. Calculations of the internal forces, as well as joints and control of capacity, was executed by hand using MathCad Prime.

The existing truss beam is in a highly corrosive environment, which made it appropriate to focus on surface treatment. Surface treatment can be very critical for the load bearing capacity and the total lifetime of the structure. Improper treatment can result in large unintended costs. In-depth studies of surface treatment was therefore done, and an optional solution for the truss beam is presented.

Optimization of the truss beam led to a reduction from 20 to 14 members, and a height of 6.25m. The chosen surface treatment, is chosen to be a paint system of 320 μm , based on corrosion class C5.



Figur 2: Existing and optimized beam

This resulted in a weight reduction from 43 to 24 tons, and a reduced surface area from $247 m^2$ to $227 m^2$. Prices on steel- and surface treatment were provided by an external supervisor, and environmental impact was determined in accordance with approved EPDs. This resulted in a price reduction of 37%, and a decrease of 50 000 kg CO_2 -equivalents.

This paper concludes that without the restrictions put on the height of the beam it would have been possible to achieve considerable improvements for the economical and environmental aspects of the project.

Innholdsfortegnelse

1	Innledning	1
2	Materiale og forbindelser	2
2.1	Stål	2
2.1.1	Historie	2
2.1.2	Fremstilling	2
2.1.3	Egenskaper	3
2.2	Sveis	4
2.3	Bolteforbindelser	5
3	Korrosjon og overflatebehandling	6
3.1	Korrosjon	6
3.1.1	Generelt	6
3.1.2	Korrosjon av stål	8
3.1.3	Pourbaix-diagram	9
3.1.4	Korrosjonsmiljø	10
3.1.5	Ulike typer korrosjon	11
3.2	Overflatebehandling	14
3.2.1	Grunnlag	14
3.2.2	Generelt	14
3.2.3	Valg av overflatebehandling	14
3.2.4	Organiske belegg	17
3.2.5	Metalliske belegg	18
3.2.6	Stållegeringer	19
4	Opprinnelig fagverk	21
4.1	Bakgrunn	21
4.2	Laster	21
4.3	Utforming	22
4.4	Profiler	23
5	Prosjektering	25
5.1	Grunnlag for prosjektering	25
5.2	Programvare	26
5.2.1	FEM-Design	26

5.2.2	MatchCad Prime	26
5.2.3	Tekla Structures	27
5.2.4	ArchiCad	27
5.3	Laster	28
5.3.1	Egenlast	29
5.3.2	Nyttelast	29
5.3.3	Snølast	30
5.3.4	Vindlast	32
5.3.5	Laster oppsummert	35
5.3.6	Lastkombinasjoner	36
5.4	Fagverk	38
5.4.1	Generelt	38
5.4.2	Utforming	38
5.5	Statisk modell	39
5.5.1	Knekk lengde	39
5.5.2	Profiler	40
5.6	Håndberegninger	41
5.6.1	Fagverksmodell for beregning av stavkrefter	41
5.6.2	Beregning av moment og skjærkrefter	42
5.6.3	Enhetslastmetode for nedbøyning	43
5.6.4	Beregning av sveiste forbindelser	43
5.6.5	Beregning av bolteforbindelser	46
5.7	Kapasitet i bruddgrensetilstand	49
5.7.1	Tversnittskapasitet	49
5.7.2	Stabilitet	51
5.7.3	Kapasitet ved sveiste knutepunkt	52
5.8	Kapasitet i bruksgrensetilstand	55
5.9	Overflatebehandling	55
6	Kostnader	57
6.1	Generelt	57
6.1.1	Stål	57
6.1.2	Overflatebehandling	57
6.2	Innhenting av priser	57
7	Miljø og klimagasser	59
7.1	Generelt	59
7.2	Byggebransjen	59
7.3	Utslippsberegninger	60
8	Resultat	61
8.1	Opprinnelig fagverk	61
8.2	Optimalisering	62

8.3	Endelig fagverk	62
8.3.1	Utforming	62
8.3.2	Opptredende krefter	62
8.3.3	Profiler	63
8.3.4	Kapasiteter	65
8.4	Knutepunkter	66
8.5	Skjøt	67
8.6	Overflatebehandling	68
8.7	Kostnader	68
8.8	Klimagassutslipp	69
9	Diskusjon	70
9.1	Sammenligning av beregninger	70
9.1.1	Beregning av opptredende krefter	70
9.1.2	Kontrollberegninger	70
9.2	Optimalisering	72
9.2.1	Utnyttelsesgrad	72
9.2.2	Utforming	72
9.2.3	Profiler	73
9.3	Knutepunkter	73
9.4	Skjøt	74
9.5	Overflatebehandling	74
9.6	Kostnader	75
9.7	Miljøaspekt	76
9.8	Sammenligning	76
9.9	Mulige feilkilder	77
9.10	Prosess	78
9.10.1	Internt samarbeid	78
9.10.2	Eksternt samarbeid	78
9.10.3	Utfordringer	78
10	Konklusjon	80
11	Videre studier	81
12	Vedlegg	

Formelliste

5.1	Ligning for lastfelt	29
5.2	Snølast [2] (5.1)	30
5.3	Formfaktor [2] (5.7)	31
5.4	Lastfelt snø	31
5.5	Vindlast [3] (NA.4.1)	32
5.6	Stedsvindhastighet [3] (4.3)	32
5.7	Vindturbulensintensitet [3] (4.7)	33
5.8	Vindkasthastighetstrykk [3] (4.8)	33
5.9	Vindtrykk innvendige flater [3] (5.2)	34
5.10	Vindtrykk utvendige flater [3] (5.1)	35
5.11	Lastfelt vind	35
5.12	Lastkombinasjon bruddgrense [4] (6.10a)	36
5.13	Lastkombinasjon bruddgrense [4] (6.10b)	36
5.14	Lastkombinasjon bruksgrense [4] (6.15b)	37
5.15	Nedbøyning [1]	43
5.16	Retningsmetoden sveis [5] (4.1)	45
5.17	Normalspenning sveis σ_{\perp} [5]	45
5.18	Dimensjonerende aksialkraft strekk [6] (6.5)	49
5.19	Dimensjonerende aksialkraft trykk [6] (6.9)	49
5.20	Dimensjonerende momentkraft [6] (6.12)	50
5.21	Dimensjonerende skjærkraft [6] (6.18)	50
5.22	Knekking sentrisk kraft [6] (4.46)	51
5.23	Vipping [6]	51
5.24	Kombinert bøyning og trykk [7] (6.61)	51
5.25	Kombinert bøyning og trykk [7] (6.62)	51
5.26	Brudd gurtflens y-knutepunkt sveis [5] Tabell 7.11	53
5.27	Brudd i gurtstav y-knutepunkt sveis [5] Tabell 7.11	53
5.28	Brudd i stegstav y-knutepunkt sveis [5] Tabell 7.11	53
5.29	Gjennomlokking y-knutepunkt sveis [5] Tabell 7.11	54
5.30	Brudd i stegstav k-overlapp sveis [5] Tabell 7.10	54

Figurliste

1	Opprinnelig og optimalisert bjelke	IV
2	Existing and optimized beam	VI
2.1	Spennings-tøyningsdiagram for stål [8]	3
3.1	Produksjon og nedbryting av stål [9]	6
3.2	Spenningsrekke som viser noen metallers elektronegativitet og evnen til å gi fra seg elektroner.[10]	7
3.3	Lokal elektrokjemisk prosess av fuktig ståloverflate. [11]	8
3.4	Pourbaix-diagram.[12]	9
3.5	Jevn korrosjon [13]	11
3.6	Galvanisk korrosjon i en bolteforbindelse [14]	11
3.7	Punktkorrosjon [15]	11
3.8	Spaltekorrosjon [16]	12
3.9	Interkrystallisk korrosjon [16]	12
3.10	Selektiv korrosjon [16]	12
3.11	Spenningskorrosjon [16]	13
4.1	Oppgitte lastverdier	21
4.2	Utforming av opprinnelig fagverk	22
4.3	Utforming av bolteforbindelse på overgurt, hentet fra modell gitt av Asplan Viak	22
4.4	Utforming av bolteforbindelse på undergurt, hentet fra modell gitt av Asplan Viak	23
4.5	Utforming og navnsetting av tverrsnitt	23
4.6	Oversikt over brukte profiler	24
5.1	Avstand mellom bærende bjelker i mm, hentet fra DWG-fil gitt av Asplan Viak	28
5.2	Inndeling av dimensjonerende taksoner på Tromsøbadet	34
5.3	Laster oppsummert	35
5.4	Fagverk	38
5.5	Ulike utforminger av fagverk	38
5.6	Knekking	39

5.7	Aksialkraft	41
5.8	Skjær- og moment	42
5.9	Sveisetyper	44
5.10	Opp tredende spenninger i et sveisesnitt [17]	45
5.11	Avskjæring- og strekkbelastning av bolter	46
5.12	Idéskisse av bolteforbindelser	47
5.13	Kraftpar	47
5.14	Y-knutepunkt	52
5.15	K-knutepunkt	52
6.1	Priser for materialer	58
7.1	CO ₂ -utslippsverdier	60
8.1	Aksialkraftdiagram opprinnelig fagverk	61
8.2	Skjærkraftdiagram opprinnelig fagverk	61
8.3	Momentdiagram opprinnelig fagverk	61
8.4	Utforming av optimalisert fagverk	62
8.5	Aksialkraftdiagram	63
8.6	Skjærkraftdiagram	63
8.7	Momentdiagram	63
8.8	Utformning og navnsetting av tverrsnitt	64
8.9	Oversikt over valgte tverrsnitt	64
8.10	Profiltabell dimensjoner	64
8.11	Kapasitetskontroller sammendrag	65
8.12	Nedbøying	65
8.13	Utforming av knutepunkt	66
8.14	Kapasiteter for knutepunkt 1 og 2, dim. kap. er uthevet.	66
8.15	Utforming av bolteforbindelser	67
8.16	Kapasiteter for bolteforbindelser, dim. kap. er uthevet.	67
8.17	Valgt malingsystem for konstruksjonsstål	68
8.18	Kostnadsberegning	68
8.19	CO ₂ -utslipp for opprinnelig fagverksbjelke	69
9.1	Kostnadsberegning C3 og C5	76
9.2	Opprinnelig og optimalisert fagverk	77

Innledning

Ingeniører må ofte finne løsninger til utforming av konstruksjoner basert på restriksjoner satt i planleggingsfasen. For oppgaven var dette i form av høyderestriksjon satt av arkitekt. Derfor ønsker man å fremstille hvilke konsekvenser for kostnader og miljø slike begrensninger medfører. I dagens samfunn er det et voksende fokus på miljø, og man ønsker å problematisere design over funksjon.

Hensikten med denne bacheloroppgaven er derfor å foreta en optimalisering av et eksisterende fagverk, hvor man ser bort i fra gitt restriksjon. Optimaliseringen skal gjennomføres med økonomi som avgjørende faktor. Videre skal dette kommenteres i et miljøperspektiv.

Det skal også gjennomføres en fordypning i overflatebehandling, på generelt nivå og i sammenheng med bjelken som er plassert i et korrosivt miljø. Overflatebehandling er en faktor som kan gi økonomiske konsekvenser dersom det blir begått feil, i den sammenheng korrosjon kan redusere konstruksjoners bæreevne.

På grunn av begrenset tid har man foretatt avgrensninger av oppgaven:

- Det velges å se bort i fra lastkombinasjoner for ulykkessituasjoner.
- I forhold til optimaliseringen er oppgaven begrenset til selve fagverket. Knutepunkter og skjøter skal kontrolleres, men utforming av disse blir ikke optimalisert.
- Det vil ikke bli sett på bjelkens tilslutning til resten av konstruksjonens bæresystem.
- Det vil bli foretatt forenklinger i håndberegninger av fagverket der gruppa ikke har tilstrekkelig kunnskap og erfaring. Disse forenklingene er poengtert der de har relevans for helheten.
- Overflatebehandling blir begrenset til å ha fokusområde på korrosive miljøer.

Materiale og forbindelser

2.1 Stål

2.1.1 Historie

Stål er et av de viktigste byggematerialer i verden, og er det metallet som i størst grad har bidratt til den moderne sivilisasjon [18]. Materialet ble først brukt som spiker og plugger, før det på 1500-tallet ble laget stålstenger og -plater. Under den industrielle revolusjonen på 1700-tallet fikk man de første store støpejernsbroene, og siden da har materialet vært en sentral konstruksjonskomponent. I dag brukes stål både i hovedelementer som bjelker, søyler og fagverk, men også i komposittmaterialet armert betong.

2.1.2 Fremstilling

Stål er en legering av grunnstoffet jern (Fe). Jern utgjør derfor hovedbestanddelen i stål, på 98-99 vekt-% [19]. Utover dette består materialet av flere ønskede legeringstilsetninger. Grunnstoffer som kan fungere som legeringstilsetninger er blant annet mangan (Mn), silisium (Si) og eventuelt krom (Cr) og nikkel (Ni).

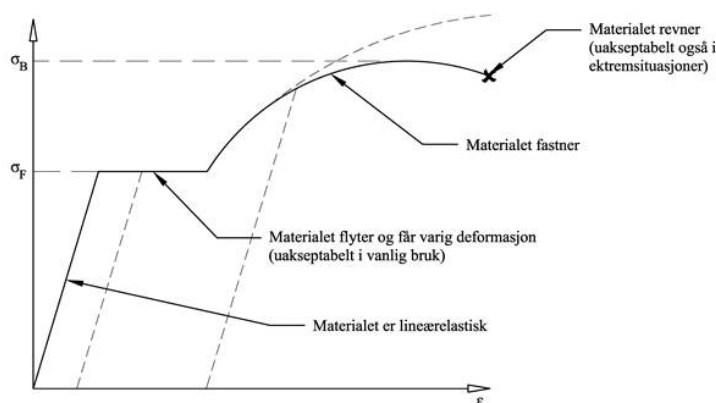
Utgangspunktet for stålproduksjon er råjern. Råjern fremstilles i masovner ved høye temperaturer, hvor det tilsettes koks og kalk til jernmalmen. Det må blåses inn luft som skal reagere med overskudd av karbon og danne karbonmonoksid, som videre vil redusere jernoksid til jern. For å fremstille stål reduserer man karboninnholdet og fjerner annen forurensning i råjern, i en prosess kalt puddling [18]. På grunn av disse prosessene vil stål alltid inneholde grunnstoffene nitrogen (N), svovel (S) og fosfor (P). Dette er stoffer industrien ønsker å kvitte seg med av miljømessige årsaker. For å redusere mengde miljøskadelige stoffer er det derfor ønskelig å bruke så lite stål som mulig, og derfor hensiktsmessig å optimalisere konstruksjoner.

2.1.3 Egenskaper

Man klassifiserer stål ut ifra om det er levert eller ulevert. Hvorvidt stålet anses å være levert avhenger av legeringsmengden. Alminnelig konstruksjonsstål er et ulevert stål med karboninnhold på omtrent 0.2 %, mens leverte stål har en større andel andre legeringstilsetninger i tillegg.

Egenskapene til stål avhenger først og fremst av karboninnhold, men også hvilke øvrige grunnstoffer som inngår i legeringen. I denne sammenheng kan man i stor grad tilpasse stålets egenskaper ut i fra hva det skal brukes til. Ved tilsetning av for eksempel mangan (Mg), krom (Cr) eller nikkel (Ni) kan man øke fastheten til stålet, og kobber (Cu) vil bidra til å øke materialets korrosjonsmotstand [19].

Stål er kjent for flere mekaniske egenskaper, herunder fasthet, elastisitet, duktilitet og seighet [19]. Langs x-aksen i figur 2.1 ser man tøyningen (ε) i materialet, og y-aksen viser spenningen (σ). Fastheten sier noe om hvor stor påkjenning materialet kan utsettes for før det deformeres (flytegrense), og etter hvert går til brudd (bruddgrense). Stålets evne til å la seg deformeres plastisk, altså få en varig formendring, før det går til brudd indikeres av duktiliteten. Ved plastisk dimensjonering lar man det mest utsatte tverrsnittet gå til flyt før man anser at den maksimale bæreevnen er nådd. Materialet vil derfor få en varig deformasjon. Seigheten til materialet inkluderer både duktilitet og fasthet, og er den egenskapen som gjør at man kan gjøre plastiske beregninger på stål.



Figur 2.1: Spennings-tøyningsdiagram for stål [8]

Stål har dårlige branntekniske egenskaper, da materialet mister både fasthet og stivhet ved høye temperaturer. Derfor må konstruksjoner dimensjoneres for ulykkestilstand ved brann, og påføres brannbeskyttelse. Dette er imidlertid utenfor oppgavens avgrensning.

2.2 Sveis

Sveising er en måte å forbinde materialer på. Metoden som benyttes er avhengig av hvilke materialer som skal sveises. Ved oppvarming smeltes kontaktflatene sammen ved bruk av et fyllmateriale. For stålkonstruksjoner er den vanligste metoden lysbuesveising som krever et elektrisk sveiseaggregat. Mellom arbeidsstykket og elektroden oppstår det en lysbue som består av en ionisert gass. Det vil her oppstå temperaturer på rundt $4 - 5000^{\circ}\text{C}$, noe som bringer både materialet i arbeidsstykket og elektroden over smeltepunktet. Smeltningen av elektroden danner dråper som drives inn mot arbeidsstykket, både ved hjelp av tyngdekraften, magnetfeltet rundt buen, samt trykket av gasstrømmen fra elektrode til arbeidsstykket. Ved sveising er det to hovedprosesser som foregår, tilførsel av beskyttelsesgass samt et tilsett av ønsket stoff. Beskyttelsesgassen kommer av et dekklag på elektroden. Under smelting avgir den gasser som fortrenger luften rundt lysbuen. Dette hindrer nitrogen- og oksyngengass fra å gi et sprøtt sveisemetall. De vanligste sveisemetodene som benyttes i byggebransjen er pinnerveis, Tungsten Inerted Gas (TIG), Metal Inerted Gas (MIG), og rørtrådsveising, der de tre siste metodene kan automatiseres.

På grunn av stålets evne til å lede varme, vil det oppstå store temperaturer langs sveisesømmen. Den store temperaturøkningen etterfulgt av nedkjøling påvirker de metallurgiske forholdene i sveisen og Heat Affected Zone (HAZ), samt egenspenningene i materialet. HAZ er den omliggende oppvarmede sonen. På grunn av den store temperaturendringen er det viktig å redusere nedkjølingshastigheten. Under bygging i offshoreindustrien blir ofte forvarming av grunnmaterialet benyttet, men dette er kostbart i praksis.

Ved sveising kan det forekomme sveisefeil, som kan ha betydning for stålets bæreevne under statisk og utmattende last. Sveisefeilene kan skyldes både metallurgiske egenskaper og den håndverksmessige utførelsen.

Feilene grunnet metallurgiske egenskaper kan forekomme som sprø og harde soner i HAZ under sveising. Dette kan føre til sprekker og innleiringer ved og i sveisen. Varmesprekker, herdesprekker, delaminering og elding er eksempler på dette.

Feil i håndverk og utførelse av sveisen inkluderer tilfeller som kantsår, manglende gjennomsviing og rotfeil (for tynn sveis). Det er flere måter å kontrollere sveisen underveis, som blant annet visuell kontroll, ultralyd, røntgen og magnetpulver. [20]

2.3 Bolteforbindelser

Forbindelser kan utformes med bolter, dimensjonert etter *NS-EN 1993: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser* [5]. Bolter deles inn etter fasthetsklasser. Hver fasthetsklasse har en bestemt flytegrense (f_{yb}) og strekkfasthet (f_{ub}). En oversikt over nominelle verdier av flytegrense og strekkfasthet for bolter er gitt i tabell 3.1 [5].

Bolter kan brukes i en forbindelse hvor det skal overføres krefter, og eventuelt momenter, fra en konstruksjonsdel til en annen. Forbindelsen bør utformes slik at lastoverføringen ikke påvirkes av eksentrisitet, eventuelt må man la tilleggskrefter inngå i dimensjoneringen [5].

Korrosjon og overflatebehandling

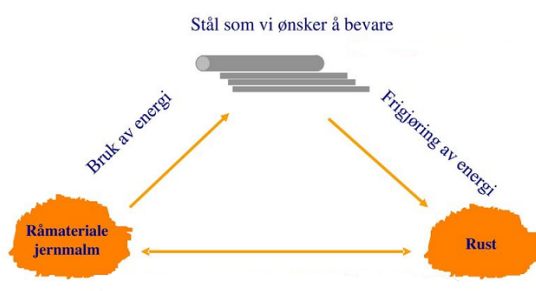
3.1 Korrosjon

3.1.1 Generelt

Under gitte betingelser av oksygen og fuktighet vil stål korrodere. Det skjer da en elektrokjemisk prosess med en utveksling av elektrisk ladning som gjør at metallet oksideres, og går i oppløsning. Korrosjonsskadede konstruksjoner gir store kostnader. I Norge er det anslått at 3-4% av bruttonasjonalproduktet brukes på dette[16]. Mye av årsaken skyldes for lite kunnskap om korrosjon. Ved å øke kompetansen og informasjon rundt korrosjonsbeskyttelse, kan man minke både kostnadene og store ulykker.

I 2019 måtte blant annet en forskningsreaktor på Kjeller stenge ned på grunn av store korrosjonsskader. Skadene var så omfattene at det ble for dyrt å reparere. Hele anlegget måtte da legges ned, noe som medførte en prislapp i milliardbeløpsklassen. [21]

Korrosjon er en naturlig prosess som oppstår fordi stålet søker seg til en mer stabil energitilstand. Energien som tilsettes jernmalmen for å lage stål, gjør det ustabil. Rust, som er korrosjonsproduktet av stål, har samme stabile energitilstand som jernmalmen. Den enkleste måten å oppnå stabilitet, er da ved korrosjon. Dette gjør prosessen sluttet. Stålet får betraktelig redusert levetid av korrosjon og er derfor noe man ønsker å forhindre. [16] Illustrasjon av denne prosessen er vist i figur 3.1.



Figur 3.1: Produksjon og nedbryting av stål [9]

Korrosjonsprosessen består av to halvreaksjoner, en anode (oksidering) og en katode (reduksjon). Ved tilgang til en elektrolytt, reagerer disse med hverandre og gir en ødeleggelse av metallet ved anoden.

Vann er en vanlig elektrolytt. Når metaller kommer i kontakt med elektrolytter blir det sendt ut elektrisk ladde ioner. Metaller har en elektronegativitetsverdi som indikerer hvor lett de gir fra seg elektroner. Dette er rangert i en spenningsrekke. Ved kontakt mellom to metaller, vil korrosjonshastigheten øke dersom forskjell i elektrokjemisk potensial øker. Stor differanse gir høy hastighet.

Et metall med lav elektrokjemisk potensial gir lettere fra seg elektroner, og omtales som uedelt. Dette fører til at det oksiderer. Fra figur 3.2 kan man se at stål er et slikt metall, og vil derfor være utsatt for korrosjon.

	Materiale	Elektrodepotensial, volt
↑ Grad av edelhet	Gull	+ 0,42
	Sølv	+ 0,19
	Rustfritt stål (passivt)*	+ 0,09
	Kobber	+ 0,02
	Tinn	- 0,26
	Rustfritt stål (aktivt)	- 0,29
	Bly	- 0,31
	Stål	- 0,46
	Kadmium	- 0,49
	Aluminium	- 0,51
	Forsinket stål	- 0,81
	Sink	- 0,86
	Magnesium	- 1,36

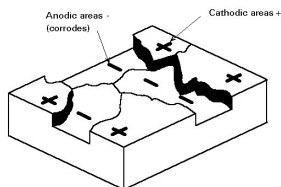
Figur 3.2: Spenningsrekke som viser noen metaller elektronegativitet og evnen til å gi fra seg elektroner.[10]

I korrosjonsprosessen opptrer de uedle metallene som anode. Det er anoden som blir tæret bort. Elektronene som frigjøres ved anoden må forbrukes av en katode. Dette kan skje både på ett metall og mellom to forskjellige. [22].

Katoden kan enten ta form som en hydrogenutvikling eller oksygenutvikling, avhengig om det er fuktighet eller oksygen som er dominerende. Hydrogenutvikling skjer normalt under sure betingelser, mens oksygenutvikling skjer under basiske betingelser. [22]

3.1.2 Korrosjon av stål

Stål kan ha områder som består av både edle og uedle partikler. Det vil kunne dannes små katoder og anoder rundt omkring på ståloverflaten. Korrosjon av stål kan derfor forekomme, selv uten andre metaller tilstede[16].

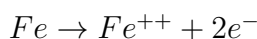


Figur 3.3: Lokal elektrokjemisk prosess av fuktig ståloverflate. [11]

Anoden og katoden på ståloverflaten varierer ut fra temperatur, omgivelsene og sammensetningen til stålet. Anoden opptrer ofte der stålet er dekket av partikler eller rust, mens katoden vil være der overflaten er ren og har større tilgang til oksygen. Dette fører til at overflaten får områder som er positivt og negativt ladde, avhengig av hvor anoden og katoden er. En illustrasjon av dette er vist i figur 3.3.

Når anoden og katoden i stålet reagerer med vann eller fuktighet, skjer det en oksidasjon av det jernholdige stålet. Jernatomet blir til et ion, da det gir fra seg to elektroner.

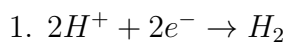
Anodereaksjon



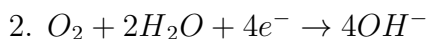
Elektronene blir tatt opp av en katode, som blir redusert. Den kan være ulik ut fra omgivelsene rundt. De to vanligste er: [23]

Katodereaksjoner

Hydrogenutvikling



Oksygenutvikling



Vanligvis går katodereaksjonen etter nummer 2.

OH^{-} og Fe^{++} reagerer da og danner $Fe(OH)_2$, som er tungtløselig. Det vil videre oksideres av O_2 i vannet og danne $Fe(OH)_3$. Dette er et uttrykk for rust. [24]

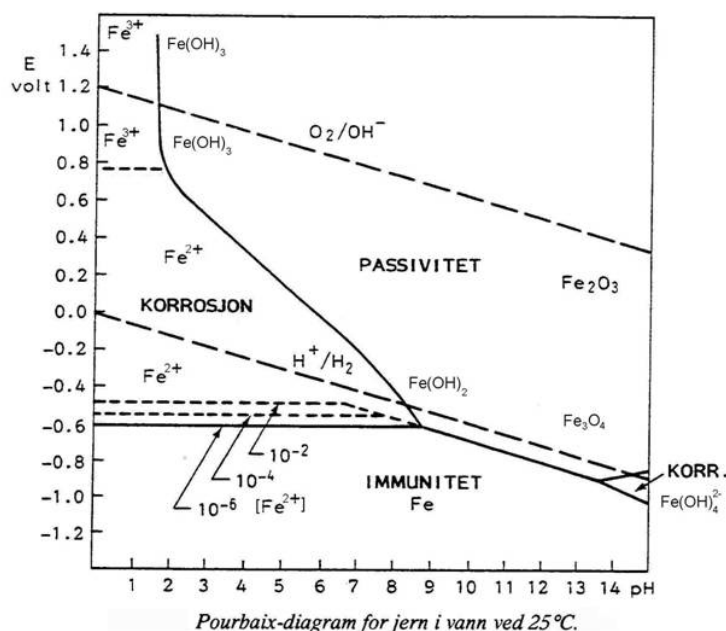
3.1.3 Pourbaix-diagram

Et pourbaix-diagram er en god måte å undersøke om et material vil korrodere ved å sammenligne katode- og anodereaksjon. Diagrammet er en funksjon av potensial og pH, og viser om materialet er aktivt, passivt eller immunt. Figur 3.4 viser et Pourbaix-diagram for jern i vann. [22][12]

Aktivt vil si at stålet korroderer.

Passivt indikerer at stålet er passivisert. Dette grunnet en beskyttende oksidfilm på overflaten.

Immun betyr at stålet ikke korroderer.



Figur 3.4: Pourbaix-diagram.[12]

De stiplede, skrå linjene er mulige katodereaksjoner som kan oppstå. Den øverste er oksygenutvikling og den nederste hydrogenutvikling. De fulltrukne horisontale og skrå linjene viser anoden. Alle linjene, både fulltrukne og stiplede, indikerer likevektspotensial. Dette vil si der reaksjonen går like fort i begge retninger. Overflatepotensialet bestemmer i dette tilfellet om reaksjonen vil ta form som en anode eller katode. Hvis det er høyere enn likevektspotensialet går reaksjonen som en anode og hvis det er lavere går den som katode. Avstanden mellom likevektspotensialet og reaksjonen bestemmer korrosjonskraften.

3.1.4 Korrosjonsmiljø

Korrosjon er avhengig av både tilstrekkelig fuktighet og oksygen. I vann vil også pH-verdi, temperatur og saltinnhold være avgjørende på korrosjonsangrepet.

På ståloverflater som ligger i vann eller jord er tilgang til oksygen den dominerende faktoren, mens for atmosfæriske forhold er det fuktighet. For at stål skal korrodere må luftfuktigheten overstige 60-70 % og temperaturen være over 0 grader. Dette vil si at for tørre, lukkede områder, vil ikke korrosjon være et stort problem. [16]

I salter er det innholdet av klor som gir et høyere korrosjonsangrep. Klor har en sterk evne til å trekke på elektroner, og reagerer derfor i stor grad med mange metaller. Det er et effektivt oksidasjonsmiddel, som gjør at det dannes klorider.[25] Ved store mengder ioner i elektrolytten øker korrosjonen, da disse fører til større ledningsevne[26].

Svømmehall

I svømmehaller styres luftfuktigheten til å ligge mellom 50% - 60%, og temperaturen ligger ofte rundt 30 grader. Korrosjon skulle ut fra disse forutsetningene ikke vært noe problem. Den høye konsentrasjonen av klorider fører allikevel til at dette er mulig. De mest utsatte konstruksjonene er selvfølgelig de som er i direkte kontakt med det klorholdige vannet, men også konstruksjoner som ikke er i kontakt med vannet påvirkes. Ved fordamping av vannet vil klorider være faste partikler i luften som legger seg på overflaten av metallet. Disse partiklene er hygroskopiske og vannløselige, slik at luftkorrosjonen øker. [16][27][28]

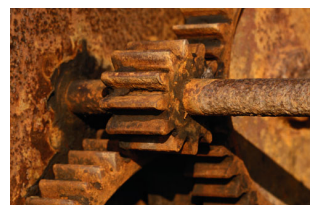
Fra figur 3.4 kan man se at oksygenlinja ligger høyt over anodelinja, noe som indikerer at jern vil korrodere i oksygen. Hydrogenlinja ligger derimot tett på anodelinja ved pH-verdi 9,5-12,5. Korrosjon fra hydrogenreaksjonen vil følgelig være begrenset i dette området. PH i svømmehaller ligger som regel mellom 7 og 7,4[29]. I saltvann er den normalt 8,1 [22]. Dette er nøytralt/basisk miljø, og det er derfor ikke pH-verdien som er den dominerende faktoren her.[30] [22] I noen tilfeller kan allikevel pH-verdien i svømmehaller bli for lav. Da vil det bli et surt miljø, som fører til økende korrosjon. Det er viktig å følge med på et slikt miljøskifte, slik at man kan justere opp pH igjen for å forhindre dette[31].

3.1.5 Ulike typer korrosjon

Korrosjon kan forekomme på mange måter, og noen typer kan være vanskeligere å oppdage og farligere enn andre. Det er derfor viktig å ha et oversiktlig bilde over hvilke typer som kan oppstå, slik at man kan sjekke og vedlikeholde så godt som mulig før eventuell skade.

Jevn korrosjon

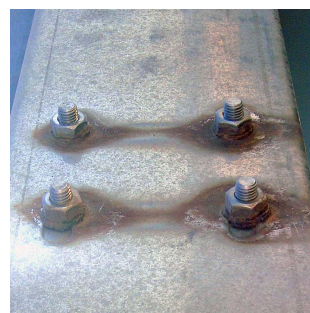
Ved jevn korrosjon korroderes det likt på hele overflaten. Anoden og katoden reagerer da på samme overflate, slik som vist i figur 3.5. Partiklene på overflaten, som danner forskjellige ladninger, kan flytte på seg. Metallet vil dermed bli korrodert jevnt. Dette er den mest ufarlige typen, da det er lett å oppdage og å beregne levetiden.



Figur 3.5: Jevn korrosjon [13]

Galvanisk korrosjon

Galvanisk korrosjon er en av de vanligste og farligste formene for korrosjon, og kan oppstå når to metaller med forskjellig spenning møtes under en elektrolytt. Her vil anoden korrodere raskere jo større katodearealet er i forhold til anodearealet.



Figur 3.6: Galvanisk korrosjon i en bolteforbindelse [14]

Galvanisk korrosjon er spesielt kritisk rundt forbindelser, som bolter og skruer. Disse er gjerne i et annet metall, og har følgelig et annet elektrokjemisk potensial enn resten av konstruksjonen. Ved galvanisk korrosjon vil forbindelsen svekkes, og i verste fall ødelegges helt slik at konstruksjonen kan knekke.[32]

Punktkorrosjon

Punktkorrosjon er vanlig på stål der elektrolytten inneholder klorider. Dette kan for eksempel være i svømmehall eller i sjøvann. Klorionene løser opp oksidsjiktet som ligger som et beskyttende lag på stålet, slik at stålet som ligger under, utsettes for korrosjon. Denne type korrosjon kan gi store skader ettersom den angriper stålet lokalt i små punkter, og kan derfor være vanskelig å oppdage. [33][34]



Figur 3.7: Punktkorrosjon [15]

Spaltekorrosjon

Spaltekorrosjon skjer på stål som har trange spalter, som kan føre til stillestående vann i kontakt med metallet. Oksygentilførselen i spaltene kan bli lav. Oksidsjiktet for passivisert stål, kan dermed brytes ned og føre til kraftig korrosjon.

Typiske steder for spaltekorrosjon er under flenspakninger, under nagle- og skruehoder, i overlappskjøter og når stålet tildekkes av skitt, sand, korrosjonsprodukter eller marine vekster.

For å hindre denne type korrosjon er det lurt å forhindre alle tilfeller som kan gi muligheter for at væske eller større partikler samler seg. Sveiseforbindelser kan ofte være en god erstatning for flens- og bolteforbindelser i slike tilfeller. [34][16]

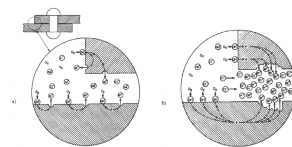
Interkrystallisk korrosjon

Interkrystallisk korrosjon forekommer på korn grensene. Dette kan medføre redusert kraft mellom kornene, og stålet sin strekkfasthet vil kunne bli svekket og gå ut i brudd. [34]

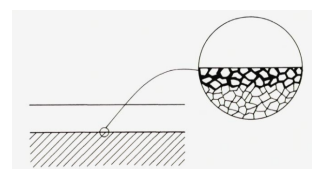
Denne type korrosjon skjer som regel i legeringer ved at et av legeringselementene skylles bort. Rustfritt stål er en legering som er spesielt utsatt. Der er det Cr-karbider som felles ut. [33]

Selektiv korrosjon

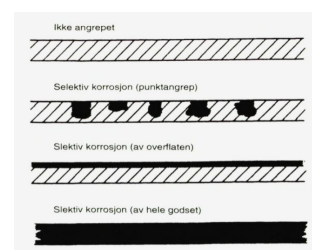
Selektiv korrosjon utspiller seg, i likhet med interkrystallisk korrosjon, i legeringer. Det skjer en nedbrytning av ett (det minst edle) av legeringselementene. I motsetning til interkrystallisk vil dette gi et større tap av masse. For stål er selektiv korrosjon av støpejern et kjent tilfelle. Her brytes jernet ned som gir stålet en porøs form. Støpejern består nemlig av store mengder kull, som vil bli dominerende hvis jernet blir borte. Kullet vil gi et porøst materiale, og støpejernet mister da styrken sin, samtidig som duktiliteten forsvinner. Dette kalles graffinerings. [35] [16]



Figur 3.8: Spaltekorrosjon [16]



Figur 3.9: Interkrystallisk korrosjon [16]

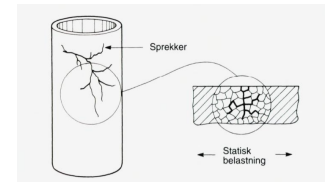


Figur 3.10: Selektiv korrosjon [16]

Spenningskorrosjon

Spenningskorrosjon oppstår som følge av restspenninger i materialet. Dette fører til sprekker som vann eller partikler kan trekke inn i og forårsake korrosjon. Styrkeegenskapene til stålet kan da bli mye mindre enn først beregnet, noe som kan gi store konsekvenser for bæreevnen.

Sveising kan etterlate restspenninger i stålet på grunn av stor nedkjølingshastighet. Dette øker sjansen for spenningskorrosjon. For å begrense dette, vil utgløding være et viktig tiltak. Utgløding går ut på å avkjøle stålet på en kontrollert måte.



Figur 3.11: Spenningskorrosjon [16]

3.2 Overflatebehandling

3.2.1 Grunnlag

For valg av overflatebehandling benyttes ulike standarder.

NS-EN ISO 12944: *Maling og lakk* er brukt for klassifisering av korrosivitet og valg av overflatebehandling. [36] [37] [38]

NS-EN ISO 8501: *Preparation of steel substrates before application of paints and related products - visual assessment of surface cleanliness*, brukt for valg av forbehandling ved overflatebehandling. [39]

NS-EN ISO 8503: *Forbehandling av ståloverflater før påføring av maling og lignende produkter*, brukt for valg av forbehandling ved overflatebehandling. [40]

3.2.2 Generelt

For å redusere konsekvensene av korrosjon på stålkonstruksjoner er det viktig med en god beskyttelse. Korrosjonsbeskyttelse i form av belegg er det mest brukte, og deles inn i organiske og metalliske [22]. De forskjellige overflatebehandlingene skal virke korrosjonshindrende, og kan fremtre på ulike måter. Eksempler på dette er gjennom passivisering, barrierevirkning for å stenge vann og oksygen ute, eller ved katodisk virkning. Uansett hvilken overflatebehandling som velges, er det viktig at den er tilpasset omgivelsene, og er lett å vedlikeholde. Inspeksjoner i etterkant kan også være nødvendig for å unngå uheldig korrosjon. [16]

3.2.3 Valg av overflatebehandling

Valg av overflatebehandling gjøres i henhold til NS-EN ISO 12944: *Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingssystemer Del 1* [36]. For å oppnå den teknisk beste og mest økonomiske løsningen for overflatebehandling, må man ta hensyn til flere faktorer.

Miljøets korrosivitet

Overflatebehandling skal hindre korrosjon av materialet, og det er følgelig viktig å kartlegge forholdene i de omgivelsene konstruksjonen skal stå. Dette gjøres etter NS-EN ISO 12944: Del 2: *Klassifisering av miljøet* [37].

Korrosjonskategorier for miljø i atmosfæriske forhold kan bestemmes etter tabell 1 [37]. Klassifiseringen skjer etter følgende 6 kategorier:

- C1 (Veldig lav korrosivitet)
- C2 (Lav korrosivitet)
- C3 (Medium korrosivitet)
- C4 (Høy korrosivitet)
- C5 (Veldig høy korrosivitet)
- C6 (Ekstrem korrosivitet)

Valget tas på bakgrunn av oppførsel til standardprøver av stål i gitt miljø, over et års eksponering. Det kan også gjøres en estimering for korrosjonskategori basert på eksempler for typiske miljøer i tabell 1 [37].

Dersom konstruksjonen befinner seg i jord eller vann må korrosjonsklassifisering skje etter tabell 2 [37] som gir følgende 4 kategorier::

- Im1 (Ferskvann)
- Im2 (Sjø- eller brakkvann uten katodisk beskyttelse)
- Im3 (Jord)
- Im4 (Sjø- eller brakkvann med katodisk beskyttelse)

Utover dette må man også ta hensyn til spesifikke termiske, kjemiske eller mekaniske påvirkninger. Veiledning til dette finnes i tillegg A og B i standarden [37].

Type overflate som skal beskyttes

Konstruksjonens materiale og utforming har betydning for valg av overflatebehandling.

For en god påføring av overflatebehandlingen, er det ønskelig med en enkel geometrisk utforming med jevne overflater. Dette er for å hindre oppsamling av vann, smuss og forurensning, som kan føre til deformasjoner og store vedlikeholdsutgifter. Endringer i profilutformingen gjør det vanskeligere å forbehandle, samt påføre overflatebehandling på konstruksjonen [16].

Videre må man unngå materialkombinasjoner som resulterer i galvanisk korrosjon. Det er flere ting man kan gjøre for å hindre galvanisk korrosjon. Dette er spesielt viktig i knutepunkter, hvor bolter og skruer må sjekkes nøye. I korrosive miljøer bør forbinderen være av samme elektrokjemiske potensial som resten av konstruksjonen. Hvis dette ikke går, kan metallene isoleres fra hverandre med en metallisk pakning. Ulempen med metallisk pakning er at skruer/bolter kan miste litt av sin forspenning, noe man bør være oppmerksom på. Maling kan også brukes på overflaten til katoden for å hindre kontakt. Det er viktig at malingen legges på katoden og ikke på anoden. Hvis det er sprekker i anoden, vil malingen medføre raskere korrosjon.[32]

Fagverk er en uheldig konstruksjon, da det består av mange endringer i konstruksjonens utforming, samt ofte boltede forbindelser. Boltene kan være vanskelige å male og gir ofte opphav til spalter. Sveising kan være et godt alternativ, men i noen tilfeller er bolter likevel den beste løsningen. Forstørring av spaltene kan da være en mulighet, slik at man lettere kommer til og kan beskytte stålet.

Sveis bidrar til enkle overflater og små endringer i profilutformingen. Dette gjør det enkelt å påføre maling. Som for boltene, er det viktig at sveisen er av samme materiale som resten av konstruksjonen, slik at man unngår galvanisk korrosjon. [16]

Krav til holdbarhet for overflatebehandlingen

Holdbarhet til overflatebehandling bestemmes etter NS-EN ISO 12944 Del 1: *Generell introduksjon* [36]. Gitt holdbarhet for en overflatebehandling i et bestemt miljø må ikke betraktes som en garanti, men veiledning [36]. Forventet levetid deles inn i de 4 følgende klassene:

- Lav (L) opp til 7 år
- Medium (M) 7 til 15 år
- Høy (H) 15 til 25 år
- Veldig Høy (VH) mer enn 25 år

3.2.4 Organiske belegg

Organiske belegg av typen maling eller lakk er overflatebehandling som beskytter ved at en vannfilm dannes og stenger vann ute, slik at korrosjon blir umulig. Hvis belegget blir skadet, vil materialet kunne korrodere igjen. Det er derfor viktig å tilpasse belegget til ytre påkjenning. Filmtykkelsen har i dette tilfellet mye å si, da det er den som hindrer ioner fra å trenge gjennom. Tykkelsen bestemmes på bakgrunn av korrosjonsklasse og levetid [22].[41]

Forbehandling

Ståloverflaten avgjør hvilken behandlingsgrad som er nødvendig å gjennomføre. Dette er beskrevet i henhold til standarden NS-EN ISO 8501 Del 1: *Preparation of steel substrates before application of paints and related products - visual assessment of surface cleanliness*[39].

Forbehandling er ekstremt viktig for at malingsystemet skal fungere optimalt. Det finnes flere måter å forbehandle på, avhengig av hvilken type overflate som skal prepareres. Det stilles krav til både renhet og ruhet i standarden [37].

Hvis ståloverflaten allerede har rust eller andre uønskede partikler, må dette fjernes slik at materialet ikke korroderer videre under malingen. Dette kan gjøres ved hjelp av vasking.

For at malingen skal kunne feste seg, er det også viktig å få en ruhet i metallet. I korrosive miljøer brukes sandblåsing av ulik grad. Uten ruhet, vil overflaten være så glatt at malingen sklir av.

Påføring

For å oppnå en optimal beskyttelse i korrosive miljøer, brukes ofte tre malingsstrøk. Dette i form av et grunnstrøk, et mellomstrøk og et dekkstrøk.

Grunnstrøket skal sikre god vedheft mellom malingen og underlaget. Hvis formålet er en passiverende effekt, benytter man en maling med pigmenter som sørger for denne virkningen, for eksempel sinkfosfat. Det er bare ved direkte kontakt med metallet man oppnår en passiverende eller katodisk effekt, derfor er det bare i grunnstrøket tilførsel av disse pigmentene har en betydning. Mellomstrøket skal bygge opp filmtykkelsen, og gi en jevn overflate. Dekkstrøket er det siste som påføres. Dette strøket gir ønsket utseende, og blir mest utsatt for ytre påkjenninger.

Malingstyper

Bindemidlene i malingen bestemmer egenskapene. Grunn- og mellomstrøket består ofte av samme bindemiddel, mens dekkstrøket kan tilpasses sin virkning.

Det finnes mange forskjellige malingstyper med egenskaper tilpasset for de forskjellige korrosjonsklassene. For spesielt aggressive miljøer, som svømmehaller, er det anbefalt med en tokomponent bindingstype i malingsystemet. Dette er en bindingstype som gir en sterk beskyttelse og er svært motstandsdyktig for kjemikalier, syrer og baser[16]. Epoxy og polyuretan er eksempler på slike bindemidler. I noen tilfeller kan maling inneholde skadelige stoffer, som ikke er ønskelige i naturen og som også kan være helseskadelig[42].

Andre malingstyper som blir hyppig brukt er akryl, vinyl, polyester og sinksilikatmalinger. Det er viktig å være oppmerksom på at forskjellige malingstyper også krever ulik forbehandling og tykkelse. Dette kan man finne fra standarden NS-EN ISO 12944 Del 5: *Beskyttende malingsystemer*[38]. Samtidig må man passe på at de ulike malingstypene kan reagere uheldig med hverandre. Det mest fremtredende eksempelet er når et strøk som ikke er særlig kjemikalbestandig blir overmalt med et produkt med aggressive løsemiddel. Dette kan være om en enkomponent alkyd eller alkryl blir overmalt med en løsemiddelbåren tokomponent epoxy eller polyuretan. Løsemidlene kan da løse opp og svekke den underliggende filmen som kan føre til overflatedefekter eller bobler i filmen.

3.2.5 Metalliske belegg

Metalliske belegg blir delt inn i anodiske og katodiske belegg. Dette er en effektiv beskyttelsesmetode som fremgår ved at et metall med et annet elektropotensial blir påført stålet. Påføring kan skje ved blant annet varmforsinking, termisk sprøyting og elektrokjemisk. [22]

Katodisk beskyttelse

Katodisk beskyttelse går ut på å koble stålet til et mindre edelt metall, under en elektrolytt. Dette fører til at potensialet synker, og stålet blir dratt ned i det immune området i Pourbaix-diagrammet, henviser til figur 3.4. Dette er et resultat av at stålet vil bli en katode under en sammenkobling til et mindre edelt metall. Sink og aluminium er typisk brukt i slike situasjoner, og blir kalt offeranoder. Offeranoder vil beskytte stålet ved at de korroderer og legger et beskyttende lag over stålet. Når offeranoden er korrodert bort, må man erstatte den med en ny for at beskyttelsen fortsatt skal fungere.

Denne metoden er vanlig i sjøvann, hvor salter skaper et svært korrosivt miljø. I atmosfæriske forhold vil det derimot ikke være en elektrolytt til stedet, og en offeranode fungerer ikke. For å oppnå beskyttelse i slike sammenhenger kan offeranoden bli lagt på som et metallbelegg av eksempelvis varmforsinkning eller sinkrik maling. [22]

Varmforsinket stål

Varmforsinkning er en av de mest brukte metodene for metallisk belegg. Stålet dyppes da i en flytende sinkløsning. Fra figur 3.2, ser man at sink har et lavere elektrokjemisk potensial enn stål, og oksidasjon av sink vil gi en beskyttende barriere på stålet. Korrosjonshastigheten vil ta utgangspunkt i egenskapene til sink, og ettersom sink korroderer saktere enn jern, vil hastigheten synke og levetiden bli lenger. I atmosfæriske forhold er levetiden 50-100 år, mens i marine forhold vil den reduseres til 20-30 år[43]. Følgelig gir dette et mindre behov for vedlikehold, noe som vil spare både tid og penger.

Sinken gir en dobbelvirkning på stålet. Den reduserer korrosjonshastigheten, og gir en katodisk beskyttelse av stålet ved en eventuell ødeleggelse av barrieren. [22].

Andre fordeler med varmforsinket stål er at det er lett å dekke hele ståloverflaten jevnt, og feil kan oppdages fort. Produksjonstiden er også kort i forhold til malingsystemer. Med pulverlakeringsbehandling blir levetiden økt. Ulemper er derimot at sinkgrytene har en begrenset størrelse, samt at sinken ikke tåler kondens.

3.2.6 Stållegeringer

Metaller som krom, nikkel, titan og aluminium gir en passivisering av stålet, og blir ofte brukt i stållegeringer for å øke korrosjonsmotstanden. Rustfritt stål er et eksempel på en slik legering, der krom, nikkel og molybden er tilsatt. Krom og nikkel er begge edlere

metaller enn jern, og gir økt korrosjonsmotstand. Molybden gir i tillegg en økt beskyttelse i saltvann. Krom reagerer med atmosfæren hvor det dannes kromoksid. Dette legger seg som en oksidfilm og hindrer partikler fra å komme i nærkontakt med stålet. I svært korrosive miljøer kan denne beskyttelsen bli brutt. Stålet vil da kunne korrodere der det ikke lenger finnes beskyttelse. Groptæring og spaltekorrosjon er typiske former for lokalkorrosjon som kan oppstå på rustfritt stål. Interkrystallisk korrosjon oppstår ofte der det er høyt karboninnhold, men ved å bruke en legering med lite karboninnhold, minker faren for denne typen korrosjon.

Rustfritt stål er svært kostbart. Bedrifter ønsker derfor å minimalisere bruk av denne typen stål. Varmforsinket stål med overflatebehandling brukes ofte som en erstatning.

Opprinnelig fagverk

4.1 Bakgrunn

Ekstern veileder, Asplan Viak, var en aktør i prosjekteringen av Tromsøbadet, som er et folkebad lokalisert i Tromsø kommune. Badeanlegget åpnet i august 2019, etter en prosjektering som gikk langt over budsjett [44]. Bæresystemet i svømmehallen består av blant annet en fagverksbjelke i stål, som er utgangspunktet for denne oppgaven.

Levetid for Tromsøbadet er satt til 50 år. Fagverket er derfor dimensjonert etter samme kriterium.

All data tilknyttet det opprinnelige fagverket er hentet fra en Solibrifil, som man har fått tilgang til gjennom Asplan Viak. Her oppføres lengde og høyde på fagverk, profiler som inngår i bjelken, bolteforbindelser, samt avstand mellom fagverket og de nærmeste bærebjolkene. Informasjon som ikke kan hentes ut fra denne filen, men som fremkommer av modellering og beregning, vil bli presentert under kapittel for resultater.

4.2 Laster

Fagverksbjelken er plassert i taket av bygget, og påkjennes av egenlast, permanente nytte-laster (hulldekker), naturlaster (snø- og vindlast) og tekniske laster (teknikk, takteking og isolasjon). Av ekstern veileder Marius Lynne ble det oppgitt at hulldekkene var av typen HD520 og HD340. Det ble også oppgitt verdier for laster. (Se figur 4.1).

Overside fagverk	Lastpåkjenning [kN/m ²]
HD520	6.63
Teknikk	0.50
Isolering + takteking	0.50
Underside fagverk	Lastpåkjenning [kN/m ²]
HD340	4.50
Teknikk	0.50
Isolering + takteking	0.50

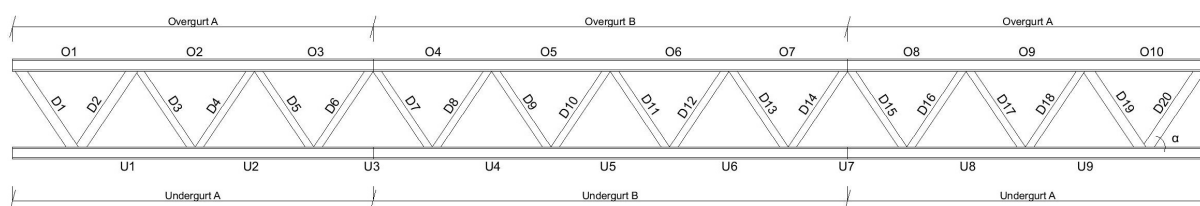
Figur 4.1: Oppgitte lastverdier

4.3 Utforming

Stålkvalitet S355 er brukt i alle elementene i fagverket.

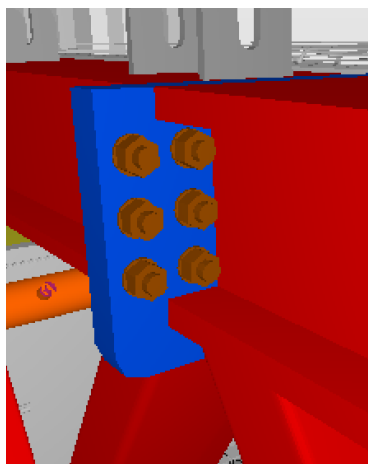
Fagverket har Warren-utforming, uten vertikalstaver. Gurtene er kontinuerlige, og diagonalstavene er sveiset til gurtene i knutepunkter.

Fagverket har et spenn på 38,8 meter. Videre er det utformet med 20 diagonalstaver og har en høyde på tre meter. Dette utgjør en vinkel (α) mellom stav og gurt på 57 grader. Høyden var bestemt basert på restriksjoner fra arkitekt. Se figur 4.2.

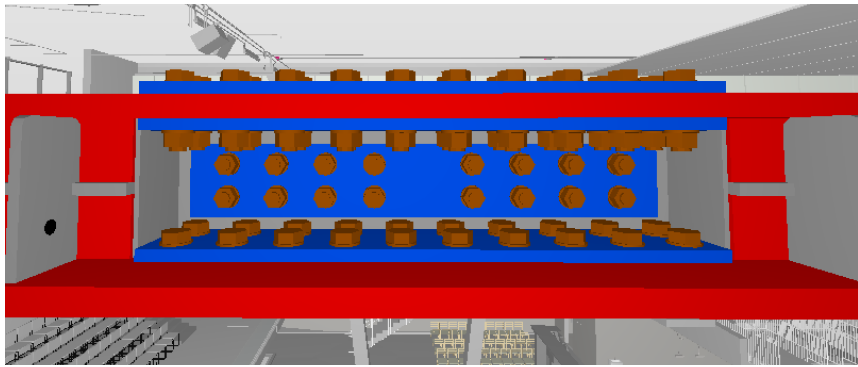


Figur 4.2: Utforming av opprinnelig fagverk

På grunn av konstruksjonens lange spenn må fagverket skjøtes. Skjøtene er utført symmetrisk, med to forbindelser på henholdsvis over- og undergurt. Plassering er vist på figur 4.2, som overgang mellom over- og undergurt A og B. De er utført med bolteforbindelser, hvor det er brukt bolter med fasthetsklasse 8.8. På overgurt består hver forbindelse av to boltegrupper, med 6stk M36 bolter i hver. Forbindelser på undergurt er utformet med en boltegruppe på hver flens, med 40stk M36 bolter, og en langs steg, med 16stk M30 bolter. Bolteforbindelsene er vist på figur 4.3 og 4.4.



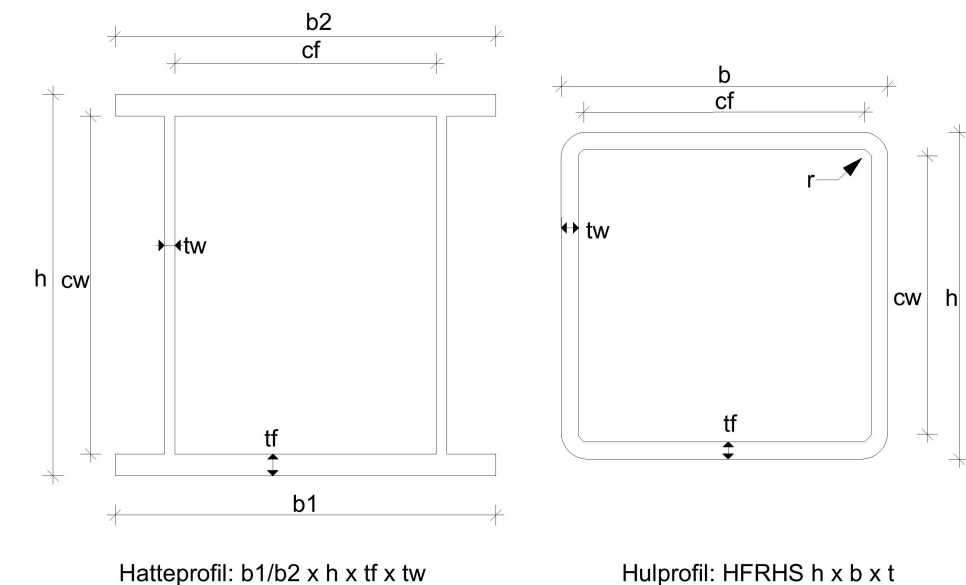
Figur 4.3: Utforming av bolteforbindelse på overgurt, hentet fra modell gitt av Asplan Viak



Figur 4.4: Utforming av bolteforbindelse på undergurt, hentet fra modell gitt av Asplan Viak

4.4 Profiler

Det er brukt hatteprofiler i gurtene, og hulprofiler i diagonalstavene. Utforming og navnsetting av tverrsnitt er vist på figur 4.5.



Figur 4.5: Utforming og navnsetting av tverrsnitt

Oversikt over profiler i de ulike konstruksjonsdelene i fagverket er presentert på figur 4.6.

	Profil
Overgurt A	500x400x40x15
Overgurt B	500x400x50x15
Undergurt A	600/450x390x50x15
Undergurt B	600/450x390x50x25
D1 og D20	HFRHS 400x300x16
D2 og D19	HFRHS 400x300x16
D3 og D18	HFRHS 400x200x16
D4 og D17	HFRHS 400x200x16
D5 og D16	HFRHS 400x200x12
D6 og D15	HFRHS 400x200x12
D7 og D14	HFRHS 400x200x8
D8 og D13	HFRHS 400x200x8
D9 og D12	HFRHS 400x200x6
D10 og D11	HFRHS 400x200x6

Figur 4.6: Oversikt over brukte profiler

Prosjektering

5.1 Grunnlag for prosjektering

For prosjektering av de ulike elementene i oppgaven er det tatt i bruk en rekke standarder og håndbøker.

NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner gir grunnlaget for beregning av lastkombinasjoner i brudd-, og bruksgrense. [4]

NS-EN 1991: Laster på konstruksjoner er brukt for beregning av laster påkjent fagverksbjelken. Del 1-1 brukes for egenvekt og nyttelast, Del 1-3 benyttes for beregninger av snølast, og Del 1-4 for vindlast. [7] [2] [3]

NS-EN 1993: Prosjektering av stålkonstruksjoner er brukt for dimensjonering av stål, der Del 1-1 omfatter grunnlag for prosjektering av stålkonstruksjoner, og Del 1-8 legger til grunn for dimensjonering av knutepunkter og forbindelser. [6] [5]

Dimensjonering av stålkonstruksjoner, utgitt i 2015, skrevet av Per Kr. Larsen. Boka har en stor utstrekning, og virker forklarende på NS-EN 1990, NS-EN 1991 og NS-EN 1993. [20]

Konstruksjonsteknikk: Laster og bæresystemer, utgitt i 2008, skrevet av Per Kr. Larsen. Boken virker forklarende på blant annet NS-EN 1990 og NS-EN 1991, og er brukt som et supplement for lastberegninger. [45]

5.2 Programvare

5.2.1 FEM-Design

FEM-Design er et avansert modelleringsprogram for elementanalyse og dimensjonering av bæresystemer, som brukes av ingeniører over hele verden. Programmet foretar beregninger for både stål, tre og betong, i henhold til Eurokode inkludert nasjonale tillegg (NA). Brukervennligheten er stor, da programmet har store likheter i brukergrensesnittet med andre CAD-verktøy, og gjør det derfor lett og intuitivt å modellere og redigere strukturer. Programmet vil bli brukt i denne bacheloren til analysering og optimalisering av fagverket i stål.

Modellert struktur påkjennes av aktuelle laster, der man definerer hvorvidt man har en permanent-, variabel eller ulykkeslast. Videre kombineres lastene i ulike lastkombinasjoner. Dette kan gjøres manuelt, og automatisk ved generering foretatt av programmet.

For å dimensjonere konstruksjoner kjører man en analyse på strukturmodellen. Analysen vil vise kraftfordeling i konstruksjonen gjennom diagrammer, samt beregninger av kontroller opp mot Eurokode.

Programmet har en funksjon som optimaliserer konstruksjoner automatisk, med utgangspunkt i et utvalg av tverrsnitt og angitt maksimal utnyttelsesgrad. Dimensjoneringen blir gjort i henhold til Eurokode, og programmet foretar alle nødvendige kontroller.

I denne bacheloroppgaven, hvor man skulle optimalisere en fagverksbjelke, var programmet til stor hjelp med å finne mest hensiktsmessig utforming.

5.2.2 MatchCad Prime

MathCad Prime er et program for teknisk dokumentasjon og beregninger. Programmet integrerer standard matematisk dokumentasjon, tekst og grafer i ett og samme dokument. I tillegg foretar programmet aktive beregninger, som vil si at dokumentet til enhver tid oppdateres ved innskriving av et nytt uttrykk eller ved endring av eksisterende parameterverdier.

I bacheloroppgaven blir MathCad Prime brukt til dokumentasjon av håndberegninger. Programmet utfører sammenhengende regneoperasjoner hvor beregnede verdier kan brukes

videre gjennom hele oppgaven. Ved optimalisering er det også hensiktsmessig at man kan foreta endring av verdier underveis.

5.2.3 Tekla Structures

Tekla Structures er en av de mest avanserte BIM-programvarene for produksjon av strukturmodeller. Programmet gir muligheter for å lage, kombinere og dele 3D-modeller, hvor verdifull konstruksjonsinformasjon følger modellen. Det kan produseres alt fra bygninger og infrastruktur, til nøyaktige detaljer.

For bacheloroppgaven ble programmet brukt til visualisering av bolteforbindelser. 3D-modellene ga nøyaktige detaljtegninger av forbindelsene.

5.2.4 ArchiCad

ArchiCad er et komplett BIM-verktøy. Programmet inkluderer norske maler og biblioteker, og gjør det følgelig enkelt å produsere konstruksjoner etter Eurokode med Nasjonale tillegg. Ved produsering av modeller kan man modellere både i 2D- og 3D-miljøer, uten at det går på kompromiss av design, presisjon eller kvalitet. Alle relevante tegninger vil oppdatere seg ved endring i én modell.

Programmet er brukervennlig når det kommer til produksjon av detaljtegninger. Man kan ta utsnitt av modellert konstruksjon, og redigere dette fritt til ønsket utforming, uten at selve modellen endres.

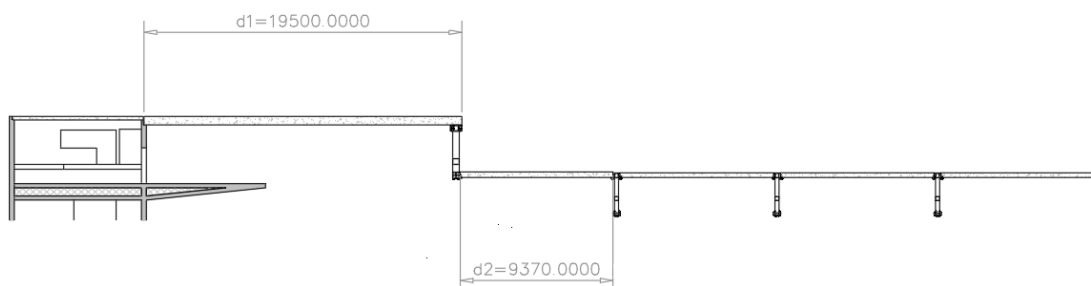
I bacheloroppgaven var det behov for å visualisere 3D-modeller av opprinnelig og optimalisert fagverk, detaljtegninger av knutepunkt, og skisser av fagverksutforming. ArchiCad fungerte utmerket til dette.

5.3 Laster

De lastene en konstruksjon skal bære, avhenger av konstruksjonens formål. Beregning av lasters størrelse og romlige fordeling i et bygg, gjøres etter NS-EN-1991: *Laster på konstruksjoner* [46]. Man skiller mellom egenlast, øvrige permanente laster, naturlaster og nyttelaster. Dette er direkte påkjenninger. I tillegg kan det forekomme indirekte laster på konstruksjonen, grunnet temperaturdifferanser og fuktvariasjoner. I oppgaven sees dette bort i fra ettersom det antas at fagverkets plassering er i et konstant regulert miljø.

Videre klassifiseres laster etter variasjon i tid og rom. Man skiller mellom permanent, variabel og ulykkespåvirkning i tidsrommet det opptrer. Her vil egenvekt og faste installasjoner falle inn under permanente laster. Vind og snølast er eksempler på variable laster, og brann og jordskjelv er ulykkeslaster. I romvariasjon skiller man mellom bundne og frie laster. I tillegg skilles det mellom statiske og dynamiske laster.

Fagverksbjelken er påført de lastene beskrevet i punkt 4.2. Alle påkjenningene utenom egenlast opptrer som lastflater, og tas opp i fagverksbjelken som linjelaster. Figur 5.1 viser fagverkets plassering i taket, der det målsettes bredden av dekkene som bjelken bærer. Beregning av linjelastenes verdi går ut ifra disse avstandene. Bredden på øvre felt som virker på fagverket blir da $b_1 = \frac{d_1}{2} = 9.75m$, og bredden for nedre felt blir $b_2 = \frac{d_2}{2} = 4.685m$.



Figur 5.1: Avstand mellom bærende bjelker i mm, hentet fra DWG-fil gitt av Asplan Viak

5.3.1 Egenlast

Egenlast og nyttelast beregnes etter NS-EN 1991 Del 1-1: *Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger* [7]. For en fagverksbjelke vil egenvekt, samt øvrige konstruksjonsdeler som fagverket skal bære, virke som permanent, bunden last. Ved beregninger for fagverksbjelken i FEM-Design inngår egenvekt automatisk som et resultat av profilvalg. Utrekning av lastfelt fra egenvekt er derfor gjennomført for bruk i håndberegningene.

Virkning av en lastpåkjenning beregnes på bakgrunn av vekt (m), tyngdeakselerasjon (g), og lengde av lastfelt (l).

For linjelast:

$$q = \frac{m \cdot g}{l} \quad (5.1)$$

Egenvekt av fagverket (m_b) er 23767 kg. Verdien er hentet fra FEM-Design. Lastfelt fra egenvekt blir som følger:

$$q_{e1} = 6.007kN/m$$

Last fra egenvekten fordeles likt på øvre og nedre lastfelt, da det vil være vanskelig å ta høyde for at den i realiteten fordeles gjennom hele bjelken.

5.3.2 Nyttelast

Nyttelast er hulldekker, teknikk, isolering og taktekking.

Fagverket bærer et hulldekke langs øvre gurt (HD520), og et langs nedre gurt (HD340). HD520 utgjør 6,63kN/m² og HD340 har en tyngde på 4,50kN/m². Lastfelt fra hulldekkene blir som følger:

Øvre felt:

$$q_{HD520} = 64,64kN/m$$

Nedre felt:

$$q_{HD340} = 21,08kN/m$$

Både teknikk (t), og isolering og taktekkning (i) utgjør $0,5kN/m^2$ hver. Fagverket tar opp lastene som linjelaster fra øvre og nedre takkonstruksjon. Verdier av lastfeltene blir slik:

Øvre felt:

$$q_{t1} = 4,875kN/m$$

$$q_{i1} = 4,875kN/m$$

Nedre felt:

$$q_{t2} = 2,343kN/m$$

$$q_{i2} = 2,343kN/m$$

5.3.3 Snølast

Snølast beregnes etter NS-EN 1991 Del 1-3: *Allmenne laster - Snølaster* [2]. Det er flere faktorer som virker inn ved dimensjonering av snølast, bl.a. lokasjonens klima, høyde over havet, topografi og konstruksjonens form [2].

Verdien for snølast er gitt etter ligning (5.1):

$$s = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (5.2)$$

Termisk faktor (C_t) bestemmes på bakgrunn av varmeisolering av bygget. Er den god settes verdien til 1,0, noe som antas er tilfellet for oppgaven. Eksponeringsfaktor (C_e) avhenger av hvor vindutsatt byggeområdet er. Store, åpne flater medfører et vindutsatt område, mens grafisk kurvatur samt høye trær bidrar til skjerming. Tromsøbadet ligger på et åpent område, som ikke er skjermet av hverken landskapskurvatur eller høye trær, og området anses derfor som vindutsatt. I denne sammenheng settes C_e til 0,8, etter tabell 5.1 [2].

Formfaktor (μ) bestemmes etter følgende uttrykk:

$$\mu = \mu_s + \mu_w \quad (5.3)$$

μ tar hensyn til skjevfordelt snølast på taket. Vinden kan blant annet forårsake store snøfonner som gir større påkjenning i disse områdene (μ_w). Faktoren tar også hensyn til byggets form, og om det er mulig for snøen å skli av taket (μ_s)[2][45].

Taket på bygget er flatt. Ut fra dette kan man bestemme formfaktor for øvre takkonstruksjon etter tabell 5.2 [2][45] til:

$$\mu_1 = 0.8$$

For nedre takkonstruksjon måtte μ beregnes ytterligere, da konstruksjonens form ga mulighet for opphoping av snø. Formfaktor for nedre tak blir derfor:

$$\mu_2 = 1.167$$

Karakteristisk snølast på mark (s_k) bestemmes på bakgrunn av geografisk område, samt høyde over havet. Fagverket ligger 90 m.o.h i Tromsø kommune. Hver kommune har sin egen referansesnømengde som tar utgangspunkt i den antatte snømengden hvert år. I Tromsø er denne verdien satt til $6.0kN/m^2$ for høyder $< 150 m.o.h$, etter tabell NA.4.1(901) [2]

Snølast for øvre takkonstruksjon vil dermed få følgende verdi:

$$s_1 = 3,84kN/m^2$$

For nedre takkonstruksjon blir snølasten følgende:

$$s_2 = 5,60kN/m^2$$

Snølast tas opp som en linjelast, hvor lastfelt beregnes på bakgrunn av overflateareal fagverket skal bære. Lastfeltene avhenger av snølast (s) og bredde av takflate (b):

$$q_s = s \cdot b \tag{5.4}$$

Lastfeltene for snø blir dermed:

$$q_{s1} = 37,44kN/m$$

$$q_{s2} = 26,24kN/m$$

5.3.4 Vindlast

Vindlast beregnes etter NS-EN 1991 Del 1-4: *Allmenne laster - Vindlaster* [3]. Det må tas hensyn til både vindhastigheter, vindfelt og hastighetstrykk for å komme frem til vindlasten. [45]

Basisvindhastighet

Basisvindhastigheten (v_b) er gitt ved ligning (NA.4.1) [3]:

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{prob} \cdot c_{alt} \cdot v_{b,0} \quad (5.5)$$

Referansevindhastighet ($v_{b,0}$) i Tromsø er 27 m/s etter NA.4(901.1)[3]. Verdien av c_{dir} , c_{season} , c_{prob} og c_{alt} settes lik 1.0 etter NA.4.2(2)P Merknad 2 [3].

Basisvindhastigheten blir dermed:

$$v_b = 27m/s$$

Stedsvindhastighet

Stedsvindhastigheten ($v_m(z)$) er gitt ved ligning (4.3)[3]:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (5.6)$$

hvor $c_r(z)$ og $c_0(z)$ er faktorer basert på terrengruhet og høyde. Det er lagt til grunn at Tromsøbadet er plassert i omgivelser med terrengruhetsskategorii II, basert på informasjon fra ekstern veileder. Det forutsettes også at terrenget rundt ikke har innvirkning på vindhastigheten. Høyde fra bakke til topp av bjelken (z) settes lik 15m.

Stedsvindhastigheten blir da:

$$v_m(z) = 29.29m/s$$

Vindturbulensitet

Vindturbulensiteten ($I_v(z)$) avhenger av stedsvindhastigheten ($v_m(z)$) og standardavviket for momentan vindhastighet (σ_v), og bestemmes etter ligning (4.7)[3]:

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (5.7)$$

Hvor $\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_1$ fra *Konstruksjonsteknikk - Laster og Bæresystemer* [45] der k_1 bestemmes etter NA.4.3.3(901.2) [3], og settes for oppgaven lik 1,0.

Vindturbulenshastigheten blir dermed:

$$I_v(z) = 0.175$$

Vindkasthastighetstrykk

Vindkasthastighetstrykk ($q_p(z)$) bestemmes etter ligning (4.8) [3]:

$$q_p(z) = (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2 \quad (5.8)$$

Luftens densitet (ρ) settes, som anbefalt etter NA.4.5 [3], til 1.25 kg/m^3 .

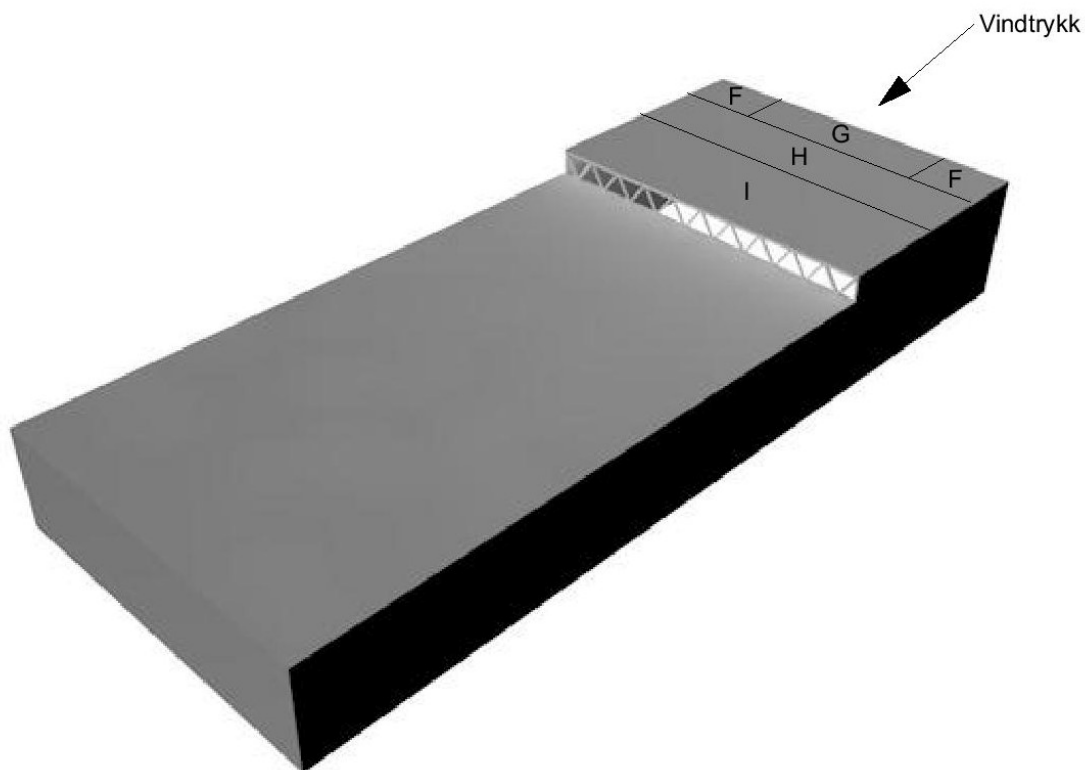
Vindkasthastighetstrykk bestemmes dermed til:

$$q_p(z) = 1.192 \text{ kN/m}^2$$

Vindtrykk som virker på overflater

Vindtrykket vil ha virkning på både innvendige og utvendige flater, som enten sug eller trykk. Det må identifiseres hvilken kombinasjon som gir mest ugunstig virkning. Strømningsfeltet rundt bygningen i gitt tilfelle er komplisert. Tromsøbadet har vertikale vegger, skarpe hjørner og flatt tak. Vind som treffer langsiden vil skape utvendig sug på den ene langsiden, og utvendig trykk på den andre. Dette vil utspille seg som påkjenning i fagverkets opplagere, som faller utenfor oppgavens avgrensning. Man så også på muligheten for vind mot kortsiden på den lavere delen, men da avstanden mellom bærebjelker her var kortere (vist på figur 5.1), ville påkjent vindlast i fagverket ha en mindre effekt. Det mest ugunstige tilfellet for fagverket ble da når vinden kommer fra retningen vist i figur 5.2. Da vil det

oppstå et utvendig trykk og innvendig sug i taksone I. Dette er minst gunstig kombinert med øvrige lastvirkninger, som også virker i gravitasjonens retning. Bredden av I regnes ut i fra figur 7.6 i standarden [3], og vil ha en verdi på 13m.



Figur 5.2: Inndeling av dimensjonerende taksoner på Tromsøbadet

Da beregninger av vindlast ble foretatt hadde man ikke kunnskap om byggets høyde og bredde, utover bærende areal for bjelken. Det ble derfor vanskelig å finne bredde av dimensjonerende taksone I. Utgangspunkt for vindlastberegningene ble da å anta at I dekket hele den bærende bredde $b_1 = 9.75m$ (se figur 5.1). Arealet av felt I viste seg å fungere på mer enn det bærende arealet for bjelken, og beregningene ble beholdt.

Vindtrykket på innvendige flater (w_i) etter ligning (5.2) [3]:

$$w_i = c_{pi} \cdot q_p(z_i) \quad (5.9)$$

Vindtrykket på utvendige (w_e) flater etter ligning (5.1) [3]:

$$w_e = c_{pe} \cdot q_p(z_e) \quad (5.10)$$

hvor z_i og z_e er referansehøyder. c_{pi} og c_{pe} er formfaktorer for indre og ytre vindtrykk, som varierer ut ifra bygningens geometri [45].

c_{pi} settes for oppgaven lik -0.3 (sug), etter punkt 7.2.9 merknad 2 [3].

For beregning av bærekonstruksjoner settes c_{pe} til $c_{pe.10}$. Verdien bestemmes videre etter tabell 7.2 [3], og c_{pe} blir satt til 0.2 (trykk).

Vindtrykk (w) på konstruksjonen bestemmes dermed til:

$$w = 0.596kN/m^2.$$

Endelig vindlast

Endelig vindlast (q_w) blir bestemt basert på bredde av dimensjonerende taksone (b_1), og bestemmes som følger:

$$q_w = w \cdot b_1 \quad (5.11)$$

Endelig vindlast blir da:

$$q_w = 5.81kN/m$$

5.3.5 Laster oppsummert

Oppsummering av beregnede laster er presentert i figur 5.3.

	Øvre felt		Nedre felt	
	Last	Lastverdi [kN/m]	Last	Lastverdi [kN/m]
Egenvekt	q_{e1}	3.004	q_{e2}	3.004
Hulldekker	q_{HD520}	64.64	q_{HD340}	21.08
Teknikk	q_{t1}	4.875	q_{t2}	2.343
Isolering + taktekking	q_{i1}	4.875	q_{i2}	2.343
Snølast	q_{s1}	37.44	q_{s2}	26.24
Vindlast	q_w	5.81		

Figur 5.3: Laster oppsummert

5.3.6 Lastkombinasjoner

Opptredende laster må settes sammen i ulike lastkombinasjoner med bestemte lastfaktorer, avhengig om de betraktes i bruddgrense eller bruksgrense. Dette er for å identifisere hvilken kombinasjon som gir minst gunstig lastvirkning på konstruksjonen. Beregning av laster på sikkerhetsteoretiske grunnlag gjøres etter NS-EN-1990: *Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner* [4].

Lastfeltene kombineres med bestemt partiafaktor (γ), kombinasjonsverdi for variabel påvirkning (ψ_0, ψ_1, ψ_2) og reduksjonsfaktor (ξ) avhengig av hvorvidt lastene er permanente eller variable, gunstige eller ugunstige.

Bruddgrense

I bruddgrensetilstand må det kontrolleres for tre basissituasjoner: global likevekt av konstruksjonen (EQA), brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer (STR) og brudd i grunnen (GEO). Oppgaven er avgrenset til kun å se på STR-beregninger.

Likning (6.10a) og (6.10b) [4] gir grunnlag for lastkombinasjoner i grensetilstand STR, etter følgende uttrykk:

$$q_d = \gamma_{G.1} \cdot G_{k.1} + \gamma_{G.2} \cdot G_{k.2} + \gamma_{Q.1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k.2} \quad (5.12)$$

$$q_d = \xi \cdot (\gamma_{G.1} \cdot G_{k.1} + \gamma_{G.2} \cdot G_{k.2}) + \gamma_{Q.1} \cdot Q_{k.1} + \gamma_{Q.2} \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k.2} \quad (5.13)$$

I tabell NA.A1.2(B)[4] bestemmes partiafaktorer og reduksjonsfaktor til følgende verdier:

$$\gamma_{G1} = 1,35$$

$$\gamma_{G2} = 1,15 \text{ (Merknad 4)}$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5$$

$$\gamma_{Q2} = 1,5$$

$$\xi = 0,89$$

Fra tabell NA.A1.1 [4] settes kombinasjonsverdiene for snølast og vindlast til følgende

verdier:

$$\psi_{0,1} = 0,7$$

$$\psi_{0,2} = 0,6$$

Ligning (6.10b) gir minst gunstig lastkombinasjon for både øvre og nedre lastpåkjenning, med følgende verdier:

$$q_{d.1} = 155,78kN/m$$

$$q_{d.2} = 73,68kN/m$$

Bruksgrense

Lastvirkning i bruksgrense bestemmes på bakgrunn av relevant kombinasjon, herunder karakteristisk, hyppig forekommende eller tilnærmet permanent.

Lastene kombineres etter ligning (6.15a) [4] for ofte forekommende kombinasjon på følgende måte:

$$q_{d.b} = \gamma \cdot (q_p + \psi_{1.1} \cdot q_s + \psi_{2.2} \cdot q_w) \quad (5.14)$$

Etter tabell A.1.4.1(1) [4] bestemmes partsialfaktoren:

$$\gamma = 1,0$$

Kombinasjonsfaktorer for henholdsvis snø- og vindlast fastsettes til følgende verdier etter tabell A.1.1 [4] :

$$\psi_{1.1} = 0,5$$

$$\psi_{2.2} = 0$$

Lastkombinasjonene gir følgende verdier for øvre og nedre lastpåkjenning:

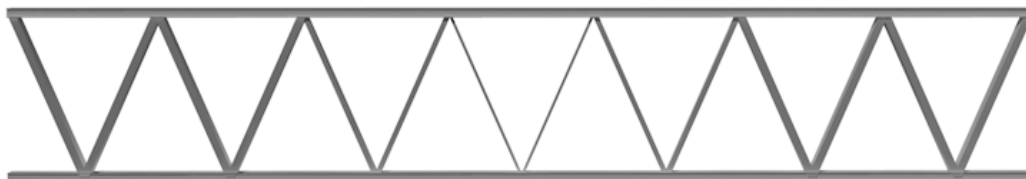
$$q_{d.b1} = 98,93kN/m$$

$$q_{d.b2} = 38,89kN/m$$

5.4 Fagverk

5.4.1 Generelt

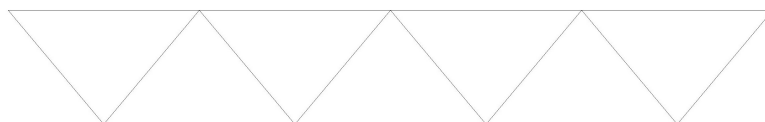
Fagverk er en type utforming av bæresystem bestående av gurter og diagonalstaver, se figur 5.4. Bæresystemet kan ta opp store krefter og laster i forhold til sin egenvekt. Dette er spesielt gunstig i situasjoner hvor det kreves store spenn [47].



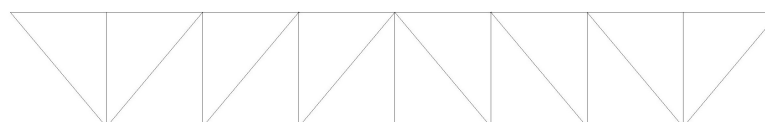
Figur 5.4: Fagverk

5.4.2 Utforming

Man kan utforme fagverk på ulike måter. Hvilken utforming som velges avhenger av hvordan fagverket skal belastes. For situasjoner med langt spenn og belastning i gravitasjonsretning brukes hovedsaklig Warren eller Pratt-utforming [48]. Se figur 5.5 for utforming.



Warren-utforming



Pratt-utforming

Figur 5.5: Ulike utforminger av fagverk

Det legges til grunn en bestemt utforming av fagverket for optimaliseringen. Konstruksjonen skal ha en warren-utforming. Variablene for optimaliseringen er antall diagonalstaver og høyde. Anbefalinger tilsier at høyden bør ligge i intervallet $\frac{1}{10}$ og $\frac{1}{5}$ av fagverkets lengde [45].

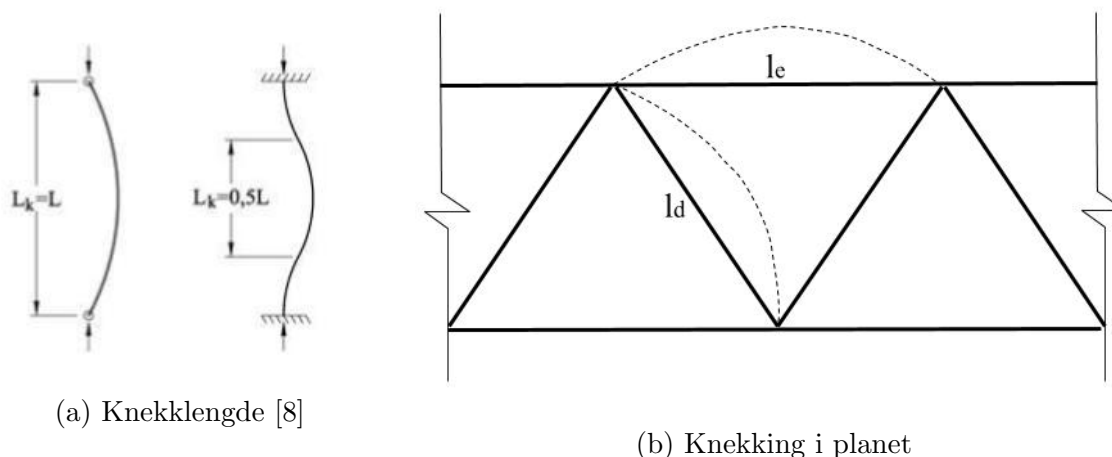
5.5 Statisk modell

Fagverket er konstruert med en kombinasjon av triangler for å gjøre konstruksjonen stabil. Det har kontinuerlige gurter som er skjøtet, og diagonalstaver som er sveist til gurtene i knutepunktene.

Sveiste knutepunkt medfører en viss rotasjonsstivhet. Det forutsettes at stivheten i knutepunktet oppfyller krav etter punkt 5.2.2.1 i NS-EN 1993 Del 1-8: *Knutepunkter og forbindelser* [5], som medfører at man kan beregne knutepunktene som leddet. Tilsvarende betraktning er gjort for skjøtene, som man antar er momentstive. I denne sammenheng kan man beregne gurtene som kontinuerlige.

5.5.1 Knekk lengde

Det forutsettes bestemte knekk lengder for konstruksjonselementene. Grunnet kontinuerlige gurter vil det være stor rotasjonsstivhet i knutepunkter mellom gurtelementene. Knekk lengde vil derfor ligge nært $0.5 \cdot l_e$ (uendelig rotasjonsstivhet). Den er derfor satt til $0.6 \cdot l_e$. Dette gjelder kun i planet, da gurtstavene er fastholdt mot knekking ut av planet grunnet tilslutning til hulldekkene. For diagonalstavene settes knekk lengde om begge akser til $1.0 \cdot l_d$, da man som tidligere nevnt forutsetter at knutepunktene kan beregnes som leddet. Se figur 5.6.



Figur 5.6: Knekking

5.5.2 Profiler

Valg av profiler er tatt med utgangspunkt i det opprinnelige fagverket. Dette er hensiktsmessig med tanke på sammenligning. Dimensjoner på profilene er valgt for å kunne beregnes plastisk, som vil si at de kategoriseres innenfor tverrsnittklasse 1 og 2. Det er tatt i betraktning at plastisk dimensjonering vil gi et mer realistisk bilde av tverrsnittskapasiteten til profilene. Man kan derfor få en bedre utnyttelsesgrad. Tverrsnittene er valgt basert på FEM-Design sine beregninger, og optimalisering med tanke på opptredende krefter. Profildata som er benyttet ved kontrollberegningene i MathCad er hentet fra FEM-design.

Gurter

Gurtene består av egendefinerte hatteprofiler, og er symmetriske om både y-, og z-aksen. Fagverkets lengde medfører at gurtene må skjøtes to steder ved montering, noe som har gjort det mulig å benytte forskjellige dimensjoner i de mest utsatte delene. Det er derfor valgt hatteprofiler i midtre felt som har større tykkelse på steg og flens. For enklere gjennomføring av bolteforbindelsene, er høyde og bredde av hatteprofilene den samme gjennomgående på over-, og underside.

Staver

Diagonalstavene ble valgt til å være hulprofiler med standard dimensjoner. Det ble på forhånd bestemt at stavene parvis skulle ha samme dimensjon. Denne avgjørelsen ble tatt på bakgrunn av opprinnelig fagverk. Da gruppen skulle diskutere prisberegninger med ekstern veileder Marius Lynne, ble det opplyst at det kun ville bli oppgitt kilopris for stål brukt. Prisen skulle omfatte alt fra produksjon, transport til montasje av fagverket. Gruppen valgte dermed å etterligne utformingen til eksisterende fagverk, da man ønsket å minimere faktorer som kunne øke avvik i prissetting.

Utnyttelse

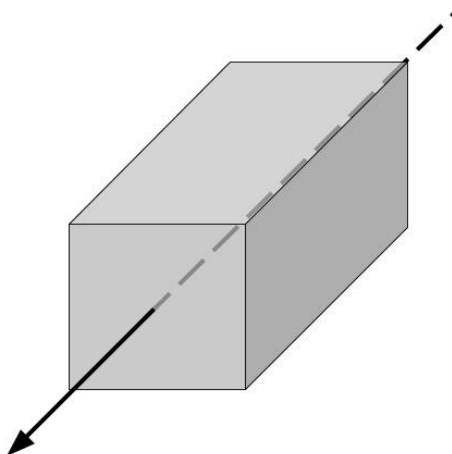
Maksimal utnyttelsesgrad av tverrsnitt ble satt til 100% etter anbefaling fra ekstern veileder. I byggeprosjekter er det vanlig å sette utnyttelsesgraden til 80-90% da det skal være rom for endringer underveis. Da dette er et tenkt scenario med fokus på optimalisering, er det sett hensiktsmessig å legge seg på fullstendig utnyttelse.

5.6 Håndberegninger

Det er prinsipielt viktig å verifisere simulerte beregninger ved å utføre forenklede manuelle håndberegninger i tillegg. I denne oppgaven omfatter håndberegningene utregning av laster og krefter, og brudd- og bruksgrensekontroll. På grunn av usikkerhet knyttet til de forenklede kraftberegningene, er verdier benyttet i dimensjonering av knutepunkt og kontroll av tverrsnitt tatt fra FEM-Design.

5.6.1 Fagverksmodell for beregning av stavkrefter

Fagverksmodellen tar utgangspunkt i et ideelt fagverk. Altså et statisk system hvor alle stavene er forbundet i momentfrie ledd uten eksentrisitet. Dette tilsier at all belastning må være konsentrerte krefter med angrepspunkt i knutepunktene. Modellen vil derfor kun gi grunnlag for beregning av aksialkrefter i stavene, og man ser bort i fra moment- og skjærkrefter som opptrer på grunn av egenvekt i staven.



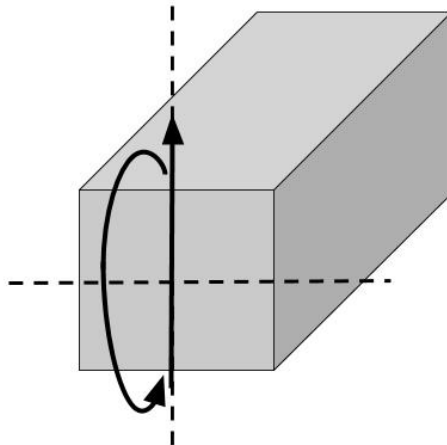
Figur 5.7: Aksialkraft

Metoden går ut på at man tar for seg et og et knutepunkt, og setter opp likevekt for krefter i henholdsvis x- og z-retning.

For å kunne benytte seg av fagverksmodellen legges det til grunn at bestemmelser i punkt 5.1.5 NS-EN-1993 Del 1-8: *Knutepunkter og forbindelser* [5] er innfridd. Punktet tar primært for seg eksentrisitet og stivhet i knutepunkt.

5.6.2 Beregning av moment og skjærkrefter

Det vil oppstå momenter og skjærkrefter i fagverk utformet med kontinuerlig over- og undergurt.



Figur 5.8: Skjær- og moment

Det ble først undersøkt muligheten for å etablere funksjoner for moment- og skjærkraft i bjelken ved hjelp av heavyside- trappfunksjon. Dette er diskontinuerlige funksjoner som summeres, slik at trappediagram for kreftene kan modelleres. Intern veileder frarådet en slik betraktning av problemet, da tilnærmingen heller kompliserte beregningene enn å forenkle.

Videre så man på beregning av fagverket som et statisk ubestemt system. Det ville imidlertid blitt statisk ubestemt av så mange grader at utføringen ville blitt svært omfattende og tidskrevende. Man valgte derfor å gå bort i fra denne løsningen.

Etter veiledning fra Per Otto Yttervoll ble det til slutt lagt til grunn at man kunne se på gurtene som fritt opplagte bjelker, med elastisk opplagring i hvert knutepunkt. Aksialstivheten ($k = \frac{EA}{L}$) i et knutepunkt ble undersøkt for å kunne fastslå virkning av de elastiske opplagerne. Resultatene viste en forskyvning ($\delta = \frac{F}{k}$) såpass liten at man valgte å se bort i fra den. I denne sammenheng kunne man anse gurtelementene som opplagret i hvert knutepunkt. Moment og skjærkraft ble beregnet ved hjelp av matrisestatikk, hvor gurtene hadde en rotasjonsfrihetsgrad i hvert knutepunkt.

5.6.3 Enhetslastmetode for nedbøyning

For å beregne nedbøyning til bruksgrensekontroll, kan man forenklet bruke enhetslastmetoden. Dette er prinsipper som kan brukes for å beregne forskyvninger (deformasjoner) i ulike konstruksjoner, både fagverk og rammer. Metoden baserer seg på arbeidsteorem om virtuelt arbeid på et system av stive legemer i likevekt, hvor det er to arbeidsbidrag som gjelder. Dette er ytre påført arbeid og indre deformasjonsarbeid i konstruksjonen. Under en virtuell forskyvning kreves det at differansen mellom arbeidsbidragene er null [1].

Fremgangsmåten er å påføre en enhetslast (virtuell last) i det punktet man ønsker å bestemme forskyvningen, parallelt med forskyvningen. I et fritt opplagt fagverk med jevnt fordelt last vil maksimal deformasjon forekomme i bjelkens midtpunkt. Enhetslasten påføres derfor her. Basert på opptredende og virtuelle krefter, kan deformasjonen beregnes ved hjelp av formelen:

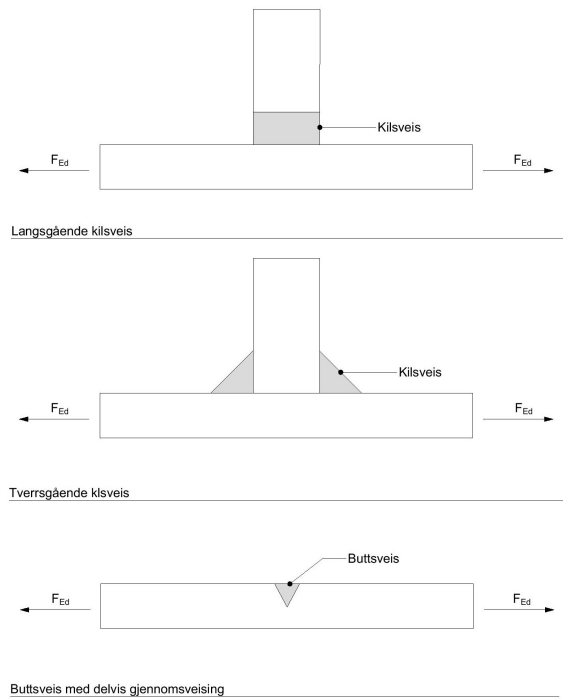
$$1 \cdot \delta = \sum_{i=1}^{n_{staver}} \frac{N_{i,virt} \cdot N_i \cdot L_i}{EA_i} \quad (5.15)$$

I formelen uttrykker venstresiden ytre arbeid, og høyresiden indre deformasjonsarbeid. Det ytre arbeidet beskrives av den virtuelle lasten (enhetslast) og den reelle ytre forskyvningen (δ). Deformasjonsarbeidet uttrykkes ved hjelp av virtuelle aksialkrefter ($N_{i,virt}$) og opptredende aksialkrefter pga. ytre belastning (N_i) i enkeltelementene, stavlengde (L_i), elastisitetsmodul til stavmaterialet (E) og tverrsnittsareal av stavene (A_i).

5.6.4 Beregning av sveiste forbindelser

Bestemmelser for sveiste forbindelser er gitt i NS-EN 1993 Del 1-8: *Knutepunkter og forbindelser* [5]. Kapasitet for sveis bør være lik eller bedre enn verdier for grunnmaterialet. Det er uheldig dersom brudd forekommer i forbindelsen og ikke i grunnmaterialet. I denne sammenheng dimensjoneres sveisen ut ifra dimensjonerende kapasitet i grunnmaterialet til konstruksjonselementene som inngår i forbindelsen.

Det finnes flere typer sveis. De viktigste sveisetyper for lastbæring er buttsveis og kilsveis. Ved sveisesnitt med vinkel mellom $60 - 120^\circ$ benyttes kilsveis. Skal man sveise sammen konstruksjonsdeler i vinkler utover dette bør man benytte buttsveis [5].



Figur 5.9: Sveisetyper

Diagonalstavene skal sveises til gurtene i knutepunktene. Knutepunktene vil få K-utforming, med unntak av endene hvor det vil bli Y-knutepunkt. Det forutsettes at man hovedsakelig skal bruke kilsveis, da vinkel mellom gurt og stav (α) vil ligge mellom 60° og 120° . Dersom staver overlapper i K-knutepunktene vil man få tilfeller med øvrige vinkler, hvor man må benytte buttsveis [20]. Dette vil eventuelt forekomme mellom diagonalstavene.

Kilsveis

Dimensjonen på kilsveis er gitt ved dens a-mål. Dette er et uttrykk for høyden i den største trekanten man kan innskrive mellom sveisens overflate og sidekanter, målt vinkelrett på overflaten [20]. Ved dimensjonering av kilsveis finner man et nødvendig a-mål basert på opptredende krefter i sveisesnittet. Opptredende krefter dekomponeres til å virke parallelt (N^{\parallel}) eller normalt (N^{\perp}) på sveisens lengderetning.

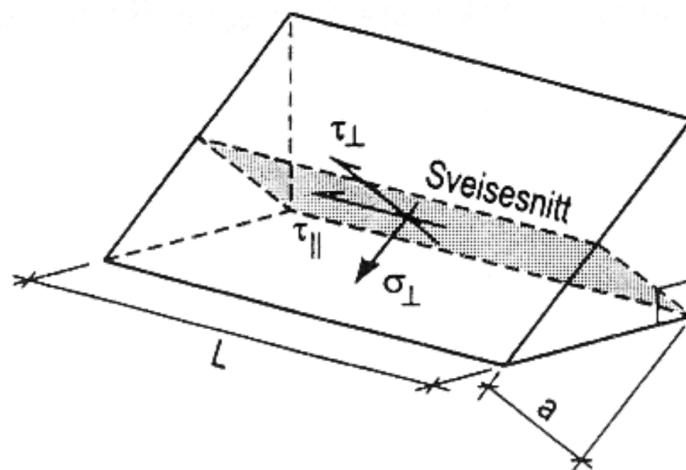
Standarden [5] gir to alternative metoder for dimensjonering av kilsveis. Dette er Retningsmetoden og Forenklet metode. Sistnevnte er et konservativt estimat for sveisens kapasitet, som ikke tar hensyn til kraftens orientering i forhold til sveisen. Metoden er derfor ikke gunstig ved en optimalisering [20].

Ved bruk av Retningsmetoden dekomponeres kreftene som sveisen skal overføre til spenningskomponenter som virker enten i eller på sveisesnittet. Følgende spenninger kan da opptre [5]:

σ_{\perp} Normalspenninger som virker normalt på sveisesnittet

τ_{\perp} Skjærspenninger som virker normalt på sveisens lengderetning

τ_{\parallel} Skjærspenninger som virker parallelt med sveisens lengderetning



Figur 5.10: Opptrædende spenninger i et sveisesnitt [17]

Dimensjonerende kapasitet for en kilsveis anses som tilfredsstillende dersom begge følgende betingelser er oppfylt [5]:

$$\sqrt{(\sigma_{\perp})^2 + 3((\tau_{\perp})^2 + (\tau_{\parallel})^2)} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w} \quad (5.16)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0,9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \quad (5.17)$$

Det forutsettes at eventuelt brudd vil oppstå i sveisesnittet. Det må derfor inngå en korrelasjonsfaktor (β_w) knyttet til grunnmaterialets fasthet, da benyttet fasthetsparameter i formelen er grunnmaterialets bruddspenning (f_u) [20]. Korrelasjonsfaktor for kilsveis er gitt i tabell 4.1 [5].

Man skiller mellom tversgående (belastet vinkelrett på sveisens lengderetning) og langsgående kilsveis (belastet parallelt med sveisens lengderetning). Verdier for opptrædende spenninger i sveisesnittet utledes ved en betraktning av kraft (N) per sveiseareal (A_w). (A_w) bestemmes punkt 4.5.3.2(2) i standarden [5].

Buttsveis

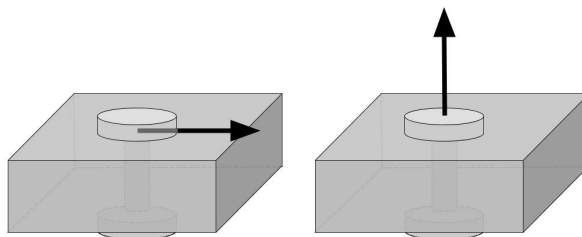
For dimensjonering av buttsveis skiller man mellom sveis med og uten full penetrering. Buttsveis uten full penetrering skal dimensjoneres etter regler for kilsveis med full penetrering, men a-målet kan ikke settes større enn penetreringsdybde som kan dokumenteres oppnådd. I denne sammenheng reduseres ofte a-målet til a_{nom} med 2mm [20]. I oppgaven antar man at beregnet a-mål er mulig å gjennomføre. Dette blir derfor ikke kommentert ytterligere.

5.6.5 Beregning av bolteforbindelser

Et spenn på 38.8 meter gjør at fagverket må skjøtes. Disse skjøtene skal være bolteforbindelser. Bestemmelser for bolteforbindelser finnes i NS-EN 1993 Del 1-8 *Knutepunkter og forbindelser* [5].

Laskeplatene blir ikke dimensjonert og kontrollert. Det blir heller ikke tatt hensyn til varierende tykkelse på flens og steg på undergurtene som skjøtes, i forhold til bruk av laskeplater i slike tilfeller.

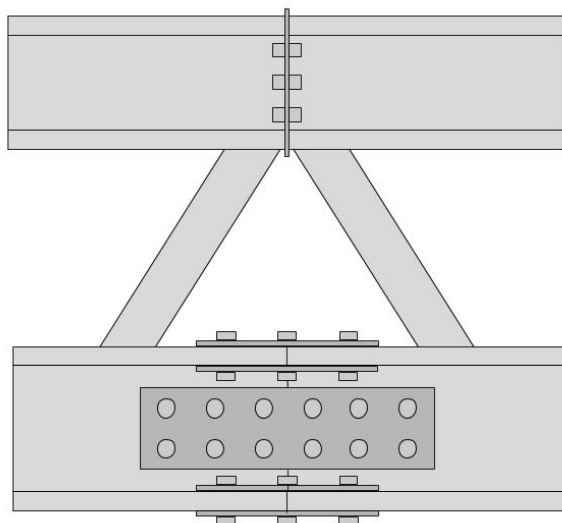
Dimensjoneringsgrunnlag for forbindelsen er snittkrefter og -momenter i bruddgrense i konstruksjonsdelene som skal forbindes. Disse lastvirkningene skal bestemmes etter standardene [5] [6]. En gylden regel er at brudd ikke skal forekomme i forbindelser, og opptredende krefter blir ofte satt til dimensjonerende kapasitet i tilsluttede konstruksjonsdeler. Opptredende snittkrefter omregnes til en avskjæring- ($F_{v.Ed}$) og/eller en strekkkomponent ($F_{t.Ed}$) på hver bolt i boltegruppen. Den mest belastede bolten blir dimensjonerende. Avskjæring og strekkbelastning av bolter er vist på figur 5.11.



Figur 5.11: Avskjæring- og strekkbelastning av bolter

Identifisering av opptredende krefter ($F_{v.Ed}$ og/eller $F_{t.Ed}$), utforming av forbindelsen, og valg av fasthetsklasse for boltene gir grunnlag for kapasitetsberegninger. Basert på opptredende krefter må man avgjøre hvilke kategorier bolteforbindelsen skal dimensjoneres etter.

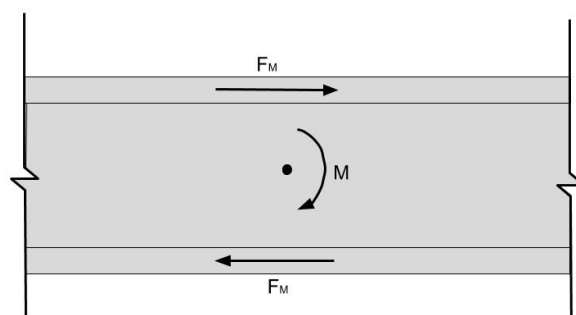
Dette gjøres etter tabell 3.2 i standarden [5], hvor det også fremgår hvilke bruddformkontroller som må foretas.



Figur 5.12: Idéskisse av bolteforbindelser

Unergurt

Unergurt skal deles i tre deler, og følgelig forbindes på to steder (symmetrisk). Det skal være fire boltegrupper i hver forbindelse, en på hver flens og en på hvert steg. Se figur 5.12. Det forutsettes at aksialkraft fordeles jevnt på boltegruppene, mens boltegrupper på flens tar opp moment. Opptrædende krefter på bolter fra momentbelastning (F_m) identifiseres ved å betrakte et kraftpar på henholdsvis over- og underflens. Se figur 5.13. Tykkelsen på flens vil være en liten prosentdel av hele tverrsnittets tykkelse, og man kan da anse momentbelastningen som konstant i flensens tverrsnitt.



Figur 5.13: Kraftpar

Det forutsettes at forbindelsen plasseres midt på et gurtelement, hvor skjærkraft er tilnærmet null. Boltene vil derfor kun utsettes for avskjæring fra både aksial og moment, og følgende bruddformkontroller må foretas:

$$F_{v.Ed} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Ed} \leq F_{b.Rd}$$

Overgurt

Overgurt skal også bestå av tre deler, og derav to forbindelser. Det forutsettes at konstruksjonselementene skal leveres med påsveisete endeplater, og det er endeplatene som boltes sammen. Forbindelsene skal plasseres på samme horisontale plassering som forbindelser på undergurt, og følgelig i et knutepunkt. Se figur 5.12. Skjærkraft i snittet fordeles likt på boltene som avskjæringskraft. Opptredende aksialkraft gir trykkbelastning. Kraftparet grunnet momentbelastning gir trykkbidrag i overkant og strekkbidrag i underkant av profilet. I denne sammenheng er boltene utsatt for både avskjæring og strekk, og følgende bruddformkontroller må kontrolleres:

$$F_{v.Ed} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Ed} \leq F_{b.Rd}$$

$$F_{t.Ed} \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Ed} \leq B_{p.Rd}$$

Kapasiteter

Bruddkapasiteter beskrives i tabell 3.4 [5]. Dette er avskjæringskapasitet ($F_{v.Rd}$), hullkanttrykk ($F_{b.Rd}$), strekkkapasitet ($F_{t.Rd}$) og gjennomlokking ($B_{p.Rd}$).

Ved kombinert virkning av skjær og strekk, må det i tillegg foretas interaksjon etter tabell 3.4 [5].

Det må kontrolleres for blokkutrivning av en boltegruppe etter punkt 3.10 [5]. Boltegruppene vil være symmetriske og påkjent en sentrisk last.

Hull-, ende- og kantavstander etter tabell 3.3 [5] for en boltegruppe må også kontrolleres. Minimumskravene er uttrykt basert på hulldiameteren for en bolt (d_0), og maksimumskravene er gitt ut ifra tykkelse (t), eventuelt minimumstykkelse (t_{min}), på grunnmaterialet.

5.7 Kapasitet i bruddgrensetilstand

Fagverket deles opp i gurter og staver, der hver komponent må kontrolleres i henhold til NS-EN 1993: Del 1-1: *Allmenne regler og regler for bygninger* [6]. Forutsatt at alle konstruksjonsdelene kategoriseres i tverrsnittsklasse 1 og 2, er det ønskelig å dimensjonere etter plastisitetsteorien. På denne måten utnytter man hele tverrsnittet, og får det mest optimale resultatet. Ved å benytte plastisk dimensjonering gjelder ikke superposisjonsprinsippet. Aksial-, moment-, og skjærkraftkapasitet bestemmes etter Eurokoden, der man må benytte interaksjonsformler om kreftene fungerer samtidig.

Det er gjennomført kapasitetskontroller i både FEM-Design og for hånd. I FEM-Design er kontrollene generalisert for å virke fungerende på flere typer konstruksjoner. I den anledning blir kombinasjon av samtidigvirkende krefter kontrollert kun etter ligning (6.2) [6]. Håndberegninger er derfor gjennomført av kontroller som i tillegg sjekker interaksjon mellom kombinert bøyning og skjærkraft samt bøyning og aksialkraft.

5.7.1 Tverrsnittskapasitet

Man kan lineært summere utnyttelsesgraden for hver lastvirkning som en sikker tilnærming for tverrsnittsklasse 1, 2 og 3. Dette er en kombinasjon av N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ og $M_{z,Ed}$, og fører til dimensjoneringskriterium gitt i ligning (6.2). Dimensjonerende kapasiteter avhenger av tverrsnittsklasse, medregnet en eventuell reduksjon av momentkapasiteter som tar hensyn til samtidig virkende skjærkraft.

Aksialkapasitet (6.2.3 og 6.2.4)

Kontrollene av aksialkapasitet ser lik ut for både tilfeller med strekk og trykk. Dimensjonerende aksialkraftkapasitet for henholdsvis strekk og trykk bestemmes ut ifra ligning (6.6) og (6.10). Opptredende strekk- og trykkraft (N_{Ed}) skal oppfylle krav gitt i ligning (6.5) og (6.9):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.18)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.19)$$

Her er det forutsatt at ingen av profilene er forbundet i utstikkende del av tverrsnittet, og det ikke er nødvendig å ta hensyn til hull for festemidler.

Momentkapasitet (6.2.5)

Det forutsettes at elementene i fagverket kun utsettes for bøyning om sterk akse (y - y). Dimensjonerende momentkapasitet ved bøyning om én akse i tverrsnittet bestemmes ut ifra ligning (6.13). Opptreddende moment (M_{Ed}) skal oppfylle krav gitt i ligning (6.12):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.20)$$

Skjærkraftkapasitet (6.2.6)

Dimensjonerende skjærkraftkapasitet uten torsjon bestemmes ut ifra ligning (6.18). Opptreddende skjærkraft skal oppfylle krav gitt i ligning (6.17):

$$\frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (5.21)$$

Bøyning og skjærkraft (6.2.8)

Ved kombinert bøyning og skjær bør det tas hensyn til skjærkraftens innvirkning på momentkapasiteten til tverrsnittet. Dersom påkjent skjærkraft er mindre enn halvparten av den plastiske skjærkraftkapasiteten, kan man se bort i fra dette. I andre tilfeller er det nødvendig å beregne momentkapasitet med en redusert flytegrense som bestemmes ut ifra ligning (6.29).

Bøyning og aksialkraft (6.2.9)

Ved kombinert bøyning og aksialkraft bør det tas hensyn til aksialkraftens innvirkning på momentkapasiteten til tverrsnittet. Forutsatt i denne oppgaven er moment kun om sterk akse. Det er ikke nødvendig å redusere momentkapasiteten dersom kriterier gitt i ligning (6.33) og (6.34) er oppfylt.

Dersom disse kriteriene ikke oppfylles, kan redusert momentkapasitet for sveiste firkantprofiler med like flenser og like steg beregnes etter ligning (6.39).

5.7.2 Stabilitet

Det legges til grunn bruk av plastiske kapasiteter i stabilitetsberegningene.

Staver med konstant tverrsnitt og tilsiktet sentrisk trykk (6.3.1)

Dersom en konstruksjonsdel er utsatt for en tilsiktet sentrisk trykkraft (N_{Ed}), må den påvises mot knekking etter ligning (6.46):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b.Rd}} \leq 1,0 \quad (5.22)$$

Hvor dimensjonerende knekkkapasitet i staven ($N_{b.Rd}$) er gitt etter ligning (6.47).

Staver med konstant tverrsnitt og bøyning om hovedaksen (6.3.2)

Dersom en konstruksjonsdel uten sideveis fastholdelse er påkjent bøyning (M_{Ed}) om hovedaksen, må den påvises mot vipping etter følgende kriterium gitt i ligning (6.54):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b.Rd}} \leq 1,0 \quad (5.23)$$

Hvor dimensjonerende momentkapasitet mot vipping ($M_{b.Rd}$) i en bjelke uten sideveis avstivning bestemmes etter ligning (6.55).

Staver med konstant tverrsnitt påkjent av bøyning og trykk (6.3.3)

Konstruksjonsdeler som er utsatt for kombinert bøyning ($M_{Ed,y}$ og/eller $M_{Ed,z}$) og aksialkraft (N_{Ed}) bør oppfylle følgende kriterier gitt i ligninger (6.61) og (6.62):

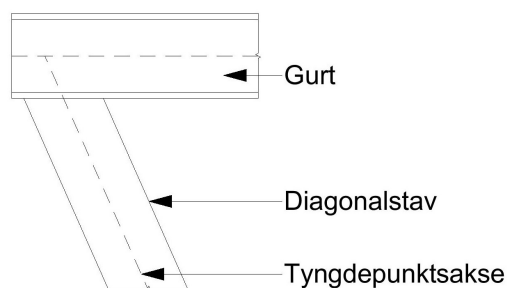
$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} \leq 1,0 \quad (5.24)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y.Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z.Ed}}{M_{z.Rd}} \leq 1,0 \quad (5.25)$$

5.7.3 Kapasitet ved sveiste knutepunkt

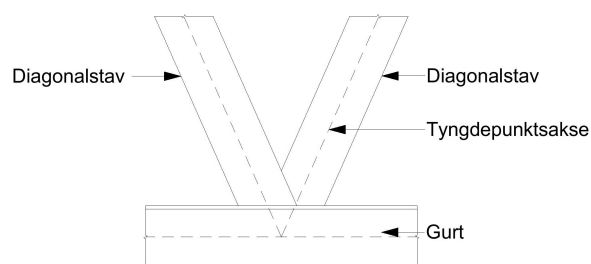
Knutepunktene kontrolleres i henhold til NS-EN 1993 Del 1-8: *Knutepunkter og forbindelser* [5].

Det ble i oppgaven først antatt at kapasiteten beregnes som knutepunkt mellom stegstaver med RHS-profiler og gurtstaver med RHS-profiler. De aktuelle knutepunktene som skal kontrolleres er Y-knutepunkt og K-overlapp.



Y-knutepunkt

Figur 5.14: Y-knutepunkt



K-knutepunkt

Figur 5.15: K-knutepunkt

Spenningsforhold for gurter med RHS-profil gitt i punkt 5.1(5).

Geometriske forhold gitt i punkt 5.1(6).

Parametere i knutepunktene må oppfylle gyldigetsområdene gitt i Tabell 7.8.

Y-knutepunkt

Knutepunktet skal kontrolleres for brudd i gurtstavens flens, brudd i gurtstavens sidevegg, brudd i stegstaven, og gjennomlokking. Dimensjonerende kapasiteter blir hentet fra tabell 7.11 [5] dersom annet ikke er presisert.

Brudd i gurtflens $\beta \leq 0,85$

$$N_{1,Rd} = \frac{k_n f_{y0} t_0^2}{(1 - \beta) \sin \theta} \left(\frac{2\eta}{\sin \theta} + 4\sqrt{1 - \beta} \right) / \gamma_{M5} \quad (5.26)$$

der:

for $n > 0$ (trykk): $k_n = 1,3 - \frac{0,4n}{\beta}$ men $k_n \leq 1,0$

Brudd i stegstav $\beta = 1,0$

$$N_{1,Rd} = \frac{k_n f_b t_0}{\sin \theta} \left(\frac{2h_1}{\sin \theta} + 10t_0 \right) / \gamma_{M5} \quad (5.27)$$

der:

for trykk: $f_b = \chi f_{y0}$

χ er reduksjonsfaktor for bøyingsknekking beregnet etter NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3.1.2.

Brudd i stegstav $\beta \geq 0,85$

$$N_{1,Rd} = f_{yi} t_1 (2h_1 - 4t_1 + 2b_{eff}) / \gamma_{M5} \quad (5.28)$$

der:

$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0} t_0}{f_{yi} t_1} b_1$ men $b_{eff} \leq b_1$

Gjennomlokking $0,85 \leq \beta \leq (1 - 1/\gamma)$

$$N_{1,Rd} = \frac{f_{y0}t_0}{\sqrt{3}\sin\theta} \left(\frac{2h_1}{\sin\theta} + 2b_{e.p} \right) / \gamma_{M5} \quad (5.29)$$

der:

$$b_{e.p} = \frac{10}{b_0/t_0} b_1 \text{ men } b_{e.p} \leq b_1$$

K-overlapp

Knutepunktet skal kontrolleres for brudd i den overlappende stegstaven i . Dimensjonerende kapasiteter blir hentet fra tabell 7.10 [5] dersom annet ikke er presisert.

Brudd i stegstav $50\% \leq \lambda_{ov} \leq 80\%$

$$N_{i,Rd} = f_{yi}t_i(b_{eff} + b_{e,ov} + 2h_i - 4t_i) / \gamma_{M5} \quad (5.30)$$

der:

$$b_{eff} = \frac{10}{b_0/t_0} \frac{f_{y0}t_0}{f_{yi}t_i} b_i \text{ men } b_{eff} \leq b_i$$

$$b_{e,ov} = \frac{10}{b_j/t_j} \frac{f_{yj}t_j}{f_{yi}t_i} b_i \text{ men } b_{e,ov} \leq b_i$$

Ved kontroll av grunnmaterialet finnes det kun beregninger for knutepunkter mellom CHS-, RHS-, I- og H-profiler i NS-EN 1993 Del 1-8 [5]. Dette var ikke tilfellet for oppgaven, men ble først antatt som en fornuftig tilnærming. Etter innspill fra universitetslektor Jomar Tørset ble det derimot sett tilstrekkelig å benytte kontroll av tverrsnittskapasitet, slik som gitt i NS-EN 1993 Del 1-1 [6].

5.8 Kapasitet i bruksgrensetilstand

Kontroller i bruksgrense benyttes til å sikre funksjonaliteten til konstruksjonen. Nedbøyningen må her begrenses slik at det tilfredsstiller forbrukerne og ikke gir for stor virkning på bestandighet og utseende [45]. Krav for nedbøyning anbefales å settes til $\frac{L}{200}$ eller $\frac{L}{250}$, men ofte bestemmes denne verdien spesifikt for hvert prosjekt individuelt. For oppgaven ble nedbøyningskravet bestemt ut ifra opprinnelig bjelke. Ved modellering i FEM-Design ble nedbøyning funnet til å være 100,5mm som tilsvarer et nedbøyningskrav på omtrent $\frac{L}{400}$.

5.9 Overflatebehandling

For å beskytte stålet i fagverket mot korrosjon, skulle det utføres en overflatebehandling av maling, som ble hentet fra NS-EN ISO 12944-5[38], og en forbehandling fra NS-EN ISO 8501 og NS-EN ISO 8503 [39][40].

Fagverket er laget i konstruksjonsstål og er plassert rett over et svømmebasseng. Ettersom bassenget inneholder høye konsentrasjoner av klor, vil fagverket, som nevnt i kapittel 4, være utsatt for sterk korrosjon. Fra solibri-filen av Tromsøbadet, kunne man se at fagverket har beskyttende vegger rundt seg. Det ble derfor diskutert om fagverket var i korrosjonsklassen C3. Gruppen fant ut at veggene ikke hadde noen form for tetning, og sammen med informasjon fra Marius Lynne, kom man frem til at korrosjonsklasse C5 var det mest hensiktsmessige. Grunnet usikkerheter rundt tema fant man det interessant å se på prisforskjeller avhengig av korrosjonsklasser.

Ettersom levetiden til Tromsøbadet er ønsket til 50 år, bør også fagverket ha en lik levetid. Man unngår da å stenge av hele hallen for å vedlikeholde bjelken. Dette er definert som en ”veldig lang levetid”. Valg av overflatebehandling skjer, som nevnt i kapittel 4, på grunnlag av korrosjonsklasse og levetid.

Den høye korrosjonsklassen og lange levetiden gjorde at det var behov for en katodisk beskyttelse, i tillegg til en behandling av maling med høy filmtykkelse.

Fagverksbjelken er ikke dekket av en elektrolytt, og katodisk vern av offeranoder vil derfor ikke være mulig. Gjennom samtale med Grethe Selboe, fra MainTech, så man på varmforsinkning som annen metode for katodisk vern. På grunn av bjelkens lange spenn fant

man derimot ut at sinkgrytene ville være for små. Kondens er også en faktor som gjør at varmforsinking ikke er et godt alternativ. Dette kan oppstå i svømmehallen, og som nevnt tidligere, tåler ikke sinken kondens.

Selboe mente da at man måtte ta i bruk en sinkrik maling for å gi stålet nok beskyttelse. Det ble derfor valgt ut et forslag fra standarden med et grunnstrøk av sink. Det var viktig at sinkmalingen ble påført som første lag, for at stålet skulle få nytte av den katodiske effekten. For at dette skulle gi best effekt, må overflaten også være ren og ha god ruhet.

Bindemiddelet i malingen burde, ifølge en rapport fra Norconsult [49], være tokomponent med epoxy i grunn- og mellomstrøk, og polyuretan i dekkstrøket. Fra tidligere er det nevnt at tokomponente bindingsmidler vil gi en sterkere barriere, og derfor være godt egnet for miljøet i svømmehallen. Det skal være samme bindemiddel i alle strøkene for å unngå uheldig virkning mellom lagene, slik som beskrevet i punkt 3.2.4. I noen tilfeller er det også viktig med en estetisk fin overflate av stålet. Det blir da brukt ulike farger i dekkstrøket. Ettersom fagverksbjelken har vegger rundt seg, trenger man ikke ta hensyn til estetikken på overflaten. Dekkstrøket er allikevel viktig fordi det er dette som blir mest utsatt for det aggressive miljøet rundt.

For å hindre galvanisk korrosjon på boltene er disse laget av konstruksjonsstål, slik som fagverket. Siden boltene er en sentral del i den største sammenføyningen i fagverket, er det viktig at disse er godt beskyttet. Et ekstra tiltak blir å galvanisere disse på forhånd for å gjøre dem mer motstandsdyktige mot korrosjon.

Kostnader

6.1 Generelt

Beregning av pris på stålkonstruksjoner vil være avhengig av faktorer som leverandør, mengde og marked. Som regel vil kostnadsoverslag i større prosjekter komme som anbud fra aktuelle leverandører. Denne prisen vil ofte omfatte produksjon, transport, og montasje. Lokasjon på produksjonsstedet kan medføre prisforskjeller for like konstruksjoner.

6.1.1 Stål

Stål er et gunstig materiale å bruke når det kommer til økonomi. Materialet har stor bæreevne i forhold til egenvekt, og det er derfor behov for lite materiale i forhold til hvor store laster som skal bæres. Prisen på stålkonstruksjoner vil imidlertid variere ut ifra hvilket profil som brukes, og hvorvidt det er et standard- eller egendesignet profil.

6.1.2 Overflatebehandling

Prisen på overflatebehandling avhenger av ståloverflaten som skal beskyttes og korrosjonsklasse. Med høye korrosjonsklasser og lang levetid kan man anse overflatebehandling som en stor utgift. Det er likevel et mye billigere alternativ sammenlignet med kostnader vedrørende korrosjonsskader. Henviser til punkt 3.1.1, om korrosjonsskade på forskningsreaktor.

6.2 Innhenting av priser

Man har ikke kunnskap om pris på det opprinnelige fagverket. I den sammenheng pris varierer ut ifra tilbud, er det lagt til grunn at man skal innhente nye priser som brukes for begge fagverkene i sammenligningen.

Det ble tatt kontakt med Norsk Stål, herunder Bjørn Blegeberg. Han presiserte at metervekt på profil, platetykkelse ol. er variabler som kan påvirke prisen. Ut ifra dette kunne han anslå pris på stål til å ligge mellom 17 og 22kr/kg. Prisen gjenspeilte imidlertid kun materialforbruk. Norsk Stål er leverandør av stål, og produserer ikke fagverk. Ut ifra

dette fant man det vanskelig å fastsette priser, uten å innhente tilbud for det konkrete tilfellet.

Videre ble ekstern veileder kontaktet. Han så det lite hensiktsmessig å gå dypere inn på prissetting, da usikkerhetene ble for store. De endelige prisene for oppgaven ble derfor gitt av han. Basert på erfaring fra tidligere prosjekter kunne han tallfeste verdiene for stål og overflatebehandling. Se tabell 6.1. Pris for stål omfattet produksjon, levering og montering. For overflatebehandling ble det gitt pris for to ulike alternativer, knyttet til forskjellige korrosjonsklasser, herunder C3 og C5. Selv om fagverket var i C5, har man også innhentet priser for C3. Dette for å presentere konsekvenser av høy korrosjonsklasse, som diskutert i kapittel 5.

Materiale	Pris
Stål	50 kr/kg
Overflatebehandling C3	1350 kr/m ²
Overflatebehandling C5	2200 kr/m ²

Figur 6.1: Priser for materialer

Pris for stål tok kun høyde for vektforskjell og omfattet ikke reduksjon i antall sveisesnitt, størrelse på bolteforbindelsene, og endring av profiler på gurter og staver. Derfor ble det stilt spørsmål til nøyaktigheten av kostnadsberegningene. Gruppen har likevel godtatt denne prisvurderingen, da den vil gi et tilnærmet riktig bilde av utgifter for opprinnelig fagverk.

Kostnader for overflatebehandling har ikke like store variasjoner, da det er færre faktorer som spiller inn. Da man har bestemt seg for type overflatebehandling, vil prisvariasjon avhenge av mengden behandling som benyttes. Det er derfor antatt at kostnadsberegningene for overflatebehandling gjenspeiler faktisk pris på en god måte.

Miljø og klimagasser

7.1 Generelt

Klimagasser omfatter alle gasser som påvirker klimaet med å endre strålingsbalansen til atmosfæren og jorden, og som vil føre til en drivhuseffekt. De viktigste klimagassene regnes som karbondioksid (CO_2), metan (CH_4), lystgass (N_2O) og f-gasser (KFK , $HKFK$, HFK , SF_6) [50]. Atmosfæren er avhengig av klimagasser for å gi jorden en levelig temperatur. CO_2 bidrar blant annet også til et karbonkretsløp som gir livgivende prosesser. Dersom det blir en ubalanse mellom tilført CO_2 og hva som blir forbrukt gjennom fotosyntese og lagring, vil temperaturen bli for høy. Global oppvarming gir store konsekvenser for jorden, og det er hovedsakelig menneskeskapte utslipp via forbrenning av fossile brensler, som er årsaken til dette.

7.2 Byggebransjen

Rundt 40% av klimagassutslippene i verden kommer fra byggebransjen [51]. Dette medfører et stort ansvar for å bidra til reduksjon. Mye av utslippene kommer fra byggematerialer, og da spesielt stål og betong. Det er derfor viktig å minimere materialbruken, samt resirkulere.

Produksjon av stål er energikrevende, og prosessen gir store utslipp av klimagasser. En konsekvens av prosessen som reduserer jernmalm til jern, er utslipp av CO_2 . På verdensbasis står stålindustrien ansvarlig for omtrent 7% av det totale utslippet av karbondioksid[52].

Det er imidlertid flere faktorer som bidrar til at stål likevel kan anses som et bærekraftig produkt. For det første er forholdet mellom bæreevne og egenvekt stor, og man har derfor et lavt materialforbruk i forhold til hvor store laster som virker på konstruksjonen. I tillegg har stål lang levetid, dersom man foretar riktig vedlikehold. Materialet kan også lett resirkuleres, og nærmest gjenbrukes i det uendelige uten at egenskaper svekkes[52]. På denne måten vil man unnsnippe primærenergi behovet i stor grad, og utslippene sett i sammenheng med materialets livssyklus blir betraktelig mer akseptable.

7.3 Utslippsberegninger

I 2018 ble det utarbeidet en ny standard for klimagassberegninger, NS3720 *Metode for klimagassberegninger for bygninger*[53]. Denne tar utgangspunkt i Life Cycle Assessment (LCA) og Environmental Product Declaration (EPD). LCA vurderer miljøpåvirkningen til et bygg gjennom hele levetiden, mens EPD er en miljødeklarasjon som oppgir miljøbelastningen av hvert enkelt produkt. Standarden gir et oversiktlig bilde av klimabelastningen for de forskjellige fasene innenfor byggets levetid, og kan brukes til å sammenligne og påpeke hvor i livsløpet det er mulig å kutte utslipp.

Et klimagassregnskap består av flere informasjonsmoduler som livsløpet kan deles inn i. EPDen deles inn i fem stadier, og 17 understadier. De fem stadiene er kategorisert fra A til D, som inkluderer produktfase, gjennomføring, bruksfase, endt levetid og resirkulering. Det er valgt å begrense til produktstadiet, som går fra A1 til A3, ettersom dette er det mest kritiske stadiet av CO_2 -utslipp for fagverket.

Beregningen av klimagassutslipp for fagverket tar utgangspunkt i EPD til stål og de ulike profilene som er brukt. Dette blir oppført som kg CO_2 -ekvivalenter per kg. Vekt blir da avgjørende faktor for utslipp [54].

Verdi for CO_2 -ekvivalenter er hentet fra godkjente produktblad fra epd-norge.no[55][56]. Produktblad for HSQ-profiler er brukt som en tilnærming for hatteprofilene benyttet ved optimaliseringen.

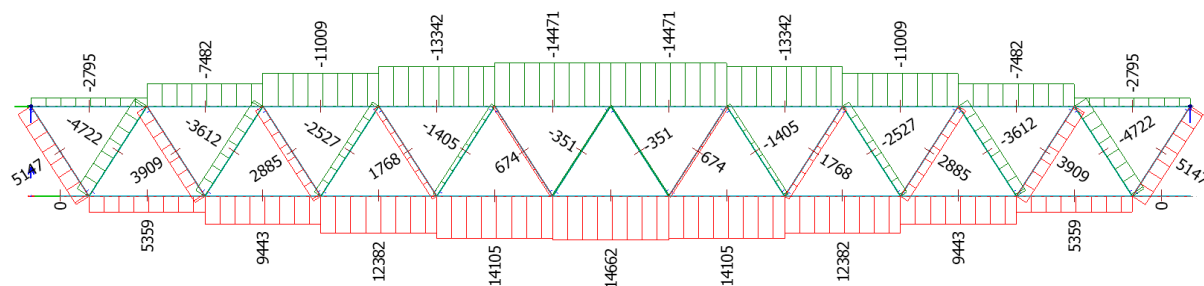
Profil	Utslipp [kg CO ₂ -eqv per kg]
HFRHS	2.44
HSQ	2.7

Figur 7.1: CO₂-utslippsverdier

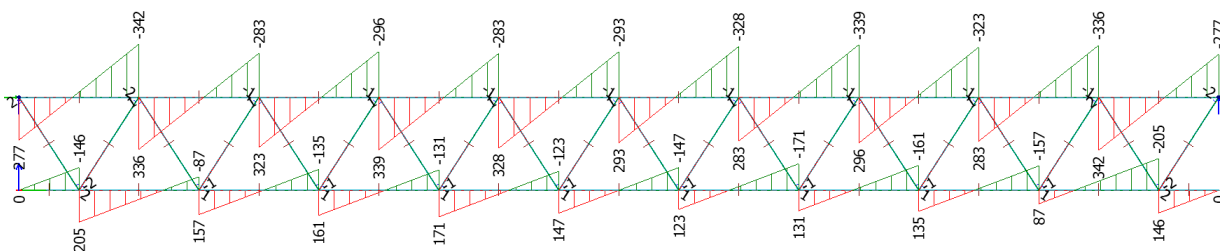
Resultat

8.1 Opprinnelig fagverk

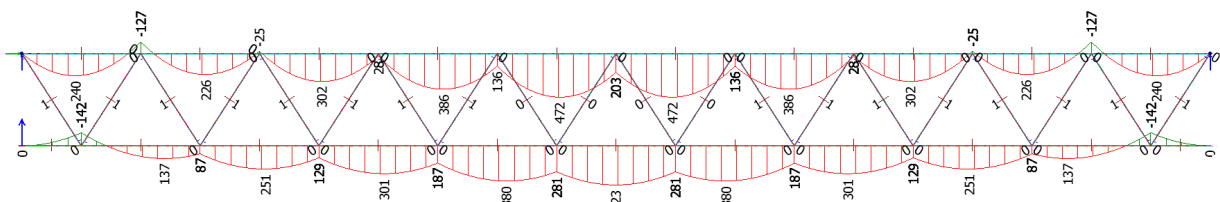
Utgangspunktet for oppgaven var fagverket i Tromsøbadet, som gruppen modellerte i FEM-Design med data gitt av ekstern veileder. Resultater av opprettede krefter presenteres i figur 8.1, 8.2 og 8.3.



Figur 8.1: Aksialkraftdiagram opprinnelig fagverk



Figur 8.2: Skjærkraftdiagram opprinnelig fagverk



Figur 8.3: Momentdiagram opprinnelig fagverk

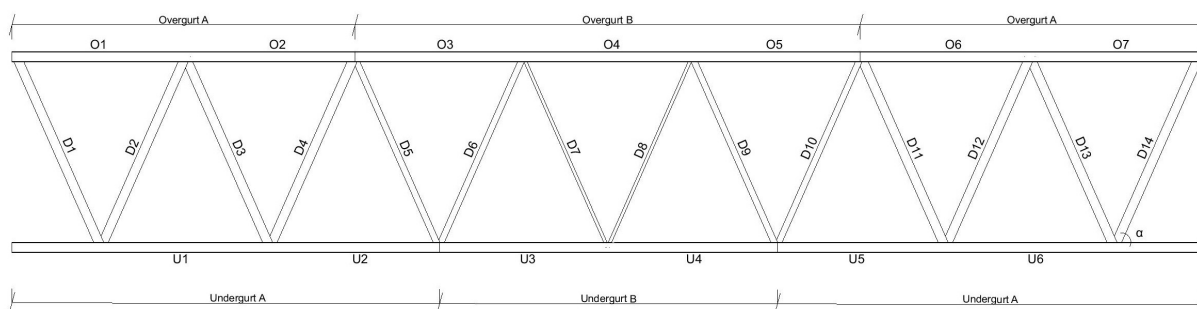
8.2 Optimalisering

Ved modellering av fagverkene i FEM-Design, ble det beregnet verdier for vekt, overflate og nedbøyning for alle alternative utforminger. Dette dannet grunnlaget for valg av endelig utforming. Resultatene presenteres i vedlegg C.

8.3 Endelig fagverk

8.3.1 Utforming

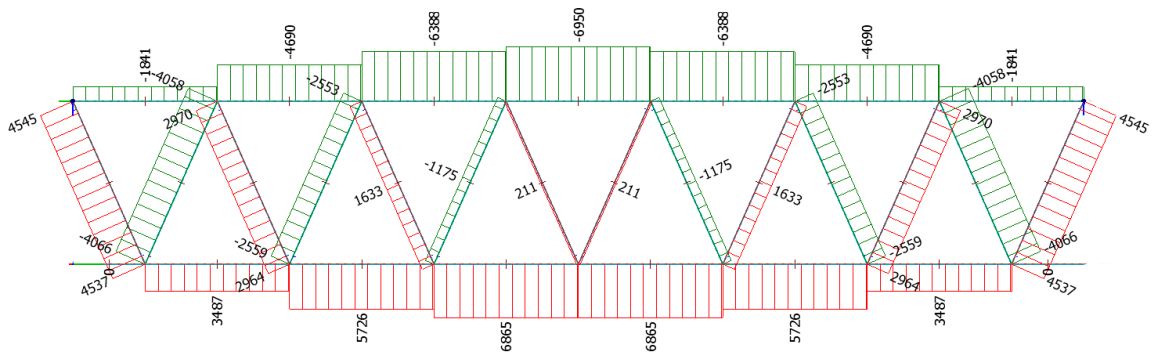
Vekt ble dimensjonerende faktor for valg av endelig fagverk, som fikk en høyde på 6.25m og 14 staver. Dette gir en vinkel (α) mellom diagonalstav og gurt på 66,09 grader. Figur 8.4 illustrerer fagverket med endelig utforming, der man observerer at tykkelsen på de valgte profilene minker mot midten.



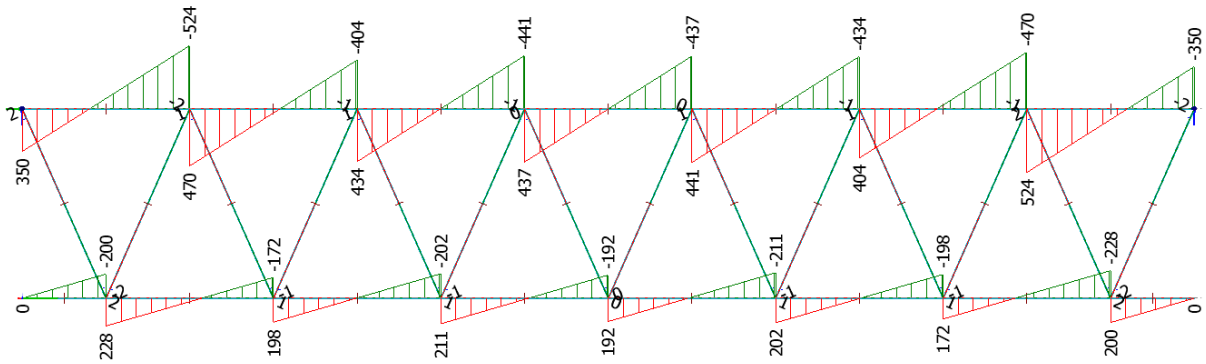
Figur 8.4: Utforming av optimalisert fagverk

8.3.2 Opptredende krefter

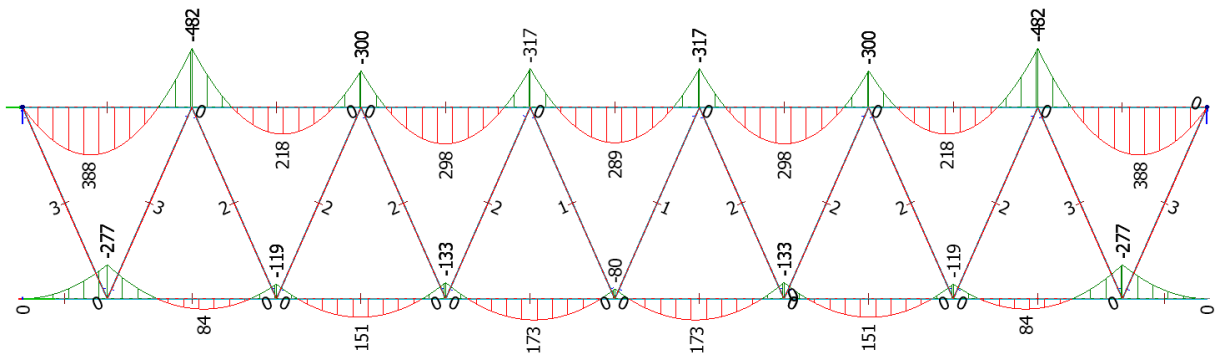
Figurene 8.5, 8.6 og 8.7 viser de opptredende kreftene i fagverket i bruddgrense, hentet fra FEM-Design. Resultatene gir et realistisk bilde av de faktiske kreftene, og vil være mer nøyaktig enn håndberegningene, da disse er gjennomført med forenklet metode. Verdier fra diagrammene ligger til grunn for kontrollberegningene gjort for hånd. Vedlegg G.1 oppsummerer opptredende krefter som ble funnet ved håndberegninger og FEM-Design.



Figur 8.5: Aksialkraftdiagram



Figur 8.6: Skjærkraftdiagram

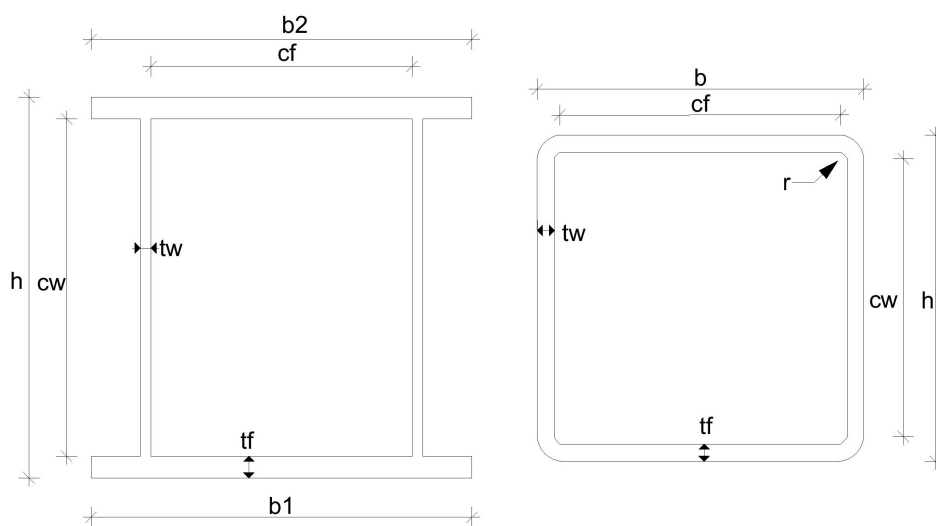


Figur 8.7: Momentdiagram

8.3.3 Profiler

Det er brukt egendefinerte hatteprofiler i gurtene og standardiserte hulprofiler (HFRHS) i diagonalstavene. Utforming og navnsetting av profiler er vist på figur 8.8.

Figurene 8.9 og 8.10 viser de valgte tverrsnittene for de ulike elementene i fagverksbjelken og dimensjonene på disse. Verdiene for utnyttelsesgrad er hentet fra FEM-Design og håndberegninger. På grunn av symmetri er profilene like på spilte diagonaler.



Hatteprofil: $b_1/b_2 \times h \times t_f \times t_w$

Hulprofil: HFRHS $h \times b \times t$

Figur 8.8: Utformning og navnsetting av tverrsnitt

	Profil	Utnyttelsesgrad håndberegninger	Utnyttelsesgrad FEM-Design
Overgurt A	400x350x25x10	92%	93%
Overgurt B	400x350x25x15	99%	97%
Undergurt A	350x350x20x10	100%	100%
Undergurt B	350x350x25x15	91%	91%
D1 og D14	HFRHS 300x300x16	75%	76%
D2 og D13	HFRHS 300x300x16	81%	84%
D3 og D12	HFRHS 300x300x10	76%	77%
D4 og D11	HFRHS 300x300x10	78%	81%
D5 og D10	HFRHS 300x200x10	51%	51%
D6 og D9	HFRHS 300x200x10	57%	62%
D7 og D8	HFRHS 300x100x5	16%	17%

Figur 8.9: Oversikt over valgte tverrsnitt

Hatteprofil	400x350x25x10	400x350x25x15	350x350x20x10	350x350x25x15
h	350	350	350	350
b	400	400	350	350
cw	300	300	310	300
cf	280	280	240	240
tw	10	15	10	15
tf	25	25	20	25

HFRHS	300x300x16	300x300x10	300x200x10	300x100x5
h	300	300	300	300
b	300	300	200	100
cw	220	250	250	262
cf	220	250	150	62
t	16	10	10	5
r	24	15	15	14

MERKNAD: Alle mål i mm

Figur 8.10: Profiltabell dimensjoner

8.3.4 Kapasiteter

Bruddgrense

Resultater fra kapasitetskontroll i bruddgrense presenteres i den oppsummerende tabellen 8.11. Verdiene viser utnyttelsesgraden fra de respektive kontrollene som er gjort for hånd.

Utnyttelse	Aksialkapasitet	Skjærkapasitet	Momentkapasitet	Red. momentkapasitet	Forenklet påvisning	Bøyningsknekking		Bøying og trykk	
	(6.9)	(6.17)	(6.12)	(6.31)	(6.2)	(6.46) sterk akse	(6.46) svak akse	(6.61)	(6.62)
Overgurt A	0.53	0.45	0.39	0.73	0.92	0.56	-	0.79	0.67
Overgurt B	0.71	0.25	0.24	0.69	0.95	0.75	-	0.99	0.79
Undergurt A	0.84	0.19	0.16	0.84	1.00	-	-	-	-
Undergurt B	0.77	0.12	0.15	0.52	0.91	-	-	-	-
D1 og D14	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-
D2 og D13	0.67	-	-	-	-	0.81	0.81	-	-
D3 og D12	0.76	-	-	-	-	-	-	-	-
D4 og D11	0.66	-	-	-	-	0.78	0.78	-	-
D5 og D10	0.51	-	-	-	-	-	-	-	-
D6 og D9	0.37	-	-	-	-	0.45	0.57	-	-
D7 og D8	0.16	-	-	-	-	-	-	-	-

MERKNAD: Alle kapasiteter beregnet etter NS-EN 1993-1-1

Figur 8.11: Kapasitetskontroller sammendrag

Bruksgrense

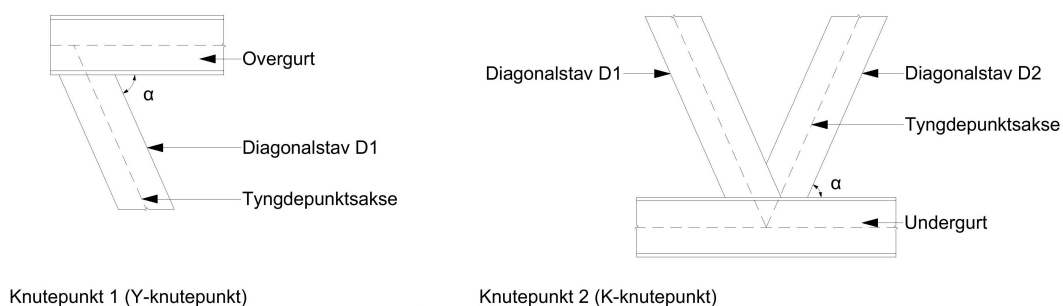
Figur 8.12 viser oppredende nedbøying fra FEM-Design og håndberegninger, samt krav til bruksgrense. Man ser at kravet er oppfylt for begge tilfeller.

	Nedbøying [mm]
FEM-Design	71
MathCad	79
Krav (L/400)	97

Figur 8.12: Nedbøying

8.4 Knutepunkter

Kapasitet til knutepunkt 1 og 2, fra venstre, er kontrollert, da de er størst belastet. Utforming av knutepunktene er vist på figur 8.13.



Figur 8.13: Utforming av knutepunkt

Resultater fra kapasitetskontroller av knutepunkt er vist på figur 8.14. Sveis 1-4 i tabellene indikerer de fire sveisene som må til for å dekke omkretsen av hulprofilene. Følgende begreper er brukt:

a : a-mål

θ : Kraftens vinkel på sveisesnittet.

l_{eff} : Sveisens effektive lengde.

F_{Ed} : Opptredende kraft i stavtverrsnitt, satt lik dimensjonerende kap. i staven.

F_{Rd} : Kapasitet til sveisegruppe etter Eurocode.

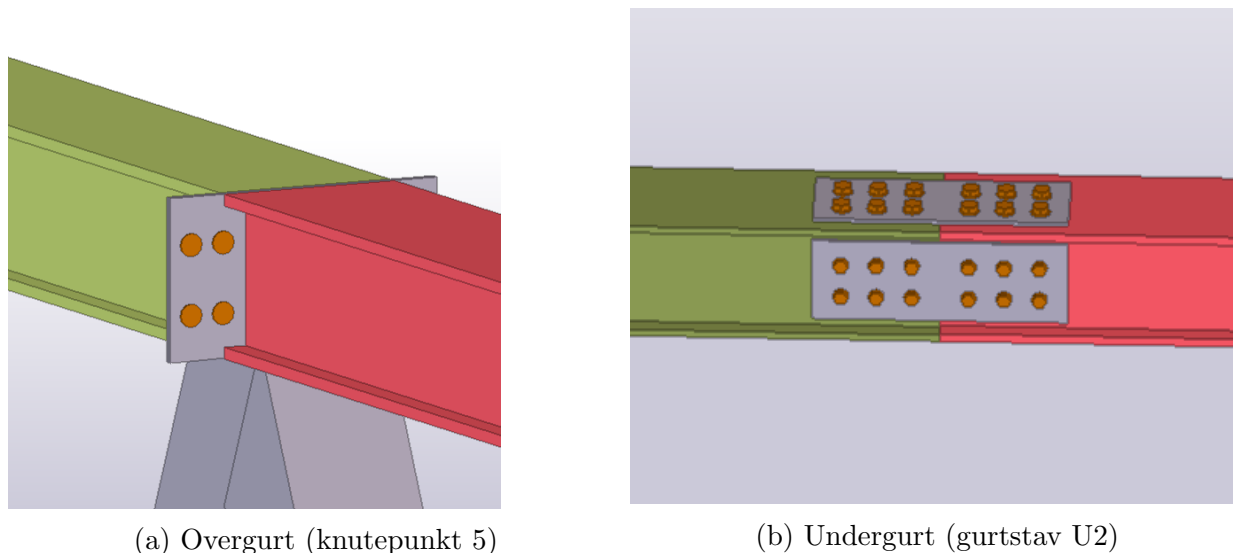
Stav 1	a [mm]	l_{eff} [mm]	Θ [deg]	F_{Rd} [kN]	F_{Ed} [kN]
Sveis 1	17	300	56,96	1490,74	
Sveis 2	17	300	33,05	1830,83	
Sveis 3	17	328,16	66,09	1719,09	
Sveis 4	17	328,16	66,09	1719,09	
Sveisegruppe	17			6419,67	6052,24

Stav 2	a [mm]	l_{eff} [mm]	Θ [deg]	F_{Rd} [kN]	F_{Ed} [kN]
Sveis 1	20	300	23,91	1664,16	
Sveis 2	20	300	33,05	2153,92	
Sveis 3	20	155,17	66,09	956,32	
Sveis 4	20	155,17	66,09	956,32	
Sveisegruppe	20			5204,96	5037,43

Figur 8.14: Kapasiteter for knutepunkt 1 og 2, dim. kap. er uthevet.

8.5 Skjøt

Utforming av bolteforbindelsene er vist i 8.15. Plassering av forbindelsene fremgår av figur 8.4, som overgang mellom over- og undergurt A og B.



Figur 8.15: Utforming av bolteforbindelser

Resultater fra kapasitetskontroller av forbindelsene er vist på figur 8.16. Følgende begreper er brukt:

M : Boltens diameter.

n_{bolter} : Antall bolter.

n_{snitt} : Antall snitt.

$F_{v.Ed}$: Opp tredende avskjæringskraft i gurttersnitt, satt lik dim. kap. i gurt.

$F_{t.Ed}$: Opp tredende strekkraft i gurttersnitt, satt lik dim. kap. i gurt.

$F_{v.Rd}$: Avskjæringskapasitet per bolt.

$F_{b.Rd}$: Hullkantrykkkapasitet per bolt.

$V_{eff.Rd.1}$: Blokkutrivningskapasitet per bolt.

$F_{t.Rd}$: Strekkapasitet per bolt.

Bolteforbindelse	M [mm]	Fasthetskl.	n_{bolter}	n_{snitt}	$F_{v.Ed}$ [kN]	$F_{t.Ed}$ [kN]	$F_{v.Rd}$ [kN]	$F_{b.Rd}$ [kN]	$V_{eff.Rd.1}$ [kN]	$F_{t.Rd}$ [kN]	$F_{v.Rd}$ og $F_{t.Rd}$
Overgurt	27	8,8	2x4	1	55,07	188,807	176,27	316,55	-	264,38	82,30 %
Undergurt flens	30	8,8	2x12	2	382,34	-	430,85	484,5	2732,79	-	-
Undergurt steg	24	8,8	2x12	2	238,59	-	271,1	244,8	1210,23	-	-

Figur 8.16: Kapasiteter for bolteforbindelser, dim. kap. er uthevet.

8.6 Overflatebehandling

Det er valgt korrosjonsklasse C5 for overflatebehandling.

Forbehandling

Forbehandling skal utføres ved sandblåsing, som betegnes med bokstavene Sa. Det er valgt å bruke en meget kraftig sandblåsing, Sa1/2. For ruhet bør det brukes medium grad G ($50\mu\text{m}$ - $85\mu\text{m}$, Ry5).

Malingssystem

Malingssystemet som er valgt er C5.08, med total tykkelse på $320\mu\text{m}$, og skal påføres ved sprøyting. Systemet består av et grunnlag, to mellomlag og et dekklag, som vist på figur 8.17.

Malingstype	Antall lag	Lagtykkelse
Sinkepoxy	1	$80\mu\text{m}$
Epoxy	2	$80\mu\text{m}+80\mu\text{m}$
Polyuretan	1	$80\mu\text{m}$
Total filmtykkelse		$320\mu\text{m}$

Figur 8.17: Valgt malingsystem for konstruksjonsstål

8.7 Kostnader

De totale kostnadene for opprinnelig og optimalisert fagverk blir presentert i figur 8.18.

Fagverk kostnad	Stål		Overflatebehandling C5		Totalt [kr]
	Pris [kr/kg]	Vekt [kg]	Pris [kr/m ²]	Areal [m ²]	
Opprinnelig	50	42,932	2200	247.4	2,690,880
Optimalisert	50	23,767	2200	227.8	1,689,510
Differanse					1,001,370
Reduksjon					37.21%

Figur 8.18: Kostnadsberegning

Kostnaden reduseres med 1 001 370 kr, som tilsvarer 37.21% reduksjon av opprinnelig kostnad.

8.8 Klimagassutslipp

De totale utslippsmengdene for produksjon av opprinnelig og optimalisert fagverk blir presentert i figur 8.19.

Fagverk utslipp	Hatteprofil		Hulprofil		Totalt [kg CO ₂ -eqv]
	Utslipp [kg CO ₂ -eqv per kg]	Profilvekt [kg]	Utslipp [kg CO ₂ -eqv per kg]	Profilvekt [kg]	
Opprinnelig	2.7	35,423	2.44	7509	113,964
Optimalisert	2.7	15,011	2.44	8756	61,894
Differanse					52,070

Reduksjon 45.69%

Figur 8.19: CO₂-utslipp for opprinnelig fagverksbjelke

Klimagassutslippene reduseres med 52 070 kg CO₂-ekvivalenter, som tilsvarer 46% reduksjon av opprinnelig utslipp.

Diskusjon

9.1 Sammenligning av beregninger

9.1.1 Beregning av opptredende krefter

Forskjeller i beregnede krefter for hånd og verdier fra FEM-Design er presentert i vedlegg G.1.

For å kunne beregne opptredende krefter i fagverket var det nødvendig å benytte seg av forenklete metoder for håndberegninger, da det statiske systemet er svært ubestemt.

Forenklingene medførte store forskjeller i opptredende moment- og skjærkraftfordeling ved håndberegningene. Det kan være flere årsaker til dette avviket. Først og fremst er over- og undergurten betraktet som fritt opplagte bjelker, der knutepunktene ved sammenslutningen mellom gurt og stav, er betraktet som opplagere uten elastisitet. Henviser til betraktning i punkt 5.6.2. Dette gir ikke et fullstendig bilde av virkeligheten, da det vil være noe mindre stivhet i disse punktene. Det skal også nevnes at den utkragede delen i undergurten ikke ble tatt i betraktning ved håndberegningene.

Aksialkreftene er beregnet med fagverksmodellen som betrakter hvert knutepunkt som rotasjonsfritt, der resultatene ligger nærmere de faktiske verdiene.

Noe av avviket kan forekomme av at egenlasten til bjelken ved beregningene er delt opp som lastfelt på over- og underside av bjelken. FEM-Design beregner derimot egenlasten automatisk som et resultat av profilvalg. Dette medfører også moment og skjærkraft i diagonalstavene, som ikke er tatt med i betraktning ved håndberegningene. Stavenes egenlast, eksentrisitet, og stivhet i knutepunktene er sett bort i fra. Utnyttelsesgrad i stavene er imidlertid relativt lav, slik at tilleggsbelastning er tatt høyde for.

9.1.2 Kontrollberegninger

Bruddgrense

Det ble brukt opptredende krefter fra FEM-Design i bruddgrensekontroller for hånd. Dette på grunn av avvikende verdier i håndberegningene, som kommentert i punkt 9.1.1.

Resultater for bruddgrensekontroller ble tilnærmet like for hånd i MathCad som i FEM-Design. De samme kontrollene ble dimensjonerende, og utnyttelsesgraden ble derfor tilsvarende. Se figur 8.9 for oversikt over utnyttelsesgrad for de ulike konstruksjonselementene fra håndberegninger og FEM-Design.

Opptredende avvik er små og kan forklares. For overgurt kommer ulikhetene av forskjellig tilnærming til stabilitetskontroller. FEM-Design beregner interaksjonsfaktorer (for ligning 6.61 og 6.62 i NS-EN 1993 Del 1-1 [6]) ved hjelp av metode 1, mens for hånd er det brukt metode 2. For trykkstaver kommer ulikhetene av neglisjering av stavenes egenvekt, som egentlig ville forårsaket moment og skjær. De ekstra kreftene ville begrenset stavens stabilitetskapasitet, og følgelig økt utnyttelsesgraden.

Bruksgrense

For bruksgrensekontroll ble håndberegnete verdier brukt. Man beregnet nedbøyning basert på opptredende stavkrefter i bruksgrense, samt virtuelle stavkrefter ved påført enhetslast.

Som diskutert i punkt 9.1.1 ble håndberegnete verdier for aksialkrefter tilnærmet lik resultater i FEM-Design. Det forelå imidlertid differanser. Avvik i både opptredende stavkrefter i bruksgrense samt virtuelle stavkrefter vil overføres i resultat for nedbøyning. Opptredende nedbøyning har derfor avvik, henviser til figur 8.12, men oppfyller for begge tilfeller bruksgrensekravet.

9.2 Optimalisering

9.2.1 Utnyttelsesgrad

Utnyttelsesgraden i konstruksjonen ble etter anbefaling fra ekstern veileder satt til 100% da optimaliseringen skulle utspille seg i et tenkt scenario uten restriksjoner. Ved prosjektering av konstruksjoner er det vanlig å legge seg på en utnyttelsesgrad på rundt 80-90% da det kan komme uforutsette endringer eller lastvirkninger senere. De antakelsene som ble gjort for valg av profiler resulterte i at utnyttelsen i stavene ble noe under ønsket verdi, da det ikke eksisterer standardprofiler som har lavere kapasitet.

9.2.2 Utforming

Den optimale utformingen ble funnet ved å modellere fagverk med økende høyde, samt reduksjon av antall staver i FEM-Design. Hver utforming ble optimalisert med tanke på minst mulig tverrsnitt innenfor 100% utnyttelse. Det ble antatt at dimensjonerende nedbøyningskrav for fagverksbjelken var $\frac{L}{400}$. De utformingene som ikke oppfylte dette kravet, ble forkastet. Underveis ble gruppen gitt omtrentlig pris på stål og overflatebehandling, og det ble mulig å velge det fagverket som utgjorde den laveste kostnaden. Henviser til nedbøyning, vekt og areal av utformingen i vedlegg C.

Underveis ble det observert at øking av høyden gjorde det mulig å gå ned i dimensjon på gurter. Da kapasiteten i gurtene primært ble brukt til aksialkraft, vil en øking i høyden - og dermed en øking av vinkel - overføre en større del av kreftene i stavene som skjærkraft i gurtene. Dette reduserte behovet for aksialkapasitet, og gjorde det mulig å gå ned i tverrsnitt. Ved å kun bruke standardprofiler i stavene, ble de samme tverrsnittene benyttet ved flere utforminger. På den måten økte vekten da høyden på fagverket økte, og stavene ble lengere. Det endelige valget av utforming falt på alternativet der vekt av lengere staver ikke overskred vekten man sparte ved å gå ned i dimensjon på gurtene.

Stavene utgjorde en betydelig del av egenvekten for fagverket. Ved å gå ned i antall ble det mulig å redusere vekten ytterligere, samtidig som man bevarte vinkelen mellom gurt og stav.

Ved modellering av fagverkene ble det ikke tatt høyde for endring av vekt og overflate ved forbindelser i tilslutningen mellom staver og gurt, samt skjøt mellom gurtene.

9.2.3 Profiler

FEM-Design optimaliserte hver fagverksbjelke med en valgt utnyttelsesgrad på 100%. Et utvalg av hatteprofiler ble lagt inn på forhånd, og det nødvendige tverrsnittet på henholdsvis midtfeltene av gurtene ble avgjørende for profilvalg i sidefeltene. Noen av bjelkene fikk en større kapasitet enn nødvendig da det ble valgt å ha samme tverrsnitthøyde og -bredde i gurtstaven for enklere utforming av skjøtene.

Tverrsnitt på diagonalstavene ble valgt til å ha en fast høyde på 300 mm for en jevnere overflate i forbindelsene. Som diskutert i punkt 4.2.3 vil en enklere utforming være gunstig for overflatebehandling, og redusere muligheten for dyre korrosjonsskader. Dette resulterte i at utvalget begrenset seg til de standardiserte profilene med samme høyde, og stavene mot midten ble overdimensjonert. Det ble også på forhånd bestemt at stavene skulle ha samme dimensjon parvis, der disse parene besto av en strekkstav og en trykkstav. Tverrsnittene har høyere kapasitet for strekk- enn trykkbelastning. Dette er fordi dimensjonerende strekkkapasitet blir satt til flytegrensen av stålet, mens trykkapasiteten blir begrenset av stabilitetskontroller. Profilene i strekkstavene får derfor en lavere utnyttelsesgrad.

9.3 Knutepunkter

Det ble kun gjort beregninger for en bestemt utforming av knutepunkter. I denne sammenheng er ikke knutepunktene optimalisert.

Da knutepunktene av sveis måtte utformes med overlapp, ble deler av den overlappende staven fjernet. Dette medførte en kortere sveiselengde, og man måtte da gå opp i a-mål for tilstrekkelig kapasitet.

En alternativ løsning for knutepunktet er å trekke stavene fra hverandre, slik at de ikke overlapper. Dette vil øke sveiselengden og dermed medføre et mindre a-mål. Løsningen vil imidlertid skape en eksentrisitet som er utenfor intervallet hvor man kan se bort ifra sekundære momenter. En slik løsning ville gi store tilleggskrefter, og det ble følgelig valgt se bort i fra den. Videre kunne man utformet knutepunktet med en tverrplate mellom møtende staver, hvor begge staver kuttet mot platen. Denne løsningen ble ikke valgt da overlappingsforholdet var tilstrekkelig for vanlige beregninger, og det var ikke pålagt å legge inn forsterkningsplate etter NS-EN 1993 Del 1-8 *Knutepunkter og forbindelser* [5].

9.4 Skjøt

For bolteskjøter på gurtene er det også kun gjort beregninger for en bestemt utforming. Dermed er ikke skjøtene optimalisert. Da man beregner pris for fagverket basert på en samlepris for ferdigstilt og montert fagverk (uten overflatebehandling), ville ikke optimalisering av bolteforbindelsene gi noe utslag i kostnadsberegningene. Dette gjelder for både knutepunktene og skjøter.

Det ble observert at forbindelsene i optimalisert fagverk har et langt mindre antall bolter med mindre dimensjon enn i det opprinnelige. Dette er som forventet, da man har mindre krefter som skal overføres.

Den praktiske tilnærmingen av å montere bolteforbindelsene på undergurt, herunder laskeplater på innside av hatteprofil, er det ikke tatt stilling til. En alternativ løsning er å skjære ut deler av steg på gurter som skal skjøtes, og montere en kasse i utskjæringen. På denne måten får man et steg i midten av profilet, og følgelig en forbindelse som er tilgjengelig fra begge sider.

9.5 Overflatebehandling

Ståltype

Rustfritt stål har, som tidligere nevnt, en stor korrosjonsmotstand og kunne i denne sammenheng vært et bedre valg av materiale for fagverket. Problemet er at rustfritt stål ofte gir en falsk trygghet. I kapittel 4 ble det nevnt at korrosjon er mulig, og da spesielt grop og spaltekorrosjon. Disse korrosjonstypene oppstår ved rikelig tilgang på fuktighet. For en svømmehall vil derfor ikke rustfritt stål være gunstig. En mulighet kunne vært og kombinert materialet med overflatebehandling. De store kostnadene tilknyttet rustfritt stål medfører at dette ikke vil lønne seg. Overflatebehandling av konstruksjonsstål blir derfor sett på som det beste alternativet.

Behandling

Fra kapittel 5 er det kommet frem til at varmforsinking ikke er et egnet alternativ. En løsning kunne imidlertid vært å dele opp fagverket i mindre moduler, tilpasset sinkgrytenes størrelse. Dette hadde imidlertid medført flere sammenfestninger som gir større fare for korrosjon, samt økte kostnader. Noe man helst vil unngå. Henviser her til kapittel 4.

Hvis fagverket hadde vært dykket i klor eller sjøvann, kunne man tatt i bruk en offeranode av for eksempel sink for å gi høyere korrosjonsmotstand. Fagverkets store dimensjon kunne likevel gjort dette krevende, ettersom behovet for mange offeranoder vil ta mye plass og øke vekten betraktelig.

Påføring

For å dekke overflaten til fagverket best mulig er det gunstig å benytte sprøyting som påføring. Ved sprøytemaling får man bedre tilgang på områder som ellers kan være vanskelig å nå, og man får dekket konstruksjonen på en god måte. Noen ulemper med sprøyting er at operasjon kan utsette arbeiderne for forurensning, og det kan forekomme spredning av kjemikalier[57].

9.6 Kostnader

Som forventet gikk kostnadene for prosjektet ned etter optimaliseringen, da man fikk redusert mengden stål i stor grad. I denne sammenheng ser man at restriksjoner til høyden har stor innvirkning på økonomien for et prosjekt.

Ved en reduksjon fra 20 til 14 staver, vil kostnader tilknyttet sveising reduseres i stor grad. I tillegg er bolteforbindelsene drastisk redusert, noe som vil gi et bidrag i prisreduksjonen. Samtlige faktorer er, som tidligere nevnt, ikke tatt høyde for i prisen. Derfor er kostnadsberegningene påvirket av stor usikkerhet. Det vil imidlertid fremkomme et relativt bra bilde av hvor store prisforskjellene er, da ulikheter i vekt vil ha størst innvirkning på resultatet.

Det vil bli store kostnader tilknyttet overflatebehandling, ettersom fagverket står i den nest høyeste korrosjonsklassen, C5. Dersom man kunne justert ned korrosjonsklassen til C3 ville man, som fremstilt i tabell 9.1, spart omtrent 200.000kr. Mulige løsninger for å trekke ned kostandene kan derfor være å justert på eksponeringsmiljøet for fagverket. Et alternativ man kan se på er å bygge inn konstruksjonen med en fukthindrende membran, slik at klorpartikler blir stengt ute. Et slikt inngrep vil imidlertid medføre ekstra byggekostnader. Her er det nødvendig å veie løsningene opp mot hverandre for å finne ut hva som vil være lønnsomt i lengden.

Overflatebehandling	Pris [kr/m ²]	Areal [m ²]	Totalt [kr]
C5	2200	227.8	501,160.0
C3	1350	227.8	307,530.0
Differanse			193,630.0

Figur 9.1: Kostnadsberegning C3 og C5

Overflatebehandling gir generelt høye priser, men sett i forhold til prisen for reparasjon av korrosjonsskader, utgjør dette bare en liten del. Dette underbygges av kostnader som gjelder korrosjonsskader på forskningsreaktor, omtalt i punkt 3.1.1.

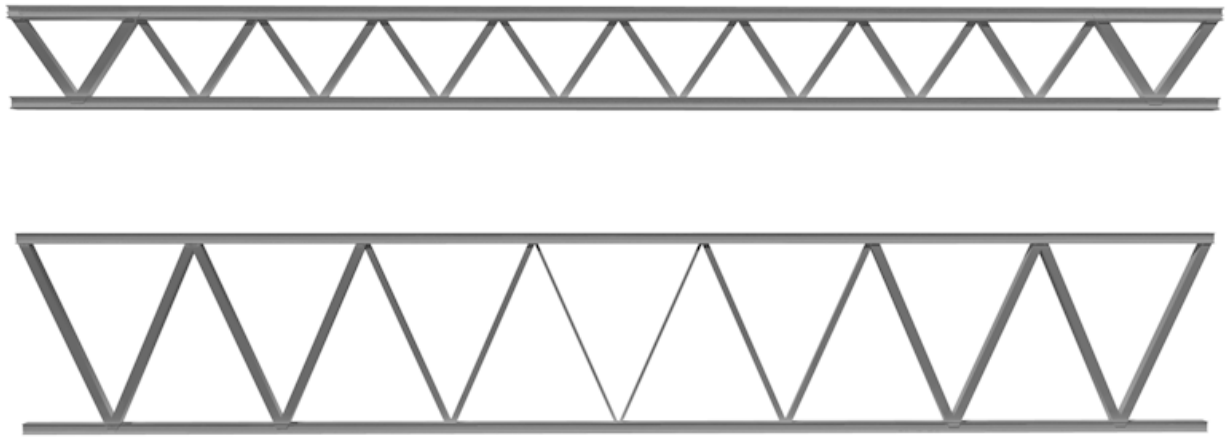
9.7 Miljøaspekt

Klimagassutslippene ble drastisk redusert ved det optimaliserte fagverket. Man tilnærmet halverte utslippet av CO_2 , og man sparer miljøet for ca 50 000 kg CO_2 -eqv. Dette tilsvarer seks flyturer rundt jorda [58]. I denne sammenheng ser man hvor stor påvirkning på miljøet restriksjoner til høyden kan ha. Restriksjoner bidrar til at materialer ikke blir utnyttet i størst mulig grad, da man dimensjonerer konstruksjonen etter ønsket design og ikke gunstig utforming. Dette åpner for diskusjon rundt hva som skal være avgjørende faktor i avveining mellom design og miljøpåkjenning.

9.8 Sammenligning

I oppgaven har det blitt sett på økonomiske og miljømessige konsekvenser av restriksjoner til høyde av konstruksjoner. Man observerer at både kostnader og miljøbelastning kan reduseres i stor grad, ved at man får optimalisere fritt og utnyttet materialene til det ytterste. Da rundt 40% av klimagassutslipp kommer fra byggebransjen, er det klart at det bør reduseres i alle mulige ledd. Man kan derfor stille spørsmål ved stor forekomst av restriksjoner.

Fagverkene er dimensjonert etter samme last og spenn. I denne sammenheng vil de samme funksjonskravene være oppfylt. Bærekonstruksjonene har imidlertid svært forskjellig utforming. Høyden på fagverket er økt med over 100%, fra tre meter til 6,25 meter, noe som kan skape problemer for flere prosjekter. Dette er illustrert på figur 9.2.



Figur 9.2: Opprinnelig og optimalisert fagverk

Mange prosjekter har begrensninger til blant annet byggehøyde, og det anses dermed nødvendig å sette restriksjoner for å kunne gjennomføre. Økonomiske konsekvenser av dårlig optimalisering av fagverk kan være langt billigere enn kostnader som gjelder endringer på hele prosjektet.

Samarbeid mellom ingeniører og arkitekter i et tidlig stadium av prosjekter, kan bidra til å forhindre slike problemer. Det kan utarbeides løsninger hvor design og funksjon ikke går på bekostning av hverandre, men som heller spiller hverandre gode.

I dagens samfunn får miljø større og større fokus. Ved flere tilfeller vinner miljø i avveining med øvrige kriterier. I denne sammenheng kan en belysning av konsekvenser tilknyttet restriksjoner bidra til en ny vinkling i avveining av design og funksjon.

9.9 Mulige feilkilder

Optimaliseringen er gjort på bakgrunn av modellering og kontrollering i FEM-Design, samt håndberegninger i MathCad. Mulige feilkilder kan i denne sammenheng være feil bruk av programvare eller andre menneskelige feil, herunder feiltolkning av Eurokode. Man har imidlertid prøvd å minimere muligheten for dette gjennom sammenligning av håndberegninger og resultater fra FEM-Design.

Feilkilder knyttet til kostnader er prisvariasjon. Hvilke priser man får avhenger av leverandør, tilbud og etterspørsel. Man har imidlertid brukt samme tall for begge fagverkene, og sammenligningsgrunnlaget er derfor likevel bra.

Generelt kan feilkilder være feiltolkning av litteratur og feil i forskningsartikler. Det har ikke blitt foretatt egne undersøkelser og tester av teori.

9.10 Prosess

9.10.1 Internt samarbeid

Samarbeidet i gruppa har gått veldig bra. Det har vært en felles oppfattelse av hvilke forventninger man skal stille til både seg selv og hverandre, noe som er grunnleggende for et godt samarbeid.

For å komme i mål har man måttet fordele arbeidet seg imellom. Totaloppgaven ble brutt opp i følgene tre omtrentlig like store deler: optimalisering på FEM-Design, håndberegninger og overflatebehandling, hvor hvert prosjektmedlem fikk hovedansvar for hver sin del. Man har imidlertid kontrollisert hverandre gjennom diskusjon, samarbeid og sammenligning av resultater fra håndberegninger og FEM-Design.

Man har fordelt arbeid med ulike programmer mellom seg. Dette fungerte bra tidsmessig, i den sammenheng det tar tid å sette seg inn i nye programmer.

9.10.2 Eksternt samarbeid

Samarbeid med intern veileder, Roger Bergh, har gått veldig bra. Roger har hele tiden vært tilgjengelig, og gitt gode svar på spørsmål som har oppstått. I tillegg har han vært en utmerket motivator, og bidratt til å holde motet oppe. Ekstern veileder, Marius Lynne, har også stilt opp ved behov. Han er spesielt god på det faglige, og har mye erfaring med dimensjonering av bærekonstruksjoner.

9.10.3 utfordringer

Tidlig i prosjektet møtte gruppa et problem tilknyttet FEM-Design, som verken ekstern eller intern veileder hadde noe godt svar på. I denne sammenheng ble det tatt kontakt med Christian Hervold, som er representant for programmet i Norge. Han fant heller ikke årsak til problemet, og videresendte det til utviklere i Ungarn. Her fant man endelig en løsning. Det viste seg at man ikke kunne rotere tverrsnitt 90 grader for å få ønsket dimensjon om riktig akse. Prosessen tok lang tid, og da man var avhengig av å ferdigstille optimalisering

i FEM-Design for å komme seg videre, ble det lite progresjon i denne perioden.

Covid-19 medførte en uheldig situasjon. Det var ikke mulig å oppholde seg på campus, noe som gjorde at man måtte omorganisere bachelormøter samt møter med veiledere. Alle møter med veiledere ble gjennomført over Microsoft Teams, noe som fungerte veldig bra. Gruppen prøvde å arbeide individuelt i starten, men fant raskt ut at effektiviteten var bedre når man satt sammen. Derfor fikk man til en ordning for å samle gruppen hver dag. Gitt omstendighetene, fungerte både samarbeid og veiledning bra!

Konklusjon

Arbeidet med denne bacheloroppgaven hadde som hovedmål å optimalisere et eksisterende fagverk, uten å ta hensyn til restriksjoner for høyden. Ved optimalisering av fagverket fant man at 14 diagonalstaver og en høyde på 6,25 meter var mest gunstig, gitt konstruksjonens last og spenn. En slik utforming ga et langt mindre materialbehov enn materialforbruk i opprinnelig fagverk, hvor høyden var satt til 3 meter og 20 diagonalstaver.

Oppgaven skulle også fremstille økonomiske konsekvenser grunnet gitt restriksjon. Man observerer at optimalisering uten begrensning fra arkitekt kunne spart prosjektet for store kostnader. For oppgavens tilfelle ble prisen redusert fra 2.690.880 kr til 1.689.510 kr, dette tilsvarer en reduksjon på 37 %. Sett i et miljøperspektiv er dette en besparelse for miljøet på omtrent 50 000 kg CO_2 -ekv, tilsvarende 46 % reduksjon, grunnet redusert materialforbruk. I denne sammenheng ser man viktigheten av et godt samarbeid mellom arkitekter og ingeniører, fra et tidlig stadium av ethvert prosjekt.

Man ønsket også å påpeke hvor essensielt overflatebehandling av konstruksjoner i korrosive miljøer er. Fagverket er kategorisert i korrosjonsklasse C5, og det er derfor valgt en overflatebehandling av malingsystem C5.08, på totalt 320 μm . Dette er en av de tykkeste løsningene for overflatebehandling, og bidrar derfor til store kostnader. Sett i et annet perspektiv er kostnadene tilknyttet malingsystemet uvesentlig sammenlignet med utgifter til vedlikehold grunnet korrosjonsdeformasjon av fagverket. Man ser derfor at overflatebehandling er svært nødvendig, og ikke minst økonomisk gunstig i det lange løp.

Videre studier

Flere av temaene belyst i denne oppgaven kunne vært gjennomført med ytterligere undersøkelser. Grunnet tidsbegrensning har det vært nødvendig å sette avgrensninger.

Når det kommer til optimaliseringen, kunne man for det første undersøkt ulike utforminger av fagverket. Oppgaven har kun sett på Warren, men Pratt er også en eventuell gunstig løsning for gitt spenn og belastning. Dette ville resultert i en utforming med annen fordeling av indre krefter, og en mulig reduksjon av påkjenning i tverrsnittene. I tillegg kunne man benyttet et bredere spekter av profiler, herunder øvrige hatte- og hulprofiler, samt andre typer. I oppgaven har man kun tatt for seg et utvalg av egendefinerte hatteprofiler og standardiserte hulprofiler, alle i tverrsnittklasse 1 eller 2. Her kunne hvert tverrsnitt blitt optimalisert til fullstendig utnyttelse.

Håndberegningene som ble gjennomført i oppgaven skulle fungere som en verifisering av beregningene gjort i FEM-Design. Det kunne også vært en idé å gjennomføre en statistisk analyse i et enda et beregningsprogram.

Videre er det mulig å rette et større søkelys på forbindelsene, ved å optimalisere utforming og innhente informasjon om prissetting. Oppgaven tok kun for seg en bestemt utforming av knutepunkter og skjøt, og man har følgelig ikke utført en optimalisering. Prisforskjell på opprinnelig og optimalisert fagverk ville blitt mer nøyaktig om man fastsatte pris på forbindere, da a-mål, antall bolter og boltedimensjon varierer.

Innenfor overflatebehandling kunne man utført egne undersøkelser og tester for de ulike alternativene. Da kunne man sett dem opp mot hverandre for å så velge ut den beste løsningen. Mengden forskning rundt temaet oppfattes som begrenset. Etter gruppens fordypning i korrosjon og overflatebehandling, ble man oppmerksomme på hvor viktig det er med god beskyttelse av stålet. Ny forskning og utvikling på området, vil derfor være et stort bidrag mot å forlenge levetiden og gi billigere alternativer.

Da det er knyttet store usikkerheter til prissetting, ville det vært en idé å videreutvikle de kostnadsberegningene som ble foretatt i oppgaven. Selv om problemstillingen utspiller seg på en tenkt situasjon, er det mulig å prissette mer nøyaktig uten konkrete tilbud fra

leverandører. Det finnes mange prisanslag fra tidligere prosjekter, som gjør det mulig å ta utgangspunkt i lignende konstruksjoner.

Miljøberegningene ble i oppgaven avgrenset til å se på produktfasen. Dette vil si at hverken transport, montering, bruksfase, endt levetid og resirkulering ble tatt i betraktning ved disse beregningene. Videre hadde en mulighet vært å fordype seg i beregning av disse stadiene for å gi et mer oversiktlig bilde av miljøpåkjenning. Stål er et av de få byggematerialene som kan gjenvinnes fullstendig, noe som kunne vært interessant å gå nærmere inn på.

Referanser

- [1] Kolbein bell. *Konstruksjonsmekanikk del II Fasthetslære*, volume 1. Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS, 2014.
- [2] Norsk standard. NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster. Norsk standard, Standard Norge, 2018.
- [3] Norsk standard. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster. Norsk standard, Standard Norge, 2005.
- [4] Norsk standard. NS-EN1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Norsk standard, Standard Norge, 2002.
- [5] Norsk standard. NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser. Norsk standard, Standard Norge, 2005.
- [6] Norsk standard. NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 Eurocode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger. Norsk standard, Standard Norge, 2005.
- [7] Norsk standard. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. Norsk standard, Standard Norge, 2008.
- [8] Meccanica. Materialeegenskaper. Tilgjengelig på: <http://meccanica.no/fasthet/materialer.htm/>. Artikkel, Aksessert: 14.05.20.
- [9] Jotun. Korrosjon. Tilgjengelig på: <https://www.yumpu.com/no/document/read/40006606/korrosjon-jotun-materialteknologi>. Informasjonspresentasjon, Aksessert: 14.04.20.
- [10] belysning bolig Lys i huset. Spenningsrekka korrosjon. Tilgjengelig på: <http://belysningbolig.blogspot.com/2017/06/spenningsrekka-korrosjon.html>. Bildekilde fra blogg, Publisert: 16.06.2017, Aksessert: 14.04.20.

- [11] ESDEP Course. General corrosion. Tilgjengelig på: <http://fgg-web.fgg.uni-lj.si/~pmoze/ESDEP/master/wg04a/10100.htm>. Bildekilde fra faktaside, Aksessert: 14.04.20.
- [12] Martin Ystenes. Pourbaix-diagrammer. Tilgjengelig på: <http://folk.ntnu.no/ystenes/pedagogikk/tmt4105/pourbaix/>. Forelesningsnotat, Publisert: vår 1998, Aksessert: 14.04.20.
- [13] Korrosjon. Tilgjengelig på: <http://taf12-gaute.blogspot.com/p/korrosjon.html>. Bilde, Aksessert:16.05.2020.
- [14] Galvanic corrosion due to differing anodic index between the bolts and the plate. <https://pl.m.wikipedia.org/wiki/Plik:Stainless-steel-mild-steel.jpg>.
- [15] Korrosjon. <http://taf13-anders.blogspot.com/2013/11/korrosjon-korrosjon-er-det-generelle.html>.
- [16] Dag Kjernsmo. *Overflatebehandling mot korrosjon*, volume 2, 2 opplag. Universitetsforlaget, 1997.
- [17] Henning Johansen. Sveiseforbindelser. Tilgjengelig på: <http://folk.ntnu.no/hennj/materialteknologi/materialteknologi/Styrkeberegning/arbeidsplan/Sveiseforbindelser-statisk-forelesningnotater-15v.pdf>. Forelesningsnotat, Aksessert: 14.05.20.
- [18] Nils Christensen og Almar Almar-Næss. Stål, Store Norske Leksikon. Tilgjengelig på: <https://snl.no/st%C3%A5l>. Nettartikkel, aksessert 01.04.20.
- [19] Malvin Sandvik og Bjørn Vik Bjørn Normann Sandaker. *Materialkunnskap*, volume 1, 14 opplag. Byggenæringens forlag, 2015.
- [20] Per Kristian Larsen. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, volume 2, 2. opplag. Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS, 2015.
- [21] Stenger atomreaktoren på kjeller etter funn av omfattende korrosjonsskader. <https://www.aftenposten.no/norge/i/LA3xJp/stenger-atomreaktoren-paa-kjeller-etter-funn-av-omfattende-korrosjonsskader?>
- [22] Ole Øystein Knudsen. Korrosjonsbeskyttelse i tunneler. Rapport, Statens vegvesen,

- 2015.
- [23] Graham W. Owens Patrick J. Dowling, Peter Knowles. *Structural Steel Design*, volume 1. The Steel Construction Institute, 1988.
- [24] Nils Chr. Boye. *Kjemi og miljølære*, volume 4. Gyldendal, 2013.
- [25] Bjørn Pedersen Per K. Kofstad. Klor. <https://snl.no/klor>.
- [26] Statens Vegvesen. Hvordan skader saltet bilene våre? <https://www.vegvesen.no/fag/veg+og+gate/drift+og+vedlikehold/Vinterdrift/salting/sporsmal-og-svar/hvordan-skades-bilen>.
- [27] Stig Berge. Fatigue and Fracture Design of Marine Structures. Kompendium uk-2006-93 ved institutt for marin teknikk, NTNU, Trondheim, 2006.
- [28] Eyvind Øglænd Marcussen. Korrosjon: Materialkrav Badeanlegg. Notat, Asplan Viak, 2014.
- [29] Basseng vedlikehold. <https://bassengbygg.no/no/vedlikehold.htm>.
- [30] Håkon T. Romstad. *Stålhåndbok del 2: Egenskaper og anvendelse*, volume 2. Ingeniørforlaget, 1971.
- [31] Bassengskolen. Regulering av pH og andre verdier. <https://www.basseng.no/bassengskolen/kjemisk-renhold-av-bassenget/regulering-av-ph>.
- [32] Samarbeid for sikkerhet. Galvanisk korrosjon. Tilgjengelig på: <https://samarbeidforsikkerhet.no/sikkerhetsfilmer/>. Video, Publisert: 23.01.17, Aksessert: 12.04.20.
- [33] Tingstad. Teknisk Informasjon: Korrosjon. Tilgjengelig på: http://www.tingstad.no/upload_images/5F7C7595C9314BDD8C7E65D16CD1E8A7.pdf. Artikkel, Aksessert: 13.04.20.
- [34] Wikipedia. Korrosjon. Tilgjengelig på: <https://no.wikipedia.org/wiki/Korrosjon>. Artikkel, Siste endret: 24.04.19 Aksessert: 13.04.20.
- [35] Kolbjørn Damien Kelly. Korrosjon. Tilgjengelig på: <https://taf12-kolbjorn>.

- blogspot.com/p/ko.html. Bedriftsblogg, Aksessert: 13.04.20.
- [36] Norsk standard. Maling og lakk - Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer - Del 1: Generell introduksjon (ISO 12944-1:2017. Norsk standard, Standard Norge, 2017.
- [37] Norsk standard. Maling og lakk - Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer - Del 2: Klassifisering av miljøet (ISO 12944-2:2017. Norsk standard, Standard Norge, 2017.
- [38] Norsk standard. Maling og lakk - Korrosjonsbeskyttelse av stålkonstruksjoner med beskyttende malingsystemer - Del 5: Del 5: Beskyttende malingsystemer (ISO 12944-5:2019. Norsk standard, Standard Norge, 2019.
- [39] Norsk standard. NS-EN ISO 8501-1: Preparation of steel substrates before application of paints and related products — visual assessment of surface cleanliness. Norsk standard.
- [40] Norsk standard. NS-EN ISO 8503:2012 Forbehandling av ståloverflater før påføring av maling og lignende produkter - Ruhetsprofil for blåserensede ståloverflater. Norsk standard, Standard Norge, 2012.
- [41] Hempel. Slik velger du riktig malingsystem. informasjonsbrosjyre, Hempel Norway AS, 2017.
- [42] Arbeidstilsynet. Maling og lakking. <https://www.arbeidstilsynet.no/tema/kjemikalier/maling-og-lakking/>.
- [43] FerroZink. Varmforzinking. Tilgjengelig på: <http://www.ferrozink.no/varmforzinking-varmforsinking-galvanisering>. Produktbeskrivelse, Aksessert: 20.04.20.
- [44] ITromsø. Tromsøbadet har vært en økonomisk katastrofe. <https://www.itromso.no/meninger/leder/2019/08/06/Troms>
- [45] Per Kristian Larsen. *Konstruksjonsteknikk - Laster og Bæresystemer*, volume 2. Fagbokforlaget, 2014.
- [46] Norsk standard. NS-EN 1991-1:2002+NA:2019 Eurocode 1: Laster på konstruksjoner. Norsk standard, Standard Norge, 2008.

- [47] Store norske leksikon. Fagverk. Tilgjengelig på: <https://snl.no/fagverk/>. Artikkel, sist oppdatert: 17.juli.2019, Aksessert: 15.05.20.
- [48] The Unger Steel Group. Steel buildings in europe, single-storey steel buildings. part 5: Detailed design of trusses. *The Unger Steel Group*, 2008.
- [49] Hilde Røkenes, Pål Kjetil Eian, Rune Beddari. Tana Bru Svømmehall- Premissdokument bygningsfysikk. Rapport, Norconsult, 2016.
- [50] Miljødirektoratet. Klimagasser. Tilgjengelig på: <https://www.environment.no/no/Tema/Klima/Klimagasser/#heading2>, note = Rapport, Publisert: 30.10.2018, Aksessert: 30.04.20.
- [51] Zero. Bygg og anlegg. Tilgjengelig på: <https://zero.no/fagomrade/bygg-og-anlegg/>, note = Beskrivelse, Aksessert: 08.05.20 .
- [52] Norsk Stål. Grønnere- stålproduksjon i dag. *Norsk Stål*, 2020.
- [53] Norsk standard. NS-EN3720: Metode for klimagassberegninger for bygninger. Norsk standard, Standard Norge, 2018.
- [54] Bård Sverre Solem. Sett fokus på bærekraftige materialvalg. Tilgjengelig på: <https://www.futurebuilt.no/Blogg#!/Blogg/Sett-fokus-paa-baerekraftige-materialvalg>, note = Artikkel, Sist oppdatert: 04. 02.2019, Aksessert: 05.05.20.
- [55] The Norwegian EPD Foundation. Hot finished structural hollow sections (hfshs). Environmental product declaration, Contiga AS, 2013.
- [56] The Norwegian EPD Foundation. Welded plated beams: Hsq, isq and hsk sections. Environmental product declaration.
- [57] Arbeidstilsynet. Overflatebehandling. Tilgjengelig på: <https://www.arbeidstilsynet.no/tema/kjemikalier/overflatebehandling/>. Veiledningsbeskrivelse, Aksessert: 24.04.20.
- [58] Knut-Erik Helle. Klimagassutslipp fra ulike reisemåter. Tilgjengelig på: <https://www.framtiden.no/gronne-tips/reise-og-transport/klimagassutslippet-fra-ulike-reisemater.html>. Artikkel, Publisert:

06.05.2019, Aksessert:16.05.2020.

Vedlegg

Vedlegg A: Plakat og artikkel

Vedlegg B: Beregning av laster

Vedlegg C: Optimalisering FEM-Design

Vedlegg D: Beregning av opptredende krefter

Vedlegg E: Kontroll av valgte profiler fra optimalisering i FEM-Design

Vedlegg F: Kontroll av forbindelser

Vedlegg G: Oppsummering av verdier

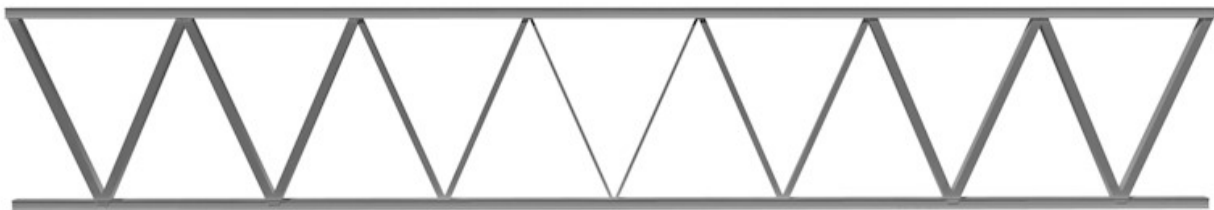
Vedlegg A: Plakat og artikkel

Vedlegg A.1: Plakat

Institutt for bygg- og miljøteknikk

Optimalisering av fagverksbjelke i stål Optimization of a steel truss beam

Prosjektnr 2020-16 | Marte Møkkelgård, Vilde Malmei, Vilde Zapffe
Intern veileder: Roger Bergh | Ekstern kontakt: Marius Lynne, Asplan Viak



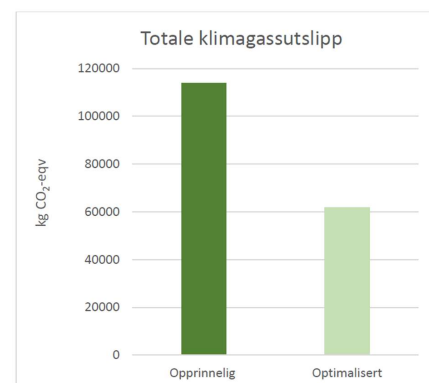
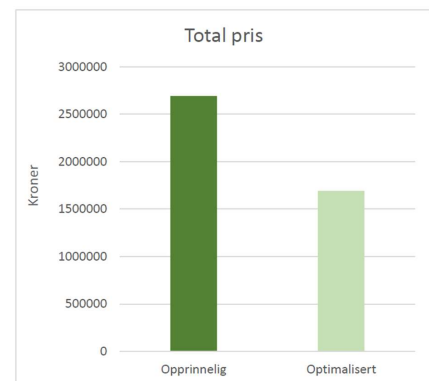
Målet med denne oppgaven er å belyse konsekvensene i form av økonomi og miljø ved restriksjoner satt til konstruksjonsutforming. Utgangspunktet er et fagverk, plassert i Tromsøbadet, som fikk høye kostnader på grunn av en høydebegrensning. Plasseringen i det klorholdige miljøet, har gjort det hensiktsmessig å betrakte korrosjon og overflatebehandling. Dette er faktorer som kan gi store kostnader ved manglende kunnskap.



Korrosjon på bolter i en stålbejelke. <https://www.oglaend-system.com/solutions/materials/corrosion/>

Vekt og overflate ble dimensjonerende både for kostnadene og miljø. Gjennom analyse ved opptredende krefter, ble det vurdert løsninger som sørget for minst mulig krefter ved maks utnyttelse.

Resultatet ble en vektneidgang fra 43 tonn til 24 tonn, og en reduksjon i ståloverflate fra 247m² til 227m². Dette ga en prisreduksjon på 37 % og en miljøbesparelse på 50 000 kgCO₂-ekvivalenter. En høyderestriksjon vil altså være svært ugunstig for både økonomi og miljø.



Sammenligning av pris og totale klimagassutslipp for opprinnelig og optimalisert fagverksbjelke.

Vedlegg A.2: Artikkel

Konsekvens av estetiske restriksjoner - millionbeløp

Tromsøbadet sto ferdig i august 2019, fem år etter at planleggingen av anlegget startet. Prislappen for prosjektet ble estimert til 488 millioner kroner. I desember 2019 skrev Tromsø kommune i en pressemelding at den endelige sluttsummen ville ende et sted mellom 997 og 999 millioner kroner. At totalkostnad for prosjekter blir mer enn først antatt, er ikke ukjent i byggeindustrien. Allikevel er det mange som viser misnøye til det store avviket, og stiller spørsmål ved prestisjeprosjektet. Ved å gå inn på kostnader knyttet til elementer, er det mulig å se noe av årsaken til den høye prisen.

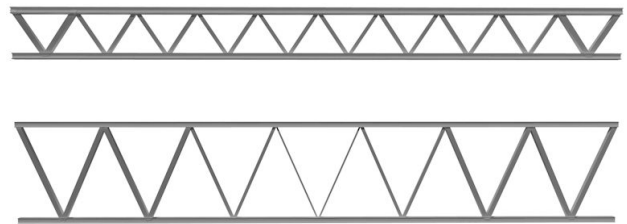


Privat foto: Taket der fagverksbjelken ligger.

Skjult bak himlingen over det største bassenget ligger det en bærende fagverksbjelke som holder store deler av taket over bassenget oppe. Bygget er tegnet av arkitekter som har stilt krav til estetikk, i tillegg til utforming av de bærende

elementene. Fagverket ble begrenset til å ha en maksimal høyde på tre meter, som gjorde at bjelkens dimensjoner måtte økes for å kunne ta opp opptredende laster. Det er i denne sammenheng blitt undersøkt hva slags økonomiske konsekvenser dette har hatt, og videre sett i et miljøperspektiv.

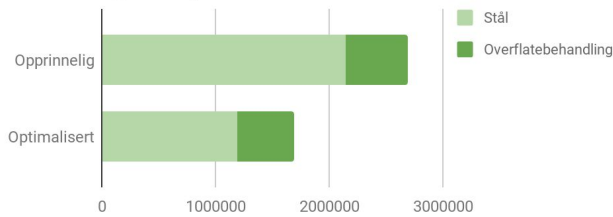
For å skape et sammenligningsgrunnlag har samme fagverksbjelke blitt modellert både med og uten krav til høyde. Det er foretatt en optimalisering av alternativ bjelke, der hovedmålet var å redusere vekt. Den optimaliserte bjelken endte opp med en høyde på 6,25 meter, og en reduksjon i antall staver fra 20 til 14.



Figur: Modell av fagverksbjelkene.

Faktorer som avgjør prisforskjellen for de to bjelkene er stålmengde og areal. Areal definerer hvor mye overflatebehandling som går til beskyttelse av bjelken, noe som er nødvendig grunnet det korrosive miljøet i svømmehallen. Etter optimalisering av bjelken ble vekten redusert fra 43 tonn til 24 tonn, og overflaten fra 247m² til 228m². Basert på dette ble det mulig å beregne kostnader for de to bjelkene.

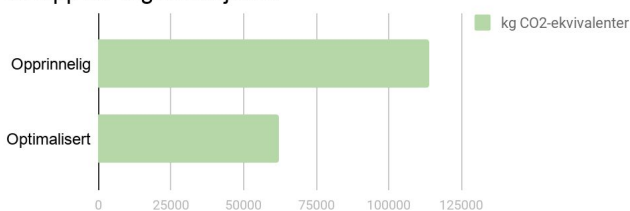
Pris for fagverksbjelker



Man ser altså en reduksjon i pris på 37%. Med disse tallene til grunn vil det være fornuftig å anta at Tromsøbadet har kostet mer enn nødvendig, hvis man setter funksjon over estetikk.

Det vil også være aktuelt å se på miljøbelastninger som et resultat av begrensning fra arkitekt. Med dagens store fokus på klimagassutslipp, vil det være naturlig å diskutere design i forhold til funksjon. En konsekvens av den satte høyden er et stort stålforbruk, som bidrar til økt klimagassutslipp. Ved å sammenligne opprinnelig og optimalisert bjelke har man funnet ut at det er mulig å redusere utslipp med over 45%.

Utslipp for fagverksbjelker



Man snakker ikke om det var rett eller galt å bygge Tromsøbadet. Spørsmålet er om arkitektonisk utforming, og kravene dette medførte, ville blitt like sterkt vektlagt dersom man visste merkostnadene dette ga.

Vedlegg B: Beregning av laster

B Beregning av laster

$$l_b := 38.8 \text{ m}$$

$$b_{HD520} := 19.5 \text{ m}$$

$$b_{HD340} := 9.37 \text{ m}$$

B.1 Snølast (NS-EN 1991-1-3)

$$s_{k0} := 6.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tabell NA.4.1(901)

$$H := 90 \text{ m}$$

$$H_g := 150 \text{ m}$$

Tabell NA.4.1(901)

$$H < H_g$$

NA.4.1

$$s_k := s_{k0} = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Eksponeringsfaktor

$$c_e := 0.8$$

Tabell 5.1
vindutsatt

Termisk koeffisient

$$c_t := 1.0$$

Formfaktor

$$\mu_1 := 0.8$$

NA.5.3.1(3)

$$b_{1,t} := 28 \text{ m}$$

$$b_{2,t} := 39 \text{ m}$$

$$h_t := 3.5 \text{ m}$$

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

$$\mu_s := 0$$

5.3.6 (1)
 $\alpha < 15^\circ$

$$\mu_{w,1} := \frac{(b_{1,t} + b_{2,t})}{2 \cdot h_t} = 9.571 > \mu_{w,2} := \frac{(\gamma_s \cdot h_t)}{s_k} = 1.167 \quad (5.8)$$

Ikke ok, må velge $\mu_{w,2}$.

$$\mu_2 := \mu_s + \mu_{w,2} = 1.167 \quad (5.7)$$

Snølast

$$s_1 := \mu_1 \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 3.84 \frac{kN}{m^2} \quad (5.1)$$

$$s_2 := \mu_2 \cdot c_e \cdot c_t \cdot s_k = 5.6 \frac{kN}{m^2} \quad (5.1)$$

$$q_{s1} := s_1 \cdot \frac{\langle b_{HD520} \rangle}{2} = 37.44 \frac{kN}{m}$$

$$q_{s2} := s_2 \cdot \frac{\langle b_{HD340} \rangle}{2} = 26.236 \frac{kN}{m}$$

B.2 Egen- og nyttelast (NS-EN 1991-1-1)

B.2.1 Teknikk

$$t := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{t1} := t \cdot \frac{b_{HD520}}{2} = 4.875 \frac{kN}{m}$$

$$q_{t2} := t \cdot \frac{b_{HD340}}{2} = 2.343 \frac{kN}{m}$$

B.2.2 Isolering og takteking

$$i := 0.5 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{i1} := i \cdot \frac{\langle b_{HD520} \rangle}{2} = 4.875 \frac{kN}{m}$$

$$q_{i2} := i \cdot \frac{\langle b_{HD340} \rangle}{2} = 2.343 \frac{kN}{m}$$

B.2.3 Egenlast

$$m_b := 23767 \text{ kg}$$

Tall fra FEM-Design

$$q_e := m_b \cdot \frac{g}{l_b} = 6.007 \frac{kN}{m}$$

B.2.4 Hulldekker

$$HD_{520} := 7.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{HD_{520}} := HD_{520} \cdot \frac{b_{HD_{520}}}{2} = 70.2 \frac{kN}{m}$$

$$HD_{340} := 4.7 \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{HD_{340}} := HD_{340} \cdot \frac{b_{HD_{340}}}{2} = 22.02 \frac{kN}{m}$$

B.3 Vindlast (NS-EN 1991-1-4)

Basisvindhastighet

$$c_{dir} := 1.0$$

NA.4.2(2)P
MERKNAD 2

$$c_{season} := 1.0$$

$$c_{prob} := 1.0$$

$$c_{alt} := 1.0$$

$$v_{b,0} := 27 \frac{m}{s}$$

Tabell NA.4 (901.1)

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 27 \frac{m}{s}$$

(NA.4.1)

Stedsvindhastighet

$$k_r := 0.19$$

Tabell NA.4.1
Terrengruhetskategori II

$$z_0 := 0.05 \text{ m}$$

$$z_{min} := 4 \text{ m}$$

$$z := 15 \text{ m}$$

Høyde til topp av bjelken.

$$c_r(z) := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad c_r(z) = 1.084$$

(4.4)

$$c_0(z) := 1.0$$

Terreng rundt har ikke innvirkning på vindhastigheten

$$v_m(z) := c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad v_m(z) = 29.26 \frac{m}{s}$$

(4.3)

Vindturbulensintensitet

$$k_1 := 1.0$$

NA.4.3.3(901.2)

$$\sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_1 = 5.13 \frac{m}{s}$$

(4.6)

$$I_v(z) := \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad I_v(z) = 0.175$$

(4.7)

$z_{min} < z$

Vindkasthastighetstrykk

$$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$$

NA.4.5

$$q_p(z) := (1 + 7 \cdot I_v(z)) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m(z)^2$$

(4.8)

$$q_p(z) = 1.192 \frac{kN}{m^2}$$

Vindtrykk som virker på taket

$$c_{pe.10} := \begin{bmatrix} -1.8 \\ -1.2 \\ -0.7 \\ -0.2 \\ 0.2 \end{bmatrix}$$

Tabell 7.2

$c_{pe.10}$ for beregning av bærekonstruksjoner

$$c_{pi} := \begin{bmatrix} 0.2 \\ -0.3 \end{bmatrix}$$

7.2.9
MERKNAD 2

$$z_e := z$$

$$z_i := z$$

$$w_e := q_p(z_e) \cdot c_{pe.10}$$

(5.1) Utvendige flater

$$w_i := q_p(z_i) \cdot c_{pi}$$

(5.2) Innvendige flater

$$w_1 := \min(w_e) + \max(w_i) = -1.907 \frac{kN}{m^2}$$

Utvendig sug, innvendig trykk

$$w_2 := \max(w_e) + (-\min(w_i)) = 0.596 \frac{kN}{m^2}$$

Utvendig trykk, innvendig sug

Utvendig trykk, innvendig sug (Sone I) virker i gravitasjonens retning, og er følgelig minst gunstig kombinert med de øvrige lastene. Beregner vindlast for øvre takkonstruksjon, da dette vil gi størst verdi for vindlasten (størst areal). Areal av sone I er større enn areal bjelken skal bære, og vil fordeles over flere bærende elementer. Beregninger gjøres med bredde vår bjelke bærer.

$$b_I := 13 \text{ m} > \frac{b_{HD520}}{2} = 9.75 \text{ m}$$

Figur 7.6

b_I = bredde av sone I.

Bruker bredden av øvre takkons. som bjelken tar opp last fra.

$$w := w_2 = 0.596 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast

$$q_w := w \cdot \frac{b_{HD520}}{2} = 5.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

B.4 Lastkombinasjoner (NS-EN 1990)

B.4.1 Bruddgrense

STR- beregninger

6.4.1

$$\gamma_{G.1} := 1.35$$

$$\gamma_{G.2} := 1.15$$

$$\gamma_{Q.1} := 1.5$$

$$\gamma_{Q.2} := 1.5$$

$$\xi := 0.89$$

$$\psi_{0.1} := 0.7$$

$$\psi_{0.2} := 0.6$$

Tabell NA.A1.2(B)

Merknad 4

Tabell A1.1

Lastkombinasjoner for øvre lastpåkjenning

$$G_{k.1.1} := q_{HD520}$$

$$G_{k.2.1} := \frac{q_e}{2} + q_{t1} + q_{i1}$$

$$Q_{k.1.1} := q_{s1}$$

$$Q_{k.2.1} := q_w$$

$$q_{d.1.1} := \gamma_{G.1} \cdot G_{k.1.1} + \gamma_{G.2} \cdot G_{k.2.1} + \gamma_{Q.1} \cdot \psi_{0.1} \cdot Q_{k.1.1} + \gamma_{Q.2} \cdot \psi_{0.2} \cdot Q_{k.2.1} \quad (6.10a)$$

$$q_{d.2.1} := \xi \cdot (\gamma_{G.1} \cdot G_{k.1.1} + \gamma_{G.2} \cdot G_{k.2.1}) + \gamma_{Q.1} \cdot Q_{k.1.1} + \gamma_{Q.2} \cdot \psi_{0.2} \cdot Q_{k.2.1} \quad (6.10b)$$

$$q_{d.1.1} = 153.978 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{d.2.1} = 158.788 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Ligning (6.10b) gir mest ugunstig lastkombinasjon

$$q_{d.1} := -q_{d.2.1} = -158.788 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Positiv retning oppover

Lastkombinasjoner for nedre lastpåkjenning

$$G_{k.1.2} := q_{HD340}$$

$$G_{k.2.2} := \frac{q_e}{2} + q_{t2} + q_{i2}$$

$$Q_{k.1.2} := q_{s2}$$

$$q_{d.1.2} := \gamma_{G.1} \cdot G_{k.1.2} + \gamma_{G.2} \cdot G_{k.2.2} + \gamma_{Q.1} \cdot \psi_{0.1} \cdot Q_{k.1.2} \quad (6.10a)$$

$$q_{d.2.2} := \xi \cdot (\gamma_{G.1} \cdot G_{k.1.2} + \gamma_{G.2} \cdot G_{k.2.2}) + \gamma_{Q.1} \cdot Q_{k.1.2} \quad (6.10b)$$

$$q_{d.1.2} = 66.116 \frac{kN}{m}$$

$$q_{d.2.2} = 73.68 \frac{kN}{m}$$

Ligning (6.10b) gir mest ugunstig lastkombinasjon

$$q_{d.2} := -q_{d.2.2} = -73.68 \frac{kN}{m} \quad \text{Positiv retning oppover}$$

B.4.2 Bruksgrense

$$\gamma := 1.0 \quad \text{A.1.4.1 (1)}$$

$$\psi_{1.1} := 0.5 \quad \text{Tabell A.1.1}$$

$$\psi_{2.2} := 0$$

Ofte forekommende lastkombinasjon

Lastkombinasjoner for øvre lastpåkjenning

$$G_{b.k.1.1} := q_{HD520}$$

$$G_{b.k.2.1} := \frac{q_e}{2} + q_{t1} + q_{i1}$$

$$Q_{b.k.1.1} := q_{s1}$$

$$Q_{b.k.2.1} := q_w$$

$$q_{d.b1.1} := \gamma \cdot (G_{b.k.1.1} + G_{b.k.2.1} + \psi_{1.1} \cdot Q_{b.k.1.1} + \psi_{2.2} \cdot Q_{b.k.2.1}) \quad (6.15b)$$

$$q_{d.b1} := -q_{d.b1.1} = -101.674 \frac{kN}{m} \quad \text{Positiv retning oppover}$$

Lastkombinasjoner for nedre lastpåkjenning

$$G_{b.k.1.2} := q_{HD340}$$

$$G_{b.k.2.2} := \frac{q_e}{2} + q_{t2} + q_{i2}$$

$$Q_{b.k.1.2} := q_{s2}$$

$$q_{d.b2.1} := \gamma \cdot (G_{b.k.1.2} + G_{b.k.2.2} + \psi_{1.1} \cdot Q_{b.k.1.2}) \quad (6.15b)$$

$$q_{d.b2} := -q_{d.b2.1} = -42.826 \frac{kN}{m} \quad \text{Positiv retning oppover}$$

B.4 3 Oversikt over opptredende laster

Bruddgrense

$$q_{d.1} = -158.788 \frac{kN}{m} \quad \text{Øvre lastfelt}$$

$$q_{d.2} = -73.68 \frac{kN}{m} \quad \text{Nedre lastfelt}$$

Bruksgrense

$$q_{d.b1} = -101.674 \frac{kN}{m} \quad \text{Øvre lastfelt}$$

$$q_{d.b2} = -42.826 \frac{kN}{m} \quad \text{Nedre lastfelt}$$

Vedlegg C: Optimalisering FEM-design

C. Optimalisering FEM-design

Pris stål pr tonn	Pris overfl.b. pr m ²
50000	2200

20 staver	Vinkel	Nedbøyning [mm]	Vekt [t]	Overflate [m ²]	Pris [kr]
3m	57.1	100.5	42.932	247.4	2,690,880
3,5m	61.0	108.9	31.483	218.1	2,053,970
4m	64.1	102.2	28.636	220.1	1,916,020
4,5m	66.7	101.1	25.463	229.8	1,778,710
5m	68.8	92.1	25.835	239.8	1,819,310
5,5m	70.6	92.3	24.377	250.0	1,768,850
6m	72.1	84.6	25.254	259.6	1,833,820
18 staver	Vinkel	Nedbøyning [mm]	Vekt [t]	Overflate [m ²]	Pris [kr]
3m	54.3	110.0	38.273	235.1	2,430,870
3,5m	58.4	106.7	31.268	209.9	2,025,180
4m	61.7	100.9	27.511	214.8	1,848,110
4,5m	64.4	95.1	25.820	218.9	1,772,580
5m	66.7	89.2	24.986	233.4	1,762,780
5,5m	68.6	85.5	24.179	228.5	1,711,650
6m	70.2	80.6	24.551	247.0	1,770,950
6,5m	71.7	77.1	25.022	256.4	1,815,180
7m	72.9	75.9	25.110	265.3	1,839,160
16 staver	Vinkel	Nedbøyning [mm]	Vekt [t]	Overflate [m ²]	Pris [kr]
4,5m	61.7	90.8	26.346	218.0	1,796,900
5m	64.1	85.2	25.514	226.9	1,774,880
5,5m	66.2	81.0	24.907	229.7	1,750,690
6m	68.0	79.5	23.792	238.0	1,713,200
6,5m	69.5	75.8	23.696	237.3	1,706,860
7m	70.9	73.8	23.706	241.2	1,715,940
14 staver	Vinkel	Nedbøyning [mm]	Vekt [t]	Overflate [m ²]	Pris [kr]
4,5m	58.4	86.9	26.562	208.6	1,787,020
5m	61.0	79.5	26.17	214.5	1,780,400
5,5m	63.3	75.6	25.383	221.9	1,757,330
6m	65.2	74.1	24.046	224.2	1,695,540
6,5m	66.9	71.3	23.800	231.4	1,699,080
7m	68.4	68.6	23.913	234.4	1,711,330
12 staver	Vinkel	Nedbøyning [mm]	Vekt [t]	Overflate [m ²]	Pris [kr]
4,5m	54.3	83.6	26.724	207.8	1,793,360
5m	57.1	76.3	26.713	208.7	1,794,790
5,5m	59.5	71.8	25.215	219.1	1,742,770
6m	61.7	68.3	24.683	225.1	1,729,370
6,5m	63.6	63.5	25.259	227.6	1,763,670
7m	65.2	63.2	24.676	224.0	1,726,600
7,5m	66.7	60.7	24.666	230.6	1,740,620
8m	68.0	59.7	24.800	237.1	1,761,620

14 staver	Vinkel	Nedbøyning [mm]	Vekt [t]	Overflate [m ²]	Pris [kr]
5,75m	64.3	74.4	24.322	225.7	1,712,640
6m	65.2	74.1	24.046	224.2	1,695,540
6,25m	66.1	72.4	23.767	227.8	1,689,510
6,375m	66.5	71.1	23.917	229.4	1,700,530
6,5m	66.9	71.3	23.8	231.4	1,699,080
6,75m	67.7	70.7	23.704	235.1	1,702,420

MERKNAD: Nedbøyningskravet om L/400 er ikke oppfylt for enkelte fagverk. Markert med rød tekst.

MERKNAD: De laveste prisene for hver gruppe er markert med rød fyllfarge.

Vedlegg D: Beregning av opptredende krefter

D Beregning av opptredende krefter

D.1 Opptredende laster

D.1.1 Bruddgrense

$$q_{d.1} := -158.788 \frac{kN}{m} \quad q_{d.2} := -73.68 \frac{kN}{m}$$

D.1.2 Bruksgrense

$$q_{d.b1} := -101.674 \frac{kN}{m} \quad q_{d.b2} := -42.826 \frac{kN}{m}$$

D.2 Utforming

$$EI := 1 \quad EI_{o2} := 1.041 \quad EI_{u2} := 1.23$$

I_y forhold i over- og undergurt

$$n_o := 7$$

Antall øvre gurtstaver

$$\alpha_1 := 66.09 \text{ deg}$$

Vinkel mellom diagonalstav og gurt

$$l_b := 38.8 \text{ m}$$

Lengde av fagverksbjelke

$$l_e := \frac{l_b}{n_o} = 5.543 \text{ m}$$

Sentervstand mellom knutepunkt på gurtene

D.3 Bruddgrense

D.3.1 Opplagerkrefter

$$A_z := -(q_{d.1} + q_{d.2}) \cdot l_b \cdot \frac{1}{2} = 4509.879 \text{ kN}$$

Pga symmetri: $B_z = A_z$

D.3.2 Fordeling av jevnt fordelt last i knutepunkter

$$P_{d.o1} := q_{d.1} \cdot \frac{l_e}{2} = -440.07 \text{ kN}$$

$$P_{d.o2} := q_{d.1} \cdot l_e = -880.139 \text{ kN}$$

$$P_{d.u1} := q_{d.2} \cdot \frac{l_e}{2} = -204.199 \text{ kN}$$

$$P_{d.u2} := q_{d.2} \cdot l_e = -408.398 \text{ kN}$$

D.3.3 Stavkrefter

Trenger kun beregne halve fagverket pga. symmetri.

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_1 := \frac{A_z + P_{d.o1}}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 1}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o1} := -N_1 \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_2 := \frac{-P_{d.u2} - N_1 \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 2}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u1} := N_1 \cdot \cos(\alpha_1) - N_2 \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_3 := \frac{P_{d.o2} - N_2 \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 3}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o2} := N_{o1} + N_2 \cdot \cos(\alpha_1) - N_3 \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_4 := \frac{-P_{d.u2} - N_3 \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 4}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u2} := N_{u1} + N_3 \cdot \cos(\alpha_1) - N_4 \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_5 := \frac{P_{d.o2} - N_4 \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 5}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o3} := N_{o2} + N_4 \cdot \cos(\alpha_1) - N_5 \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_6 := \frac{-P_{d.u2} - N_5 \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 6}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u3} := N_{u2} + N_5 \cdot \cos(\alpha_1) - N_6 \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_7 := \frac{P_{d.o2} - N_6 \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 7}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o4} := N_{o3} + N_6 \cdot \cos(\alpha_1) - N_7 \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_8 := \frac{-P_{d.u2} - N_7 \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 8}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u4} := N_{u3} + N_7 \cdot \cos(\alpha_1) - N_8 \cdot \cos(\alpha_1)$$

Oversikt over stavkrefter

Diagonalstaver

Gurtstaver

$$N_1 = 4451.853 \text{ kN}$$

$$N_{o1} = -1804.341 \text{ kN}$$

$$N_2 = -4005.118 \text{ kN}$$

$$N_{o2} = -4660.691 \text{ kN}$$

$$N_3 = 3042.358 \text{ kN}$$

$$N_{o3} = -6374.502 \text{ kN}$$

$$N_4 = -2595.623 \text{ kN}$$

$$N_{o4} = -6945.772 \text{ kN}$$

$$N_5 = 1632.863 \text{ kN}$$

$$N_{o5} := N_{o3} = -6374.502 \text{ kN}$$

$$N_6 = -1186.128 \text{ kN}$$

$$N_{o6} := N_{o2} = -4660.691 \text{ kN}$$

$$N_7 = 223.368 \text{ kN}$$

$$N_{o7} := N_{o1} = -1804.341 \text{ kN}$$

$$N_8 := N_7 = 223.368 \text{ kN}$$

$$N_{u1} = 3427.62 \text{ kN}$$

$$N_9 := N_6 = -1186.128 \text{ kN}$$

$$N_{u2} = 5712.7 \text{ kN}$$

$$N_{10} := N_5 = 1632.863 \text{ kN}$$

$$N_{u3} = 6855.24 \text{ kN}$$

$$N_{11} := N_4 = -2595.623 \text{ kN}$$

$$N_{u4} = 6855.24 \text{ kN}$$

$$N_{12} := N_3 = 3042.358 \text{ kN}$$

$$N_{u5} := N_{u2} = 5712.7 \text{ kN}$$

$$N_{13} := N_2 = -4005.118 \text{ kN}$$

$$N_{u6} := N_{u1} = 3427.62 \text{ kN}$$

$$N_{14} := N_1 = 4451.853 \text{ kN}$$

D.3.4 Moment i undergurt

$$S_{0.mu} := \begin{bmatrix} \frac{q_{d.2} \cdot l_e^2}{12} \\ \frac{q_{d.2} \cdot l_e^2}{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -188.641 \\ 188.641 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fastholdingskrefter (lik for alle elementer)

$$R_{0.mu} := \begin{bmatrix} S_{0.mu_1} \\ S_{0.mu_1} + S_{0.mu_2} \\ S_{0.mu_1} + S_{0.mu_2} \\ S_{0.mu_1} + S_{0.mu_2} \\ S_{0.mu_1} + S_{0.mu_2} \\ S_{0.mu_1} + S_{0.mu_2} \\ S_{0.mu_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -188.641 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 188.641 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fastholdingsvektor

$$R_{k.mu} := \vec{0}$$

Knutepunktslaster

$$R_{mu} := R_{k.mu} - R_{0.mu}$$

Lastvektor

$$k_e := \frac{EI}{l_e} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix}$$

Bjelkeelementets stivhetsmatrise

Elementstivhetsmatriser

$$NDOF := 7$$

$$i := 1, 2 \dots NDOF$$

$$k_{1.u_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{1.u_{1,1}} := 4 \quad k_{1.u_{2,2}} := 4 \quad k_{1.u_{1,2}} := 2 \quad k_{1.u_{2,1}} := 2$$

$$k_{2.u_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{2.u_{2,2}} := 4 \quad k_{2.u_{3,3}} := 4 \quad k_{2.u_{2,3}} := 2 \quad k_{2.u_{3,2}} := 2$$

$$k_{3.u_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{3.u_{3,3}} := 4 \quad k_{3.u_{4,4}} := 4 \quad k_{3.u_{3,4}} := 2 \quad k_{3.u_{4,3}} := 2$$

$$k_{4.u_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{4.u_{4,4}} := 4 \quad k_{4.u_{5,5}} := 4 \quad k_{4.u_{4,5}} := 2 \quad k_{4.u_{5,4}} := 2$$

$$k_{5.u_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{5.u_{5,5}} := 4 \quad k_{5.u_{6,6}} := 4 \quad k_{5.u_{5,6}} := 2 \quad k_{5.u_{6,5}} := 2$$

$$k_{6.u_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{6.u_{6,6}} := 4 \quad k_{6.u_{7,7}} := 4 \quad k_{6.u_{6,7}} := 2 \quad k_{6.u_{7,6}} := 2$$

$$K_1(k) := \frac{EI}{l_e} k \quad K_2(k) := \frac{EI_{u2}}{l_e} k$$

$$K_{1.u} := K_1(k_{1.u}) \quad K_{2.u} := K_1(k_{2.u}) \quad K_{3.u} := K_2(k_{3.u}) \quad K_{4.u} := K_2(k_{4.u})$$

$$K_{5.u} := K_1(k_{5.u}) \quad K_{6.u} := K_1(k_{6.u})$$

Gurtens stivhetsmatrise

$$K_u := K_{1.u} + K_{2.u} + K_{3.u} + K_{4.u} + K_{5.u} + K_{6.u}$$

$$r_{mu} := K_u^{-1} \cdot R_{mu}$$

Forskyvningsvektor

Elementkrefter

$$S_{1.mu} := S_{0.mu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mu_1} \\ r_{mu_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 239.771 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{2.mu} := S_{0.mu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mu_2} \\ r_{mu_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -239.771 \\ 172.759 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{3.mu} := S_{0.mu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mu_3} \\ r_{mu_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -175.729 \\ 195.097 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{4.mu} := S_{0.mu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mu_4} \\ r_{mu_5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -195.097 \\ 175.729 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{5.mu} := S_{0.mu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mu_5} \\ r_{mu_6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -172.759 \\ 239.771 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{6.mu} := S_{0.mu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mu_6} \\ r_{mu_7} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -239.771 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.mu1} := \max(S_{1.mu}, S_{2.mu}) = 239.771 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.mu2} := \max(S_{3.mu}, S_{4.mu}) = 195.097 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

D.3.5 Moment i overgurt

$$S_{0.mo} := \begin{bmatrix} \frac{q_{d.1} \cdot l_e^2}{12} \\ \frac{q_{d.1} \cdot l_e^2}{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -406.54 \\ 406.54 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fastholdingskrefter (lik for alle elementer)

$$R_{0.mo} := \begin{bmatrix} S_{0.mo_1} \\ S_{0.mo_1} + S_{0.mo_2} \\ S_{0.mo_1} + S_{0.mo_2} \\ S_{0.mo_1} + S_{0.mo_2} \\ S_{0.mo_1} + S_{0.mo_2} \\ S_{0.mo_1} + S_{0.mo_2} \\ S_{0.mo_1} + S_{0.mo_2} \\ S_{0.mo_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -406.54 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 406.54 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Fastholdingsvektor

$$R_{k.mo} := \vec{0}$$

Knutepunktslaster

$$R_{mo} := R_{k.mo} - R_{0.mo}$$

Lastvektor

$$k_e := \frac{EI}{l_e} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix}$$

Bjelkeelementets stivhetsmatrise

Elementstivhetsmatriser

$$NDOF := 8$$

$$i := 1, 2 \dots NDOF$$

$$k_{1.o_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{1.o_1, 1} := 4 \quad k_{1.o_2, 2} := 4 \quad k_{1.o_1, 2} := 2 \quad k_{1.o_2, 1} := 2$$

$$k_{2.o_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{2.o_2, 2} := 4 \quad k_{2.o_3, 3} := 4 \quad k_{2.o_2, 3} := 2 \quad k_{2.o_3, 2} := 2$$

$$k_{3.o_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{3.o_3, 3} := 4 \quad k_{3.o_4, 4} := 4 \quad k_{3.o_3, 4} := 2 \quad k_{3.o_4, 3} := 2$$

$$k_{4.o_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{4.o_4, 4} := 4 \quad k_{4.o_5, 5} := 4 \quad k_{4.o_4, 5} := 2 \quad k_{4.o_5, 4} := 2$$

$$k_{5.o_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{5.o_5, 5} := 4 \quad k_{5.o_6, 6} := 4 \quad k_{5.o_5, 6} := 2 \quad k_{5.o_6, 5} := 2$$

$$k_{6.o_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{6.o_6, 6} := 4 \quad k_{6.o_7, 7} := 4 \quad k_{6.o_6, 7} := 2 \quad k_{6.o_7, 6} := 2$$

$$k_{7.o_{NDOF}, NDOF} := 0 \quad k_{7.o_7, 7} := 4 \quad k_{7.o_8, 8} := 4 \quad k_{7.o_7, 8} := 2 \quad k_{7.o_8, 7} := 2$$

$$K_1(k) := \frac{EI}{l_e} k \quad K_2(k) := \frac{EI_{o2}}{l_e} k$$

$$K_{1.o} := K_1(k_{1.o}) \quad K_{2.o} := K_1(k_{2.o}) \quad K_{3.o} := K_2(k_{3.o}) \quad K_{4.o} := K_2(k_{4.o})$$

$$K_{5.o} := K_2(k_{5.o}) \quad K_{6.o} := K_1(k_{6.o}) \quad K_{7.o} := K_1(k_{7.o})$$

Gurtens stivhetsmatrise

$$K_o := K_{1.o} + K_{2.o} + K_{3.o} + K_{4.o} + K_{5.o} + K_{6.o} + K_{7.o}$$

$$r_{mo} := K_o^{-1} \cdot R_{mo}$$

Forskyvningsvektor

Elementkrefter

$$S_{1.mo} := S_{0.mo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mo_1} \\ r_{mo_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 515.479 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{2.mo} := S_{0.mo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mo_2} \\ r_{mo_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -515.479 \\ 377.327 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{3.mo} := S_{0.mo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mo_3} \\ r_{mo_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -378.478 \\ 412.153 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{4.mo} := S_{0.mo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mo_4} \\ r_{mo_5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -412.153 \\ 412.153 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{5.mo} := S_{0.mo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mo_5} \\ r_{mo_6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -412.153 \\ 378.478 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{6.mo} := S_{0.mo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mo_6} \\ r_{mo_7} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -377.327 \\ 515.479 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{7.mo} := S_{0.mo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{mo_7} \\ r_{mo_8} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -515.479 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.moA} := \max(S_{1.mo}, S_{2.mo}) = 515.479 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ed.moB} := \max(S_{3.mo}, S_{4.mo}, S_{5.mo}) = 412.153 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

D.3.6 Skjærkraft i overgurt

$$S_{0.vo} := \begin{bmatrix} \frac{q_{d.1} \cdot l_e}{2} \\ \frac{q_{d.1} \cdot l_e}{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -440.07 \\ 440.07 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Fastholdingskrefter (lik for alle elementer)

$$R_{0.vo} := \begin{bmatrix} S_{0.vo_1} \\ S_{0.vo_1} + S_{0.vo_2} \\ S_{0.vo_1} + S_{0.vo_2} \\ S_{0.vo_1} + S_{0.vo_2} \\ S_{0.vo_1} + S_{0.vo_2} \\ S_{0.vo_1} + S_{0.vo_2} \\ S_{0.vo_1} + S_{0.vo_2} \\ S_{0.vo_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -440.07 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 440.07 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Fastholdingsvektor

$$R_{k.vo} := \vec{0}$$

Knutepunktlaster

$$R_{vo} := R_{k.vo} - R_{0.vo}$$

Lastvektor

$$k_e := \frac{EI}{l_e} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix}$$

Bjelkeelementets stivhetsmatrise

Samme stivhetsmatrise som ved momentberegninger

$$r_{vo} := K_o^{-1} \cdot R_{vo}$$

Forskyvningsvektor

Elementkrefter

$$S_{1.vo} := S_{0.vo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vo_1} \\ r_{vo_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 557.993 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{2.vo} := S_{0.vo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vo_2} \\ r_{vo_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -557.993 \\ 408.447 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{3.vo} := S_{0.vo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vo_3} \\ r_{vo_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -409.693 \\ 446.145 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{4.vo} := S_{0.vo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vo_4} \\ r_{vo_5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -446.145 \\ 446.145 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{5.vo} := S_{0.vo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vo_5} \\ r_{vo_6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -446.145 \\ 409.693 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{6.vo} := S_{0.vo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vo_6} \\ r_{vo_7} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -408.447 \\ 557.993 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{7.vo} := S_{0.vo} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vo_7} \\ r_{vo_8} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -557.993 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$V_{Ed.oA} := \max(S_{1.vo}, S_{2.vo}) = 557.993 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.oB} := \max(S_{3.vo}, S_{4.vo}, S_{5.vo}) = 446.145 \text{ kN}$$

D.3.7 Skjærkraft i Undergurt

$$S_{0.vu} := \begin{bmatrix} \frac{q_{d.2} \cdot l_e}{2} \\ \frac{q_{d.2} \cdot l_e}{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -204.199 \\ 204.199 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Fastholdingskrefter (lik for alle elementer)

$$R_{0.vu} := \begin{bmatrix} S_{0.vu_1} \\ S_{0.vu_1} + S_{0.vu_2} \\ S_{0.vu_1} + S_{0.vu_2} \\ S_{0.vu_1} + S_{0.vu_2} \\ S_{0.vu_1} + S_{0.vu_2} \\ S_{0.vu_1} + S_{0.vu_2} \\ S_{0.vu_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -204.199 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 204.199 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Fastholdingsvektor

$$R_{k.vu} := \vec{0}$$

Knutepunktslaster

$$R_{vu} := R_{k.vu} - R_{0.vu}$$

Lastvektor

$$k_e := \frac{EI}{l_e} \begin{bmatrix} 4 & 2 \\ 2 & 4 \end{bmatrix}$$

Bjelkeelementets
stivhetsmatrise

Samme stivhetsmatrise som ved momentberegninger

$$r_{vu} := K_u^{-1} \cdot R_{vu}$$

Forskyvningsvektor

Elementkrefter

$$S_{1.vu} := S_{0.vu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vu_1} \\ r_{vu_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 259.546 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{2.vu} := S_{0.vu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vu_2} \\ r_{vu_3} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -259.546 \\ 187.008 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{3.vu} := S_{0.vu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vu_3} \\ r_{vu_4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -190.222 \\ 211.187 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{4.vu} := S_{0.vu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vu_4} \\ r_{vu_5} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -211.187 \\ 190.222 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{5.vu} := S_{0.vu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vu_5} \\ r_{vu_6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -187.008 \\ 259.546 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$S_{6.vu} := S_{0.vu} + k_e \cdot \begin{bmatrix} r_{vu_6} \\ r_{vu_7} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -259.546 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

$$V_{Ed.uA} := \max(S_{1.vu}, S_{2.vu}) = 259.546 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.uB} := \max(S_{3.vu}, S_{4.vu}) = 211.187 \text{ kN}$$

D.4 Bruksgrense

D.4.1 Opplagerkrefter

$$A_{z,b} := -(q_{d,b1} + q_{d,b2}) \cdot l_b \cdot \frac{1}{2} = 2803.3 \text{ kN}$$

Pga symmetri: $B_{z,b} = A_{z,b}$

D.4.2 Fordeling av jevnt fordelt last i knutepunkter

$$P_{d.o.b1} := q_{d,b1} \cdot \frac{l_e}{2} = -281.782 \text{ kN}$$

$$P_{d.o.b2} := q_{d,b1} \cdot l_e = -563.564 \text{ kN}$$

$$P_{d.u.b1} := q_{d,b2} \cdot \frac{l_e}{2} = -118.689 \text{ kN}$$

$$P_{d.u.b2} := q_{d,b2} \cdot l_e = -237.378 \text{ kN}$$

D.4.3 Stavkrefter

Trenger kun beregne halve fagverket pga. symmetri.

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{b1} := \frac{A_{z,b} + P_{d.o.b1}}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 1}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o.b1} := -N_{b1} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{b2} := \frac{-P_{d.u.b2} - N_{b1} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 2}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u.b1} := N_{b1} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{b2} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{b3} := \frac{P_{d.o.b2} - N_{b2} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 3}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o.b2} := N_{o.b1} + N_{b2} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{b3} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{b4} := \frac{-P_{d.u.b2} - N_{b3} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 4}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u.b2} := N_{u1} + N_{b3} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{b4} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{b5} := \frac{P_{d.o.b2} - N_{b4} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 5}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o.b3} := N_{o.b2} + N_{b4} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{b5} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{b6} := \frac{-P_{d.u.b2} - N_{b5} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 6}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u.b3} := N_{u.b2} + N_{b5} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{b6} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{b7} := \frac{P_{d.o.b2} - N_{b6} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 7}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o.b4} := N_{o.b3} + N_{b6} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{b7} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{b8} := \frac{-P_{d.u.b2} - N_{b7} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 8}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u.b4} := N_{u.b3} + N_{b7} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{b8} \cdot \cos(\alpha_1)$$

Oversikt over stavkrefter

Diagonalstaver

Gurtstaver

$$N_1 = 4451.853 \text{ kN}$$

$$N_{o1} = -1804.341 \text{ kN}$$

$$N_2 = -4005.118 \text{ kN}$$

$$N_{o2} = -4660.691 \text{ kN}$$

$$N_3 = 3042.358 \text{ kN}$$

$$N_{o3} = -6374.502 \text{ kN}$$

$$N_4 = -2595.623 \text{ kN}$$

$$N_{o4} = -6945.772 \text{ kN}$$

$$N_5 = 1632.863 \text{ kN}$$

$$N_{o5} := N_{o3} = -6374.502 \text{ kN}$$

$$N_6 = -1186.128 \text{ kN}$$

$$N_{o6} := N_{o2} = -4660.691 \text{ kN}$$

$$N_7 = 223.368 \text{ kN}$$

$$N_{o7} := N_{o1} = -1804.341 \text{ kN}$$

$$N_8 := N_7 = 223.368 \text{ kN}$$

$$N_9 := N_6 = -1186.128 \text{ kN}$$

$$N_{u1} = 3427.62 \text{ kN}$$

$$N_{10} := N_5 = 1632.863 \text{ kN}$$

$$N_{u2} = 5712.7 \text{ kN}$$

$$N_{11} := N_4 = -2595.623 \text{ kN}$$

$$N_{u3} = 6855.24 \text{ kN}$$

$$N_{12} := N_3 = 3042.358 \text{ kN}$$

$$N_{u4} = 6855.24 \text{ kN}$$

$$N_{13} := N_2 = -4005.118 \text{ kN}$$

$$N_{u5} := N_{u2} = 5712.7 \text{ kN}$$

$$N_{14} := N_1 = 4451.853 \text{ kN}$$

$$N_{u6} := N_{u1} = 3427.62 \text{ kN}$$

D.4.4 Virtuelle stavkrefter, enhetslastmetoden

Forutsetninger

Enhetslast plasseres i midten av bjelken, der nedbøyningen vil være størst.

$$P_v := -1 \text{ kN}$$

Enhetslast

$$A_{z.v} := -\frac{P_v}{2} = 0.5 \text{ kN}$$

Opplagerkrefter

$$\alpha_1 := 66.09 \text{ deg}$$

Vinkel mellom diagonalstav og gurt

Virtuelle stavkrefter

Trenger kun beregne halve fagverket pga. symmetri.

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{1.v} := \frac{A_{z.v}}{\sin(\alpha_1)}$$

Knutepunkt 1

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o1.v} := -N_{1.v} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{2.v} := -N_{1.v}$$

Knutepunkt 2

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u1.v} := N_{1.v} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{2.v} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{3.v} := \frac{-N_{2.v} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)}$$

Knutepunkt 3

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o2.v} := N_{o1.v} + N_{2.v} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{3.v} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{4.v} := \frac{-N_{3.v} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)}$$

Knutepunkt 4

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u2.v} := N_{u1.v} + N_{3.v} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{4.v} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{5.v} := -N_{4.v} \quad \text{Knutepunkt 5}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o3.v} := N_{o2.v} + N_{4.v} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{5.v} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{6.v} := -N_{5.v} \quad \text{Knutepunkt 6}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u3.v} := N_{u2.v} + N_{5.v} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{6.v} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{7.v} := -N_{6.v} \quad \text{Knutepunkt 7}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{o4.v} := N_{o3.v} + N_{6.v} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{7.v} \cdot \cos(\alpha_1)$$

$$\Sigma F_z = 0: \quad N_{8.v} := \frac{-P_v - N_{7.v} \cdot \sin(\alpha_1)}{\sin(\alpha_1)} \quad \text{Knutepunkt 8}$$

$$\Sigma F_x = 0: \quad N_{u4.v} := N_{u3.v} + N_{7.v} \cdot \cos(\alpha_1) - N_{8.v} \cdot \cos(\alpha_1)$$

Oversikt over virtuelle stavkrefter

Diagonalstaver

Gurtstaver

$$N_{1.v} = 0.547 \text{ kN}$$

$$N_{o1.v} = -0.222 \text{ kN}$$

$$N_{2.v} = -0.547 \text{ kN}$$

$$N_{o2.v} = -0.665 \text{ kN}$$

$$N_{3.v} = 0.547 \text{ kN}$$

$$N_{o3.v} = -1.108 \text{ kN}$$

$$N_{4.v} = -0.547 \text{ kN}$$

$$N_{o4.v} = -1.552 \text{ kN}$$

$$N_{5.v} = 0.547 \text{ kN}$$

$$N_{o5.v} := N_{o3.v} = -1.108 \text{ kN}$$

$$N_{6.v} = -0.547 \text{ kN}$$

$$N_{o6.v} := N_{o2.v} = -0.665 \text{ kN}$$

$$N_{7.v} = 0.547 \text{ kN}$$

$$N_{o7.v} := N_{o1.v} = -0.222 \text{ kN}$$

$$N_{8.v} := N_{7.v} = 0.547 \text{ kN}$$

$$N_{9.v} := N_{6.v} = -0.547 \text{ kN}$$

$$N_{u1.v} = 0.443 \text{ kN}$$

$$N_{10.v} := N_{5.v} = 0.547 \text{ kN}$$

$$N_{u2.v} = 0.887 \text{ kN}$$

$$N_{11.v} := N_{4.v} = -0.547 \text{ kN}$$

$$N_{u3.v} = 1.33 \text{ kN}$$

$$N_{12.v} := N_{3.v} = 0.547 \text{ kN}$$

$$N_{u4.v} = 1.33 \text{ kN}$$

$$N_{13.v} := N_{2.v} = -0.547 \text{ kN}$$

$$N_{u5.v} := N_{u2.v} = 0.887 \text{ kN}$$

$$N_{14.v} := N_{1.v} = 0.547 \text{ kN}$$

$$N_{u6.v} := N_{u1.v} = 0.443 \text{ kN}$$

**Vedlegg E: Kontroll av valgte profiler fra optimalisering i
FEM-Design**

E Kontroll av valgte profiler fra optimalisering i FEM-Design

E.1 Dimensjonerende krefter

Verdier hentet fra FEM-Design

For store avvik til å bruke beregnede krefter

$N_{Ed.1} := 4545.46 \text{ kN}$	$N_{Ed.uA} := 5726.18 \text{ kN}$	$N_{Ed.oA} := 4689.95 \text{ kN}$
$N_{Ed.2} := 4066.36 \text{ kN}$	$N_{Ed.uB} := 6864.58 \text{ kN}$	$N_{Ed.oB} := 6950.08 \text{ kN}$
$N_{Ed.3} := 2969.55 \text{ kN}$	$V_{Ed.uA} := 228.39 \text{ kN}$	$V_{Ed.oA} := 523.73 \text{ kN}$
$N_{Ed.4} := 2559.12 \text{ kN}$	$V_{Ed.uB} := 210.86 \text{ kN}$	$V_{Ed.oB} := 440.59 \text{ kN}$
$N_{Ed.5} := 1632.99 \text{ kN}$	$M_{y.Ed.uA} := 150.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{y.Ed.oA} := 481.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$
$N_{Ed.6} := 1175.35 \text{ kN}$	$M_{y.Ed.uB} := 172.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{y.Ed.oB} := 317.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$
$N_{Ed.7} := 210.93 \text{ kN}$	$M_{z.Ed.u} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$	$M_{z.Ed.o} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

E.2 Tverrsnittsdata

Verdier hentet fra FEM-Design.

Over- og undergurt er egendefinerte hatteprofiler.

Overgurt A

Overgurt B

Profil: 350x400x25x10

Profil: 350x400x25x15

$$h_{o.A} := 350 \text{ mm}$$

$$h_{o.B} := 350 \text{ mm}$$

$$b_{o.A} := 400 \text{ mm}$$

$$b_{o.B} := 400 \text{ mm}$$

$$t_{f.o.A} := 25 \text{ mm}$$

$$t_{f.o.B} := 25 \text{ mm}$$

$$t_{w.o.A} := 10 \text{ mm}$$

$$t_{w.o.B} := 15 \text{ mm}$$

$$c_{f.o.A} := 280 \text{ mm}$$

$$c_{f.o.B} := 280 \text{ mm}$$

$$c_{w.o.A} := 300 \text{ mm}$$

$$c_{w.o.B} := 300 \text{ mm}$$

$$A_{o.A} := 26000 \text{ mm}^2$$

$$A_{o.B} := 29000 \text{ mm}^2$$

$$I_{y.o.A} := 5.742 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{y.o.B} := 5.976 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.o.A} := 3.929 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.o.B} := 4.626 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_{y.pl.o.A} := 3.7 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{y.pl.o.B} := 3.925 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{z.pl.o.A} := 2.87 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{z.pl.o.B} := 3.327 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$i_{y.o.A} := 149 \text{ mm}$$

$$i_{y.o.B} := 143 \text{ mm}$$

$$i_{z.o.A} := 123 \text{ mm}$$

$$i_{z.o.B} := 126 \text{ mm}$$

$$I_{T.o.A} := 4.239 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{T.o.B} := 5.742 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C_{w.o.A} := 2.128 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$C_{w.o.B} := 1.029 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$$

Undergurt A

Undergurt B

Profil: 350x350x20x10

Profil: 350x350x25x15

$$h_{u.A} := 350 \text{ mm}$$

$$h_{u.B} := 350 \text{ mm}$$

$$b_{u.A} := 350 \text{ mm}$$

$$b_{u.B} := 350 \text{ mm}$$

$$t_{f.u.A} := 20 \text{ mm}$$

$$t_{f.u.B} := 25 \text{ mm}$$

$$t_{w.u.A} := 10 \text{ mm}$$

$$t_{w.u.B} := 15 \text{ mm}$$

$$c_{f.u.A} := 240 \text{ mm}$$

$$c_{f.u.B} := 240 \text{ mm}$$

$$c_{w.u.A} := 310 \text{ mm}$$

$$c_{w.u.B} := 300 \text{ mm}$$

$$A_{u.A} := 20200 \text{ mm}^2$$

$$A_{u.B} := 26500 \text{ mm}^2$$

$$I_{y.u.A} := 4.313 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{y.u.B} := 5.305 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.u.A} := 2.398 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.u.B} := 3.251 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_{y.pl.u.A} := 2.791 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{y.pl.u.B} := 3.519 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{z.pl.u.A} := 2 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{z.pl.u.B} := 2.679 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$i_{y.u.A} := 146 \text{ mm}$$

$$i_{y.u.B} := 141 \text{ mm}$$

$$i_{z.u.A} := 109 \text{ mm}$$

$$i_{z.u.B} := 111 \text{ mm}$$

$$I_{T.u.A} := 3.107 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{T.u.B} := 4.518 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C_{w.u.A} := 1.169 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$$

$$C_{w.u.B} := 1.029 \cdot 10^{12} \text{ mm}^6$$

Diagonalstav 1, 2, 13 og 14

Profil: HFRHS 300x300x16

$$h_{d.1} := 300 \text{ mm}$$

$$b_{d.1} := 300 \text{ mm}$$

$$t_{f.d.1} := 16 \text{ mm}$$

$$t_{w.d.1} := 16 \text{ mm}$$

$$r_{d.1} := 24 \text{ mm}$$

$$c_{f.d.1} := 220 \text{ mm}$$

$$c_{w.d.1} := 220 \text{ mm}$$

$$A_{d.1} := 17901 \text{ mm}^2$$

$$I_{y.d.1} := 2.385 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.d.1} := 2.385 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_{y.pl.d.1} := 1.895 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{z.pl.d.1} := 1.895 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$i_{y.d.1} := 115 \text{ mm}$$

$$i_{z.d.1} := 115 \text{ mm}$$

$$I_{T.d.1} := 3.83 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C_{w.d.1} := 6.029 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

Diagonalstav 5, 6, 9 og 10

Profil: HFRHS 300x200x10

$$h_{d.5} := 300 \text{ mm}$$

$$b_{d.5} := 200 \text{ mm}$$

$$t_{f.d.5} := 10 \text{ mm}$$

Diagonalstav 3, 4, 11 og 12

Profil: HFRHS 300x300x10

$$h_{d.3} := 300 \text{ mm}$$

$$b_{d.3} := 300 \text{ mm}$$

$$t_{f.d.3} := 10 \text{ mm}$$

$$t_{w.d.3} := 10 \text{ mm}$$

$$r_{d.3} := 15 \text{ mm}$$

$$c_{f.d.3} := 250 \text{ mm}$$

$$c_{w.d.3} := 250 \text{ mm}$$

$$A_{d.3} := 11493 \text{ mm}^2$$

$$I_{y.d.3} := 1.603 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.d.3} := 1.603 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_{y.pl.d.3} := 1.246 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{z.pl.d.3} := 1.246 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$i_{y.d.3} := 118 \text{ mm}$$

$$i_{z.d.3} := 118 \text{ mm}$$

$$I_{T.d.3} := 2.509 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C_{w.d.3} := 1.815 \cdot 10^9 \text{ mm}^6$$

Diagonalstav 7 og 8

Profil: HFRHS 300x100x5

$$h_{d.7} := 300 \text{ mm}$$

$$b_{d.7} := 100 \text{ mm}$$

$$t_{f.d.7} := 5 \text{ mm}$$

$$t_{w.d.5} := 10 \text{ mm}$$

$$t_{w.d.7} := 5 \text{ mm}$$

$$r_{d.5} := 15 \text{ mm}$$

$$r_{d.7} := 14 \text{ mm}$$

$$c_{f.d.5} := 150 \text{ mm}$$

$$c_{f.d.5} := 62 \text{ mm}$$

$$c_{w.d.5} := 250 \text{ mm}$$

$$c_{w.d.5} := 262 \text{ mm}$$

$$A_{d.5} := 9493 \text{ mm}^2$$

$$A_{d.7} := 3798 \text{ mm}^2$$

$$I_{y.d.5} := 1.182 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{y.d.7} := 0.398 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.d.5} := 0.6278 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{z.d.7} := 0.07131 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$W_{y.pl.d.5} := 0.9555 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{y.pl.d.7} := 0.3425 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{z.pl.d.5} := 0.7209 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{z.pl.d.7} := 0.1577 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$i_{y.d.5} := 112 \text{ mm}$$

$$i_{y.d.7} := 102 \text{ mm}$$

$$i_{z.d.5} := 81 \text{ mm}$$

$$i_{z.d.7} := 43 \text{ mm}$$

$$I_{T.d.5} := 1.308 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$I_{T.d.7} := 0.2055 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$C_{w.d.5} := 3.001 \cdot 10^{10} \text{ mm}^6$$

$$C_{w.d.7} := 1.697 \cdot 10^{10} \text{ mm}^6$$

E.3 Forutsetninger

Stålkvalitet: S355

Sveiste forbindelser, men ser bort i fra sekundære momenter forårsaket av stivhet i knutepunktene. 6.4.2.1 (1)

Antar at opptredende stivhet medfører at knutepunkt kan beregnes som leddet. 5.2.2.1

Ser bort i fra moment og skjærkraft forårsaket av egenvekt til diagonalstavene.

Partialfaktorer

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

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

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

Materialeegenskaper

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

Elastisitetsmodul

$$G := 81000 \frac{N}{mm^2}$$

Skjærmodul

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

Flytegrense

$$f_u := 510 \frac{N}{mm^2}$$

Bruddfasthet

E.4 Utforming av fagverket

$$l_b = 38.8 \text{ m}$$

Totalt spenn

$$n_d := 14$$

Antall diagonalstaver

$$n_o := 7$$

Antall øvre gurtstaver

$$n_u := 6$$

Antall nedre gurtstaver

$$h_b := 6.25 \text{ m}$$

Høyde på fagverk

$$\alpha := 66.09 \text{ deg}$$

Vinkel mellom gurt og diagonalstav

$$l_e := \frac{l_b}{n_o} = 5.543 \text{ m}$$

Senteravstand mellom knutepunkt på gurtene

$$l_d := \frac{h_b - \left(\frac{h_{o.A}}{2} + \frac{h_{u.A}}{2} \right)}{\sin(\alpha)} = 6.454 \text{ m}$$

Lengde på diagonalstaver
Tar høyde for at FEM-design regner med senterlinjer

E.5 Klassifisering av tverrsnitt (NS-EN 1993-1-1)

Bruker tabell 5.2 for å avgjøre største forhold mellom bredde og tykkelse for trykkpåkjennte tverrsnittsdeler.

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{f_y \frac{N}{mm^2}}} = 0.814$$

Forutsetninger

Overgurt utsatt for bøyning og trykk.

Undergurt utsatt for bøyning.

Diagonalstaver utsatt for trykk.

E.5.1 Overgurt A

Steg:

$$\alpha_{w.o.A} := 0.5$$

Antar

$$\frac{c_{w.o.A} \cdot \alpha_{w.o.A}}{t_{w.o.A} \cdot \varepsilon} = 18.436$$

< 36 (Tverrsnittklasse 1)
< 41.2 (Tverrsnittklasse 2)

Flens:

$$\alpha_{c.f.o.A} := 0.5$$

Antar

$$\frac{c_{f.o.A} \cdot \alpha_{c.f.o.A}}{t_{f.o.A} \cdot \varepsilon} = 6.883$$

< 36 (Tverrsnittklasse 1)
< 41.5 (Tverrsnittklasse 2)

E.5.2 Overgurt B

Steg:

$$\alpha_{w.o.B} := 1$$

Antar

$$\frac{c_{w.o.B} \cdot \alpha_{w.o.B}}{t_{w.o.B} \cdot \varepsilon} = 24.582$$

< 36 (Tverrsnittklasse 1)
< 42.5 (Tverrsnittklasse 2)

Flens:

$$\alpha_{c.f.o.B} := 0.5$$

Antar

$$\frac{c_{f.o.B} \cdot \alpha_{c.f.o.B}}{t_{f.o.B} \cdot \varepsilon} = 6.883$$

< 36 (Tverrsnittklasse 1)
< 42.5 (Tverrsnittklasse 2)

E.5.3 Undergurt A

Steg:

$$\frac{c_{w.u.A}}{t_{w.u.A} \cdot \varepsilon} = 38.101$$

< 72 (Tverrsnittsklasse 1)
< 83 (Tverrsnittsklasse 2)

Flens:

$$\frac{c_{f.u.A}}{t_{f.u.A} \cdot \varepsilon} = 14.749$$

< 72 (Tverrsnittklasse 1)
< 83 (Tverrsnittklasse 2)

E.5.4 Undergurt B

Steg:

$$\frac{c_{w.u.B}}{t_{w.u.B} \cdot \varepsilon} = 24.582$$

< 72 (Tverrsnittsklasse 1)
< 83 (Tverrsnittsklasse 2)

Flens:

$$\frac{c_{f.u.B}}{t_{f.u.B} \cdot \varepsilon} = 11.799$$

< 72 (Tverrsnittklasse 1)
< 83 (Tverrsnittklasse 2)

E.5.5 Diagonalstaver

E.5.5.1 Stav: 2 og 13

Steg:

$$\frac{c_{w.d.1}}{t_{w.d.1} \cdot \varepsilon} = 16.9 \quad \begin{array}{l} < 33 \text{ (Tverrsnittklasse 1)} \\ < 38 \text{ (Tverrsnittklasse 2)} \end{array} \quad d_2 = d_1$$

Flens:

$$\frac{c_{f.d.1}}{t_{f.d.1} \cdot \varepsilon} = 16.9 \quad \begin{array}{l} < 33 \text{ (Tverrsnittklasse 1)} \\ < 38 \text{ (Tverrsnittklasse 2)} \end{array}$$

E.5.5.2 Stav: 4 og 11

Steg:

$$\frac{c_{w.d.3}}{t_{w.d.3} \cdot \varepsilon} = 30.727 \quad \begin{array}{l} < 33 \text{ (Tverrsnittklasse 1)} \\ < 38 \text{ (Tverrsnittklasse 2)} \end{array} \quad d_4 = d_3$$

Flens:

$$\frac{c_{f.d.3}}{t_{f.d.3} \cdot \varepsilon} = 30.727 \quad \begin{array}{l} < 33 \text{ (Tverrsnittklasse 1)} \\ < 38 \text{ (Tverrsnittklasse 2)} \end{array}$$

E.5.5.3 Stav: 6 og 9

Steg:

$$\frac{c_{w.d.5}}{t_{w.d.5} \cdot \varepsilon} = 32.202 \quad \begin{array}{l} < 33 \text{ (Tverrsnittklasse 1)} \\ < 38 \text{ (Tverrsnittklasse 2)} \end{array} \quad d_6 = d_5$$

Flens:

$$\frac{c_{f.d.5}}{t_{f.d.5} \cdot \varepsilon} = 7.62 \quad \begin{array}{l} < 33 \text{ (Tverrsnittklasse 1)} \\ < 38 \text{ (Tverrsnittklasse 2)} \end{array}$$

E.6 Bruddgrensekontroll (NS-EN 1993-1-1)

E.6.1 Overgurt A

Trykk

6.2.4

$$N_{c.Rd.oA} := \frac{A_{o.A} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 8790.476 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$N_{pl.Rd.oA} := N_{c.Rd.oA} = 8790.476 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.oA}}{N_{pl.Rd.oA}} = 0.534 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.9)$$

Bøyningsmoment

6.2.5

Om y-y-aksen

$$M_{y.c.Rd.oA} := \frac{W_{y.pl.oA} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1250.952 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$M_{y.pl.Rd.oA} := M_{y.c.Rd.oA} = 1250.952 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$\frac{M_{y.Ed.oA}}{M_{y.pl.Rd.oA}} = 0.385 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.12)$$

Om z-z-aksen

Ikke relevant da overgurt ikke er påkjent bøyning om z-z-aksen.

Skjær

6.2.6

$$\eta := 1.0$$

$$A_{v.o.A} := \eta \cdot 2 (c_{w.o.A} \cdot t_{w.o.A}) = 6000 \text{ mm}^2 \quad (6.2.6 (3))$$

kasseprofil belastet parallelt med steget

$$V_{pl.Rd.oA} := \frac{A_{v.o.A} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1171.196 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$V_{c.Rd.oA} := V_{pl.Rd.oA} = 1171.196 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed.oA}}{V_{c.Rd.oA}} = 0.447 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.17)$$

Skjærkapasitet (NS-EN 1993-1-5)

5.1

$$\eta_{d.A} := 1.20$$

5.1(2)
MERKNAD 2

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\frac{c_{w.o.A}}{t_{f.o.A}} = 12 < \frac{72}{\eta_{d.A}} \varepsilon = 48.817 \quad \text{Ok}$$

5.1(2)

Bøyning og skjær

6.2.8

$$V_{Ed.oA} = 523.73 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl.Rd.oA} = 585.598 \text{ kN}$$

6.2.8 (2)

Momentkapasiteten må ikke begrenses pga. skjærkraft.

Bøyning og aksialkraft

6.2.9

Om y-y-aksen

$$N_{Ed.oA} = 4689.95 \text{ kN} > 0.25 \cdot N_{pl.Rd.oA} = 2197.619 \text{ kN} \quad (6.33)$$

$$N_{Ed.oA} = 4689.95 \text{ kN} > \frac{0.5 \cdot c_{w.o.A} \cdot t_{w.o.A} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 507.143 \text{ kN} \quad (6.34)$$

Ikke ok, momentkapasitet om y-y-akse må reduseres pga. aksialkraft.

Redusert momentkapasitet om y-y-aksen.

$$n_{o.A} := \frac{N_{Ed.oA}}{N_{pl.Rd.oA}} = 0.534$$

$$a_{w.o.A} := \frac{(A_{o.A} - 2 \cdot b_{o.A} \cdot t_{f.o.A})}{A_{o.A}} = 0.231$$

$$M_{y.N.Rd.oA} := M_{y.pl.Rd.oA} \cdot \frac{(1 - n_{o.A})}{(1 - 0.5 \cdot a_{w.o.A})} = 659.65 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.39)$$

$$\frac{M_{y.N.Rd.oA}}{M_{y.pl.Rd.oA}} = 0.527 < 1.0 \quad \text{Ok}$$

$$\frac{M_{y.Ed.oA}}{M_{y.N.Rd.oA}} = 0.73 < 1.0 \quad \text{Ok}$$

$$\frac{N_{Ed.oA}}{N_{pl.Rd.oA}} + \frac{M_{y.Ed.oA}}{M_{y.pl.Rd.oA}} = 0.919 < 1.0 \quad \text{Ok} \quad (6.2)$$

Påvisning av stavers stabilitet

6.3

Bøyningsknekking

6.3.1.1

Om sterk akse

$$l_{y.cr.o} := 0.6 \cdot l_e = 3.326 \text{ m}$$

Antas

$$N_{y.cr.o.A} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y.o.A}}{l_{y.cr.o}^2} = 107600.021 \text{ kN}$$

Tabell 4.1
Stålkonstruksjoner

$$\alpha_{y.o.A} := 0.49$$

Tabell 6.1 og 6.2
Knekkurve c

$$\lambda_{y.rel.o.A} := \sqrt{\frac{A_{o.A} \cdot f_y}{N_{y.cr.o.A}}} = 0.293$$

6.3.1.2

$$\phi_{y.o.A} := 0.5 \left(1 + \alpha_{y.o.A} \cdot (\lambda_{y.rel.o.A} - 0.2) + \lambda_{y.rel.o.A}^2 \right) = 0.566$$

6.3.1.2

$$\chi_{y.o.A} := \frac{1}{\phi_{y.o.A} + \sqrt{\phi_{y.o.A}^2 - \lambda_{y.rel.o.A}^2}} = 0.953 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.49)$$

$$N_{b.Rd.o.A} := \frac{\chi_{y.o.A} \cdot A_{o.A} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 8375.363 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed.o.A}}{N_{b.Rd.o.A}} = 0.56 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.46)$$

Om svak akse

$$l_{cr.o.z} := 0 \cdot l_e = 0 \text{ m}$$

Fastholdt mot knekking

$$\lambda_{z.rel.o.A} := 0$$

$$\chi_{z.o.A} := 1.0$$

Bøyetsjonsknekking

6.3.1.4

Ikke aktuelt da overgurten har kasseprofil og dermed ikke har åpent tverrsnitt.

6.3.1.4 (1)

Vipping

6.3.2.1

Ikke aktuelt da overgurten er sideveis fastholdt av hulldekke.

6.3.2.1 (1)

Staver påkjent av bøyning og trykk

6.3.3

$$\chi_{LT} := 1.0$$

6.3.3(4) Merknad:
Ikke følsom for
torsjonsdeformasjon

Ekvivalente momentfaktorer

Tabell B.3

$$m_{h.oA} := 481.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{s.oA} := 217.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{oA} := 300.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_{s.oA} := \frac{m_{s.oA}}{m_{h.oA}} = 0.452$$

$$0 < \alpha_{s.o1} < 1$$

$$\psi_{oA} := \frac{m_{oA}}{m_{h.oA}} = 0.623$$

$$-1 < \psi_{o1} < 1$$

$$C_{my.oA} := 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_{s.oA} = 0.562 > 0.4 \quad \text{Ok}$$

Jevnt fordelt last

 C_{mz} og C_{mLT} er ikke relevant

Ikke påkjent moment om z-akse og torsjonsstiv

Interaksjonsfaktorer

Tabell B.1

For torsjonsstive staver og
plastiske tverrsnittsverdier

$$k_{yy.oA.1} := C_{my.oA} \cdot \left(1 + (\lambda_{y.rel.oA} - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed.oA}}{\chi_{y.oA} \cdot N_{pl.Rd.oA}} \right) = 0.591$$

<

$$k_{yy.oA.2} := C_{my.oA} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed.oA}}{\chi_{y.oA} \cdot N_{pl.Rd.oA}} \right) = 0.813 \quad \text{Ok}$$

$$k_{yy.oA} := k_{yy.oA.1} = 0.591$$

$$k_{zy.oA} := 0.6 \cdot k_{yy.oA} = 0.355$$

 k_{yz} og k_{zz} er ikke relevantIkke påkjent moment om
z-akse

$$\frac{N_{Ed.oA}}{\chi_{y.oA} \cdot N_{pl.Rd.oA}} + k_{yy.oA} \cdot \frac{M_{y.Ed.oA}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.pl.Rd.oA}} = 0.788 < 1.0 \quad \text{ok} \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed.oA}}{\chi_{z.o.A} \cdot N_{pl.Rd.oA}} + k_{zy.oA} \cdot \frac{M_{y.Ed.oA}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.pl.Rd.oA}} = 0.67 < 1.0 \text{ ok} \quad (6.62)$$

E.6.2 Overgurt B

Trykk

6.2.4

$$N_{c.Rd.oB} := \frac{A_{o.B} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 9804.762 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$N_{pl.Rd.oB} := N_{c.Rd.oB} = 9804.762 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.oB}}{N_{pl.Rd.oB}} = 0.709 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.9)$$

Bøyningsmoment

6.2.5

Om y-y-aksen

$$M_{y.c.Rd.oB} := \frac{W_{y.pl.oB} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1327.024 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$M_{y.pl.Rd.oB} := M_{y.c.Rd.oB} = 1327.024 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$\frac{M_{y.Ed.oB}}{M_{y.pl.Rd.oB}} = 0.239 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.12)$$

Om z-z-aksen

Ikke relevant da overgurt ikke er påkjent bøyning om z-z-aksen.

Skjær

6.2.6

$$\eta := 1.0$$

$$A_{v.o.B} := \eta \cdot 2 \cdot (c_{w.o.B} \cdot t_{w.o.B}) = 9000 \text{ mm}^2 \quad (6.2.6 (3))$$

kasseprofil belastet parallelt med steget

$$V_{pl.Rd.oB} := \frac{A_{v.o.B} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1756.794 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{Ed.oB}}{V_{pl.Rd.oB}} = 0.251 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.17)$$

Skjærkapasitet (NS-EN 1993-1-5)

5.1

$$\eta_{o.B} := 1.20$$

5.1(2)
Merknad 2

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\frac{c_{w.o.B}}{t_{w.o.B}} = 20 < \frac{72}{\eta_{o.B}} \varepsilon = 48.817 \quad \text{Ok}$$

5.1(2)

Bøyning og skjær

6.2.8

$$V_{Ed.oB} = 440.59 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl.Rd.oB} = 878.397 \text{ kN}$$

6.2.8 (2)

Ok, momentkapasiteten må ikke begrenses pga. skjærkraft.

Bøyning og aksialkraft

6.2.9

Om y-y-aksen

$$N_{Ed.oB} = 6950.08 \text{ kN} > 0.25 \cdot N_{pl.Rd.oB} = 2451.19 \text{ kN} \quad (6.33)$$

$$N_{Ed.oB} = 6950.08 \text{ kN} > \frac{0.5 \cdot c_{w.o.B} \cdot t_{w.o.B} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 760.714 \text{ kN} \quad (6.34)$$

Ikke ok, momentkapasitet om y-y-akse må reduseres pga. aksialkraft.

Redusert momentkapasitet om y-y-aksen.

$$n_{o.B} := \frac{N_{Ed.oB}}{N_{pl.Rd.oB}} = 0.709$$

$$a_{w.o.B} := \frac{(A_{o.B} - 2 \cdot b_{o.B} \cdot t_{f.o.B})}{A_{o.B}} = 0.31$$

$$M_{y.N.Rd.oB} := M_{y.pl.Rd.oB} \cdot \frac{(1 - n_{o.B})}{(1 - 0.5 \cdot a_{w.o.B})} = 457.332 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.39)$$

$$\frac{M_{y.N.Rd.oB}}{M_{y.pl.Rd.oB}} = 0.345 < 1.0 \quad \text{Ok}$$

$$\frac{M_{y.Ed.oB}}{M_{y.N.Rd.oB}} = 0.694 < 1.0 \quad \text{Ok} \quad (6.31)$$

$$\frac{N_{Ed.oB}}{N_{pl.Rd.oB}} + \frac{M_{y.Ed.oB}}{M_{y.pl.Rd.oB}} = 0.948 < 1.0 \quad \text{Ok} \quad (6.2)$$

Påvisning av stavers stabilitet	6.3
Bøyningsknekking	6.3.1.1
Om sterk akse	
$l_{y.cr.o} := 0.6 \cdot l_e = 3.326 \text{ m}$	Antas
$N_{y.cr.o.B} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y.o.B}}{l_{y.cr.o}^2} = 111984.975 \text{ kN}$	Tabell 4.1 Stålkonstruksjoner
$\alpha_{y.o.B} := 0.49$	Tabell 6.1 og 6.2 Knekkurve c
$\lambda_{y.rel.o.B} := \sqrt{\frac{A_{o.B} \cdot f_y}{N_{y.cr.o.B}}} = 0.303$	6.3.1.2
$\phi_{y.o.B} := 0.5 \left(1 + \alpha_{y.o.B} \cdot (\lambda_{y.rel.o.B} - 0.2) + \lambda_{y.rel.o.B}^2 \right) = 0.571$	6.3.1.2
$\chi_{y.o.B} := \frac{1}{\phi_{y.o.B} + \sqrt{\phi_{y.o.B}^2 - \lambda_{y.rel.o.B}^2}} = 0.948 < 1.0 \text{ Ok}$	(6.49)
$N_{b.Rd.o.B} := \frac{\chi_{y.o.B} \cdot A_{o.B} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 9290.138 \text{ kN}$	(6.47)
$\frac{N_{Ed.o.B}}{N_{b.Rd.o.B}} = 0.748 < 1.0 \text{ Ok}$	(6.46)
Om svak akse	
$l_{cr.o.z} := 0 \cdot l_e = 0 \text{ m}$	Fastholdt mot knekking
$\chi_{z.o.B} := 1.0$	
Bøyetersjonsknekking	6.3.1.4
Ikke aktuelt da undergurten har kasseprofil og dermed ikke har åpent tverrsnitt.	6.3.1.4 (1)
Vipping	6.3.2.1
Ikke aktuelt da undergurten er sideveis fastholdt av hulldekket.	6.3.2.1 (1)

Staver påkjent av bøyning og trykk

6.3.3

$$\chi_{LT} := 1.0$$

6.3.3(4)

Merknad: Ikke følsom for torsjonsdeformasjon

Ekvivalente momentfaktorer

Tabell B.3

$$m_{h.oB} := 317.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{s.oB} := 288.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$m_{oB} := 317.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\alpha_{s.oB} := \frac{m_{s.oB}}{m_{h.oB}} = 0.911$$

$$0 < \alpha_{s.oB} < 1$$

$$\psi_{oB} := \frac{m_{oB}}{m_{h.oB}} = 1$$

$$-1 < \psi_{oB} < 1$$

$$C_{my.oB} := 0.2 + 0.8 \cdot \alpha_{s.oB} = 0.929 > 0.4 \quad \text{Ok}$$

Jevnt fordelt last.

C_{mz} og C_{mLT} er ikke relevant

Ikke påkjent moment om z-akse og torsjonsstiv

Interaksjonsfaktorer

Tabell B.1

For torsjonsstive staver og plastiske tverrsnittsverdier

$$k_{yy.oB.1} := C_{my.oB} \cdot \left(1 + (\lambda_{y.rel.oB} - 0.2) \cdot \frac{N_{Ed.oB}}{\chi_{y.oB} \cdot N_{pl.Rd.oB}} \right) = 1$$

<

$$k_{yy.oB.2} := C_{my.oB} \cdot \left(1 + 0.8 \cdot \frac{N_{Ed.oB}}{\chi_{y.oB} \cdot N_{pl.Rd.oB}} \right) = 1.484$$

Ok

$$k_{yy.oB} := k_{yy.oB.1} = 1$$

$$k_{zy.oB} := 0.6 \cdot k_{yy.oB} = 0.6$$

k_{yz} og k_{zz} er ikke relevant

Ikke påkjent moment om z-akse

$$\frac{N_{Ed.oB}}{\chi_{y.oB} \cdot N_{pl.Rd.oB}} + k_{yy.oB} \cdot \frac{M_{y.Ed.oB}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.pl.Rd.oB}} = 0.987 < 1.0 \quad \text{ok} \quad (6.61)$$

$$\frac{N_{Ed.oB}}{\chi_{z.oB} \cdot N_{pl.Rd.oB}} + k_{zy.oB} \cdot \frac{M_{y.Ed.oB}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.pl.Rd.oB}} = 0.852 < 1.0 \quad \text{ok} \quad (6.62)$$

E.6.3 Undergurt A

Strekk

6.2.3

$$N_{t.Rd.uA} := \frac{A_{u.A} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 6829.524 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$N_{pl.Rd.uA} := N_{t.Rd.uA} = 6829.524 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.uA}}{N_{pl.Rd.uA}} = 0.838 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.5)$$

Bøyningsmoment

6.2.5

Om y-y-aksen

$$M_{y.c.Rd.u.A} := \frac{W_{y.pl.u.A} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 943.624 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$M_{y.pl.Rd.u.A} := M_{y.c.Rd.u.A} = 943.624 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$\frac{M_{y.Ed.uA}}{M_{y.pl.Rd.u.A}} = 0.16 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.12)$$

Om z-z-aksen

Ikke relevant da overgurt ikke er påkjent bøyning om z-z-aksen.

Skjær

6.2.6

$$\eta := 1.0$$

$$A_{v.u.A} := \eta \cdot 2 \cdot (c_{w.u.A} \cdot t_{w.u.A}) = 6200 \text{ mm}^2 \quad (3) \text{ kasseprofil belastet parallelt med steget}$$

$$V_{pl.Rd.u.A} := \frac{A_{v.u.A} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1210.236 \text{ kN} \quad (6.18)$$

$$\frac{V_{Ed.uA}}{V_{pl.Rd.u.A}} = 0.189 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.17)$$

Skjærkapasitet (NS-EN 1993-1-5)

5.1

$$\eta_{d.A} := 1.20$$

5.1(2)
MERKNAD 2

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\frac{c_{w.u.A}}{t_{f.u.A}} = 15.5 < \frac{72}{\eta_{d.A}} \varepsilon = 48.817 \quad \text{Ok}$$

5.1(2)

Bøyning og skjær

6.2.8

$$V_{Ed.uA} = 228.39 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl.Rd.u.A} = 605.118 \text{ kN}$$

6.2.8 (2)

Ok, momentkapasiteten må ikke begrenses pga. skjærkraft.

Bøyning og aksialkraft

Om y-y-aksen

$$N_{Ed.uA} = 5726.18 \text{ kN} > 0.25 \cdot N_{pl.Rd.uA} = 1707.381 \text{ kN} \quad (6.33)$$

$$N_{Ed.uA} = 5726.18 \text{ kN} > \frac{0.5 \cdot c_{w.u.A} \cdot t_{w.u.A} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 524.048 \text{ kN} \quad (6.34)$$

Ikke ok, momentkapasitet om y-y-akse må reduseres pga. aksialkraft.

Redusert momentkapasitet om y-y-aksen.

$$n_{u.A} := \frac{N_{Ed.uA}}{N_{pl.Rd.uA}} = 0.838$$

$$a_{w.u.A} := \frac{(A_{u.A} - 2 \cdot b_{u.A} \cdot t_{f.u.A})}{A_{u.A}} = 0.307$$

$$M_{y.N.Rd.u.A} := M_{y.pl.Rd.u.A} \cdot \frac{(1 - n_{u.A})}{(1 - 0.5 \cdot a_{w.u.A})} = 180.084 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.39)$$

$$\frac{M_{y.N.Rd.u.A}}{M_{y.pl.Rd.u.A}} = 0.191 < 1.0 \quad \text{Ok}$$

$$\frac{M_{y.Ed.uA}}{M_{y.N.Rd.u.A}} = 0.838 < 1.0 \quad \text{Ok} \quad (6.31)$$

$$\frac{N_{Ed.uA}}{N_{pl.Rd.uA}} + \frac{M_{y.Ed.uA}}{M_{y.pl.Rd.u.A}} = 0.998 < 1.0 \quad \text{Ok} \quad (6.2)$$

Påvisning av stavers stabilitet

6.3

Bøyningsknekking

6.3.1.1

Ikke relevant da undergurt ikke er påkjent trykkbelastning.

Bøyetorsjonsknekking

6.3.1.4

Ikke aktuelt da undergurten har kasseprofil og dermed ikke har åpent tverrsnitt.

6.3.1.4 (1)

Vipping

6.3.2.1

Ikke aktuelt da undergurt er sideveis fastholdt av hulldekke.

6.3.2.1 (1)

Staver påkjent av bøyning og trykk

6.3.3

Ikke relevant da undergurten ikke er påkjent trykk.

E.6.4 Undergurt B

Strekk

6.2.3

$$N_{t.Rd.u.B} := \frac{A_{u.B} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 8959.524 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$N_{pl.Rd.u.B} := N_{t.Rd.u.B} = 8959.524 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.uB}}{N_{pl.Rd.u.B}} = 0.766 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.5)$$

Bøyningsmoment

6.2.5

Om y-y-aksen

$$M_{y.c.Rd.u.B} := \frac{W_{y.pl.u.B} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1189.757 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$M_{y.pl.Rd.u.B} := M_{y.c.Rd.u.B} = 1189.757 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (6.13)$$

$$\frac{M_{y.Ed.uB}}{M_{y.pl.Rd.u.B}} = 0.145 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.12)$$

Om z-z-aksen

Ikke relevant da overgurt ikke er påkjent bøyning om z-z-aksen.

Skjær

6.2.6

$$\eta := 1.0$$

$$A_{v.u.B} := \eta \cdot 2 \cdot (c_{w.u.B} \cdot t_{w.u.B}) = 9000 \text{ mm}^2$$

6.2.6 (3)
kasseprofil belastet
parallelt med steget

$$V_{pl.Rd.u.B} := \frac{A_{v.u.B} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1756.794 \text{ kN}$$

(6.18)

$$\frac{V_{Ed.uB}}{V_{pl.Rd.u.B}} = 0.12 < 1.0 \text{ Ok}$$

(6.17)

Skjærkapasitet (NS-EN 1993-1-5)

5.1

$$\eta_{u.B} := 1.20$$

5.1(2)
MERKNAD 2

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.814$$

$$\frac{c_{w.u.B}}{t_{w.u.B}} = 20 < \frac{72}{\eta_{u.B}} \varepsilon = 48.817 \text{ Ok}$$

5.1(2)

Bøyning og skjær

6.2.8

$$V_{Ed.uB} = 210.86 \text{ kN} < \frac{1}{2} V_{pl.Rd.u.B} = 878.397 \text{ kN}$$

6.2.8 (2)

Ok, momentkapasiteten må ikke begrenses pga. skjærkraft.

Bøyning og aksialkraft

Om y-y-aksen

$$N_{Ed.uB} = 6864.58 \text{ kN} > 0.25 \cdot N_{pl.Rd.u.B} = 2239.881 \text{ kN} \quad (6.33)$$

$$N_{Ed.uB} = 6864.58 \text{ kN} > \frac{0.5 \cdot c_{w.u.B} \cdot t_{w.u.B} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 760.714 \text{ kN} \quad (6.34)$$

Ikke ok, momentkapasitet om y-y-akse må reduseres pga. aksialkraft.

Redusert momentkapasitet om y-y-aksen.

$$n_{u.B} := \frac{N_{Ed.uB}}{N_{pl.Rd.u.B}} = 0.766$$

$$\alpha_{w.u.B} := \frac{(A_{u.B} - 2 \cdot b_{u.B} \cdot t_{f.u.B})}{A_{u.B}} = 0.34$$

$$M_{y.N.Rd.u.B} := M_{y.pl.Rd.u.B} \cdot \frac{(1 - n_{u.B})}{(1 - 0.5 \cdot a_{w.u.B})} = 335095.785 \frac{kg \cdot m^2}{s^2} \quad (6.39)$$

$$\frac{M_{y.N.Rd.u.B}}{M_{y.pl.Rd.u.B}} = 0.282 < 1.0 \text{ Ok}$$

$$\frac{M_{y.Ed.uB}}{M_{y.N.Rd.u.B}} = 0.516 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.31)$$

$$\frac{N_{Ed.uB}}{N_{pl.Rd.u.B}} + \frac{M_{y.Ed.uB}}{M_{y.pl.Rd.u.B}} = 0.912 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.2)$$

Påvisning av stavers stabilitet

Bøyningsknekking 6.3.1.1

Ikke relevant da undergurt ikke er påkjent trykkbelastning.

Bøyetorsjonsknekking 6.3.1.4

Ikke aktuelt da undergurten har kasseprofil og dermed ikke har åpent tverrsnitt. 6.3.1.4 (1)

Vipping 6.3.2.1

Ikke aktuelt da undergurt er sideveis fastholdt av hulldekke. 6.3.2.1 (1)

Staver påkjent av bøyning og trykk 6.3.3

Ikke relevant da undergurten ikke er påkjent trykk.

E.6.5 Diagonalstaver utsatt for trykk

E.6.5.1 Stav 2 og 13

Trykk (6.2.4)

$$N_{c.Rd.d2} := \frac{A_{d.1} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 6052.243 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$N_{pl.Rd.d2} := N_{c.Rd.d2} = 6052.243 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.2}}{N_{pl.Rd.d2}} = 0.672 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.9)$$

Påvisning av stavers stabilitet

6.3

Bøyningsknekking

6.3.1.1

Om sterk akse

$$l_{y.cr.d} := 1.0 \cdot l_d = 6.454 \text{ m}$$

Antas

$$N_{y.cr.d.2} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y.d.1}}{l_{y.cr.d}^2} = 11867.791 \text{ kN}$$

Tabell 4.1
Stålkonstruksjoner

$$\alpha_{y.d.2} := 0.21$$

Tabell 6.1 og 6.2
Knekkurve a

$$\lambda_{y.rel.d.2} := \sqrt{\frac{A_{d.1} \cdot f_y}{N_{y.cr.d.2}}} = 0.732$$

6.3.1.2

$$\phi_{y.d.2} := 0.5 \left(1 + \alpha_{y.d.2} \cdot (\lambda_{y.rel.d.2} - 0.2) + \lambda_{y.rel.d.2}^2 \right) = 0.824$$

6.3.1.2

$$\chi_{y.d.2} := \frac{1}{\phi_{y.d.2} + \sqrt{\phi_{y.d.2}^2 - \lambda_{y.rel.d.2}^2}} = 0.832 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.49)$$

$$N_{y.b.Rd.d.2} := \frac{\chi_{y.d.2} \cdot A_{d.1} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 5037.429 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed.2}}{N_{y.b.Rd.d.2}} = 0.807 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.46)$$

Om svak akse

$$l_{z.cr.d} := 1.0 \cdot l_d = 6.454 \text{ m}$$

Antas

$$N_{z.cr.d.2} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z.d.1}}{l_{z.cr.d}^2} = 11867.791 \text{ kN}$$

Tabell 4.1 Blå bok

$$\alpha_{z.d.2} := 0.21$$

Tabell 6.1 og 6.2
Knekkurve a

$$\lambda_{z.rel.d.2} := \sqrt{\frac{A_{d.1} \cdot f_y}{N_{z.cr.d.2}}} = 0.732$$

6.3.1.2

$$\phi_{z.d.2} := 0.5 \left(1 + \alpha_{z.d.2} \cdot (\lambda_{z.rel.d.2} - 0.2) + \lambda_{z.rel.d.2}^2 \right) = 0.824$$

6.3.1.2

$$\chi_{z.d.2} := \frac{1}{\phi_{z.d.2} + \sqrt{\phi_{z.d.2}^2 - \lambda_{z.rel.d.2}^2}} = 0.832 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.49)$$

$$N_{z.b.Rd.d.2} := \frac{\chi_{z.d.2} \cdot A_{d.1} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 5037.429 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed.2}}{N_{z.b.Rd.d.2}} = 0.807 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.46)$$

E.6.5.2 Stav 4 og 11

Trykk (6.2.4)

$$N_{c.Rd.d.4} := \frac{A_{d.3} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3885.729 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$N_{pl.Rd.d.4} := N_{c.Rd.d.4} = 3885.729 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.4}}{N_{pl.Rd.d.4}} = 0.659 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.9)$$

Påvisning av stavers stabilitet

Bøyningsknekking 6.3.1.1

Om sterk akse

$$l_{y.cr.d} := 1.0 \cdot l_d = 6.454 \text{ m} \quad \text{Antas}$$

$$N_{y.cr.d.4} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y.d.3}}{l_{y.cr.d}^2} = 7976.549 \text{ kN} \quad \text{Tabell 4.1 Stålkonstruksjoner}$$

$$\alpha_{y.d.4} := 0.21 \quad \text{Tabell 6.1 og 6.2 Knekkurve a}$$

$$\lambda_{y.rel.d.4} := \sqrt{\frac{A_{d.3} \cdot f_y}{N_{y.cr.d.4}}} = 0.715 \quad 6.3.1.2$$

$$\phi_{y.d.4} := 0.5 \left(1 + \alpha_{y.d.4} \cdot (\lambda_{y.rel.d.4} - 0.2) + \lambda_{y.rel.d.4}^2 \right) = 0.81 \quad 6.3.1.2$$

$$\chi_{y.d.4} := \frac{1}{\phi_{y.d.4} + \sqrt{\phi_{y.d.4}^2 - \lambda_{y.rel.d.4}^2}} = 0.84 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.49)$$

$$N_{y.b.Rd.d.4} := \frac{\chi_{y.d.4} \cdot A_{d.3} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 3265.925 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed.4}}{N_{y.b.Rd.d.4}} = 0.784 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.46)$$

Om svak akse

$$l_{z.cr.d} := 1.0 \cdot l_d = 6.454 \text{ m} \quad \text{Antas}$$

$$N_{z.cr.d.4} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z.d.3}}{l_{z.cr.d}^2} = 7976.549 \text{ kN} \quad \text{Tabell 4.1 Stålkonstruksjoner}$$

$$\alpha_{z.d.4} := 0.21 \quad \text{Tabell 6.1 og 6.2 Knekkurve a}$$

$$\lambda_{z.rel.d.4} := \sqrt{\frac{A_{d.3} \cdot f_y}{N_{z.cr.d.4}}} = 0.715 \quad 6.3.1.2$$

$$\phi_{z.d.4} := 0.5 \left(1 + \alpha_{z.d.4} \cdot (\lambda_{z.rel.d.4} - 0.2) + \lambda_{z.rel.d.4}^2 \right) = 0.81 \quad 6.3.1.2$$

$$\chi_{z.d.4} := \frac{1}{\phi_{z.d.4} + \sqrt{\phi_{z.d.4}^2 - \lambda_{z.rel.d.4}^2}} = 0.84 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.49)$$

$$N_{b.Rd.d.4} := \frac{\chi_{z.d.4} \cdot A_{d.3} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 3265.925 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed.4}}{N_{b.Rd.d.4}} = 0.784 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.46)$$

E.6.5.3 Stav 6 og 9

Trykk (6.2.4)

$$N_{c.Rd.d.6} := \frac{A_{d.5} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3209.538 \text{ kN} \quad (6.10)$$

$$N_{pl.Rd.d.6} := N_{c.Rd.d.6} = 3209.538 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{Ed.6}}{N_{pl.Rd.d.6}} = 0.366 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.9)$$

Påvisning av stavers stabilitet

Bøyningsknekking

6.3.1.1

Om sterk akse

$$l_{y.cr.d} := 1.0 \cdot l_d = 6.454 \text{ m}$$

Antas

$$N_{y.cr.d.6} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y.d.5}}{l_{y.cr.d}^2} = 5881.648 \text{ kN}$$

Tabell 4.1 BI
Stålkonstruksjoner

$$\alpha_{y.d.6} := 0.21$$

$$\lambda_{y.rel.d.6} := \sqrt{\frac{A_{d.5} \cdot f_y}{N_{y.cr.d.6}}} = 0.757$$

Tabell 6.1 og 6.2
Knekkurve a

6.3.1.2

$$\phi_{y.d.6} := 0.5 \left(1 + \alpha_{y.d.6} \cdot (\lambda_{y.rel.d.6} - 0.2) + \lambda_{y.rel.d.6}^2 \right) = 0.845$$

6.3.1.2

$$\chi_{y.d.6} := \frac{1}{\phi_{y.d.6} + \sqrt{\phi_{y.d.6}^2 - \lambda_{y.rel.d.6}^2}} = 0.819 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.49)$$

$$N_{y.b.Rd.d.6} := \frac{\chi_{y.d.6} \cdot A_{d.5} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2629.781 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed.6}}{N_{y.b.Rd.d.6}} = 0.447 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.46)$$

Om svak akse

$$l_{z.cr.d} := 1.0 \cdot l_d = 6.454 \text{ m}$$

Antas

$$N_{z.cr.d.6} := \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z.d.5}}{l_{z.cr.d}^2} = 3123.941 \text{ kN}$$

Tabell 4.1
Stålkonstruksjoner

$$\alpha_{z.d.6} := 0.21$$

$$\lambda_{z.rel.d.6} := \sqrt{\frac{A_{d.5} \cdot f_y}{N_{z.cr.d.6}}} = 1.039$$

Tabell 6.1 og 6.2
Knekkurve a

6.3.1.2

$$\phi_{z.d.6} := 0.5 \left(1 + \alpha_{z.d.6} \cdot (\lambda_{z.rel.d.6} - 0.2) + \lambda_{z.rel.d.6}^2 \right) = 1.127$$

6.3.1.2

$$\chi_{z.d.6} := \frac{1}{\phi_{z.d.6} + \sqrt{\phi_{z.d.6}^2 - \lambda_{z.rel.d.6}^2}} = 0.639 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.49)$$

$$N_{z.b.Rd.d.6} := \frac{\chi_{z.d.6} \cdot A_{d.5} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 2049.48 \text{ kN} \quad (6.47)$$

$$\frac{N_{Ed.6}}{N_{z.b.Rd.d.6}} = 0.573 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.46)$$

E.6.6 Diagonalstaver påkjent av strekk

E.6.6.1 Diagonalstav 1 og 14

Strekk 6.2.3

$$N_{pl.Rd.d.1} := \frac{A_{d.1} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 6052.243 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$\frac{N_{Ed.1}}{N_{pl.Rd.d.1}} = 0.751 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.5)$$

Diagonalstav 3 og 12

Strekk 6.2.3

$$N_{pl.Rd.d.3} := \frac{A_{d.3} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3885.729 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$\frac{N_{Ed.3}}{N_{pl.Rd.d.3}} = 0.764 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.5)$$

E.6.6.2 Diagonalstav 5 og 10

Strekk 6.2.3

$$N_{pl.Rd.d.5} := \frac{A_{d.5} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 3209.538 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$\frac{N_{Ed.5}}{N_{pl.Rd.d.5}} = 0.509 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.5)$$

E.6.6.3 Diagonalstav 7 og 8

Strekk 6.2.3

$$N_{pl.Rd.d.7} := \frac{A_{d.7} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = 1284.086 \text{ kN} \quad (6.6)$$

$$\frac{N_{Ed.7}}{N_{pl.Rd.d.7}} = 0.164 < 1.0 \text{ Ok} \quad (6.5)$$

E.6.7 Oversikt over dim. kontroll og utnyttelsesgrad i bruddgrense

$\frac{N_{Ed.oA}}{N_{pl.Rd.oA}} + \frac{M_{y.Ed.oA}}{M_{y.pl.Rd.oA}} = 0.919$	91.9% (6.2)	Overgurt A
$\frac{N_{Ed.oB}}{\chi_{y.o.B} \cdot N_{pl.Rd.oB}} + k_{yy.oB} \cdot \frac{M_{y.Ed.oB}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.pl.Rd.oB}} = 0.987$	98.7% (6.61)	Overgurt B
$\frac{N_{Ed.uA}}{N_{pl.Rd.uA}} + \frac{M_{y.Ed.uA}}{M_{y.pl.Rd.uA}} = 0.998$	99.8% (6.2)	Undergurt A
$\frac{N_{Ed.uB}}{N_{pl.Rd.u.B}} + \frac{M_{y.Ed.uB}}{M_{y.pl.Rd.u.B}} = 0.912$	91.2% (6.2)	Undergurt B
$\frac{N_{Ed.1}}{N_{pl.Rd.d.1}} = 0.751$	75.1% (6.5)	Stav 1 og 14
$\frac{N_{Ed.2}}{N_{y.b.Rd.d.2}} = 0.807$	80,7% (6.46)	Stav 2 og 13
$\frac{N_{Ed.3}}{N_{pl.Rd.d.3}} = 0.764$	76.4% (6.5)	Stav 3 og 12
$\frac{N_{Ed.4}}{N_{y.b.Rd.d.4}} = 0.784$	78.4% (6.46)	Stav 4 og 11
$\frac{N_{Ed.5}}{N_{pl.Rd.d.5}} = 0.509$	50.9% (6.5)	Stav 5 og 10
$\frac{N_{Ed.6}}{N_{z.b.Rd.d.6}} = 0.573$	57,3% (6.46)	Stav 6 og 9
$\frac{N_{Ed.7}}{N_{pl.Rd.d.7}} = 0.164$	16.4% (6.5)	Stav 7 og 8

E.7 Bruksgrensekontroll (NS-EN 1993-1-1)

E.7.1 Nedbøyning

$$w(N_v, N, A, L) := \frac{2 \cdot N_v \cdot N \cdot L}{E \cdot A \cdot kN}$$

$$w_1 := w(N_{1.v}, N_{b1}, A_{d.1}, l_d) = 5.18 \text{ mm} \quad \text{Diagonalstav 1 og 14}$$

$$w_2 := w(N_{2.v}, N_{b2}, A_{d.1}, l_d) = 4.692 \text{ mm} \quad \text{Diagonalstav 2 og 13}$$

$$w_3 := w(N_{3.v}, N_{b3}, A_{d.3}, l_d) = 5.505 \text{ mm} \quad \text{Diagonalstav 3 og 12}$$

$$w_4 := w(N_{4.v}, N_{b4}, A_{d.3}, l_d) = 4.746 \text{ mm} \quad \text{Diagonalstav 4 og 11}$$

$$w_5 := w(N_{5.v}, N_{b5}, A_{d.5}, l_d) = 3.562 \text{ mm} \quad \text{Diagonalstav 5 og 10}$$

$$w_6 := w(N_{6.v}, N_{b6}, A_{d.5}, l_d) = 2.643 \text{ mm} \quad \text{Diagonalstav 6 og 9}$$

$$w_7 := w(N_{7.v}, N_{b7}, A_{d.7}, l_d) = 1.149 \text{ mm} \quad \text{Diagonalstav 7 og 8}$$

$$w_8 := w(N_{o1.v}, N_{o.b1}, A_{o.A}, l_e) = 0.503 \text{ mm} \quad \text{Øvre gurtstav 1 og 7}$$

$$w_9 := w(N_{o2.v}, N_{o.b2}, A_{o.A}, l_e) = 3.907 \text{ mm} \quad \text{Øvre gurtstav 2 og 6}$$

$$w_{10} := w(N_{o3.v}, N_{o.b3}, A_{o.B}, l_e) = 7.987 \text{ mm} \quad \text{Øvre gurtstav 3 og 5}$$

$$w_{11} := \frac{w(N_{o4.v}, N_{o.b4}, A_{o.B}, l_e)}{2} = 6.092 \text{ mm} \quad \text{Øvre gurtstav 4}$$

$$w_{12} := w(N_{u1.v}, N_{u.b1}, A_{u.A}, l_e) = 2.469 \text{ mm} \quad \text{Nedre gurtstav 1 og 6}$$

$$w_{13} := w(N_{u2.v}, N_{u.b2}, A_{u.A}, l_e) = 13.238 \text{ mm} \quad \text{Nedre gurtstav 2 og 5}$$

$$w_{14} := w(N_{u3.v}, N_{u.b3}, A_{u.B}, l_e) = 17.017 \text{ mm} \quad \text{Nedre gurtstav 3 og 4}$$

$$w := w_1 + w_2 + w_3 + w_4 + w_5 + w_6 + w_7 + w_8 + w_9 + w_{10} + w_{11} + w_{12} + w_{13} + w_{14}$$

$$w = 78.69 \text{ mm} \quad \text{Total nedbøyning}$$

E.7.2 Krav til nedbøyning

$$w_k := \frac{l_b}{400} = 97 \text{ mm} \quad \text{Nedbøyningskrav fra Norsk Stål}$$

$$w_k = 97 \text{ mm} > w = 78.69 \text{ mm}$$

Ok

Vedlegg F: Kontroll av forbindelser

F Kontroll av forbindelser (NS-EN 1993-1-8)

F.1 Knutepunkt

F.1.1 Forutsetninger

Beregner kun knutepunkt 1 og 2 (mest påkjent).

Opptredende aksialkraft settes lik dimensjonerende kapasitet i stavene som forbindes. Uheldig med brudd i forbindelse.

Dekomponerer opptredende krefter til å virke i retning (u,v og w) til normal- (σ_v) og skjærspenninger (τ_v og τ_p).

Utforming

$$\alpha_1 = 66.09 \text{ deg}$$

Vinkel mellom diagonalstav og gurt

$$\beta := 180 \text{ deg} - \alpha_1 = 113.91 \text{ deg}$$

Materialegenskaper

$$f_u := 510 \frac{N}{mm^2}$$

Bruddfasthet

$$\beta_w := 0.9$$

Korrelasjonsfaktor

Partsfaktor

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

Likninger brukt i uttrykk for kapasitet til sveis

$$\sqrt{\sigma_v^2 + 3(\tau_v^2 + \tau_p^2)} < \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \quad (4.1)$$

$$\sigma_{vk} := 0.9 \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} = 367.2 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Til kontroll}$$

$$\sigma_v = \frac{N_{Rd.s}}{a \cdot l_{eff}} \cdot u$$

$$\tau_v = \frac{N_{Rd.s}}{a \cdot l_{eff}} \cdot v$$

$$\tau_p = \frac{N_{Rd.s}}{a \cdot l_{eff}} \cdot w$$

$$A_w = a \cdot l_{eff} \quad 4.5.3.2(2)$$

Utrykk for kapasitet til sveis

$$N_{Rd.s}(a, l_{eff}, u, v, w) := \frac{a \cdot l_{eff}}{\sqrt{u^2 + 3 \cdot (v^2 + w^2)}} \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2} \cdot \beta_w}$$

F.1.2 Kontroll av a-mål for sveisegrupper

F.1.2.1 Stav 1

$$N_{pl.Rd.d.1} = 6052.243 \text{ kN}$$

Dim.kapasitet til tv.snitt

Utforming

$$a_1 := 17 \text{ mm}$$

a-mål

$$l_{eff.h.1} := h_{d.1} = 300 \text{ mm}$$

Antar fullt a-mål langs hele sveisens lengde

$$b_{d.1} = 300 \text{ mm}$$

$$l_{eff.b.1} := \frac{b_{d.1}}{\sin(\alpha_1)} = 328.162 \text{ mm}$$

Sveis 1

$$w_1 := 0$$

Ingen kraftkomponent i sveisens lengderetning

$$u_1 := \cos\left(\frac{\beta}{2}\right)$$

$$v_1 := \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)$$

$$N_{Rd.s1.1} := N_{Rd.s}(a_1, l_{eff.h.1}, u_1, v_1, w_1) = 1490.744 \text{ kN}$$

$$\sigma_{v.1.1} := \frac{N_{Rd.s1.1} \cdot u_1}{a_1 \cdot l_{eff.h.1}} = 159.392 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{vk} = 367.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ok

Sveis 2

$$w_2 := 0$$

Ingen kraftkomponent i sveisens lengderetning

$$u_2 := \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$v_2 := \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$N_{Rd.s1.2} := N_{Rd.s} (a_1, l_{eff.h.1}, u_2, v_2, w_2) = 1830.832 \text{ kN}$$

$$\sigma_{v.1.2} := \frac{N_{Rd.s1.2} \cdot u_2}{a_1 \cdot l_{eff.h.1}} = 300.918 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{vk} = 367.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Ok}$$

Sveis 3

$$w_3 := \cos(\alpha)$$

$$u_3 := \frac{\sin(\alpha)}{\sqrt{2}}$$

$$\phi = 45 \text{ grader}$$

$$\sigma_v = \tau_v$$

$$v_3 := \frac{\sin(\alpha)}{\sqrt{2}}$$

$$N_{Rd.s1.3} := N_{Rd.s} (a_1, l_{eff.b.1}, u_3, v_3, w_3) = 1719.091 \text{ kN}$$

$$\sigma_{v.1.3} := \frac{N_{Rd.s1.3} \cdot u_3}{a_1 \cdot l_{eff.b.1}} = 199.196 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{vk} = 367.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Ok}$$

Sveis 4

$$w_4 := \cos(\alpha)$$

$$u_4 := \frac{\sin(\alpha)}{\sqrt{2}}$$

$$\phi = 45 \text{ grader}$$

$$\sigma_v = \tau_v$$

$$v_4 := \frac{\sin(\alpha)}{\sqrt{2}}$$

$$N_{Rd.s1.4} := N_{Rd.s} (a_1, l_{eff.b.1}, u_4, v_4, w_4) = 1719.091 \text{ kN}$$

$$\sigma_{v.1.4} := \frac{N_{Rd.s1.4} \cdot u_4}{a_1 \cdot l_{eff.b.1}} = 199.196 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{vk} = 367.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Ok}$$

Endelig kapasitet for sveisegruppe

$$N_{Rd.s1} := 2 \cdot \min(N_{Rd.s1.1}, N_{Rd.s1.2}) + N_{Rd.s1.3} + N_{Rd.s1.4}$$

Regner samme kap. fra sveis 1 og 2 for å hindre eksentrisitet

$$N_{pl.Rd.d.1} = 6052.243 \text{ kN} < N_{Rd.s1} = 6419.671 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

Nødvendig a-mål er 17mm

F.1.2.2 Stav 2

$$N_{y.b.Rd.d.2} = 5037.429 \text{ kN}$$

Dim.kapasitet til tv.snitt

Utforming

Inngår i knutepunkt med overlappende staver. Regner stav 2 som den overlappende stav.

$$a_2 := 20 \text{ mm}$$

a-mål

$$l_{eff.h.2} := h_{d.1} = 300 \text{ mm}$$

Antar fullt a-mål langs hele sveisens lengde

$$b_{d.1} = 300 \text{ mm}$$

$$l_{as1} := \frac{h_{o.A}}{2 \cdot \tan(\alpha_1)} = 77.586 \text{ mm}$$

$$l_{as} := 2 \cdot l_{as1} = 155.172 \text{ mm}$$

Avstand mellom senterlinjer

$$l_{eff.b.2.u} := \frac{b_{d.1}}{\sin(\alpha_1)} = 328.162 \text{ mm}$$

Ukuttet bredde

$$l_{eo} := \frac{l_{eff.b.2.u}}{2} - l_{as} = 8.909 \text{ mm}$$

Overlapp forbi senterlinje

$$l_{eff.b.2} := \frac{l_{eff.b.2.u}}{2} - l_{eo} = 155.172 \text{ mm}$$

Gjenværende sveiselengde

Sveis 1

Buttsveis, vinkel mellom møtende staver $\theta = 47.82$ grader. Antar at punkt 4.7.2(2) er oppfylt, og beregner sveisen som en kilsveis.

$$w_{b1} := 0$$

Ingen kraftkomponent i sveisens lengderetning

$$u_{b1} := \cos(\alpha)$$

$$v_{b1} := \sin(\alpha)$$

$$N_{Rd.s2.1} := N_{Rd.s}(a_2, l_{eff.h.2}, u_{b1}, v_{b1}, w_{b1}) = 1664.157 \text{ kN}$$

$$\sigma_{v.2.1} := \frac{N_{Rd.s2.1} \cdot u_{b1}}{a_2 \cdot l_{eff.h.2}} = 112.414 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < \sigma_{vk} = 367.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Ok}$$

Sveis 2

$$N_{Rd.s2.2} := N_{Rd.s} (a_2, l_{eff.h.2}, u_2, v_2, w_2) = 2153.92 \text{ kN}$$

$$\sigma_{v.2.2} := \frac{N_{Rd.s2.2} \cdot u_2}{a_2 \cdot l_{eff.h.2}} = 300.918 \frac{N}{mm^2} < \sigma_{vk} = 367.2 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Ok}$$

Sveis 3

$$N_{Rd.s2.3} := N_{Rd.s} (a_2, l_{eff.b.2}, u_3, v_3, w_3) = 956.323 \text{ kN}$$

$$\sigma_{v.2.3} := \frac{N_{Rd.s2.3} \cdot u_3}{a_2 \cdot l_{eff.b.2}} = 199.196 \frac{N}{mm^2} < \sigma_{vk} = 367.2 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Ok}$$

Sveis 4

$$N_{Rd.s2.4} := N_{Rd.s} (a_2, l_{eff.b.2}, u_4, v_4, w_4) = 956.323 \text{ kN}$$

$$\sigma_{v.2.4} := \frac{N_{Rd.s2.4} \cdot u_4}{a_2 \cdot l_{eff.b.2}} = 199.196 \frac{N}{mm^2} < \sigma_{vk} = 367.2 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Ok}$$

Endelig kapasitet for sveisegruppe

$$N_{Rd.s2} := 2 \cdot \min(N_{Rd.s2.1}, N_{Rd.s2.2}) + N_{Rd.s2.3} + N_{Rd.s2.4}$$

Regner samme kap. fra sveis 1 og 2 for å hindre eksentrisitet

$$N_{y.b.Rd.d.2} = 5037.429 \text{ kN} < N_{Rd.s2} = 5240.961 \text{ kN} \quad \text{Ok}$$

Nødvendig a-mål er 20 mm

F.1.3 Oversikt over nødvendig a-mål:

	a-mål	Stav
$a_1 = 17 \text{ mm}$	17mm	Stav 1
$a_2 = 20 \text{ mm}$	20mm	Stav 2

F.2 Beregninger av skjõt (NS-EN 1993-1-8)

F.2.1 Forutsetninger

Materialelegenskaper

S355 i laskeplater og grunnmateriale

$$f_u = 510 \frac{N}{mm^2}$$

Bruddfasthet

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

Flytespenning

Partsfaktorer

$$\gamma_{M0} = 1.05 \quad \gamma_{M2} = 1.25$$

8.8 Bolter

$$f_{yb} := 640 \frac{N}{mm^2}$$

Flytespenning

$$f_{ub} := 800 \frac{N}{mm^2}$$

Bruddfasthet

Ikke forspenning.

Avskjæring i gjenget del.

F.2.2 Bolteskjõt på undergurt

F.2.2.1 Forutsetninger

Undergurt skal skjõtes mellom knutepunkt 4 og 6 (tilsvarende 11 og 9). Gurten har en utnyttelsesgrad på 99,8%. I denne sammenheng vil opptredende krefter bli ansett som dimensjonerende krefter.

Fire boltegrupper, en på hvert steg og hver flens. Aksial fordeles gjevnt på hele forbindelsen, moment fordeles på flenser.

Dobbeltsnittet forbindelse:

$$n_{s,u} := 2$$

Antall snitt.

F.2.2.2 Boltegruppe på steg

F.2.2.2.1 Forutsetninger

Betrakter venstre del av boltegruppen.

$$N_{Ed.uA} = 5726.18 \text{ kN}$$

Opptredende
avskjæringskraft

$$F_{v.Ed.us} := \frac{N_{Ed.uA}}{4} = 1431.545 \text{ kN}$$

Opptredende
avskjæringskraft per
boltegruppe

F.2.2.2.2 Utforming

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

Tykkelse grunnmateriale

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

Tykkelse laskeplate

$$t_{us} := \min(t_s, 2 \cdot t_l) = 10 \text{ mm}$$

Bolter (M24)

$$d_{us} := 24 \text{ mm}$$

$$d_{0.us} := d_{us} + 2 \text{ mm} = 26 \text{ mm}$$

$$A_{s.us} := 353 \text{ mm}^2$$

Avstander

$$e_{1.us} := 80 \text{ mm}$$

$$e_{2.us} := 75 \text{ mm}$$

$$p_{1.us} := 100 \text{ mm}$$

$$p_{2.us} := 100 \text{ mm}$$

F.2.2.2.3 Kontroll av kapasitet

Må kontrollere avskjæring, hullkanttrykk og blokkutrivning.

3.4.1(1)
Kategori A

Avskjæringskapasitet

Tabell 3.4

$$\alpha_v := 0.6$$

8.8 Bolt

$$F_{v.Rd.us} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_{s.us}}{\gamma_{M2}} = 135.552 \text{ kN}$$

Kap. per. snit

$$F_{v.Rd.us.bolt} := F_{v.Rd.us} \cdot n_{s,u} = 271.104 \text{ kN}$$

Kap. per. bolt

Hullkantrykk

Tabell 3.4

$$k_{1.us} := \min \left(2.8 \cdot \frac{e_{2.us}}{d_{0.us}} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_{2.us}}{d_{0.us}} - 1.7, 2.5 \right) = 2.5$$

$$\alpha_{d.us} := \min \left(\frac{e_{1.us}}{3 \cdot d_{0.us}}, \frac{p_{1.us}}{3 \cdot d_{0.us}} - \frac{1}{4} \right) = 1.026$$

$$\alpha_{b.us} := \min \left(\alpha_{d.us}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0 \right) = 1$$

$$F_{b.Rd.us} := \frac{k_{1.us} \cdot \alpha_{b.us} \cdot f_u \cdot d_{us} \cdot t_{us}}{\gamma_{M2}} = 244.8 \text{ kN}$$

Blokkutrivning

3.10

Boltegruppe påkjent av sentrisk kraft.

3.10.2(2)

$$A_{nt.us} := 0 \cdot \text{mm}^2$$

Areal påkjent av strekk

$$A_{nv.us} := 2 \cdot (t_{w.u.A} \cdot c_{w.u.A}) = 6200 \text{ mm}^2$$

Areal påkjent av skjær

$$V_{eff.1.Rd.us} := \frac{f_u \cdot A_{nt.us}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv.us}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1210.236 \text{ kN}$$

Dimensjonerende kapasitet

$$V_{eff.1.Rd.us} > F_{v.Rd.us.bolt} > F_{b.Rd.us}$$

Hullkantrykk er dim.

$$n_b := \frac{F_{v.Ed.us}}{F_{b.Rd.us}} = 5.848 \quad \Rightarrow \quad n_{b.us} := 6$$

Antall nødvendige bolter

$$F_{v.Ed.bolt.us} := \frac{F_{v.Ed.us}}{n_{b.us}} = 238.591 \text{ kN}$$

Opptredende avskjæring per. bolt

Trenger 6 M24 8.8 bolter i hver del. Altså 12 bolter per steg.

F.2.2.2.4 Kontroll av avstander

Tabell 3.3

Stål utsatt for korrosiv påvirkning

$$e_{1.us.min} := 1.2 \cdot d_{0.us} = 31.2 \text{ mm}$$

$$e_{1.us.maks} := 4 \cdot t_{us} + 40 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

$$e_{1.us} = 80 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$e_{2.us.min} := 1.2 \cdot d_{0.us} = 31.2 \text{ mm}$$

$$e_{2.us.maks} := 4 \cdot t_{us} + 40 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$$

$$e_{2.us} = 75 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$p_{1.us.min} := 2.2 \cdot d_{0.us} = 57.2 \text{ mm}$$

$$p_{1.us.maks} := \min(14 \cdot t_{us}, 200 \text{ mm}) = 140 \text{ mm}$$

$$p_{1.us} = 100 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$p_{2.us.min} := 2.4 \cdot d_{0.us} = 62.4 \text{ mm}$$

$$p_{2.us.maks} := \min(14 \cdot t_{us}, 200 \text{ mm}) = 140 \text{ mm}$$

$$p_{2.us} = 100 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

F.2.2.2.5 Kontroll av lange forbindelser

3.8

$$L_{j.us} := 2 \cdot p_{1.us} = 200 \text{ mm} < 15 \cdot d_{us} = 360 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

Avskjæringskap. må ikke reduseres.

F.2.2.3 Boltegruppe på flens

F.2.2.3.1 Forutsetninger

Betrakter venstre del av boltegruppen.

Øvre flens vil få en trykkbelastning fra momentet som utjevner deler av strekkbelastningen fra aksial. På nedre flens får man motsatt, altså en økt strekkbelastning. Nedre flens vil derfor bli størst belastet og blir dimensjonerende. Det er ikke ønskelig med eksentrisitet, og man beregner derfor boltegruppene med lik kapasitet, med utgangspunkt i dimensjonerende flens.

$$N_{Ed.uA} = 5726.18 \text{ kN}$$

Opptredende avskjæringskraft fra aksial

$$M_{y.Ed.uA} = 150.83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment

$$F_{v.Ed.uf} := \frac{N_{Ed.uA}}{4} + \frac{M_{y.Ed.uA}}{\frac{h_{u.A}}{2}} = 2293.431 \text{ kN}$$

Opptredende avskjæringskraft per boltegruppe

F.2.2.3.2 Utforming

$$h_{u.A} = 350 \text{ mm}$$

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

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

$$t_{uf} := \min(t_f, 2 \cdot t_l) = 20 \text{ mm}$$

Høyde på gurtprofil

Tykkelse grunnmateriale

Tykkelse laskeplate

Bolter (8.8, M30)

$$d_{uf} := 30 \text{ mm}$$

$$d_{0.uf} := d_{uf} + 2 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$$

$$A_{s.uf} := 561 \text{ mm}^2$$

Avstander

$$e_{1.uf} := 80 \text{ mm}$$

$$e_{2.uf} := 70 \text{ mm}$$

$$p_{1.uf} := 100 \text{ mm}$$

$$p_{2.uf} := 100 \text{ mm}$$

F.2.2.3.3 Kontroll av kapasiteter

Må kontrollere avskjæring, hullkanttrykk og blokkutrivning.

3.4.1(1)

Kategori A

Avskjæringskapasitet

Tabell 3.4

$$\alpha_v := 0.6$$

8.8 Bolt

$$F_{v.Rd.uf} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_{s.uf}}{\gamma_{M2}} = 215.424 \text{ kN}$$

Kap. per. snit

$$F_{v.Rd.uf.bolt} := F_{v.Rd.uf} \cdot n_{s,u} = 430.848 \text{ kN}$$

Kap. per. bolt

Hullkanttrykk

Tabell 3.4

$$k_{1.uf} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_{2.uf}}{d_{0.uf}} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_{2.uf}}{d_{0.uf}} - 1.7, 2.5\right) = 2.5$$

$$\alpha_{d.uf} := \min\left(\frac{e_{1.uf}}{3 \cdot d_{0.uf}}, \frac{p_{1.uf}}{3 \cdot d_{0.uf}} - \frac{1}{4}\right) = 0.792$$

$$\alpha_{b.uf} := \min\left(\alpha_{d.uf}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0\right) = 0.792$$

$$F_{b.Rd.uf} := \frac{k_{1.uf} \cdot \alpha_{b.uf} \cdot f_u \cdot d_{uf} \cdot t_{uf}}{\gamma_{M2}} = 484.5 \text{ kN}$$

Blokkutrivning

3.10

Boltegruppe påkjent av sentrisk kraft.

3.10.2(2)

$$A_{nt.uf} := 0 \cdot mm^2$$

Areal påkjent av strekk

$$A_{nv.uf} := 2 \cdot (t_{f.u.A} \cdot b_{u.A}) = 14000 \text{ mm}^2$$

Areal påkjent av skjær

$$V_{eff.1.Rd.uf} := \frac{f_u \cdot A_{nt.uf}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y \cdot A_{nv.uf}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 2732.791 \text{ kN}$$

Dimensjonerende kapasitet

$$V_{eff.1.Rd.uf} > F_{b.Rd.uf} > F_{v.Rd.uf.bolt}$$

Avskjæring er dim.

$$n_b := \frac{F_{v.Ed.uf}}{F_{v.Rd.uf.bolt}} = 5.323 \Rightarrow n_{b,uf} := 6$$

Antall nødvendige bolter

$$F_{v.Ed.bolt.uf} := \frac{F_{v.Ed.uf}}{n_{b,uf}} = 382.238 \text{ kN}$$

Opptredende avskjæring per bolt

Trenger 6 M30 8.8 bolter i hver del. Altså 12 bolter per flens.

F.2.2.3.4 Kontroll av avstander

Tabell 3.3

Stål utsatt for korrosiv påvirkning

$$e_{1,uf.min} := 1.2 \cdot d_{0,uf} = 38.4 \text{ mm}$$

$$e_{1,uf.maks} := 4 \cdot t_{uf} + 40 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

$$e_{1,uf} = 80 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$e_{2,uf.min} := 1.2 \cdot d_{0,uf} = 38.4 \text{ mm}$$

$$e_{2,uf.maks} := 4 \cdot t_{uf} + 40 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

$$e_{2,uf} = 70 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$p_{1,uf.min} := 2.2 \cdot d_{0,uf} = 70.4 \text{ mm}$$

$$p_{1,uf.maks} := \min(14 \cdot t_{uf}, 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$p_{1,uf} = 100 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

$$p_{2,uf.min} := 2.4 \cdot d_{0,uf} = 76.8 \text{ mm}$$

$$p_{2.uf.maks} := \min(14 \cdot t_{uf}, 200 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$$

$$p_{2.uf} = 100 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

F.2.2.3.5 Kontroll av lange forbindelser

3.8

$$L_{j.uf} := 2 \cdot p_{1.uf} = 200 \text{ mm} < 15 \cdot d_{uf} = 450 \text{ mm} \quad \text{Ok}$$

Avskjæringskap. må ikke reduseres.

F.2.3 Bolteskjøt på overgurt

F.2.3.1 Utforming

Enkeltsnittet forbindelse:

$$n_{s.o} := 1$$

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

$$t_o := 2 \cdot t_l = 20 \text{ mm}$$

Antall snitt

Tykkelse laskeplate

Avstander

$$e_{1.o} := 50 \text{ mm}$$

$$e_{2.o} := 100 \text{ mm}$$

$$p_{1.o} := 75 \text{ mm}$$

$$p_{2.o} := 150 \text{ mm}$$

Bolter (M27)

$$d_o := 27 \text{ mm}$$

$$d_{0.o} := d_o + 2 \text{ mm} = 29 \text{ mm}$$

$$A_{s.o} := 459 \text{ mm}^2$$

F.2.3.2 Forutsetninger

Overgurt skal skjøtes i knutepunkt 5 (tilsvarende knutepunkt 10). Gurten har en utnyttelsesgrad på 98,7%. I denne sammenheng vil opptredende krefter i mest belastet tverrsnitt bli ansett som dimensjonerende kapasitet.

Skjærkraft belaster boltegruppen som avskjæring, og moment gir kraftkomponent som strekkbelastning i underkant av boltegruppe. Aksialkraft virker som trykk, og vil motvirke deler av strekkbelastningen i underkant.

Antar 2x2 bolter per boltegruppe. To boltegrupper, en på hver side av steg, hvor påsveiste laskeplater på ender av gurtprofil boltes sammen.

Nedre bolterad blir størst belastet, ser på en av boltene her.

$$V_{Ed.oB} = 440.59 \text{ kN}$$

Opptredende avskjæringskraft fra skjær

$$N_{Ed.oB} = 6950.08 \text{ kN}$$

Opptredende strekkraft fra aksial

$$M_{y.Ed.oB} = 317.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment

$$F_{v.Ed.o} := \frac{V_{Ed.oB}}{2 \cdot 4} = 55.074 \text{ kN}$$

Opptredende avskjæringskraft per bolt

$$F_{t.Ed.o} := \frac{M_{y.Ed.oB}}{\frac{p_{2.o}}{2} \cdot 4} - \frac{N_{Ed.oB}}{2 \cdot 4} = 188.807 \text{ kN}$$

Opptredende strekkraft per bolt

F.2.3.2 Kontroll av kapasiteter

Må kontrollere avskjæring, hullkanttrykk, strekk og kombinert avskjæring og strekk. Gjennomlokking er ikke relevant da forbindelsen ikke har mellomlagsfor ($t_p = 0$) og blokkutrivning blir ikke kontrollert da laskeplater ikke dimensjoneres.

3.4.1(1)
Kategori A og D

Avskjæringskapasitet

Tabell 3.4

$$\alpha_v := 0.6$$

8.8 Bolt

$$F_{v.Rd.o} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_{s.o}}{\gamma_{M2}} = 176.256 \text{ kN}$$

Kap. per. snitt

$$F_{v.Rd.o.bolt} := F_{v.Rd.o} \cdot n_{s.o} = 176.256 \text{ kN}$$

Kap. per. bolt

$$\frac{F_{v.Ed.o}}{F_{v.Rd.o.bolt}} = 0.312 < 1.0 \text{ Ok}$$

Hullkanttrykk

Tabell 3.4

$$k_{1.o} := \min \left(2.8 \cdot \frac{e_{2.o}}{d_{0.o}} - 1.7, 1.4 \cdot \frac{p_{2.o}}{d_{0.o}} - 1.7, 2.5 \right) = 2.5$$

$$\alpha_{d.o} := \min \left(\frac{e_{1.o}}{3 \cdot d_{0.o}}, \frac{p_{1.o}}{3 \cdot d_{0.o}} - \frac{1}{4} \right) = 0.575$$

$$\alpha_{b.o} := \min\left(\alpha_{d.o}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1.0\right) = 0.575$$

$$F_{b.Rd.o} := \frac{k_{1.o} \cdot \alpha_{b.o} \cdot f_u \cdot d_o \cdot t_o}{\gamma_{M2}} = 316.552 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{v.Ed.o}}{F_{b.Rd.o}} = 0.174 < 1.0 \text{ Ok}$$

Strekk

Tabell 3.4

$$k_{2.o} := 0.9$$

Ikke senkeskrue

$$F_{t.Rd.o} := \frac{k_{2.o} \cdot f_{ub} \cdot A_{s.o}}{\gamma_{M2}} = 264.384 \text{ kN}$$

$$\frac{F_{t.Ed.o}}{F_{t.Rd.o}} = 0.714 < 1.0 \text{ Ok}$$

Kombinert avskjæring og strekk

Tabell 3.4

$$\frac{F_{v.Ed.o}}{F_{v.Rd.o.bolt}} + \frac{F_{t.Ed.o}}{1.4 \cdot F_{t.Rd.o}} = 0.823 < 1.0 \text{ Ok}$$

Konklusjon

Det er tilstrekkelig med 4 M27 8.8 bolter i hver boltegruppe.

F.2.3.3 Kontroll av avstander

Tabell 3.3
Stål utsatt for korrosiv påvirkning

$$e_{1.o.min} := 1.2 \cdot d_{0.o} = 0.035 \text{ m}$$

$$e_{1.o.maks} := 4 \cdot t_o + 40 \text{ mm} = 0.12 \text{ m}$$

$$e_{1.o} = 0.05 \text{ m} \quad \text{Ok}$$

$$e_{2.o.min} := 1.2 \cdot d_{0.o} = 0.035 \text{ m}$$

$$e_{2.o.maks} := 4 \cdot t_o + 40 \text{ mm} = 0.12 \text{ m}$$

$$e_{2.o} = 0.1 \text{ m} \quad \text{Ok}$$

$$p_{1.o.min} := 2.2 \cdot d_{0.o} = 0.064 \text{ m}$$

$$p_{1.o.maks} := \min(14 \cdot t_o, 200 \text{ mm}) = 0.2 \text{ m}$$

$$p_{1.o} = 0.075 \text{ m} \quad \text{Ok}$$

$$p_{2.o.min} := 2.4 \cdot d_{0.o} = 0.07 \text{ m}$$

$$p_{2.o.maks} := \min(14 \cdot t_o, 200 \text{ mm}) = 0.2 \text{ m}$$

$$p_{2.o} = 0.15 \text{ m} \quad \text{Ok}$$

F.2.4 Oversikt over bolteforbindelser

Antall bolter	Boltefasthet	Bolte­dimensjon	
2x12	8.8	M24	Undergurt steg
2x12	8.8	M30	Undergurt flens
2x4	8.8	M27	Overgurt

Vedlegg G: Oppsummering av verdier

G.1: Opptredende krefter

Aksialkraft [kN]				
Overgurt	Håndberegninger	FEM-Design	Strekk/Trykk	Differanse
O1	1804	1841	Trykk	-37
O2	4661	4690	Trykk	-29
O3	6374	6388	Trykk	-14
O4	6946	6950	Trykk	-4
O5	6374	6388	Trykk	-14
O6	4661	4690	Trykk	-29
O7	1804	1841	Trykk	-37

Aksialkraft [kN]				
Unergurt	Håndberegninger	FEM-Design	Strekk/Trykk	Differanse
U1	3428	3487	Strekk	-59
U2	5713	5726	Strekk	-13
U3	6855	6865	Strekk	-10
U4	6855	6865	Strekk	-10
U5	5713	5726	Strekk	-13
U6	3428	3487	Strekk	-59

Aksialkraft [kN]				
Diagonalstaver	Håndberegninger	FEM-Design	Strekk/Trykk	Differanse
1	4452	4545	Strekk	-93
2	4005	4066	Trykk	-61
3	3042	2970	Strekk	72
4	2596	2559	Trykk	37
5	1633	1633	Strekk	0
6	1186	1175	Trykk	11
7	223	211	Strekk	12
8	223	211	Strekk	12
9	1186	1175	Trykk	11
10	1633	1633	Strekk	0
11	2596	2559	Trykk	37
12	3042	2970	Strekk	72
13	4005	4066	Trykk	-61
14	4452	4545	Strekk	-93

Skjærkraft [kN]			
Overgurt	Håndberegninger	FEM-Design	Differanse
O1-1	-440	-350	-90
O1-2	558	524	34
O2-1	-558	-470	-88
O2-2	409	404	5
O3-1	-410	-434	24
O3-2	446	441	5
O4-1	-446	-437	-9
O4-2	446	437	9
O5-1	-446	-441	-5
O5-2	410	434	-24
O6-1	-409	-404	-5
O6-2	558	470	88
O7-1	-558	-524	-34
O7-2	440	350	90

Skjærkraft [kN]			
Unergurt	Håndberegninger	FEM-Design	Differanse
U1-1	-204	-228	24
U1-2	260	172	88
U2-1	-260	-198	-62
U2-2	187	202	-15
U3-1	-190	-211	21
U3-2	211	192	19
U4-1	-211	-192	-19
U4-2	190	211	-21
U5-1	-187	-202	15
U5-2	260	198	62
U6-1	-260	-172	-88
U6-2	204	228	-24

O_{i-j}, der *i* er stavnummer overgurt og *j* er knutepunkt i stavelementet
 U_{i-j}, der *i* er stavnummer undergurt og *j* er knutepunkt i stavelementet

Moment [kNm]			
Overgurt	Håndberegninger	FEM-Design	Differanse
O1-1	0	0	0
O1-2	516	482	34
O2-1	516	482	34
O2-2	377	300	77
O3-1	379	300	79
O3-2	412	317	95
O4-1	412	317	95
O4-2	412	317	95
O5-1	412	317	95
O5-2	379	300	79
O6-1	377	300	77
O6-2	516	482	34
O7-1	516	482	34
O7-2	0	0	0

Moment [kNm]			
Unergurt	Håndberegninger	FEM-Design	Differanse
U1-1	0	277	-277
U1-2	240	119	121
U2-1	240	119	121
U2-2	173	133	40
U3-1	176	133	43
U3-2	195	80	115
U4-1	195	80	115
U4-2	176	133	43
U5-1	173	133	40
U5-2	240	119	121
U6-1	240	199	41
U6-2	0	277	-277

O_{i-j}, der *i* er stavnummer overgurt og *j* er knutepunkt i stavelementet
 U_{i-j}, der *i* er stavnummer undergurt og *j* er knutepunkt i stavelementet

G.2 Oppsummering av kontroller i bruddgrense

Dimensjonerende kontroll av tverrsnittskap. og utnyttelsesgrad

$\frac{N_{Ed.oA}}{N_{pl.Rd.oA}} + \frac{M_{y.Ed.oA}}{M_{y.pl.Rd.oA}} = 0.919$	91.9% (6.2)	Overgurt A
$\frac{N_{Ed.oB}}{\chi_{y.o.B} \cdot N_{pl.Rd.oB}} + k_{yy.oB} \cdot \frac{M_{y.Ed.oB}}{\chi_{LT} \cdot M_{y.pl.Rd.oB}} = 0.987$	98.7% (6.61)	Overgurt B
$\frac{N_{Ed.uA}}{N_{pl.Rd.uA}} + \frac{M_{y.Ed.uA}}{M_{y.pl.Rd.uA}} = 0.998$	99.8% (6.2)	Undergurt A
$\frac{N_{Ed.uB}}{N_{pl.Rd.u.B}} + \frac{M_{y.Ed.uB}}{M_{y.pl.Rd.u.B}} = 0.912$	91.2% (6.2)	Undergurt B
$\frac{N_{Ed.1}}{N_{pl.Rd.d.1}} = 0.751$	75.1% (6.5)	Stav 1 og 14
$\frac{N_{Ed.2}}{N_{y.b.Rd.d.2}} = 0.807$	80,7% (6.46)	Stav 2 og 13
$\frac{N_{Ed.3}}{N_{pl.Rd.d.3}} = 0.764$	76.4% (6.5)	Stav 3 og 12
$\frac{N_{Ed.4}}{N_{y.b.Rd.d.4}} = 0.784$	78.4% (6.46)	Stav 4 og 11
$\frac{N_{Ed.5}}{N_{pl.Rd.d.5}} = 0.509$	50.9% (6.5)	Stav 5 og 10
$\frac{N_{Ed.6}}{N_{z.b.Rd.d.6}} = 0.573$	57,3% (6.46)	Stav 6 og 9
$\frac{N_{Ed.7}}{N_{pl.Rd.d.7}} = 0.164$	16.4% (6.5)	Stav 7 og 8

Sveiste forbindelser

a-mål

Stav

$a_1 := 17 \text{ mm}$	17mm	Stav 1
$a_2 := 20 \text{ mm}$	20mm	Stav 2

Bolteforbindelser

Antall bolter	Boltefasthet	Bolte dimensjon	
2x12	8.8	M24	Undergurt steg
2x12	8.8	M30	Undergurt flens
2x4	8.8	M27	Overgurt

G.2 Oppsummering av kontroller i bruksgrense

Nedbøying

$w = 78.69 \text{ mm}$ Opptredende nedbøying

$w_k = 97 \text{ mm}$ Krav til nedbøying

$w_k = 97 \text{ mm} > w = 78.69 \text{ mm}$ Ok