

Torbjørn Høstfet Bratten
Rune Fauske Iversen

Beregninger på eksisterende hengebru med betydelig skadeomfang

Calculations on existing suspension bridge with considerable extent of damage

Masteroppgave i bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad



Torbjørn Høstfet Bratten
Rune Fauske Iversen

Beregninger på eksisterende hengebru med betydelig skadeomfang

Calculations on existing suspension bridge with considerable extent of damage

Masteroppgave i bygg- og miljøteknikk
Veileder: Terje Kanstad
Juni 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2020

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 4 juni 2020	ANTALL SIDER: 224
------------------------------------	----------------------	----------------------

TITTEL:

Beregninger på eksisterende hengebru med betydelig skadeomfang

Calculations on existing suspension bridge with considerable extent of damage

UTFØRT AV:

Torbjørn Høstfet Bratten
Rune Fauske Iversen



SAMMENDRAG:

Denne masteroppgaven omhandler vurderinger av hvordan ASR-skader, som er observert på Tjeldsundbrua, påvirker bruas nåværende tilstand og kapasitet. Beregningene i bruddgrensetilstand vektlegger virkningene av ASR på brutårn og brudekket i hengespennet.

Tjeldsundbrua er påvirket av flere skademekanismer, som indikerer at ASR forekommer i store deler av brukonstruksjonen. I rigler og vindkryss i brutårnene er det observert krakelering over store deler av betongoverflaten. Flere kjerneprøver har også påvist mikrosprekker i betongstrukturen og ASR-gele i riss og luftporer

Beregningene viser at ASR tydelig påvirker konstruksjonens strukturelle oppførsel, med en økning av krefter i flere områder. I riglene er det høy kapasitetsutnyttelse eller overskridelse, blant annet i overgangen mot tårnsøylen, som kan føre til opprissing av betongen.

Basert på vurderingene gjennomført i oppgaven, er det ingen umiddelbar fare for strukturell kollaps av konstruksjonen. Grunnet kapasitetsoverskridelsen i midtrigelen bør det likevel gjennomføres tiltak for å begrense oppbygging av strekkspenninger og hindre rissutvikling. Det oppfordres også til mer nøyaktige undersøkelser av ASR-tilstanden, for å danne et bedre grunnlag for vurdering av hengespennets nåværende tilstand.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Sammendrag

Denne masteroppgaven omhandler vurderinger av hvordan skader fra Alkali Silika Reaksjoner (ASR), påvirker Tjeldsundbruas nåværende tilstand og kapasitet. Beregningene i bruddgrensetilstand vektlegger virkningene fra ASR på brutårn og brudekket i hengespennet. Grunnet begrenset informasjon på ASR-utviklingen i konstruksjonen, er det benyttet antatte ASR-ekspansjoner, basert på erfaring og observasjoner.

Tjeldsundbrua er en fagverksbjelkebru med to kjørefelt, som ble ferdigstilt i 1967. Konstruksjonen er en del av E10 og spenner fra Hinnøya i vest, til Steinsland på fastlandet i øst. Viaduktene som kobler bruene til land på hver side, består av et system med rektangulære og sirkulære betongsøyler, som er monolittisk støpt til overbygget. Mellom viaduktene står ett hengespenn fordelt på ett hovedspenn på 290 meter, og to sidespenn på 95 meter. Bruens totale lengde er 1007 m.

Tilstandsbeskrivelsen har benyttet flere rapporter og inspeksjoner som beskriver skader, som antyder at store deler av konstruksjonen er påvirket av ASR. I brutårnene er dette spesielt tydelig i rigler og vindkryss, der krakelering dekker hele betongoverflaten. Flere kjerneprøver har også påvist mikrosprekker i betongstrukturen, og observasjoner av ASR-gele i riss og luftporer. Vertikale riss i viaduktsøyler, indikerer videre fastholdelse av utilsiktede utvidelser i overbygget, som følge av ASR.

Det er benyttet to beregningsmodeller for beregning av lastvirkninger på brukonstruksjonen. Begge modellene er modellert i FEM-programmet Robot Structural Analysis. Modellen av hengespennet omfatter beregning av de globale lastvirkningene og tar hensyn til eventuelle geometriske feil i brukonstruksjonen. Rammemodellen av tårnkonstruksjonen har som hensikt å undersøke hvordan eksterne laster og ASR-ekspansjoner, påvirker brutårnet. I modellene er det benyttet en redusert bøyestivhet som tar hensyn til betongens ikke-lineære tøyingsforhold, ettersom tverrsnittet lastes til brudd. Resultatene i modellene sammenlignes med kapasitetsberegningene, som er basert på gammel betongstandard, NS 3473.

Resultatene viser at ASR tydelig påvirker konstruksjonens strukturelle oppførsel, med en økning av krefter i flere områder. Det største momentbidraget fra ASR forekommer ved søylefoten til brutårnet med en økning 150 %. Beregningene viser likevel at det er tilstrekkelig kapasitet i alle undersøkte snitt i tårnsøylene, vindkryss og brudekket. I riglene er det derimot høy kapasitetsutnyttelse eller overskridelse blant annet i overgangen mot tårnsøylen, både før og etter man tar hensyn til ASR-virkninger. Dette er ikke nødvendigvis kritisk for konstruksjonen, men kan føre til sprekker og opprissing av betongen. I en av de vurderte tilstanden er det også 20% kapasitetsoverskridelse i underkant av midtrigelen.

Basert på vurderingene gjennomført i denne oppgaven, er det ingen umiddelbar fare for strukturell kollaps av konstruksjonen. Grunnet kapasitetsoverskridelsen i midtrigelen, bør det likevel gjennomføres tiltak for å begrense oppbygging av strekkspenninger og hindre rissutvikling. Det oppfordres også til mer nøyaktige undersøkelser av ASR-tilstanden, for å danne et bedre grunnlag for vurdering av hengespennets nåværende tilstand.

Abstract

This master thesis evaluate how damage from Alkali-silica Reactions (ASR), impact the current condition and structural capacity of Tjeldsundbrua. The calculations in ultimate limit state, emphasizes on how ASR influence the towers and the bridge deck. The ASR expansions applied in this thesis, is estimated based on experience and observations, due to limited information on the ASR development in the structure.

Tjeldsundbrua is a combined suspension and concrete beam bridge, that was opened in 1967, supporting a roadway with two lanes. The structure is part of the E10 road network spanning from Hinnøya to Steinsland. The viaducts connecting the bridge to the shoreline, consist of a system of rectangular and circular columns cast into the superstructure. The suspension part is situated between the viaducts and is divided into a main span of 290 meters, and two side spans of 95 meters each. The total length of the bridge is 1007 meters.

Multiple reports and inspections that highlights many instances of ASR related damage, were used in the evaluation of the bridge condition. Instances of crazing are visible in the tower bracing system covering the entire concrete surface. Investigation of numerous core samples has further detected ASR gel in cracks and airvoids. Vertical cracking in the viaduct columns also indicate ASR, because of restraint of the expanding bridge deck.

Two calculation models have been used to calculate the load effects on the bridge structure. Both models were assembled in the finite element program Robot Structural Analysis. The suspension bridge model covers global load calculations and considers geometrical defects in the structure. The purpose of the frame model is calculation on external loading and how ASR influence the load bearing capacity of the tower. Both models utilize bending stiffnesses, that take into consideration the non-linear strain-stress relation of concrete, as the section is loaded until collapse. The results are compared to the load bearing capacity, calculated from the old concrete standard, NS 3473.

The results indicate that ASR clearly contribute to the loading on the structure, with increased forces in several areas and sections. The largest bending moment contribution from ASR, is situated at the tower base with an increase of 150 %. Calculations do however, yield sufficient capacity in all sections considered in the tower, cross-bracing and road deck. The crossmembers spanning between the tower columns, do however experience high utilization or exceeded capacity in the column connection. This isn't necessarily critical for the structure, but may lead to cracking of the concrete. One of the load situations, results in a 20 % exceeding capacity, in the main reinforcement situated in the middle crossmember.

No immediate danger of collapse of the structure, is to be expected, based on the assessment in this thesis. However, it should be implemented measures to restrain tensile stresses in the middle crossmember, to limit development of cracking. Further investigation of the ASR development, should be considered for a more exact evaluation of the current condition of the structure.

Forord

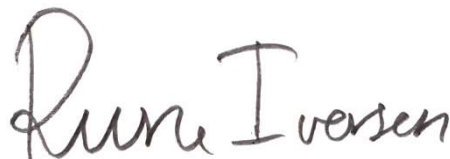
Denne masteroppgaven er avslutningen av et toårig masterstudium innen bygg- og miljøteknikk, med spesialisering innen konstruksjon. Oppgaven er skrevet i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU, våren 2020 og omfatter 30 studiepoeng.

Grunnet vår interesse innenfor betongfag og konstruksjonsteknikk, ble det naturlig å gjennomføre en masteroppgave innenfor betongkonstruksjoner. Oppgaven ble valgt basert på vårt ønske om å lære mer om hengebruer, et tema vi har jobbet lite med gjennom studiet. Arbeidet med masteroppgaven viste seg å være en svært lærerik prosess, der vi sitter igjen med en større forståelse av hengebruer og hvordan skademekanismer som ASR, påvirker de mekaniske og strukturelle egenskapene til en betongkonstruksjon. Videre har vi lært mye om modellering av FEM-modeller og kapasitetsberegninger, med bruk av gammelt regelverk.

Vi retter en stor takk til Eva Rodum og Håvard Johansen fra Statens vegvesen for innspill og bidrag til oppgaven. Til slutt retter vi en stor takk til vår veileder Terje Kanstad, som gjennom hele prosjektet har bistått med nyttige innspill og diskusjoner rundt oppgavens oppbygning og metoder for beregning.



Torbjørn Høstfet Bratten



Rune Fauske Iversen

Innhold

Sammendrag	v
Abstract	vii
Forord	ix
Innhold	x
Symbolliste	xiii
1 Innledning	1
2 Tjeldsundbrua	2
2.1 Hengebruer i Norge	2
2.2 Om Tjeldsundbrua	2
2.3 Geometri og bæresystem	3
2.4 Statisk system	5
3 Skademekanismer	6
3.1 Alkali silika reaksjoner	6
3.2 Krakelering	8
3.3 Frostskader i betong	8
3.4 Korrosjon	8
3.4.1 Karbonatisering	9
3.4.2 Kloridforurensing	10
4 Bruttilstand	11
4.1 Tidligere undersøkelser	11
4.1.1 Vestre viadukt	11
4.1.2 Østre viadukt	12
4.1.3 Hengespenn	12
4.2 Skadeomfang	13
4.2.1 Viaduktsøyler	13
4.2.2 Bjelker og overbygg	15
4.2.3 Tårn og tårnpilarer	17
4.2.4 Kjerneprøver	18
4.2.5 Kloridmålinger	19
5 Bruddgrensetilstand	20
5.1 Brudekket	20
5.1.1 Momentkapasitet	20
5.1.2 Skjærkapasitet	21
5.2 Tårnsøyler og vindkryss	23
5.2.1 Moment- og aksialkapasitet	23
5.2.2 Skjærkapasitet	32
5.3 Moment-krumningsforhold	33
5.4 Trykkfeltteori på rigler	36
6 Laster og lastkombinasjoner	37
6.1 Lastkombinasjoner	37
6.2 Egenlaster	39
6.3 Trafikklast	39
6.4 Vindlaster	41

6.5	Termiske laster	43
6.6	Etterspenning av topprigel.....	45
7	ASR-ekspansjoner og lastpåvirkning.....	47
7.1	Grunnleggende lastpåvirkning.....	47
7.2	Regnemodeller.....	49
7.2.1	Modell 1.....	49
7.2.2	Modell 2.....	50
7.2.3	Modell 3.....	51
7.3	Beregning av ASR-laster	52
8	Modellering av hengespenn	55
8.1	Globale randbetingelser og statisk system	56
8.2	Brutårn	56
8.3	E-moduler til betongtverrsnitt.....	58
8.4	Fagverk.....	58
8.5	Brudekket	61
8.6	Kabler og hengestag	62
8.7	Feilsøking.....	63
8.8	Kontrollberegninger av modell	64
8.9	Laster og lastkombinasjoner på modell av hengespennet	67
8.9.1	Egenlaster.....	67
8.9.2	Trafikklaster og last fra gang- og sykkelvei.....	67
8.9.3	Dimensjonerende vindlaster	69
8.9.4	Dimensjonerende temperaturlast	70
9	Rammemodell av brutårn.....	71
9.1	Avstivning av tårntopp.....	73
10	Resultater	74
10.1	Brudekket	74
10.1.1	Egenlast.....	74
10.1.2	Variable laster	75
10.1.3	ASR utvidelse	76
10.1.4	Dimensjonerende lastkombinasjoner før ASR.....	77
10.1.5	Dimensjonerende lastkombinasjoner etter ASR.....	77
10.2	Brutårn	80
10.2.1	Del 1 lasttilfeller før ASR	80
10.2.2	Del 2 Dimensjonerende lastkombinasjon før ASR	84
10.2.3	Del 3 ASR-ekspansjoner i brutårnet.....	92
10.2.4	Del 4 Dimensjonerende lasttilfeller etter ASR.....	96
11	Kapasitetskontroll.....	103
11.1	Brudekket	103
11.1.1	Momentkapasitet før og etter ASR.....	103
11.1.2	Skjærkapasitet	104
11.2	Tårnsøyler	105
11.2.1	Moment og aksialtrykkapasitet for bøyning om x-aksen	105
11.2.2	Moment og aksialtrykkapasitet for bøyning om y-aksen	107
11.2.3	Skjærkapasitet	109
11.3	Vindkryss	110
11.4	Rigler.....	112
11.4.1	Kontroll før ASR	114
11.4.2	Kontroll av ASR lasttilstand 1.....	115
11.4.3	Kontroll av ASR lasttilstand 2.....	116
11.4.4	Kontroll av ASR lasttilstand 3.....	117

12	Diskusjon	118
12.1	Tilstand.....	118
12.2	Benyttede ASR ekspansjoner	118
12.3	Modellering.....	120
12.4	Brudekket	121
12.5	Tårnsøyle	122
12.5.1	Moment- og aksialkapasitet.....	122
12.5.2	Skjærkapasitet	122
12.6	Vindkryss	123
12.7	Rigler.....	123
13	Konklusjon	125
14	Feilkilder	126
15	Anbefalinger/Videre arbeid	127
16	Referanseliste	128
17	Vedlegg.....	130

Symbolliste

Store latinske bokstaver

A, B, C	Variabler i funksjonen til en sirkel
A_c	Areal over betongtverrsnitt
A_{lamell}	Arealet av betonglamell
A_{ref}	Referanseareal for beregning av vindlast
A_s	Armeringsareal, tverrsnittsareal av lengdearmering på strekksiden
A_{sv}	Effektivt skjærareal
C	Vindlastfaktor
C_0	Helningsfaktor
E	E-modul i betong med ASR
EA	Aksialstivhet
EI	Bøyestivhet
EI_1	Bøyestivhet ved trykksone over hele tverrsnittet
EI_2	Bøyestivhet ved momentbrudd
E_c	Karakteristisk E-modul for betong
$E_{c,ASR}$	Redusert E-modul grunnet ASR
$E_{c,d}$	Dimensjonerende E-modul for betong
$E_{c,eff}$	Effektiv E-modul
$E_{c,lang}$	Dimensjonerende langtids E-modul
E_{ref}	Referanse E-modul
E_s	E-modul til armering
EI_x	Bøyestivhet om x-aksen
EI_y	Bøyestivhet om y-aksen
F_{as}	Tilleggskraft i armering som følge av tøyning
$F_{as,ok}$	Tilleggskrefter i armering over tverrsnittets nøytralakse
$F_{as,uk}$	Tilleggskrefter i armering under tverrsnittets nøytralakse
F_c	Trykkraft i betong
F_{lamell}	Kraften i betonglamellen
F_{sx}	Strekraft i armering i x-retning
F_{sy}	Strekraft i armering i y-retning

F_w	Vindlast i en av bruas tre retninger
$G_{k,i}$	Den karakteristiske permanente lastpåvirkningen i
H	Horisontalkomponenten av strekkraften i kabel
I_c	Tregghetsmoment til betongtverrsnittet
I_v	Turbulensintensitet
K_p	Toppfaktor
M_{as}	Moment fra tilleggskrefter i armering
M_{brudd}	Bruddmoment
M_{ed}	Dimensjonerende bruddmoment
M_f	Dimensjonerende moment
M_{rd}	Dimensjonerende momentkapasitet
N	Aksialkraft
N_x	Opptredende krefter i x-retning
N_{xy}	Opptredende skjærkraft
N_y	Opptredende krefter i y-retning
$P_{k,j}$	Variable laster
$Q_{k,1}$	Den dominerende karakteristiske variable lastpåvirkningen
$Q_{k,i}$	Den ikke-dominerende karakteristiske variable lastpåvirkningen i
Q_t	Aksellast
S	Største strekkraft i hovedkabel
T_0	Ekspansjonsintervall for temperatur
$T_{e,max}$	Maksimal justerte temperatur
$T_{e,min}$	Minimal justerte temperatur
T_{max}	Maksimale temperatur
T_{min}	Minimal temperatur
$V_{b,0}$	Referansevindhastighet
V_{ccd}	Betongens skjærtrykkapasitet
V_{cd}	Dimensjonerende skjærstrekkapasitet for betong
V_f	Dimensjonerende skjærkraft
V_{sd}	Dimensjonerende skjærstrekkapasitet for armering
W_c	Tverrsnittets tverrsnittsmodul, med hensyn på strekkranden med minst trykk
Z	Vindens virkningshøyde
Z_0	Ruhetslengden

Små latinske bokstaver

a	Spennvidde til hovedspenn
b_w	Effektiv betongbredde
c	Stivhetsfunksjon for bruk i Selbergs diagrammer
c_{alt}	Nivåfaktor
$c_b c_d$	Konstruksjonsfaktor
c_{dir}	Retningsfaktor
c_f	Kraftfaktor
c_{prob}	Returfaktor
c_r	Ruhetsfaktor
c_{season}	Årstidsfaktor
d	Effektiv betongtrykkhøyde
e_{ok}	Eksentrisitet fra armeringslag over nøytralaksen
e_{uk}	Eksentrisitet fra armeringslag under nøytralaksen
f	Pilhøyden
f_{cck}	Karakteristisk sylindrefasthet
f_{cd}	Dimensjonerende trykkapasitet for betong
f_{ck}	Karakteristisk terningfasthet
f_{cn}	Betongens konstruksjonsfasthet for trykk
f_{sd}	Armeringens strekkapasitet
f_{td}	Betongens dimensjonerende strekkfasthet
f_{yd}	Stålets dimensjonerende fasthet
k_A	100 N/mm ²
h	Tverrsnittets høyde
k_r	Terrengruhetsfaktor
k_v	En faktor for skjærarmering av bjelker og plater lik 1.0
p	Laster som følge av for/etterspenning
q_m	Stedsvindhastighetstrykket
t	Betongens alder i døgn
t_o	Betongens alder ved aktuell pålasting
v_b	Basisvindhastighet
v_m	Stedsvindhastighet
w	Egenvekten til kabel per lengdeenhet
z_{bunn}	Høyden til laveste punkt på kabelparabel

Store greske bokstaver

Δa	Endring av spennvidde
Δf_a	Endring av pilhøyde grunnet forskyvning i tårntopp
Δf_e	Endring av pilhøyde grunnet elastisk tøyning
ΔL_c	Fri lengdeutvidelse av betongtverrsnitt
ΔT	Temperaturrendring
ΔT_K	Temperaturgradient
$\Delta T_{N.con}$	Største temperaturekspansjonsintervall (negativ)
$\Delta T_{N.exp}$	Største temperaturekspansjonsintervall (positiv)
Ψ_λ	Endeeffektfaktor

Små greske bokstaver

α	Vinkelen mellom hovedkabel og horisontalplanet
α_b	Faktor i beregning av tverrsnittets nøytralakse ved balansert armering
α_T	Betongens temperaturkoeffisient
α_v	Forhold mellom kabelens horisontalkomponent av strekk og dens egenvekt
β	Regresjonskoeffisient, vinkel mellom skjærarmring og horisontalaksen.
γ_c	Materialfaktor for betong
$\gamma_{G,i}$	Partialfaktor for permanent lastvirkning i
$\gamma_{Q,1}$	Partialfaktor for dominerende variable lastvirkning
$\gamma_{Q,i}$	Partialfaktor for ikke-dominerende variable lastvirkning i
γ_p	Partialfaktor for lastpåvirkninger grunnet for/etterspenning
ε_1	Tøyning av tverrsnittets overside
ε_2	Tøyning i tverrsnittets underside
ε^{ASR}	ASR-tøyning
ε_1^{ASR}	ASR-tøyning i ett punkt «i» i betongtverrsnittet
$\varepsilon_{N.A}$	Konstant bidrag fra ASR-tøyning
ε_c	Tøyning i betongtverrsnittet
ε_{co}	Dimensjonerende trykktøyning
ε_{cu}	Betongens dimensjonerende bruddtøyning
ε_{scan}	ASR-tøyninger basert på målinger i virkelig konstruksjon
ε_{yd}	Armeringens dimensjonerende flyttøyning
η	E-modulforhold til armering og betong

$\eta_{cx}, \eta_{sx}, \eta_{sy}$	Utnyttelsesgrad
κ	Krumning over tverrsnittet
κ_{brudd}	Bruddkrumning
λ	Konstruksjonsdelens slankhet, spenn mellom hengestag
$\mu_{0,5}$	Beregningsparameter for bestemmelse av partiell del av lastpåvirkning i en gitt lokasjon
ρ	Luftens densitet
σ_c	Betongens trykkspenning
σ_{sx}, σ_{sy}	Strekkspenning i armering, orientert i x- eller y-retning
φ	Kryptall, rissvinkel
$\varphi_{0,i}$	Reduksjonsfaktor for ikke-dominerende variable lastvirkning i
φ_{ASR}	Benyttet kryptall grunnet ASR
φ_o	Virkingen av relativ fuktighet på kryptallet

Forkortelser og ordforklaring

Adaptiv mesh	Forfining av elementstørrelse i områder med stresskonsentrasjoner, som danner en mer effektiv mesh
ASR	Alkali-silika reaksjon
CST	Constant Strain Triangle. Triangular skive eller plateelement
N.A	Nøytralakse
Q4	Rektangulært plateelement med fire noder.
Regresjonskoeffisient	Koeffisient som benyttes i en regresjonslinje som kan endres med hensyn på ønsket regresjonsfunksjon.
SVV	Statens vegvesen

1 Innledning

I Norge er forekomsten av ASR (Alkali-silika reaksjoner) på eldre betongkonstruksjoner oppført mellom 1950-1990 økende. Det er estimert at mer enn 300 brukonstruksjoner har betydelige skader fra ASR. Ifølge Statens vegvesen (SVV) er derimot det nøyaktige omfanget ukjent, grunnet mangelfulle retningslinjer for diagnostisering [1].

ASR er en nedbrytnings- eller skademekanisme som utvikler seg over lang tid der skader først blir synlige 10-20 år etter herding. Dette er noe av årsaken til at det ikke før 1990 ble anerkjent at deler av norsk produsert tilslag kan medvirke til utviklingen av ASR. Det foreligger stor usikkerhet i de nøyaktige endringene rundt bæreevnen til konstruksjonene grunnet de komplekse lastvirkningene som følge av ASR. Det synlige skadeomfanget er blant annet riss i betongoverflaten, mikrosprekker i strukturen og volumutvidelser av betongen. Volumutvidelsen kan medføre til tvangskrefter og endre betongens mekaniske egenskaper, som redusert heftfasthet, strekkapasitet og E-modul. Den strukturelle virkningen av ASR vil variere i forskjellige konstruksjoner, avhengig av blant annet hvordan bæresystemet er utformet og hvor langt utviklingen av ASR har kommet. Virkningen av ASR må derfor vurderes forskjellig for hvert enkelt tilfelle [2]. En av brukonstruksjonene som har omfattende skader som følge av ASR er Tjeldsundbrua i Troms og Finnmark fylke.

Hensikten med denne masteroppgaven har vært å undersøke hvordan ASR påvirker Tjeldsundbruas nåværende tilstand og kapasitet, med hovedvekt på hengespennet. Rapporten omfatter tilstandsbeskrivelse, kapasitetsberegninger og strukturell vurdering av brukonstruksjonen. Beregningene i bruddgrensetilstand vektlegger virkningene av ASR på brutårn og brudekket. Grunnet manglende informasjon på utviklingen av ASR i hengespennet, er det benyttet antatte ASR-ekspansjoner basert på erfaring og observasjoner. Hovedmålet har derfor vært å belyse hvordan ASR påvirker brutårn og brudekket i hengespennet, basert på disse antagelsene.

Rapporten er delt opp i fire hoveddeler. Første del omfatter en beskrivelse av Tjeldsundbrua, gjennomgang av forskjellige skademekanismer og undersøkelse av konstruksjonens tilstand. Del to handler om kapasitetsberegninger, laster og lasttilstandene konstruksjonen utsettes for. Det gis også en forklaring av regnemodellen som benyttes for å beskrive hvordan ASR påvirker konstruksjonen. Del tre omfatter en beskrivelse av beregningsmodellene, resultater og kontroll av kapasiteten til de forskjellige konstruksjonsdelene. I oppgaven benyttes to beregningsmodeller for beregning av de dimensjonerende lastsituasjonene som virker på konstruksjonen. Dette omfatter en modell av hele hengespennet på brua, og en rammemodell for beregning av laster på brutårnet. Disse er modellert i beregningsprogrammet Robot Structural Analysis. Den siste delen er diskusjon av resultatene, og en konklusjon basert på funnene i oppgaven.

2 Tjeldsundbrua

Dette kapittelet omfatter en kort innføring av hengebruer i Norge, etterfulgt av en forklaring på Tjeldsundsbruas geometri, bæresystem og statiske system.

2.1 Hengebruer i Norge

De første Norske hengebruene ble bygget tidlig på 1900 tallet, og var i denne perioden basert på utenlandsk praksis. Denne brutypen kalles stive hengebruer, og ble utført slik at fagverket forble stivt, selv når bruens hengekabel endret geometri fra økt belastning. Olaf Stang, overingeniør og sjef for brukontoret mente at stive hengebruer var en dårlig økonomisk løsning, og foreslo derfor en mykere type hengebru, der valseprofiler fungerte som avstivningsbærere. Dette førte til bygging av 40 slike bruer i perioden fram til midten av 1950 tallet. Senere ble det oppdaget at den myke hengebrutypen ikke lengre tilfredstilte krav til deformasjoner, spesielt grunnet økte trafikkklaster. Konstruksjon av stive hengebruer ble igjen vanlig praksis frem til 1982. I perioden mellom 1950 og 1982 ble det bygget 15 bruer av denne typen, der Tjeldsundbrua er en av disse [3].

2.2 Om Tjeldsundbrua

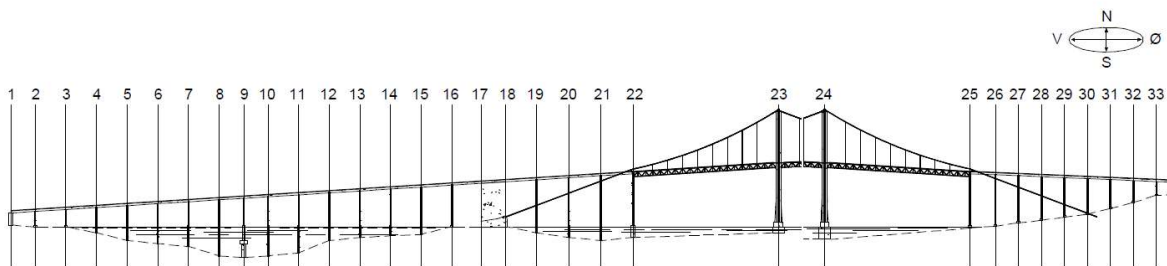
Hensikten med Tjeldsundbrua var å erstatte Tjeldsundferga som lenge hadde vært eneste transportrute over Tjeldsundet. En brukomite ble opprettet for å planlegge utførelsen av brua som ble ferdigstilt, og åpnet i 1967. Byggetiden var på omtrent to år, hvor byggherren var Statens vegvesen og utførende entreprenør Eeg-Henriksen. Tjeldsundbrua er en del av Europavei 10 og strekker seg fra Steinsland i øst til Hinnøya i vest [4]. Årsdøgntrafikken i 2019 ble målt til 4929 kjøretøy. 831 av disse ble kategorisert som lange kjøretøy, som omfatter kjøretøy med lengde på over 5,6m [5]. Figur 2-1 viser en illustrasjon av brua sett fra Hinnøya i vest.



Figur 2-1 Tjeldsundbrua fra Hinnøya i vest

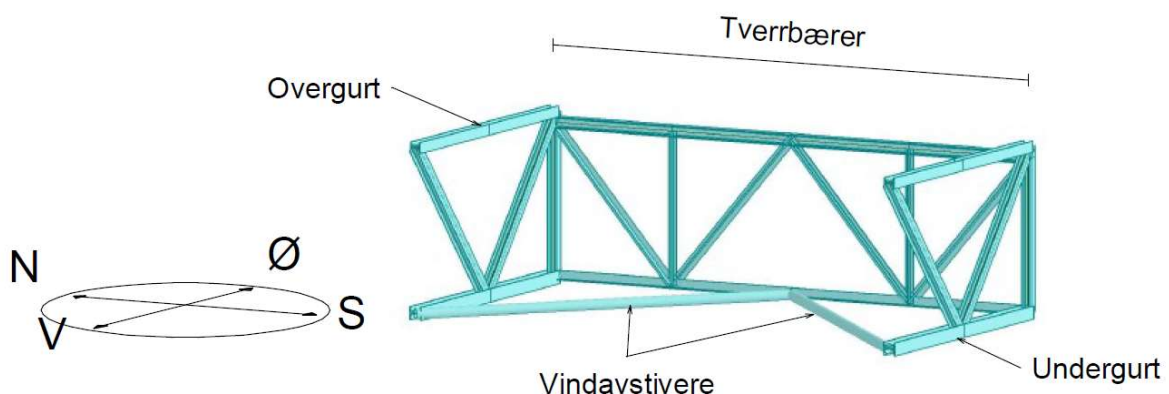
2.3 Geometri og bæresystem

Tjeldsundbrua er en fagverksbjelkebru med to kjørefelt og en total lengde på 1007 meter. Brua består av en viadukt i vest mellom akse 1 og 22, og en viadukt i øst mellom akse 25 og 33. Viaduktene består av et system med bjelker og søyler, der rektangulære og sirkulære betongsøyler er monolittisk støpt til overbygget. Overbygget består av langsgående T-bjelker og et brudekke av betong. I midten av brua er det ett hengespenn som deles inn i et hovedspenn på 290 meter, mellom akse 23 og 24, og to sidespenn på 95 meter mellom akse 22 og 23, og akse 24 og 25. Figur 2-2 viser aksesystemet det henvises til over, og som benyttes videre i rapporten.



Figur 2-2 Benyttet aksesystem

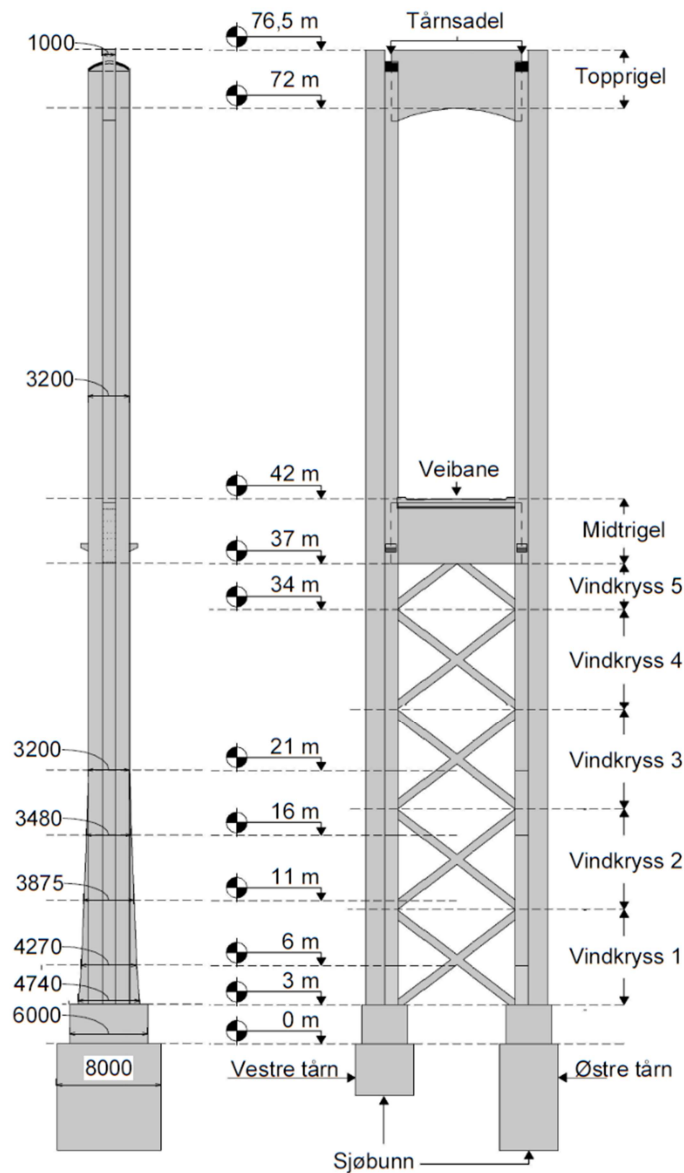
Hengespennets bæresystem består av en samvirkekonstruksjon, hvor brudekket av betong og avstivningsbæreren fordeler laster fra veibanen opp i hengestagene. Lastene i hengestagene bæres av hovedkabelen som fører lastene over i brutårnene og kabelpilarene. Avstivningsbæreren består av et fagverk med mellomliggende tverrbærere. Figur 2-3 viser hvordan bruas fagverk er bygget opp. Diagonalene i bunnen av fagverket består av stålrør som fungerer som vindavstivere. Brudekket av betong ligger på overgurten til tverrbæreren og er festet i den langsgående overgurten med innstøpte stålplater.



Figur 2-3 Fagverkseksjon benyttet i hengespennet

Hovedkabelen spenner mellom kabelforankringene i akse 17 i vest og akse 30 i øst. I akse 22 og 25 står to spredesadler som fordeler hver kabelbunt ned til forankringen. Brutårnene er utført identisk, har en høyde på 76,5 meter over normal vannstand og er plassert i akse 23 og 24. Tårnsøylene er bygd opp av et T-tverrsnitt, der flensen står inn mot veibanen. Søyleflensen har varierende bredde mellom høydekote 3 og 21, med

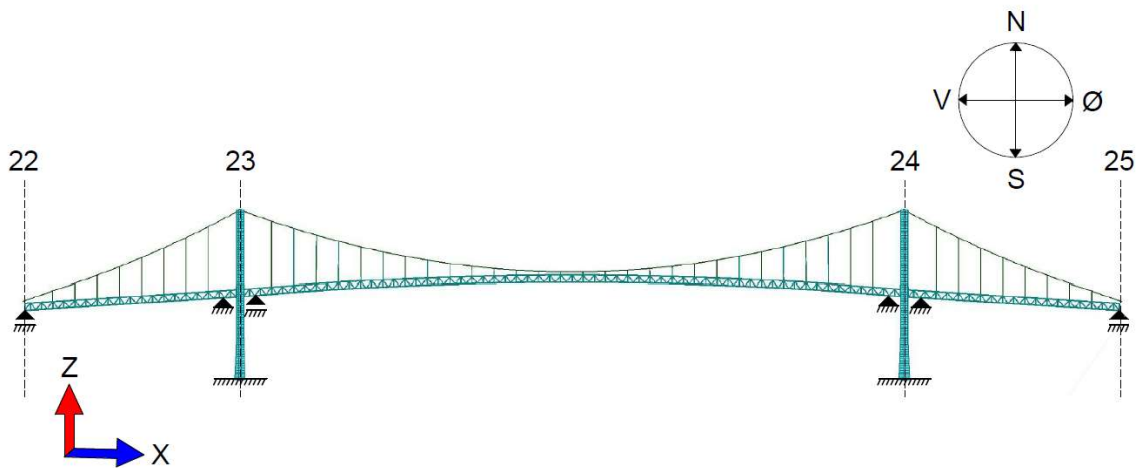
konstant bredde etter dette. Som avstivere for tårnsøylene står to rigler, som er plassert i tårntoppen og under veibanen. Under veibanen er tårnsøylene avstivet med vindkryss i betong. For navngiving og plassering av nevnte konstruksjonsdeler henvises det til i figur 2-4. Tårnet er utført med betongkvalitet B450, som i dag refererer til en kvalitet mellom B35 og B30 etter håndbok R412 «Bruklassifisering» [6] [7].



Figur 2-4 Illustrasjon av brutårn

2.4 Statisk system

Bruas statiske system er basert på fugestørrelser i brudekket ved overgangen til brutårnene i akse 23 og 24, og kabelpilarene i akse 22 og 25. Mindre fugestørrelser (60-80 mm) i festet mot vestre og østre brutårn betraktes som fastholdt. Større fuger (160-450 mm) ved kabelpilarene, og festet mellom hovedspennet og vestre brutårn betraktes som fri. Festet mellom tårnsøylene og tårnfundamentet er monolittisk utført. Det overordnende statiske systemet er vist i figur 2-5. Gjennom rapporten benyttes det globale aksesystemet som vist i venstre hjørne på figuren. X-aksen referer til bruas lengderetning, z-aksen er vertikalretning og y-aksen går i bruas tverretning.



Figur 2-5 Statisk system av hengespennet

3 Skademekanismer

Følgende kapittel gir en beskrivelse av forskjellige nedbrytnings- og skademekanismer som påvirker betongens og armeringens mekaniske egenskaper.

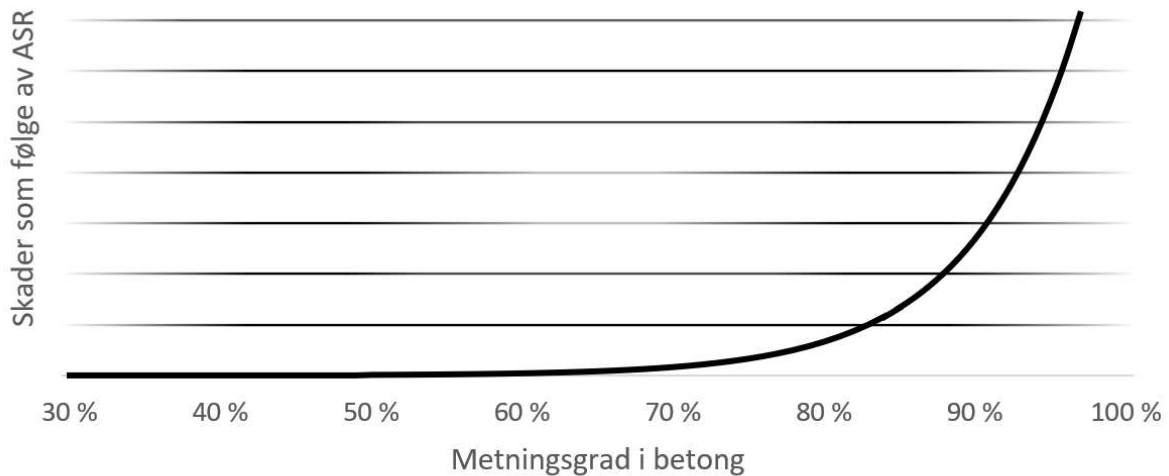
3.1 Alkali silika reaksjoner

ASR oppstår når en rik løsning av alkalier løses fra sementen i porevannet og reagerer med silika fra betongtilslaget [8]. Dette danner en ekspanderende hydroskopisk gele i svake plan eller porer i tilslaget, som fører til mikrosprekker i strukturen [9] [10]. ASR kan utvikles dersom følgende tre kriterier er oppfylt:

- Høyt innhold av alkali i porevannet
- Høyt innhold av silika i tilslaget
- Høy fuktighet over lengre tid

En mulig metode for å bremse ASR-utviklingen er å hindre fukttilførsel. Dette kan derimot være utfordrende i praksis, siden betongen ofte innehar en høy metningsgrad. Dette gjelder spesielt i utendørs klima der betongen trekker fuktighet fra luften, regn og snø. I senere tid er det derfor vektlagt å benytte tilslag med en lav andel silika og sementer med mindre reaktive alkalier. Dette er tiltak som er utført for å oppfylle kravene spesifisert i NS-EN 206, som nevner at det skal «treffes tiltak for å hindre skadelige alkalireaksjoner ved bruk av bestemmelsene som gjelder på bruksstedet» [8, s. 28]. Dette punktet ble først innført etter 1990 og kan være en av grunnene til at flere betongkonstruksjoner i Norge er observert med tydelige skader fra ASR.

I et forskningsprosjekt i regi av Sintef fra 2003, ble det tatt boreprøver og betongtester fra flere eldre betongkonstruksjoner, med en gjennomsnittsalder på 35 år. Prosjektet avdekket en klar sammenheng mellom ristall og kapillær vannmetningsgrad, der ristall er et parameter på rissutviklingen. Det ble oppdaget at betongen med få unntak har høy vannmetningsgrad, ved høyere ristall [11]. Det ble også påvist ASR i de fleste betongprøvene hvor ristallet var høyere, noe som indikerer at ASR har en medvirkende effekt, eller er hovedårsaken til rissdannelsen. Sammenhengen mellom høy fuktighet og rissdannelse på grunn av ASR er beskrevet av R.N Swamy i boken «*The alkali-silica reaction in concrete*». Her forklares også hvordan utviklingen av ASR bremses, eller stopper opp ved å begrense fuktigheten i betongen til under 70-80 % [12]. Figur 3-1 viser en grafisk fremstilling av forholdet mellom skader grunnet ASR og metningsgrad i betongen, der silikarikt tilslag og sement med høy andel alkalier er benyttet.



Figur 3-1 Forhold mellom skader som følge av ASR og metningsgrad i betong over en lengre periode [38]

ASR-gelen slutter ikke å ekspandere så lenge den har tilgang til høy andel fuktighet, og skader tilknyttet ASR kan derfor i utgangspunktet utvikle seg ubegrenset [10]. Over tid kan det observeres krakelering og synlige riss på værutsatte betongoverflater. Her kan noe av ASR-gelen vaskes bort og ASR-prosessen bremses. Dette gir opphav til strekkrefter ved overflaten siden den indre betongen får en større ekspansjon grunnet ASR. Strekkreftene kan resultere i større synlige rissdannelser og krakelering. Over tid kan rissene trenge dypere inn i betongen, noe som øker betongens permeabilitet og åpner for andre skadelige mekanismer som karbonatisering, korrosjon eller frostsprengning.

De mekaniske endringene i betongen som følge av ASR er hovedsakelig lavere strekkfasthet og lavere E-modul, ved fri ekspansjon av tverrsnittet. Trykkfastheten kan også påvirkes, men først ved større ekspansjoner (2-3 ‰). Redusert strekkfasthet har spesielt negativ innvirkning på heften mellom armeringen og betongen. Dette gjelder spesielt i armeringsskjøter og ved opplegg der armeringen forankres i betongen [2].

Ifølge rapporten «*Experimental investigation of ASR-affected concrete – the influence of uniaxial loading on the evolution of mechanical properties, expansion and damage indices*» [13], endres betongens E-modul som en funksjon av størrelsen på ASR-ekspansjonene. Den relative endringen i E-modul er estimert etter formel (3-1).

$$\frac{E}{E_{ref}} = 1 - \frac{\varepsilon^{ASR}}{\varepsilon^{ASR} + \beta} \quad (3-1)$$

- E = E-modul i betong med ASR
- E_{ref} = Referanse E-modul
- ε^{ASR} = Tøyning i betong grunnet ASR
- β = Regresjonskoeffisient

Konstruktivt sett har reduksjonen i E-modul en direkte påvirkning på betongen, i form av redusert bøyestivhet. Relasjonen mellom økte ASR-ekspansjoner og reduksjon av E-modul varierer derimot etter hvordan studiene er utført og hvilket alkali reaktivt tilslag som er benyttet i betongblandingen. I denne oppgaven har vi valgt å benytte regresjonskoeffisienten fra nevnte rapport, for bestemmelse av den reduserte E-modulen.

3.2 Krakelering

Krakelering er et fenomen som oppstår grunnet variasjon i volumendring mellom betongoverflaten og den indre strukturen. Volumdifferansen gir opphav til strekkrefter i overflaten, som sprekker opp betongen og skaper et koblet system av mindre sprekker. Sprekkene er ofte bare noen millimeter dype og har derfor isolert sett liten påvirkning på bestandigheten til betongen. Krakelering kan derimot gi grobunn for andre skademekanismer. Krakelering kan blant annet oppstå fra uttørking av betongoverflaten, karbonatisering eller ASR [14].

3.3 Frostskader i betong

Frostskader oppstår når vann i betongens luftporer blir utsatt for gjentatte fryse-tine sykluser. Volumutvidelse av isen gir indre lokale spenninger i betongen, som over tid kan føre til sprekkdannelser og avskalling av betongoverflaten. Det finnes mange hypoteser om hvordan frost påvirker betongen. En av hovedhypotesene er at vannet i porestrukturen fryser, og det dannes et hydraulisk trykk i betongen. Dette fører til en volumøkning av poren på omtrent 9%. Det er gunstig for betongen at dette trykket reduseres, ved at vannet som ikke har fryst flyter til de tomme porene. Dersom dette ikke forekommer og trykket vedvarer, kan det føre til overskridelse av betongens strekkfasthet, med følgende sprekkdannelse [10] [15].

En annen hypotese er dannelsen av et såkalt osmotisk trykk rundt vannet i en luftpore, når porevannet fryser. Dette er forårsaket av en økt ione-konsentrasjon rundt det fortsatt flytende vannet i en luftpore. Det osmotiske trykket dannes ved at en konstant strøm av vann transporteres kontinuerlig inn mot isen, for å opprettholde trykklikevekt. Dette skjer som oftest i betong som er utsatt for salting [15].

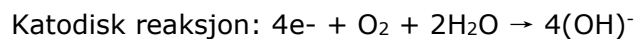
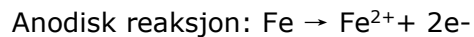
3.4 Korrosjon

Korrosjon reduserer armeringstverrsnittet gjennom oksidasjon, og er økonomisk sett den mest ødeleggende skademekanismen på armerte betongkonstruksjoner. Biproduktet av oksidasjonen gir rustdannelser på overflaten, som øker armeringsvolumet, svekker heften til betongen og reduserer armeringens kapasitet. Det indre trykket fra volumutvidelsen skaper strekkspenninger, som kan føre til oppsprekking og avskalling av betongoverflaten. Figur 3-2 viser ett eksempel på korrosjon og avskalling på søylen i vestre tårn på Tjeldsundbrua [14].



Figur 3-2 Korrosjon i tårnsøyle [16]

Under hydratiseringsprosessen av betongen skaper den høye basiske pH-verdien i betongen en passiv film på armeringsoverflaten, som beskytter armeringen mot korrosjonsangrep. Dersom pH-verdien synker til omtrent 9, kan den beskyttende filmen bli ødelagt. Dette kan også forekomme ved høye kloridnivåer, som kan skape en katodisk-anodisk reaksjon som vist under [10].



I anoden frigjøres frie elektroner (e^-) fra armeringen, som blir tatt opp av elektrolytter i katoden. Dette danner positive jern ioner (Fe^{2+}). Kombinert med vann og oksygen dannes hydroksyl ioner (OH^-), som sammen med de positive jern-ionene danner rust ($\text{Fe}(\text{OH})_2$). De to vanligste årsakene til korrosjon er kloridforurensing og karbonatisering av betongen [17].

3.4.1 Karbonatisering

Karbonatisering oppstår når karbondioksid (CO_2) reagerer med kalsiumhydroksiden i sementpastaen og danner kalsiumkarbonat. En av konsekvensene av karbonatisering, er den reduserte pH-en i porevannet. Som nevnt kan dette ødelegge den beskyttende filmen rundt armeringen. [10] Karbonatiseringshastigheten øker ved høyere permeabilitet, som er påvirket av betongens porøsitet og eventuelle sprekker eller riss i betongstrukturen [17].

3.4.2 Kloridforurensing

Kloridforurensing kan forekomme fra tilsatte klorider i betongblandingen, ved støping eller fra ytre påvirkning. Bruken av kloridholdige tilsetningsstoffer i betongblandinger har i 2020 strenge restriksjoner for bruk. Det er derfor som oftest eldre betongkonstruksjoner som er påvirket av kloridforurensing fra tilsatte klorider ved støping [17]. Ytre påvirkning kan oppstå dersom kloridinnholdig vann trenger gjennom betongoverflaten, eller ved at klorid-ioner diffunderes gjennom porestrukturen. Kloridforurensing har tilnærmet ingen effekt på betongens kapasitet. Inntrengningsdybden og kloridkonsentrasjon rundt armeringen er derfor det som er av betydning [18].

4 Brutilstand

Dette avsnittet beskriver bruas nåværende tilstand og utviklingen av nedbrytningsmekanismer. Tilstandsbeskrivelsen tar utgangspunkt i tilstandsrapporter, dokumentasjon fra utført rehabilitering og samtaler med personell med kjennskap til konstruksjonens rehabiliteringsprosjekter. Kapitlet baserer seg på følgende tilstandsrapporter:

- Eva Rodum - Befaring Tjeldsundbrua 2016
- 3D-scanninger utført av Ing. Granberg 2016
- Rapport fra hovedinspeksjon utført av Aas-Jakobsen i 2014
- Multiconsult – Spesialinspeksjon Tjeldsundbrua 2014
- Tjeldsundet bru – Vurdering av alkalireaksjon ved visuelle strukturanalyse av 6 borekjerner 2014
- Rapport fra Statens Vegvesen 1998 – Tilstand og anbefalte tiltak

4.1 Tidligere undersøkelser

Det har blitt gjennomført flere kapasitetsundersøkelser med fokus på tilstandsbeskrivelse og strukturelle kontrollberegninger av Tjeldsundbrua. Noen av undersøkelsene er masteroppgaver utført av studenter ved NTNU, mens en rapport ble utgitt av Statens vegvesen i 1998. Undersøkelsene har vektlagt følgende deler av brua:

- Den vestre viadukten
- Den østre viadukten
- Hengespenet

4.1.1 Vestre viadukt

Den vestre viadukten ble undersøkt av Erik Salen i 2016, og Torgeir Grimsmo og Knut Welle i 2017. Begge rapportene omfatter beregninger før og etter ASR-utvidelser i kritiske snitt, i brudekket og søyler. Kapasiteten til bruflaten er overskredet i flere snitt, grunnet det økende feltmomentet mellom søyleaksene etter ASR. Utvidelsen av dekket, som følge av ASR hadde derimot minimal påvirkning på skjærkreftene og kunne ikke påføre konstruksjonen skjærbrudd. Søylen har god moment- og trykkapasitet i alle akser. Det påpekes at det bør utføres tiltak mot ytterligere utvikling av ASR og andre skademekanismer. Skademekanismer som nevnes spesielt er riss i flere konstruksjonsdeler. Noen av disse er vertikale riss i søyler, krakelering i landkar og brudd i kassepilar [19] [20].

4.1.2 Østre viadukt

Beregninger i bruddgrensetilstanden til den østre viadukten ble utført av Elisabeth Kolnes i 2016 [21]. Hoveddelen av hennes undersøkelse omfatter skadedokumentasjon og beregninger av brudekket og bærebjelker i den opprinnelig prosjekterte tilstanden. Beregningene har derfor ikke hensyntatt skadeomfang eller ASR-deformasjoner. Kolnes fremhever flere kapasitetsoverskridelser i kritiske snitt. Det konkluderes likevel med at «sannsynligheten for at det mest kritiske lasttilfellet skal oppstå er svært liten» på grunn av lav årsdøgnetrafikk og liten sannsynlighet for kødannelse [21, s. 125]. Skadene i østre viadukt omfatter blant annet vertikale riss i søylene, samt mulig horisontalforskyvninger av søyletoppene fra ASR-ekspansjoner i overbygget. Det anbefales derfor en vurdering og kapasitetskontroll av overbygget og søylene som tar hensyn til skademekanismer som eksisterer i brupartiet.

4.1.3 Hengespenn

Beregninger av hengespennet ble utført av Ragnhild Lokna Nygård i 2015 og av SVV i 1998. Nygårds masteroppgave hadde som formål å kartlegge bruens skadeomfang og kontroll av kapasiteten til hovedkabelen, hengestenger og bærende fagverk. Rapporten til SVV omfatter en full statisk kapasitetskontroll av hengespennet, notering av geometriske feil og forslag til anbefalte tiltak.

Nygård påpeker tilfeller av forskjellige skademekanismer på flere konstruksjonsdeler. Noen av disse er avskalling, høye klorid nivåer og synlig korrodert armering i brutårn over og under kjørebanelen. Det ble også observert vertikale riss, mulige deformasjoner av søylepilarer, store variasjoner i betongoverdekning fra 6 til over 100 mm, avskalling og korrosjonsflekker på forankringskasse i akse 17-18. Nygård konkluderer med at skadene på brua hovedsakelig omfatter mekanismer i betongen og anbefaler rehabilitering på de mest skadde betongelementene [22].

Rapporten til SVV beskriver utfordringer ved kapasiteten i brutårnet som er fullt utnyttet eller overskredet. To av kapasitetsoverskridelsene er manglende strekkarmering i underkant av topprigelen og strekkapasiteten til vindkryssene. Det ble anbefalt å benytte spennstål for å motvirke strekkspenninger som kan oppstå i tverrsnittet. Denne løsningen ble installert i topprigelen, og er nærmere forklart i kapittel 6.6. Det er også registrert manglende spalttestrekkarmering i overgang mot tårnfundamenter, kabelpilarfundamenter og under tårnsadlene, som kan føre til riss dersom strekkapasiteten til betongen overskrides [23].

Rapporten kommenterer enkelte geometriske feil i konstruksjonen. Disse er utbøyning av tårntopp inn mot hovedspenn (190 mm i vestre tårn og 90 mm i østre tårn) og for lav pilhøyde i kabel i hovedspenn, noe som påvirker seilingshøyden og fugestørrelser i hengespennet. Det ble diskutert om ASR kunne ha påvirket deformasjonen, enten ved utvidelse av overbygget i viadukten som dytter på hovedspennet, eller ASR i tårnkonstruksjonen eller kabelpilarer. Rapporten utdypet derimot ikke dette ytterligere og konkluderer med at dette sannsynligvis skyldes en kombinasjon av monteringsfeil og langtidstøyninger i hovedkabelen.

4.2 Skadeomfang

4.2.1 Viaduktsøyler

I 2016 utførte Rodum, Lauknes og Stemland en systematisk rissundersøkelse av søylene på Tjeldsundbrua [24]. Hensikten var å danne grunnlag for vurdering av søylenes tilstand for videre oppfølging og tiltak. Det ble foretatt systematiske målinger av vertikale riss i søylens omkrets. Alle riss langs en gitt målelinje ble summert og deretter dividert på målelinjens totale lengde. Resultatet er en rissindeks som gir en indikasjon på søylenes ekspansjon. Det er utført målinger i ulike høyder. Resultatene fra målingene utført 1,6 m over fundament er vist i tabell 4-1.

Tabell 4-1 Rissmålinger av viaduktsøyler

Sted	Omkrets	Sum rissvidder	Rissindeks	Maks rissvidde
27 sør	3.18 m	7,665 mm	2.41 ‰	2,5 mm
28 sør	3.14 m	5,06 mm	1,61 ‰	1,6 mm
29 nord	2,55 m	4,535 mm	1,78 ‰	0,65 mm
29 sør	2,55 m	5,76 mm	2,26 ‰	1,6 mm
30 sør	2,21 m	2,385 mm	1,08 ‰	0,45 mm

Ved undersøkelsene ble det observert at de vertikale rissene i søylene varierer, og blir større med høyden. Dette ble ikke målt systematisk, men er enkelt å observere visuelt. Ett eksempel er søylen i akse 28, i figur 4-1 som viser vertikale riss sett fra omtrent seks meters høyde.



Figur 4-1 Vertikale riss i søyle i akse 28. [24]

Det er også observert krakeleringssriss på de aller flest søylene på Tjeldsundbrua. Dette indikerer at flere søyler har utviklet ASR. Sannsynligvis har flere søyler hele betongoverflaten utsatt for krakelering, selv om mønstrene er langt mer tydeligere på de nordliggende flatene. Dette kan komme av at de er mindre værutsatt enn de sørvendte flatene der overflatestrukturen er svært grov, og riss er vanskeligere å observere. Ett eksempel på dette er vist i figur 4-2. Den høyre siden av søylen er den nordliggende flaten, mens den venstre siden viser den sydvendte grove overflaten.



Figur 4-2 Værutsatte flater på søyle i akse 2 [24]

Rissene fra krakeleringen er i realiteten smale. Grunnet utfellingsprodukter kan de derimot se bredere ut på avstand. I figur 4-3 vises et eksempel på et tydelig krakeleringsmønster i nordre søylen i akse 27.

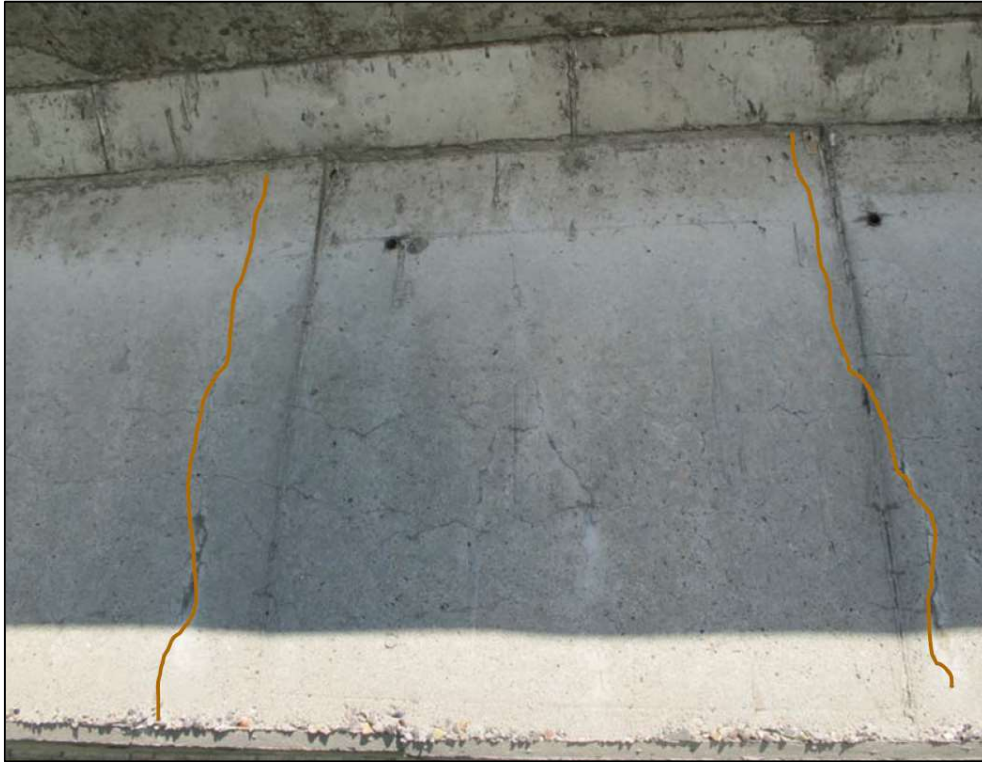


Figur 4-3 Krakelering på søyle [24]

4.2.2 Bjelker og overbygg

I 2016 utførte Ing. Granberg 3D-skanninger av søylene i vestre viadukt for måling av eventuelle forskyvninger av søyletoppene, etter konstruksjonens ferdigstilling i 1967. Skanningene viser hvordan søyletoppene har forflyttet seg mot hengespennet som et resultat av ASR-ekspansjoner i overbygget. Ifølge Grimsmo og Welle er den totale lengdeutvidelsen av overbygget på 195mm [19]. Utvidelsen av overbygget har ført til lukking av fuge i akse 9 og krymping av fugen i akse 22 ved overgangen til hengespennet. Lukking av fuger begrenser overbyggets mulighet til fri utvidelse, som kan føre til tvangskrefter på grunn av temperaturendringer.

Grunnet den monolittiske koblingen mellom søylene og overbygget, og den påfølgende ekspansjonen i bruplaten, har det oppstått vertikale riss over hele bjelkesteget opp til overbygget. Ett eksempel på dette er vist i figur 4-4 der vertikale riss i spennet mellom akse 5 og 6 er fremhevet.



Figur 4-4 Vertikale riss i overbygg [24]

I 2018 utførte SVV en omfattende rehabilitering av overbygget i vestre viadukt. Dette grunnet de nevnte ASR-ekspansjonene som hadde påvirket fugene i akse 9 og 22. Reparasjonen omfattet kapping av 50-60 cm av bruplaten i akse 9, der det også ble installert nye konsoller, nytt oppleggingspunkt og en ny tverrbærer for brua. En kraftig jekk installert i akse 22 flyttet deretter bruplaten vestover mot akse 9. Etter reparasjonen var fugen i akse 9 gjenåpnet, mens fugen i akse 22 ble økt fra 30 mm til 230 mm [25].

4.2.3 Tårn og tårnpilarer

I 2014 utførte Aas-Jakobsen en inspeksjon, med formål om å kartlegge tilstanden til deler av brukonstruksjonen, der tårnene, kabelpilarer og hengespennet ble spesielt vektlagt [26]. Under inspeksjonen ble det avdekket korrosjonsavskallinger og frilagt armering nederst på begge tårnbein, med tydelig tverrsnittsreduksjon. På tårnet i akse 23 er det synlige skader fra fundamentet og syv meter opp på søyleflensen. Dette er vist i figur 4-5. Tilsvarende skader ble observert omtrent seks meter opp fra fundamentet i østre tårn. Flere tilfeller av frilagt armering er også synlig to meter nedenfor topprigelen, samt i et større område i søyleflensen i akse 24. Sistnevnte er, ifølge Aas Jacobsen forårsaket av feilplassert armering og karbonatisering.



Figur 4-5 Avskalling og frilagt armering på tårnsøyle i akse 23 [16]

Det er observert krakelering i store deler av brutårnene og kabelpilarer. Dette er spesielt tydelig i riglene der krakeleringssriss dekker hele overflaten. Figur 4-7 viser ett tilfelle av krakelering ved topprigelen i vestre tårn. I henhold til Aas-Jacobsens rapport, er tilnærmet hele tårnkonstruksjonen utsatt for krakelering. Det er ikke registrert noen målinger eller skanninger av hvor langt utviklingen av ASR har kommet i de forskjellige konstruksjonsdelene.



Figur 4-6 Rissdannelser i topprigel i vestre brutårn. [26]

4.2.4 Kjerneprøver

For å teste forekomster av ASR ble det under spesialinspeksjonen til Multiconsult boret ut seks kjerneprøver i brukonstruksjonen [16]. Prøvene er undersøkt av Norsk betong- og tilslagslaboratorium AS i Trondheim og omfatter visuell strukturanalyse. Prøvene er hentet ut fra følgende lokasjoner:

- Pilar i akse 3 – mot vest
- Pilar i akse 7 – mot vest
- Pilar i akse 13 – mot vest
- Pilar i akse 22 – mot nord
- Tårn i akse 23 – vindkryss mot nord (høydekote 33)
- Pilar akse 25 – mot nord

I samtlige prøver, bortsett fra den i akse 25, er det påvist tilslag med over 10% alkalireaktive bergarter. Dette er klassifisert som alkalireaktivt i henhold til NB 21:2017 «Bestendig betong med alkalireaktivt tilslag» [27]. Det alkalireaktive tilslaget har høy intensitet og en skadegrad med rissparameter av type 5. Type 5 tilsier at utviklingen av alkalireaksjonen er moderat til stor. Undersøkelsen observerte også reaksjonsprodukter av amorf gele i riss og luftporer, som også er en klar indikator på utvikling av ASR [28].

4.2.5 Kloridmålinger

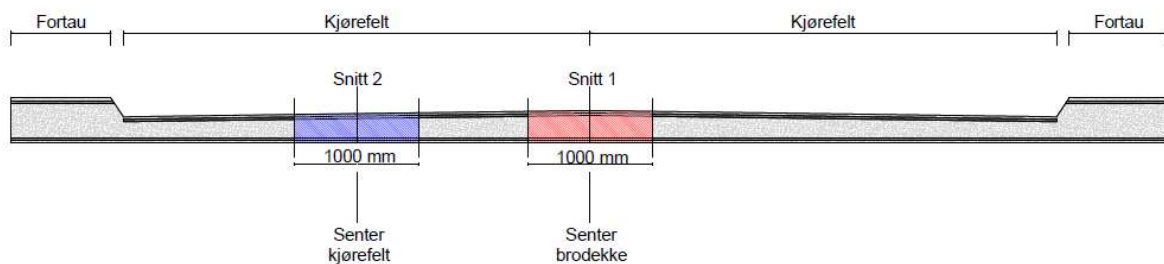
Rapporteringen av kloridmålinger fra Multiconsult er foretatt på betongkasse mellom akse 17 og 18, og tårnfundamenter, tårnsøyler og vindkryss i akse 23 og 24. I de fleste prøver ved fundamentene, er det påvist høye kloridverdier (mellom 0,8-4,26 % Cl⁺) inne ved armeringsstagene, der det ifølge rapporten er sannsynlig at armeringen korroderer [16]. Dette forekommer ikke høyere opp i tårnkonstruksjonen, ved høydekote 5, 6 og 32 der kloridnivåene ikke overstiger verdier på 1,0 % Cl⁺.

5 Bruddgrensetilstand

I dette kapitlet beskrives kapasitetsberegningene som er utført i bruddgrensetilstand på brudekket og brutårnet. Kapasitetsberegningene er blitt gjennomført i henhold til NS 3473 og etter Svein Ivar Sørensens lærebok om betongkonstruksjoner [29] [30].

5.1 Brudekket

For brudekket omfatter dette moment- og skjærkapasitetskontroll i bruens lengderetning i to utvalgte snitt. Kontrollen er utført i prosjektert tilstand. Det er forutsatt to forskjellige tykkelser på brudekket, avhengig av hvilket snitt som kontrolleres. Disse er 260 mm i snitt 1 og 235 mm i snitt 2. Beregningene er basert på stripemetoden, der hvert snitt i dekket har en platebredde på en meter. Plasseringen av valgte snitt i tverretning er vist i figur 5-1. Beregninger på kapasitet i brudekket er vist i vedlegg E.



Figur 5-1 Illustrasjon av brudekket med plassering av beregnede snitt 1 og 2.

5.1.1 Momentkapasitet

Beregning av brudekkets momentkapasitet tar utgangspunkt i armeringsmengden i strekksonen, og om eventuelt brudd vil først føre til knusing av betongen i trykksonen, eller flyt i strekkarmeringen. Den balanserte armeringsmengden på strekksiden finnes ved hjelp av formel (5-1).

$$0,8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot \alpha_b - f_{yd} \cdot A_s = 0 \quad (5-1)$$

Alfa-verdien, som definerer trykksonehøyden finnes ved formel (5-2).

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} \quad (5-2)$$

Beregningene viser at det kan antas et underarmert tverrsnitt for moment i felt og over støtte i begge snitt. Formel (5-3) benyttes for etablering av trykksonehøyden.

$$\alpha = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,8 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}} \quad (5-3)$$

Momentkapasiteten til tverrsnittet beregnes med formel (5-4).

$$M_{rd} = 0,8 \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad (5-4)$$

Beregning av momentkapasitet gir verdiene vist i tabell 5-1. Ettersom lengdearmingen er identisk over hele brudekket, er det kun utført en beregning for momentkapasiteten over støtte og i felt for hvert snitt.

Tabell 5-1 Momentkapasitet i brudekket

Snitt	I felt [kNm]	Over støtte [kNm]
1	142,3	125,0
2	128,4	111,1

5.1.2 Skjærkapasitet

I henhold til NS 3473 punkt 12.3.1.1 og punkt 12.3.1.2 skal bjelker, staver, plater og skall kontrolleres for strekk- og trykkbrudd. Det er i denne rapporten valgt å benytte den forenklete metoden etter punkt 12.3.2 [29].

Skjærstrekkkapasitet

Kapasitetsbidraget for skjærstrekk til betongtverrsnittet uten skjærarmoring, bestemmes etter formel (5-5).

$$V_{cd} = 0,3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \leq 0,6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \quad (5-5)$$

- f_{td} = Betongens dimensjonerende strekkfasthet
- k_A = 100 N/mm²
- A_s = Tverrsnittsareal av lengdearmoring på strekksiden
- γ_c = Materialfaktor for betong
- k_v = Er en faktor for skjærarmoring av bjelker og plater lik 1.0

Kapasitetsbidraget fra skjærarmeringen bestemmes etter armeringsmengden som krysser et antatt skråriss i tverrsnittet på 45°. For plater eller bjelker der skjærarmeringen består av enheter med en senteravstand, kan skjærkraftkapasitetstillegget fra skjærarmeringen beregnes etter formel (5-6).

$$V_{sd} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cos(\beta)) \cdot \sin(\beta) \quad (5-6)$$

- f_{sd} = Armeringens strekkapasitet
 A_{sv} = Effektivt skjærareal
 z = 0,9 d
 β = Vinkel mellom skjærarmering og horisontalaksen.

Skjærtrykkapasitet

Kapasiteten for skjærtrykk beregnes etter formel (5-7).

$$V_{ccd} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\beta)) \leq 0,45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \quad (5-7)$$

Skjærkapasiteter

Beregning av skjærkapasitet i brudekket gir verdiene vist i tabell 5-2

Tabell 5-2 Skjærkapasitet i brudekket

Snitt	Skjærstrekkapasitet [kN]	Skjærtrykkapasitet [kN]
1	308,1	869,4
2	278,1	774,9

5.2 Tårnsøyler og vindkryss

5.2.1 Moment- og aksialkapasitet

Tårnsøylene og vindkryssene på Tjeldsundbrua er utsatt for både aksielle trykkrefter og momenter. Det er derfor utarbeidet M-N diagrammer for kapasitetsberegning. Det er valgt ut fem ulike tøyningstilstander som er benyttet for å danne diagrammene. Disse beregningene er i grove trekk basert på kapittel 4.5 i Sørensen lærebok [30]. Tøyningstilstandene er vist nedenfor. For vindkryss er det benyttet en forenklet metode som forklares senere i teksten.

Tøyningstilstand 1: Rent trykk

I henhold til NS 3473 skal det ikke benyttes en høyere gjennomsnittlig trykk-tøyning enn 2,75 promille [29]. Denne settes på som konstant over hele tverrsnittet og fører til flytespenning i alle armeringsjern. Tøyningen er også over 2 promille, noe som fører til en konstant spenningsfordeling i betongen.

Tøyningstilstand 2: Trykkbrudd i betongen

I dette tilfellet er betongens tøyningsgrense i bruddgrensetilstand benyttet i trykksonen av tverrsnittet, med en tøyning på null i bunnen av strekksonen. Dette fører til en lineært varierende tøyning.

Tøyningstilstand 3: Trykkbrudd i betongen, samtidig som flyt i armering

På betongens strekkside settes nå tøyningen lik stålets flytetøyning som er 1,52 promille. Øverst i betongens trykkside benyttes betongens tøyningsgrense i bruddgrensetilstand.

Tøyningstilstand 4: Trykkbrudd i betongen, og dobbel flytetøyning i armeringen

Nesten tilsvarende som tøyningstilstand 3, men her benyttes en dobling av stålets flytetøyning i strekksonen, slik at flere armeringsjern føres over i flyt.

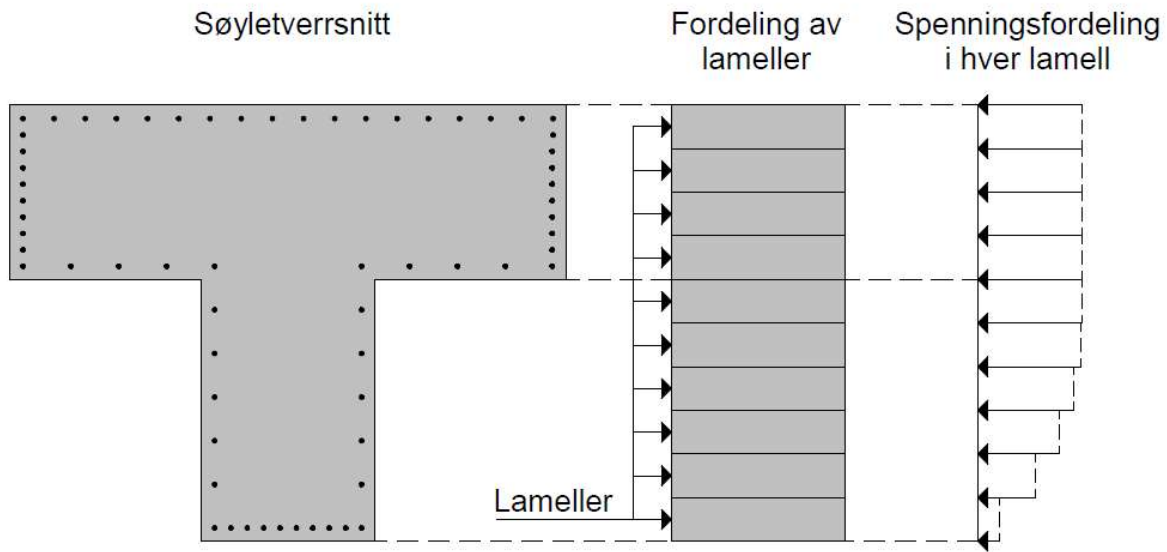
Tøyningstilstand 5: Trykkbrudd i betongen, og stor strekktøyning

Benytter fortsatt betongens tøyningsgrense i bruddgrensetilstand i betongens trykkside, men her settes tøyningen i strekksonen til en høy verdi. I dette tilfellet benyttes en tøyning på syv ganger flytespenning i stålet, som fører de aller fleste jern over i flyt.

I beregningene er den idealiserte spenning-tøyningkurven i henhold til NS 3473 punkt 11.3.2 benyttet [29]. Betongens trykkspenning varierer parabolisk mellom null og to promille tøyning, mens den er konstant lik betongens dimensjonerende trykkspenning fra to promille til trykkbrudd. Spenning-tøyningsforholdet beregnes med formel (5-8).

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \cdot \left[2 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right] \quad (5-8)$$

Videre antas det en lineært varierende tøyning over tverrsnittet. Siden spenningen varierer parabolisk over hele tverrsnittet, er det valgt å benytte en regnemodell basert på å dele inn betongtverrsnittet i lameller, der det antas konstant spenning i hver lamell. I beregningene er både flensen og steget delt inn i lameller, for å representere betongens trykkspenninger best mulig. En illustrasjon på fordelingen av lamellene er vist i figur 5-2. Figuren viser også variasjon av trykkspenning over tverrsnittet, ved lineært varierende tøyning som i tøyningstilstand 2.



Figur 5-2 Inndeling av lameller og spenningsfordeling

Formel (5-9) benyttes for å finne kraften som oppstår i hver lamell. Kraftene som virker i armeringsjernene finnes på tilsvarende måte. For å beregne tverrsnittets kapasitet tas det til slutt kraft- og momentlikevekt om tverrsnittets tyngdepunktsakse.

$$F_{lamell} = \sigma_c \cdot A_{lamell} \quad (5-9)$$

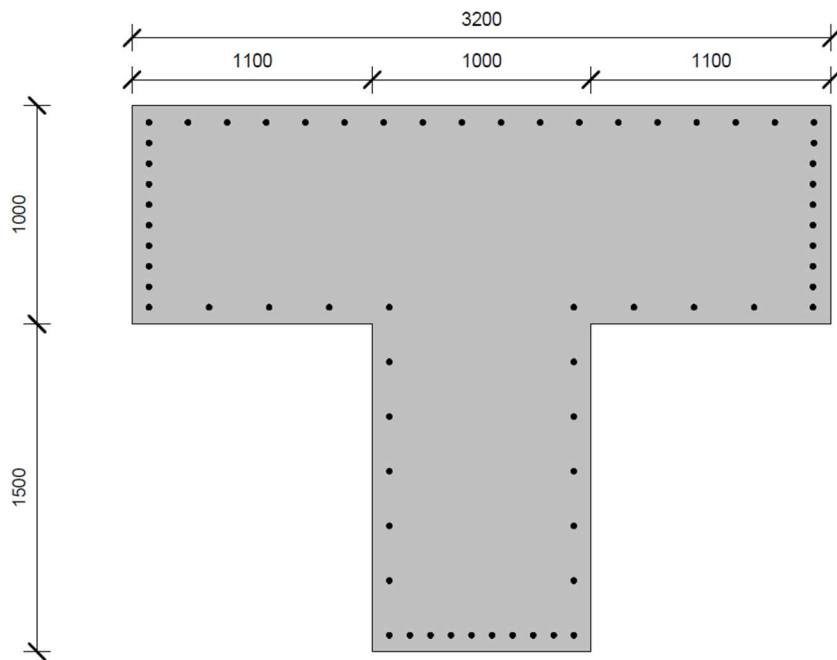
F_{lamell} = Kraften i betonglamell

A_{lamell} = Arealet av betonglamell

For å best mulig representere kapasiteten til hele tårnsøylen, er det utført beregninger på utvalgte snitt der det er varierende flenstykkelser eller endring i armeringsmengde. Følgende snitt er derfor betraktet:

- Høydekote 42
- Høydekote 37
- Høydekote 34
- Høydekote 21
- Høydekote 3

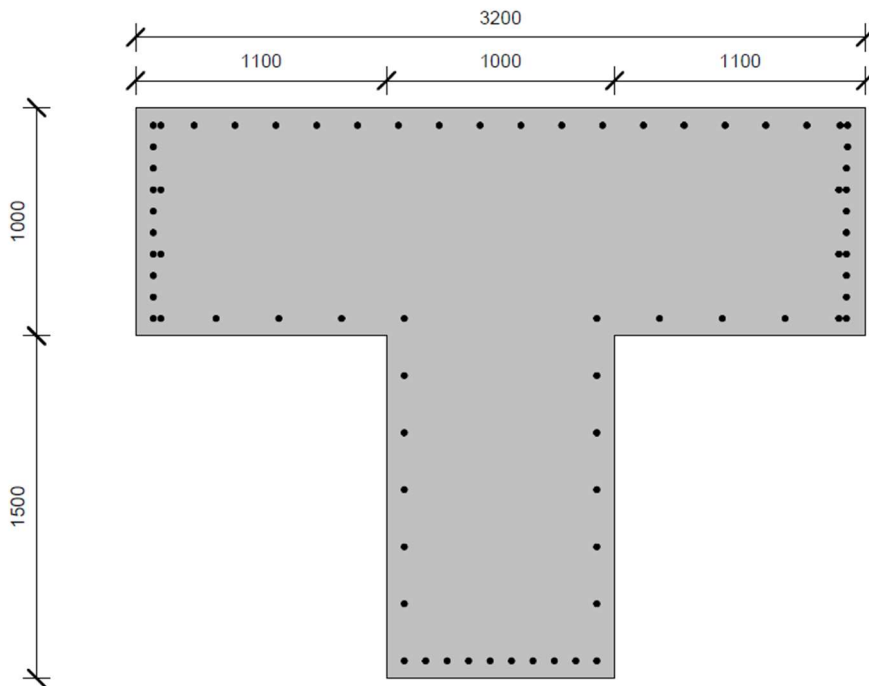
De påfølgende figurene og tabellene viser tverrsnitt og kapasiteten til tårnsøylen i tøyningstilstand 1 til 5, for alle de nevnte snittene. For bøyning om x-aksen er det tatt hensyn til om trykksonen oppstår i flensen eller i steget. Negative verdier for momentet henviser til trykkzone i steget. Siste kolonne representerer kapasiteten for bøyning om y-aksen. Eksempel på beregning av M-N diagrammene er vist i vedlegg D.



Figur 5-3 Søylevversnitt i høydekote 42

Tabell 5-3 Moment og trykkapasitet i høydekote 42

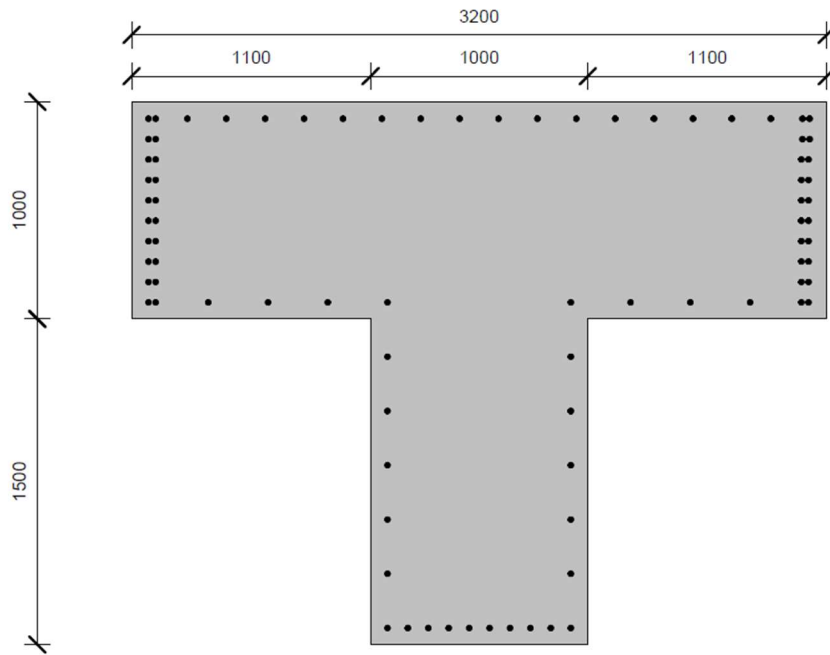
Tilstand	Trykk i steg		Trykk i flens		Bøyning om y-aksen	
	M	N	M	N	M	N
1	-321	94912	-321	94912	33	95556
2	-18156	63667	13116	84391	16278	80888
3	-29154	21667	26670	69456	31820	53123
4	-26889	15413	29332	60401	33083	32282
5	-17598	2681	24920	26713	20142	5722



Figur 5-4 Søylevversnitt i høydekote 37

Tabell 5-4 Moment og trykkapasitet i høydekote 37

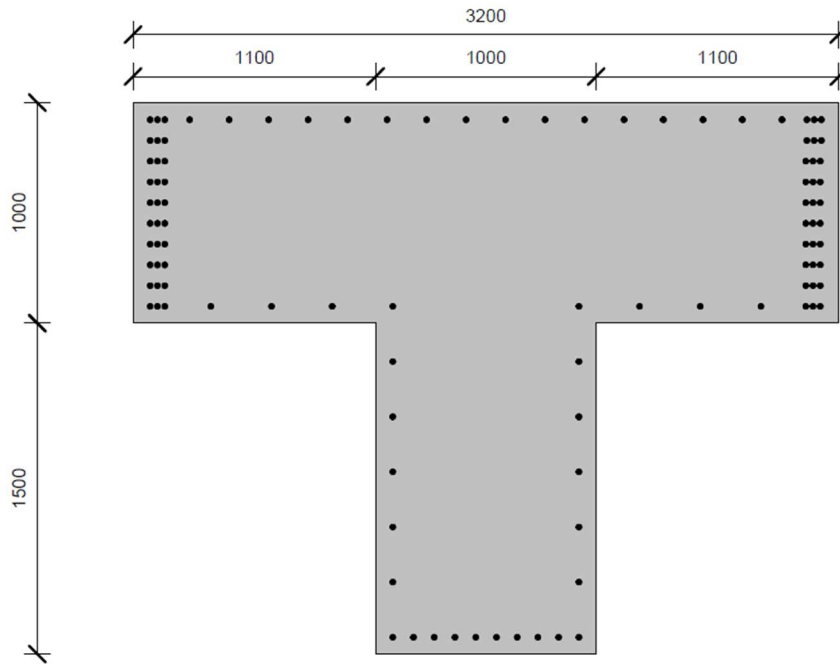
Tilstand	Trykk i steg		Trykk i flens		Bøyning om y-aksen	
	M	N	M	N	M	N
1	192	96200	192	96200	89	96845
2	-18037	64261	13630	85680	17090	81630
3	-29540	21131	27184	70744	33530	53221
4	-27406	14290	29848	61582	34929	32282
5	-18112	1392	25339	26959	21989	5722



Figur 5-5 Søyletverrsnitt i høydekote 34

Tabell 5-5 Moment og trykkapasitet i høydekote 34

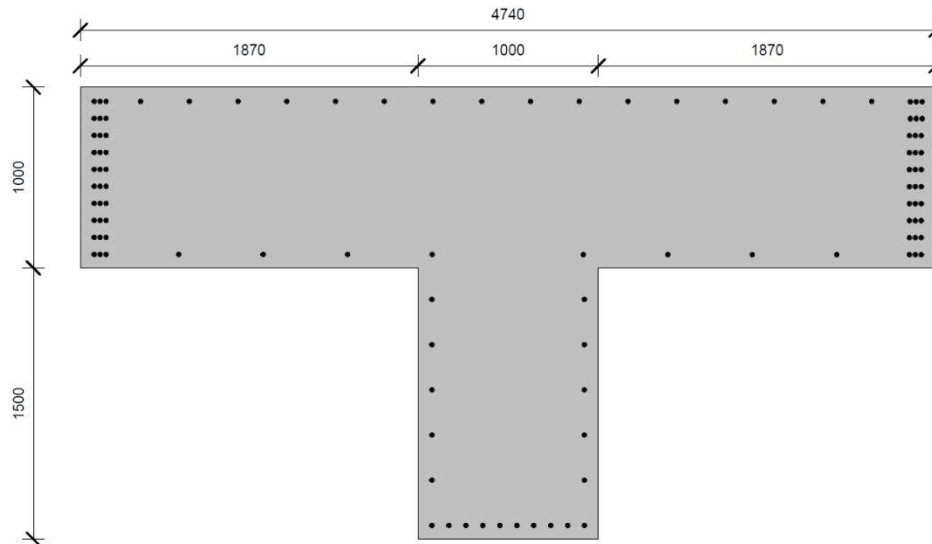
Tilstand	Trykk i steg		Trykk i flens		Bøyning om y-aksen	
	M	N	M	N	M	N
1	964	98134	964	98134	173	98778
2	-17779	65151	14402	87613	18316	82743
3	-29519	22587	27955	72678	36909	52680
4	-28161	12523	30615	63460	37699	32282
5	-18883	-540	25834	27403	24758	5722



Figur 5-6 Søylevversnitt i høydekote 21

Tabell 5-6 Moment og trykkapasitet i høydekote 21

Tilstand	Trykk i steg		Trykk i flens		Bøyning om y-aksen	
	M	N	M	N	M	N
1	2250	101356	2250	101356	165	102001
2	-17402	66635	15687	90836	20346	84546
3	-30853	18981	29241	75900	40469	53537
4	-29432	9633	31900	66519	42315	32282
5	-20169	-3763	26748	28094	29374	5722

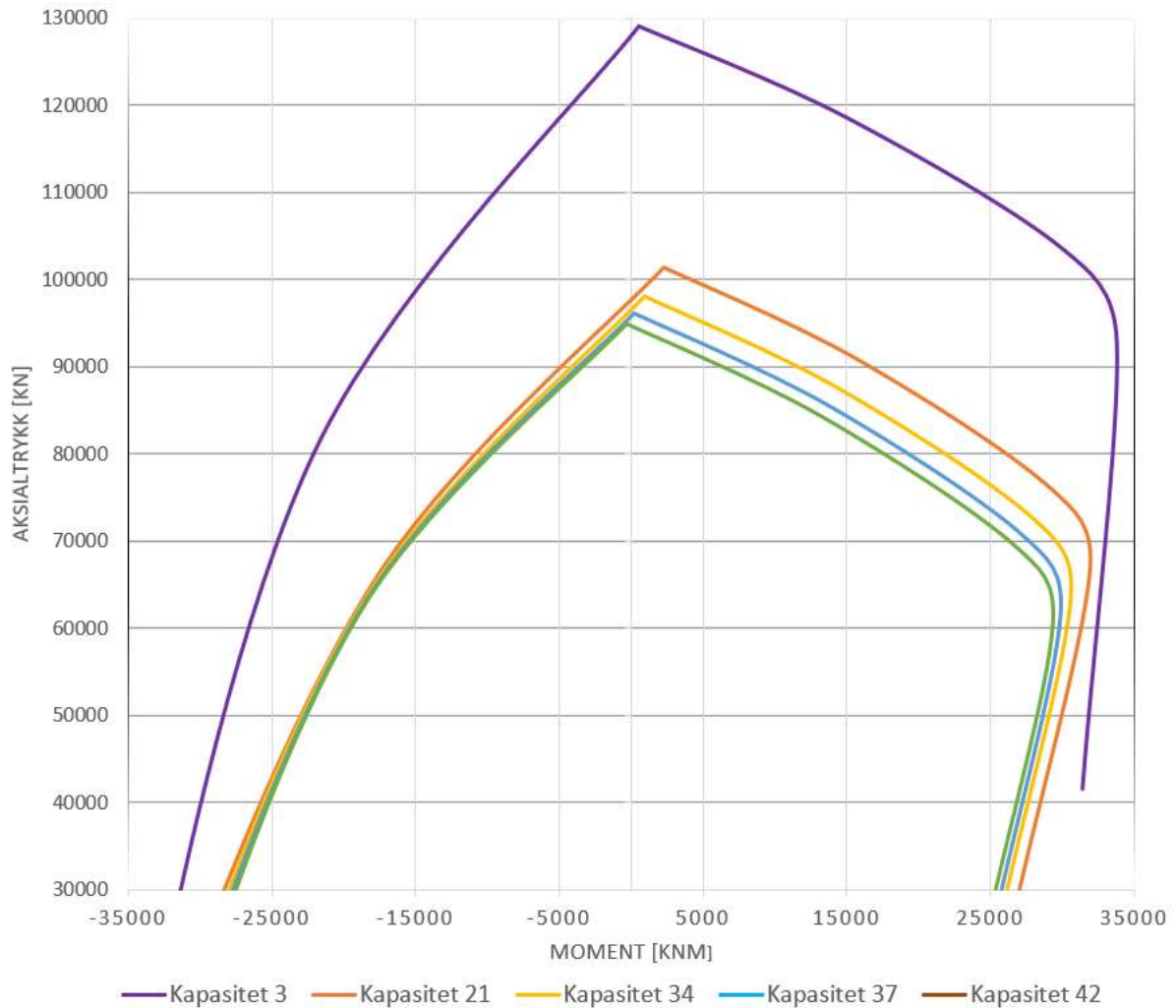


Figur 5-7 Søyletverrsnitt i høydekote 3

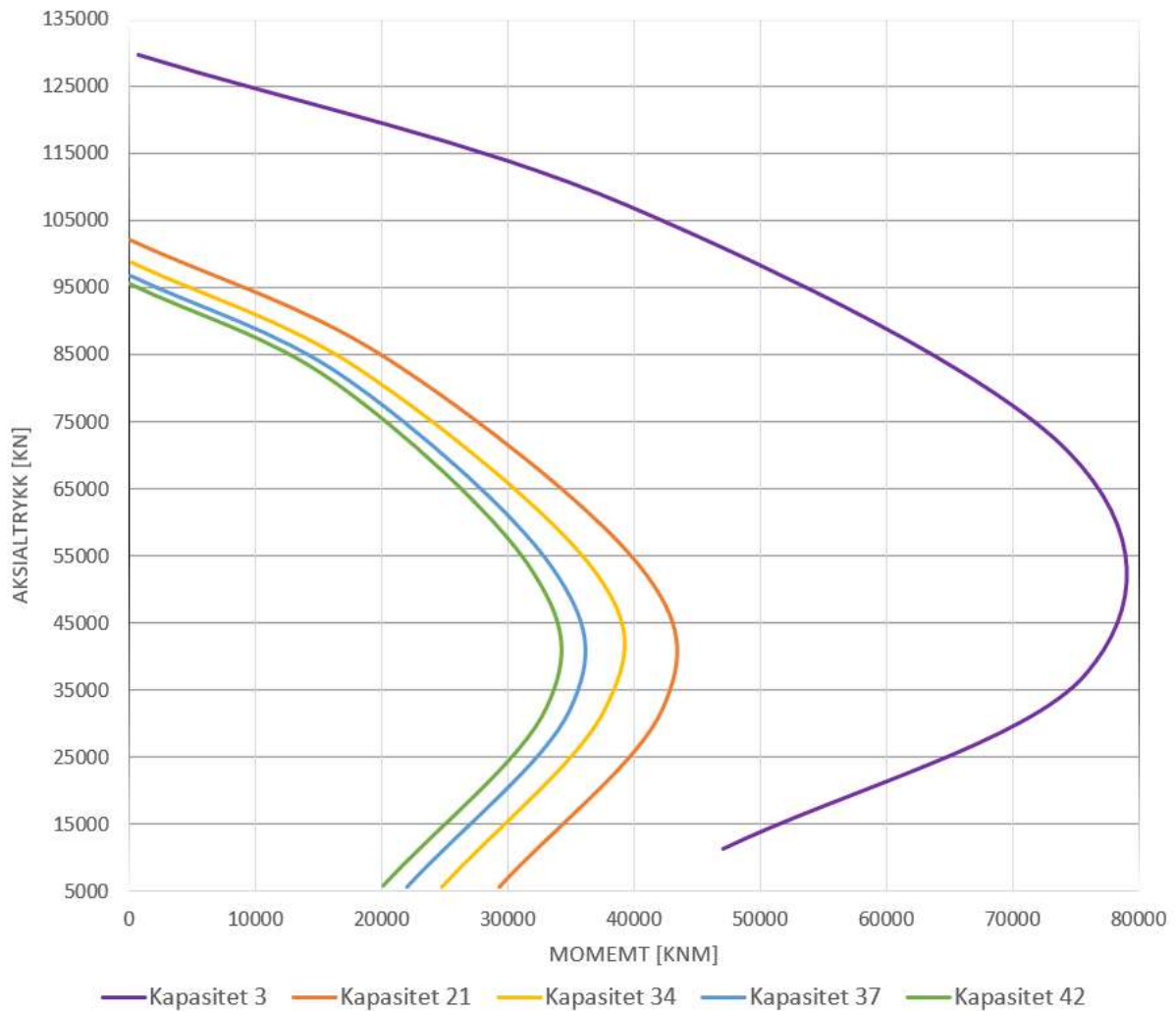
Tabell 5-7 Moment og trykkapasitet i høydekote 3

Tilstand	Trykk i steg		Trykk i flens		Bøyning om y-aksen	
	M	N	M	N	M	N
1	531	129076	531	129076	749	129720
2	-21638	81512	15011	118556	39478	107259
3	-32858	17892	30070	103411	74379	70576
4	-30386	9633	33761	92761	75716	37258
5	-19797	-3763	31374	41548	47056	11333

M-N diagrammene for tårnsøylen plottes, basert på verdiene vist i tabell 5-3 til tabell 5-7. I figurene nedenfor er M-N diagrammene for bøyning om søylens to akser vist. Kurvene beskriver kapasiteten og er vist med forskjellige farger for de ulike snittene. Figur 5-8 viser kapasitetskurvene for bøyning om x-aksen og figur 5-9 viser tilsvarende kurver for bøyning om y-aksen.



Figur 5-8 M-N diagram for bøyning om x-aksen

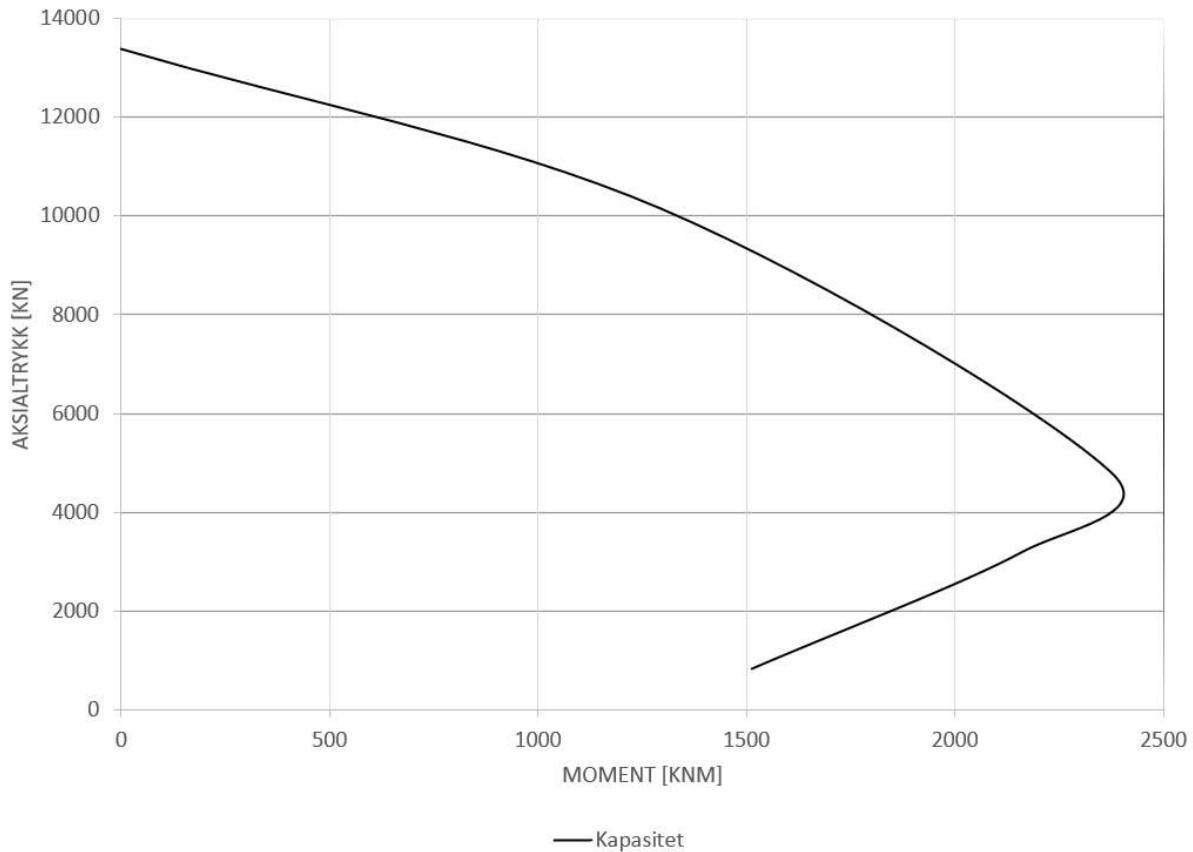


Figur 5-9 M-N diagram for bøyning om y-aksen

Vindkryssene antas som fast innspenst mot tårnsøylene og i krysningen mellom hverandre. Dette fører til en knekk lengde på $0,5 L$. I henhold til NS 3473 punkt 12.2.4 kan det sees bort ifra 2. ordens virkninger, dersom konstruksjonsdelens slankhet, som vist i formel (5-10) er under 10 [29].

$$\lambda_n = \lambda \cdot \sqrt{-nf(1 + 4\omega_t)} \quad (5-10)$$

Siden denne er under 10 er det sett bort i fra 2. ordens virkninger. I kapasitetsberegningene benyttes tøyingsstilstandene som beskrevet i læreboken til Sørensen [30, s. 29]. Det er gjort en forenkling av armingsplasseringen med en høyde på $0,8h$ mellom tyngdepunktet til trykk- og strekkarmoringen. Basert på dette er M-N diagrammet til vindkryssene vist i figur 5-10



Figur 5-10 M-N diagram for vindkryss

5.2.2 Skjærkapasitet

For tårnsøylen og vindkryssene er det benyttet samme formler på strekk- og trykkbrudd som på brudekket. I henhold til NS 3473 punkt 12.3.2.2 er det imidlertid benyttet et tillegg på grunn av samtidig opptredende skjærkraft og aksielt trykk. Den totale kapasiteten for skjærkraft ved strekkbrudd blir da som vist i formel (5-11), der det første leddet kommer fra formel (5-5) [29].

$$V_{cd} = V_{co} + 0,8M_0 \cdot \left| \frac{V_f}{M_f} \right| \leq (f_{td} \cdot k_v - 0,25 \cdot \frac{N_f}{A_c}) \cdot b_w \cdot z_1 \quad (5-11)$$

$$M_0 = \frac{-N_f \cdot W_c}{A_c}$$

V_f = Dimensjonerende skjærkraft

M_f = Dimensjonerende moment

W_c = Tverrsnittets tverrsnittsmodul, med hensyn på strekkenden med minst trykk

z_1 = Den største verdien av $0,7 d$ og $\frac{l_c}{s_c}$

$\frac{N_f}{A_c}$ = Skal ikke benyttes med høyere tallverdi enn $0,4 f_{cd}$

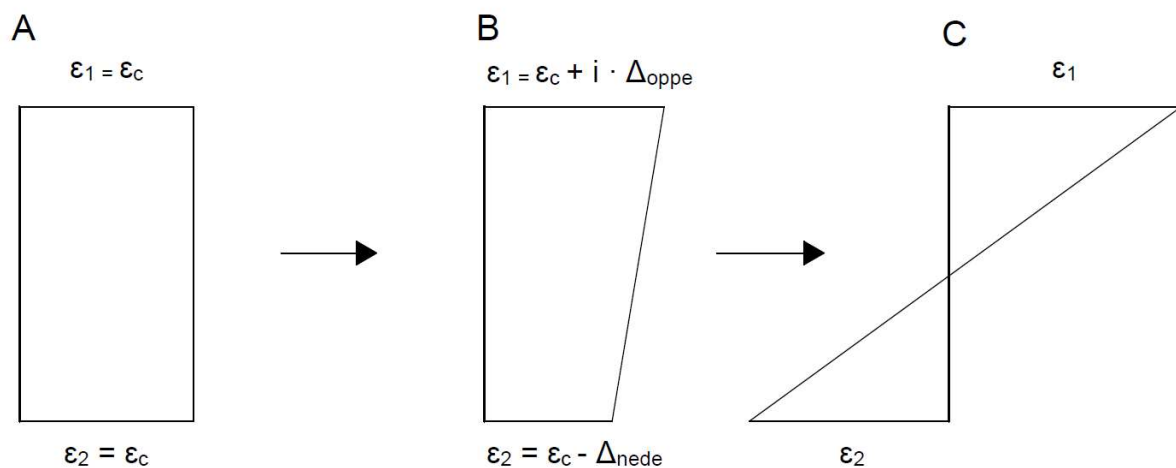
5.3 Moment-krumningsforhold

Ved beregning av tårnsøylene kapasitet, må det tas hensyn til andre ordens virkninger. Dette omfatter tap av geometrisk stivhet og endring i trykksonehøyde, etter hvert som tverrsnittets strekksone blir større ved økende moment og krumning. Grunnet betongens ikke-lineære spennings-tøyningsforhold, blir også sammenhengen mellom moment og krumning ikke-lineær [31]. Moment-krumningsforholdet er avhengig av tverrsnittets form, mengde, plassering av armering og tverrsnittets størrelse.

Siden tap av bøyestivheten i betongtverrsnittet, grunnet synkende trykksonehøyde ikke er automatisk ivare tatt i Robot, har det vært hensiktsmessig å lage et program for beregning av mer realistiske bøyestivheter. Bøyestivheten som benyttes i beregningsmodellen i Robot er beregnet basert på søyletverrsnittets endring i moment-krumningsforhold når tverrsnittet lastes til brudd. Prosessen med beregning av søyletverrsnittets moment-krumningsforhold er i grove trekk basert på kapittel 3.2 i Helleslands dokument om slanke betongkonstruksjoner [31]. Det første steget i beregningen er å velge en utgangstøying basert på likevektsformelen til aksialtrykket av en søyle som vist i formel (5-12).

$$\varepsilon_c = \frac{N - \sigma_c \cdot A_c}{E_s \cdot A_s} \quad (5-12)$$

N er største opptredende aksialtrykket som oppstår i det valgte snittet i tårnsøylen. Denne verdien hentes fra innledende beregninger i Robot. Aksialtrykket gir en konstant trykk-tøyingstilstand som vist i tilstand A i figur 5-11.



Figur 5-11 Illustrasjon av itereringsprosess ved endring av øvre og nedre tøying i tverrsnittet

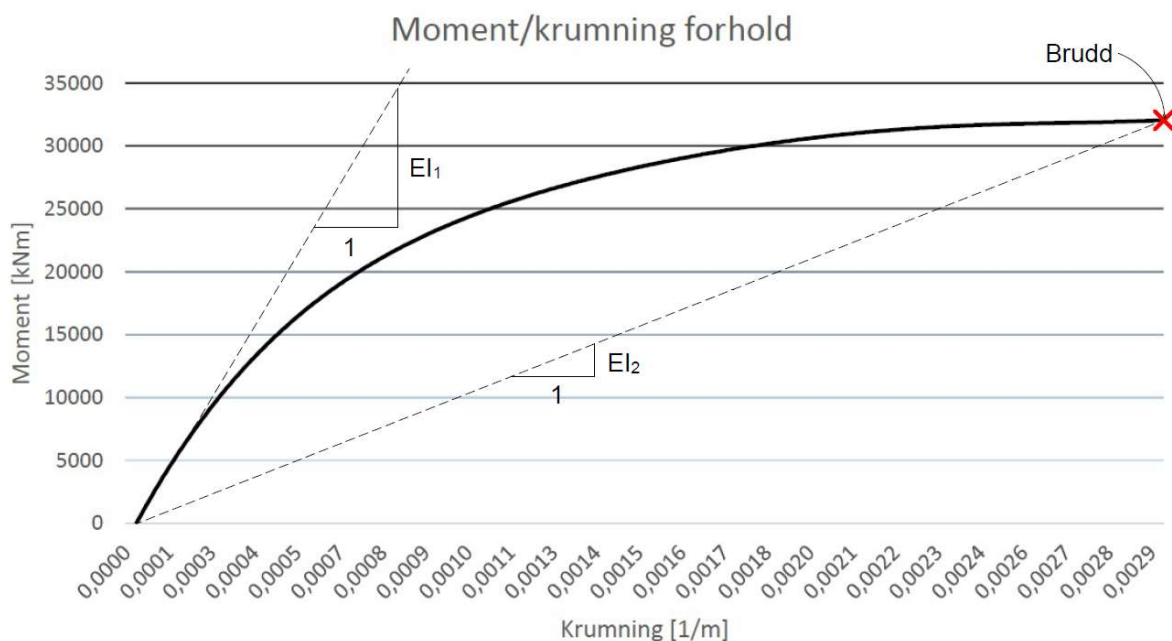
B illustrerer hvordan tverrsnittet påsettes en krumning med å redusere tøyingen i bunnen av tverrsnittet med en liten verdi. Reduksjonen av tøyingen fører til ubalanse i tverrsnittet der det indre aksialtrykket er lavere enn det ytre. For å opprettholde likevekt økes tøyingen i toppen av tverrsnittet med en liten verdi, til likevekt mellom det indre og ytre aksialtrykket er gjennomopprettet.

Den oppnådde likevektstilstanden gir en krumning og et moment over tverrsnittet. Forholdet mellom disse verdiene danner et punkt på moment-krumningskurven. Krumningen i tverrsnittet er beregnet med formel (5-13).

$$\kappa = \frac{\text{abs}(\varepsilon_2 - \varepsilon_1)}{h} \quad (5-13)$$

- κ = Krumning over tverrsnittet
- ε_1 = Tøyning av tverrsnittets overside
- ε_2 = Tøyning av tverrsnittets underside
- h = Tverrsnittets høyde.

Når likevekt i tverrsnittet er oppnådd og krumning- og momentverdien for tilstanden er beregnet, starter prosessen på nytt. Etter hvert vil tverrsnittet få en strekkside og trykksonehøyden reduseres, som vist med illustrasjon C i figuren på forrige side. Prosessen utføres iterativt til momentbrudd. Dette gir moment-krumningsforholdet i tverrsnittet som vist i figur 5-12. Den vertikale akse viser momentet som fører til krumningen på horisontalaksen. De stiplede linjene viser tverrsnittets opprinnelige bøyestivhet (EI_1) der hele tverrsnittet er i trykk og bøyestivheten (EI_2) som tar hensyn til betongens ikke-lineære oppførsel.



Figur 5-12 Moment-krumnings forhold

Bøyestivheten EI_2 er beregnet med hensyn på momentene og krumningen som oppstår ved materialbrudd etter formel (5-14). Bruddmomentet som er benyttet for beregning av alle søyletverrsnitt er basert på beregnede M-N diagrammer.

$$EI_2 = \frac{M_{brudd}}{\kappa_{brudd}} \quad (5-14)$$

Beregning av bøyestivheten EI_2 er utført i alle snitt der armeringsmengden varierer om tårnsøylens to akser. Beregningen av EI_2 om x-aksen i høydekote 40-76 er vist i vedlegg D. Sammenligning av den opprinnelige bøyestivheten EI_1 og bøyestivheten som benyttes i beregningsmodellen EI_2 er vist i tabell 5-8. Det er også tatt hensyn til reduksjonen av E-modulen fra ASR som beskrevet i kapittel 3.1. I våre beregninger benyttes en reduksjon av E-modul på tårnsøylen med 12,6%.

Tabell 5-8 Beregnede bøyestivheter som benyttes i beregningsmodeller

Snitt i brutårn	Bøyestivheter Om akse	EI_1 [·10 ¹⁶]	EI_2 Før ASR [·10 ¹⁶]	EI_2 Etter ASR [·10 ¹⁶]
Høydekote 40-76	y	5,481	2,088	1,824
	x	4,114	1,324	1,157
Høydekote 35-40	y	5,481	2,310	2,018
	x	4,114	1,384	1,209
Høydekote 30-35	y	5,481	2,473	2,161
	x	4,114	1,486	1,298
Høydekote 25-30	y	5,481	2,696	2,356
	x	4,114	1,542	1,347
Høydekote 21-25	y	5,481	2,869	2,507
	x	4,114	1,592	1,391
Høydekote 3	y	17,273	12,940	11,306
	x	4,715	1,651	1,443

5.4 Trykkfeltteori på rigler

Ved kapasitetsberegningen av topprigelen og midtrigelen benyttes trykkfeltteori for beregning av kapasitet av skiver i bruddgrensetilstand, som beskrevet i Sørensens lærebok. Metoden er basert på de kjente kreftene i hvert punkt, i skivens to hovedretninger og skjærretning. Spenningsene i hvert punkt gir opphav til riss med en rissvinkel φ som er orientert i forhold til spenningsenes retning (trykk eller strekk) og størrelse i forhold til hverandre. I denne oppgaven har vi valgt å benytte formelen (5-15) da denne tar hensyn til en stadium II tilstand, der betongen ikke kan overføre strekk. [30]

$$\tan^4 \varphi + \frac{N_x}{N_{xy}} \cdot \tan^3 \varphi - \frac{N_y}{N_{xy}} \cdot \tan \varphi - \frac{A_{sx}}{A_{sy}} = 0 \quad (5-15)$$

- $\frac{A_{sx}}{A_{sy}}$ = Forholdet mellom armeringsmengden i skivens to hovedretninger
- φ = Rissvinkel
- N_x = Opptredende krefter i x-retning
- N_y = Opptredende krefter i y-retning
- N_{xy} = Opptredende skjærkraft

Basert på rissvinkelen og likevektsligningen til et infinitesimalt lite skiveelement, kan kreftene som virker i platens to armeringsretninger, samt trykket som oppstår i betongen beregnes etter formel (5-16) til (5-18).

$$F_{sx} = N_x + N_{xy} \cdot \tan \varphi \quad (5-16)$$

$$F_{sy} = N_y + N_{xy} \cdot \cot \varphi \quad (5-17)$$

$$F_c = \frac{N_{xy}}{\sin \varphi \cdot \cos \varphi} \quad (5-18)$$

Ved å dele på armering- og betongtverrsnittets areal finner man den opptredende spenningen i det beregnede punktet. Denne sjekkes mot materialets bruddspenning. Beregningsmetode og resultater er vist i vedlegg E.

6 Laster og lastkombinasjoner

I dette avsnittet presenteres de forskjellige lastene og lastkombinasjonene som benyttes i beregningene av bærestrukturen.

6.1 Lastkombinasjoner

Bærestrukturen må oppfylle ulike krav til konstruktiv bæreevne, spesielt kapasitet til å motstå samvirke mellom flere egen- og nyttelaster. Lastene som virker på brukonstruksjonen i oppgaven klassifiseres i henhold til deres variasjon over tid, som permanente eller varierende laster beskrevet i NS-EN 1990 [32]. Lastene som virker på konstruksjonen, er listet opp nedenfor:

- Egenlast fra dekket, bærestruktur, rekkverk, kabler etc.
- Trafikklast
- Statiske vindlaster
- Temperatur laster
- ASR-laster
- For/etterspenning
- Snølast
- Dynamiske vindlaster
- Bølgelaster
- Geotekniske påvirkninger fra jordtrykk
- Seismisk påvirkning fra jordskjelvlaster

NS-EN 1990 beskriver bruken av partiell-, skalerings- og reduksjonsfaktorer i forhold til lastkombinasjon og lastvariasjon. Disse benyttes for å garantere realistiske, men konservative kombinasjoner som setter krav til konstruksjonenes, sikkerhet, brukbarhet og pålitelighet. Formel (6-1) beskriver den dimensjonerende verdien for den aktuelle lastkombinasjonen.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,i} G_{k,i} + \gamma_p p + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j \geq 1} \gamma_{Q,i} \varphi_{0,i} Q_{k,j} \quad (6-1)$$

- $G_{k,i}$ = Den karakteristiske permanente lastpåvirkningen i
 $Q_{k,1}$ = Den dominerende karakteristiske variable lastpåvirkningen
 $Q_{k,i}$ = Den ikke-dominerende karakteristiske variable lastpåvirkningen i
 p = Laster som følge av for/etterspenning
 $\gamma_{G,i}$ = Partialfaktor for permanente laster
 γ_p = Partialfaktor for lastpåvirkninger grunnet for/etterspenninger
 $\gamma_{Q,1}$ = Partialfaktor for dominerende variable laster
 $\gamma_{Q,i}$ = Partialfaktor for ikke dominerende variable laster
 $\varphi_{0,i}$ = Korreksjonsfaktor for ikke dominerende variable laster

Partialfaktorenes verdi varierer i forhold til grensetilstand. For bruddgrensetilstand, der det tas hensyn til konstruksjonens bæreevne og kapasitet, benyttes følgende partiellfaktorer.

$$\begin{aligned}\gamma_{G,i} &= 1,2 \text{ for permanente laster} \\ \gamma_p &= 1,0 \text{ for for/etterspenning} \\ \gamma_{Q,1} &= 1,5 \text{ for dominerende laster} \\ \gamma_{Q,i} &= 1,5 \text{ for ikke-dominerende laster}\end{aligned}$$

Lastvirkninger grunnet ASR velger vi å definere i samme kategori som permanente laster fra for/etterspenning. Korreksjonsfaktoren for ikke dominerende variable laster, varierer i forhold til lasttype. Korreksjonsfaktorene er vist i tabell 6-1 og benyttes for forskjellige ikke-dominerende laster basert på tabell NA.A2.1 i NS-EN 1990.

Tabell 6-1 Korreksjonsfaktorer for ikke dominerende variable laster

Lastpåvirkning		Korreksjonsfaktor $\varphi_{0,i}$
Trafikklast	Jevnt fordelt last	0,7
	Horisontale laster	0,7
	Laster på fortau	0,7
	Enkel aksling	0,7
Vindlast	-	0,7
Temperatur	-	0,7

I denne oppgaven har vi valgt å se bort ifra følgende lastvirkninger:

- Snølast
- Dynamiske vindlast
- Bølgelaster
- Geotekniske påvirkninger som jordtrykk
- Seismisk påvirkning som jordskjelvlaster

6.2 Egenlaster

For klassifisering av egenlastene benyttes håndbok R412, for å bestemme konstruksjonens massetetthet og lastverdier [6]. Massetetthetene som benyttes på egenlastverdiene er 77 kN/m^3 for stål og 25 kN/m^3 for armert betong. Ettersom hele brua modelleres i Robot, vil programmet ta hensyn til det meste av egenvekten, bortsett fra eksterne egenlaster. Disse lastene kommer fra slitelaget av asfalt på 3 kN/m^2 , og rekkverket som ble satt til 1 kN/m . Dette fører til en total ekstern egenlast på $28,9 \text{ kN/m}$.

6.3 Trafikklaster

Trafikklast er vertikale og horisontale belastninger fra fotgjengere, lette og tunge kjøretøy. Trafikklast skal plasseres i den mest ugunstigste posisjon, for å gi dimensjonerende verdier. Hver bru skal angis med en bruksklasse definert etter håndbok R412 [6]. Denne bruksklassen definerer hvilken brukslast som kan belaste brua, uten at det må gjøres spesielle tiltak. Når bruens skal klassifiseres vurderer man kapasiteten til bruens svakeste element, og velger bruksklasse basert på dette. Den generelle beskrivelsen av trafikklast er «Bk y/x» hvor y er maksimal aksellast og x er total last brua tåler.

Tjeldsundbrua er opprinnelig definert som Bk 10/50, men SVV ønsker å øke denne, blant annet for å slippe å stenge brua for allmenn trafikk, når spesielt tyngre kjøretøy skal ferdes over brua. I denne oppgaven er det derfor valgt å benytte Bk 10/60 som grunnlag for lastfordelingen.

Bredden av ett lastfelt for tunge kjøretøy er ifølge håndbok R412 satt til 3 m , som betyr at to vogntog kan passere hverandre på Tjeldsundbrua. Dette resulterer i at lastene oppgitt i Figur 6-1 må doubles, for å bestemme de totale vertikale lastene som virker på konstruksjonen. Det røde området indikerer lastene som er benyttet.

Vogntoglast		A	40	32	32	24	
		V	600	500	400	320	280
		L	18,0	16,0	16,0	16,0	16,0
		p	6	6	6	6	6

Figur 6-1 Trafikklaster [6]

I henhold til håndbok R412 og NS-EN 1991-2 skal det kun belastes en aksellast eller vogntoglast i hvert kjørefelt i lastspennet. Resten skal belastes med en jevnt fordelt trafikklast på 6 kN/m . Håndboken forklarer videre at lastfeltene skal plasseres i bruas tverretning, i ugunstigste stilling innenfor hele det området som er tilgjengelig for kjørende trafikk [6].

For laster på gang- og sykkelvei benyttes en verdi på 2 kN/m^2 for spenn mindre enn 200 m. Lastverdien som benyttes i hovedspennet må derfor interpoleres mellom bruspenn på 200 m og 400 m, med en lastverdi på 2 kN/m . Benyttes den totale fortausbredden på 1,8 m resulterer dette i en last fra gang og sykkelvei på $2,88 \text{ kN/m}$.

I tillegg til vertikale laster, opptrer det samtidig horisontale laster på konstruksjonen. De horisontale lastene som virker på konstruksjonen, er bremselast og sidelast. Sentrifugallast neglisjeres på grunn av stor radius av bruens horisontalkurve. Bremselasten virker i bruens lengderetning og bestemmes etter Tabell 6-2. Siden Tjeldsundbrua er kategorisert i bruksklasse 10 med langt spenn, settes denne til 300 kN.

Tabell 6-2 Bremselaster i henhold til håndbok R412 [6]

Brulengde	Bremselast (kN)			
	Bk 10	Bk T8	Bk8	Bk 6
10 m	150	120	100	90
40 m	300	240	190	170

Samtidig med bremselasten, opptrer en sidelast som tar hensyn til skjev eller usymmetrisk bremsing. Ifølge håndbok R412 skal denne være $\frac{1}{4}$ av bremselasten, og settes derfor til 75 kN.

6.4 Vindlaster

NS 1991-1-4 og håndbok N400 danner beregningsgrunnlaget for bestemmelse av vindlastene som virker på Tjeldsundbrua [33] [34]. N400 definerer tre vindlastklasser, som er basert på hvor utsatt brua er for dynamiske virkninger. Basert på N400 er Tjeldsundbrua definert under klasse 2. Siden vi i denne oppgaven har valgt å neglisjere dynamiske virkninger, vil vindlastklasse 1 bli brukt som grunnlag for beregningene. Beregninger av vindlaster er vist i vedlegg F.

Stedsvindhastigheten beregnes med formel (6-2).

$$v_m = v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot c_0 \cdot c_r \quad (6-2)$$

v_m	=	Stedsvindhastighet
$v_{b,0}$	=	Referansevindhastighet
c_{dir}	=	Retningsfaktor
c_{season}	=	Årstidsfaktor
c_{alt}	=	Nivåfaktor
c_{prob}	=	Sannsynlighetsfaktor
c_0	=	Terrengformfaktor
c_r	=	Ruhetsfaktor

Verdien for referansevindhastigheten hentes fra NS 1991-1-4 NA.4(901.1). Brua ligger delvis mellom to kommuner, der vi har valgt å benytte den største verdien på 27 m/s fra Harstad kommune. De resterende verdiene settes til 1 med referanse til NS 1991-1-4 NA.4.2(2)P. Unntaket er ruhetsfaktoren som angir variasjonen i stedsvindhastigheten. Denne bestemmes etter tillegg A.1, tabell NA.4.1. Formel (6-3) er benyttet for beregning av ruhetsfaktoren, der høyden som benyttes er den høyeste delen av kjørebanelen på 48 meter over havet.

$$c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (6-3)$$

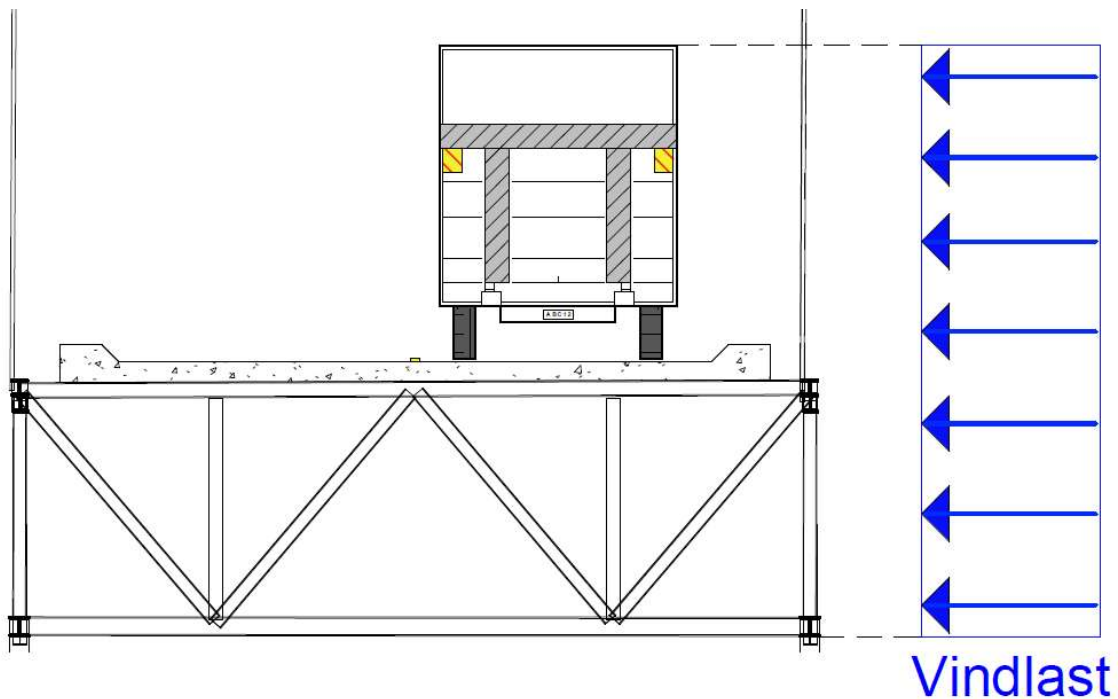
z	=	Høyde over terreng
z_0	=	Ruhetslengde
k_r	=	Terrengruhetsfaktor

For å finne verdier for de dimensjonerende vindkreftene i bruas tre retninger, benyttes formel (8.3) fra NS 1991-1-4. Beregningene er basert på vindkasthastighetstrykket som bestemmes etter formel (6-4).

$$q_p = [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)] \cdot q_b \quad (6-4)$$

k_p	=	Toppfaktor
$I_v(z)$	=	Turbulensintensitet
q_b	=	Basisvindhastighetstrykk

Beregningene av referansearealet er basert på punkt 8.3.1 (3b) og 8.3.1(5), der det skal tas hensyn til opptredende trafikk på veien. Dette ivaretas med å legge til en høyde på 2 meter på arealet som er belastet under trafikk, som illustrert i Figur 6-2.



Figur 6-2 Vindlast på trafikkert bru

Formel (6-5) og (6-6) benyttes for å bestemme endelig last fra sidevind, vertikalt trykk og sug på brudekket.

$$F_{w,y} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_y \cdot A_{ref,y} \quad (6-5)$$

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{ref,z} \quad (6-6)$$

- ρ = Luftens massetetthet
- v_b = Basisvindhastighet
- C_z = Vindlastfaktor
- A_{ref} = Referanseareal

Vindlast på dekket i bruas lengderetning beregnes etter punkt 8.3.4 i NS 1991-1-4. Siden Tjeldsundbrua er en fagverksbru, settes denne til 50% av vindlast fra sidevind.

Vindlaster på brutårn

For beregning av vindlaster på brutårnet i horisontal x- og y-retning benyttes formel (6-7). Konstruksjonsfaktorer tar hensyn til vindpåvirkning fra ikke-samtidig opptredende vindkasthastigheter og kraftfaktor for konstruksjonsdelen.

$$F_w = c_b c_d \cdot c_f \cdot q_p \cdot A_{ref} \quad (6-7)$$

$c_b c_d$ = Konstruksjonsfaktor
 c_f = Kraftfaktor

Kraftfaktoren er en funksjon av basiskraftfaktoren og endeeffekt faktoren, som estimeres med figur 7.36 i NS-EN 1991-4 på grunnlag av en forenklet slankhet av brutårnet og massivitetsforholdet.

Beregnete vindlaster er vist i tabell 6-3. Vindlasten på riglene er oppgitt i kN/m².

Tabell 6-3 Vindlaster på brukonstruksjonen

Konstruksjonsdel	Vindretning	Vindlast [kN/m]	Vindlast med trafikklast [kN/m]
Brudekket og fagverk	Fra siden	1,87	3,78
	Vertikalt	15,55	15,55
	I lengderetningen	0,93	1,89
Tårnsøyler	I lengderetningen	8,07	-
	Fra siden	7,80	-
Rigler i brutårn	I lengderetningen	1,50 kN/m ²	-

6.5 Termiske laster

Temperaturendringer i brua er beregnet etter håndbok N400 og NS 1991-1-5 [35]. Håndbok N400 setter krav til hva som inngår i begrepet «Termisk påvirkning» som definert etter punkt 5.4.8.1.

Den jevnt fordelte temperaturendringen avhenger av den laveste og høyeste temperaturen i området. Ekstremalverdiene for temperatur er hentet fra NS 1991-1-5 figur NA.A1 og NA.A2. Disse er vist nedenfor [35].

$$T_{max} = 36 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{min} = -30 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Ifølge NS 1991-1-5 punkt 6.1.1 deles bruoverbygg inn i tre forskjellige typer, hvor hengespennet på Tjeldsundbrua går under kategorien type 2, samvirkebru med stålfagverk og betongdekke. Maksimums- og minimumstemperaturen økes derfor med 4°C etter figur NA.6.1 i eurokoden. De endelige temperaturverdiene blir dermed:

$$T_{e.max} = 40 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{e.min} = -26 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Disse verdiene benyttes sammen med en initialtemperatur for å bestemme brukonstruksjonens temperaturekspansjonsintervall. Verdien for initialtemperaturen settes til 10°C i henhold til NA.A.1. Ekspansjonsintervallet blir dermed som vist i formel (6-8) og (6-9).

$$\Delta T_{N.exp} = T_{e.max} - T_0 = 26 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6-8)$$

$$\Delta T_{N.con} = T_0 - T_{e.min} = -16 \text{ } ^\circ\text{C} \quad (6-9)$$

I henhold til NS 1991-1-5 må det tas hensyn til vertikale temperaturdifferanser i bruas avstivningsbærer. Siden brudekket er eksponert mot solen, vil oversiden av konstruksjonen utsettes for den høyeste temperaturen.

For ikke-lineært varierende temperatur, har vi benyttet en forenklet metode etter figur NA6.2b i NS 1991-1-5. Den vertikale differansen blir da verdien nedenfor.

$$\Delta T_1 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Etter punkt 6.1.5 i eurokoden, skal det benyttes ulike lastkombinasjoner der den mest ugunstigste skal velges. Faktoren ω innføres som en reduksjonsfaktor, som skal benyttes dersom de to tilfellene opptrer samtidig. Dette gir de fire lastkombinasjonene, som vist med formlene nedenfor, der den mest ugunstigste skal benyttes.

$$\Delta T_1 + \omega_N \cdot \Delta T_{N.exp} \quad (6-10)$$

$$\Delta T_1 + \omega_N \cdot \Delta T_{N.con} \quad (6-11)$$

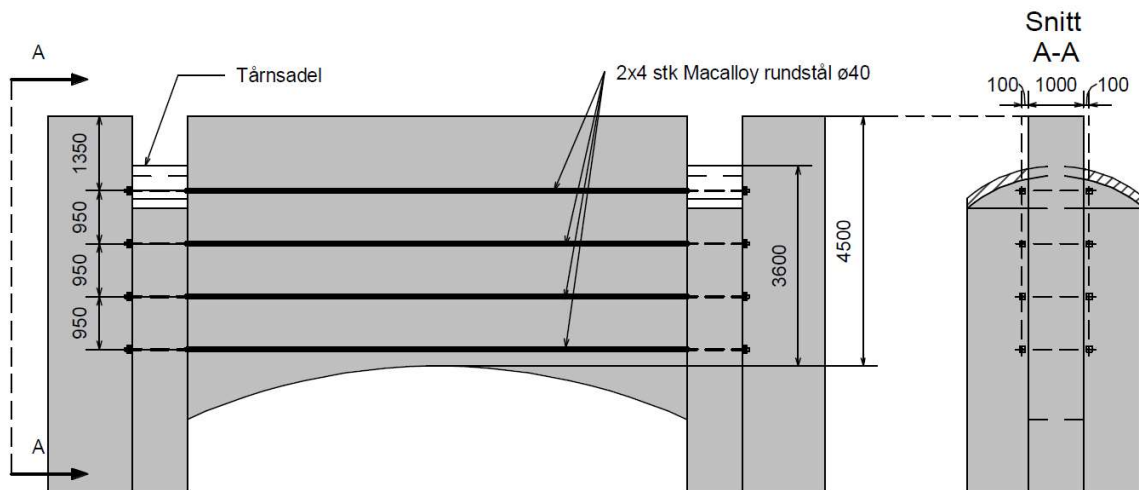
$$\Delta T_1 \cdot \omega_M + \Delta T_{N.con} \quad (6-12)$$

$$\Delta T_1 \cdot \omega_M + \Delta T_{N,EXP} \quad (6-13)$$

ω_N	=	0,35
ω_M	=	0,75
N	=	Gjelder for temperaturdifferanse
M	=	Gjelder for jevnt fordelt temperaturandel.

6.6 Etterspenning av topprigel

Grunnet bekymring for rissutvikling, ble det utført en rehabilitering av topprigelen i tårnene etter anbefaling fra SVV. Rehabiliteringen omfattet montering av fire spennstag på hver side av rigelen. I tilstandsrapporten fra 1998 ble det eksplisitt uthevet viktigheten av rigelen, med hensyn på konstruksjonens stabilitet, hvor et brudd i kan føre til kollaps av hele tårnkonstruksjonen [23]. En illustrasjon av spennstålet, montert på rigelen er vist i figur 6-3.



Figur 6-3 Illustrasjon av etterspenning av topprigel

Spennstagene er av stålqualität Macalloy 800/1000 rustfritt stål, og er montert i flensen til tårnsøylene på utsiden av rigelen. Dette fører til at trykket fra stagene overføres som et jevnt trykk over i rigelen fra kontaktflaten til tårnsøylene.

For å beregne den resulterende trykkspenningen på rigelen, benyttes den opprinnelige strekkraften i hvert stag ved montering lik 695 kN. Eventuelle momenter neglisjeres, siden stagene er tilnærmet jevnt fordelt over hele tverrsnittet. Ved beregning av tap av spennkraft ses det bort fra svinn, grunnet montering lenge etter betongherding. Årsaker som er vurdert å gi betydelig tap av spennkraft, er låsetap ved montering, kryp og relaksasjon av spennstålet. Vi har forutsatt at tverrsnittet er i stadium I for beregningene i vedlegg H. Resultatene for ett spennstag er vist i tabell 6-4. Beregningene er basert på teori fra læreboken til Sørensen [30].

Tabell 6-4 Resultater fra beregning på tap av spennkraft i spennstål

	Strekkspenning [N/mm ²]	Strekraft [kN]	% tap av strekkraft
Opprinnelig spennkraft	553,1	695,0	0
Låsetap ved montasje	17,0	21,4	3,1
Tap grunnet kryp	12,5	15,6	2,3
Relaksasjon	35,7	44,9	6,5
Resulterende spennkraft	487,9	613,1	15,2

Dette gir en resulterende trykkspenning på henholdsvis 1,09 N/mm² og 1,36 N/mm² i rigelens senter, og ved overgangen til flensen av tårnsøylen.

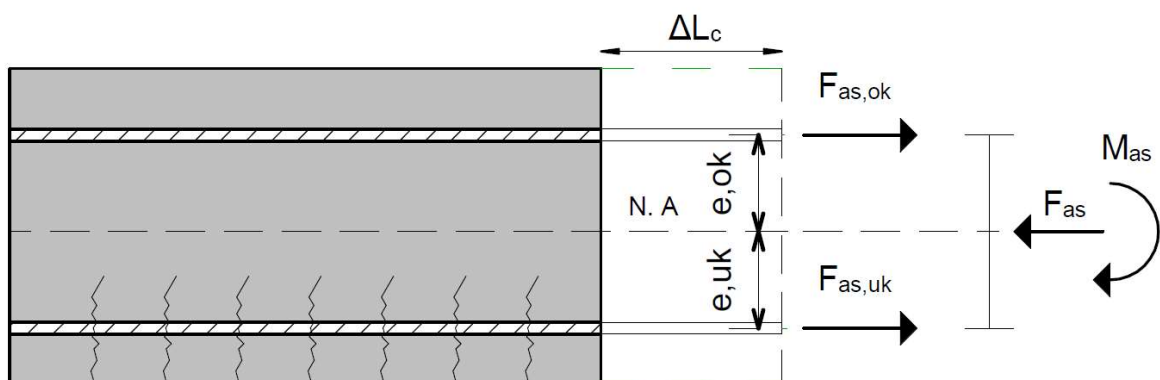
7 ASR-ekspansjoner og lastpåvirkning

Som nevnt i kapittel 3.1 vil ASR gi en utvidelse av betongvolumet, grunnet den ekspanderende hydroskopiske gelen som fyller seg i porer og svake plan i tilslaget. Ekspansjonen i betongen gir opphav til tilleggskrefter i tverrsnitt som ligner de som oppstår ved svinn, men med strekkrefter i armeringen og trykk i betongen. Det er disse strukturelle virkningene som presenteres i dette kapittelet.

Kapittelet er i store deler basert på rapporten til Stemland, Rodum og Johansen, «Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse» fra 2016. Rapporten inneholder beskrivelser og modeller for beregninger av tilleggskrefter som følge av ASR-ekspansjoner i betongtverrsnitt [2].

7.1 Grunnleggende lastpåvirkning

ASR-ekspansjoner gir indre og ytre lastpåvirkninger grunnet tøyningene som påføres tverrsnittet. Figur 7-1 illustrerer hvordan den indre lastvirkningen oppstår i et slakkarmert bjelketverrsnitt med over- og underarmering.



Figur 7-1 Indre krefter i betong på grunn av ASR

For å bestemme spenningene som oppstår i betongen, forutsettes det full heft, der armeringen får samme absolute utvidelse som betongen. Utvidelsen resulterer i en fiktiv tøyning som gir opphav til tilleggskrefter i armeringsstålet. Kraftene som oppstår i armeringsstålet bestemmes etter formel (7-1).

$$F_{as} = \varepsilon_c * E_s * A_s \quad (7-1)$$

Tilleggskreftene som oppstår i betongen, stammer fra kreftene i armeringsstålet og er påsatt med motsatt fortegn. Disse gir opphav til en kraftresultant og et tilhørende moment, grunnet armeringens eksentrisitet til nøytralaksen (N.A.). Momentet som oppstår på grunn av ASR bestemmes etter formel (7-2).

$$M_{as} = F_{as,uk} * e_{uk} - F_{as,ok} * e_{ok} \quad (7-2)$$

Generelt kan det være flere armeringslag over og under tverrsnittets N.A. For å beregne resulterende tilleggskrefter benyttes formel (7-3) for kraftresultanten og formel (7-4) for tilhørende moment.

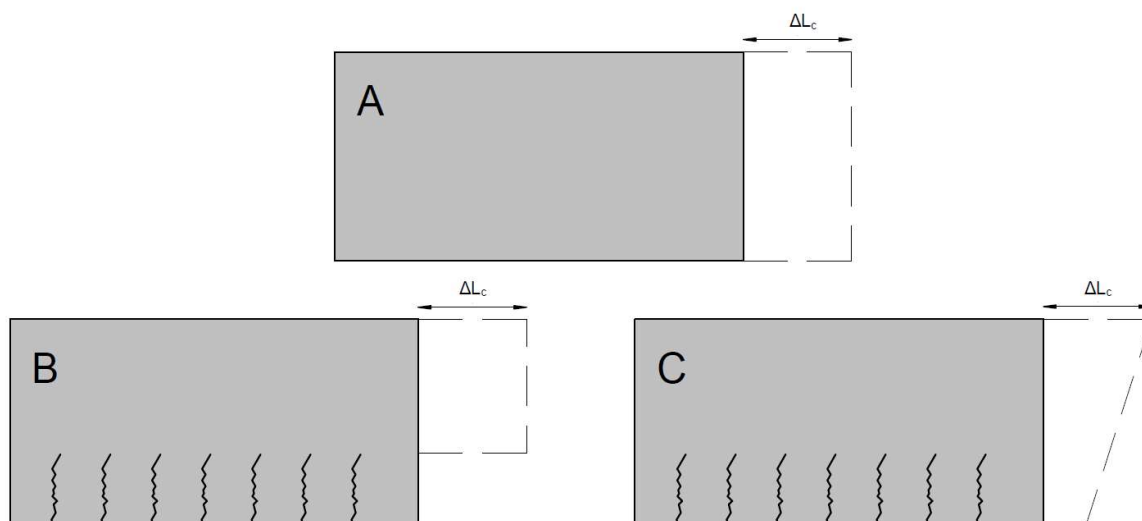
$$F_{as} = \sum_{i=1} F_{as,i} \quad (7-3)$$

$$M_{AS} = \sum_{i=1} F_{as,uk,i} * e_{uk,i} - \sum_{i=1} F_{as,ok,i} * e_{ok,i} \quad (7-4)$$

- $F_{as,i}$ = Kraft i armeringslag i
- $F_{as,uk,i}$ = Kraft i armeringslag i under N.A
- $F_{as,ok,i}$ = Kraft i armeringslag i over N.A
- $e_{uk,i}$ = Eksentrisitet fra armeringslag i til N.A
- $e_{ok,i}$ = Eksentrisitet fra armeringslag i til N.A

Den resulterende spenningen avhenger av tverrsnittets tilstand. For en bjelke i Stadium I er nøytralaksen plassert tilnærmet i tyngdepunktsaksen. For stadium II vil disse avvike fra hverandre, siden vi antar riss helt opp til nøytralaksen og at betongarealet i strekksonen blir neglisjert.

De ytre påvirkningene oppstår som følge av fastholdelse av tverrsnittets utvidelse. En bjelke i Stadium I med jevn utvidelse vil gi et jevnt trykk over hele den fastholdte flaten (A) som vist i figur 7-2. Oppsprukken betong (i stadium II) kan gi variert utvidelse i betongen, ettersom kun trykksonen vil gi en ekspansjon utover elementet (B). Ekspansjonen må først tette sprekene på strekksiden, før den kan gi ytre lastvirkninger (C).



Figur 7-2 Ytre påvirkninger fra ASR

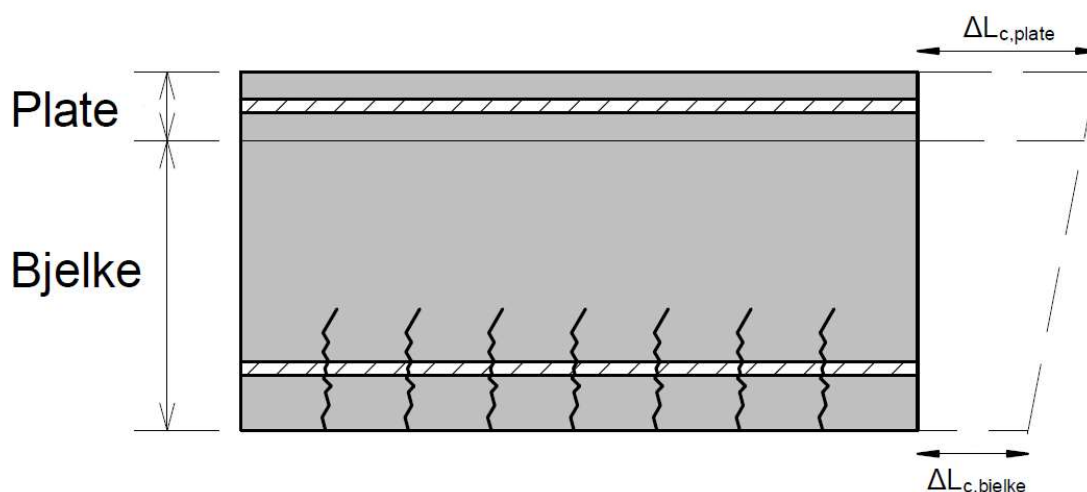
7.2 Regnemodeller

Denne delen forklarer regnemodellene som benyttes for beregning av ASR-virkninger i betongen. Den første modellen blir forklart i sin helhet, siden det er denne som er benyttet i oppgaven. Modell 2 og 3 er derfor bare forklart i korte trekk.

- Modell 1: Bjelke eller plate med lineær eller konstant ekspansjon over tverrsnittet.
- Modell 2: Bjelke eller plate med større ekspansjon i deler av tverrsnittet
- Modell 3: Ekspansjon i platens eller T-bjelkens tverretning.

7.2.1 Modell 1

Modell 1 baserer seg på lineære eller konstante tøyninger over tverrsnittet. Figur 7-3 viser ett sammensatt tverrsnitt, bestående av en plate og en bjelke. Ekspansjonen over tverrsnittet er antatt lineær, siden platen har en større ASR-utvidelse. Dette kan komme fra at platen er mer utsatt for opptak av vann fra nedbør, som akselererer utviklingen av ASR.



Figur 7-3 Illustrasjon av modell 1

Tilleggskreftene som oppstår i armeringen, vil gi et konstant eller lineært varierende tøyingsbidrag, fra resulterende aksialkraft og moment. Dette gir den totale tøyningen grunnet tilleggskreftene fra armeringen. Tøyningen kan etableres for hvert punkt i tverrsnittet ved bruk av formel (7-5).

$$\varepsilon_i^{ASR} = \frac{F_{as}}{E_{C,ASR} * A_C} + \frac{M_{as}}{E_{C,ASR} * I_C} * z_i \quad (7-5)$$

$E_{C,ASR}$	=	Redusert E-modul for betongen grunnet ASR
A_C	=	Arealet av betongtverrsnittet
I_C	=	Tregghetsmoment av betongtverrsnittet
z_i	=	Valgt lokasjon i med avstand z fra nøytralaksen

Krumningen av tverrsnittet kan beregnes ved å finne tøyningene i en valgt avstand fra nøytralaksen. Siden det antas lineære tøyninger, er krumningen konstant over tverrsnittet og kan bestemmes etter Euler-Bernoulli bjelketeori med formel (7-6).

$$\kappa_{AS} = \frac{M_{AS}}{E_{C,ASR} * I_c} \quad (7-6)$$

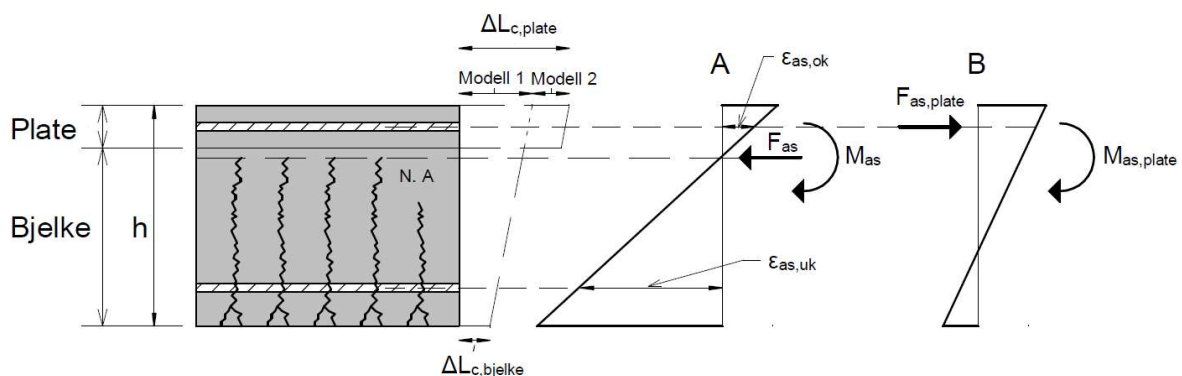
Den virtuelle tøyningen kan nå kombineres og sjekkes mot en målt tøyning fra konstruksjonen. Det forutsettes at denne er målt i nøytralaksen, der det ikke forekommer tøyningstillegg fra krumningen. Formel (7-7) benyttes for å kontrollere at den riktige virtuelle tøyningen er benyttet. Denne kombineres med tøyninger fra andre lastpåvirkninger for å danne den endelige tøyningstilstanden.

$$\varepsilon^{ASR} = \frac{F_{AS}}{E_{C,lang} * A_C} + \varepsilon_{scan} \quad (7-7)$$

Avhengig av lasttype og størrelse på ytre laster, kan ASR-ekspansjonen bli så stor at den lukker riss i strekksiden og fører hele tverrsnittet over i trykk, i stadium I. Tverrsnittet kan derfor være i stadium I, stadium II eller en mellomting. Beregninger bør derfor utføres i begge stadier.

7.2.2 Modell 2

For plate-bjelke elementer, eksempelvis T-bjelker, hvor platen ekspanderer mer enn bjelken, er modell 2 spesielt egnet. I modellen holdes platens ekspansjon først igjen, slik at spenningen i tverrsnittet forblir uendret. Lastpåvirkningen fra platen settes deretter på med motsatt fortegn og gir den virtuelle tøyningen fra ASR.



Figur 7-4 Indre tøyninger som følge av ASR i modell 1 (A) og modell 2 (B)

Figur 7-4 viser en kombinasjon av ekspansjoner fra modell 1 og modell 2. Lengdeutvidelsen i modell 1 kan da tilnærmes med en lineær relasjon mellom tøyningen i platen og bjelken, som vist med den stiplede sorte linjen. Tilleggskreftene fra modell 1, kan finnes ved å benytte endringen i tøyningen, relativ til avstanden fra tverrsnittets underkant. Dersom det tas utgangspunkt i tøyningen øverst og nederst i tverrsnittet kan tøyningen bestemmes i et vilkårlig punkt ved hjelp av formel (7-8).

$$\varepsilon_i^{ASR} = \varepsilon_{c,bjelke} + \frac{\varepsilon_{c,plate} - \varepsilon_{c,bjelke}}{h} * z_i \quad (7-8)$$

For å finne tilleggskreftene i armeringen, benyttes samme formel som i modell 1, der tøyningen i betong og armering antas å være lik. Herfra kan samme framgangsmåte som i modell 1 benyttes. Den totale tilleggskraften i platens overkantsarmering bestemmes med formel (7-9).

$$F_{as,ok} = F_{AS,modell 1} + F_{as,modell 2} \quad (7-9)$$

7.2.3 Modell 3

Modell 3 benytter enten modell 1 eller modell 2 med en varierende eller lineær ekspansjon over bredden til tverrsnittet. Tverrsnittet kan være i stadium I eller II. Dette må vurderes for hvert tverrsnitt [2].

7.3 Beregning av ASR-laster

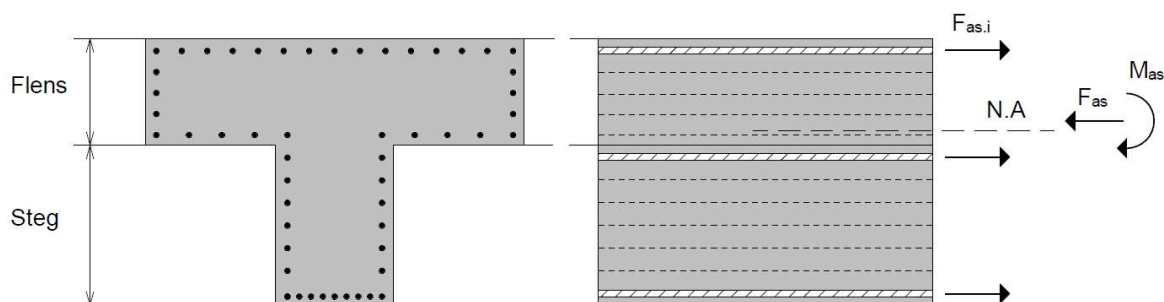
Beregninger av tilleggskrefter fra ASR har blitt utført på følgende konstruksjonsdeler:

- Brudekket
- Topprigel
- Midtrigel
- Vindkryss
- Utvalgte snitt i tårnsøyler

Manglende informasjon på utviklingen av ASR har gjort nøyaktige beregninger utfordrende. Det er derfor gjort noen antagelser på ASR-ekspansjonene som er benyttet i beregningene. Det er anvendt en konstant ekspansjon på 1 promille for riglene, vindkryssene og brudekket. På grunn av antatt store trykkspenninger, er det valgt å benytte en redusert ekspansjon på 0,5 promille i tårnsøylene. For brutårnene har ASR beregningene blitt utført i stadium I, mens beregningene på brudekket er utført i både stadium I og II.

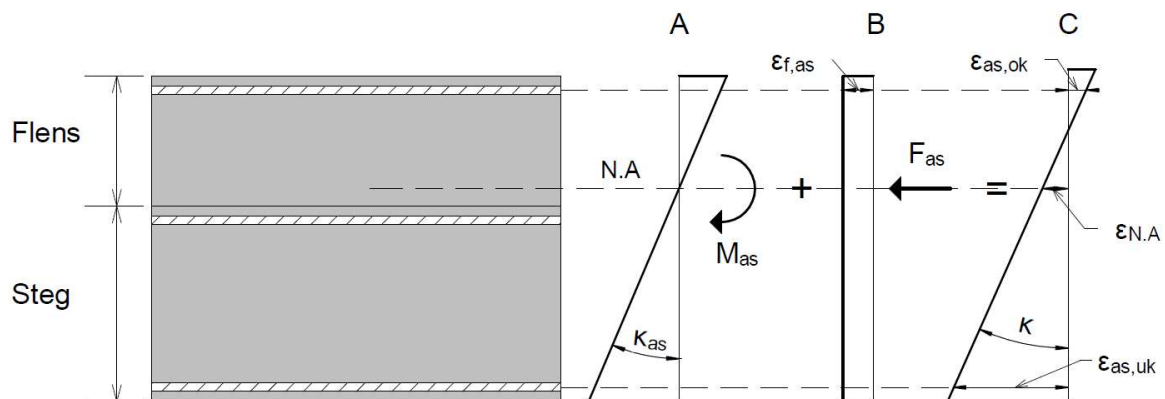
Alle beregninger er utført i Mathcad, der det er tatt hensyn til posisjon og bidrag til alle armeringslag i tverrsnittet. I resten av dette kapittelet vil fremgangsmåten for ASR-beregningene i tårnsøylene belyses. Det er benyttet tilsvarende metode for ASR-beregninger av de resterende konstruksjonsdelene.

Figur 7-5 illustrerer hvordan utvidelse i betongen i ett snitt i tårnsøylen gir opphav til tilleggskrefter i armeringen. Tilleggskreftene gir resulterende aksialtrykk og momentbidrag om nøytralaksen, som beskrevet tidligere.



Figur 7-5 Lastvirkninger på søyletverrsnittet fra ASR-ekspansjoner

Tøyningstilstandene fra momentet (A) og aksialkraften (B) summeres til en resulterende tøyningstilstand (C), som vist i figur 7-6. Dersom summen av denne og den målte ASR-ekspansjonen, er lik den fiktive tøyningen, vil den endelige tøyningstilstanden til tverrsnittet være oppnådd.



Figur 7-6 Resulterende tøyninger over søyletverrsnittet grunnet ASR

Ved utregningen av ASR-kreftene er E-modulen til betongen redusert, ved å benytte et kryptall lik 2. Dette gir en E-modul i brutårn og brudekket på henholdsvis 8957 N/mm² og 8166 N/mm². Tårnets tverrsnitt og armeringsmengde varierer i høyden, med økende tverrsnitt og armering nedover i tårnet. Dette fører til at nøytralaksen flyttes og endring av tilleggskrefter fra ASR.

Tabell 7-1 viser den beregnede krumningen på grunn av ASR i brudekket og brutårn. Siden vindkryssene og midtrigelen har tilnærmet symmetrisk armering, vil disse kun ha et konstant tøyingsbidrag, og er derfor ikke vist i tabellen. Vedlegg C viser beregningene av ASR i de forskjellige konstruksjonsdelene.

Tabell 7-1 Beregnede krumningsverdier fra ASR.

Konstruksjonsdel	Nøytralakse	Krumning
Tårnsøyle – høydekote 40-76	903 mm	$4.883 \cdot 10^{-9}$ 1/mm
Tårnsøyle – høydekote 35-40	896 mm	$-4.505 \cdot 10^{-9}$ 1/mm
Tårnsøyle – høydekote 30-35	885 mm	$-1.887 \cdot 10^{-8}$ 1/mm
Tårnsøyle – høydekote 25-30	879 mm	$-2.868 \cdot 10^{-8}$ 1/mm
Tårnsøyle – under høydekote 25	869 mm	$-4.382 \cdot 10^{-8}$ 1/mm
Topprigel	2282mm	$2.163 \cdot 10^{-8}$ 1/mm
Brudekket – stadium I	123 mm	$1.812 \cdot 10^{-6}$ 1/mm
Brudekket – stadium II	124 mm	$2.583 \cdot 10^{-6}$ 1/mm

Ved bruk av Robot, kan det ikke modelleres direkte med ASR-laster. Derfor benyttes tøyninger og krumninger i formel (7-10) og (7-11) for å simulere virkningene fra ASR, med temperaturendringer og temperaturgradienter. For betongen er lengdeutvidelseskoeffisienten hentet fra NS 3473 og satt til $1 \cdot 10^{-5}$ 1/K. Temperaturendringene som benyttes i Robot er vist i tabell 7-2.

$$\Delta T = \frac{\epsilon_{N.A}}{\alpha_T} \quad (7-10)$$

$$\Delta T_K = \frac{k * h}{\alpha_T} \quad (7-11)$$

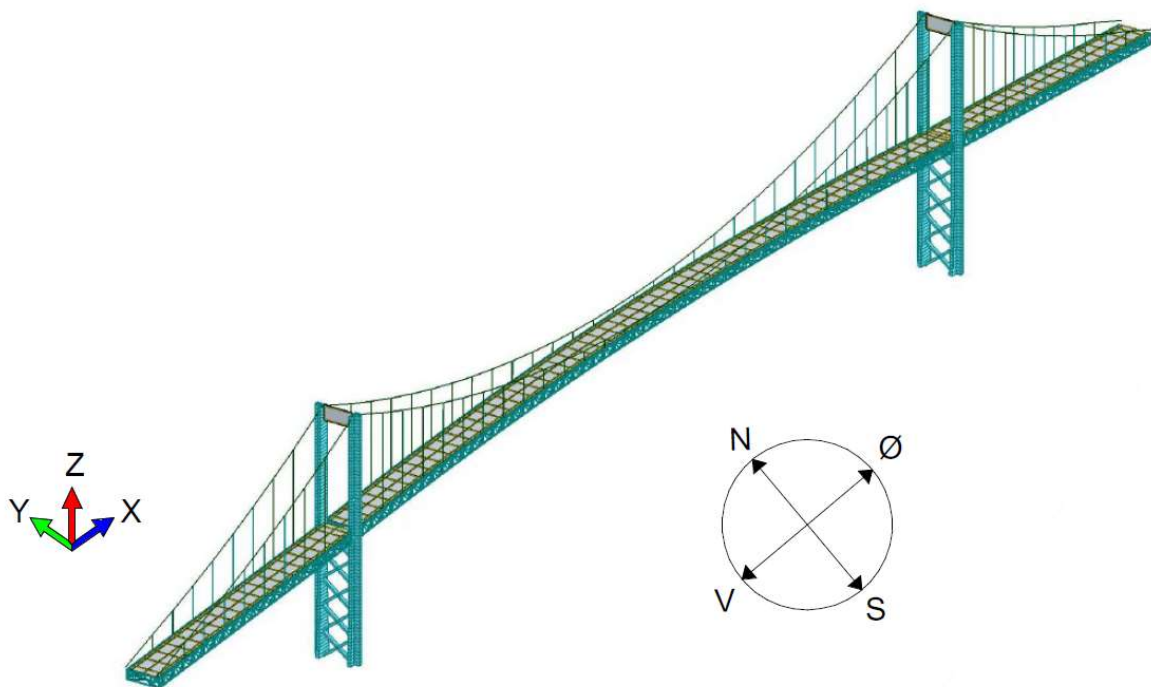
Tabell 7-2 Temperaturverdier og gradienter benyttet i Robot

Konstruksjonsdel	Temperatur	Gradient
Tårnsøyle – høydekote 40-76	50 °C	1.22 °C
Tårnsøyle – høydekote 35-40	50 °C	-1.13 °C
Tårnsøyle – høydekote 30-35	50 °C	-4.72 °C
Tårnsøyle – høydekote 25-30	50 °C	-7.17 °C
Tårnsøyle – under høydekote 25	50 °C	-10.96 °C
Topprigel	100 °C	9.73 °C
Midtrigel	100 °C	0 °C
Vindkryss	100 °C	0 °C
Brudekke – stadium I	100 °C	42,59 °C
Brudekke – stadium II	100 °C	60,69 °C

8 Modellering av hengespenn

Dette kapitlet omfatter forklaringer av det statiske systemet, koblinger, valg og forenklinger som har blitt benyttet til modellering av hengespennet, mellom akse 22 til 25. Modellen er basert på tegningene i vedlegg A.

Hensikten med modellering av hengespennet har vært å beregne krefter som virker på konstruksjonsdelene som denne oppgaven omfatter. For modellering av hengespennet ble FEM-programmet Robot Structural Analysis benyttet. Figur 8-1 viser et oversiktsbilde av modellen. Videre i rapporten benyttes aksekorset i venstre hjørne, der x-aksen er i bruens lengderetning, y-aksen i bruens tverretning og z-aksen som høydeaksen.



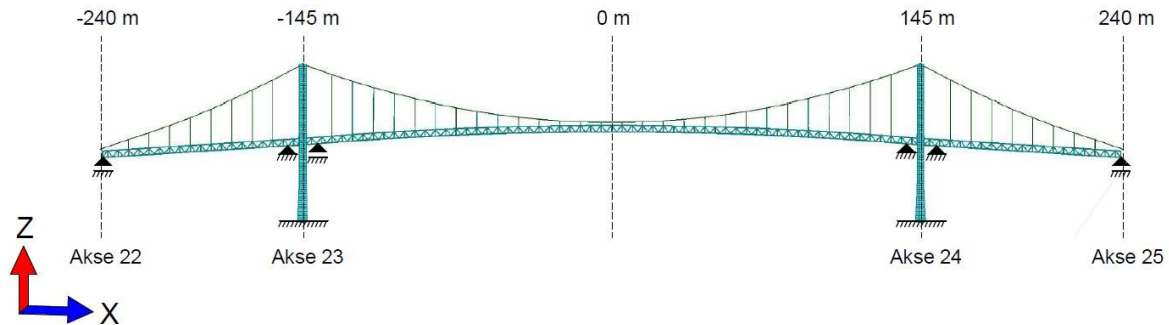
Figur 8-1 Oversikt over beregningsmodell av hengespenn i Robot

Modellen forklares gjennom følgende fem delkapitler:

- Globale randbetingelser og statisk system
- Brutårn
- Fagverk
- Brudekket
- Hovedkabel og hengestag

8.1 Globale randbetingelser og statisk system

De globale randbetingelsene i modellen er vist i figur 8-2. Tårnet er fast innspent, grunnet det monolittiske festet mot fundamentet. Ved kabelpilarene i akse 22 og 25 er det benyttet rullelager i x-retning, grunnet utvidelsesfugene i veibanen. Fagverket er derimot fastholdt mot forskyvning i x-retning, på grunn av festet mellom fagverk og kabelpilar.

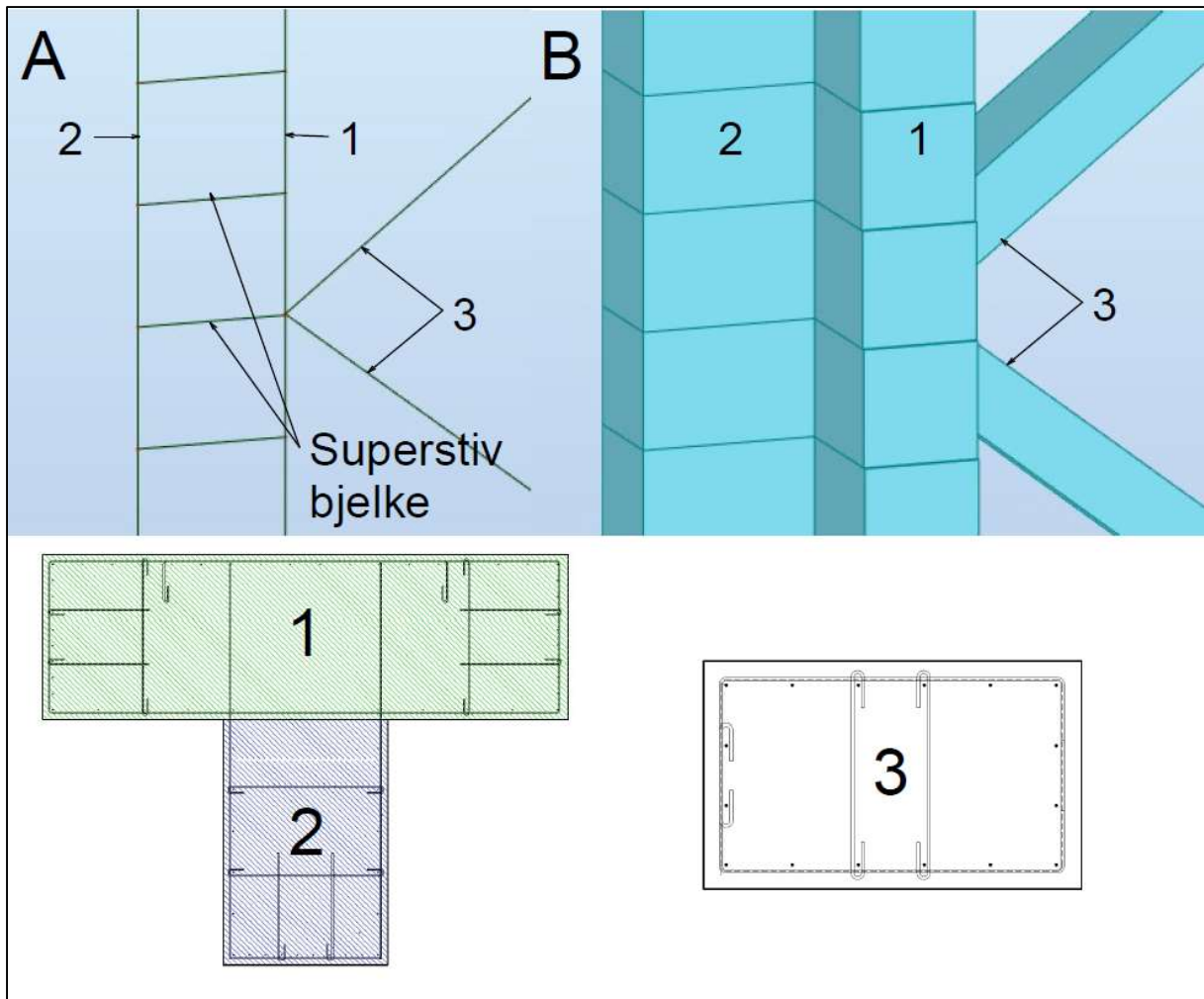


Figur 8-2 Globale randbetingelser på hengespenn

8.2 Brutårn

Brutårnene er modellert som en ramme med bjelke og skiveelementer. Bjelkeelementene benyttes i søyler og vindkryss, mens skiveelementer representerer topp- og midtrigelen. Tårnsøylen består av et T-tverrsnitt med varierende bredde fra høydekote 3 til 21. Variasjonen er forenklet i modellen ved å benytte elementer med en meters høyde. Over kotehøyde 21 er søylen modellert med bjelkeelementer med konstant bredde opp til tårntoppen.

Bjelkeelementer beregnes etter tverrsnittets analytiske linje, som ligger i tverrsnittets tyngdepunkt. Ved modellering av brutårnet som et rent T-tverrsnitt, vil den analytiske linjen ligge eksentrisk mot linjen til kabelfestet, fagverkfestet mot tårn og krysningspunktet til vindkrysset. Dette skaper utfordringer i modelleringen, siden de nevnte konstruksjonsdelene må kobles til tårnsøylen, enten med å forflytte nodeplasseringen, eller ved å modellere søylen som to separate bjelkeelementer som kobles sammen. I denne modellen er den sistnevnte løsningen benyttet. Dette er vist i figur 8-3.



Figur 8-3 Illustrasjon av modellering av tårnsøyle og festet mot vindkryss. A viser de analytiske linjene til koblingen mens B viser koblingen i 3D.

Tverrsnitt 1 i figuren er søyleflensen, mens tverrsnitt 2 er søylesteget. Tverrsnittene er koblet sammen hver meter med en superstiv, veldig lett bjelke. Dette fordi tverrsnitt 1 og 2 skal virke sammen som ett T-tverrsnitt. Den superstive bjelken har en E-modul på $300\,000\text{ N/mm}^2$, karakteristisk fasthet lik 600 N/mm^2 , vekt lik $0,0001\text{ KN/m}^3$. Dette gjør det mulig å representere eksentriske belastninger. Denne modelleringsmetoden gir et krysningpunkt mellom flensen og senterlinjen til vindkrysset (tverrsnitt 3), noe som forenkler modelleringen.

Riglene er modellert med Q4 skiveelementer med sidelengder på 0,5 meter. 2D skiveelementer ble valgt siden riglene hovedsakelig bærer krefter i plateplanet, overført fra tårnsøylene eller veibanen. I virkeligheten har midtrigelen under veibanen et T-tverrsnitt, men grunnet manglende armeringstegninger av flensen, benyttes kun steget som bærende element. Generelt er koblingene mellom alle konstruksjonsdeler i tårnet modellert som fast, grunnet monolittisk innfesting.

8.3 E-moduler til betongtverrsnitt

Den dimensjonerende E-modulen for alle betongtverrsnitt i bruddgrensetilstand er bestemt etter NS 3473 ved bruk av formel (8-1). Dette resulterer i E-moduler på 19193 N/mm² for betongkvalitet B 450 og 17500 N/mm² for betongkvalitet B 350.

$$E_{c,d} = \frac{E_{c,k}}{\gamma_m} \quad (8-1)$$

$E_{c,k}$ = Karakteristisk E-modul
 γ_m = Materialfaktor

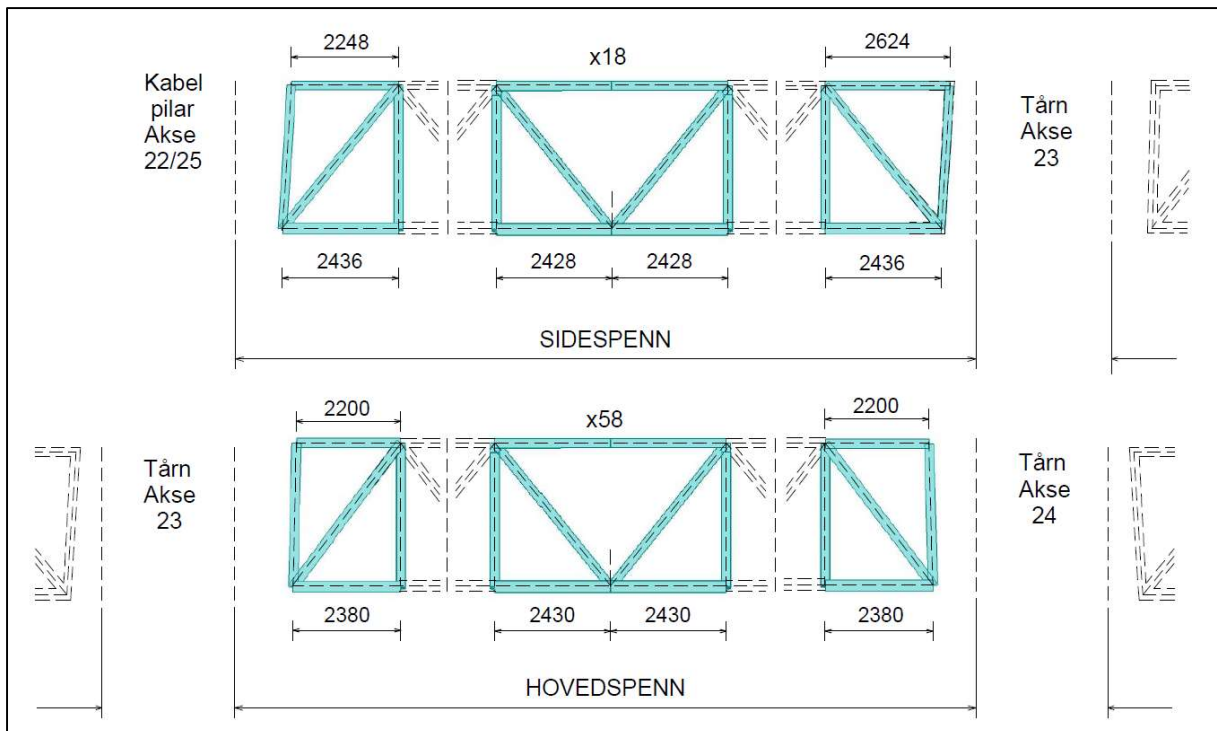
For å ta hensyn til reduksjonen av E-modul grunnet ASR, benyttes samme utregning som i kapittel 5.3. Dette gir de reduserte E-modulene vist i tabell 8-1.

Tabell 8-1 Reduserte betong E-moduler grunnet ASR

Betongkvalitet	ASR-ekspansjon	E^{ASR}
B 450	0,5 ‰	16770 N/mm ²
	1,0 ‰	14890 N/mm ²
B 350	1,0 ‰	13576 N/mm ²

8.4 Fagverk

Fagverket er bygd opp av ulike tverrsnitt med stålqualität S355. Stålfastheten er anslått grunnet manglende informasjon. Generelt består fagverket av repeterte seksjoner i hovedspennet og i hvert sidespenn. Unntaket er seksjonene inntil festet ved tårn og kabelpilar, der vertikalen nærmest festet heller som vist i figur 8-4.



Figur 8-4 Illustrasjon av fagverk i hoved- og sidespenn.

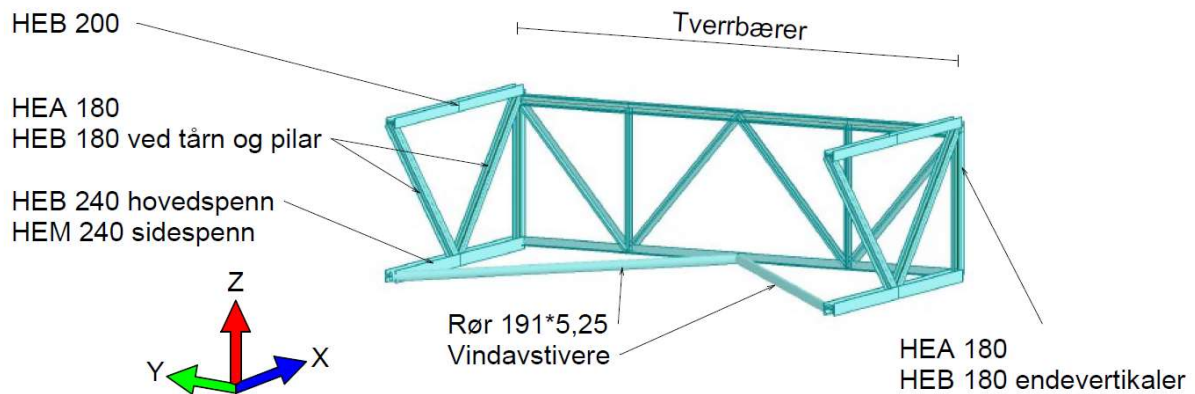
I modellen er denne helningen neglisjert, slik at alle vertikaler står parallelt med z-aksen, og med lik lengde på under- og overgurt. I udeformert tilstand er fagverket i hovedspennet bygd som en bueform, slik at høyden ved midten av spennet blir 6,1 m. Dette gir en parabelform som er tilnærmet med en 3 punkts-bue i modelleringen, gitt med formel (8-2).

$$z = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4 * (C + x^2)}}{2} \quad (8-2)$$

B = Funksjonskonstant lik 3357,091

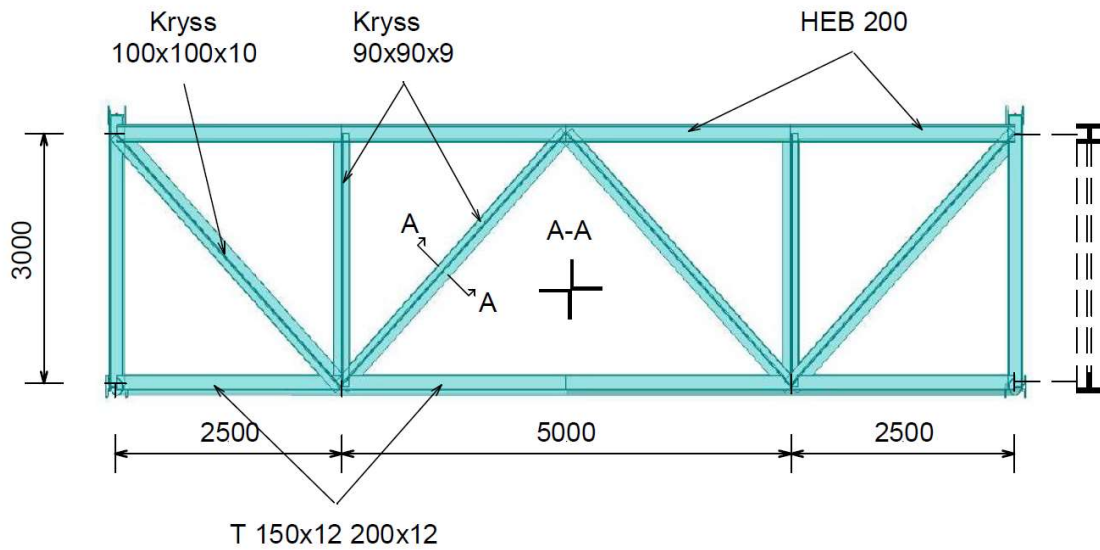
C = Funksjonskonstant lik -163202,633

En fagverkseksjon er illustrert i figur 8-5. Overgurten består av HEB 200 bjelkeelementer, mens undergurten, diagonalene og vertikale varierer over brua. Vindavstiveren koblet mellom tverrbæreren og undergurten består av rør med diameter 191 mm og en tykkelse på 5,25 mm.



Figur 8-5 Fagverkseksjon

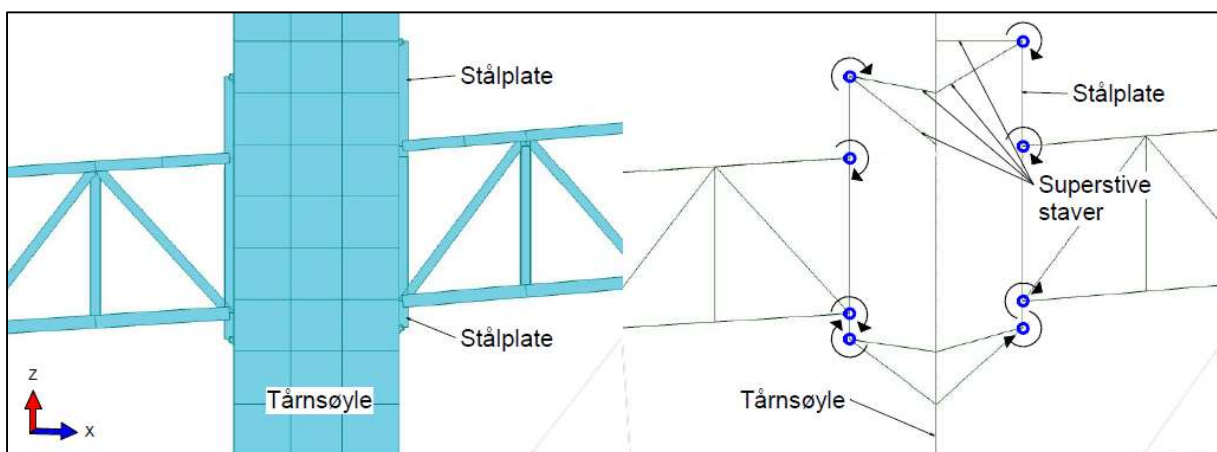
Tverrbæreren består hovedsakelig av profiler med sammensatte sveisede plater. Unntaket er overgurt og endevertikaler som består av HEA og HEB profiler. Tverrbæreren med tilhørende profiler og mål er vist i figur 8-6.



Figur 8-6 Tverrbærere i fagverk

De fleste koblinger i fagverket er modellert som leddet. Dette på grunn av at alle bjelker, enten er boltet eller sveist sammen, med 12 mm gussetplater. Unntaket er koblingen mellom vertikalen mot over- og undergurt, der modellen kun tillater rotasjon om y-aksen. Tverrgående og langsgående overgurter er modellert som fast innspent ved alle koblinger, bortsett fra ved ender, siden det antas at disse oppfører seg som en kontinuerlig bjelke.

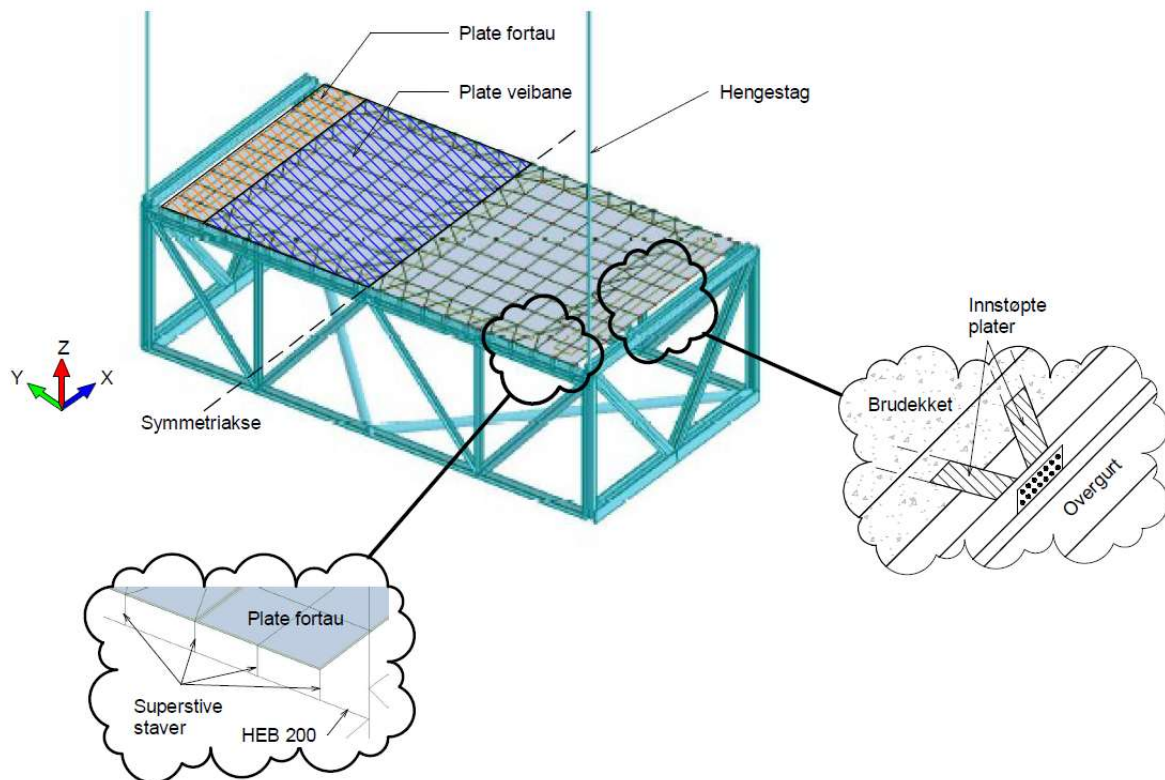
For festet mellom tårnsøylens senterakse, og fagverksendene er det modellert en stålplate som er festet i over- og undergurten. Dette gjør at fagverket kan rotere fritt om y-aksen. Platene er festet mot tårnsøylen som en enkel stavmodell, og er rotasjonsfrie i begge endefester. En illustrasjon av tårnfestet er vist i figur 8-7. De blå prikkene indikerer plassering av rotasjonsfrie ledd.



Figur 8-7 Overgang mellom tårn og fagverk

8.5 Brudekket

Brudekket er symmetrisk om bruens x-akse, med varierende tykkelse i veibanen fra 210 mm nær fortau, til 260 mm ved symmetriaksen. Fortauet har en konstant tykkelse på 360 mm. I modellen er dette forenklet til to elementtykkelser på 360 mm og 235 mm, der 235 mm er den gjennomsnittlige tykkelsen for veibanen. Platene strekker seg mellom hver tverrbærer og er modellert likt om symmetriaksen. Figur 8-8 illustrerer modelleringen av brudekket, der blått felt er platen for veibanen og oransje felt for fortau.



Figur 8-8 Forklaring på modellering av brudekket og festet mot fagverk

Innfeltet nede til venstre på figuren, viser hvordan brudekket er festet til overgurten i tverrbæreren. Festet er gjennomført med veldig stive bjelkeelementer, uten vekt, med 200 mm høyde. Dette representerer eksentrisiteten mellom tyngdepunktet til brudekket og overgurten i den virkelige konstruksjonen. Bjelkeelementene gjør det også mulig å manipulere hvordan platen reagerer mot overgurten, ved implementering av lokale randbetingelser. I denne oppgaven er det benyttet en liten fjærstivhet lik 10 kN/m, for å fremstille en tilnærmet fri translasjon av platen i x-retning, og fri rotasjon om y-aksen. Dette er viktig med tanke på tilleggs krefter fra temperatur og ASR. For fastholdelse i platens x-retning benyttes to stålplater, som er boltet fast i den langsgående overgurten, og støpt inn i betongdekket.

8.6 Kabler og hengestag

Hovedkabelen som strekker seg i bruas lengderetning er modellert ved bruk av kabelelementer, der kabelens stivhet er en funksjon av horisontalkomponenten til kabelkraften, og bøye- torsjonstivheten ikke er definert. På Tjeldsundbrua består hovedkabelen av totalt 12 kabler plassert i to høyder med diameter 67 mm. I modellen er denne modellert med et ekvivalent kabelareal lik 42307,83 mm² med diameter 232,1 mm.

Hengestagene er festet i knutepunktet mellom tverrbærerne og overgurten i fagverket. For utenom fagverksfestet mot tårn eller kabelpilar, er det ett par med hengestag for hver andre fagverkseksjon. Hengestagene består av kabler med følgende diameter:

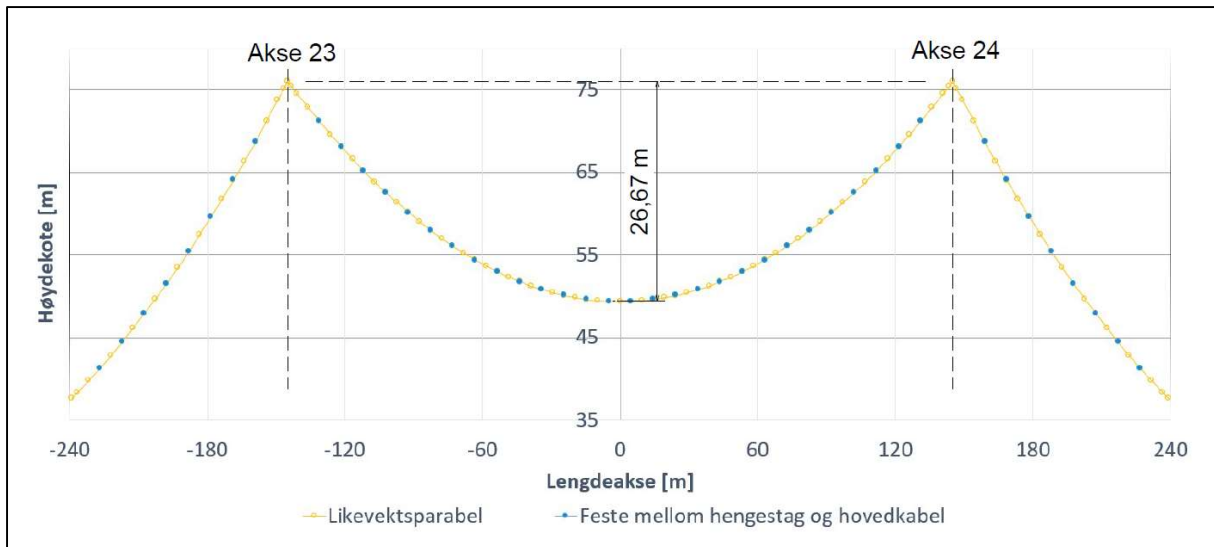
- 48,1 mm i vestre sidespenn
- 54,0 mm i hovedspenn
- 60,1 mm i østre sidespenn

Hovedkabelens geometri er basert på koordinatene til fagverket, og dokumentasjon på høyden til forskjellige hengestag. Koordinatene fra tegningene ble sammenlignet med kabelparabelen, utledet av likevektsligningen til et tau, påkjent av egenvekt som oppgitt i formel (8-3).

$$z = \frac{4fx}{a^2} \cdot (a - x) + z_{bunn} \quad (8-3)$$

- f = Kabelens pilhøyde
 a = Spennvidde
 z_{bunn} = Høyden til laveste punkt på kabelparabel

Denne formelen gir en annengradsparabel, der høydeforskjellen mellom tårntoppene er lik 0 og det forutsettes jevnt fordelt last. Koordinatene for bruk av begge metoder er tilnærmet identiske, noe som tilsier at kabelkoordinatene kan finnes ved bruk av begge metoder. For sidespennet ble samme metode benyttet. Koordinater til hovedspenn, sidespenn og fagverk er lagt i vedlegg B. Figur 8-9 viser ett plott av kabelkoordinater, beregnet med begge metodene. De blå prikkene referer til koordinater definert etter høyden til hengestag, mens de oransje prikkene kommer fra kabelens likevektligning.



Figur 8-9 Plott av koordinater til feste mellom hengstag og hovedkabel (blå prikker) og hovedkabel modellert som en parabel (oransje linje).

I modellen ble kabelens geometri i udeformert tilstand implementert. For å kunne gi den riktige deformasjonen av hovedspennet etter påsatt egenlast, måtte tilbaketrekkingen som ble påført kabelen under konstruksjon, simuleres. Dette ble utført ved å påføre hovedkabelen en sammentrekning i begge sidespenn. Oppspenningen resulterte i en ny pilhøyde på 28,205 m med en deformasjon i senter av hovedspennet på 1,535 m etter påført egenlast.

Som tidligere nevnt ble det utarbeidet en rapport i 1998 av hengespennet på Tjeldsundbrua. Denne omfatter kontrollberegninger og dokumentasjon på strukturelle avvik [3]. Rapporten beskriver blant annet deformasjoner av tårntoppene inn mot hovedspennet på henholdsvis 190 og 90 mm i vestre og østre tårn. For å ta hensyn til denne utbøyingen itereres en relaksasjonstøyning inn i hovedkabelen, som er antatt lik i begge sidespenn.

Det er viktig å påpeke at ingen av disse korrigeringsene av kabelen, omfatter asfaltdekket som egenlast. Dette fordi brudekket av betong fungerte som slitelag helt fram til etter rapporten fra 1998 ble gitt ut. Pålasting av asfalt som slitelag gir den endelige utbøyingen av tårnene, og den oppdaterte pilhøyden for kabelen i hovedspennet. Dette gir en endelig pilhøyde på 29,065 m og deformasjoner i henholdsvis vestre og østre tårntopp på 268 og 165 mm.

8.7 Feilsøking

Feilsøking ble hyppig gjennomført under hele modelleringsprosessen for å luke ut eventuelle modelleringsfeil, instabiliteter, isolerte noder eller andre feil som kunne påvirket resultatene. Under feilsøkingen ble modellen delt i fire seksjoner (østre sidespenn, vestre sidespenn, hovedspenn, brutårn) og analysert hver for seg. Feilsøkingen og beregningene i hovedmodellen tar hensyn til 2. ordens virkninger. Den ferdige modellen gir noen feilmeldinger, men etter nøye vurdering viser det seg at dette er akseptabelt, da de ikke nevneverdig påvirker resultatene til analysen.

8.8 Kontrollberegninger av modell

For å kontrollere nøyaktigheten til beregningsmodellen av hengespennet er det utført håndberegninger på endring av pilhøyde, kabelkraft i hovedkabel og strekkraft i hengestag. Beregningene baserer seg på taustatikk og bruk av Selbergs influenslinjediagrammer. Beregningene er vist i vedlegg G.

Endringen av pilhøyde forkommer som følge av pålasting, etter hvert som kabelen blir utsatt for elastisk tøying, og tårntoppene deformeres i horisontal retning. De to bidragene til endring av pilhøyde kan beregnes etter formel (8-4) og formel (8-5).

$$\Delta f_e = \frac{3 \cdot H \cdot a^2}{16 \cdot f \cdot EA} \cdot \left(1 + \frac{16 \cdot f^2}{3 \cdot a^2}\right) \quad (8-4)$$

$$\Delta f_a = \frac{9 \cdot a^3}{16 \cdot f \cdot (3 \cdot a^2 + 8 \cdot f^2)} \cdot \Delta a \quad (8-5)$$

- Δf_e = Endring av pilhøyde grunnet elastisk tøying.
- Δf_a = Endring av pilhøyde fra forskyvning av tårntopper.
- H = Spennkraft i hovedkabel
- EA = Aksialstivheten til hovedkabel
- Δa = Endring av spennvidde

Endringen av pilhøyden beregnes i fire tilstander. Etter tilbaketrekking av tårn, etter avslakking av kabler, etter påføring av asfaltlag og etter pålasting av statiske trafikkklaster.

Maksimal strekkraft i hovedkabelen beregnes med hensyn på egenvekt, som settes lik en tilnærmet jevnt fordelt last over hengespennet. Egenvekten omfatter vekt av hovedkabel, fagverk, brudekket, rekkverk og asfalt som slitelag. Horisontalkomponenten til kabelkraften i hovedspennet bestemmes deretter ved likevektsbetraktning, der det er antatt lik høyde mellom tårntoppene, og kabelens bunnpunkt ligger i senter av hovedspennet. Dette gir formel (8-6) [3].

$$H = \frac{q \cdot a^2}{8 \cdot f} \quad (8-6)$$

Siden horisontalkomponenten av kabelkraften er lik i hele hengespennet, kan den maksimale kabelkraften beregnes basert på vinkelen til kabelen, i det bratteste partiet. Kabelens største helning finnes ved tårntoppen, der vinkelen mellom horisontalplanet og kabel kan beregnes etter formel (8-7).

$$\alpha = \text{Arc tan} \left(\frac{4f}{a} \right) \quad (8-7)$$

Den største kabelkraften kan nå finnes ved formel (8-8).

$$S = \frac{H}{\cos(\alpha)} \quad (8-8)$$

For beregning av kraften i hengestagene antar vi at egenvekten og den fordelte trafikklaster sprer seg tilnærmet likt over alle hengestag. Unntaket er hengestagene nærmest akse 23 og 24, der spennet mellom hengestag og brutårn er større enn mellom resterende hengestag i spennet.

Andelen av den påsatte aksellasten som tas opp i hvert hengestag bestemmes etter en verdi $\mu_{0,5}$, som beregnes med Selbergs influensdiagram fra en parameter C. C bestemmes etter formel (8-9), der EI er bøyestivheten til avstivningsbæreren [36]. Ved beregning av hengestaget, nærmest tårnet, neglisjeres effekten fra aksellasten i midten av spennet.

$$c = a * \sqrt{\frac{H}{EI}} \quad (8-9)$$

Sammenligning av resultater fra endring av pilhøyde, kabelkrefter fra håndberegninger og resultater fra beregningsmodellen i Robot er vist i tabell 8-2 og tabell 8-3.

Tabell 8-2 Sammenligning av resultater fra beregningsmodell med håndberegninger på krefter i hovedkabel og hengestag

Lasttype	Konstruksjonsdel	Modell [kN]	Håndberegning [kN]	Avvik [%]
Med kun egenlast	Maks strekk i hovedkabel	21707	20642	5,2
	Strekk i midtre hengestag	473,8	482,0	1,7
	Strekk i ytre hengestag	568.2	545.5	4.2
Med egenlast og trafikklaster	Maks strekk i hovedkabel	27029	25499	6,0
	Strekk i midtre hengestag	597.8	626,3	4,6
	Strekk i ytre hengestag	718.7	676.3	6.3

Tabell 8-3 Sammenligning av endring i pilhøyder i beregningsmodell mot håndberegninger

Beregningstilfelle av for økt pilhøyde	Modell [mm]	Håndberegning [mm]	Avvik [%]
Etter påført egenlast og oppspenning av kabel	1535	1403	7,5
Etter slakking av kabler	173	160	7,3
Etter påføring av asfalt	687	608	11,5
Etter trafikklaster	735	562	23,5

Som vist i tabellene er det lite avvik mellom håndberegningene og modellen. Variasjonene skyldes sannsynligvis at vi i håndberegningene har gjort antagelser på lastfordeling og at fagverk og brudekket er antatt rett, mens den er modellert med en buform i beregningsmodellen.

Beregning av den økte pilhøyden samsvarer godt ved de to første lasttilfellene, men er avtagende etter hvert som vi påfører asfalt og senere trafikklast. Forklaringen kan være et resultat av flere faktorer, som for eksempel hvordan vi har valgt å stramme opp og slakke kablene, eller hvordan vi har valgt å koble sammen elementene i fagverket. Generelt er det et resultat av flere valg som er gjort under modelleringen, som det ikke er tatt hensyn til ved håndberegningene. Overordnet konkluderer vi med at modellen gir godt samsvar med håndberegningene, og oppfører seg som forventet.

8.9 Laster og lastkombinasjoner på modell av hengespennet

Lasttilfellene som er påført modellen av hengespennet skal gi den mest ugunstigste lastoppførselen i henhold til NS-EN 1990, NS-EN 1991 og håndbok R412. Lastene som benyttes i lastkombinasjoner på den globale modellen er:

- Egenlast
- Trafikklast etter bruksklasse Bk 10/60.
- Last på gang og sykkelvei
- Statistiske vindlaster
- Temperaturlaster i brudekket og fagverk
- ASR-utvidelse i betongelementer

Valg av lokasjoner for ugunstigste lasttilfeller og lastplasseringer, er basert på blant annet Selbergs influensdiagrammer. De mest ugunstige tilfellene defineres etter plassering og størrelse av momenter og skjærkrefter på konstruksjonsdelene som denne oppgaven omfatter.

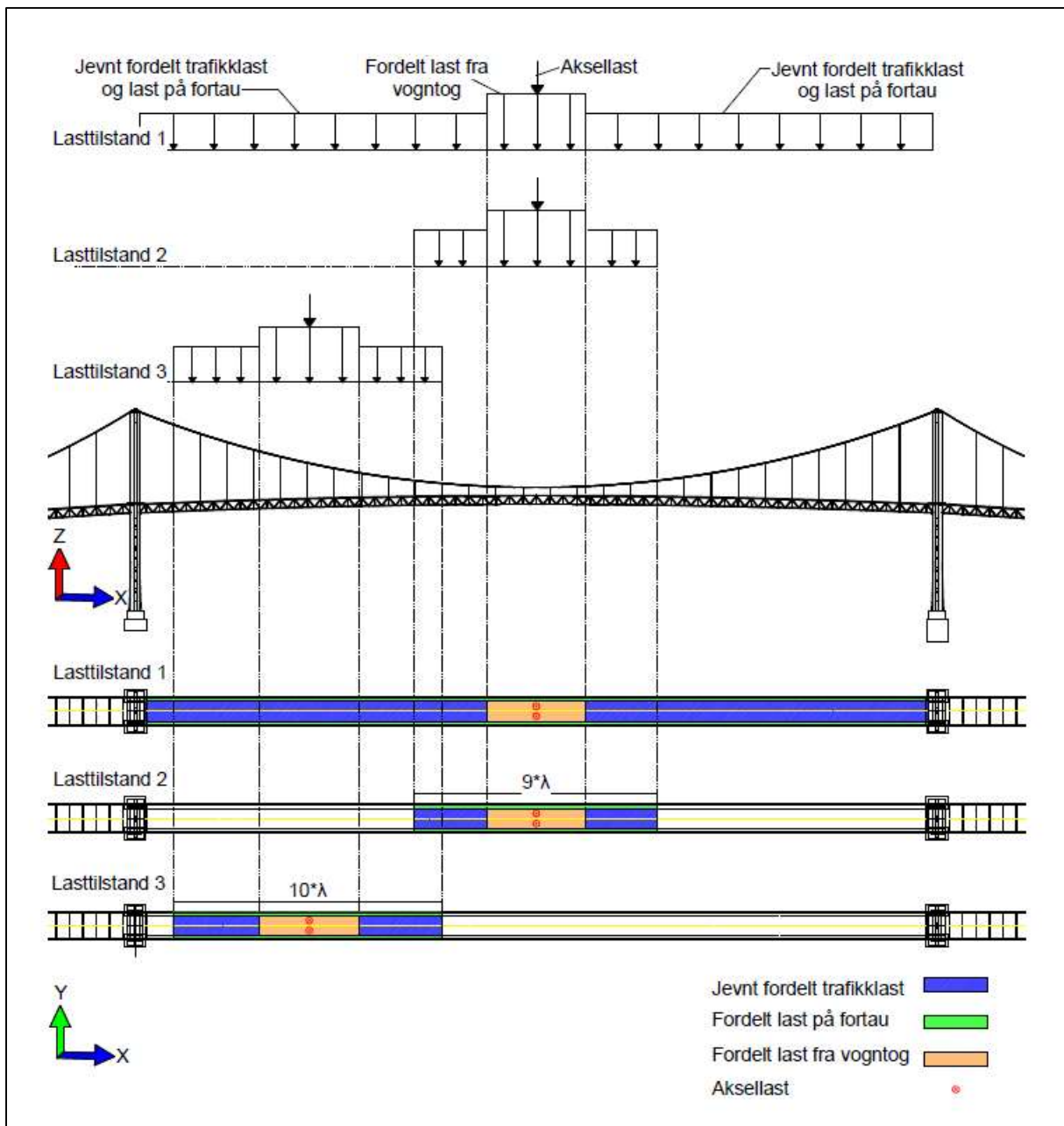
Første del av analysen omfatter kun påføring av laster uten påvirkning fra ASR. Dette for å undersøke hvilke virkninger en eventuell ASR-ekspansjon har på konstruksjonens oppførsel og kapasitet. I beregningsmodellen av hengespennet benyttes kun ASR påvirkninger i brudekket, siden det forutsettes at ASR-ekspansjoner i brutårnet har liten påvirkning på det globale systemet.

8.9.1 Egenlaster

Egenlaster er permanent opptredende laster på konstruksjonen og forekommer i alle lastkombinasjoner. Dette omfatter all egenlast fra fagverk, brudekket, brutårn, kabler, rekkverk og asfaltlag.

8.9.2 Trafikklast og last fra gang- og sykkelvei

Trafikklast og laster fra gang- og sykkelvei, betraktes som variable laster og benytter verdier som beskrevet i kapittel 6.3. Det dimensjonerende lasttilfellet der brutårnet får det største opptredende momentet, forekommer når vogntoglasten og aksellasten plasseres sentralt i hovedspennet, med jevnt fordelt trafikklast på resten av spennet. Last fra gang- og sykkelvei plasseres på fortau i samme lastspenn som den jevnt fordelte trafikklasten. Dette er vist som lasttilstand 1 i figur 8-10. I den videre forklaringen av lastplassering, benyttes parameteren a som spennvidden mellom brutårnene, mens λ er spennet mellom hengestag i x-retning.

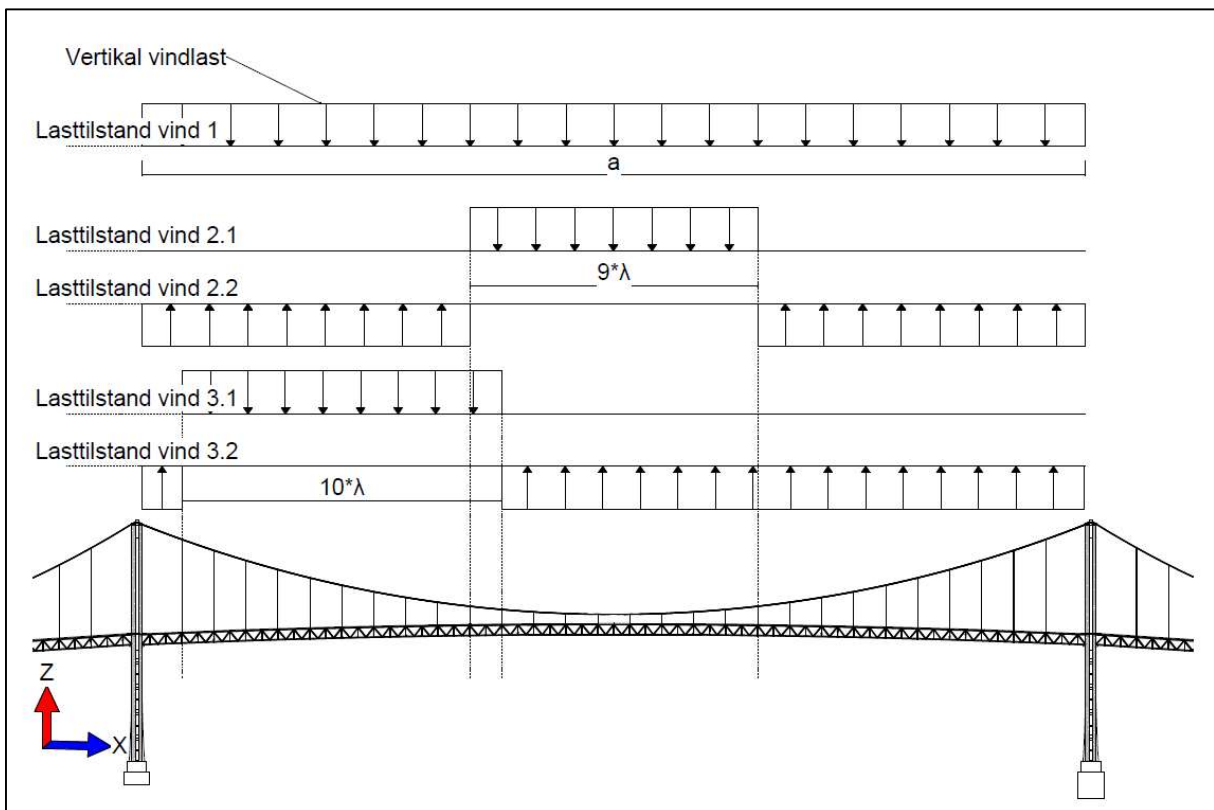


Figur 8-10 Lasttilstander for trafikklast

Den dimensjonerende tilstanden til brudekket, benytter ikke den samme lasttilstanden som brutårnet. Laster nær tårnet vil for eksempel motvirke momentene i brudekket som oppstår i senter av spennet. De dimensjonerende trafikklastene for brudekket er derfor lasttilstand 2 og 3. Lasttilstand 2 omfatter jevnt fordelt trafikklast med en avstand $4,5 \lambda$ fra aksellasten, med aksellast i midten av hovedspennet. I lasttilfelle 3 er aksellasten plassert $0,2 \lambda$ fra brutårnet, med fordelt last over 5λ fra aksellasten.

8.9.3 Dimensjonerende vindlaster

Vindlasten deles opp i tre vindretninger. I x- og y-retning som er de horisontale vindretningene og i z-retning som er den vertikale vindretningen. Angående den vertikale vindlasten som påvirker hengespennet, plasseres denne jevnt fordelt over hele brudekket. Denne er navngitt lasttilstand vind 1 i figur 8-11. Vindlast for dimensjonering av brudekket avhenger av snittet som skal vurderes. Lasttilfelle vind 2.1 og vind 2.2 er dimensjonerende for momentet i midten av hovedspennet. Lasttilfelle vind 2.1 omfatter trykk mot veibanen, mens lasttilfelle vind 2.2 gir oppdrift av brudekket. Det er valgt å ikke summere disse, selv om det vil øke det dimensjonerende momentet. Dette fordi lasttilfellet er vurdert som meget usannsynlig. Samme prinsipp er benyttet for lasttilfelle vind 3.1 og vind 3.2 som er dimensjonerende lasttilfeller for snittet 0,2 a fra brutårnet.



Figur 8-11 Lasttilfeller for vindlaster

Horisontale vindlaster i y-retning omfatter lasting på fagverk, brudekket og brutårn. I x-retning omfatter dette kun lasting på brutårn og brudekke. Verdiene finnes i kapittel 6.4.

8.9.4 Dimensjonerende temperaturlast

Den dimensjonerende temperaturlasten som benyttes i kombinasjon med de andre lastkombinasjonene, beregnes som beskrevet i kapittel 6.5. De dimensjonerende temperaturkombinasjonene er vist i tabell 8-4

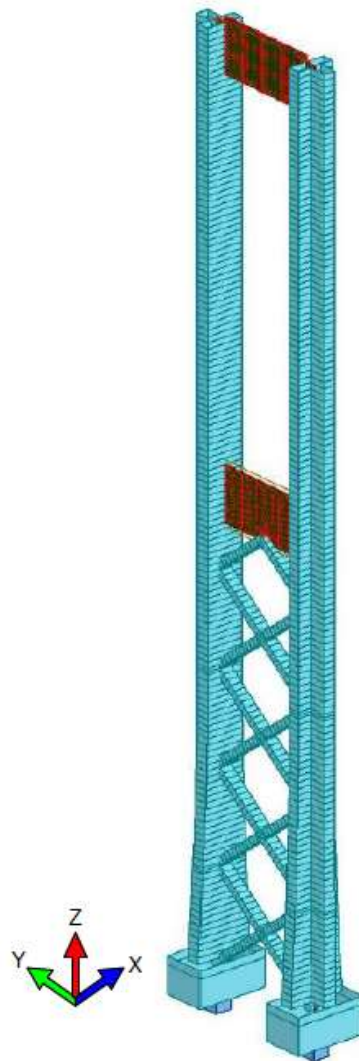
Tabell 8-4 Dimensjonerende temperaturlaster

	Temperatur i brudekket	Temperatur i fagverk
Temperaturkombinasjon 1	-27,25 C°	-16 C°
Temperaturkombinasjon 2	37,25 C°	26 C°

9 Rammemodell av brutårn

Dette kapittelet forklarer hvordan rammemodellen av brutårnet er modellert i Robot.

Modellering av brutårnet som en egen beregningsmodell, har som hensikt å undersøke hvordan lastvirkninger og ASR-ekspansjoner påvirker tårnets konstruksjonsdeler og strukturelle oppførsel. I tillegg til egenlaster og vindlaster som er modellert i denne modellen, er egenlaster, trafikklaste og vindlaster fra modellen av hengespennet, påsatt som eksterne laster. Modellen tar hensyn til 2. ordens virkninger. Figur 9-1 viser et oversiktsbilde av rammemodellen.

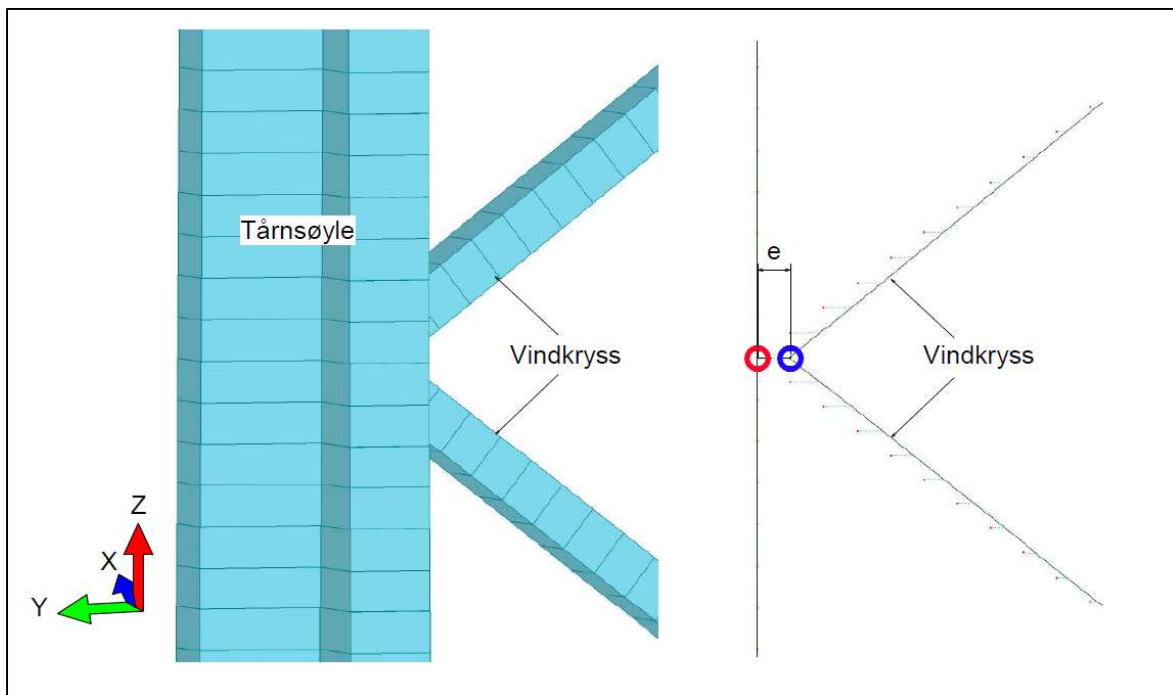


Figur 9-1 Illustrasjon av brutårn fra rammemodell

Brutårnet er modellert som en rammemodell med fast innspenning under fundamentet i søylebunnen. I likhet med brutårnet i modellen av hengespennet er det antatt monolittisk innfesting mellom alle konstruksjonsdeler. Riglene består av CST skiveelementer med elementstørrelse 0,2 meter og et nettverk basert på en adaptiv mesh metode. Dette gjør det mulig å definere noder med stresskonsentrasjoner, der elementstørrelsen må forfines.

Tårnsøylen er modellert med to noders bjelkeelementer med varierende tverrsnittstørrelse fra høydekote 3 til 21. Variasjonen er stegvis per meter med lik tverrsnittstørrelse som i modellen av hengespennet, men med en mindre elementstørrelse på 0,5 meter.

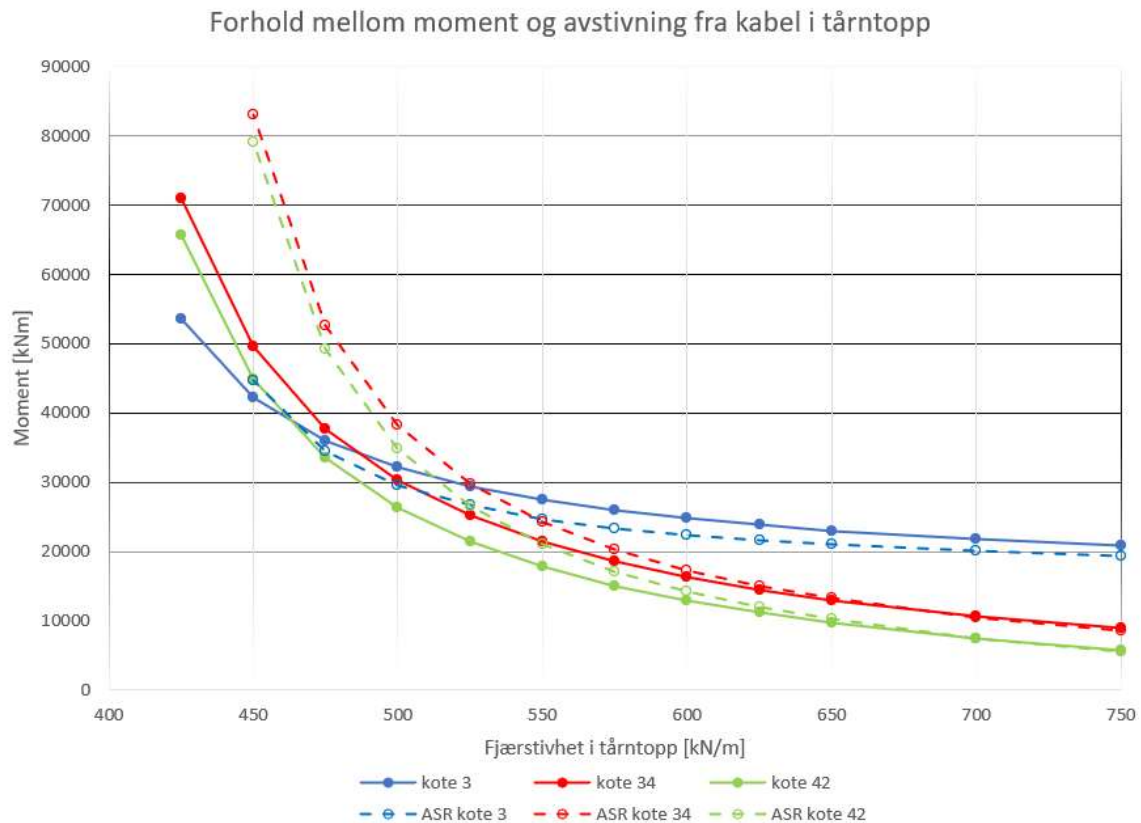
Koblingen til vindkryssene er eksentrisk plassert mot den analytiske linjen i tårnsøylen. Dette representeres ved å forskyve koblingen til bjelkeelementet i vindkrysset mot festenoden i tårnsøylen, som vist i figur 9-2. Her beskriver den røde sirkelen festenoden mellom vindkrysset og tårnsøylen, der vindkrysset er forskjøvet med en eksentrisitet.



Figur 9-2 Eksentrisk plassering av node mellom tårnsøyle og vindkryss

9.1 Avstivning av tårntopp

I beregningsmodellene er det forutsatt en avstivning fra hovedkabelen mot tårntoppen i x-retning. I modellen av hengespennet er denne automatisk definert etter hvordan modelleringen mellom kabelen og tårnsøylen er utført. I rammemodellen representeres avstivningen fra kabelen som en fjærstivhet. Dette påvirker søylens knekk lengde og størrelsen på momentene om tårnets y-akse. Dette er illustrert i figur 9-3. Beregningene er utført på rammemodellen med dimensjonerende lastsituasjoner og bøyestivhet etter moment-krumningsforholdet til søyletverrsnittet.



Figur 9-3 Forhold mellom opptredende momenter i tre snitt i brutårn og varierende avstivning av tårntopp. De hele linjene viser momentene i tårnsøyle før ASR, mens stiplede linjer er momenter i tårnsøyle med redusert bøyestivhet grunnet ASR.

Figuren viser hvordan en reduksjon av fastholdelse i tårntoppen påvirker de opptredende momentene, i forskjellige høydekoter. Økningen av momentene er hovedsakelig lineære opp til en viss fjærstivhet, før en ytterligere reduksjon gir en eksponentiell økning av søylemomentet. Den eksponentielle økningen forekommer også tidligere ved lavere bøyestivheter. Dette kan observeres ved at søylen med antatt redusert bøyestivhet fra ASR, får tidligere økning av momenter, enn søylen uten ASR.

Siden avstivningen fra hovedkabelen mot tårnsøylen er ukjent, har vi valgt å benytte modellen av hengespennet for kontroll av momenter om søylens y-akse. Dette fordi vi mener denne representerer den virkelige strukturelle oppførselen til konstruksjonen bedre. Rammemodellen benyttes hovedsakelig for beregning av krefter i y-retningen, der det forutsettes en neglisjerbar avstivning i tårntoppen.

10 Resultater

Dette kapittelet presenterer resultatene fra konstruksjonsberegningene utført i Robot. Resultatene fokuserer på beregninger i bruddgrensetilstand.

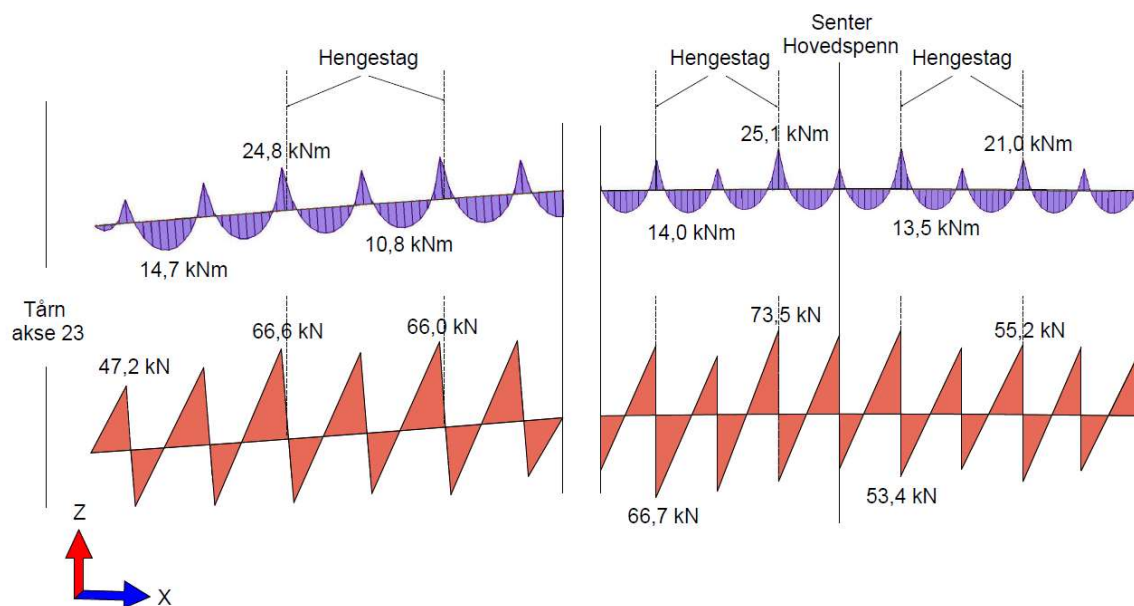
10.1 Brudekket

I brudekket er det hovedsakelig to dimensjonerende snitt i dekkets lengderetning.

- Snitt en er plassert i brudekkets symmetriakse
- Snitt to er plassert midt i feltet mellom symmetriaksen i veibanen og fortauet.

10.1.1 Egenlast

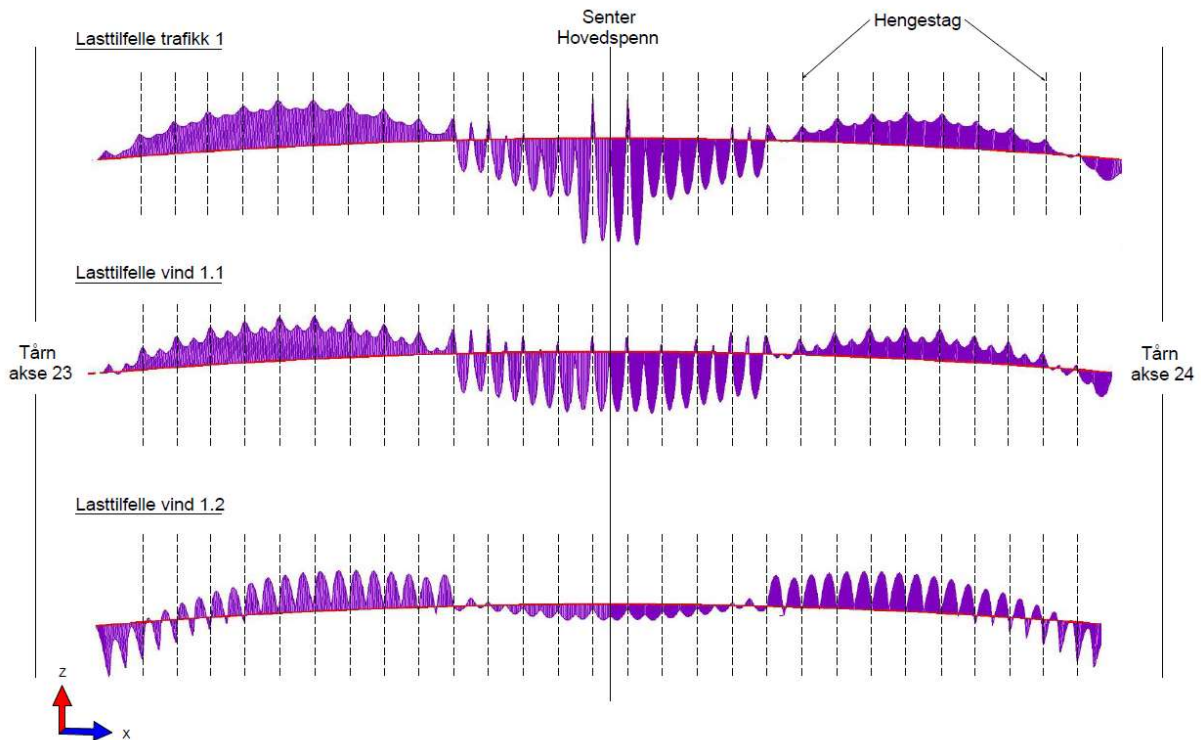
Egenlasten som bæres av brudekket er egenvekten av brudekket, rekkverk og asfalt som slitelag. Lastene gir moment- og skjær diagram i snitt 1 som vist i figur 10-1.



Figur 10-1 Moment- og skjær diagram av brudekket i snitt 1 fra egenlast nært brutårn i akse 23 og i senter av hovedspennet.

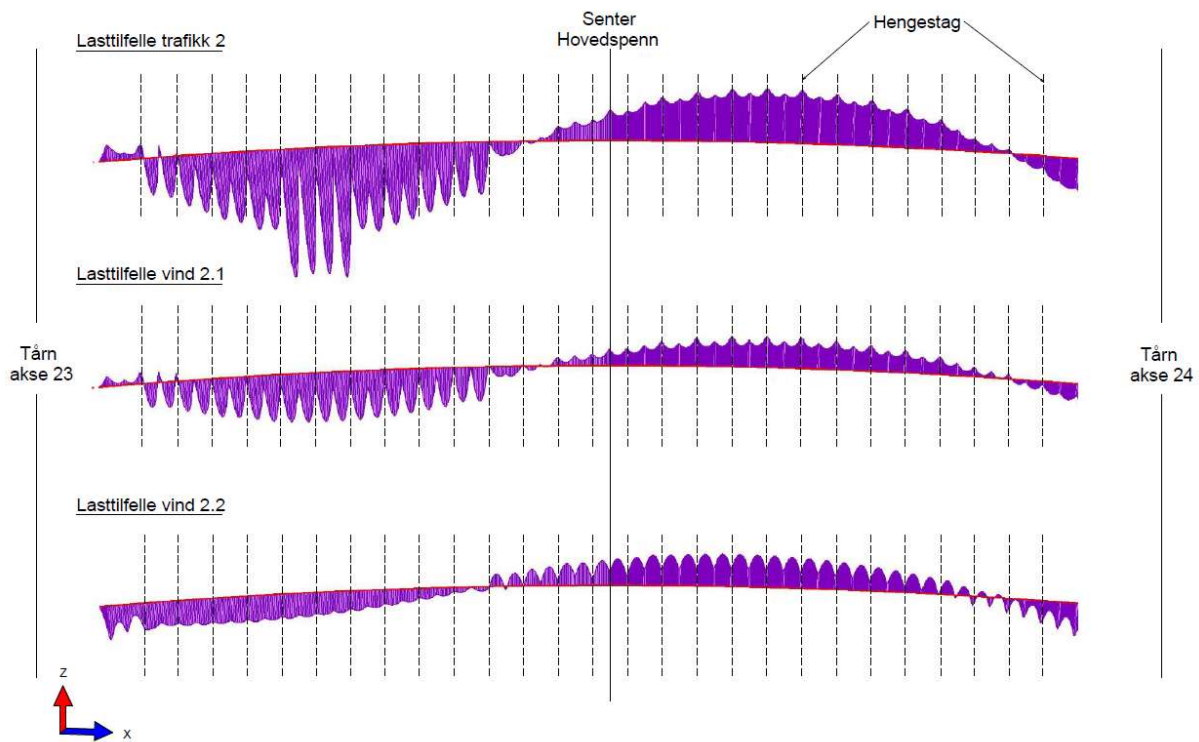
10.1.2 Variable laster

Variable laster omfatter trafikklast, vindlaster og temperaturlaster. Trafikk- og vindlaster er påført som beskrevet i kapittel 8.9.3. Lasttilfelle vind 1.1 og vind 1.2 gir henholdsvis trykk og sug mot dekket. Figur 10-2 viser hvordan lasttilfellene påvirker brudekket. De stiplede linjene viser plassering av hengestag.



Figur 10-2 Momentbidrag fra trafikk- og vindlast for lasttilfelle 1

Lasttilfelle 2 gir største moment i underkant, 0,2 a fra tårnet i akse 23 med trafikklast plassert i det samme området. Lasttilfelle vind 2.1 og vind 2.2 virker med henholdsvis trykk og sug mot dekket med å belaste hvert sitt lastfelt. Figur 10-3 viser hvordan hvert lasttilfelle bidrar til momentdiagrammet.

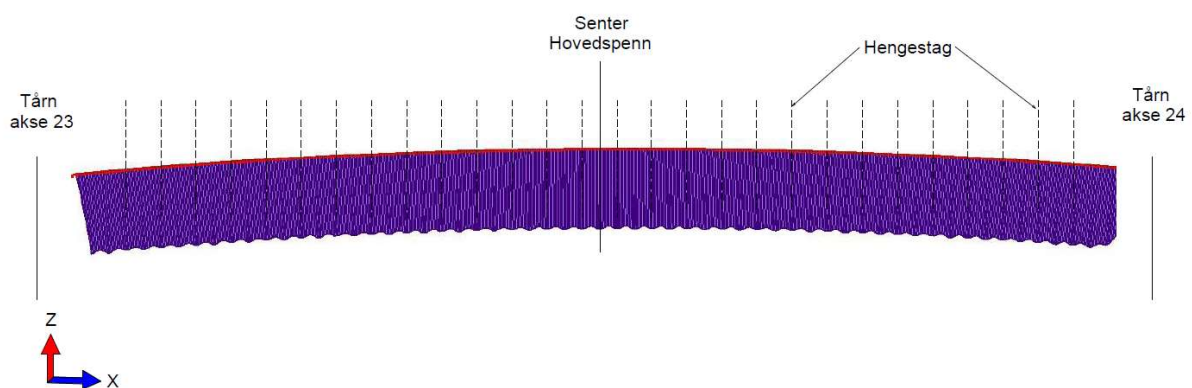


Figur 10-3 Momentbidrag fra trafikk- og vindlaster for lasttilfelle 2

Temperaturlaster og vindlaster langs x- og y-retning hadde minimalt bidrag på resultatene og vises derfor ikke.

10.1.3 ASR utvidelse

Kreftene som oppstår i dekket grunnet ASR, kommer nesten utelukkende som et resultat av krumning over platetverrsnittet. Dette fordi konstante tøyninger ikke fastholdes der dekket har mulighet for fri utvidelse. Krumningen gir et konstant momentbidrag over hele spennet for stadium 1 og stadium 2 som vist i figur 10-4



Figur 10-4 Momentdiagram på brudekket grunnet krumning fra ASR

10.1.4 Dimensjonerende lastkombinasjoner før ASR

Resultatene i tabellene nedenfor, viser dimensjonerende moment- og skjærkrefter før ASR. Verdiene i tabellene er sortert etter hvilket snitt kreftene oppstår, posisjon i hovedspennet og hvilket lasttilfelle som forårsaker den dimensjonerende lastkombinasjonen. Verdiene av momentene og skjærkreftene er oppgitt i per meter platestripe.

Tabell 10-1 Dimensjonerende momenter

Snitt	Lasttilfelle	Posisjon i spenn	Moment [kNm]
Snitt 1	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	-51,1
	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	42,9
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	54,4
	T2+ vind 2.1	0,7 a fra brutårn akse 23	-44,2
Snitt 2	T1+ vind 1.1	Nært brutårn i akse 23	-30,3
	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	40,9
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	51,3
	T2+ vind 2.1	0,7 a fra brutårn akse 23	-41,8

Tabell 10-2 Dimensjonerende skjærkrefter

Snitt	Lasttilfelle	Posisjon i hovedspenn	Skjærkraft [kN]
Snitt 1	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	233,3
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	181,3
Snitt 2	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	151,2
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	137,2

10.1.5 Dimensjonerende lastkombinasjoner etter ASR.

Beregninger etter ASR er vist i tabellen under for stadium I og II. Kolonnen lengst til høyre viser differansen mellom de dimensjonerende verdiene før og etter virkninger fra ASR.

Tabell 10-3 Dimensjonerende momenter ASR stadium 1

Snitt	Lasttilfelle	Posisjon i spenn	Moment [kNm]		
			Uten ASR	Stadium I	Diff
Snitt 1	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	-51,1	-27,2	23,9
	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	42,9	61,0	18,1
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	54,4	71,3	16,9
	T2+ vind 2.1	0,7 a fra brutårn akse 23	-44,2	-19,1	25,1
Snitt 2	T1+ vind 1.1	Nært brutårn i akse 23	-30,3	-7,7	22,6
	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	40,9	55,6	14,7
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	51,3	71,1	19,8
	T2+ vind 2.1	0,7 a fra brutårn akse 23	-41,8	-14,7	27,1

Tabell 10-4 Dimensjonerende momenter ASR stadium 2

Snitt	Lasttilfelle	Posisjon i spenn	Moment [kNm]		
			Uten ASR	Stadium 2	Diff.
Snitt 1	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	-51,1	-18,5	32,6
	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	42,9	68,6	25,7
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	54,4	80,3	25,9
	T2+ vind 2.1	0,7 a fra brutårn akse 23	-44,2	-10,4	33,8
Snitt 2	T1+ vind 1.1	Nært brutårn i akse 23	-30,3	-1,5	28,8
	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	40,9	66,2	25,3
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	51,3	78,4	27,1
	T2+ vind 2.1	0,7 a fra brutårn akse 23	-41,8	-5,5	36,3

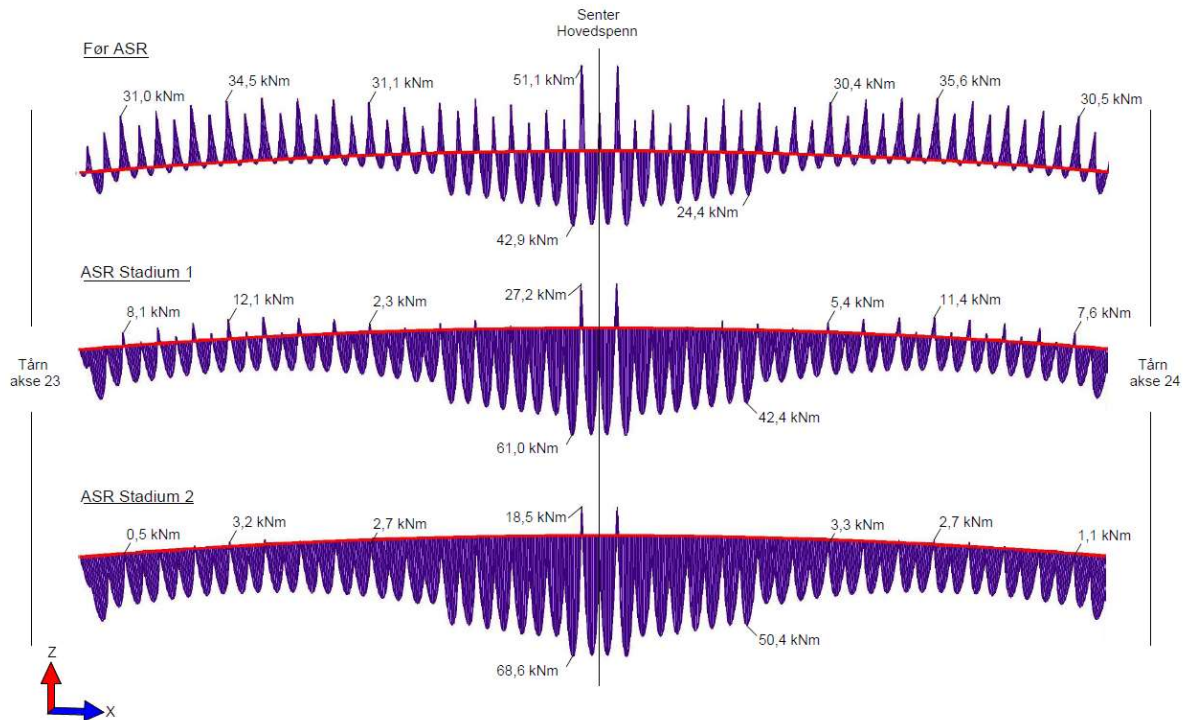
Tabell 10-5 Dimensjonerende skjærkrefter med ASR stadium 1

Snitt	Lasttilfelle	Posisjon i spenn	Skjærkraft [kN]		
			Uten ASR	Stadium 1	Diff.
Snitt 1	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	233,3	231,5	-1,8
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	181,3	179,5	-1,8
Snitt 2	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	151,2	150,9	-0,3
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	137,2	136,6	-0,6

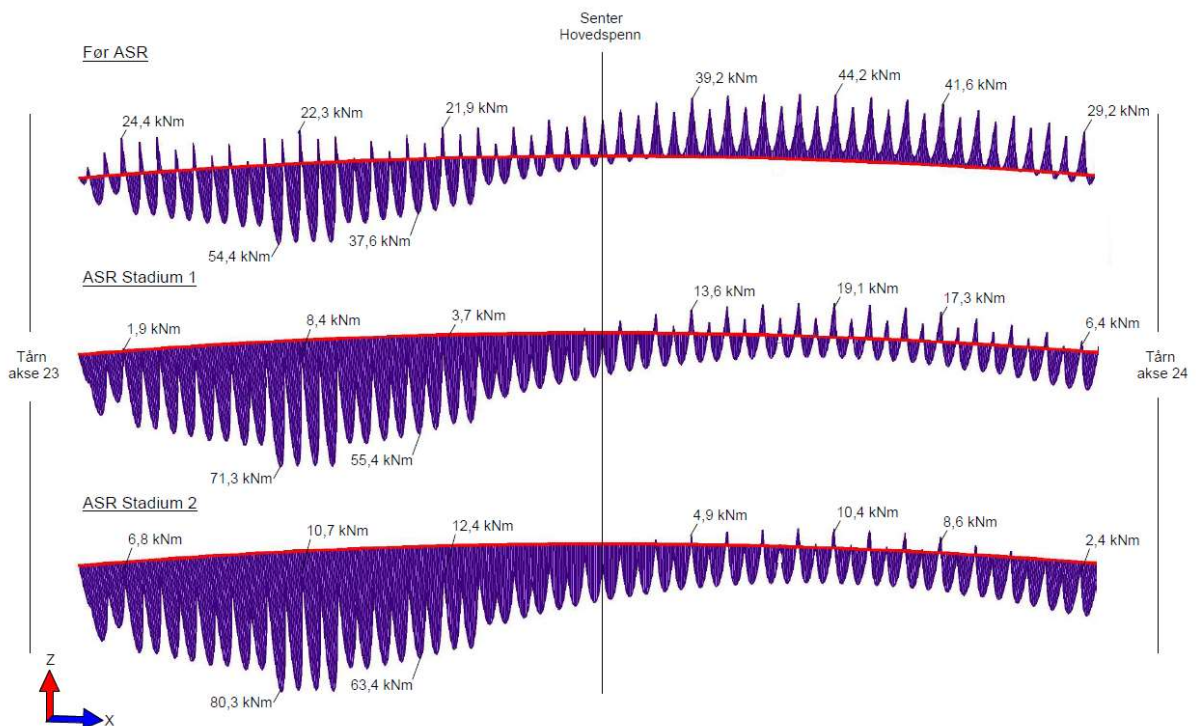
Tabell 10-6 Dimensjonerende skjærkrefter med ASR stadium 2

Snitt	Lasttilfelle	Posisjon i spenn	Skjærkraft [kN]		
			Uten ASR	Stadium 2	Diff.
Snitt 1	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	233,3	230,7	-2,6
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	181,3	178,8	-2,5
Snitt 2	T1+ vind 1.1	Senter av hengespenn	151,2	147,4	-3,8
	T2+ vind 2.1	0,2 a fra brutårn akse 23	137,2	135,4	-1,8

Figur 10-5 og figur 10-6 viser hvordan momentdiagrammet forskyves nedover. Momentdiagrammet er fra lastkombinasjon T1 + vind 1.1 og T2 + vind 2.1 i snitt 1.



Figur 10-5 Endring av momentdiagram i brudekket grunnet ASR i stadium 1 og i stadium 2 ved lasttilfelle T1+vind 1.1 i snitt 1.



Figur 10-6 Endring av momentdiagram i brudekket grunnet ASR i stadium 1 og i stadium 2 ved lasttilfelle T2+vind 2.1 i snitt 1.

10.2 Brutårn

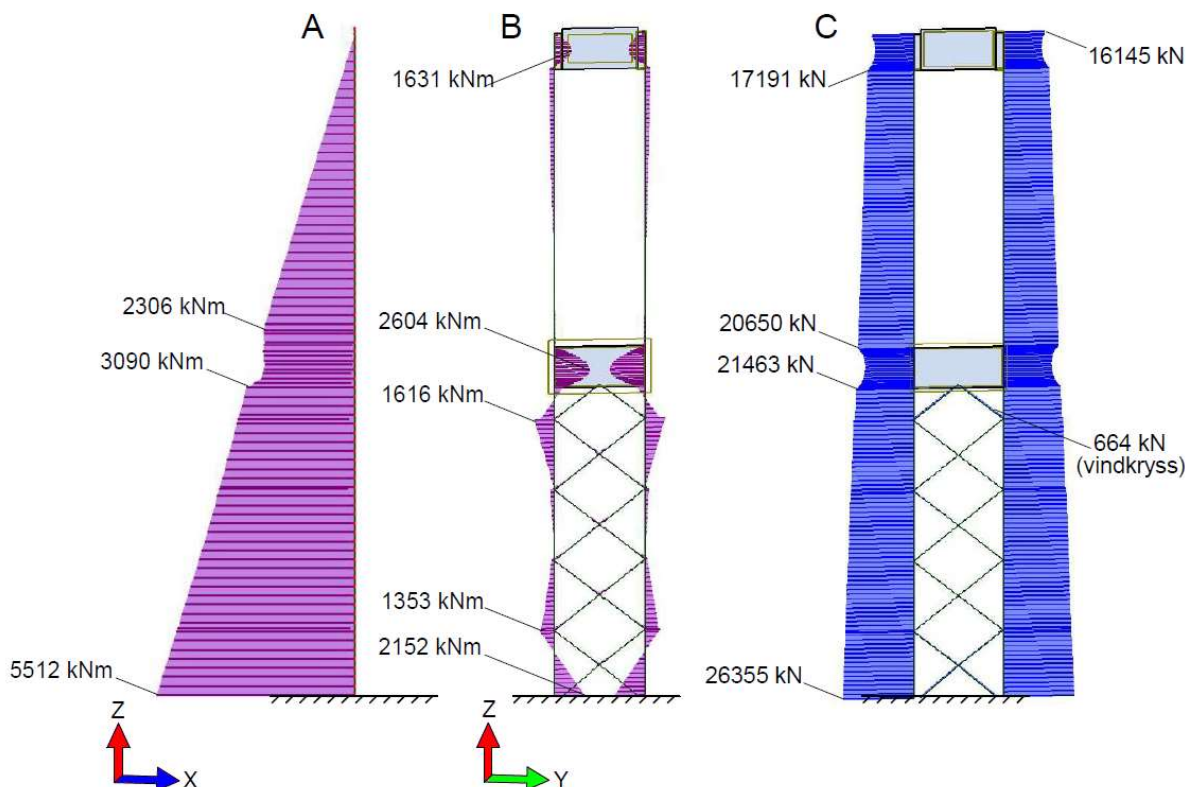
Resultatene fra brutårnet er delt opp i fire deler. De to første delene omfatter dimensjonerende lasttilfeller og lastkombinasjoner på konstruksjonen, før ASR påvirkning. Lasttilfeller med ASR som initialtøyninger beskrives i del tre og fire. I beskrivelsen henviser teksten til illustrasjoner med bokstav A, B eller C. For aksialkrefter defineres strekk som negativt og trykk som positivt. Skjærkrefter i x-retning er, grunnet lave verdier ikke vist i resultatene.

10.2.1 Del 1 lasttilfeller før ASR

Egenlast

Egenlast fra brutårn og hengespenn gir det største lastbidraget til tårnsøylene og virker symmetrisk om tårnets senterakse. Aksialkraften fra hovedkabelen fordeler seg jevnt nedover tårnsøylen, ettersom egenlasten i søylen øker. Ved midtrigelen oppstår en reduksjon av trykket i søylen, der deler av lasten fordeler seg inn i rigelen.

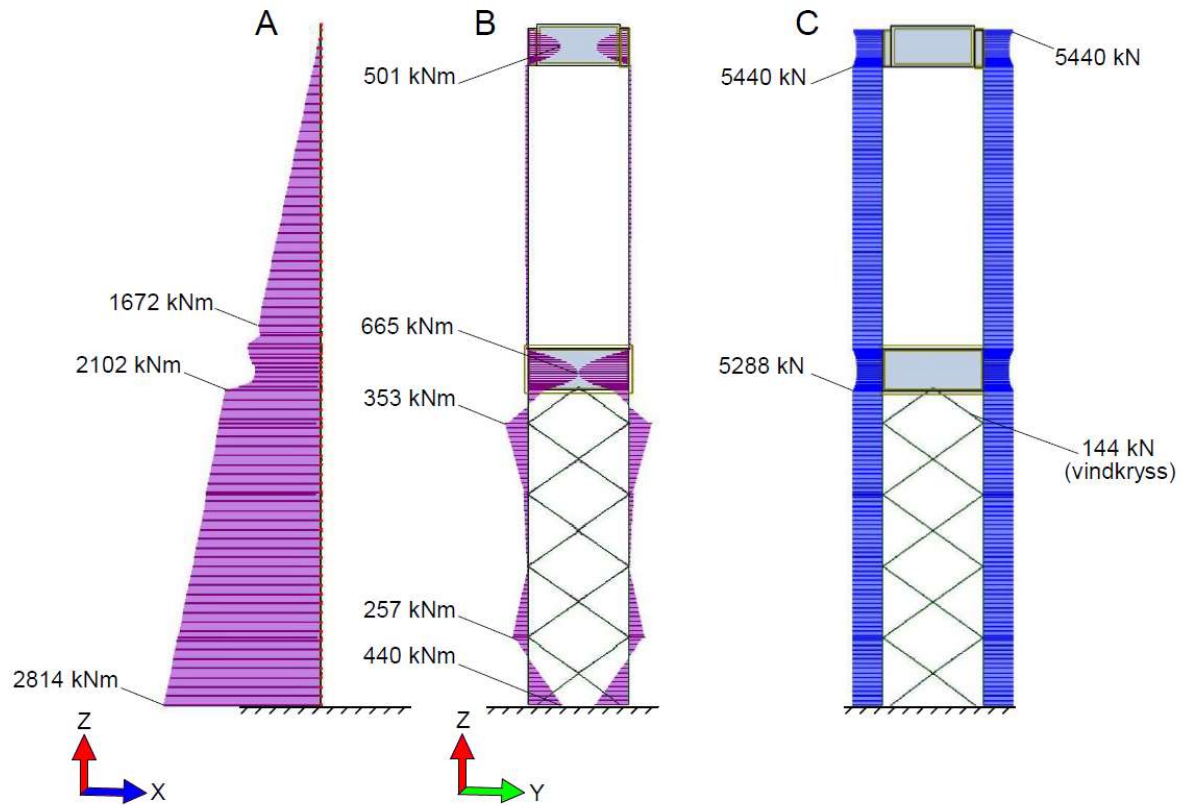
De største momentene på grunn av egenlasten virker om y-aksen og kommer fra eksentrisk lasting av tårntoppen. Momentdiagrammene og aksiallastdiagrammet er vist i figur 10-7.



Figur 10-7 Bidrag fra egenlaster på brutårnet. A er momentdiagrammet om y-aksen, B momentdiagrammet om x-aksen og C aksiallastdiagrammet i tårnsøylen

Trafikklaster

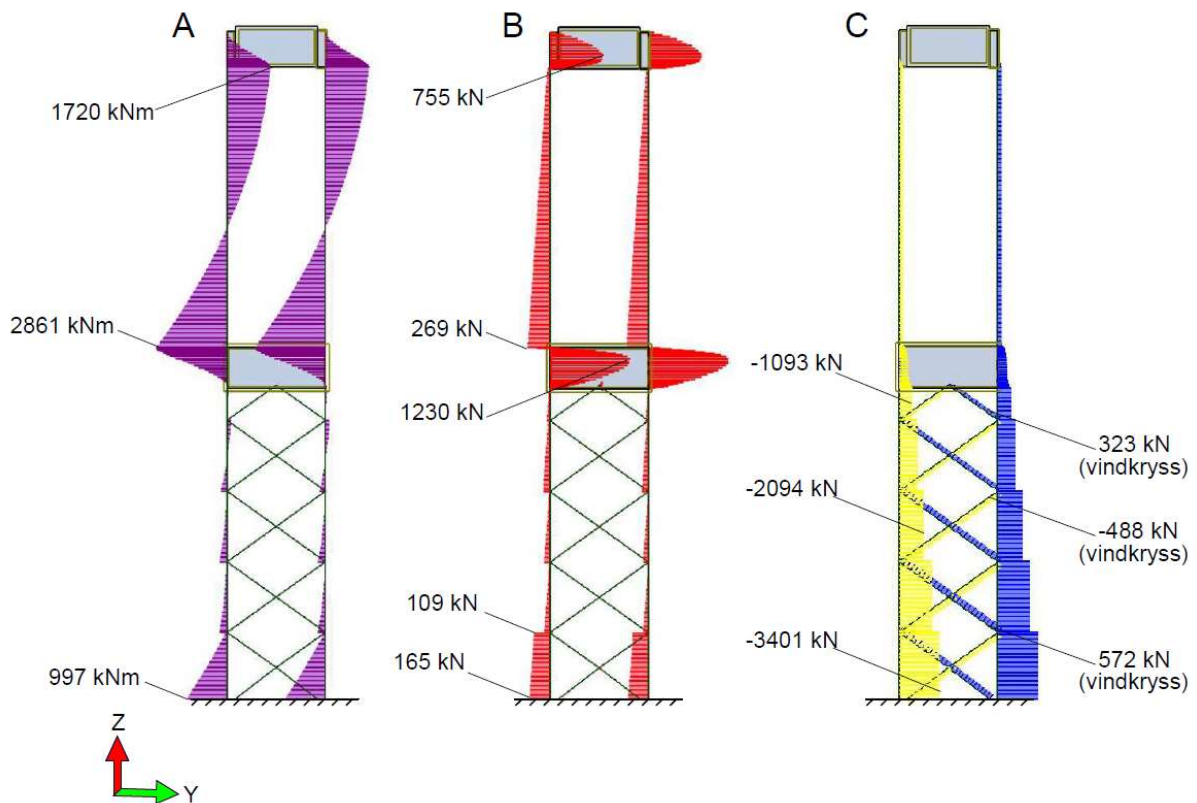
Formen på momentfordelingen fra trafikklast er relativt lik som for egenlast. De resulterende momentdiagrammene og aksiallastdiagrammet er vist i figur 10-8.



Figur 10-8 Bidrag fra trafikklaster på brutårnet. A er momentdiagrammet om y-aksen, B momentdiagrammet om x-aksen og C aksiallastdiagrammet i tårnsøylen

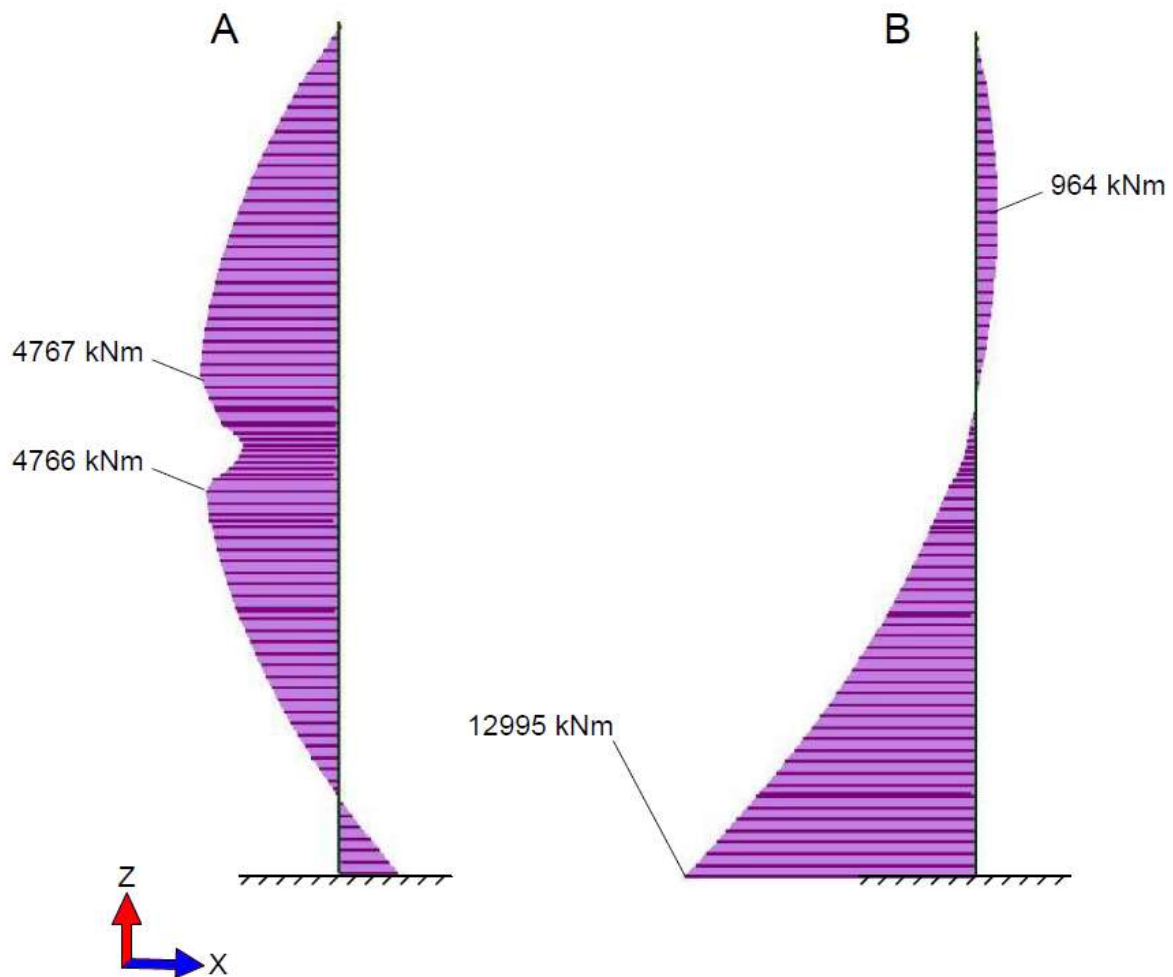
Vindlaster

Moment-, skjær- og aksiallastdiagram fra vindlast i y-retning er vist i figur 10-9.



Figur 10-9 Bidrag fra vindlast i y-retning på brutårnet. A er momentdiagrammet om x-aksen, B skjæradiagrammet og C aksiallastdiagrammet på brutårnet

Vindlasten i x-retning gir to forskjellige momentdiagrammer grunnet deformasjonen i tårntoppen. Dette avhenger av om vinden blåser i positiv, eller negativ x-retning. Momentdiagrammene fra vindlast i x-retning er vist i figur 10-10.

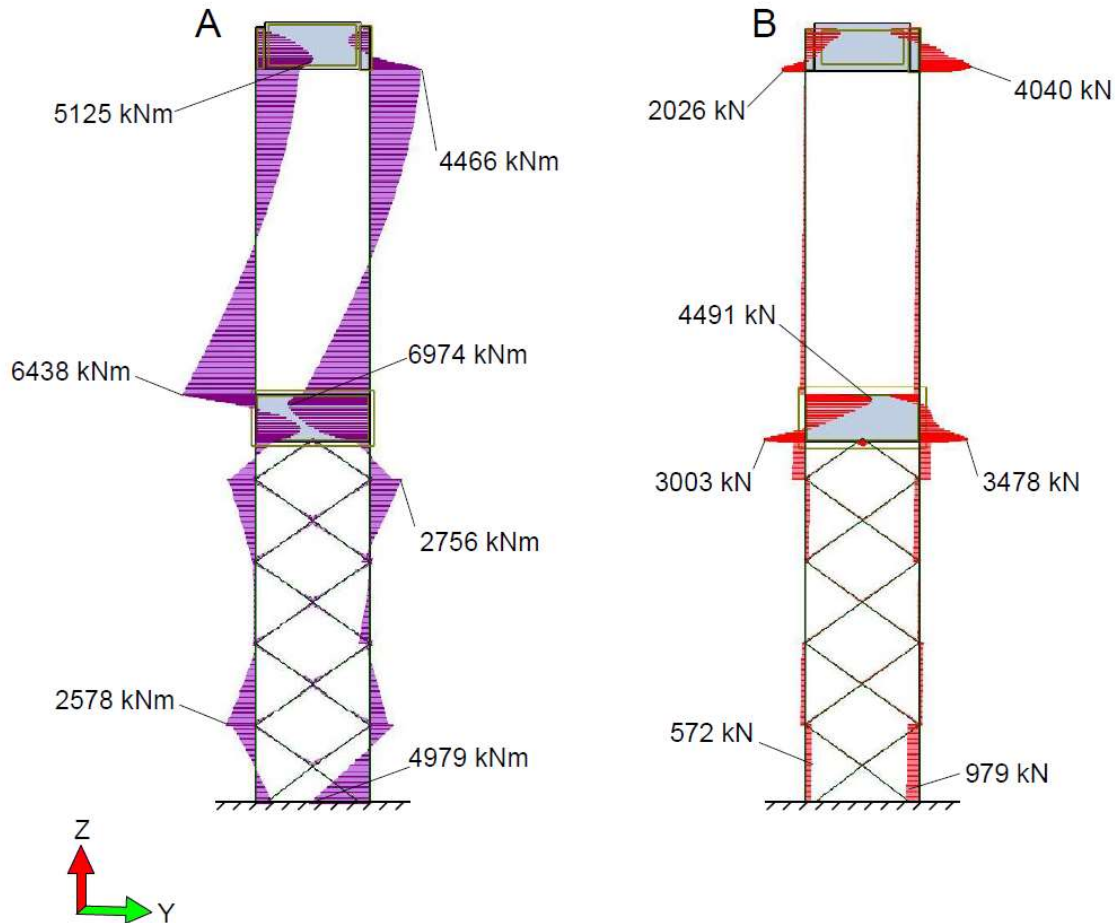


Figur 10-10 Bidrag fra vindlast i x-retning på brutårnet. A er moment for vind i negativ x-retning og B moment for vind i positiv x-retning

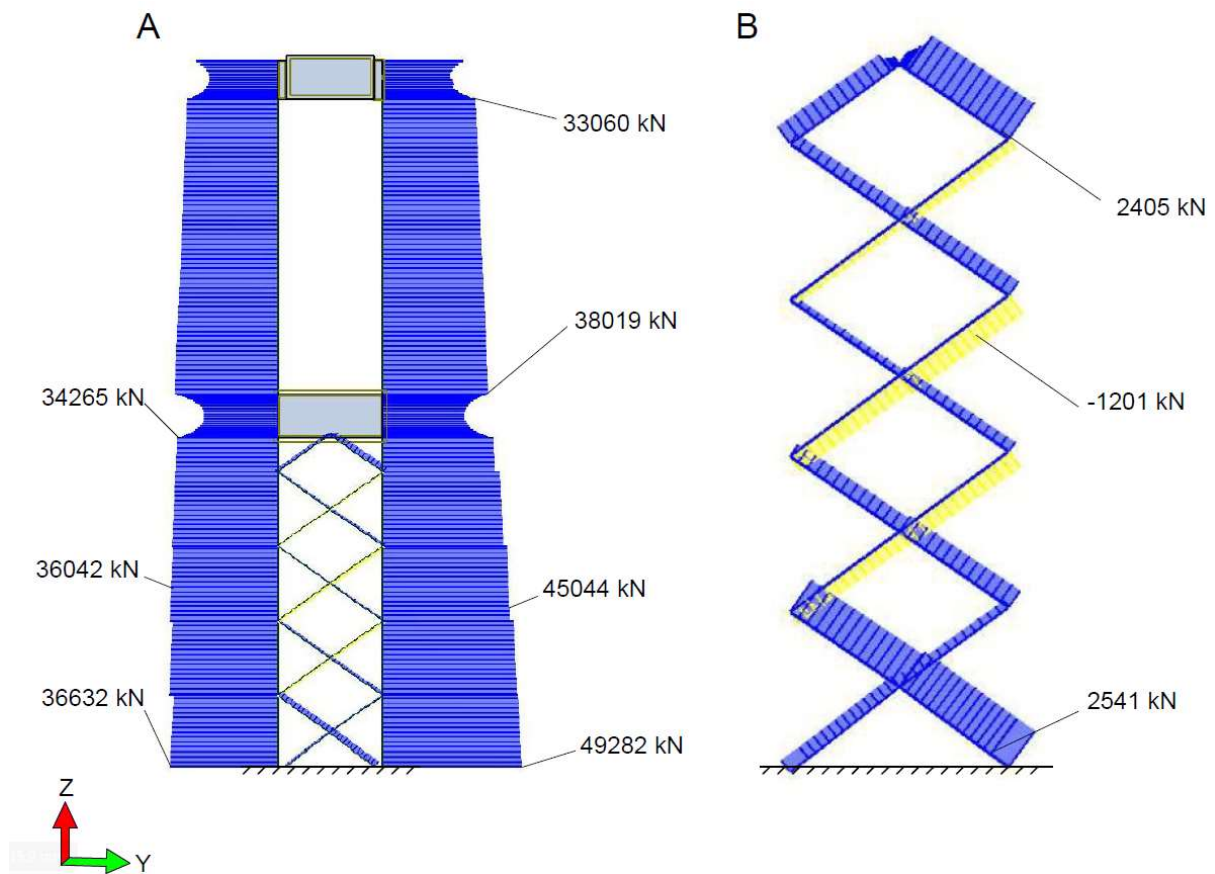
10.2.2 Del 2 Dimensjonerende lastkombinasjon før ASR

Tårnsøyle og vindkryss

For tårnsøylen gir kombinert trafikklaster og vindlast i y -retningen, størst bidrag til aksialtrykket og momentet som oppstår om x -aksen. De dimensjonerende momentene om tårnets x -akse og skjærkreftene i tårnets y -retning er vist i figur 10-11. Dette resulterer også i vindkryssenes dimensjonerende lastkombinasjon. Aksiallastdiagrammet til tårnsøylen og vindkryss er vist i figur 10-12.

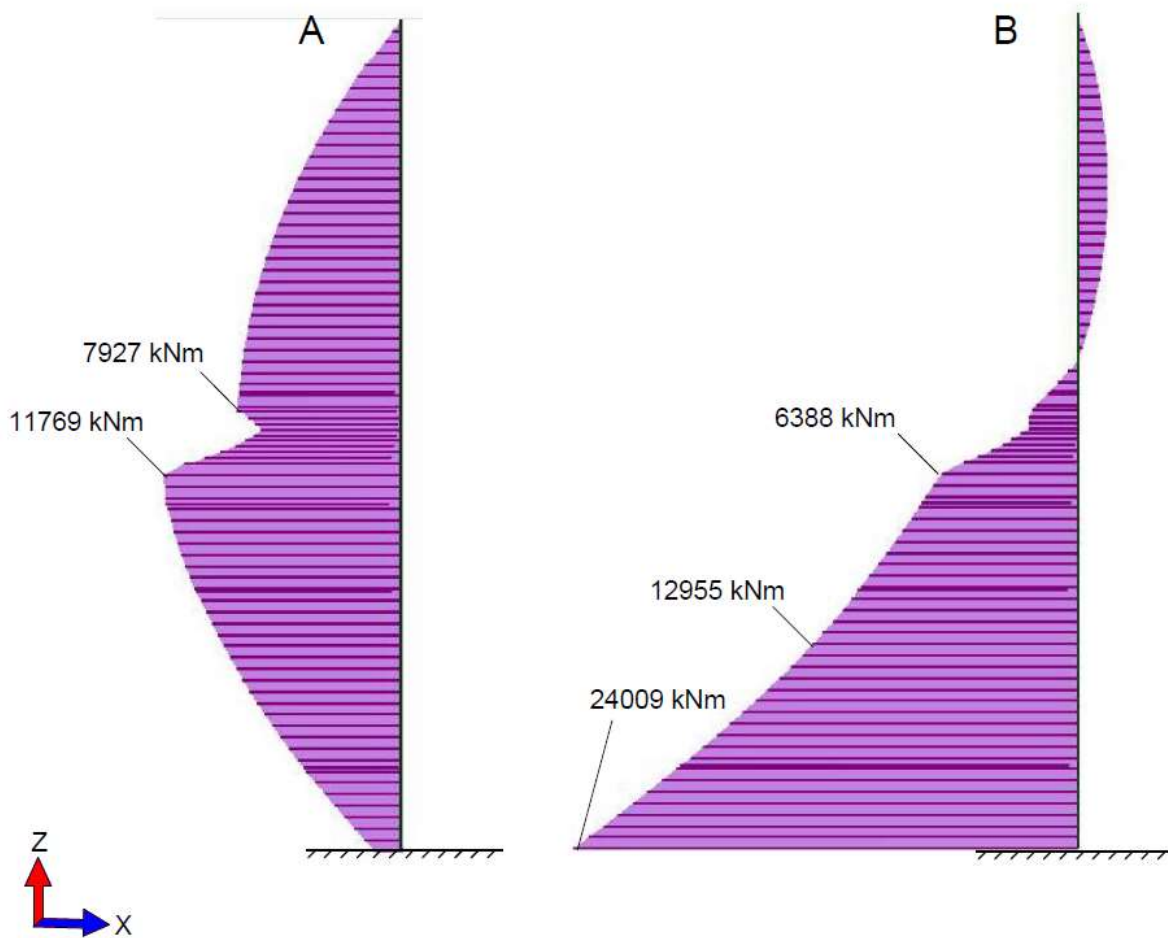


Figur 10-11 Dimensjonerende lastkombinasjon på brutårnet uten påvirkning av ASR. A er momentdiagrammet om x -aksen og B skjærkraftdiagrammet i y -retning



Figur 10-12 Dimensjonerende lastkombinasjon på brutårnet før påvirkning av ASR. A viser aksiallastdiagrammet i tårnsøylene mens B aksiallastdiagrammet i vindkryssene

Dimensjonerende tilfelle i tårnsøylens x-retning varierer med vindretningen. Figur 10-13 viser de dimensjonerende momentdiagrammene for vind i x-retning.



Figur 10-13 Dimensjonerende lastkombinasjon på brutårnet før påvirkning av ASR. A er moment med vind i negativ x retning og B moment i med vind i positiv x retning

Tabellene nedenfor viser dimensjonerende krefter i utvalgte snitt i tårnsøylen og fra enkelte vindkryss.

Tabell 10-7 Dimensjonerende krefter i tårnsøyle før ASR

Søylesnitt høydekote	Aksialtrykk [kN]	Skjær [kN]	Moment x [kNm]	Moment y [kNm]
72	33060	4040	4466	1730
42	38019	4491	6438	7927
40	27846	2247	6974	7859
37	38948	3478	1470	11769
34	42684	928	2756	11419
21	45044	111	583	12955
3	49282	979	4979	24009

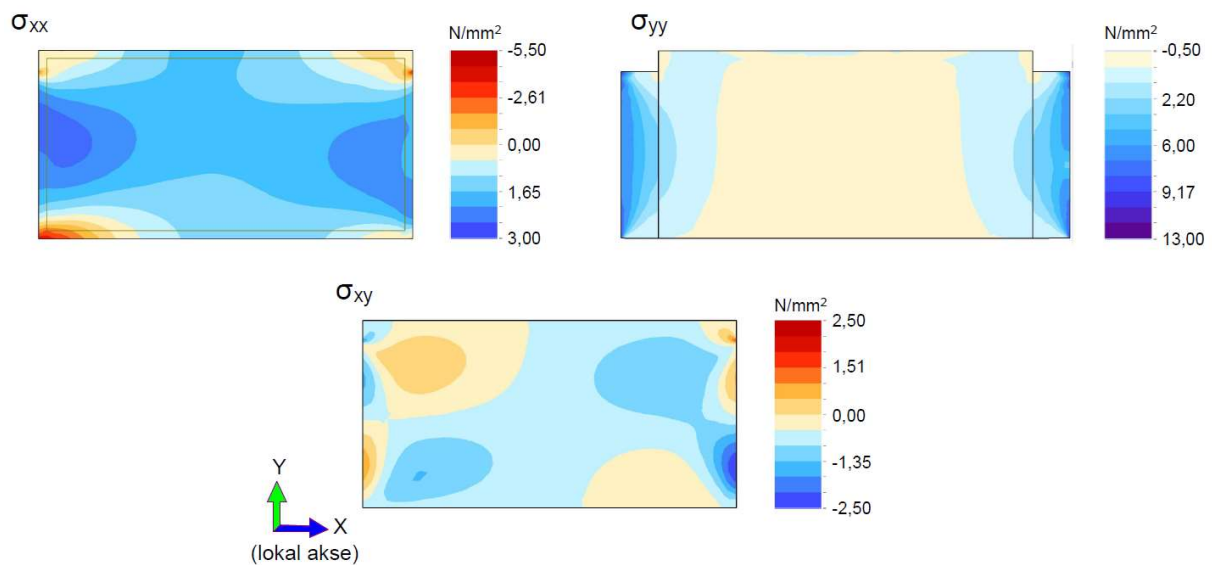
Tabell 10-8 Dimensjonerende krefter i vindkryss før ASR

Vindkryss	Aksialtrykk [kN]	Aksialstrekk [kN]	Skjær [kN]	Moment x [kNm]
5	2405	-	133	205
3	494	-1201	140	357
1	2541	-	125	240

Riglene

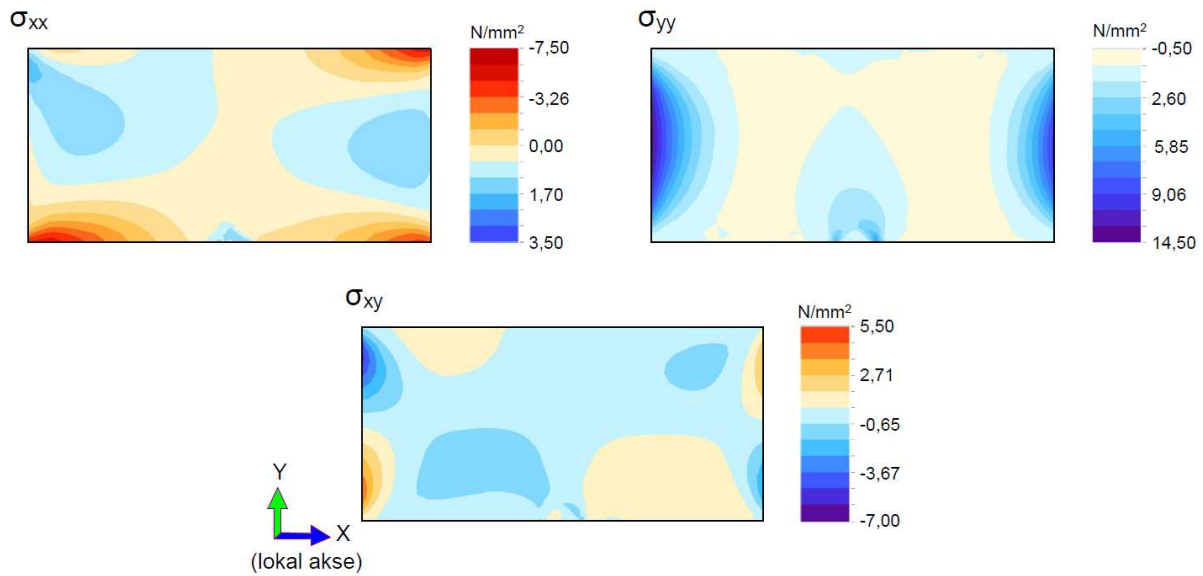
Analysen viser at kreftene som virker i riglene hovedsakelig er plankrefter i rigelens to akseretninger. Momenter ut av plan og transverse skjærkrefter er derfor neglisjert. For resultatene i riglene henviser vi til platens lokale akse-system, som er vist nede i venstre hjørne av figurene. Begge rigler har det samme lokale akse-systemet.

Grunnet rehabiliteringen, som nevnt i kapittel 6.6 er tilnærmet hele topprigelen utsatt for trykkspenninger, i den lokale x-retningen. I y-retning oppstår trykkspenninger ved koblingen mot tårnsøylen. I aksialdiagrammene for brutårnet vises dette som en reduksjon i trykkraft rundt riglene. Figur 10-14 viser spenningene i lokal x-retning, y-retning og skjærspenninger i xy-retning for topprigelen.



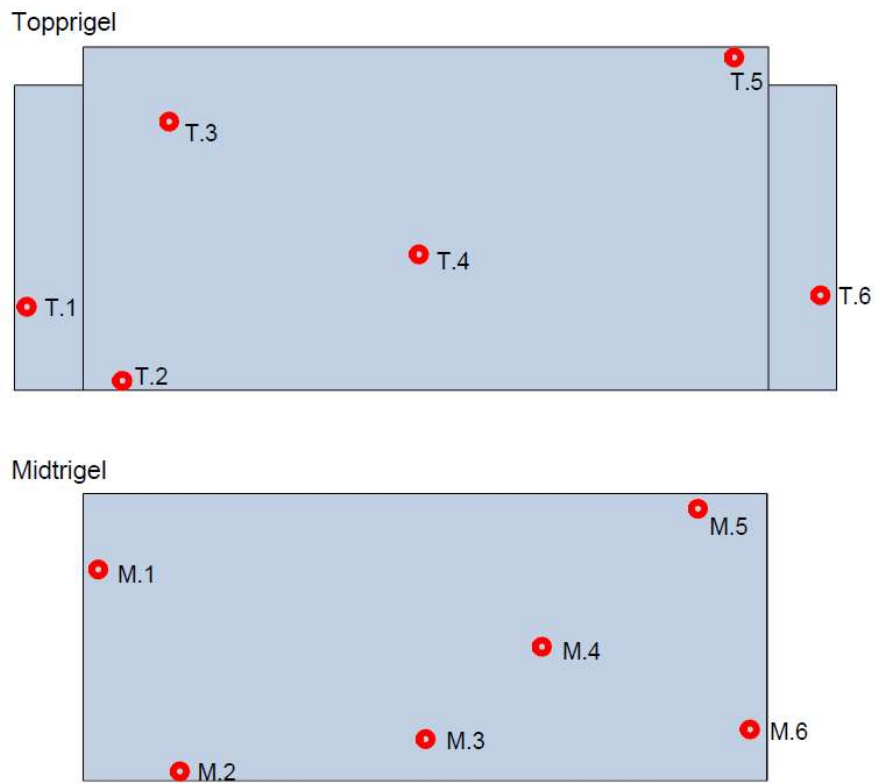
Figur 10-14 Dimensjonerende spenningstilstander i topprigelen

Midtrigelen er utsatt for store strekkspenninger på platens underside, mellom festet mot tårnsøylene og vindkryssene i den lokale x-aksen. Figur 10-15 viser spenningene i lokal x-retning, y-retning og skjærspenninger i xy-retning for midtrigelen.



Figur 10-15 Dimensjonerende spenningstilstander i midtrigelen

I riglene er det valgt ut seks kritiske punkter som representerer de opptredende spenningene i topp- og midtrigelen etter figur 10-16. De resulterende spenningene er vist i tabell 10-9 og tabell 10-10. Trykkspenninger er definert som positive, mens strekkspenninger er negative.



Figur 10-16 Utvalgte punkter for kapasitetsberegning av rigler

Tabell 10-9 Dimensjonerende spenninger i topprigelen før ASR

Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]
T.1	-0,40	13,02	2,95
T.2	-5,42	-0,03	-0,08
T.3	1,33	0,15	0,51
T.4	1,19	-0,25	-0,18
T.5	-0,84	0,04	0,05
T.6	-0,42	12,97	-3,13

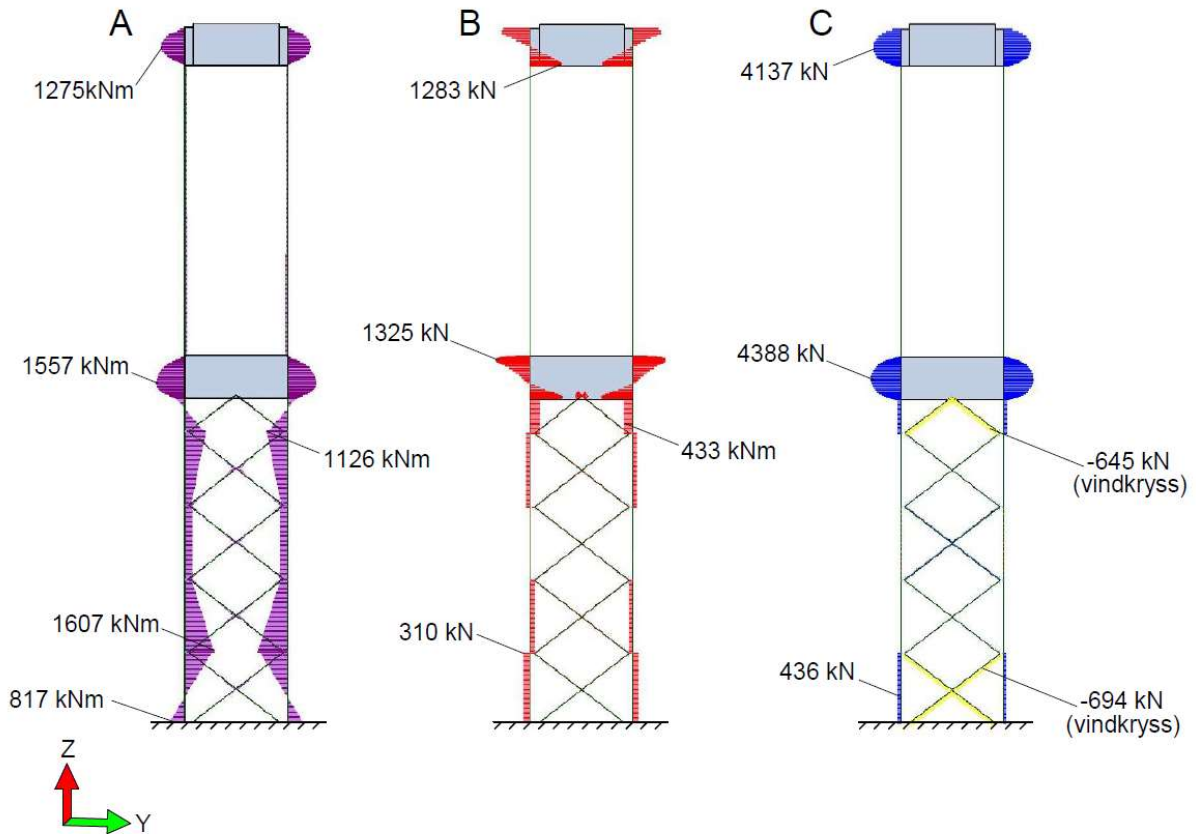
Tabell 10-10 Dimensjonerende spenninger i midtrigelen før ASR

Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]
M.1	-1,09	13,39	-3,34
M.2	-7,27	0,14	-0,19
M.3	0,97	1,39	-0,89
M.4	0,66	-0,63	0,19
M.5	-6,99	0,06	-0,27
M.6	-1,77	14,17	-3,17

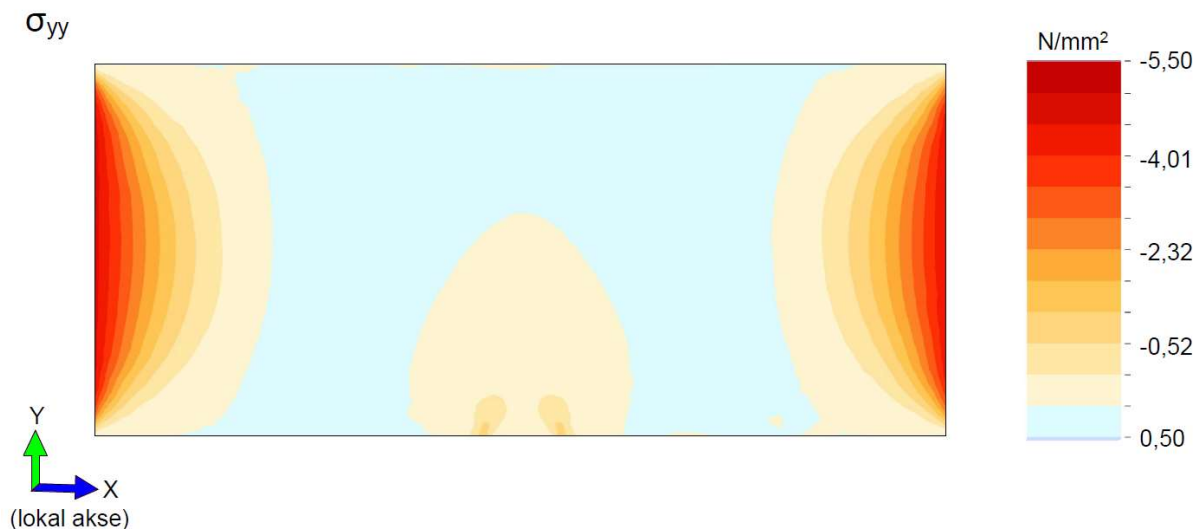
10.2.3 Del 3 ASR-ekspansjoner i brutårnet

ASR i tårnsøylen

ASR-ekspansjoner i tårnsøylen fører til tilleggskrefter i tårnsøylene og vindkryss som vist i figur 10-17. Fastholdelse mot initialtøyningene gir et aksialtrykk i søylen med motsatt rettet strekkspenninger i vindkryssene og riglene. Opptredende strekkspenninger i midtrigelens lokale y-retning er vist i figur 10-18.



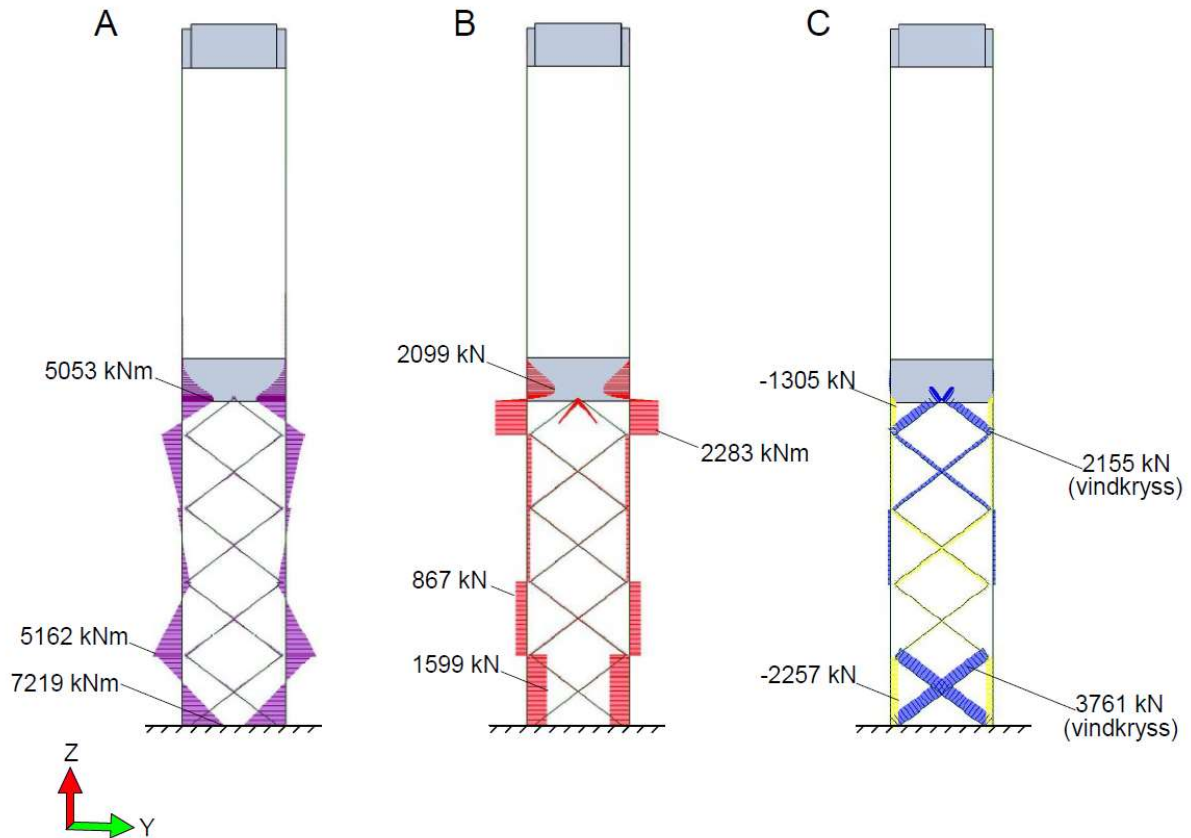
Figur 10-17 Bidrag til tilleggskrefter på brutårnet fra ASR i tårnsøylen. A er momentdiagrammet om x-aksen, B skjærkraftdiagrammet og C aksiallastdiagrammet på brutårnet.



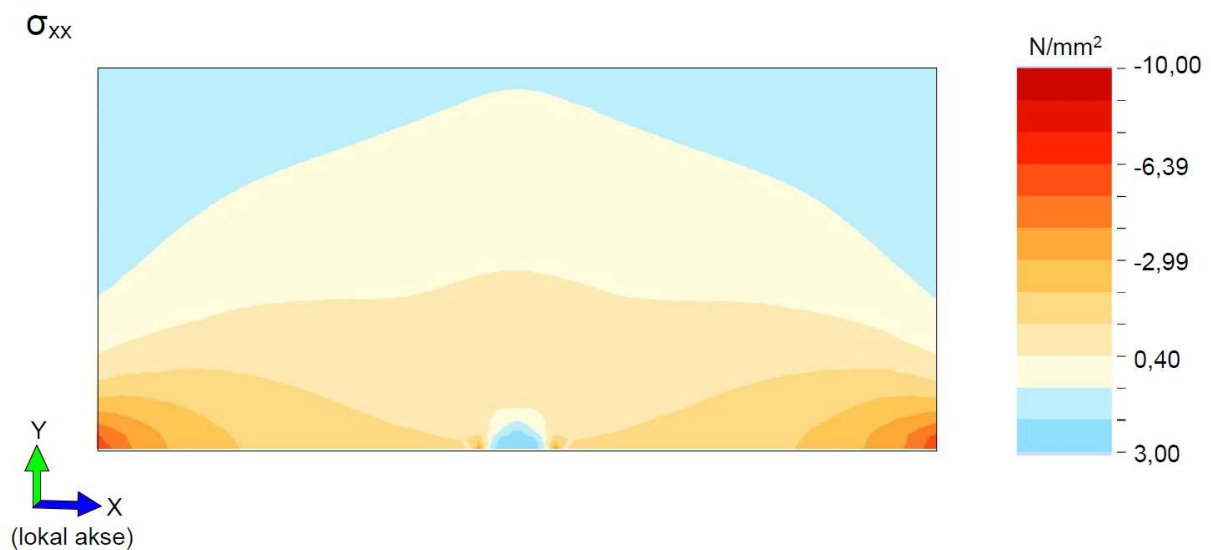
Figur 10-18 Spenninger i midtrigelens lokale y-retning grunnet ASR i tårnsøylen

ASR-utvidelse i vindkryss

Moment-, skjær- og aksialkraftbidraget, på grunn av ASR-ekspansjoner i vindkryssene er vist i figur 10-19. Store deler av midtrigelen påføres strekkspenninger grunnet trykket fra vindkryssene mot rigelens underside. Opptrædende spenninger i midtrigelens lokale x-retning er illustrert i figur 10-20.



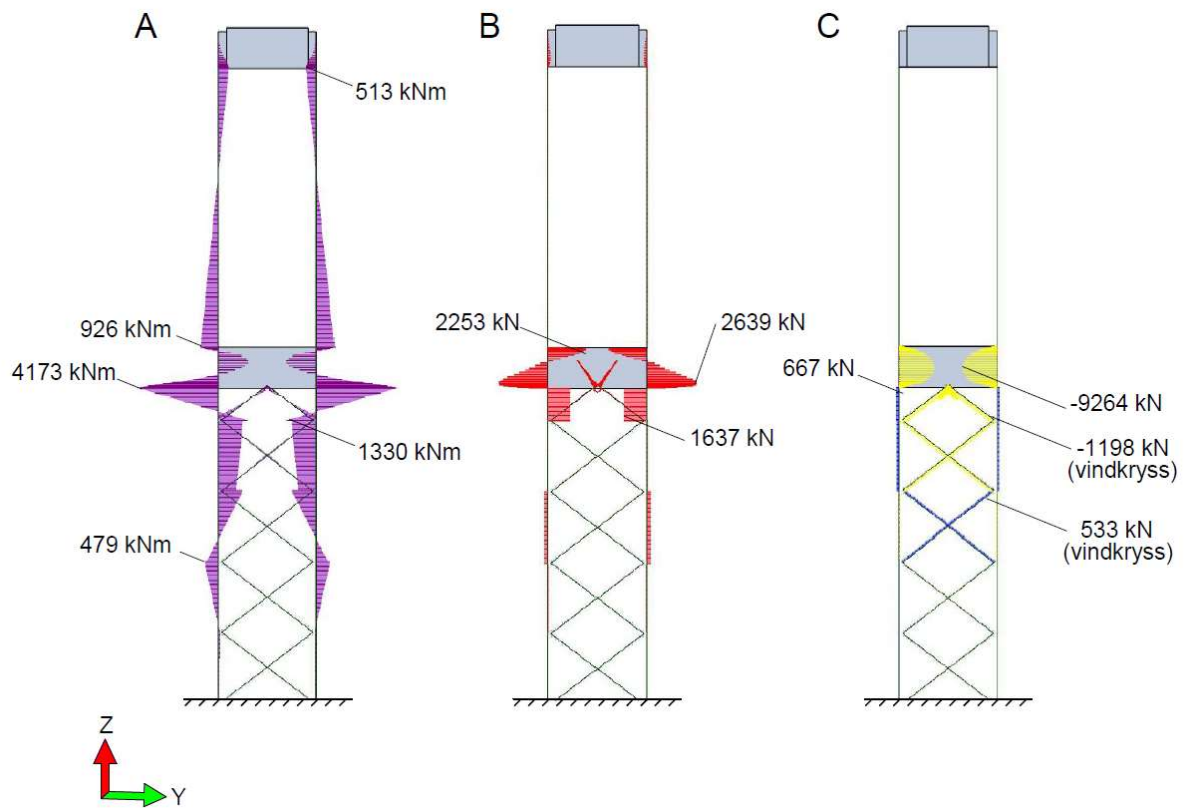
Figur 10-19 Bidrag til tilleggskrefter på brutårnet fra ASR i vindkryss. A er momentdiagrammet om x-aksen, B skjærdiagrammet og C aksiallastdiagrammet



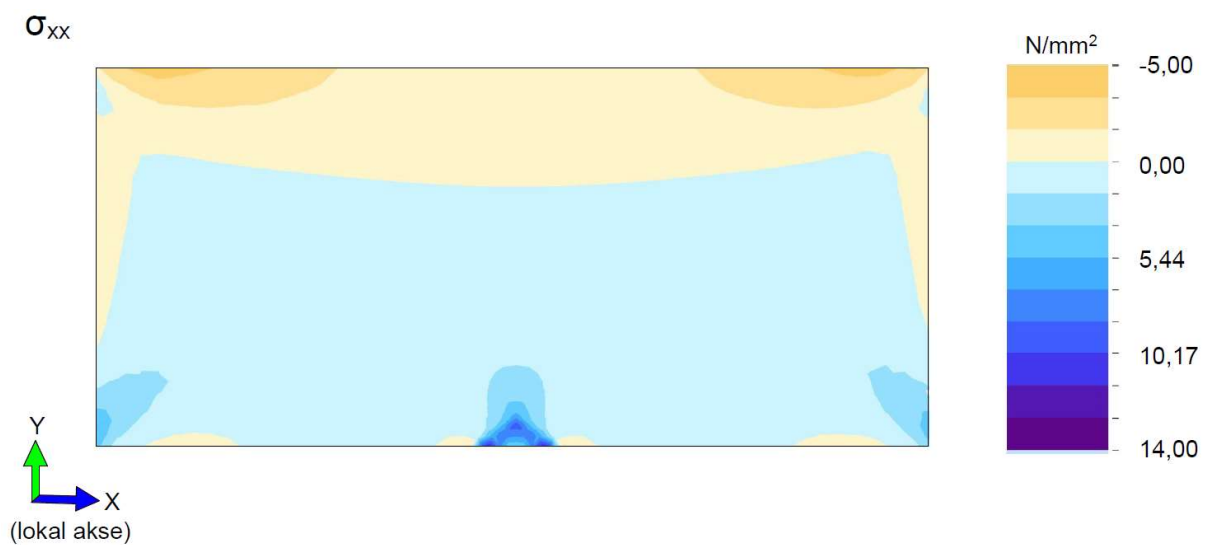
Figur 10-20 Spenningsendringer i midtrigelens lokale x-retning grunnet ASR i vindkryss

ASR i rigler

Figur 10-21 viser bidraget til moment-, skjær- og aksiallastdiagrammet ved ASR-ekspansjoner i midtrigelen. Rigelen påføres strekkspenninger som er spesielt tydelige på rigelens overkant som illustrert i figur 10-22

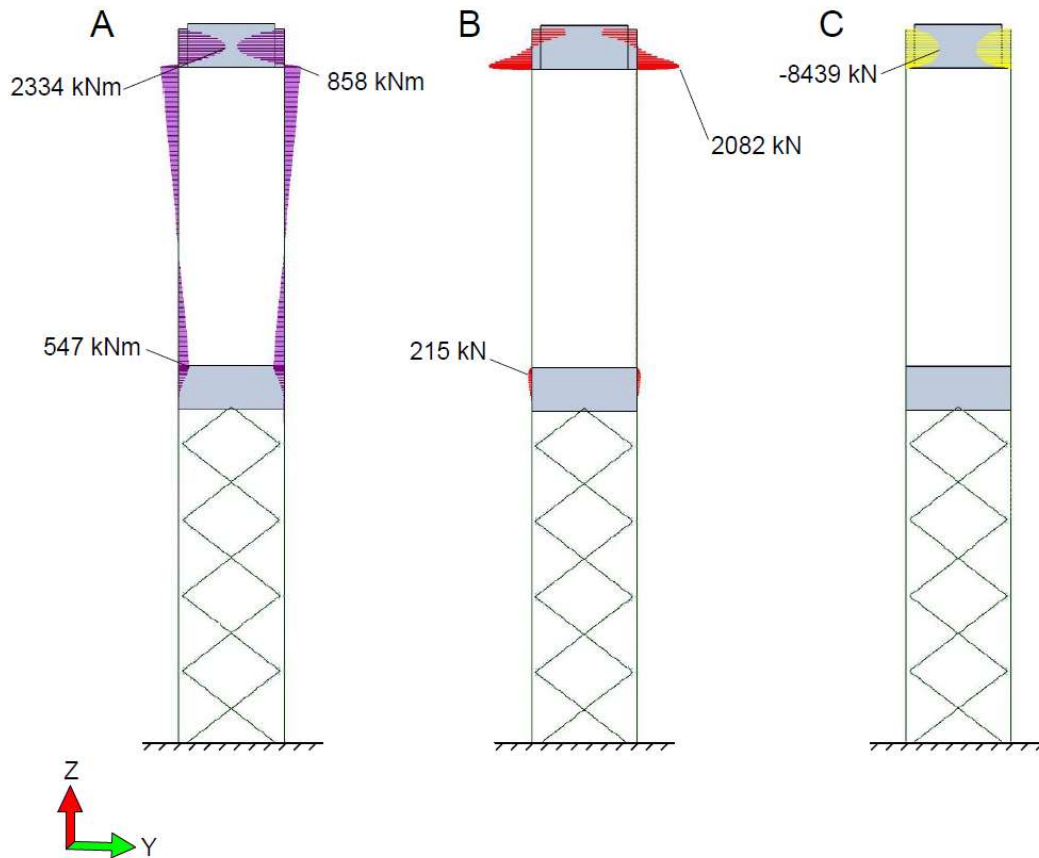


Figur 10-21 Bidrag til tilleggskrefter på brutårnet fra ASR i midtrigel. A er momentdiagrammet om x akse, B skjæradiagrammet og C aksiallastdiagrammet

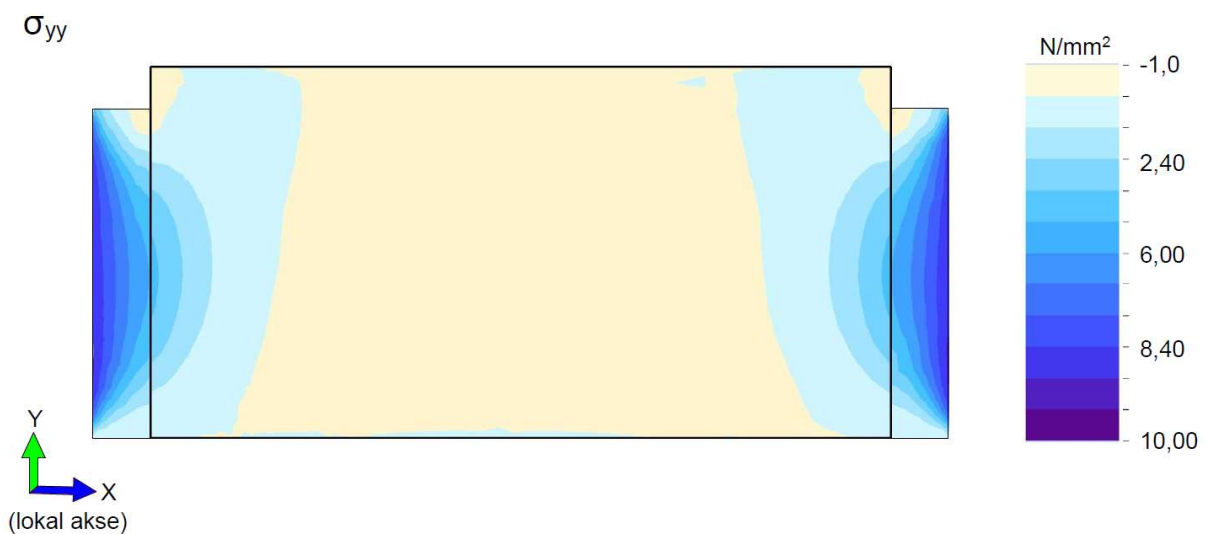


Figur 10-22 Spenningsendringer i midtrigelens lokale x retning grunnet ASR i midtrigel

ASR-ekspansjoner i topprigelen gir diagrammene som vist i Figur 10-23. Figur 10-24 illustrerer spenningsstilstanden i topprigelen i den lokale y-retning, der trykkspenninger har bygget seg opp grunnet fastholdelse mot utvidelse i tårnsøylen.



Figur 10-23 Bidrag til tilleggskrefter på brutårnet fra ASR i topprigel. A er momentdiagrammet om x akse, B skjæradiagrammet og C aksiallastdiagrammet



Figur 10-24 Spenningsendringer i topprigelens lokale y-retning grunnet ASR i topprigel

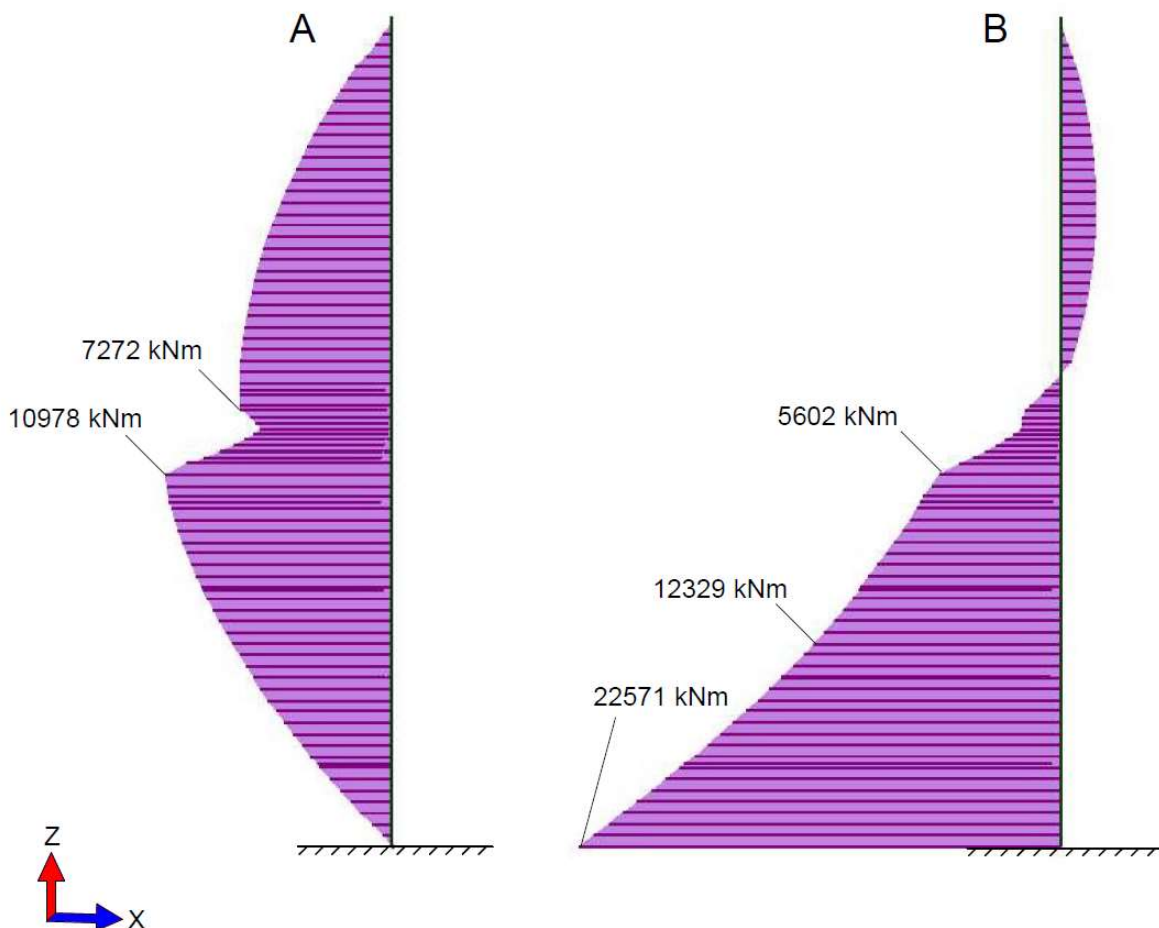
10.2.4 Del 4 Dimensjonerende lasttilfeller etter ASR

De dimensjonerende lasttilfellene etter ASR, varierer i forhold til hvilke konstruksjonsdeler som ASR påvirker. På grunnlag av dette har vi konstruert tre ulike ASR-tilstander, der ASR forekommer ulikt. Disse er:

- Tilstand 1. ASR-ekspansjoner i alle konstruksjonsdeler utenom tårnsøylen
- Tilstand 2. ASR-ekspansjoner kun i tårnsøylen
- Tilstand 3. ASR-ekspansjoner i alle konstruksjonsdeler i brutårnet

Resultatene til den første tilstanden presenteres i mer detalj, mens tilstand 2 og 3 presenteres hovedsakelig i tabeller.

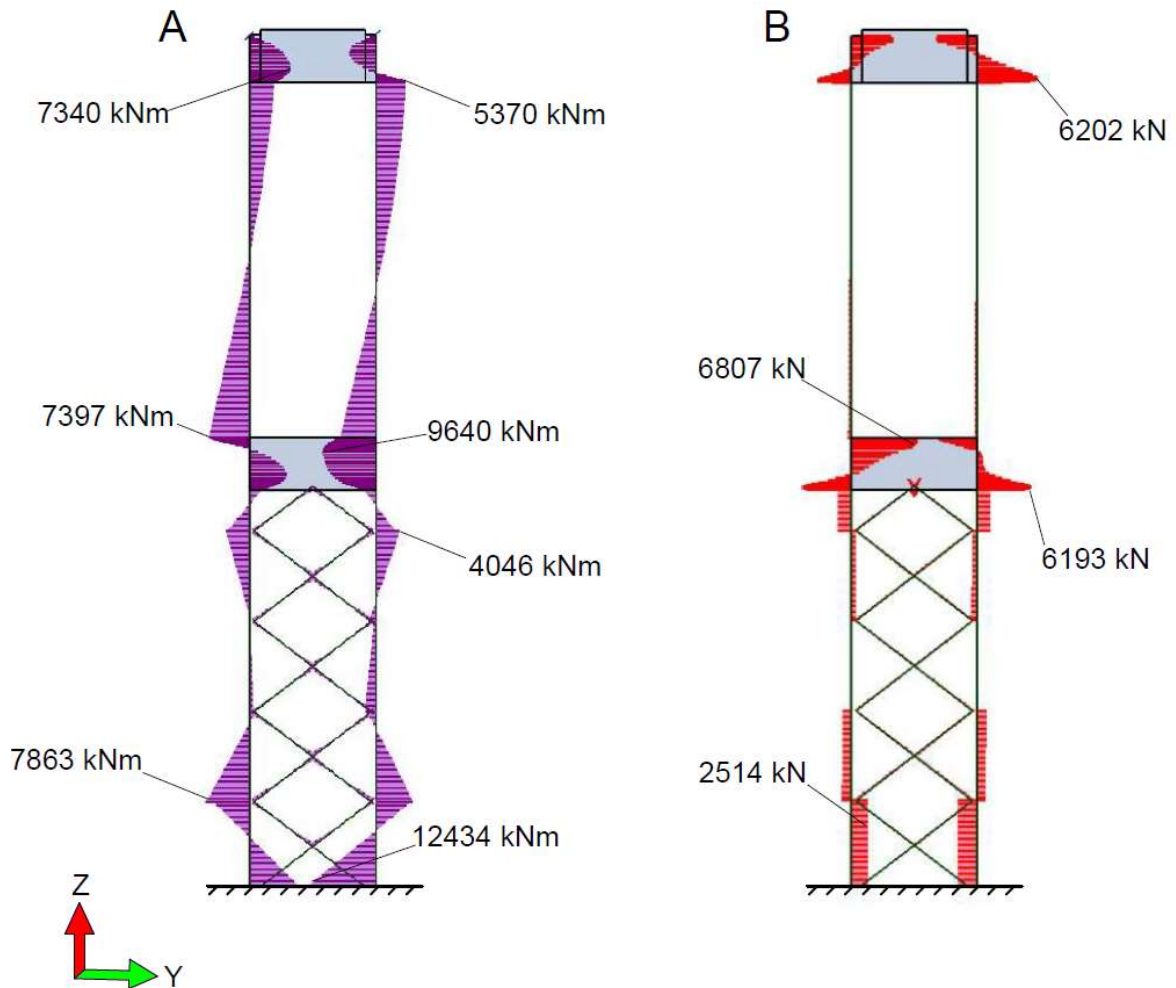
For alle ASR-tilstandene er momentene om y-aksen, identiske. Dette er grunnet antatt full symmetri om tårnets tverrakse og konstant ASR-utvidelse i alle konstruksjonsdeler. De påfølgende momentdiagrammene, vist i figur 10-25, kommer derfor som et resultat av den reduserte bøyestivheten fra ASR.



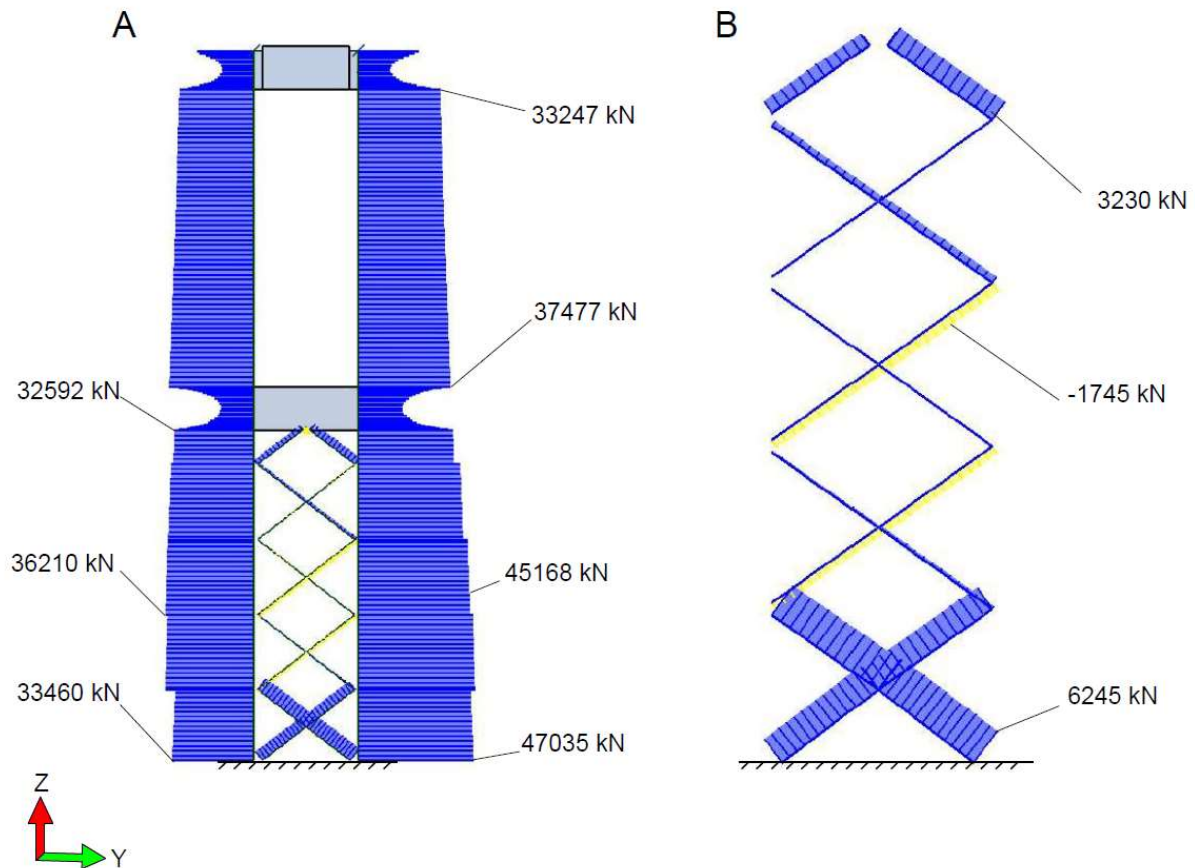
Figur 10-25 Dimensjonerende tilfelle på brutårnet etter påvirkning fra ASR. A er moment med vind i negativ x-retning og B moment med vind i positiv x-retning

ASR-tilstand 1

Den dimensjonerende lastkombinasjonen for tilstand 1, er ved full vindlast i y-retning og full trafikklast på hovedspennet. De kombinerte ASR-ekspansjonene og endringen av bøyestivhet gir moment- og skjæradiagrammet vist i figur 10-26. Figur 10-27 illustrerer aksiallastdiagrammet i tårnsøylene og vindkryssene.



Figur 10-26 Dimensjonerende kombinasjon på brutårnet etter påvirkning av ASR.
A er momentdiagrammet om y-aksen og B skjæradiagrammet i x-retning



Figur 10-27 Dimensjonerende kombinasjon på brutårnet etter påvirkning av ASR. A viser aksiallastdiagrammet i tårnsøylene mens B aksiallastdiagrammet i vindkryssene

Tabell 10-11 og tabell 10-12 viser dimensjonerende krefter i utvalgte snitt i tårnsøylene og fra enkelte vindkryss for ASR-tilstand 1.

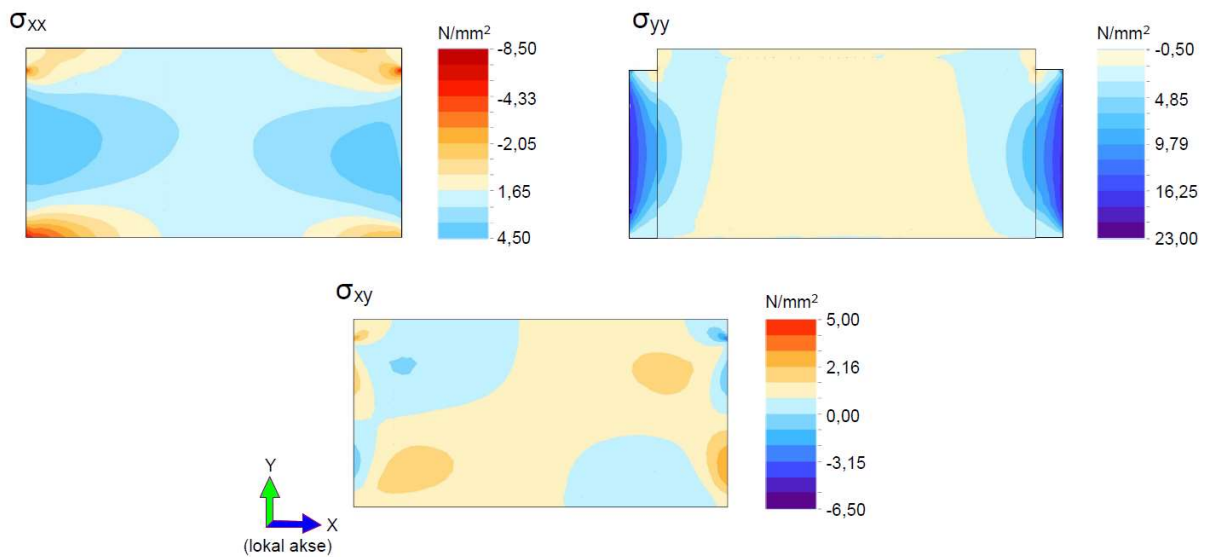
Tabell 10-11 Dimensjonerende krefter i tårnsøyle i ASR-tilstand 1

Søylesnitt høydekote	Aksialtrykk [kN]	Skjær [kN]	Moment x [kNm]	Moment y [kNm]
72	33247	6202	5370	1416
42	37477	6807	7397	7272
40	19377	2567	9640	6972
37	38830	6193	2171	10978
34	41637	668	4381	10766
21	45168	175	1300	12329
3	47035	2514	12434	22571

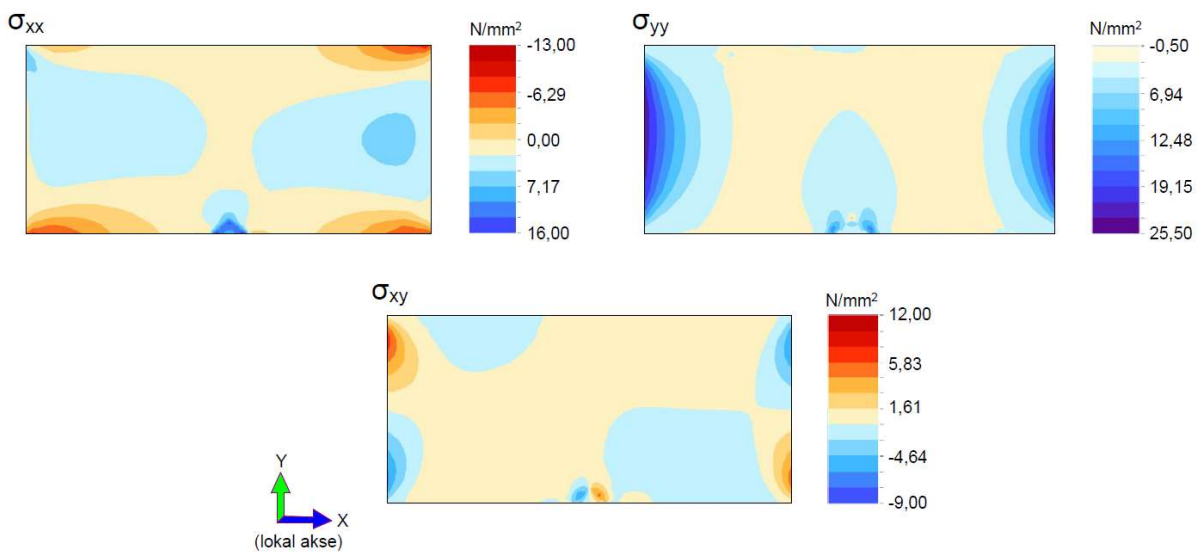
Tabell 10-12 Dimensjonerende krefter i vindkryss i ASR-tilstand 1

Dimensjonerende krefter i vindkryss				
Vindkryss	Aksialtrykk [kN]	Aksialstrekk [kN]	Skjær [kN]	Moment x [kNm]
5	3230		196	404
3	35	-1745	200	454
1	6245	-	178	524

Spenningene som oppstår i topprigelen, er vist i figur 10-28, mens figur 10-29 illustrerer spenninger i midtrigelen.



Figur 10-28 Dimensjonerende spenningstilstander i topprigelen etter ASR-tilstand 1



Figur 10-29 Dimensjonerende spenningstilstander i midtrigelen etter ASR-tilstand 1

Tabell 10-13 og tabell 10-14 viser de dimensjonerende spenningene fra utvalgte punkter i midt- og topprigelen. Dette er de samme punktene som er benyttet for lasttilfellet før ASR i figur 10-16.

Tabell 10-13 Dimensjonerende spenninger i topprigelen i ASR-tilstand 1

Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]
T.1	-1,21	22,63	-4,16
T.2	-8,20	0,08	0,31
T.3	1,49	0,43	-1,06
T.4	1,23	0,38	0,27
T.5	-1,99	0,07	-0,47
T.6	-1,31	22,60	4,26

Tabell 10-14 Dimensjonerende spenninger i midtrigelen i ASR-tilstand 1

Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]
M.1	-1,98	23,61	5,43
M.2	-12,25	0,09	0,33
M.3	12,47	5,23	-3,36
M.4	0,68	-0,78	0,52
M.5	-11,01	0,22	-0,32
M.6	-2,82	24,62	5,26

ASR-tilstand 2

Tabell 10-15 til tabell 10-18 viser dimensjonerende krefter i tårnsøyle, vindkryss, topp- og midtrigel grunnet dimensjonerende lastkombinasjon med ASR-ekspansjon i tårnsøylen.

Tabell 10-15 Dimensjonerende krefter i tårnsøyle i ASR-tilstand 2

Søylesnitt høydekote	Aksiallast [kN]	Skjær [kN]	Moment x [kNm]	Moment y [kNm]
72	33250	2963	5069	1416
42	37550	3118	7179	7272
40	31379	2180	5696	6972
37	39868	2445	906	10978
34	41911	650	1618	10766
21	44919	105	1246	12329
3	49671	675	4312	22571

Tabell 10-16 Dimensjonerende krefter i vindkryss i ASR-tilstand 2

Vindkryss	Aksialtrykk [kN]	Aksialstrekk [kN]	Skjær [kN]	Moment [kNm]
5	1865	-	104	172
3	702	-1093	110	216
1	1898	-	92	172

Tabell 10-17 Dimensjonerende spenninger i topprigelen i ASR-tilstand 2

Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]
T.1	0,46	7,37	-2,01
T.2	-4,64	-0,10	0,02
T.3	1,92	0,08	-0,44
T.4	1,09	-0,09	0,25
T.5	-0,79	0,03	-0,06
T.6	-0,13	7,84	2,57

Tabell 10-18 Dimensjonerende spenninger i midtrigelen i ASR-tilstand 2

Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]
M.1	-1,19	8,47	2,72
M.2	-4,68	0,18	0,30
M.3	0,93	0,40	-0,17
M.4	0,40	-0,45	0,24
M.5	-7,57	-0,17	-0,11
M.6	-1,32	9,98	3,13

ASR-tilstand 3

Tabell 10-19 til tabell 10-22 viser dimensjonerende krefter i tårnsøyle, vindkryss, topp- og midtrigel grunnet dimensjonerende lastkombinasjon med tøyning i alle betongelementer i brutårnet.

Tabell 10-19 Dimensjonerende krefter i tårnsøyle i ASR-tilstand 3

Søylesnitt høydekote	Aksiallast [kN]	Skjær [kN]	Moment x [kNm]	Moment y [kNm]
72	33388	5122	5346	1416
42	37336	5578	7347	7272
40	17862	3743	8571	6972
37	38971	5012	1696	10978
34	41564	1299	3254	10766
21	45095	173	1712	12329
3	47471	2220	11610	22571

Tabell 10-20 Dimensjonerende krefter i vindkryss i ASR-tilstand 3

Vindkryss	Aksialtrykk [kN]	Aksialstrekk [kN]	Skjær [kN]	Moment [kNm]
5	2793	-	171	416
3	196	-1589	177	440
1	5565	-	159	446

Tabell 10-21 Dimensjonerende spenninger i topprigelen i ASR-tilstand 3

Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]
T.1	-0,65	17,43	-4,44
T.2	-7,96	0,28	0,33
T.3	1,99	0,51	-0,87
T.4	1,11	-0,19	0,28
T.5	-1,10	0,06	-0,42
T.6	-0,94	17,67	5,13

Tabell 10-22 Dimensjonerende spenninger i midtrigelen i ASR-tilstand 3

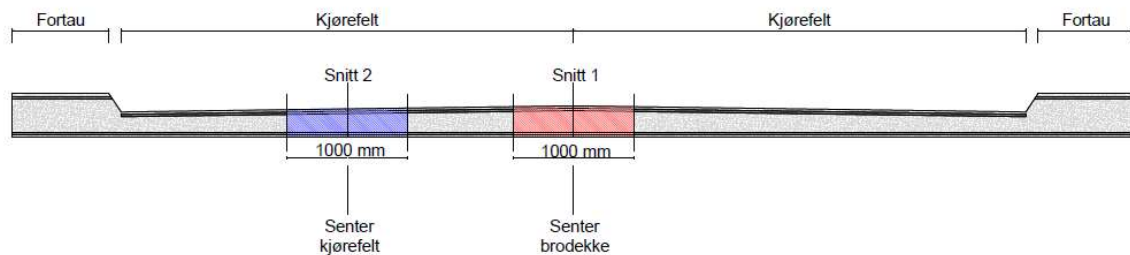
Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]
M.1	-1,87	18,68	4,98
M.2	-9,40	0,21	0,40
M.3	11,96	5,07	-3,24
M.4	0,66	-0,67	0,28
M.5	-10,17	0,42	-0,25
M.6	-2,39	20,92	4,82

11 Kapasitetskontroll

I dette kapitlet sammenlignes bruddkapasiteten til de forskjellige konstruksjonsdelene, med resultatene på opptredende krefter beregnet i Robot. Sammenligning av opptredende krefter mot kapasitet er forklart med tabeller, der overskridelser er farget med rødt. For tårnsøyler og vindkryss er det også sammenlignet krefter i konstruksjonsdelene, før og etter ASR. Dette er vist med forholdstall i tabellene.

11.1 Brudekket

Utnyttelsesgraden av kapasiteten til brudekket er forklart i tre deler. Disse er momentkapasitet med ASR i stadium I, momentkapasitet med ASR i stadium II og skjærkapasitet. Beregningene på brudekket er utført på to dimensjonerende snitt som illustrert i til figur 11-1.



Figur 11-1 Illustrasjon av kontrollerte snitt i brudekket

11.1.1 Momentkapasitet før og etter ASR

Momentkapasiteten til brudekket er sammenlignet med opptredende dimensjonerende momenter, før og etter påvirkning av ASR i tabell 11-1 til tabell 11-4.

Tabell 11-1 Utnyttelsesgrad av momenter i snitt 1 før og etter ASR i stadium I

Posisjon i hengespenn	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed,ASR}$ [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Utnyttelsesgrad
Felt-0,5 a	42,9	61,0	142,3	42,9 %
Støtte-0,5 a	51,1	27,2	128,4	39,8 %
Felt-0,2 a	54,4	71,3	142,3	50,1 %
Støtte-0,7 a	44,2	19,1	128,4	34,4 %

Tabell 11-2 Utnyttelsesgrad av momenter i snitt 1 før og etter ASR i stadium II

Posisjon i hengespenn	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed.ASR}$ [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Utnyttelsesgrad
Felt-0,5 a	42,9	68,6	142,3	48,2 %
Støtte-0,5 a	-51,1	-18,5	128,4	39,8 %
Felt-0,2 a	54,4	80,3	142,3	56,4 %
Støtte-0,7 a	-44,2	-10,4	128,4	34,4 %

Tabell 11-3 Utnyttelsesgrad av momenter i snitt 2 før og etter ASR i stadium I

Posisjon i hengespenn	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed.ASR}$ [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Utnyttelsesgrad
Felt-0,5 a	40,9	55,6	125,0	44,5 %
Støtte-0,5 a	-30,3	-7,7	111,1	27,3 %
Felt-0,2 a	51,3	71,1	125,0	56,9%
Støtte-0,7 a	-41,8	-14,7	111,1	37,6 %

Tabell 11-4 Utnyttelsesgrad av momenter i snitt 2 før og etter ASR i stadium II

Posisjon i hengespenn	M_{Ed} [kNm]	$M_{Ed.ASR}$ [kNm]	M_{Rd} [kNm]	Utnyttelsesgrad
Felt-0,5 a	40,9	66,2	125,0	53,0 %
Støtte-0,5 a	-30,3	-1,5	111,1	27,3 %
Felt-0,2 a	51,3	78,4	125,0	62,7 %
Støtte-0,7 a	-41,8	-5,5	111,1	37,6 %

11.1.2 Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten til brudekket er sammenlignet med opptredende dimensjonerende skjærkrefter, i tabell 11-5 for snitt 1 og tabell 11-6 for snitt 2.

Tabell 11-5 Utnyttelsesgrad av skjærkrefter i snitt 1

Posisjon i hengespenn	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Utnyttelsesgrad
Støtte-0,5 a	233,3	308,2	75,7 %
Støtte-0,2 a	181,3	308,2	58,8 %

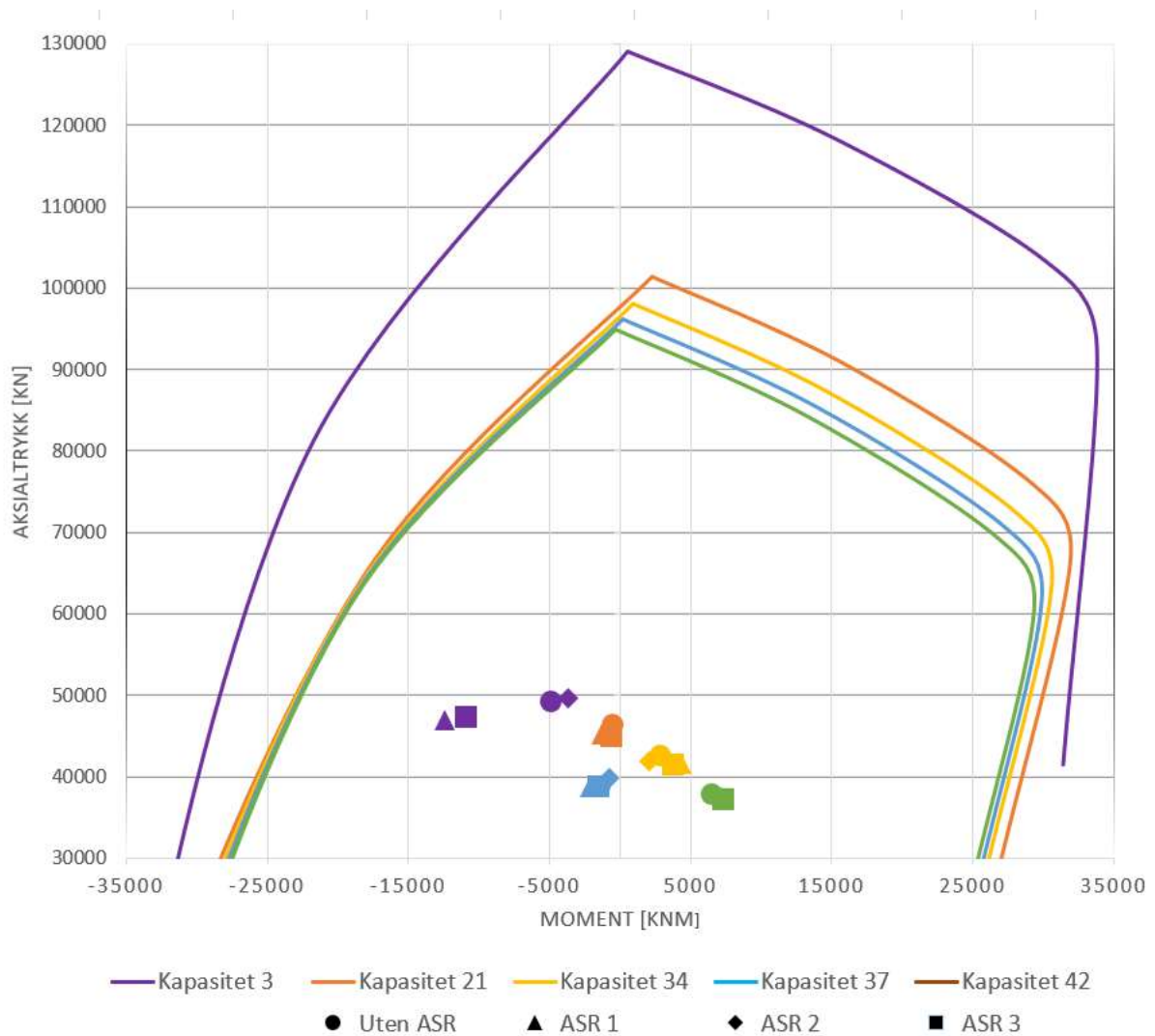
Tabell 11-6 Utnyttelsesgrad av skjærkrefter i snitt 2

Posisjon i hengespenn	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Utnyttelsesgrad
Støtte-0,5 a	151,2	278,1	54,4 %
Støtte-0,2 a	137,2	278,1	49,3 %

11.2 Tårnsøyler

11.2.1 Moment og aksialtrykkapasitet for bøyning om x-aksen

Kombinasjonen av trykkrefter og moment i utvalgte snitt er sammenlignet mot kapasitetskurvene til tårnsøylen. I M-N diagrammene representerer hver kurve, kapasiteten til snittet, mens de ulike punktene er de opptredende kreftene, for de forskjellige ASR-tilstandene. Fargene på punktene samsvarer med fargen på kapasitetskurven. Figur 11-2 viser kontroll av kapasitet for bøyning om x-aksen.



Figur 11-2 Kontroll av kapasitet for bøyning om x-aksen i forskjellige lasttilstander før og etter ASR

Moment om x-aksen

Sammenligning av de opptredende søylemomentene før og etter de ulike ASR-tilstandene, er vist i tabell 11-7 til tabell 11-9.

Tabell 11-7 Sammenligning av momenter før og etter ASR-tilstand 1

Høydekote	$M_{Ed, \text{før ASR}}$	$M_{Ed, ASR, 1}$	Forhold
42	6438	7397	1,15
37	1470	2172	1,48
34	2756	4381	1,59
21	583	1300	2,23
3	4979	12434	2,50

Tabell 11-8 – Sammenligning av momenter før og etter ASR-tilstand 2

Høydekote	$M_{Ed, \text{før ASR}}$	$M_{Ed, ASR, 2}$	Forhold
42	6438	7179	1,12
37	1470	906	0,62
34	2756	1618	0,59
21	583	1246	2,14
3	4979	4312	0,87

Tabell 11-9 Sammenligning av momenter før og etter ASR-tilstand 3

Høydekote	$M_{Ed, \text{før ASR}}$	$M_{Ed, ASR, 3}$	Forhold
42	6438	7347	1,14
37	1470	1696	1,15
34	2756	3254	1,18
21	583	1712	2,94
3	4979	11610	2,33

Aksialtrykk

Sammenligning av det opptredende aksialtrykket i tårnsøylen, før og etter de ulike ASR-tilstandene, er vist i tabell 11-10 til tabell 11-12.

Tabell 11-10 Sammenligning av aksialtrykk før og etter ASR-tilstand 1

Høydekote	$N_{Ed, \text{før ASR}}$	$N_{Ed, ASR, 1}$	Forhold
42	38019	37477	0,99
37	38948	38830	1,00
34	42684	41637	0,98
21	45044	45168	1,00
3	49282	47035	0,96

Tabell 11-11 Sammenligning av aksialtrykk før og etter ASR-tilstand 2

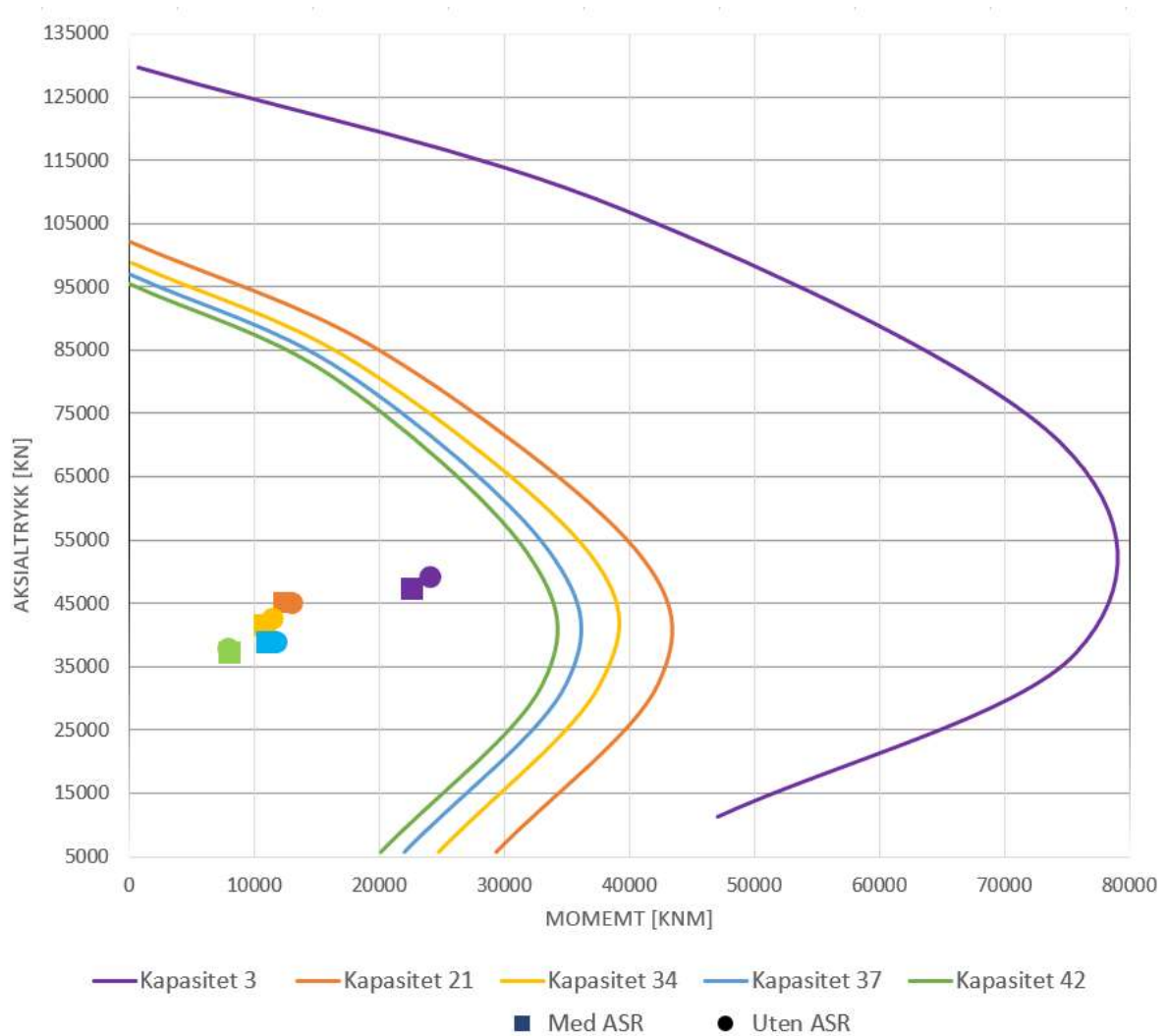
Høydekote	$N_{Ed, \text{før ASR}}$	$N_{Ed, ASR, 2}$	Forhold
42	38019	37550	0,99
37	38948	39868	1,02
34	42684	41911	0,98
21	45044	44919	1,00
3	49282	49671	1,00

Tabell 11-12 Sammenligning av aksielle krefter før og etter ASR-tilstand 3

Høydekote	$N_{Ed, før ASR}$	$N_{Ed, ASR, 3}$	Forhold
42	38019	37336	0,98
37	38948	38971	1,00
34	42684	41564	0,97
21	45044	45095	1,00
3	49282	47471	0,96

11.2.2 Moment og aksialtrykkapasitet for bøyning om y-aksen

Figur 11-3 viser kontroll av kapasitet for bøyning om y-aksen.



Figur 11-3 Kontroll av momenter om y-aksen før og etter ASR

Moment om y-aksen

Sammenligning av de opptredende søylemomentene før og etter ASR, er vist i tabell 11-13.

Tabell 11-13 Sammenligning av momenter om y-aksen før og etter ASR.

Høydekote	$M_{Ed, \text{før ASR}}$	$M_{Ed, ASR}$	Forhold
42	7927	7272	0,92
37	11769	10978	0,93
34	11419	10766	0,94
21	12955	12329	0,95
3	24009	22571	0,94

Aksialtrykk

Sammenligning av det opptredende aksialtrykket i tårnsøylen, før og etter ASR, er vist i tabell 11-14.

Tabell 11-14 Sammenligning av aksialtrykk før og etter ASR.

Høydekote	$N_{Ed, \text{før ASR}}$	$N_{Ed, ASR}$	Forhold
42	38019	37477	0,99
37	38948	38830	1,00
34	42684	41637	0,98
21	45044	45168	1,00
3	49282	47035	0,95

11.2.3 Skjærkapasitet

Trykkbrudd-kapasiteten er 15173 kN. Denne verdien er høyere enn verdien for strekkbrudd-kapasiteten, i alle snitt. Strekkbrudd-kapasiteten blir derfor dimensjonerende. Skjærkapasiteten til tårnsøylen er sammenlignet med opptredende skjærkrefter i utvalgte snitt, for de forskjellige lasttilstandene i tabellene nedenfor.

Tabell 11-15 Skjærkapasitet før ASR

Høydekote	$V_{Ed, \text{før ASR}}$	V_{Rd}	Utnyttelsesgrad
42	4491	7011	64.1 %
37	3478	7011	49.6 %
34	928	7011	13.2 %
21	111	5164	2.1 %

Tabell 11-16 Skjærkapasitet i ASR-tilstand 1

Høydekote	$V_{Ed, ASR.1}$	V_{Rd}	Utnyttelsesgrad
42	6807	7011	97.1 %
37	6193	7011	88.3 %
34	668	4261	15.7 %
21	175	4152	4.2 %

Tabell 11-17 Skjærkapasitet i ASR-tilstand 2

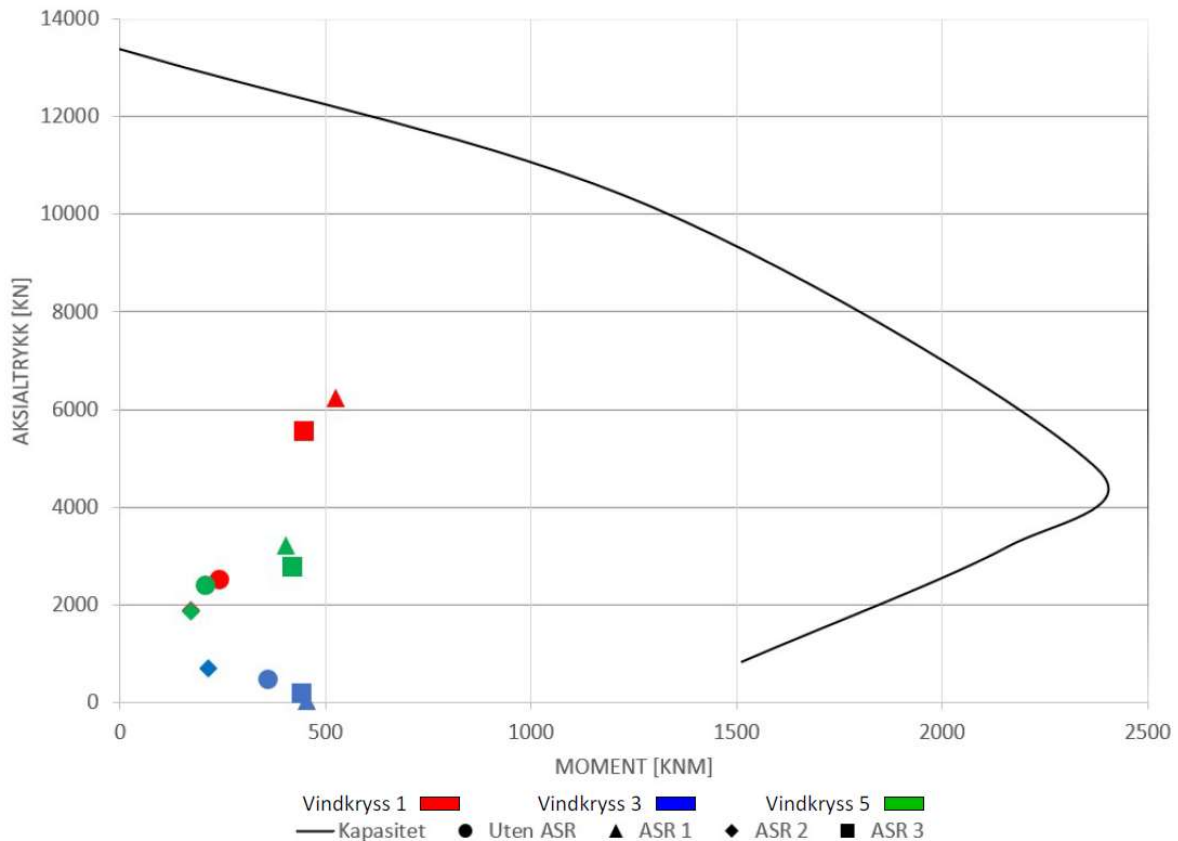
Høydekote	$V_{Ed, ASR.2}$	V_{Rd}	Utnyttelsesgrad
42	3118	7011	44.5 %
37	2445	7011	34.9 %
34	650	7011	9.3 %
21	105	3222	3.3 %

Tabell 11-18 Skjærkapasitet i ASR-tilstand 3

Høydekote	$V_{Ed, ASR.3}$	V_{Rd}	Utnyttelsesgrad
42	5578	7011	79.6 %
37	5012	7011	71.5 %
34	1299	7011	18.5 %
21	173	3535	2.5 %

11.3 Vindkryss

Figur 11-4 viser kontroll av utvalgte vindkryss, der de ulike fargene representerer resultater fra de forskjellige vindkryssene. I M-N diagrammet i figuren referer rødfargen til resultater fra vindkryss 1, blåfargen til resultater fra vindkryss 3 og grønnfargen til resultater fra vindkryss 5. I tabellene nedenfor er det kun valgt å sammenligne de aksielle kreftene før og etter ASR, siden det er dette vindkryssene hovedsakelig er prosjektert for.



Figur 11-4 M-N diagram av staver i vindkryss

Trykkrefter

En sammenligning av trykkreftene som oppstår før og etter de forskjellige ASR-tilstandene, er vist i tabell 11-19 til tabell 11-21.

Tabell 11-19 Sammenligning av trykkrefter før og etter ASR-tilstand 1

Vindkryss	$N_{Ed, \text{før ASR}}$	$N_{Ed, ASR, 1}$	Forhold
5	2405	3230	1,34
3	494	35	0,07
1	2541	6245	2,46

Tabell 11-20 Sammenligning av trykkrefter før og etter ASR-tilstand 2

Vindkryss	$N_{Ed, \text{før ASR}}$	$N_{Ed, ASR, 2}$	Forhold
5	2405	1865	0,76
3	494	702	1,42
1	2541	1898	0,77

Tabell 11-21 Sammenligning av trykkrefter før og etter ASR-tilstand 3

Vindkryss	$N_{Ed, \text{før ASR}}$	$N_{Ed, ASR, 3}$	Forhold
5	2405	2793	1,16
3	494	196	0,40
1	2541	5565	2,19

Skjærkrefter

Kontroll av skjærkapasitet mot de opptredende skjærkreftene i de forskjellige tilstandene, er vist i tabell 11-22 til tabell 11-25.

Tabell 11-22 Skjærkapasitet før ASR

Vindkryss	$V_{Ed, \text{uten ASR}}$	V_{Rd}	Utnyttelsesgrad
5	133	750	17.7 %
3	140	567	24.7 %
1	125	718	17.4 %

Tabell 11-23 Skjærkapasitet i ASR-tilstand 1

Vindkryss	$V_{Ed, ASR, 1}$	V_{Rd}	Utnyttelsesgrad
5	196	751	26.1 %
3	200	544	36.8 %
1	178	824	21.6 %

Tabell 11-24 Skjærkapasitet i ASR-tilstand 2

Vindkryss	$V_{Ed, ASR, 2}$	V_{Rd}	Utnyttelsesgrad
5	104	692	15.0 %
3	110	589	18.7 %
1	92	677	13.6 %

Tabell 11-25 Skjærkapasitet i ASR-tilstand 3

Vindkryss	$V_{Ed, ASR, 3}$	V_{Rd}	Utnyttelsesgrad
5	171	695	24.6 %
3	177	552	32.1 %
1	159	806	19.7 %

Strekkefter

De opptredende strekkreftene er sammenlignet mot kapasiteten til vindkryssene i tabell 11-26. Det er kun tatt hensyn til kapasiteten fra armeringen i beregningene, da vi antar at tverrsnittet er i stadium II.

Tabell 11-26 Strekkapasitet

Tilstand	N_{Ed}	N_{Rd}	Utnyttelsesgrad
Før ASR	1201	2582	36.5 %
ASR 1	1745	2582	67.6 %
ASR 2	1093	2582	42.3 %
ASR 3	1589	2582	61.5 %

11.4 Rigler

Kapasitetsberegningene av riglene er utført etter trykkfeltteori som nevnt i kapittel 5.4. Figur 11-5 forklarer tabellene på de neste sidene, som viser kapasitetsutnyttelsen i riglene.

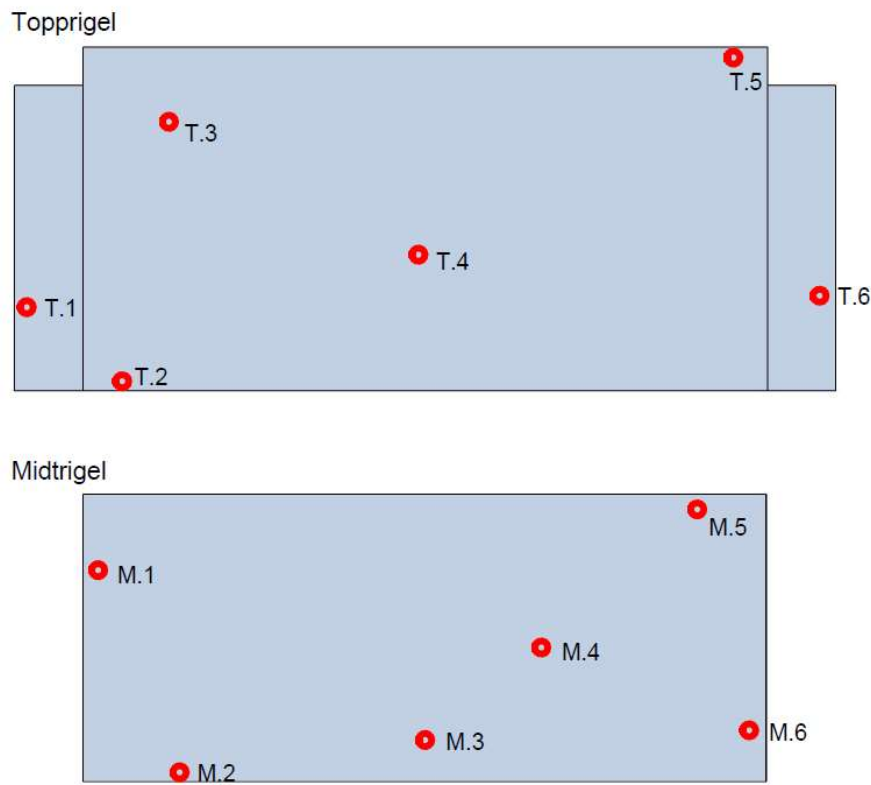
Midtrigel	Punkt i rigel	Strekkspenning i armering i x og y retning			Trykkspenning i betongen			Utnyttelse av materialets dimensjonerende kapasitet
		σ_{sx}	σ_{sy}	σ_c	η_{sx}	η_{sy}	η_c	
M.3	-	-	-	1,87	-	-	0,10	
M.4	52,50	454,28	0,82	0,16	1,42	0,05		
M.5	209,49	189,68	0,70	0,69	0,59	0,04		

Hver spenningstilstand refererer til en utnyttelsegrad der 1 er 100 % utnyttelse.

Figur 11-5 Forklaring på tabeller som viser kapasitetsutnyttelse av rigler

Hver rad i tabellene beskriver kapasiteten til ett punkt i rigelen. Kolonnen lengst til venstre beskriver det punktet i rigelen som vurderes. De tre neste kolonnene beskriver den opptredende strekkspenningen i armeringen, i rigelens lokale x-retning, y-retning, og trykkspenningen i betongen. Utnyttelsesgraden refererer til kapasitetsutnyttelsen av armeringen eller betongen i den gitte spenningstilstanden. Rød merking betyr overskridelse av kapasitet. I punkter der det ikke er oppgitt noen spenning i armeringen er det kun trykkspenninger i betongen som er dimensjonerende.

Posisjonen til de utvalgte punktene som blir kontrollert i topp- og midtrigelen, er vist i figur 11-6.



Figur 11-6 Utvalgte punkter for kapasitetsberegning av rigler

De opptredende spenningstilstandene er sammenlignet mot armeringsjernets dimensjonerende strekkapasitet og betongens dimensjonerende strekk- og trykkapasitet. Kapasitetene er vist nedenfor, i den nevnte rekkefølgen.

- 320 N/mm² for armeringsstål med diameter 8-20 mm
- 304 N/mm² for armeringsstål med diameter 25-32 mm
- 1,34 N/mm² for betongkvalitet B 450
- 18 N/mm² for betongkvalitet B 450

Kapasitetskontrollen i den første tabellen, for hver rigel er utført i stadium II, der betongens strekkapasitet er sett bort ifra. I enkelte punkter er det også utført en kapasitetskontroll, der strekkspenningene kontrolleres mot betongens strekkapasitet. Dette gjelder spesielt i punkter i overgangen mot tårnsøylen der det er høy utnyttelsesgrad.

11.4.1 Kontroll før ASR

Topprigel

Tabell 11-27 Kontroll i utvalgte punkter i topprigel før ASR

Punkt i rigel	Spenningstilstand			Utnyttelsesgrad		
	σ_{sx}	σ_{sy}	σ_c	η_{sx}	η_{sy}	η_c
T.1	674,61	114,10	13,85	2,22	0,36	0,77
T.2	135,18	102,20	0,22	0,42	0,32	0,01
T.3	-	-	1,54	-	-	0,09
T.4	4,16	183,74	1,22	0,01	0,57	0,07
T.5	243,59	48,23	0,14	0,80	0,15	0,01
T.6	741,34	125,36	13,91	2,32	0,39	0,77

Tabell 11-28 Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter i topprigel før ASR

Punkt i rigel	Strekkspenning	Utnyttelsesgrad
	σ_{td}	η_{td}
T.1	0,40	0,30
T.5	0,84	0,63
T.6	0,42	0,31

Midtrigel

Tabell 11-29 Kontroll i utvalgte punkter i midtrigel

Punkt i rigel	Spenningstilstand			Utnyttelsesgrad		
	σ_{sx}	σ_{sy}	σ_c	η_{sx}	η_{sy}	η_c
M.1	1325,86	173,79	14,66	4,14	0,54	0,82
M.2	216,51	182,21	0,50	0,71	0,57	0,03
M.3	-	-	1,87	-	-	0,10
M.4	52,50	454,28	0,82	0,16	1,42	0,05
M.5	209,49	189,68	0,70	0,69	0,59	0,04
M.6	1724,96	183,67	15,14	5,67	0,57	0,84

Tabell 11-30 Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter i midtrigel

Punkt i rigel	Strekkspenning	Utnyttelsesgrad
	σ_{td}	η_{td}
M.1	1,09	0,81
M.4	0,63	0,47
M.6	1,77	1,32

11.4.2 Kontroll av ASR lasttilstand 1

Topprigel

Tabell 11-31 Kontroll i utvalgte punkter i topprigel

Punkt i rigel	Spenningstilstand			Utnyttelsesgrad		
	σ_{sx}	σ_{sy}	σ_c	η_{sx}	η_{sy}	η_c
T.1	1251,16	186,81	23,67	3,91	0,58	1,32
T.2	207,78	293,27	0,71	0,68	0,92	0,04
T.3	-	-	2,40	-	-	0,13
T.4	-	-	1,27	-	-	0,07
T.5	661,41	307,83	0,98	2,17	0,96	0,05
T.6	1338,71	191,67	23,68	4,18	0,60	1,32

Tabell 11-32 Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter i topprigel

Punkt i rigel	Strekkspenning	Utnyttelsesgrad
	σ_{td}	η_{td}
T.1	1,21	0,903
T.5	1,99	1,485
T.6	1,31	0,978

Midtrigel

Tabell 11-33 Kontroll i utvalgte punkter i midtrigel

Punkt i rigel	Spenningstilstand			Utnyttelsesgrad		
	σ_{sx}	σ_{sy}	σ_c	η_{sx}	η_{sy}	η_c
M.1	2231,93	281,08	27,38	6,98	0,88	1,42
M.2	365,42	373,61	0,82	1,20	1,17	0,05
M.3	-	-	13,09	-	-	0,73
M.4	201,90	702,39	1,25	0,63	2,20	0,07
M.5	327,82	213,95	0,92	1,08	0,67	0,05
M.6	2745,14	296,15	26,17	8,58	0,93	1,45

Tabell 11-34 Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter i midtrigel

Punkt i rigel	Strekkspenning	Utnyttelsesgrad
	σ_{td}	η_{td}
M.1	1,98	1,48
M.4	0,78	0,58
M.6	2,82	2,10

11.4.3 Kontroll av ASR lasttilstand 2

Topprigel

Tabell 11-35 Kontroll i utvalgte punkter i topprigel

Punkt i rigel	Spenningsstilstand			Utnyttelsesgrad		
	σ_{sx}	σ_{sy}	σ_c	η_{sx}	η_{sy}	η_c
T.1	-	-	7,99			0,44
T.2	115,22	95,46	0,05	0,38	0,30	0,01
T.3	-	-	2,02	-	-	0,11
T.4	5,04	97,43	1,16	0,02	0,30	0,06
T.5	231,73	59,11	0,15	0,76	0,19	0,01
T.6	607,63	113,52	8,84	1,90	0,36	0,49

Tabell 11-36 Betongens strekkkapasitet i utvalgte punkter i topprigel

Punkt i rigel	Strekkspenning	Utnyttelsesgrad
	σ_{td}	η_{td}
T.1	-	-
T.5	0,79	0,590
T.6	0,13	0,097

Midtrigel

Tabell 11-37 Kontroll i utvalgte punkter i midtrigel

Punkt i rigel	Spenningsstilstand			Utnyttelsesgrad		
	σ_{sx}	σ_{sy}	σ_c	η_{sx}	η_{sy}	η_c
M.1	1408,65	191,94	9,81	4,40	0,60	0,55
M.2	143,07	209,72	0,68	0,47	0,66	0,04
M.3	-	-	0,95	-	-	0,05
M.4	80,65	372,55	0,63	0,25	1,16	0,04
M.5	224,15	160,49	0,31	0,73	0,50	0,02
M.6	1588,33	218,49	11,26	4,96	0,68	0,63

Tabell 11-38 Betongens strekkkapasitet i utvalgte punkter i midtrigel

Punkt i rigel	Strekkspenning	Utnyttelsesgrad
	σ_{td}	η_{td}
M.1	1,19	0,89
M.4	0,45	0,34
M.6	1,32	0,99

11.4.4 Kontroll av ASR lasttilstand 3

Topprigel

Tabell 11-39 Kontroll i utvalgte punkter i topprigel

Punkt i rigel	Spenningstilstand			Utnyttelsesgrad		
	σ_{sx}	σ_{sy}	σ_c	η_{sx}	η_{sy}	η_c
T.1	1122,62	182,84	18,82	3,51	0,57	1,05
T.2	201,61	227,18	0,80	0,66	0,71	0,04
T.3	-	-	2,30	-	-	0,13
T.4	10,61	172,14	1,20	0,03	0,54	0,07
T.5	410,53	291,52	0,85	1,35	0,91	0,05
T.6	1527,67	238,30	19,49	4,77	0,75	1,08

Tabell 11-40 Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter i topprigel

Punkt i rigel	Strekkspenning	Utnyttelsesgrad
	σ_{td}	η_{td}
T.1	0,65	0,485
T.5	1,10	0,821
T.6	0,94	0,701

Midtrigel

Tabell 11-41 Kontroll i utvalgte punkter i midtrigel

Punkt i rigel	Spenningstilstand			Utnyttelsesgrad		
	σ_{sx}	σ_{sy}	σ_c	η_{sx}	η_{sy}	η_c
M.1	2201,19	280,48	20,71	6,88	0,88	1,15
M.2	283,11	343,18	0,947	0,93	1,07	0,05
M.3	-	-	12,56	-	-	0,70
M.4	69,61	512,76	0,86	0,22	1,60	0,05
M.5	301,70	129,26	0,848	0,99	0,40	0,05
M.6	2434,03	273,22	22,42	8,01	0,85	1,25

Tabell 11-42 Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter i midtrigel

Punkt i rigel	Strekkspenning	Utnyttelsesgrad
	σ_{td}	η_{td}
M.1	1,87	1,40
M.4	0,67	0,50
M.6	2,39	1,78

12 Diskusjon

12.1 Tilstand

Tilstandsrapporter og inspeksjoner har avdekket at store deler av Tjeldsundbrua er påvirket av ASR. Rapportene og bildedokumentasjon viser at hele tårnkonstruksjonen er utsatt for krakelering, noe som er spesielt synlig i vindkryss og riglene. 83% av kjerneprøvene som er boret ut av konstruksjonen, for å analysere utviklingen av ASR, viser at det er benyttet alkalireaktivt tilslag i betongen. En av prøvene stammer fra vindkryssene i brutårnet i akse 23.

Det er foretatt systematiske undersøkelser av riss i overflaten til søylene i viadukten. Målingene benyttes til å beskrive søylenes ekspansjon i ringretning, der den største utvidelsen er målt til 2,41 ‰. Observerte krakeleringssiss på de fleste søylene i Tjeldsundbrua indikerer at ekspansjonen i søylene kan stamme fra ASR. Det er også oppdaget vertikale riss og krakeleringsmønster i overbygget, noe som antyder fastholdelse mot utilsiktede utvidelser i bruplatten. Ekspansjon av bruplatten var mye av årsaken til reparasjonen av vestre viadukt i 2018, som bidro til å redusere faren for lukking av fuge mellom brudekkene i akse 23.

I tillegg til ASR relaterte skader, er det flere steder på tårnsøylene observert områder med avskalling av betongen, noe som kan føre til tverrsnittsreduksjon og ytterligere korrosjon i stålet på grunn av frilagt armering. Disse områdene og oversiden av vindkryssene er særlig utsatt for opphoping av vann, som øker sannsynligheten for frostskafer og utvikling av andre skademekanismer. Ifølge Aas-Jacobsen stammer trolig avskallingen av betongen fra feil utførelse og karbonatisering. Høye kloridmålinger registrert ved fundamenter og søylefoten i tårnet, kan videre redusere armeringens kapasitet grunnet korrosjon, som ikke nødvendigvis er synlig på betongoverflaten.

12.2 Benyttede ASR ekspansjoner

I denne oppgaven er det benyttet antatt konstante verdier for ASR-ekspansjoner, grunnet manglende informasjon på utvikling av ASR i hengespennet. Verdiene er valgt på bakgrunn av møter, samtaler med fagpersonell og observerte skader på konstruksjonen [37]. I virkeligheten varierer antageligvis ASR-ekspansjonene også over tverrsnittet grunnet varierende fuktighet i betongen, opptredende trykkspenninger og tilgang på alkalireaktivt tilslag. Siden de benyttede ASR-ekspansjonene er basert på antagelser, vil sannsynligvis disse avvike fra den reelle ASR-utviklingen i konstruksjonen.

Resultatene i analysen viser at tilleggskreftene som oppstår fra ASR i brutårnet, varierer etter hvilke konstruksjonsdeler som er utsatt for ASR. Siden det ikke eksisterer målinger eller annen informasjon på dette, har det vært utfordrende å velge en realistisk lasttilstand. Det er usannsynlig at ASR forekommer ene og alene i en konstruksjonsdel. Vi har derfor valgt tre lasttilstander der ASR virker ulikt i tårnkonstruksjonen.

Det er viktig å påpeke at dette kun er tre forenklede tilstander, som kan forekomme fra ASR i brutårnet. Sannsynligvis er det mange flere lasttilstander som kan undersøkes, enn det som har vært realistisk å dekke i denne oppgaven.

E-modulene som er benyttet i beregningene vil sannsynligvis variere fra de som oppstår i den virkelige brukonstruksjonen. Dette fordi ASR-ekspansjonene som bestemmer reduksjonen, er usikre. Relasjonen mellom økte ASR-ekspansjoner og reduksjon av E-modul varierer også etter type ASR-reaktivt tilslag, som det ikke er tatt hensyn til her.

ASR-ekspansjoner vil også redusere tverrsnittets bøyestivhet, som i denne oppgaven er proporsjonal med endringen av E-modulen. En mer nøyaktig metode ville være å beregne bøyestivheten med hensyn på forandringen i spenning-tøyningsforholdet til betongen. Om dette hadde gjort store utslag på søylemomentene er vanskelig si, men sannsynligvis ville en eventuell økning ikke være stor nok til å gi noen betydelig utnyttelse av søylens kapasitet.

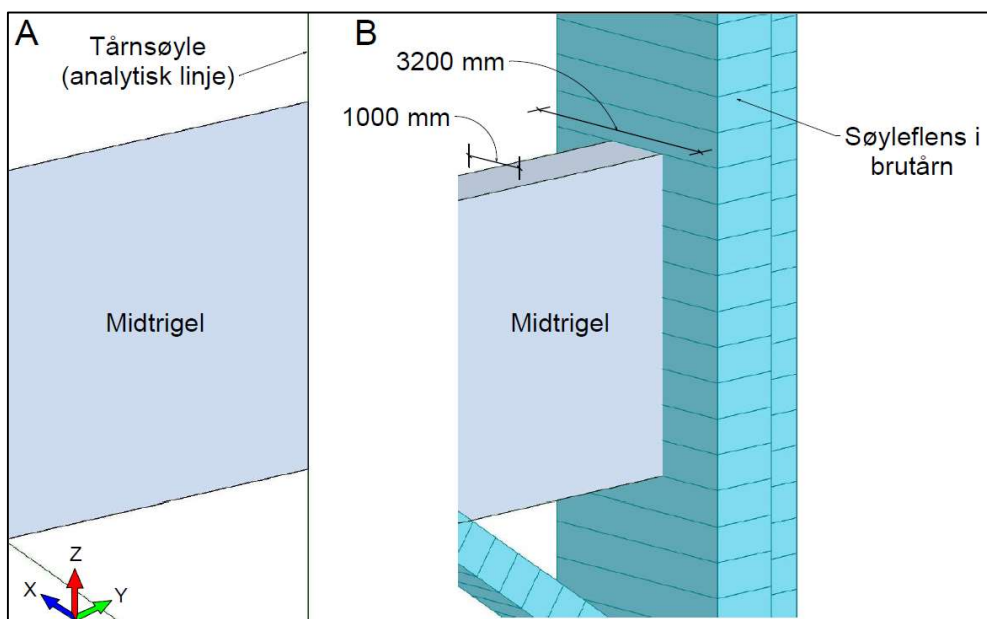
12.3 Modellering

I modelleringen er det gjort antagelser på koblingen mellom brudekket og fagverket. Modellen baseres på at brudekket er fastholdt mot bevegelse i z-retning, med fri mulighet til bevegelse i x-retning. Fastholdelsen øker momentene fra ASR-krumningene, mens mulighet for fri utvidelse, begrenser oppbygging av tilleggskrefter fra konstante ekspansjoner i dekket. Dersom brudekket i virkeligheten er fastholdt på en annen måte, kan dette føre til utilsiktede tilleggskrefter som overføres til fagverket.

I overgangen mellom riglene og tårnsøylen er det høye opptredende trykkspenninger i riglenes lokale y-retning. I midtrigelen viser analysen verdier på mellom 13-14 N/mm². I tårnsøylens aksiallastdiagram er dette vist som en reduksjon av aksialtrykk rundt riglene. Trykkspenningene kan være et resultat av hvordan koblingen mellom rigel og tårnsøylen er modellert, der tårnsøylen (modellert som en 2D FEM bjelke) og kanten av rigelen (modellert som en 2D plate) deler samme overflateareal. I den virkelige konstruksjonen deler rigelen omtrent en tredjedel av overflatearealet mot tårnsøylen.

Sannsynligvis er denne måten å modellere overgangen på, også årsaken til de høye skjærspenningene som oppstår i rigelskiven. Som vist i kontrollberegningene i kapittel 11.4 gir dette betydelige overskridelser av strekkapasiteten til armeringen, i alle lasttilstander. Dette gjelder derimot ikke for punkter lenger bort fra overgangen, der kapasitetsutnyttelsen ikke er like høy. I tårnsøylen gir dette tilnærmet full utnyttelse av skjærkapasiteten i ASR-tilstand 1. Sannsynligvis forekommer det ikke like høye skjærkrefter i den virkelige konstruksjonen. En fullstendig 3D modell vil sannsynligvis representere de lokale spenningene i dette området, bedre enn rammemodellen som er benyttet i oppgaven.

Koblingen mellom midtrigelen og tårnsøylen er illustrert i figur 12-1, der A viser koblingen i beregningsmodellen og B illustrerer overgangen mellom tårnsøylen og rigelen i den virkelige strukturen.



Figur 12-1 Modellert overgang mellom brutårn og rigel

12.4 Brudekket

Krumningen av brudekket som oppstår grunnet ASR, gir et tilnærmet konstant momentbidrag over hele bruspenet, med mindre variasjoner over støtte og i felt. Beregningene av ASR i stadium I og II resulterer i en økning av maksimalt moment på henholdsvis 27 og 36 kNm per meter platestripe. Grunnet det tilnærmet konstante momentbidraget er endringer på de opptredende skjærkrefter minimale.

Kapasitetsberegninger av dekket viser at det er god kapasitet for de opptredende momentene og skjærkreftene, før og etter påvirkning av ASR. Den høyeste utnyttelsesgraden er på 57 % og 63 % grunnet ASR i henholdsvis stadium I og II. Skjærkapasiteten er heller ikke fullt utnyttet, med en utnyttelsesgrad på 76 %.

En årsak til den lave utnyttelsesgraden kan være at brudekket er prosjektert med forenklete regnemodeller eller metoder, som benytter større dimensjonerende momenter og skjærkrefter. En annen årsak kan være at beregningsmodellen av hengespennet ikke tar hensyn til alle dimensjonerende lastvirkninger, som kunne gitt en større kapasitetsutnyttelse.

12.5 Tårnsøyle

12.5.1 Moment- og aksialkapasitet

Momentkapasiteten i tårnsøylen er god i alle undersøkte snitt, før og etter påvirkning fra ASR. I ASR-tilstand 1, øker momentene i høydekote 3 og 21 med henholdsvis 150 % og 123 %. I ASR-tilstand 3 oppstår den største relative endringen i høydekote 21, på 194 %. Selv om momentene på grunn av ASR ikke gir overskridelse av kapasiteten, gir det en indikasjon på hvordan ASR kan påvirke brutårnet. Endringen av de aksielle trykkreftene som oppstår før og etter ASR er minimale, trolig grunnet høye de trykkspenningene i tårnsøylen.

Bøyning om tårnets y-akse er upåvirket av ASR-krumninger fra initialtøyningene, grunnet tårnets symmetri. Dette betyr at det er hovedsakelig reduksjon av E-modul fra ASR, som har betydning for endringen av søylemomentene. Ifølge resultatene i analysen gir den reduserte bøyestivheten liten endring av søylemomentene og er godt innenfor tårnsøylens kapasitet. Noe av årsaken til den høye kapasiteten, kan være at tårnsøylene er dimensjonert i monteringstilstand, før montering av hovedkabelen, der vindlaster kan føre til større søylemomenter.

Som beskrevet i kapittel 5.3 og 9.1 er de opptredende søylemomentene avhengig av kabelens avstivning mot tårntoppen og tårnsøylens bøyestivhet. En ytterligere reduksjon av bøyestivhet, eller en lavere antatt avstivning av tårntoppen, kan potensielt ha større påvirkning på søylemomentene, enn det som er vist i beregningene. Videre reduksjon av bøyestivhet kan komme fra ASR eller skader på konstruksjonen. Vi vurderer derimot dette som usannsynlig, siden modellene allerede benytter en bøyestivhet basert på søylens bruddtilstand, og antatt høye ASR-ekspansjoner. I tillegg benyttes flere sikkerhets- og partiellfaktorer.

De største momentene opptrer i søylefoten i ASR-tilstand 1 og 3, der det er registrert grove avskallinger, høye kloridnivåer og korrodert armering. Disse skadene senker kapasiteten til tverrsnittet, noe som ikke er tatt hensyn til i beregningsmodellen. Kapasitetsberegningene viser likevel at tverrsnittet ikke har noen umiddelbar fare for brudd, grunnet lav kapasitetsutnyttelse.

12.5.2 Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten i tårnsøylen er god før ASR-påvirkninger, der den største utnyttelsesgraden er i høydekote 42 på 64 %. Etter ASR gir tilstand 1 og 3 den største utnyttelsesgraden, på henholdsvis 97 % og 80 %. Det kan observeres at de største skjærkreftene oppstår ved midtrigelen i høydekote 37 og 42. En mulig forklaring på de høye skjærkreftene, kan være knyttet til rigelens avstivning av tårnsøylen. 2. ordens virkninger kan gi økte horisontale laster, etter hvert som rigelen motvirker horisontaldeformasjoner i tårnet. En annen forklaring kan ligge i modelleringen av overgangen mellom tårnsøyle og rigel, som beskrevet i kapittel 12.3.

12.6 Vindkryss

Siden vindkryssene er symmetrisk armert, oppstår det ingen krumninger på grunn av ASR. Den største endringen i aksielle krefter oppstår ved ASR-tilstand 1. Ekspansjonen i vindkryssene fører til økt trykkraft i stagene, ettersom de er monolittisk støpt mot tårnsøylene og midtrigelen. Vindkryss 1 får en økning i aksielle trykkrefter på 146 % i ASR-tilstand 1, sammenlignet mot før ASR. Det er ingen fare for verken moment-, skjær- eller trykkbrudd i vindkryssene. Det er heller ingen fare for strekkapasiteten, selv om strekkreftene øker etter ASR. Den største utnyttelsesgraden på strekk er på 68 % for vindkryss 1 i ASR-tilstand 1. Ved beregningen av strekkapasiteten er det som nevnt tidligere, kun tatt hensyn til armeringsstålets fasthet. Kapasiteten er dermed sannsynligvis større i virkeligheten grunnet bidraget fra betongen.

12.7 Rigler

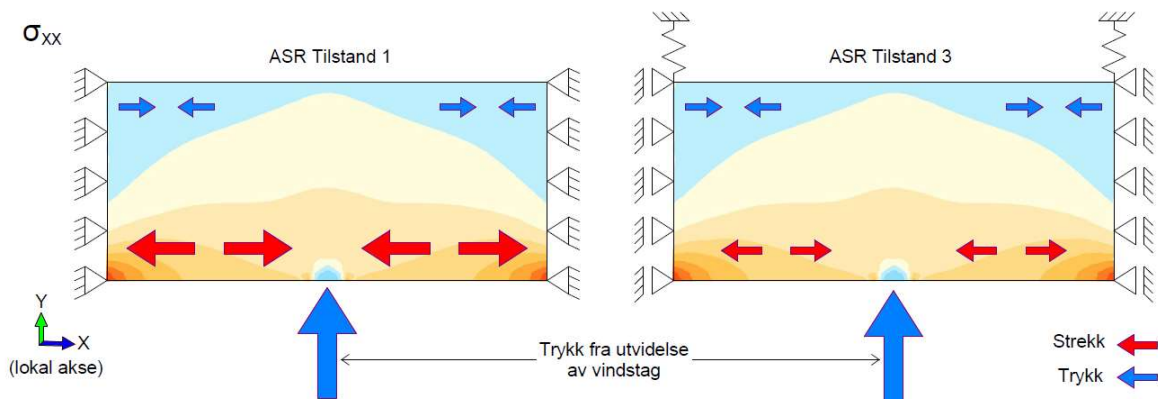
Før det tas hensyn til virkningene fra ASR, viser beregningene at de største kapasitetsutnyttelsene forekommer i riglenes ytterkanter. I begge riglene oppstår det kapasitetsoverskridelser i strekkarmeringen, ved overgangen mot tårnsøylen. Beregningene som tar hensyn til betongens strekkapasitet viser derimot tilstrekkelig kapasitet i topprigelen, men overskridelse med 32 % i punkt M.6 i midtrigelen. Strekkapasiteten til betongen kan nok også antas å være litt lavere grunnet krakelering og opprissing.

I under- og overkant av begge rigler er det tilstrekkelig strekkarmering, før det tas hensyn til virkninger fra ASR. De største kapasitetsutnyttelsene finner man i midtrigelen på henholdsvis 71 % og 69 %. Kapasitetsberegningene av overkanten til midtrigelen kan antas å være konservative, siden flensens kapasitet er neglisjert. Som tidligere nevnt i rapporten skyldes dette manglende armeringstegninger.

ASR har en tydelig effekt på de dimensjonerende spenningstilstandene i riglene. I ASR-tilstand 1 og 3 øker strekkspenningene i riglenes ytterkanter. Dette er spesielt kritisk ved overgangen mot tårnsøylen, der kapasiteten allerede er godt utnyttet eller overskredet. I topprigelen gir dette tilnærmet full utnyttelse av betongens strekkapasitet i ASR-tilstand 1, dersom det antas at betongen er uskadet. Økte strekkspenninger i ASR-tilstand 1 og 3 fører derimot til flere kapasitetsoverskridelser i midtrigelen, blant annet i punkt M.1 ved overgangen mellom rigel og tårnsøylen. Sannsynligvis er ikke dette kritisk for konstruksjonen, men kan føre til opprissing av betongen.

I topprigelen viser beregningene økende strekkspenninger, i rigelens over- og underkant i ASR-tilstand 1 og 3. Ingen av tilstandene fører til kapasitetsoverskridelse i rigelens underkant. I rigelens overkant, i ASR-tilstand 1 er det derimot overskridelse da betongens strekkapasitet ikke er tilstrekkelig.

I midtrigelen vil utvidelsen av vindkrysset gi et trykk i festepunktet mot rigelens underkant, som øker strekkspenninger på hver side av festepunktet. ASR-tilstand 3 fører til et mindre strekkbidrag enn ASR-tilstand 1. Sannsynligvis på grunn den samtidige ASR-utvidelsen av tårnsøylen i ASR-tilstand 3. Utvidelsen i tårnsøylen er illustrert i til høyre i figur 12-2. De økte strekkspenningene i midtrigelen gir kapasitetsoverskridelse i armeringens to retninger i ASR-tilstand 1, med 20 % overskridelse i rigelens x-retning. I ASR-tilstand 3 er det derimot tilstrekkelig kapasitet med 93 % utnyttelse i rigelens x-retning.



Figur 12-2 Spenningstilstand i midtrigel grunnet ASR-ekspansjoner i vindkryss

I analysen viser resultatene en økning av trykkspenninger ved overgangen mot tårnsøylen, som fører til trykkbrudd i ASR-tilstand 1 og 3. De høye trykkspenningene i søyle-rigeloverganger vil sannsynligvis bremse ASR-ekspansjonen, og ikke tillate spenninger som påfører riglene trykkbrudd. De høye trykkspenningene kan være en konsekvens av måten overgangen mellom riglene og tårnsøylene er modellert på, som nevnt tidligere.

13 Konklusjon

Hensikten med denne oppgaven har vært å avdekke hvordan ASR påvirker brukonstruksjonens nåværende tilstand og kapasitet, med hovedvekt på hengespennet. Rapporten omfatter tilstandsbeskrivelse, kapasitetsberegninger og strukturell vurdering av Tjeldsundbrua. Beregningene i bruddgrensetilstand fokuserer på virkningene av ASR på brutårn og brudekket. Grunnet manglende informasjon på utviklingen av ASR i hengespennet, er det benyttet antatte ASR-ekspansjoner basert på erfaring og observasjoner. Hovedmålet har derfor vært å belyse hvordan ASR påvirker brutårn og brudekke i hengespennet.

Tjeldsundbrua er påvirket av flere skademekanismer som indikerer at ASR forekommer i store deler av brukonstruksjonen. Visuelle observasjoner fra tilstandsrapporter beskriver flere områder med krakeleringsriss, spesielt i riglene og blant flere søylepar i viaduktene. I viaduktsøylene er det også synlige vertikale sprekker som antyder fastholdelse av ekspansjoner i overbygget. Det er påvist ASR i kjerneprøver fra viaduktsøyler, kabelpilarer og vindkryss i tårnsøyler der over 10 % av tilslaget er alkalireaktivt.

Kapasitetsberegningene av brudekket gir ingen overskridelser av moment eller skjærkapasitet, hverken før eller etter ASR. Den største utnyttelsen av momentkapasitet er på 63 % i felt, ved vestre tårn grunnet ASR i stadium II. Skjærkreftene er tilnærmet upåvirket av ASR og har den største utnyttelsen på 76 %.

ASR-ekspansjoner i rigler og vindkryss gir den største økningen av dimensjonerende laster i tårnkonstruksjonen. Overgangen mellom rigel og søyle er spesielt utsatt grunnet kapasitetsoverskridelser i strekkarmeringen. I tilstand 1 er det også overskridelse i underkant av midtrigelen, grunnet økte strekkspenninger fra ASR-ekspansjoner i vindkryssene. For tårnsøylen gir ASR-ekspansjonene betydelig endringer i momenter og skjærkrefter spesielt i området rundt riglene. Disse er derimot ikke store nok til å gi kapasitetsoverskridelser, men gir høy utnyttelse av tårnsøylens skjærkapasitet.

Vurderingen av brukonstruksjonen utført i denne oppgaven gir en indikasjon på hvordan ASR kan påvirke konstruksjonen. Basert på våre antagelser av ASR-utviklingen viser beregningene tydelige endringer i konstruksjonens strukturelle oppførsel, med en økning av krefter i flere områder. Beregningene viser derimot at det er tilstrekkelig kapasitet i tårnsøyler, vindkryss og brudekket. I flere områder i riglene, spesielt midtrigelen er det ifølge våre beregninger overskridelser. Det bør derfor gjennomføres tiltak for å begrense oppbygging av strekkspenninger i midtrigelen. Basert på våre vurderinger, er det ingen umiddelbar fare for strukturell kollaps av konstruksjonen. Dette er derimot basert på grove antagelser av ASR-situasjonen. Det oppfordres derfor til en nøyere undersøkelse av denne, for å danne et bedre grunnlag for vurdering av bruens nåværende tilstand.

14 Feilkilder

Innholdet i denne masteroppgaven kan være påvirket av flere feilkilder som påvirker nøyaktigheten av resultatene.

Tegninger

Tegningene som er benyttet til modellering og beregninger i oppgaven, er for det meste eldre versjoner, som er håndtegnet og ofte utfordrende å tolke. Det har også vært noen usikkerheter knyttet til stålkvaliteter og diametere på enkelte armeringsjern. Videre mangler det armeringstegninger av flensen i midtrigelen. Grunnet utfordringene med tegningene har vi måttet ta valg, som kan avvike fra den virkelige konstruksjonen.

Beregningsmodell i Robot

Under modelleringen av beregningsmodellene i FEM-programmet Robot Structural Analysis ble det gjennomført flere valg og tilnærminger, for å representere den virkelige konstruksjonen best mulig. Det kan i denne prosessen ha oppstått modelleringsfeil eller andre unøyaktigheter som påvirker resultatet.

Ukjent ASR-utvikling

Valgene av ASR-ekspansjoner som er benyttet i beregningene og estimering av redusert E-modul, er antagelser grunnet manglende data om den virkelige ASR-utviklingen i konstruksjonen. Dette påvirker også den estimerte bøyestivheten som er benyttet i analysene.

15 Anbefalinger/Videre arbeid

Nye analyser

Beregningene av ASR-virkningene på brukonstruksjonen som er gjennomført i denne oppgaven, baserer seg på antagelser av ASR-ekspansjonene i de forskjellige konstruksjonsdelene. For en mer nøyaktig analyse av bruens nåværende tilstand, anbefales det å gjennomføre en grundig undersøkelse av ASR-utviklingen i tårnkonstruksjonen. Dette gjelder spesielt i rigler og vindkryss, der tilstandsrapportene beskriver flere skademekanismer som antyder utvikling av ASR.

Det anbefales også å gjennomføre en nøyaktig analyse av brukonstruksjonen som tar hensyn til laster som ikke er benyttet i våre beregningsmodeller. Noen av disse er dynamiske vindlaster og seismiske laster. En 3D-modell vil sannsynligvis også gi en bedre beskrivelse av de lokale spenningstilstandene i tårnkonstruksjonen. Spesielt i overgangen mellom riglene, der resultatene i rapporten viser flere kapasitetsoverskridelser. En ny analyse vil også kunne avdekke problemer som ikke er oppdaget i vår oppgave. I tillegg bør det gjennomføres en bruksgrenseanalyse som omfatter beregning av riss-utvikling og kontroll av deformasjoner i konstruksjonen, spesielt knyttet til fugene i hengespennet.

Rehabilitering

Resultatene i rapporten tilsier at det bør gjennomføres tiltak for å begrense utviklingen av strekkspenninger i midtrigelen. En lignende løsning som er installert i topprigelen kan vurderes. En slik løsning kan muligens også bidra til å bremse ASR-utviklingen, siden den fører til økte trykkspenninger i rigelen. Andre løsninger for å bremse ASR-utviklingen, dersom dette ikke viser seg å ikke være gjennomførbart, bør vurderes.

Andre konstruksjonsdeler

I forankringskassene, fordelingssadlene og tårnfundamentene er det observert flere skademekanismer. Noen av disse er grove krakeleringsriss, utfellingsprodukter og korrosjonskader. Det bør derfor undersøkes om disse skadene kan være kritiske for konstruksjonen.

16 Referanseliste

- [1] E. Rodum, *Alkalireaksjoner i norske betongbruer*, Oslo: Statens Vegvesen, 2013.
- [2] H. Stemland, E. Rodum og H. Johansen, *Alkalireaksjoner - Veiledning for konstruktiv analyse*, Oslo: Veidirektoratet, 2016.
- [3] L. Eltvik, «22. Hengebruer,» Aas-Jacobsen AS, Oslo, UD.
- [4] «lokalhistoriewiki.no,» 2020. [Internett]. Available: <https://lokalhistoriewiki.no/index.php/Tjeldsundbrua>. [Funnet 20 januar 2020].
- [5] Statens Vegvesen, «vegvesen.no,» 21 01 2019. [Internett]. Available: <https://www.vegvesen.no/trafikkdata>. [Funnet 2020].
- [6] Vegdirektoratet, «Bruklassifisering Håndbok R412,» Statens Vegvesen, 2014.
- [7] Vegdirektoratet, *Tegninger - Tjeldsundbrua*, Oslo: Vegdirektoratet, 1966.
- [8] *NS-EN 206:2013+A1:2016+NA:2017 Betong Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar*, 2017.
- [9] B. J. Wigum og J. Lindgård, «Three decades of International RILEM activities to combat deleterious Alkali-Silica Reactions (ASR) in concrete,» Sintef, Oslo, 2018.
- [10] A. M. Neville, *Properties of Concrete*, Essex: Pearson Education Limited, 1999.
- [11] J. Lindgård og B. J. Wigum, «Alkalireaksjoner i betong - felterfaringer,» Sintef, Trondheim, 2003.
- [12] R. N. Swamy, *The alkali-silica reaction in concrete*, Glasgow, London: Blackie and Son Ltd, 1992.
- [13] S. Kongshaug, O. Oseland, T. Kanstad, M. Henriks, E. Rodum og G. Markeset, «Experimental investigation of ASR-affected concrete – the influence of uniaxial loading on the evolution of mechanical properties, expansion and damage indices,» Oslo Metropolitan University, Oslo, UD.
- [14] J. Newman og B. S. Cho, *Advanced concrete technology 2: Concrete properties*, Oxford: Elsevier Ltd, 2003.
- [15] S. Johansen, «Chapter 15 Frost Deterioration,» i *Concrete Technology*, Trondheim, NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk, 2014.
- [16] L. H. Fredheim, «Spesialinspeksjon - Tjeldsundbrua,» Multiconsult, 2014.
- [17] J. Newman og B. S. Cho, *Advanced concrete technology 2: Concrete properties*, Oxford: Elsevier Ltd, 2003.
- [18] M. Geiker, Chapter 16 - Reinforcement corrosion i "Concrete Technology", Trondheim: NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk, 2012.
- [19] T. Grimsmo og K. Welle, «Beregning og oppfølging av eksisterende bruer med betydelig skadeomfang,» Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim, 2017.

- [20] E. Salen, «Beregning og Oppfølging av betongbro med betydelig skadeomfang,» Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU, , Trondheim, 2016.
- [21] E. Kolnes, «Beregning av betongbru med betydelig skadeomfang,» Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim, 2016.
- [22] R. Lokna, «Beregning av eksisterende hengebro,» Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim, 2015.
- [23] K. A. Grefstad og O. Grindland, «Bru nr. 19-0670 Tjeldsundet bru. Tilstand og anbefalte tiltak,» Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Oslo, 1998.
- [24] E. Rodum, «Befaringsnotat - Tjeldsundbrua,» Vegdirektoratet, Trondheim, 2016.
- [25] *E10 Tjeldsundbrua*. [Film]. Norge: Statens vegvesen, 2018.
- [26] Aas Jakobsen, «Rapport fra hovedinspeksjon 2014,» Aas Jakobsen, Oslo, 2014.
- [27] Norsk Betongforening, «Bestendig betong med alkalireaktivt tilslag,» Norsk Betongforening, Oslo, 2017.
- [28] V. Jensen, «Tjeldsundet bru: Vurdering av eventuell alkalireaksjon ved visuelle strukturanalyser i 6 borekjerner -,» NTBL , 2014.
- [29] *Prosjektering av betongkonstruksjoner Beregnings- og Konstruksjonsregler; NS 3473*, 2003.
- [30] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, Bergen: Fagbokforlaget, 2015.
- [31] J. Helleland, «Slanke betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering,» Norske Sivilingeniørers Forening, 1991.
- [32] Standard Norge, «Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, NS-EN 1990,» Standard Norge, 2016.
- [33] Standard Norge, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster Vindlaster NS-EN 1991-1-4,» Standard Norge, 2005.
- [34] Statens Vegvesen, *Bruprosjektering Håndbok N400*, Statens Vegvesen, 2015.
- [35] Standard Norge, «Eurokode1: Laster på konstruksjoner: Allmenne laster Del 1-5: Termiske påvirkninger NS-EN 1991-1-5,» Standard Norge, 2003.
- [36] A. Dr. Techn Selberg, «Beregning av små hengebruer,» Dansk Selskab for Bygningsstatik, Oslo, 1947.
- [37] H. Stemland, E. Rodum, T. Kanstad og H. Johansen, *Interviewees, ARKON møte*. [Intervju]. 25 Februar 2020.
- [38] J. Lindgård, R. Cepuritis, M. Haugen, K. Aarstad og S. Jacobsen, «Chapter 9 Concrete aggregates,» i *Concrete Technology*, Trondheim, NTNU Institutt for konstruksjonsteknikk, 2015, pp. 9-22 til 9-26.

17 Vedlegg

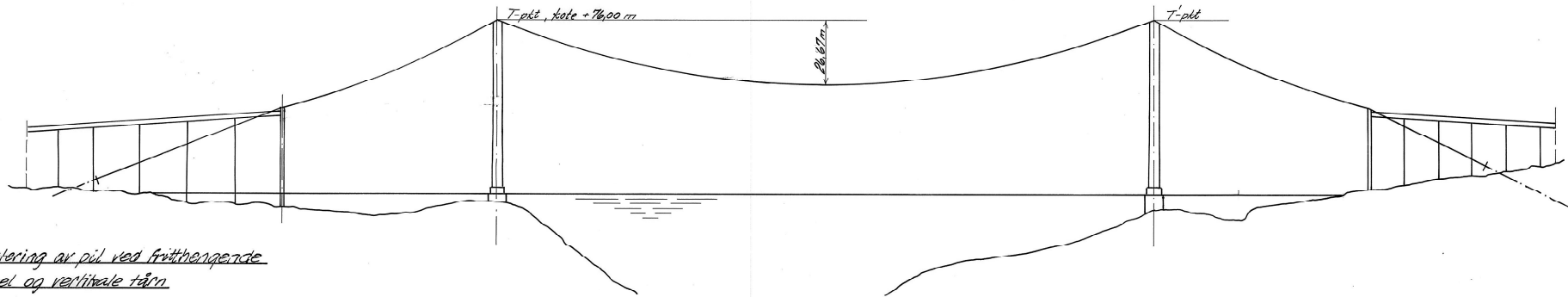
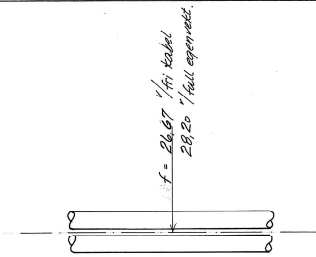
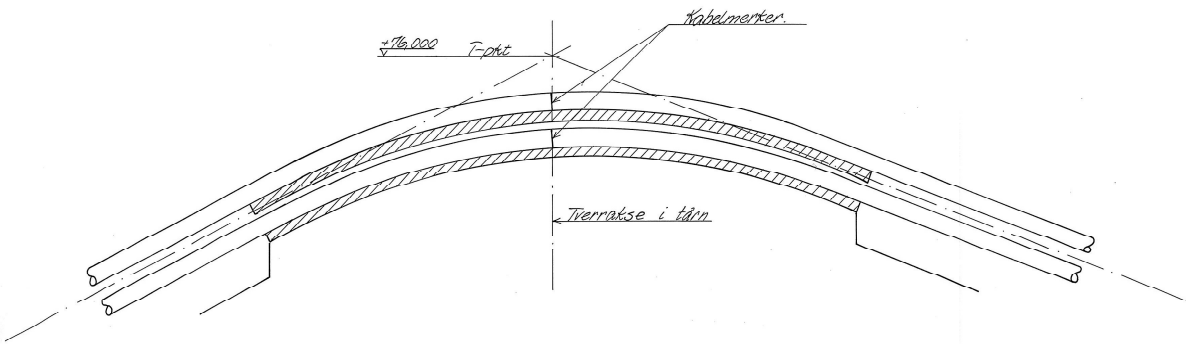
Noen av beregningene i vedlegg C, D og E inneholder utvalgte eksempler som viser beregningsmetodikken benyttet i oppgaven.

- Vedlegg A Tegningsgrunnlag
- Vedlegg B Koordinater av kabel og fagverk for modellering av hengespenn
- Vedlegg C ASR-beregninger av tårnsøyle, topprigel og brudekket
- Vedlegg D Beregning av moment-krumningsforhold og M-N diagrammer
- Vedlegg E Kapasitetsberegninger
- Vedlegg F Vindlaster
- Vedlegg G Kontrollberegninger av modell av hengespennet
- Vedlegg H Beregning av spennkraft fra spennstål i topprigel

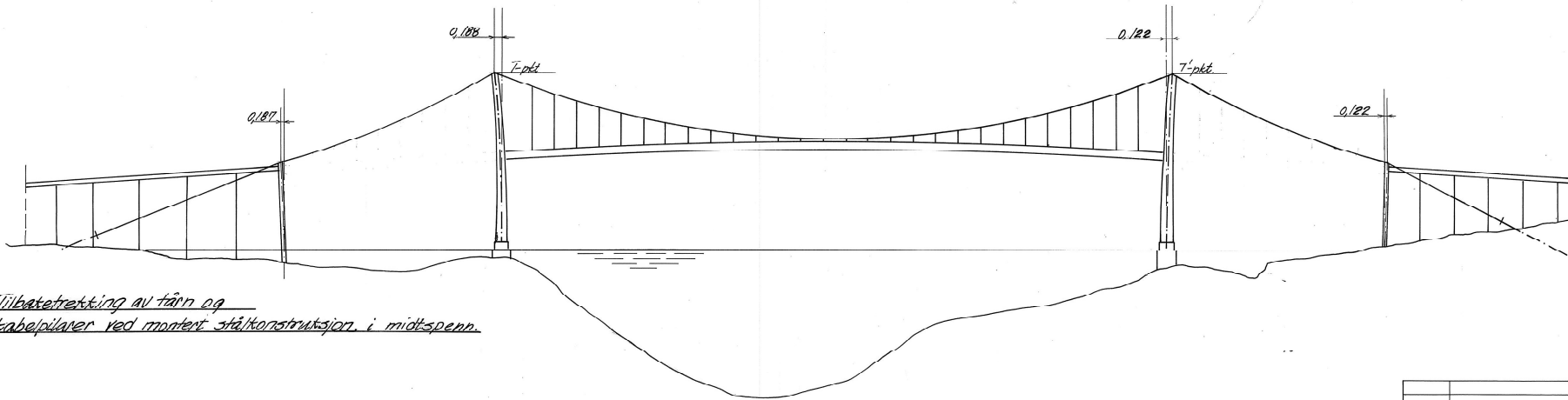
Vedlegg A

Tegningsgrunnlag

- Justering av kabler
- Dekke i hengespenn
- Brotårn
- Fagverk i hovedspenn -Tverrbærere
- Midtfelt av fagverk
- Oversikt over fagverk i begge sidespenn
- Fagverk i sidespenn – Tverrbærere
- Oversikt over fagverk i hovedspenn
- Hengestenger med feste
- Oversikt – Fugestørrelser i hengespenn
- Rehabilitering – Spennarmering i tårntopp
- Rehabilitering – Feste av fagverk mot østre tårn i akse 24



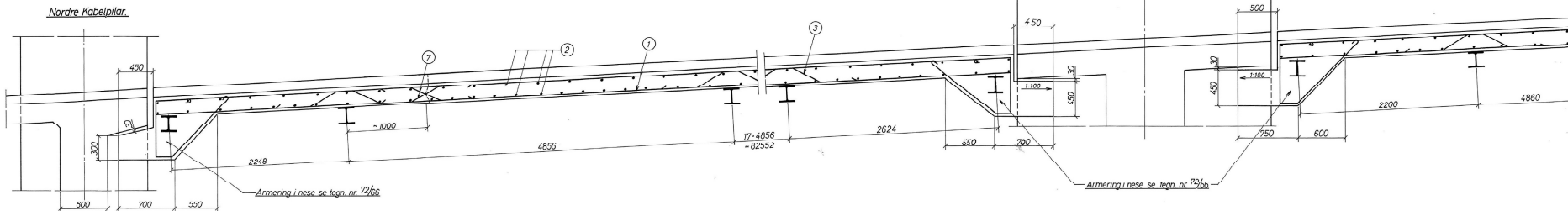
Justering av pil ved frittstående kabel og vertikale tårn



Tilbaketrektning av tårn og kabelpilarer ved montert stålkonstruksjon i midtspenn

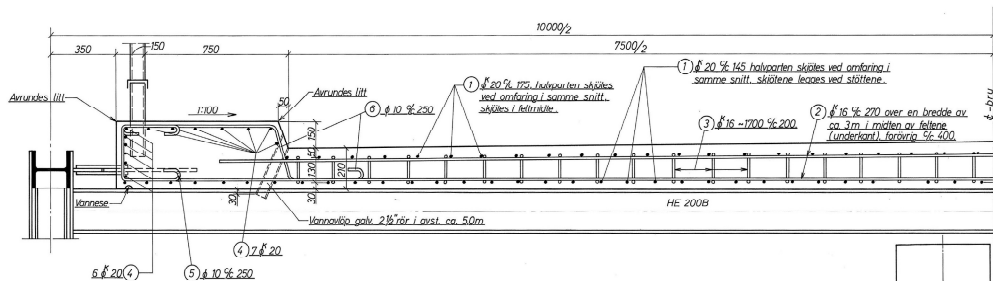
Date	Revisjon	Musik	Revisjon	Kr.
STATENS VEGVESEN		Målestokk	Tegn.	N.P
<i>Troms fylke</i>		Kr.		20
<i>Ljeldsundbrua</i>		Mål i m	Trac.	N.P
		Trac. kr.		
Estatning for:		Bl. nr.	217/06	
		72		
Erstattet av:				
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 19.9.66				
<i>Svan Sivert</i>				

Lengdesnitt
M=1:20



Angående feltlengder i midtspenn
se tegn. nr. 343/64.

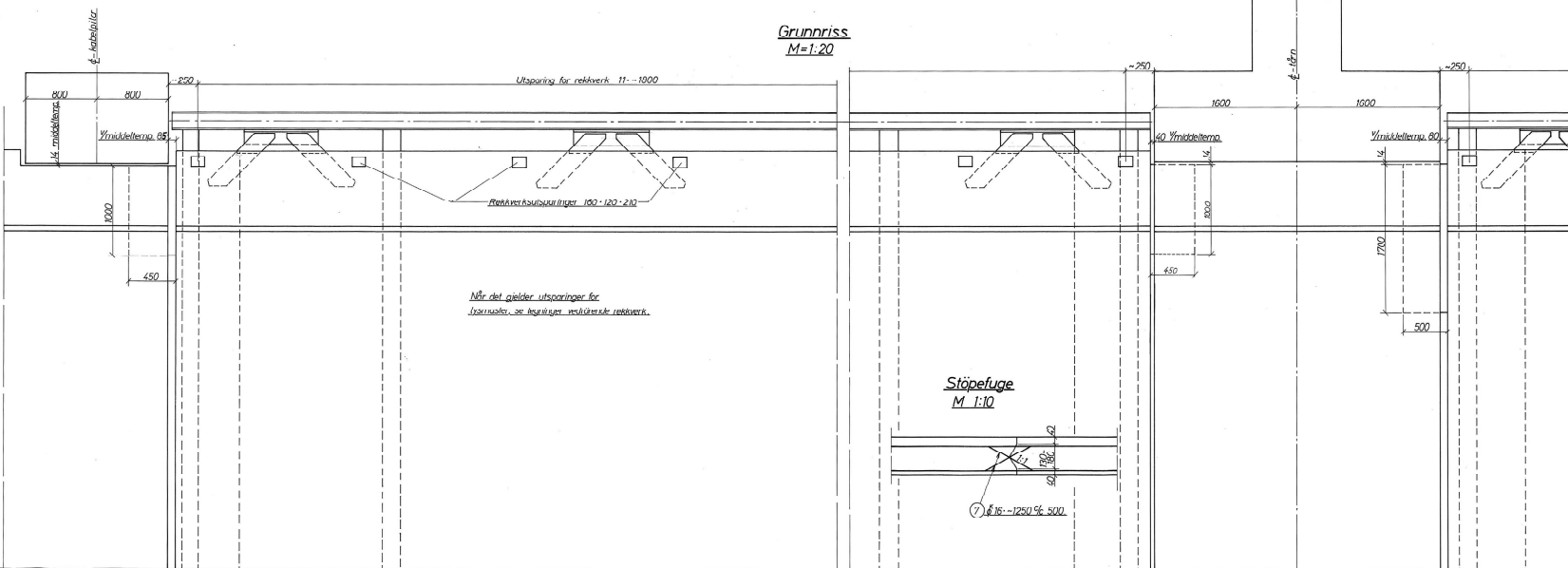
Tverrsnitt
M=1:10



Angående tuger, innsporing av ritteski og buttere i dekket
se tegn. nr. 327/64, 334/64, 336/64 og 35/65.

Pos. nr.	Antall	Beliggenhet	Diam.	Lengde	pr. m	Vekt i kg pr. stk.	i alt	Skisse
1	110	Lengearmering	φ 20	Inkl. anfar ca. 515 m	2,47	133926	92370 + 286540 + 92370 = 471280	Ks. 40
2 ^a	1540	Tverrarmering u.k.	φ 16	9200	1,58	14,54	22400	← 9200 →
2 ^b	1185	o.k.	φ 16	8200	1,58	12,96	15358	← 8200 →
3	3686	Armering over støtter	φ 16	1700	1,58	2,69	9900	← 450 → h varierer fra 100-180
4	26	i forløy	φ 20	Inkl. anfar ca. 515 m	2,47	33073	Se pos. 1	← 300 →
5	3780	Bøyer i sidekant	φ 10	1000	0,617	0,62	2332	← 300 →
6	3780		φ 10	1350	0,617	0,83	3148	← 400 →
7	1748	Armering i støpefuge	φ 16	1110	1,58	1,76	3086	h varierer mellom 130-180
							ca. 2100	
							sum	231303 kg

Grunnriiss
M=1:20



Når det gjelder utsporing for
Iskassete, se tegninger vedrørende rekkverk.

Det vises til arbeidsbeskrivelse angående den
kvalitetsmessige utførelse av arbeidet, og til
tegn. nr. 327/64, 334/64, 336/64, 96/65, 72/65,
359/64 og 207/64.

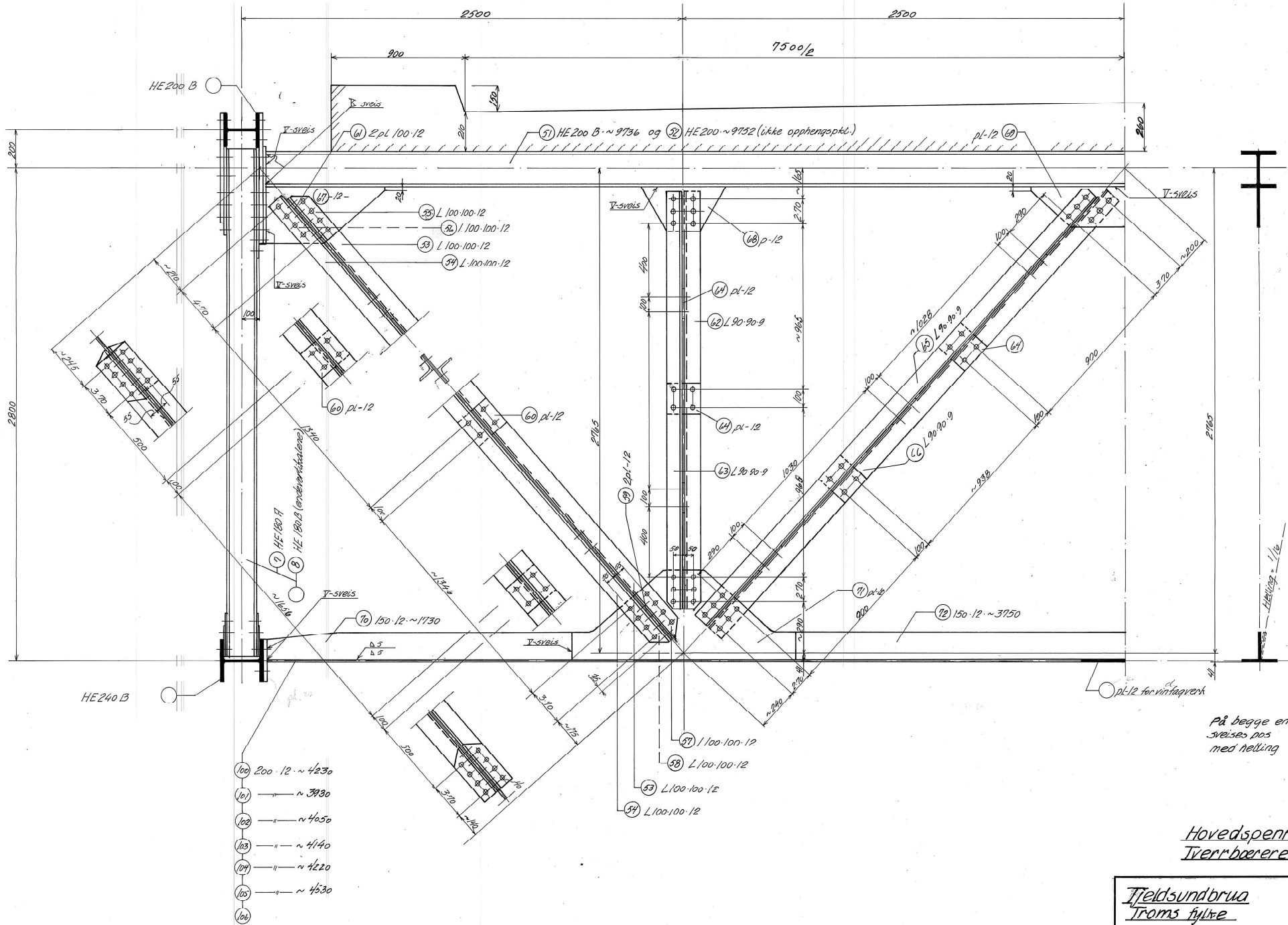
Betongmasse: B 350 - 1140 m³

Armering: Ks. 40 = 225,5 t
St. 37 = 5,8 t
231,3 t

Dekke i hengespenn.

Tjeldsundbrua		M=	1:20	1:20
Troms fylke		Stk.	1	1
Ersattning for		Ar.	1	1
Veiprosjektet, Oslo den 27.8.1967		Ar.	1	1
Bruvdelingen.		St. nr.	73/66	
LXX		Erstattet av:		

H. G. G. G.

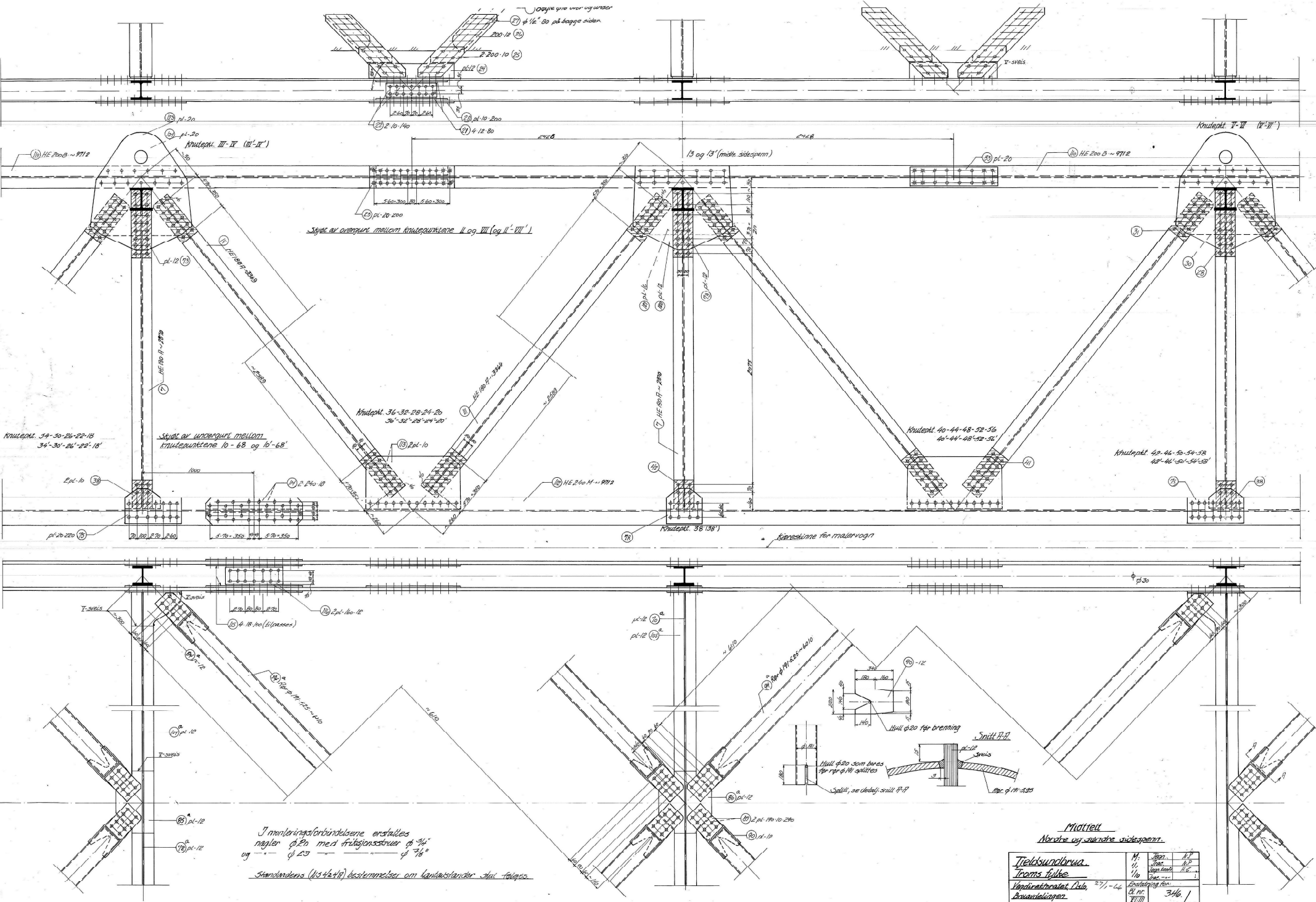


På begge endetrembærere
sveises p05
med helling 1/16.

Hovedspenn
Tverrbærere

- 100 200 12 ~ 4230
- 101 " ~ 3930
- 102 " ~ 4050
- 103 " ~ 4140
- 104 " ~ 4220
- 105 " ~ 4530
- 106 " ~ 4530

Tjeldsundbrua		Målestokk	Tegn.	HP
Troms fylke		1/10	Trac.	HP
			Kfr.	HP
Etablert for:				
Vegdirektoratet, Oslo, 27/1-64		B.l.n.	341	
Bruværdelingen		XXXVIII		
Etablert av:				
Jens Stene				



Sjvst av overkant mellom knutepunktene II og III (og II'-III')

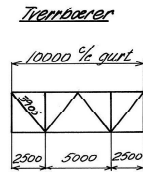
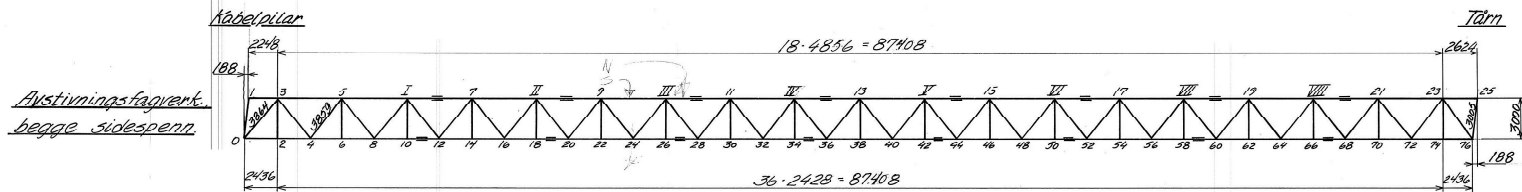
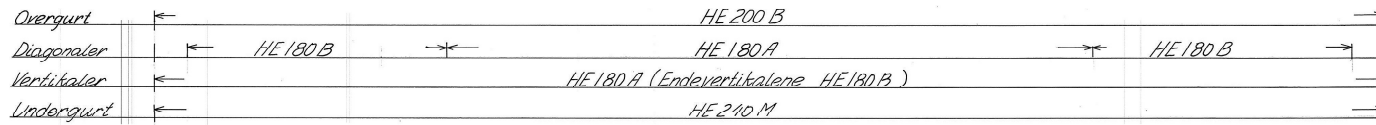
Sjvst av underkant mellom knutepunktene 10-68 og 16-68

Innforingsforbindelsene utfalles nylter $\phi 20$ med frtngslengder $\phi 34$ og $\phi 20$

Standardens (NS 4418) bestemmelser om kantavstander skal følges

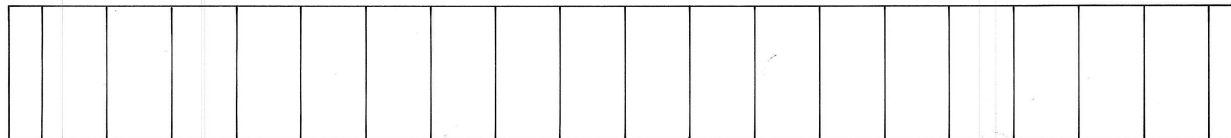
Matrikel
Nordre og søndre søtesspenn

Tjeldsundbrua		M	1821	17
Trams tulle		11	1822	17
Vandretstrøket Oslo		1/0	1823	17
Anvendelsesart		27/1-16	1824	17
Driftningssaker		1825	1826	17
Saks. Saknr		1827	1828	17
Saksforl. nr		1829	1830	17
Saksforl. år		1831	1832	17
Saksforl. nr		1833	1834	17
Saksforl. år		1835	1836	17
Saksforl. nr		1837	1838	17
Saksforl. år		1839	1840	17
Saksforl. nr		1841	1842	17
Saksforl. år		1843	1844	17
Saksforl. nr		1845	1846	17
Saksforl. år		1847	1848	17
Saksforl. nr		1849	1850	17
Saksforl. år		1851	1852	17
Saksforl. nr		1853	1854	17
Saksforl. år		1855	1856	17
Saksforl. nr		1857	1858	17
Saksforl. år		1859	1860	17
Saksforl. nr		1861	1862	17
Saksforl. år		1863	1864	17
Saksforl. nr		1865	1866	17
Saksforl. år		1867	1868	17
Saksforl. nr		1869	1870	17
Saksforl. år		1871	1872	17
Saksforl. nr		1873	1874	17
Saksforl. år		1875	1876	17
Saksforl. nr		1877	1878	17
Saksforl. år		1879	1880	17
Saksforl. nr		1881	1882	17
Saksforl. år		1883	1884	17
Saksforl. nr		1885	1886	17
Saksforl. år		1887	1888	17
Saksforl. nr		1889	1890	17
Saksforl. år		1891	1892	17
Saksforl. nr		1893	1894	17
Saksforl. år		1895	1896	17
Saksforl. nr		1897	1898	17
Saksforl. år		1899	1900	17

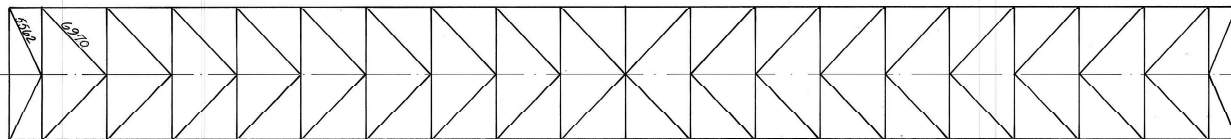


Stjål

Overgurt



Undergurt



Fagverket legges ut rettlinjet i verkstedet.

Oversikt over fagverk i begge sidespenn

Tjeldsundbrua Trons fyller	Målestokk	1/200	Tegn.	N.P.
			Trac.	N.P.
Vegdirektoratet, Oslo, 371-16 Arvordelinger	Erstatning for:	Bl.nr.	347	64
		Arvordelinger	XIV	
	Erstatet av:			

Overgurt:

HEB 20

Diagonaler:

HE-B 18

HE-A 18

Vertikaler:

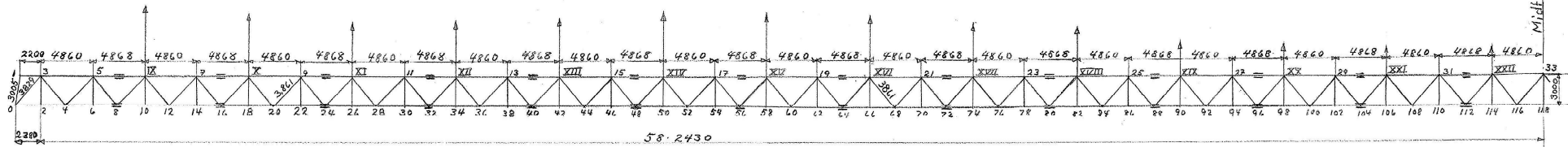
HEB 18

HE-A 18

Undergurt:

HE-B 24

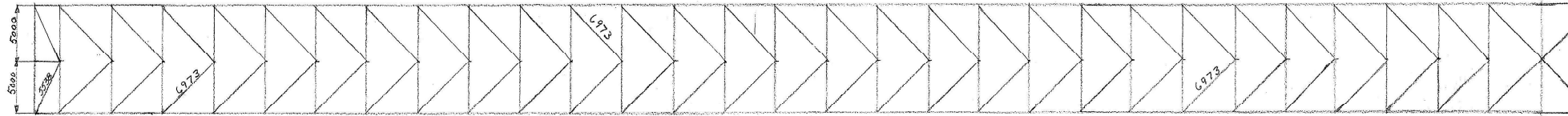
Austivingsfagverk.



Overgurt.



Undergurt med Vindfagverk.



Overhøide for utlegging i verkstedet.



Tverrbærer



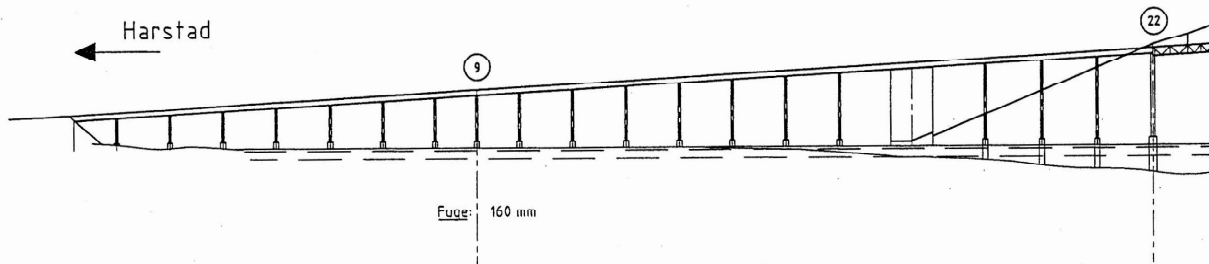
Oversikt

Fagverk i hovedspenn

Tjeldsundbrua Troms Fylke	Målestokk	1:200	Tegn.	J.P.
	Forfatter		Kr.	A.R.
Vegdirektoratet, Oslo den 27/1-64		Eretning for:		
Bruvdelingen		B.I.	343/64	
Utsatt av: (Signature)		Erettel av:		

VEST

Harstad

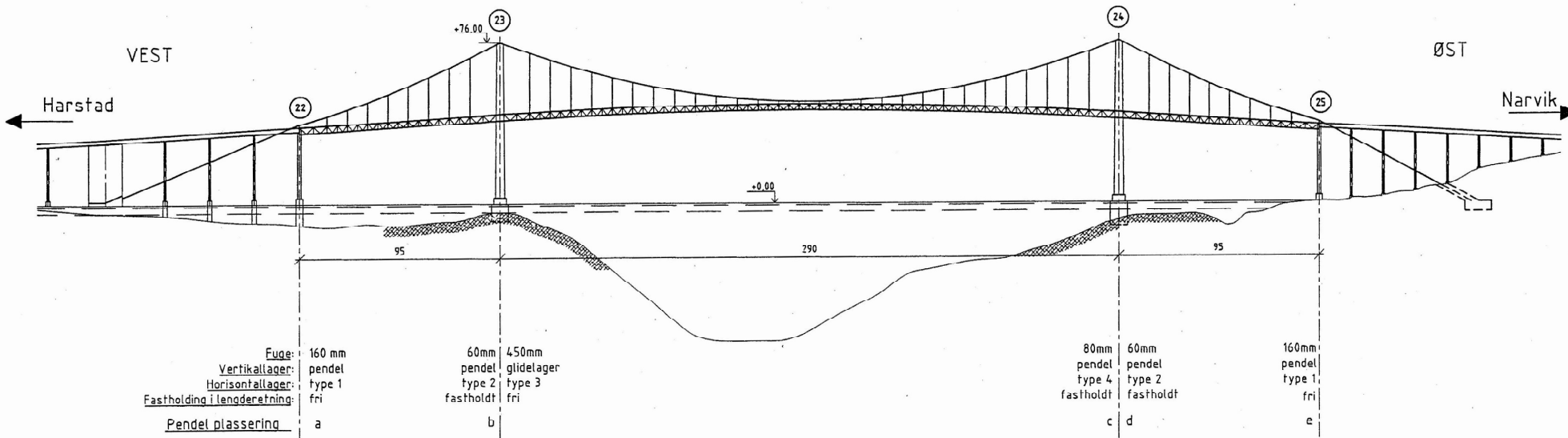


VEST

Harstad

ØST

Narvik



Pendel plassering

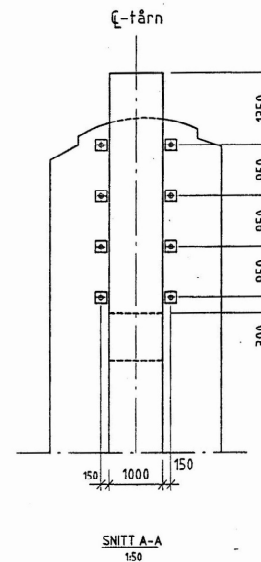
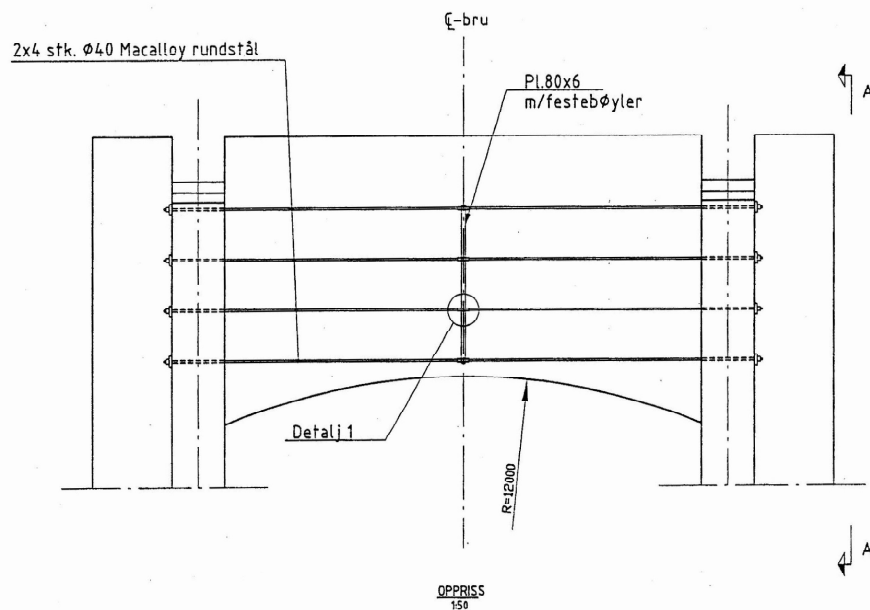
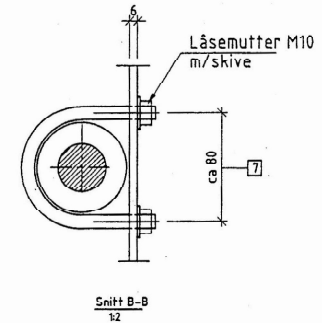
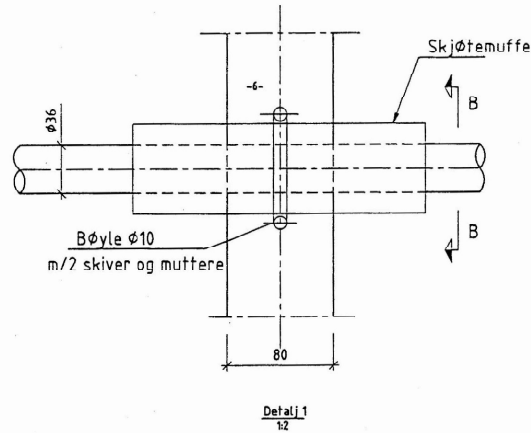
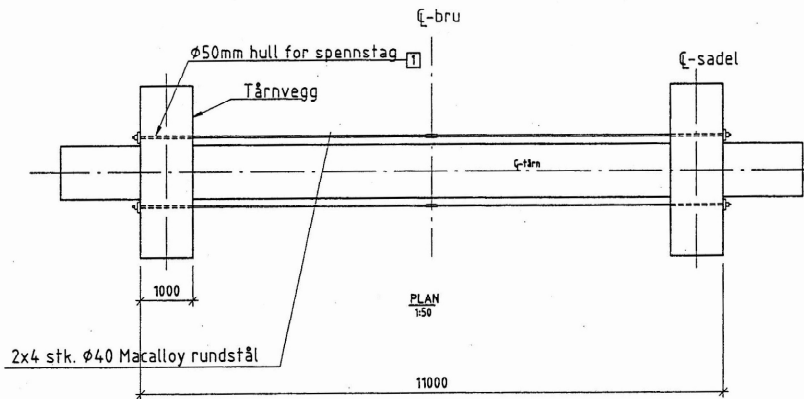
a	250	se K-201
b	225	se K-204
c	250	se K-207
d	250	se K-207
e	250	se K-201

Prosjekteringsarbeidene er utført iht:
 - Håndbok 185 - Prosjekteringsregler for bruer, versjon 98-1
 - Nyttelast: BK10 - Brukklassifisering del 1, 5/1-1998

Godkjent som arbeids tegning av
 Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 2001-04-06
 Knut Gjerding-Smith (sign.) 26.04.2001

- "SOM BYGGET" TEGNING
- ARBEIDSTEGNING
- ANBUDESTEGNING
- ANNEDELSESTEGNING
- FORLØPIG TEGNING

D	Som bygget	KGS			22.10.01
C	Pendel plassering	KGS			14.06.01
B	Godkjent arbeids tegning	KGS	LBB	KGS	26.04.01
A	Arbeids tegning	KGS	LBB	KGS	07.03.01
0	Anbudestegning	KGS	LBB	KGS	21.11.00
Rev. av	Knut Gjerding-Smith		Rev. av	Kjr. av	Sign. Date
STATENS VEGVESEN TROMS					
19-0670 T JELDSUNDET BRU					
Oversikt					
Stillingene		Chr. Krohgs gt. 34		Tegn. nr.	
HAUG OG BLUM-BAKKE A/S		0166 OSLO		K-001	
Rådgivende ingeniører i byggeteknikk - H.R.I.F.		Tlf.: 22 98 98 10		Rev.	
		Faks: 22 98 98 29		D	



Beskrivelse

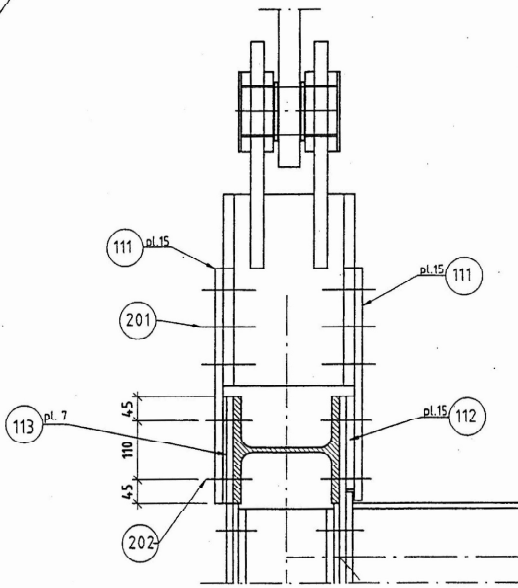
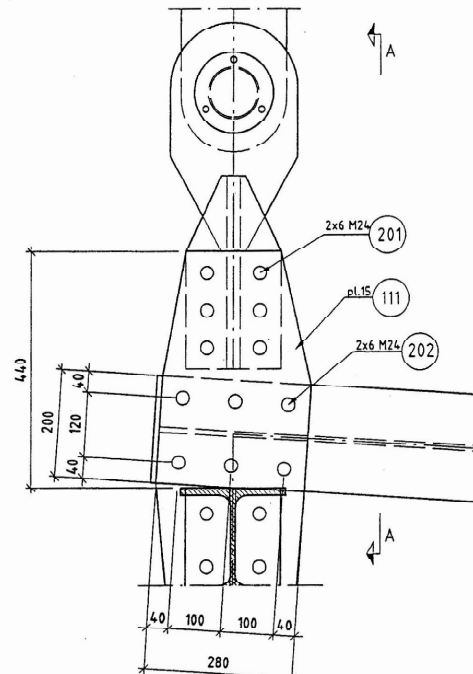
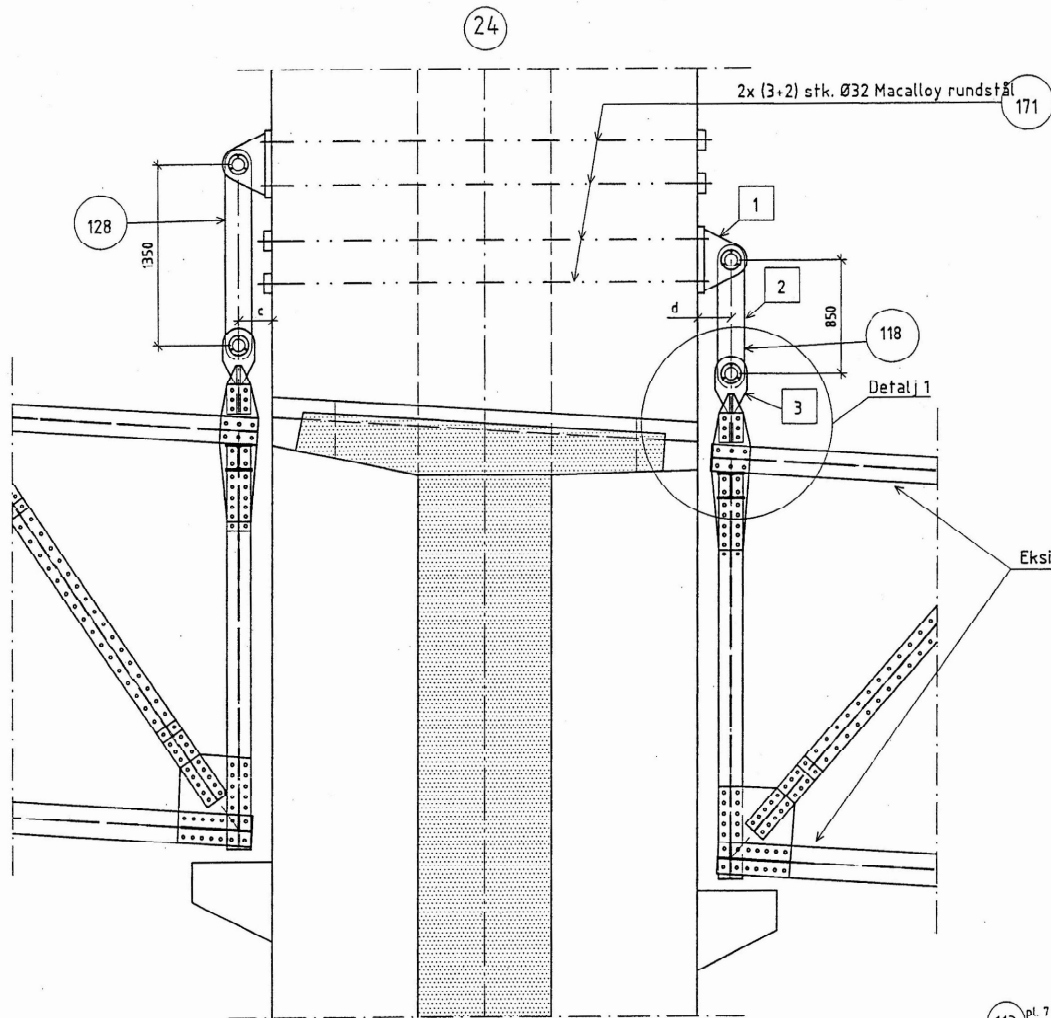
1. 2x8 stk. Ø50mm hull for spennstag bores gjennom tårnveggen t=1000mm
2. Som spennstål benyttes Macalloy i rustfri kvalitet 800/1000.
3. Ankerplater, skjøtemuffer og muttere leveres i rustfri kvalitet.
4. Hvert stål spennes opp til 695kN.
6. Stålene sikres mot svinginger vha. 80x6mm flattstål m/festebøyler -se def.1.
Flattstål og festebøyler leveres i rustfri kvalitet.
7. Tilpasses diameter på skjøtemuffe.

Prosjekteringsarbeidene er utført iht:
- Håndbok 185- Prosjekteringsregler for bruer, versjon 98-1

C	Som bygget	KGS		22.10.01
B	Godkjent arbeidstegning	KGS	LBB	KGS 26.04.01
A	Arbeidstegning	KGS	LBB	KGS 07.03.01
Q	Anbudstegning	KGS	LBB	KGS 10.10.00
Rev.	Revisjonen gjelder	Rev. av	Ktr. av	Sign. Date
		DAK		Kontr.
STATENS VEGVESEN TROMS		UK		LBB
19-0670 TJELDSUNDET BRU		Tegn.	KGS	Sign.
Tårntopp		Date	09.1999	Mål 1:2 1:50
Utvendig spennarmring		Oppdrag nr.	9905	
Sivlingsendrane		Chr. Krohgs gt. 34	Teon. nr.	Rev.
Ø HAUG OG BLOM-BAKKE A/S		0186 OSLO	K-101 C	
Rådgivende ingeniører i byggeteknikk - N.R.I.F.		Tlf: 22 98 98 90		
		Fax: 22 98 98 29		

Godkjent som arbeidstegning av
Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 2001-04-06
Knut Gjerding-Smith (sign.) 26.04.2001

- ▶ "SOM BYGGET" TEGNING
- ▶ ARBEIDSTEGNING
- ▶ ANBUDSTEGNING
- ▶ ANMELDSELSTEGNING
- ▶ FORELØPIG TEGNING



- 1 Ny konsoll
- 2 Pendel
- 3 Brakett

Detaljer - se K-211
c og d - se K-001

Alle stålflater som er i kontakt med betong, påføres et 5-10 mm tykt lag med Rescon Epoxy LS eller tilsvarende

Oppspenning av spennstål:
Pos 171, Ø32: P = 520 kN

OPPRISS v/ ØSTRE TÅRN
1:20

Prosjekteringsarbeidene er utført iht:
- Håndbok 185- Prosjekteringsregler for bruer, versjon 98-1
- Nyttelast: BK10 - Bruklassifisering del 1, 5/1-1998

Godkjent som arbeidstegning av
Vegdirektoratets bruavdeling i brev av 2001-04-06
Knut Gjerding-Smith (sign.) 26.04.2001

"SOM BYGGET" TEGNING
ARBEIDSTEGNING
ANBUDESTEGNING
ANMELDELSESTEGNING
FORELØPIG TEGNING

D	Som bygget	KGS		22.10.01
C	Lagerplassering - div.	KGS		14.06.01
B	Godkjent arbeidstegning, andret brakett	KGS	LBB	KGS 26.02.01
A	Arbeidstegning	KGS	LBB	KGS 07.03.01
Ø	Anbudstegning	KGS	LBB	KGS 08.11.00
Rev.	Revisjonen gjelder	Rev. nr.	Korr. nr.	Sign. Date
STATENS VEGVESEN TROMS		DAK	UK	Kontr. LBB
19-0670 T.JELDSUNDET BRU		Tegh.	KGS	Sign. KUS
Østre tårn - akse 24		Date	2004.09	Mål 1:5 1:20
Vertikallager		Oppdrag nr.	9905	
Siv.ingeniør/ene		Chr. Krehge gt. 31	Tegn. nr.	Rev.
Ø HAUG OG BLOM-BAKKE AS		0166 OSLO	K-207 D	
Rådgivende ingeniører i byggeteknikk - K.R.I.F.		Tlf: 22 98 90 10		
		Fax: 22 98 90 29		

Vedlegg B

Koordinater av kabel og fagverk for modellering av hengespenn

- Koordinater i hovedspenn
- Koordinater i sidespenn

Lengdeaksen til hengespennet har nullpunkt i senter av hovedspennet.
 Hengespennet starter derfor i akse -240 m og slutter i akse 240 m

Hovedspenn

Lengdeakse vestre halvdel hovedspenn [m]	Lengdeakse østre halvdel hovedspenn [m]	Hengestag	Kabel		Fagverk		
		Lengde [m]	Høydeakse [m]		Høydeakse [m]		
			Koordinater på kabelparabel	Feste hengestag i kabel	Feste hengestag i overgurt	Kobling langsgående overgurt og tverrbærer	Kobling langsgående undergurt og tverrbærer
-145,00	145,00	-	76,00	-	-	-	-
-143,32	143,32	-	75,39	-	-	41,97	38,97
-140,94	140,94	-	74,53	-	-	42,17	39,17
-136,08	136,08	-	72,82	-	-	42,56	39,56
-131,22	131,22	28,23	71,17	71,16	42,94	42,94	39,94
-126,36	126,36	-	69,58	-	-	43,30	40,30
-121,50	121,50	24,40	68,06	68,05	43,65	43,65	40,65
-116,64	116,64	-	66,59	-	-	43,99	40,99
-111,78	111,78	20,86	65,18	65,17	44,31	44,31	41,31
-106,92	106,92	-	63,83	-	-	44,62	41,62
-102,06	102,06	17,62	62,54	62,53	44,91	44,91	41,91
-97,20	97,20	-	61,31	-	-	45,19	42,19
-92,34	92,34	14,67	60,15	60,13	45,46	45,46	42,46
-87,48	87,48	-	59,04	-	-	45,71	42,71
-82,62	82,62	12,01	57,99	57,96	45,95	45,95	42,95
-77,76	77,76	-	57,00	-	-	46,18	43,18
-72,90	72,90	9,66	56,07	56,05	46,39	46,39	43,39
-68,04	68,04	-	55,20	-	-	46,59	43,59
-63,18	63,18	7,61	54,39	54,38	46,77	46,77	43,77
-58,32	58,32	-	53,64	-	-	46,94	43,94
-53,46	53,46	5,84	52,96	52,95	47,10	47,10	44,10
-48,60	48,60	-	52,33	-	-	47,25	44,25
-43,74	43,74	4,37	51,76	51,75	47,38	47,38	44,38
-38,88	38,88	-	51,25	-	-	47,49	44,49
-34,02	34,02	3,20	50,80	50,79	47,59	47,59	44,59
-29,16	29,16	-	50,41	-	-	47,68	44,68
-24,30	24,30	2,34	50,08	50,10	47,76	47,76	44,76
-19,44	19,44	-	49,81	-	-	47,82	44,82
-14,58	14,58	1,75	49,60	49,62	47,87	47,87	44,87
-9,72	9,72	-	49,45	-	-	47,90	44,90
-4,86	4,86	1,46	49,36	49,38	47,92	47,92	44,92
0,00	0,00	-	49,33	-	-	47,93	44,93

Kabelfunksjon hovedspenn

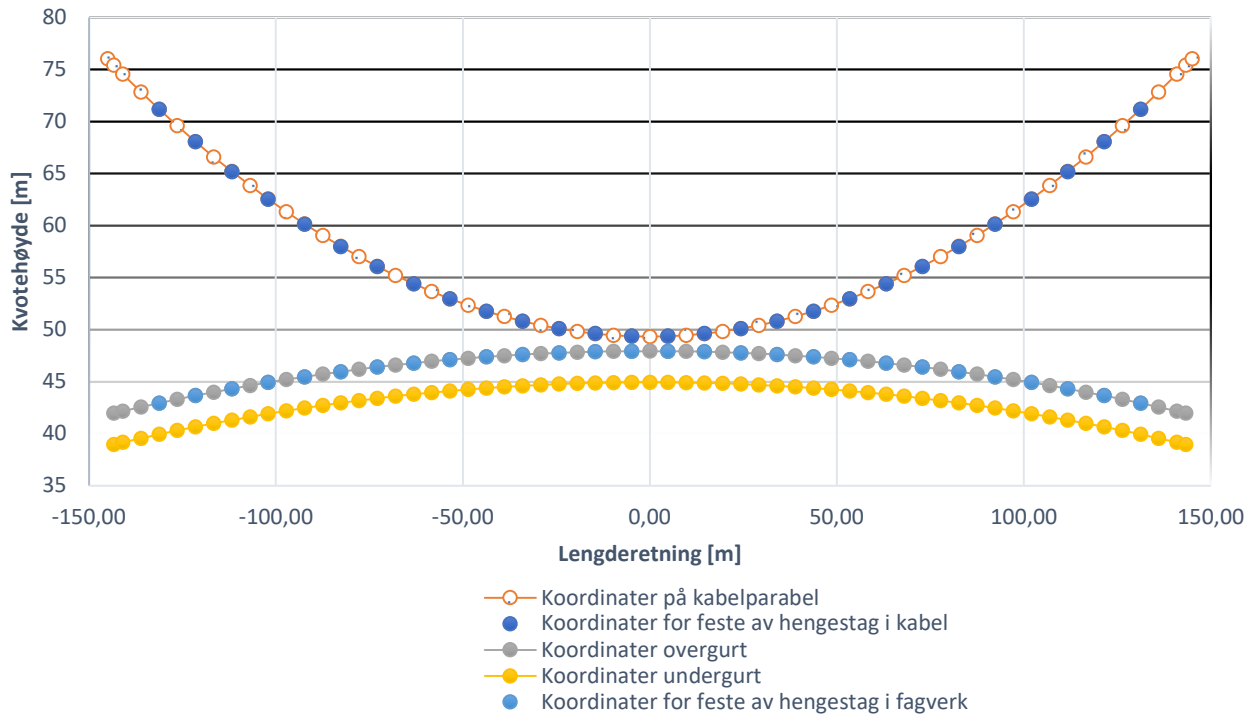
$$z = \frac{4 \cdot f \cdot \left(x + \frac{a}{2}\right)}{a^2} \cdot \left(x - \frac{a}{2}\right) + f + z_{bunn}$$

$$f = 26,67$$

$$a = 290$$

$$z_{bunn} = 49,33$$

Koordinater hovedspenn



Sidespenn

Lengdeakse vestre sidespenn [m]	Lengdeakse østre sidespenn [m]	Hengestag	Kabel		Fagverk		
		Lengde [m]	Høydeakse [m]		Høydeakse [m]		
			Koordinater på kabelparabel	Feste hengestag i kabel	Feste hengestag i overgurt	Kobling langsgående overgurt og tverrbærer	Kobling langsgående undergurt og tverrbærer
-240,00	240,00	-	37,33	-	-	-	-
-238,94	238,94	-	37,63	-	-	35,98	32,98
-236,51	236,51	-	38,34	-	-	36,13	33,13
-231,67	231,67	-	39,80	-	-	36,44	33,44
-226,82	226,82	4,57	41,31	41,31	36,74	36,74	33,74
-221,97	221,97	-	42,87	-	-	37,04	34,04
-217,13	217,13	7,12	44,49	44,46	37,34	37,34	34,34
-212,28	212,28	-	46,17	-	-	37,64	34,64
-207,43	207,43	9,92	47,90	47,86	37,95	37,95	34,95
-202,59	202,59	-	49,69	-	-	38,25	35,25
-197,74	197,74	12,97	51,54	51,52	38,55	38,55	35,55
-192,89	192,89	-	53,46	-	-	38,85	35,85
-188,05	188,05	16,28	55,44	55,44	39,16	39,16	36,16
-183,20	183,20	-	57,48	-	-	39,46	36,46
-178,35	178,35	19,85	59,59	59,61	39,76	39,76	36,76
-173,51	173,51	-	61,76	-	-	40,06	37,06
-168,66	168,66	23,67	64,01	64,04	40,37	40,37	37,37
-163,81	163,81	-	66,32	-	-	40,67	37,67
-158,97	158,97	27,74	68,71	68,71	40,97	40,97	37,97
-154,12	154,12	-	71,17	-	-	41,27	38,27
-149,27	149,27	-	73,70	-	-	41,58	38,58
-146,68	146,68	-	75,09	-	-	41,74	38,74
-145,00	145,00	-	76,00	-	-	-	-

Kabelfunksjon vestre sidespenn

$$y = A + B \cdot (-x) + C \cdot (-x)^2 + D \cdot (-x)^3$$

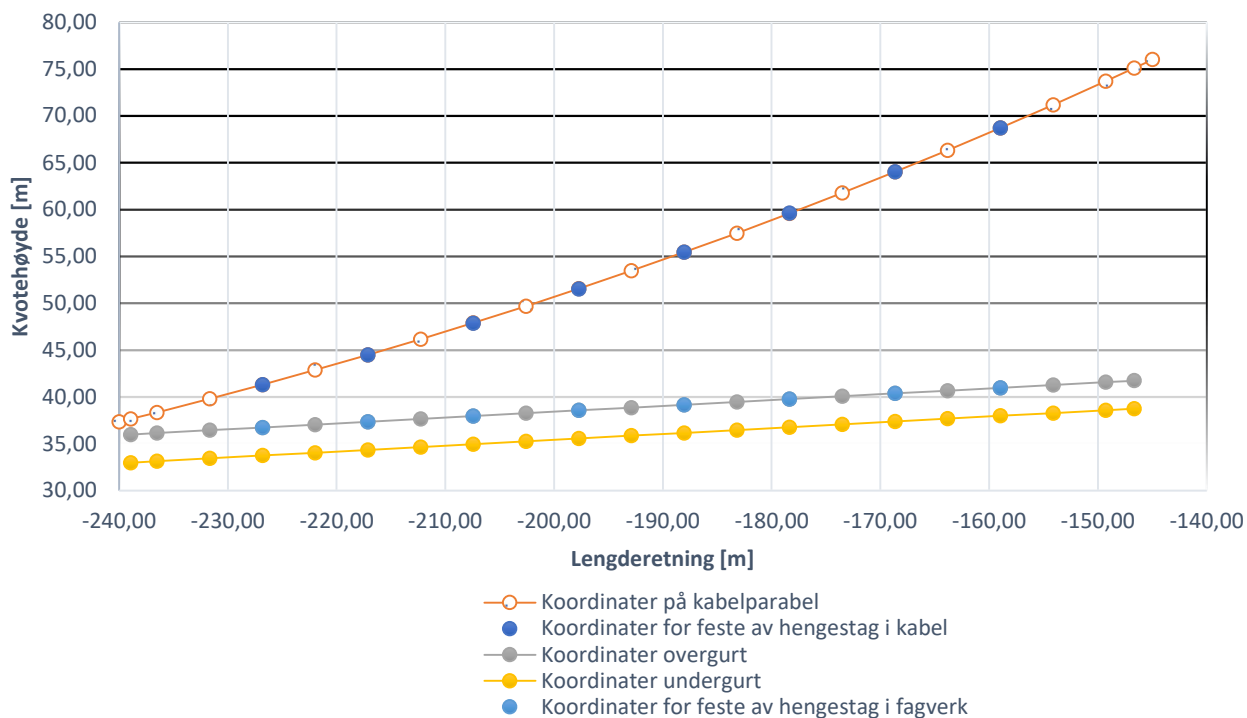
$A = 195,24489$
 $B = -1,1418433$
 $C = 0,00248881$
 $D = -1,97E-06$

Kabelfunksjon østre sidespenn

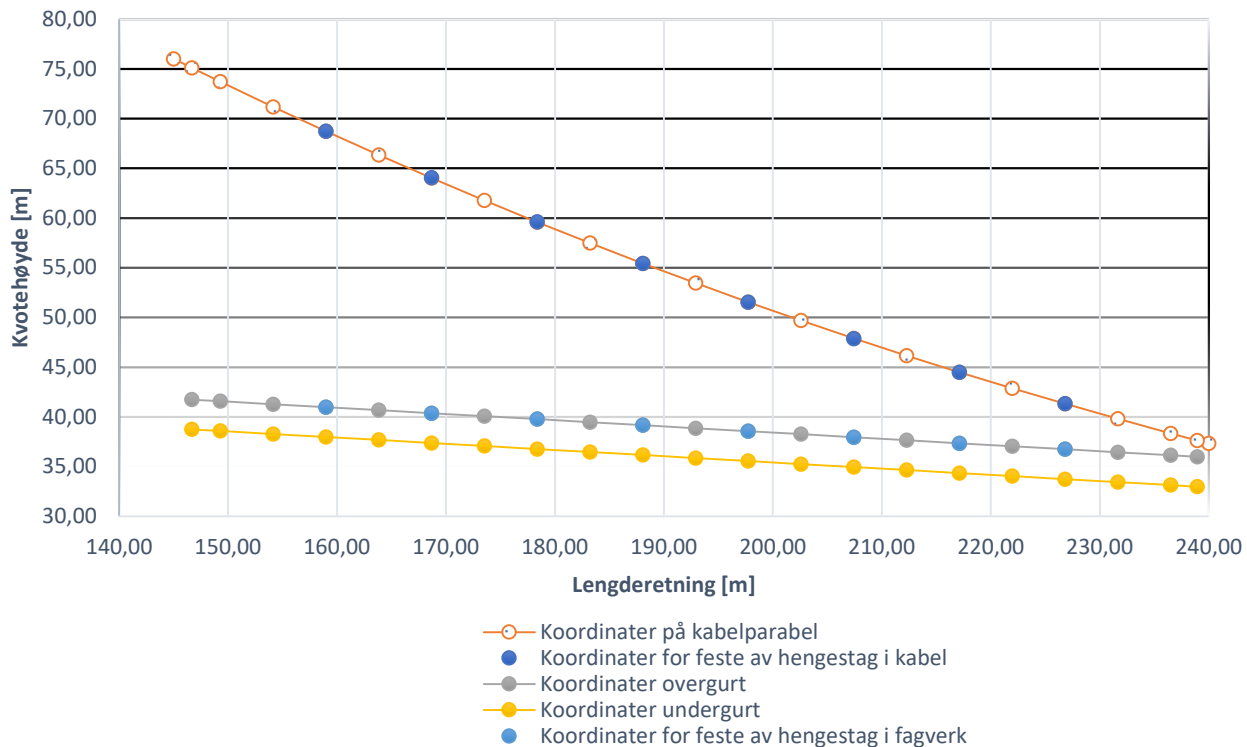
$$y = A + B \cdot x + C \cdot x^2 + D \cdot x^3$$

$A = 195,24489$
 $B = -1,1418433$
 $C = 0,00248881$
 $D = -1,97E-06$

Koordinater vestre sidespenn



Koordinater østre sidespenn



Vedlegg C

ASR-beregninger på tårnsøyle, topprigel og brudekket

- Funksjoner som er benyttet i beregningen
- Beregning av ASR i tårnsøyle mellom høydekote 40-76
- Beregning av ASR i topprigel
- Beregning av ASR i brudekket

Funksjoner

I beregningene er det benyttet flere funksjoner som forklares nedenfor.

$$SM(M) := \left\| \begin{array}{l} S \leftarrow 0 \\ \text{for } x \in M \\ \quad \left\| S \leftarrow S + x \right\| \\ S \end{array} \right\|$$

Funksjon som tar en matrise som input, summerer den som en skalar og returnerer summen av matrisen

$$MM(y, z) := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 \dots \text{length}(y) - 1 \\ \quad \left\| M_i \leftarrow y_i \cdot z_i \right\| \\ M \end{array} \right\|$$

Funksjon som tar to matriser som input og multipliserer sammen indeksene i matrisene, returnerer en matrise med summerte indekser

$$MX(y, z) := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 \dots \text{length}(y) - 1 \\ \quad \left\| M_i \leftarrow y_i \cdot z_i^2 \right\| \\ M \end{array} \right\|$$

Funksjon som tar to matriser som, opphøyer den ene indeksen i annen, og summerer de, returnerer en matrise med summerte indekser.

ASR beregning av tårnsøyle mellom høydekote 40-76 i stadium I

Beregningene viser kalkulasjonen av ASR virkningene på tårnsøylen mellom høydekote 40-76

Betongdata for B 450

$$E_c := 26870 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - betong.

$$\varphi_{ASR} := 2$$

Kryptall i betong grunnet ASR.

$$E_{ASR} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{ASR}} = 8956.667 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - betong ASR.

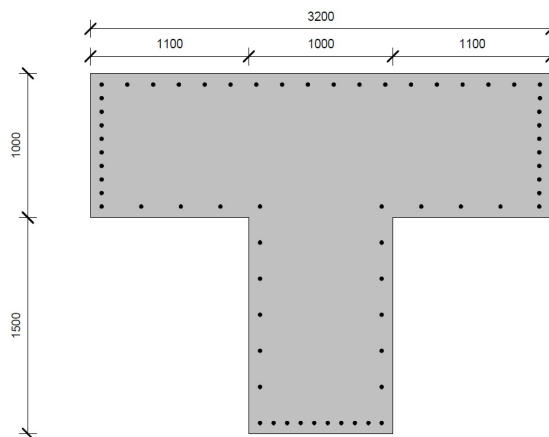
Ståldata for Ks 40 kamstål

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - stål.

$$\eta := \frac{E_s}{E_{ASR}} = 22.33$$

Forholdstall - Stål / betong.



Tversnittsdata

$$h_{steg} := 1500 \text{ mm}$$

$$h_{flens} := 1000 \text{ mm}$$

$$b_{flens} := 3200 \text{ mm}$$

$$b_{steg} := 1000 \text{ mm}$$

$$A_{flens} := h_{flens} \cdot b_{flens} = (3.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_{steg} := h_{steg} \cdot b_{steg} = (1.5 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_{tot} := A_{flens} + A_{steg} = (4.7 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$c_{nom} := 65 \text{ mm}$$

Armering

$$D_{\text{armering}} := 26 \text{ mm}$$

$$A_{\text{armering}} := 530.929 \text{ mm}^2$$

$$a_{\text{lag10}} := 870 \text{ mm}$$

Avstand fra toppen av tverrsnittet til armeringslag 10.

$$c_{\text{flens}} := \frac{(h_{\text{flens}} - 2 \cdot c_{\text{nom}} - D_{\text{armering}})}{9} = 93.778 \text{ mm}$$

Senteravstand til armeringslag i flens

$$c_{\text{steg}} := \frac{h_{\text{steg}}}{6} = 250 \text{ mm}$$

Senteravstand til armeringslag i steg

$$a_f := 500 \text{ mm}$$

Avstand fra senter flens til topp

$$a_s := 1750 \text{ mm}$$

Avstand fra senter steg til topp

Tyngdepunkt og treghetsmoment

$$TP_c := \frac{(a_f \cdot A_{\text{flens}} + a_s \cdot A_{\text{steg}})}{A_{\text{tot}}} = 898.936 \text{ mm}$$

Tyngdepunkt

$$S_c := A_{\text{flens}} \cdot a_f + A_{\text{steg}} \cdot a_s = (4.225 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Hjelpevariabel

$$I_c := \frac{b_{\text{flens}} \cdot h_{\text{flens}}^3}{12} + (A_{\text{flens}} \cdot \text{abs}(a_f - TP_c)^2) + \frac{b_{\text{steg}} \cdot h_{\text{steg}}^3}{12} + (A_{\text{steg}} \cdot \text{abs}(a_s - TP_c)^2)$$

$$I_c = (2.144 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4$$

Treghetsmoment

Armeringslag, armeringsplassering og nøytralakse

a = Avstand fra toppen av tverrsnitt til hvert armeringslag

A = Areal for hvert armeringslag

$S = A_s \cdot a$ for hvert armeringslag

$$\begin{array}{l}
 a := c_{nom} + \\
 \left[\begin{array}{l}
 0 \\
 c_{flens} \\
 2 \cdot c_{flens} \\
 3 \cdot c_{flens} \\
 4 \cdot c_{flens} \\
 5 \cdot c_{flens} \\
 6 \cdot c_{flens} \\
 7 \cdot c_{flens} \\
 8 \cdot c_{flens} \\
 9 \cdot c_{flens} \\
 a_{lag10} + c_{steg} \\
 a_{lag10} + 2 \cdot c_{steg} \\
 a_{lag10} + 3 \cdot c_{steg} \\
 a_{lag10} + 4 \cdot c_{steg} \\
 a_{lag10} + 5 \cdot c_{steg} \\
 a_{lag10} + 6 \cdot c_{steg}
 \end{array} \right]
 \end{array}
 \cdot
 \begin{array}{l}
 A := A_{armering} \cdot \\
 \left[\begin{array}{l}
 18 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 10 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 2 \\
 10
 \end{array} \right]
 \end{array}
 =
 \begin{array}{l}
 Ad := MM(a, A) = \\
 \left[\begin{array}{l}
 6.212 \cdot 10^5 \\
 1.686 \cdot 10^5 \\
 2.682 \cdot 10^5 \\
 3.678 \cdot 10^5 \\
 4.673 \cdot 10^5 \\
 5.669 \cdot 10^5 \\
 6.665 \cdot 10^5 \\
 7.661 \cdot 10^5 \\
 8.657 \cdot 10^5 \\
 4.826 \cdot 10^6 \\
 1.258 \cdot 10^6 \\
 1.524 \cdot 10^6 \\
 1.789 \cdot 10^6 \\
 2.055 \cdot 10^6 \\
 2.32 \cdot 10^6 \\
 1.293 \cdot 10^7
 \end{array} \right]
 \end{array}
 \text{ mm}^3$$

$$Sum_{ad} := SM(Ad) = (3.146 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Sum $A \cdot a$ for alle armeringslag

$$A_{armeringtotalt} := SM(A) = (3.398 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Total armeringsmengde

$$\alpha d := \frac{S_c + \eta \cdot (Sum_{ad})}{A_{tot} + \eta \cdot (A_{armeringtotalt})} = 903 \text{ mm}$$

Nøytralakse

ASR beregning i Stadium I

$$\varepsilon_{fiktiv} := 5.962 \cdot 10^{-4}$$

Fiktiv konstant tøyning

Vektorene nedenfor viser krefter og momenter fra hvert armeringslag i søylesnittet

e = Arm fra armeringslag til N.A

F = Krefter fra alle armeringslag

M_{as} = Momentbidrag fra hvert armeringslag pga ASR

$$e := a - \alpha d$$

$$F := \varepsilon_{fiktiv} \cdot E_s \cdot A$$

$$M_{as} := MM(F, e)$$

$$e = \begin{bmatrix} -0.838 \\ -0.744 \\ -0.65 \\ -0.556 \\ -0.463 \\ -0.369 \\ -0.275 \\ -0.181 \\ -0.087 \\ 0.006 \\ 0.282 \\ 0.532 \\ 0.782 \\ 1.032 \\ 1.282 \\ 1.532 \end{bmatrix} \text{ m} \quad F = \begin{bmatrix} 1.14 \cdot 10^6 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 6.331 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 1.266 \cdot 10^5 \\ 6.331 \cdot 10^5 \end{bmatrix} \text{ N} \quad M_{as} = \begin{bmatrix} -954.564 \\ -94.189 \\ -82.315 \\ -70.441 \\ -58.568 \\ -46.694 \\ -34.82 \\ -22.946 \\ -11.073 \\ 4.006 \\ 35.747 \\ 67.401 \\ 99.055 \\ 130.709 \\ 162.363 \\ 970.086 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{as} := SM(F) = (4.052 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Summering av armeringskrefter

$$M_{ASR} := SM(M_{as}) = 93.759 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt krumningsmoment

$$\kappa := \left(\frac{M_{ASR}}{E_{ASR} \cdot I_c} \right) = (4.883 \cdot 10^{-9}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning

$$\varepsilon_{N.A} := \frac{F_{as}}{E_{ASR} \cdot A_{tot}} = 9.625 \cdot 10^{-5}$$

Konstant tøyning

Kontroll av fiktiv tøyning

$$\varepsilon_{skanning} := 5.00 \cdot 10^{-4}$$

Antatt ASR-ekspansjon på tverrsnitt

$$\varepsilon_{kontroll} := \varepsilon_{N.A} + \varepsilon_{skanning} = 5.962 \cdot 10^{-4}$$

OK!

Laster som implementeres i Robot

Siden Robot direkte kan benytte ASR-laster må disse regnes om til temperaturlaster med å benytte betongens temperaturkoeffisient

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Betongens temperaturkoeffisient

$$\Delta T_\varepsilon := \frac{\varepsilon_{skanning}}{\alpha_T} \text{ } ^\circ\text{C} = 50 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Konstant temperaturendring

$$\Delta T_k := \frac{\kappa \cdot (h_{steg} + h_{flens})}{\alpha_T} \text{ } ^\circ\text{C} = 1.221 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Temperaturgradient

ASR beregning av topprigelen i stadium I

Beregningene nedenfor viser kalkulasjonene av ASR virkningene på topprigelen.

Betongdata for B 450

$$E_c := 26870 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - betong.

$$\varphi_{ASR} := 2$$

Kryptall i betong grunnet ASR.

$$E_{ASR} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{ASR}} = 8956.667 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - betong ASR.

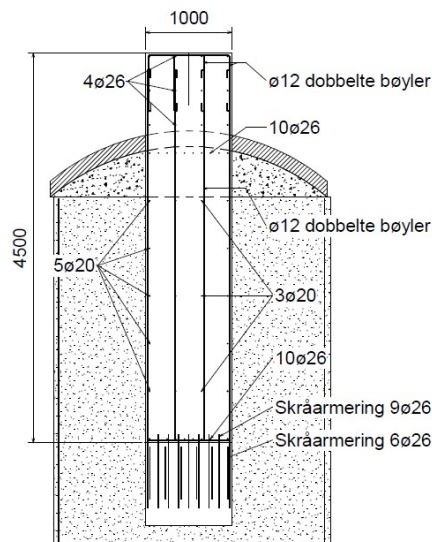
Ståldata for Ks 40 kamstål

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - stål.

$$\eta := \frac{E_s}{E_{ASR}} = 22.33$$

Forholdstall - Stål / betong.



Tverrsnittsdata

$$h := 4500 \text{ mm}$$

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$h_u := 4500 \text{ mm}$$

$$c_{nom} := 55 \text{ mm}$$

$$A_c := h \cdot b = (4.5 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

Armeringdiameter og senteravstand

$$D_{stag,1} := 20 \text{ mm}$$

$$A_{stag,1} := 314.159 \text{ mm}^2$$

$$D_{stag,2} := 26 \text{ mm}$$

$$A_{stag,2} := 530.929 \text{ mm}^2$$

$$D_{b,\phi 12} := 12 \text{ mm}$$

$$A_s := 26.795 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$S_{as,o.sadel} := 358.33 \text{ mm}$$

$$S_{as,b} := 544.17 \text{ mm}$$

Armeringslag, armeringsplassering og nøytralakse

Vektorene nedenfor viser krefter og momenter fra hvert armeringslag i søylesnittet

a = Avstand fra toppen av tverrsnitt til hvert armeringslag

A = Areal for hvert armeringslag

S = $A_s \cdot a$ for hvert armeringslag

Hjelpevariabler for plassering av forskjellige armeringslag i tverrsnittet

$$h_1 := c_{nom} + D_{b,\phi 12} + \frac{D_{stag,2}}{2} = 0.08 \text{ m}$$

$$h_2 := h_1 + S_{as,o.sadel} = 0.438 \text{ m}$$

$$h_4 := h_2 + 2 \cdot S_{as,o.sadel}$$

$$a := \begin{bmatrix} h_1 \\ h_1 + S_{as,o.sadel} \\ h_2 + S_{as,o.sadel} \\ h_2 + 2 \cdot S_{as,o.sadel} \\ h_4 + S_{as,b} \\ h_4 + 2 \cdot S_{as,b} \\ h_4 + 3 \cdot S_{as,b} \\ h_4 + 4 \cdot S_{as,b} \\ h_4 + 5 \cdot S_{as,b} \\ h_4 + 6 \cdot S_{as,b} \end{bmatrix} \quad A := \begin{bmatrix} 4 \cdot A_{stag,2} \\ 4 \cdot A_{stag,2} \\ 4 \cdot A_{stag,2} \\ 10 \cdot A_{stag,2} \\ 4 \cdot A_{stag,1} \\ 2 \cdot A_{stag,1} \\ 4 \cdot A_{stag,1} \\ 2 \cdot A_{stag,1} \\ 4 \cdot A_{stag,1} \\ 19 \cdot A_{stag,2} \end{bmatrix} \quad Ad := MM(A, a) = \begin{bmatrix} 1.699 \cdot 10^5 \\ 9.309 \cdot 10^5 \\ 1.692 \cdot 10^6 \\ 6.132 \cdot 10^6 \\ 2.135 \cdot 10^6 \\ 1.41 \cdot 10^6 \\ 3.503 \cdot 10^6 \\ 2.093 \cdot 10^6 \\ 4.871 \cdot 10^6 \\ 4.459 \cdot 10^7 \end{bmatrix} \text{ mm}^3$$

$$Sum_{ad} := SM(Ad) = (6.752 \cdot 10^7) \text{ mm}^3$$

Sum $A \cdot d$ for alle armeringslag

$$\alpha_d := \frac{A_c \cdot h \cdot 0.5 + \eta \cdot Sum_{ad}}{A_c + A_s \cdot \eta} = (2.282 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Nøytralakse

Treghetsmoment

$$I_c := h^3 \cdot \frac{b}{12} + b \cdot h \cdot \left(\alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (7.598 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4 \quad \text{Treghetsmomentbidrag fra betong}$$

$$I := MX(A, e) \quad \text{Treghetsmomentbidrag fra armering}$$

$$I_{ekv} := I_c + SM(I) = (7.604 \cdot 10^{12}) \text{ mm}^4 \quad \text{Ekvivalent treghetsmoment}$$

ASR beregning i Stadium I

$$\varepsilon_{fiktiv} := 1.153 \cdot 10^{-3} \quad \text{Fiktiv konstant tøyning}$$

Vektorene nedenfor viser krefter og momenter fra hvert armeringslag i søylesnittet

e = Arm fra armeringslag til N.A

F = Krefter fra alle armeringslag

Mas = Momentbidrag fra hvert armeringslag pga ASR

$$e := a - \alpha d \quad F := \varepsilon_{fiktiv} \cdot E_s \cdot A \quad M_{as} := MM(F, e)$$

$$e = \begin{bmatrix} -2.202 \\ -1.843 \\ -1.485 \\ -1.127 \\ -0.583 \\ -0.038 \\ 0.506 \\ 1.05 \\ 1.594 \\ 2.138 \end{bmatrix} \text{ m} \quad F = \begin{bmatrix} 4.897 \cdot 10^5 \\ 4.897 \cdot 10^5 \\ 4.897 \cdot 10^5 \\ 1.224 \cdot 10^6 \\ 2.898 \cdot 10^5 \\ 1.449 \cdot 10^5 \\ 2.898 \cdot 10^5 \\ 1.449 \cdot 10^5 \\ 2.898 \cdot 10^5 \\ 2.326 \cdot 10^6 \end{bmatrix} \text{ N} \quad M_{as} = \begin{bmatrix} -1078.23 \\ -902.746 \\ -727.261 \\ -1379.442 \\ -168.805 \\ -5.558 \\ 146.574 \\ 152.132 \\ 461.954 \\ 4974.19 \end{bmatrix} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{as} := SM(F) = (6.179 \cdot 10^6) \text{ N} \quad \text{Summering av armeringskrefter}$$

$$M_{ASR} := SM(M_{as}) = (1.473 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Totalt krumningsmoment}$$

$$\kappa := \left(\frac{M_{ASR}}{E_{ASR} \cdot I_{ekv}} \right) = (2.163 \cdot 10^{-8}) \frac{1}{\text{mm}} \quad \text{Krumning}$$

$$\varepsilon_{N.A} := \frac{F_{as}}{E_{ASR} \cdot A_c} = 1.533 \cdot 10^{-4} \quad \text{Konstant tøyning}$$

Kontroll av fiktiv tøyning

$$\varepsilon_{skanning} := 1.00 \cdot 10^{-3}$$

Antatt ASR-ekspansjon på tverrsnitt

$$\varepsilon_{kontroll} := \varepsilon_{N.A} + \varepsilon_{skanning} = 1.153 \cdot 10^{-3}$$

OK!

Laster som implementeres i Robot

Siden Robot direkte kan benytte ASR-laster må disse regnes om til temperaturlaster med å benytte betongens temperaturkoeffisient

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Betongens temperaturkoeffisient

$$\Delta T_\varepsilon := \frac{\varepsilon_{skanning}}{\alpha_T} \text{ } ^\circ\text{C} = 100 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Konstant temperaturendring

$$\Delta T_k := \frac{\kappa \cdot h}{\alpha_T} \text{ } ^\circ\text{C} = 9.731 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Temperaturgradient

ASR beregning av brudekket i stadium I og II.

Beregningene nedenfor viser kalkulasjonene av ASR virkningene på brudekket i stadium I og II. Siden brudekket har samme tverrsnitt i hele hengespennets lengderetning er beregningene kun utført i ett snitt. Beregningene i stadium II er kun utført på brudekket i felt med strekk i underkant.

Betongdata for B 350

$$E_c := 24499 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - betong.

$$\varphi_{ASR} := 2$$

Kryptall i betong grunnet ASR.

$$E_{ASR} := \frac{E_c}{1 + \varphi_{ASR}} = 8166.333 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - betong ASR.

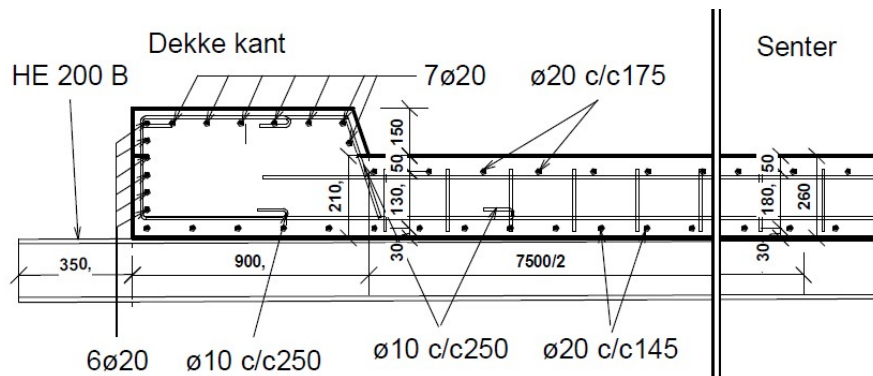
Ståldata for Ks 40 kamstål

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - stål.

$$\eta := \frac{E_s}{E_{ASR}} = 24.491$$

Forholdstall - Stål / betong.



Tverrsnittdata

$$h_{mean} := 235 \text{ mm}$$

Midlere høyde i vegbanen

$$b := 9300 \text{ mm}$$

Total bredde

$$A_c := h_{mean} \cdot b = 2.186 \text{ m}^2$$

$$c_{nom.ok} := 40 \text{ mm}$$

$$d := 205 \text{ mm}$$

$$c_{nom.uk} := 20 \text{ mm}$$

$$d_{ok} := 50 \text{ mm}$$

Armeringslag, armeringsplassering og nøytralakse

$$A_{\text{armering}} := 314.159 \text{ mm}^2$$

$$D_{\text{armering}} := 20 \text{ mm}$$

$$N_{\text{stag.m.ok}} := 53$$

Antall stag overkantsarmering

$$N_{\text{stag.m.uk}} := 64$$

Antall stag underkantsarmering

$$A_{s.ok} := A_{\text{armering}} \cdot N_{\text{stag.m.ok}} = 16650 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal - overkant

$$A_{s.uk} := A_{\text{armering}} \cdot N_{\text{stag.m.uk}} = 20106 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal - underkant

$$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h_{\text{mean}} + \eta \cdot \left(A_{s.uk} \cdot d + A_{s.ok} \cdot \left(c_{\text{nom.ok}} + \frac{D_{\text{armering}}}{2} \right) \right)}{A_c + \eta \cdot (A_{s.uk} + A_{s.ok})} = 123 \text{ mm}$$

$$e_{ok} := \alpha d - \left(c_{\text{nom.ok}} + \frac{D_{\text{armering}}}{2} \right) = 73 \text{ mm}$$

Avstand o.k armering til N,A

$$e_{uk} := d - \alpha d = 82 \text{ mm}$$

Avstand u.k armering til N,A

Treghetsmoment

$$I_c := h_{\text{mean}}^3 \cdot \frac{b}{12} + b \cdot h_{\text{mean}} \cdot \left(\alpha d - \frac{h_{\text{mean}}}{2} \right)^2 = (1.011 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$I_{s.ok} := A_{s.ok} \cdot e_{ok}^2$$

$$I_{s.uk} := A_{s.uk} \cdot e_{uk}^2$$

$$I_s := I_{s.ok} + I_{s.uk} = (2.243 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Treghetsmomentbidrag fra armering

$$I_{ekv} := I_c + I_{s.ok} + I_{s.uk} = (1.034 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Ekvivalent treghetsmoment

ASR beregning i Stadium I

$$\varepsilon_{fiktiv} := 1.7 \cdot 10^{-3}$$

Fiktiv konstant tøyning

Tvangskrefter

$$F_{as.ok} := \varepsilon_{fiktiv} \cdot E_s \cdot A_{s.ok} = 5661.15 \text{ kN}$$

Kraftbidrag fra o.k armering

$$F_{as.uk} := \varepsilon_{fiktiv} \cdot E_s \cdot A_{s.uk} = 6836.1 \text{ kN}$$

Kraftbidrag fra u.k armering

$$F_{as} := F_{as.ok} + F_{as.uk} = 12497.25 \text{ kN}$$

Totalt kraftbidrag

$$M_{as} := -F_{as.ok} \cdot e_{ok} + F_{as.uk} \cdot e_{uk} = 153.01 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Krumningsmoment

Tøyninger og krumning

$$\kappa := \frac{M_{as}}{E_{ASR} \cdot I_{ekv}} = (1.812 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning

$$\varepsilon_{N.A} := \frac{F_{as}}{E_{ASR} \cdot A_c} = 7.002 \cdot 10^{-4}$$

Konstant tøyning

$$\varepsilon_{as.ok} := \varepsilon_{N.A} + \kappa \cdot e_{ok} = 8.317 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning av o.k armering

$$\varepsilon_{as.uk} := \varepsilon_{N.A} - \kappa \cdot e_{uk} = 5.508 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning av u.k armering

Kontroll av fiktiv tøyning

$$\varepsilon_{skanning} := 1.00 \cdot 10^{-3}$$

Antatt ASR-ekspansjon på tverrsnitt

$$\varepsilon_{kontroll} := \varepsilon_{N.A} + \varepsilon_{skanning} = 1.7 \cdot 10^{-3}$$

OK!

Laster som implementeres i Robot

Siden Robot direkte kan benytte ASR-laster må disse regnes om til temperaturlaster med å benytte betongens temperaturkoeffisient

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Betongens temperaturkoeffisient

$$\Delta T_\varepsilon := \frac{\varepsilon_{skanning}}{\alpha_T} \text{ }^\circ\text{C} = 100 \text{ }^\circ\text{C}$$

Konstant temperaturendring

$$\Delta T_k := \frac{\kappa \cdot h_{mean}}{\alpha_T} \text{ }^\circ\text{C} = 42.592 \text{ }^\circ\text{C}$$

Temperaturgradient

ASR beregning i Stadium II

For beregning av ASR i stadium II må det beregnes ny nøytralakse i tverrsnittet.

$$\rho_{uk} := \frac{A_{s.uk}}{b \cdot d} = 0.011$$

Armeringsforhold av strekkarmering

$$\rho_{ok} := \frac{A_{s.ok}}{b \cdot d} = 0.009$$

Armeringsforhold av trykkarmering

$$\mu_{ok} := \frac{(\eta - 1)}{\eta} \cdot \rho_{ok}$$

Faktorer for utregning av trykksonehøyden

$$A := \eta \cdot (\rho_{uk} + \mu_{ok})$$

$$B := \eta \cdot \mu_{ok} \cdot \left(1 - \frac{d_{ok}}{d}\right)$$

$$\alpha_{II} := \sqrt{A^2 + 2 \cdot A - 2 \cdot B} - A = 0.607$$

$$e_{ok.II} := \alpha_{II} \cdot d - d_{ok} = 74 \text{ mm}$$

Avstand o.k armering til N,A

$$e_{uk.II} := d - \alpha_{II} \cdot d = 81 \text{ mm}$$

Avstand u.k armering til N,A

Treghetsmoment

$$I_c := b \cdot \frac{(\alpha_{II} \cdot d)^3}{3}$$

Treghetsmomentbidrag fra betong

$$I_{as.uk} := A_{s.uk} \cdot ((1 - \alpha_{II}) \cdot d)^2$$

$$I_{as.ok} := A_{s.ok} \cdot (\alpha_{II} \cdot d - d_{ok})^2 - A_{s.ok} \cdot \frac{(\alpha_{II} \cdot d - d_{ok})^2}{\eta}$$

$$I_s := I_{as.uk} + I_{as.ok} = (2.191 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$$

Treghetsmomentbidrag fra armering

$$I_{ekv} := I_c + I_{as.uk} + I_{as.ok} = (6.181 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Ekvivalent treghetsmoment

Fiktiv tøyning og tvangskrefter

$$\varepsilon_{fiktiv.II} := 0.0017$$

Fiktiv konstant tøyning

$$F_{as.ok} := \varepsilon_{fiktiv.II} \cdot E_s \cdot A_{s.ok} = 5661.15 \text{ kN}$$

Kraftbidrag fra o.k armering

$$F_{as.uk} := \varepsilon_{fiktiv.II} \cdot E_s \cdot A_{s.uk} = 6836.1 \text{ kN}$$

Kraftbidrag fra u.k armering

$$F_{as} := F_{as.ok} + F_{as.uk} = 12497.25 \text{ kN}$$

Totalt kraftbidrag

$$M_{as} := -F_{as.ok} \cdot e_{ok.II} + F_{as.uk} \cdot e_{uk.II} = 130.355 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Krumningsmoment

Tøyninger og krumning

$$\kappa := \frac{M_{as}}{E_{ASR} \cdot I_{ekv}} = (2.583 \cdot 10^{-6}) \frac{1}{\text{mm}}$$

Krumning

$$\varepsilon_{N.A} := \frac{F_{as}}{E_{ASR} \cdot A_c} = 7.002 \cdot 10^{-4}$$

Konstant tøyning

$$\varepsilon_{as.ok} := \varepsilon_{N.A} + \kappa \cdot e_{ok.II} = 8.923 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning av o.k armering

$$\varepsilon_{as.uk} := \varepsilon_{N.A} - \kappa \cdot e_{uk.II} = 4.919 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning av u.k armering

Kontroll av fiktiv tøyning

$$\varepsilon_{skanning} := 1.00 \cdot 10^{-3}$$

Antatt ASR-ekspansjon på tverrsnitt

$$\varepsilon_{kontroll} := \varepsilon_{N.A} + \varepsilon_{skanning} = 1.7 \cdot 10^{-3}$$

OK!

Laster som implementeres i Robot

Siden Robot direkte kan benytte ASR-laster må disse regnes om til temperaturlaster med å benytte betongens temperaturkoeffisient

$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$$

Betongens temperaturkoeffisient

$$\Delta T_\varepsilon := \frac{\varepsilon_{skanning}}{\alpha_T} \text{ } ^\circ\text{C} = 100 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Konstant temperaturendring

$$\Delta T_k := \frac{\kappa \cdot h_{mean}}{\alpha_T} \text{ } ^\circ\text{C} = 60.693 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Temperaturgradient

Vedlegg D

Beregning av moment-krumningsforhold og M-N diagrammer

- Beregning av moment-krumningsforhold i tårnsøyle mellom høydekote 40-76 for bøyning om x-aksen
- Beregning av M-N diagram i tårnsøyle mellom høydekote 40-76 for bøyning om x-aksen
- Tabell med bøyestivheter beregnet fra moment-krumningsforholdet til alle snitt i tårnsøylen

Moment-krumningsforhold og M-N diagram

Beregningene viser kalkulasjoner av moment-krumningsforhold og M-N-diagram for tårnsøylen mellom høydekote 40-76, med bøyning om x-aksen

Betongdata for B 450

$$E_c := 26870 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - betong

$$\varepsilon_{c2} := 0.002$$

Betongtøyning ved korttidslast

$$\varepsilon_{cu2} := 0.0035$$

Tøyningsgrense ved trykk

$$f_{cd} := 18 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

Ståldata for Ks 40 Kamstål

$$f_{yd} := 304 \frac{N}{mm^2}$$

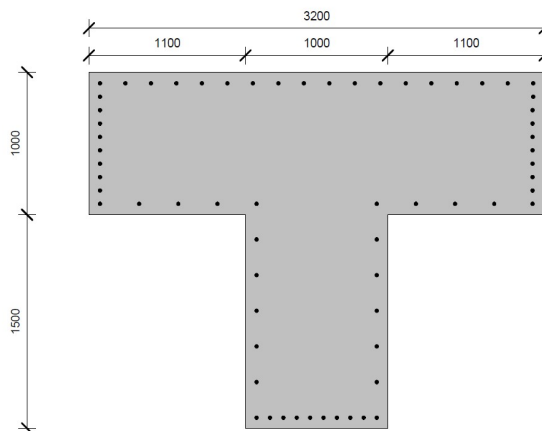
Dimensjonerende stålfasthet

$$E_s := 200000 \frac{N}{mm^2}$$

E-modul - stål

$$\varepsilon_{yd} := \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Flytetøyning - stål



Armering og tverrsnittsdata

$$h_{bunn} := 1500 \text{ mm}$$

$$h_{topp} := 1000 \text{ mm}$$

$$b_{bunn} := 1000 \text{ mm}$$

$$b_{topp} := 3200 \text{ mm}$$

$$A_{topp} := h_{topp} \cdot b_{topp} = (3.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_{bunn} := h_{bunn} \cdot b_{bunn} = (1.5 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_c := A_{topp} + A_{bunn} = (4.7 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$c_{nom} := 65 \text{ mm}$$

$$D_{armering} := 26 \text{ mm}$$

$$A_{armering} := 530 \text{ mm}^2$$

$$d := 2422 \text{ mm}$$

$$TP := 899 \text{ mm}$$

$$x := 50$$

Antall lameller

$$h := h_{topp} + h_{bunn} = (2.5 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

$$A_s := 3.398 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

Totalt areal armering

$$c_{flens} := \frac{(h_{topp} - 2 \cdot c_{nom} - D_{armering})}{9} = 93.778 \text{ mm}$$

Senteravstand til armeringsjern i flens

$$c_{steg} := \frac{(h_{bunn})}{6} = 250 \text{ mm}$$

Senteravstand til armeringsjern i steg

Armeringslag og armeringsplassering

a = avstanden fra hvert armeringsjern til toppen

a_arm = avstanden fra hvert armeringsjern til tyngdepunktet

A = armeringsareal i hvert armeringslag

$$a := \left(c_{nom} + \frac{1}{2} \cdot D_{armering} \right) + \begin{bmatrix} 0 \\ c_{flens} \\ 2 \cdot c_{flens} \\ 3 \cdot c_{flens} \\ 4 \cdot c_{flens} \\ 5 \cdot c_{flens} \\ 6 \cdot c_{flens} \\ 7 \cdot c_{flens} \\ 8 \cdot c_{flens} \\ 9 \cdot c_{flens} \\ (9 \cdot c_{flens}) + c_{steg} \\ (9 \cdot c_{flens}) + 2 \cdot c_{steg} \\ (9 \cdot c_{flens}) + 3 \cdot c_{steg} \\ (9 \cdot c_{flens}) + 4 \cdot c_{steg} \\ (9 \cdot c_{flens}) + 5 \cdot c_{steg} \\ (9 \cdot c_{flens}) + 6 \cdot c_{steg} \end{bmatrix} \quad a_{arm} := TP - a \quad A := A_{armering} \cdot \begin{bmatrix} 18 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 10 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \\ 10 \end{bmatrix}$$

$$a = \begin{bmatrix} 78 \\ 171.778 \\ 265.556 \\ 359.333 \\ 453.111 \\ 546.889 \\ 640.667 \\ 734.444 \\ 828.222 \\ 922 \\ 1.172 \cdot 10^3 \\ 1.422 \cdot 10^3 \\ 1.672 \cdot 10^3 \\ 1.922 \cdot 10^3 \\ 2.172 \cdot 10^3 \\ 2.422 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ mm} \quad a_{arm} = \begin{bmatrix} 821 \\ 727.222 \\ 633.444 \\ 539.667 \\ 445.889 \\ 352.111 \\ 258.333 \\ 164.556 \\ 70.778 \\ -23 \\ -273 \\ -523 \\ -773 \\ -1.023 \cdot 10^3 \\ -1.273 \cdot 10^3 \\ -1.523 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ mm} \quad A = \begin{bmatrix} 9.54 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 5.3 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 1.06 \cdot 10^3 \\ 5.3 \cdot 10^3 \end{bmatrix} \text{ mm}^2$$

Funksjoner

I beregningene er det benyttet flere funksjoner som forklares nedenfor. Funksjonene finner avstanden fra tyngdepunktet fra toppen av tverrsnittet til tyngdepunktet av hver betong-lamell, for den øvre delen av tverrsnittet. Returnerer en vektor med alle avstandene.

- x er antall lameller
- h.topp er høyden på flensen av tverrsnittet.
- h.bunn er høyden på steget av tverrsnittet.

Nedenfor referer benevning topp til flensen og bunn til steget

$$TP_{lamell_topp}(x, h_{topp}) := \begin{cases} HL_{topp} \leftarrow \frac{h_{topp}}{x} \\ \text{for } i \in 0 \dots x-1 \\ H_i \leftarrow \frac{HL_{topp}}{2} + i \cdot HL_{topp} \\ H \end{cases}$$

$$TP_{lamell_bunn}(x, h_{bunn}, h_{topp}) := \begin{cases} HL_{bunn} \leftarrow \frac{h_{bunn}}{x} \\ \text{for } i \in 0 \dots x-1 \\ H_i \leftarrow \frac{HL_{bunn}}{2} + HL_{bunn} \cdot i + h_{topp} \\ H \end{cases}$$

Funksjonen finner spenningen som virker i hver betong-lamell, og ganger dette med lamellens areal for å finne kraften. Den sjekker først om spenningen er konstant, hvis ikke bestemmes den etter betongens ikke-lineære spenning-tøynings forhold. Den tar inn en tøyningsvektor som input og gir en kraftvektor som output.

- ε er tøyningsvektoren for lamellene.

$$\begin{array}{l}
 \text{Kraft}(\varepsilon, A) := \begin{array}{l}
 \text{for } i \in 0..x-1 \\
 \quad \text{if } \varepsilon_i \leq 0 \\
 \quad \quad \quad F_i \leftarrow 0 \cdot N \\
 \quad \text{else} \\
 \quad \quad \text{if } \varepsilon_i \geq \varepsilon_{c2} \\
 \quad \quad \quad F_i \leftarrow f_{cd} \cdot \frac{A}{x} \\
 \quad \quad \text{else} \\
 \quad \quad \quad F_i \leftarrow f_{cd} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_i}{\varepsilon_{c2}} \right)^2 \right) \cdot \frac{A}{x}
 \end{array} \\
 F
 \end{array}$$

Funksjonen tar en vektor som input og gir summen av denne vektoren som output.

- M er vektoren som summeres.

$$\begin{array}{l}
 SM(M) := \begin{array}{l}
 S \leftarrow 0 \\
 \text{for } x \in M \\
 \quad S \leftarrow S + x \\
 S
 \end{array}
 \end{array}$$

Funksjonen tar to vektorer som input, og ganger hver rad i vektoren med hverandre. Returnerer en vektor hvor denne operasjonen er gjort

- V og H er vektorer som ganges sammen

$$\begin{array}{l}
 MM(V, H) := \begin{array}{l}
 \text{for } i \in 0..length(V)-1 \\
 \quad M_i \leftarrow V_i \cdot H_i \\
 M
 \end{array}
 \end{array}$$

Funksjonen ganger sammen armeringskraften med armeringsarmen til tyngdepunktet og finner det totale momentet

- F er armeringskraften i hvert armeringslag
- a er armen fra hvert armeringslag til tyngdepunktet

$$Moment(F, a) := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 \dots \text{length}(a) - 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} M_i \leftarrow (F_i \cdot a_i) \end{array} \right\| \\ \quad \left\| M \right\| \end{array}$$

Funksjonen finner spenningen som virker i hvert armeringslag, dersom armeringsjernet befinner seg under nøytralaksen, gjøres denne om til negativ, siden moment mot klokka er definert som positivt. Setter spenningen til flyt dersom tøyningen er for stor. Gir en vektor med alle spenningene i jernene som output.

$$\sigma_{armering1}(a, \alpha d, \varepsilon_{yd}) := \begin{array}{l} \text{for } i \in 0 \dots \text{length}(a) - 1 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} y \leftarrow \left(\frac{\varepsilon_{cu2} \cdot (\alpha d - a_i)}{\alpha d} \right) \cdot E_s \\ c \leftarrow \left(\frac{\varepsilon_{yd} \cdot (a_i - \alpha d)}{(h - c_{nom} - \alpha d)} \right) \cdot E_s \\ \text{if } a_i \leq \alpha d \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{yd} \leq y \\ \quad \left\| \sigma_i \leftarrow f_{yd} \right\| \\ \quad \text{else} \\ \quad \left\| \sigma_i \leftarrow y \right\| \end{array} \right\| \\ \quad \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } f_{yd} \leq c \\ \quad \left\| \sigma_i \leftarrow -f_{yd} \right\| \\ \quad \text{else} \\ \quad \left\| \sigma_i \leftarrow -c \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| \\ \quad \left\| \sigma \right\| \end{array}$$

$$\sigma_{\text{armering2}}(a, \alpha d, \Delta, \varepsilon_b) :=$$

```

for  $i \in 0 \dots \text{length}(a) - 1$ 
   $y \leftarrow \left( \varepsilon_b + \frac{\Delta \cdot (\alpha d - a_i)}{\alpha d} \right) \cdot E_s$ 
   $c \leftarrow \left( \varepsilon_b + \frac{\Delta \cdot (a_i - \alpha d)}{(h - c_{\text{nom}} - \alpha d)} \right) \cdot E_s$ 
  if  $a_i \leq \alpha d$ 
    if  $f_{yd} \leq y$ 
       $\sigma_i \leftarrow f_{yd}$ 
    else
       $\sigma_i \leftarrow y$ 
  else
    if  $f_{yd} \leq c$ 
       $\sigma_i \leftarrow -f_{yd}$ 
    else
       $\sigma_i \leftarrow -c$ 

```

$$\sigma$$

$$\sigma_{\text{armering3}}(a, \alpha d, \varepsilon_t, \varepsilon_b) :=$$

```

for  $i \in 0 \dots \text{length}(a) - 1$ 
   $y \leftarrow \frac{\varepsilon_t \cdot (\alpha d - a_i)}{\alpha d} \cdot E_s$ 
   $c \leftarrow \frac{-\varepsilon_b \cdot (a_i - \alpha d)}{(h - c_{\text{nom}} - \alpha d)} \cdot E_s$ 
  if  $a_i \leq \alpha d$ 
    if  $f_{yd} \leq y$ 
       $\sigma_i \leftarrow f_{yd}$ 
    else
       $\sigma_i \leftarrow y$ 
  else
    if  $f_{yd} \leq c$ 
       $\sigma_i \leftarrow -f_{yd}$ 
    else
       $\sigma_i \leftarrow -c$ 

```

$$\sigma$$

Funksjonen finner tøyningen i et vilkårlig punkt i tverrsnittet

$$Tøyning(TP, \Delta, \varepsilon_{nede}, \alpha d) := \varepsilon_{nede} + \frac{\Delta \cdot (\alpha d - TP)}{\alpha d}$$

Moment-krumningsforhold

Nedenfor vises beregning av moment-krumningsforholdet for å finne den nye bøyestivheten som er benyttet i Robot.

$$N_{brudd} := 37892 \text{ kN}$$

Bruddkraft - fra M/N dia

$$M_{brudd} := 26383.75 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Bruddmoment - fra M/N dia

$$A1 := 4 \cdot A_c^2 \cdot f_{cd}^2$$

Hjelpevariabeler for beregning av utgangstøyning

$$B1 := 4 \cdot A_c \cdot A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{c2} \cdot f_{cd}$$

$$C1 := 4 \cdot N_{brudd} \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

$$D1 := A_s^2 \cdot E_s^2 \cdot \varepsilon_{c2}^2$$

$$E1 := \sqrt{A1 + B1 - C1 + D1}$$

$$\varepsilon := \frac{\varepsilon_{c2} \cdot (2 \cdot A_c \cdot f_{cd} - E1 + A_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{c2})}{2 \cdot A_c \cdot f_{cd}} = 0.00046453$$

Utgangstøyning

$$\Delta_{nede} := 0.5 \cdot 10^{-5}$$

Steg pr iterasjon oppe og nede

$$\Delta_{oppe} := \frac{1}{10} \cdot \Delta_{nede} = 5 \cdot 10^{-7}$$

$$TP_{topp} := TP_{lamell_topp}(x, h_{topp})$$

$$TP_{bunn} := TP_{lamell_bunn}(x, h_{bunn}, h_{topp})$$

$$a_{topp} := TP - TP_{topp}$$

Avstand til senter av tyngepunktet i hver lamell til tverrsnittets tyngdepunkt

$$a_{bunn} := TP - TP_{bunn}$$

På de neste to sidene vises hovedfunksjonen, som gir ut den nye bøyestivheten, etter at det er tatt hensyn til søylens bruddmomenter på grunn av 2. ordens effekter. Den nye bøyestivheten vises nedenfor i gul boks.


```

Iterasjon :=  $j \leftarrow 0$ 
 $\varepsilon_{bunn1} \leftarrow \varepsilon - \Delta_{nede}$ 
 $\varepsilon_{topp1} \leftarrow \varepsilon$ 
 $M_2 \leftarrow 0$ 
while  $M_2 < M_{brudd}$ 
   $N_2 \leftarrow 0$ 
  while  $N_2 < N_{brudd}$ 
    if  $\varepsilon_{bunn1} \geq 0$ 
       $\Delta \leftarrow \text{abs}(\varepsilon_{topp1}) - \text{abs}(\varepsilon_{bunn1})$ 
       $\varepsilon_{topp} \leftarrow T\text{\o}yning(TP_{topp}, \Delta, \varepsilon_{bunn1}, h)$ 
       $\varepsilon_{bunn} \leftarrow T\text{\o}yning(TP_{bunn}, \Delta, \varepsilon_{bunn1}, h)$ 
       $F_{topp} \leftarrow Kraft(\varepsilon_{topp}, A_{topp})$ 
       $F_{bunn} \leftarrow Kraft(\varepsilon_{bunn}, A_{bunn})$ 
       $M_{topp} \leftarrow Moment(F_{topp}, a_{topp})$ 
       $M_{bunn} \leftarrow Moment(F_{bunn}, a_{bunn})$ 
       $F_{armering} \leftarrow MM(A, \sigma_{armering2}(a, h, \Delta, \varepsilon_{bunn1}))$ 
       $M_{as} \leftarrow Moment(F_{armering}, a_{arm})$ 
       $N_2 \leftarrow SM(F_{bunn}) + SM(F_{topp}) + SM(F_{armering})$ 
       $M_2 \leftarrow SM(M_{topp}) + SM(M_{bunn}) + SM(M_{as})$ 
       $\varepsilon_{topp1} \leftarrow \varepsilon_{topp1} + \Delta_{oppe}$ 
    else
       $\alpha d \leftarrow \frac{\text{abs}(\varepsilon_{topp1})}{\text{abs}(\varepsilon_{topp1}) + \text{abs}(\varepsilon_{bunn1})} \cdot d$ 
      if  $\alpha d \leq 1000 \text{ mm}$ 
         $A_{bunn} \leftarrow 0$ 
         $h_{topp} \leftarrow \alpha d$ 
         $A_{topp} \leftarrow h_{topp} \cdot 3200 \text{ mm}$ 
      else
         $h_{bunn} \leftarrow \alpha d - 1000 \text{ mm}$ 
         $h_{topp} \leftarrow 1000 \text{ mm}$ 
         $A_{topp} \leftarrow h_{topp} \cdot 3200 \text{ mm}$ 
         $A_{bunn} \leftarrow h_{bunn} \cdot 1000 \text{ mm}$ 
       $TP_{topp} \leftarrow TP_{lamell\_topp}(x, h_{topp})$ 
       $TP_{bunn} \leftarrow TP_{lamell\_bunn}(x, h_{bunn}, h_{topp})$ 
       $a_{topp} \leftarrow TP - TP_{topp}$ 
       $a_{bunn} \leftarrow TP - TP_{bunn}$ 
       $\varepsilon_{topp} \leftarrow T\text{\o}yning(TP_{topp}, \varepsilon_{topp1}, 0, \alpha d)$ 
       $\varepsilon_{bunn} \leftarrow T\text{\o}yning(TP_{bunn}, \varepsilon_{topp1}, 0, \alpha d)$ 
       $F_{topp} \leftarrow Kraft(\varepsilon_{topp}, A_{topp})$ 
       $F_{bunn} \leftarrow Kraft(\varepsilon_{bunn}, A_{bunn})$ 
       $M_{topp} \leftarrow Moment(F_{topp}, a_{topp})$ 

```

$$\begin{aligned}
& M_{bunn} \leftarrow \text{Moment}(F_{bunn}, a_{bunn}) \\
& F_{armering} \leftarrow \text{MM}(A, \sigma_{armering3}(a, \alpha d, \varepsilon_{topp1}, \varepsilon_{bunn1})) \\
& M_{as} \leftarrow \text{Moment}(F_{armering}, a_{arm}) \\
& N_2 \leftarrow SM(F_{bunn}) + SM(F_{topp}) + SM(F_{armering}) \\
& M_2 \leftarrow SM(M_{topp}) + SM(M_{bunn}) + SM(M_{as}) \\
& \varepsilon_{topp1} \leftarrow \varepsilon_{topp1} + \Delta_{oppe} \\
& M_{v_j} \leftarrow M_2 \\
& \kappa_{v_j} \leftarrow \frac{\text{abs}(\varepsilon_{bunn1} - \varepsilon_{topp1})}{h} \\
& \varepsilon_{bunn1} \leftarrow \varepsilon_{bunn1} - \Delta_{nede} \\
& j \leftarrow j + 1 \\
& M_v \\
& j \leftarrow j - 1 \\
& \quad M_{v_j} \\
& EI \leftarrow \frac{M_{v_j}}{\kappa_{v_j}}
\end{aligned}$$

$$\text{Iterasjon} = (1.324 \cdot 10^{16}) \mathbf{N \cdot mm^2}$$

MN-diagram

Nedenfor vises beregningene av de forskjellige tøyningstilstandene som benyttes for etablering av M-N diagrammet til tårnsøylen

Tøyningstilstand 1

$$TP_{topp} := TP_{lamell_topp}(x, h_{topp})$$

Avstanden fra TP i hver lamell til toppen av tverrsnittet

$$TP_{bunn} := TP_{lamell_bunn}(x, h_{bunn}, h_{topp})$$

$$a_{topp} := TP - TP_{topp}$$

Avstanden fra TP i tverrsnittet til TP i hver lamell

$$a_{bunn} := TP - TP_{bunn}$$

$$F_{topp} := f_{cd} \cdot \frac{A_{topp}}{x}$$

Aksialkraften fra hver lamell

$$F_{bunn} := f_{cd} \cdot \frac{A_{bunn}}{x}$$

$$M_{topp} := F_{topp} \cdot a_{topp}$$

Momentbidraget fra hver lamell

$$M_{bunn} := F_{bunn} \cdot a_{bunn}$$

$$F_{armering} := A \cdot f_{yd}$$

Aksialkraften fra hvert armeringslag

$$M_{armering} := Moment(F_{armering}, a_{arm})$$

Momentbidraget fra hvert armeringslag

Bruddtilstand

$$N_1 := SM(F_{armering}) + x \cdot F_{bunn} + x \cdot F_{topp}$$

$$N_1 = 94911.68 \text{ kN}$$

$$M_1 := SM(M_{armering}) + SM(M_{topp}) + SM(M_{bunn})$$

$$M_1 = -321.351 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningstilstand 2

$$TP_{topp} := TP_{lamell_topp}(x, h_{topp})$$

Avstanden fra TP i hver lamell til toppen av tverrsnittet

$$TP_{bunn} := TP_{lamell_bunn}(x, h_{bunn}, h_{topp})$$

$$a_{topp} := TP - TP_{topp}$$

Avstanden fra TP i tverrsnittet til TP i hver lamell

$$a_{bunn} := TP - TP_{bunn}$$

$$\varepsilon_t := Tøyning(TP_{topp}, \varepsilon_{cu2}, 0, h)$$

Tøyningen i hver lamell

$$\varepsilon_b := Tøyning(TP_{bunn}, \varepsilon_{cu2}, 0, h)$$

$$F_{topp} := Kraft(\varepsilon_t, A_{topp})$$

Aksialkraften fra hver lamell

$$F_{bunn} := Kraft(\varepsilon_b, A_{bunn})$$

$$M_{topp} := Moment(F_{topp}, a_{topp})$$

Momentbidraget fra hver lamell

$$M_{bunn} := Moment(F_{bunn}, a_{bunn})$$

$$F_{armering} := MM(A, \sigma_{armering1}(a, h, \varepsilon_{yd}))$$

Aksialkraften fra hvert armeringslag

$$M_{moment} := Moment(F_{armering}, a_{arm})$$

Momentbidraget fra hvert armeringslag

Bruddtilstand

$$N_2 := SM(F_{armering}) + SM(F_{bunn}) + SM(F_{topp})$$

$$N_2 = 84391.393 \text{ kN}$$

$$M_2 := SM(M_{moment}) + SM(M_{topp}) + SM(M_{bunn})$$

$$M_2 = 13116.424 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningstilstand 3

$$\alpha d := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd}} \cdot d = (1.689 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Beregning av ny N.A

$$h_{bunn} := \alpha d - h_{topp} = 688.645 \text{ mm}$$

Beregning av trykksoneareal

$$A_{topp} := h_{topp} \cdot b_{topp} = (3.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_{bunn} := h_{bunn} \cdot b_{bunn} = (6.886 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$a_{arm} := TP - a$$

$$TP_{topp} := TP_{lamell_topp}(x, h_{topp})$$

Avstanden fra TP i hver lamell til toppen av tverrsnittet

$$TP_{bunn} := TP_{lamell_bunn}(x, h_{bunn}, h_{topp})$$

$$a_{topp} := TP - TP_{topp}$$

Avstanden fra TP i tverrsnittet til TP i hver lamell

$$a_{bunn} := TP - TP_{bunn}$$

$$\varepsilon_t := Tøyning(TP_{topp}, \varepsilon_{cu2}, 0, \alpha d)$$

Tøyningen i hver lamell

$$\varepsilon_b := Tøyning(TP_{bunn}, \varepsilon_{cu2}, 0, \alpha d)$$

$$F_{topp} := Kraft(\varepsilon_t, A_{topp})$$

Aksialkraften fra hver lamell

$$F_{bunn} := Kraft(\varepsilon_b, A_{bunn})$$

$$M_{topp} := Moment(F_{topp}, a_{topp})$$

Momentbidraget fra hver lamell

$$M_{bunn} := Moment(F_{bunn}, a_{bunn})$$

$$F_{armering} := MM(A, \sigma_{armering1}(a, \alpha d, \varepsilon_{yd}))$$

Aksialkraften fra hvert armeringslag

$$M_{moment} := Moment(F_{armering}, a_{arm})$$

Momentbidraget fra hvert armeringslag

Bruddtilstand

$$N_3 := SM(F_{armering}) + SM(F_{bunn}) + SM(F_{topp})$$

$$N_3 = 69455.949 \text{ kN}$$

$$M_3 := SM(M_{moment}) + SM(M_{topp}) + SM(M_{bunn})$$

$$M_3 = 26670.009 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningstilstand 4

$$\alpha d := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + 2 \cdot \varepsilon_{yd}} \cdot d = (1.296 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Beregning av ny N.A

$$h_{bunn} := \alpha d - h_{topp}$$

Beregning av trykksoneareal

$$A_{topp} := h_{topp} \cdot b_{topp} = (3.2 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_{bunn} := h_{bunn} \cdot b_{bunn} = (2.962 \cdot 10^5) \text{ mm}^2$$

$$a_{arm} := TP - a$$

$$TP_{topp} := TP_{lamell_topp}(x, h_{topp})$$

Avstanden fra TP i hver lamell til toppen av tverrsnittet

$$TP_{bunn} := TP_{lamell_bunn}(x, h_{bunn}, h_{topp})$$

$$a_{topp} := TP - TP_{topp}$$

Avstanden fra TP i tverrsnittet til TP i hver lamell

$$a_{bunn} := TP - TP_{bunn}$$

$$\varepsilon_t := Tøyning(TP_{topp}, \varepsilon_{cu2}, 0, \alpha d)$$

Tøyningen i hver lamell

$$\varepsilon_b := Tøyning(TP_{bunn}, \varepsilon_{cu2}, 0, \alpha d)$$

$$F_{topp} := Kraft(\varepsilon_t, A_{topp})$$

Aksialkraften fra hver lamell

$$F_{bunn} := Kraft(\varepsilon_b, A_{bunn})$$

$$M_{topp} := Moment(F_{topp}, a_{topp})$$

Momentbidraget fra hver lamell

$$M_{bunn} := Moment(F_{bunn}, a_{bunn})$$

$$F_{armering} := MM(A, \sigma_{armering1}(a, \alpha d, \varepsilon_{yd} \cdot 2))$$

Aksialkraften fra hvert armeringslag

$$M_{moment} := Moment(F_{armering}, a_{arm})$$

Momentbidraget fra hvert armeringslag

Bruddtilstand

$$N_4 := SM(F_{armering}) + SM(F_{bunn}) + SM(F_{topp})$$

$$N_4 = 60401.17 \text{ kN}$$

$$M_4 := SM(M_{moment}) + SM(M_{topp}) + SM(M_{bunn})$$

$$M_4 = 29331.686 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tøyningstilstand 5

$$\alpha d := \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd} \cdot 7} \cdot d = 599.505 \text{ mm}$$

Beregning av ny N.A

$$h_{topp} := \alpha d$$

Beregning av trykksoneareal

$$h_{bunn} := \alpha d - h_{topp} = 0 \text{ mm}$$

$$A_{topp} := h_{topp} \cdot b_{topp} = (1.918 \cdot 10^6) \text{ mm}^2$$

$$A_{bunn} := h_{bunn} \cdot b_{bunn} = 0 \text{ mm}^2$$

$$a_{arm} := TP - a$$

$$TP_{topp} := TP_{lamell_topp}(x, h_{topp})$$

Avstanden fra TP i hver lamell til toppen av tverrsnittet

$$TP_{bunn} := TP_{lamell_bunn}(x, h_{bunn}, h_{topp})$$

$$a_{topp} := TP - TP_{topp}$$

Avstanden fra TP i tverrsnittet til TP i hver lamell

$$a_{bunn} := TP - TP_{bunn}$$

$$\varepsilon_t := Tøyning(TP_{topp}, \varepsilon_{cu2}, 0, \alpha d)$$

Tøyningen i hver lamell

$$\varepsilon_b := Tøyning(TP_{bunn}, \varepsilon_{cu2}, 0, \alpha d)$$

$$F_{topp} := Kraft(\varepsilon_t, A_{topp})$$

Aksialkraften fra hver lamell

$$F_{bunn} := Kraft(\varepsilon_b, A_{bunn})$$

$$M_{topp} := Moment(F_{topp}, a_{topp})$$

Momentbidraget fra hver lamell

$$M_{bunn} := Moment(F_{bunn}, a_{bunn})$$

$$F_{armering} := MM(A, \sigma_{armering1}(a, \alpha d, \varepsilon_{yd} \cdot 7))$$

Aksialkraften fra hvert armeringslag

$$M_{moment} := Moment(F_{armering}, a_{arm})$$

Momentbidraget fra hvert armeringslag

Bruddtilstand

$$N_5 := SM(F_{armering}) + SM(F_{bunn}) + SM(F_{topp})$$

$$N_5 = 26713.2011 \text{ kN}$$

$$M_5 := SM(M_{moment}) + SM(M_{topp}) + SM(M_{bunn})$$

$$M_5 = 24919.706 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Oversikt over beregnede bøyestivheter i tårnsøylen .

Bøyestivhet om x akse

Høydekote [m]	Bruddtilstand		Bøyestivhet ved brudd [Nmm ²]	Redusert bøyestivhet etter ASR [Nmm ²]
	Aksialtrykk [kN]	Bruddmoment [kNm]		
40-76	37892	26384	1,324·10 ¹⁶	1,157·10 ¹⁶
35-40	39753	27005	1,384·10 ¹⁶	1,209·10 ¹⁶
30-35	42964	27897	1,486·10 ¹⁶	1,298·10 ¹⁶
25-30	44837	28520	1,542·10 ¹⁶	1,347·10 ¹⁶
21-25	45342	29061	1,592·10 ¹⁶	1,391·10 ¹⁶
3	49573	31748	1,651·10 ¹⁶	1,443·10 ¹⁶

Bøyestivhet om y akse

Høydekote [m]	Bruddtilstand		Bøyestivhet ved brudd [Nmm ²]	Redusert bøyestivhet etter ASR [Nmm ²]
	Aksialtrykk [kN]	Bruddmoment [kNm]		
40-76	37892	32732	2,088·10 ¹⁶	1,824·10 ¹⁶
35-40	39753	34430	2,310·10 ¹⁶	2,018·10 ¹⁶
30-35	42964	37285	2,473·10 ¹⁶	2,161·10 ¹⁶
25-30	44837	38614	2,696·10 ¹⁶	2,356·10 ¹⁶
21-25	45342	41181	2,869·10 ¹⁶	2,507·10 ¹⁶
3	49573	75222	1,294·10 ¹⁷	1,131·10 ¹⁷

Reduserte E-moduler grunnet ASR

$$\frac{E}{E_{ref}} = 1 - \frac{\varepsilon^{ASR}}{\varepsilon^{ASR} + \beta}$$

- E = E-modul i betong med ASR
 E_{ref} = Referanse E-modul
 ε^{ASR} = Tøyning i betong grunnet ASR
 β = Regresjonskoeffisient lik 0,00346

Betongkvalitet	$E_{c,d}$	ASR-ekspansjon	Reduksjon	$E_{ASR,c,d}$
B 450	19193	0,5 ‰	12,6 %	16770
	19193	1,0 ‰	22,4 %	14890
B 350	17500	1,0 ‰	22,4 %	13576

Vedlegg E

Kapasitetsberegninger

- Moment og skjærkapasitet i brudekket
- Skjærkapasitet i søylesnitt i høydekote 42
- Beregningsmetode for trykkfeltteori i rigler
- Resultater fra trykkfeltteori

Momentkapasitet i brudekket for platestripe i snitt 1 og 2

Betongdata for B 350

$$f_{cn} := 19.6 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd} := 14 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varepsilon_{cu} := 0.0035$$

$$f_{tk} := 2.29 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{tn} := 1.55 \frac{N}{mm^2}$$

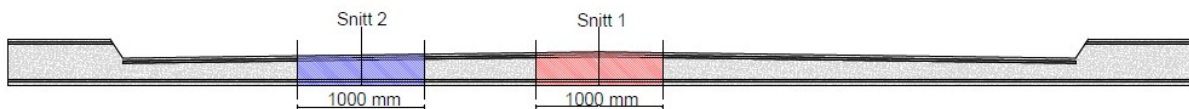
$$f_{td} := 1.11 \frac{N}{mm^2}$$

Ståldata for Ks 40 kamstål

$$f_{yk} := 400 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd} := 320 \frac{N}{mm^2}$$

$$\varepsilon_{yd} := 0.0016$$



Tverrsnittdata

$$h_1 := 260 \text{ mm}$$

Høyde i dekke snitt 1

$$h_2 := 235 \text{ mm}$$

Høyde i dekke snitt 2

$$b := 1000 \text{ mm}$$

Bredde platestripe

$$A_c := h_1 \cdot b = 260000 \text{ mm}^2$$

Areal betong snitt 1

$$A_c := h_2 \cdot b = 235000 \text{ mm}^2$$

Areal betong snitt 2

Effektiv betongtykkelse ved positivt moment (strekk på undersiden) i snitt 1 og 2

$$d_{1.u.k} := 230 \text{ mm}$$

$$d_{2.u.k} := 205 \text{ mm}$$

Effektiv betongtykkelse ved negativt moment (strekk på oversiden) i snitt 1 og 2

$$d_{1.o.k} := 210 \text{ mm}$$

$$d_{2.o.k} := 185 \text{ mm}$$

Armering per meter platestripe

$$D_{stag} := 20 \text{ mm}$$

$$A_{stag} := \pi \cdot \frac{D_{stag}^2}{4} = 314.159 \text{ mm}^2$$

Areal for ett armeringstverrsnitt

$$S_{o.k} := 175 \text{ mm} \quad S_{u.k} := 145 \text{ mm}$$

Senteravstand for o.k og u.k armering

$$A_{s.ok} := A_{stag} \cdot \frac{b}{S_{o.k}} = 1795 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal - overkant

$$A_{s.uk} := A_{stag} \cdot \frac{b}{S_{u.k}} = 2167 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal - underkant

Balansert armeringstverrsnitt

$$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{yd}} = 0.686$$

Sjekker for snitt 2 som har lavest kapasitet.

$$A_{s,b,u.k} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d_{2,u.k} \cdot \alpha_b = 4924.02 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,b,o.k} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d_{2,o.k} \cdot \alpha_b = 4443.627 \text{ mm}^2$$

Strekkarmeringen i tverrsnittet er lavere enn balanserte armeringsmengden i snitt 2 ved moment i felt og over støtte. Kan anta underarmert betongtverrsnitt for begge snitt.

Ved moment i felt for snitt 1 og 2

$$\alpha_{1,u.k} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s,u.k}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{1,u.k}} = 0.269$$

$$\alpha_{2,u.k} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s,u.k}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{2,u.k}} = 0.302$$

Ved moment over støtte for snitt 1 og 2

$$\alpha_{1,o.k} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s,u.k}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{1,o.k}} = 0.295$$

$$\alpha_{2,o.k} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s,u.k}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{2,o.k}} = 0.335$$

Momentkapasitet

Snitt 1 ved moment i felt

$$M_{rd,1,u.k} := 0.8 \cdot \alpha_{1,u.k} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{1,u.k}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{1,u.k}^2 = 142.295 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Snitt 2 ved moment i felt

$$M_{rd,2,u.k} := 0.8 \cdot \alpha_{2,u.k} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{2,u.k}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{2,u.k}^2 = 124.963 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Snitt 1 ved moment over støtte

$$M_{rd,1,o.k} := 0.8 \cdot \alpha_{1,o.k} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{1,o.k}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{1,o.k}^2 = 128.429 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Snitt 2 ved moment over støtte

$$M_{rd,2,o.k} := 0.8 \cdot \alpha_{2,o.k} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha_{2,o.k}) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_{2,o.k}^2 = 111.096 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skjærkapasitet i brudekket for platestripe i snitt 1 og 2

Beregningsfaktorer

$$f_{td} := 1.11 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende strekkapasitet betong

$$f_{yd} := 320 \frac{N}{mm^2}$$

Dimensjonerende strekkapasitet armering

$$\gamma_c := 1.4$$

Materialkonstant i betong

$$k_v := 1.0$$

$$k_A := 100 \frac{N}{mm^2}$$

$$\beta := 45$$

Vinkel mellom skråjern og horisontalplan

$$z_1 := 0.9 \cdot d_{1.u.k} = 207 \text{ mm}$$

$$z_2 := 0.9 \cdot d_{2.u.k} = 184.5 \text{ mm}$$

Benytter overkantsarmering som strekkarmering siden de dimensjonerende strekkreftene oppstår over støttene der strekket er på brodekkets overside.

$$A_s := A_{s.ok}$$

Antatt forankret strekkarmering

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

Senteravstand til skjærarmering

$$D_{s.v} := 16 \text{ mm}$$

Diameter på $\emptyset 16$

$$A_{s.v.\emptyset 16} := \pi \cdot \frac{D_{s.v}^2}{4} = 201.062 \text{ mm}^2$$

Armeringsareal av ett skjærarmeringsjern

Skjærstrekkapasitet for snitt 1

Bidrag til skjærkapasitet fra betongareal

$$V_{cd.1} := 0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b \cdot d_{1.o.k}} \right) \cdot b \cdot d_{1.o.k} \cdot k_v = 108.4 \text{ kN}$$

$$V_{cd.max} := 0.6 \cdot f_{td} \cdot b \cdot d_{1.o.k} \cdot k_v = 139.86 \text{ kN}$$

$$108.4 < 139.86 \quad \text{OK!}$$

Bidrag til skjærkapasitet fra skjærarmoring

Over støtter der skjærkreftene er betydelige, er det vertikal og skråarmoring av $\emptyset 16$. Bidraget fra hver av disse regnes separat grunnet forskjellig vinkel mot horisontalplanet.

Kraftkomponenten til skjærkraften krysser ett bøylestag slik at $A_{s.v} := A_{s.v.\emptyset 16}$

$$V_{sd.v} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s.v}}{s} \cdot z_1 = 66.592 \text{ kN}$$

Bidrag fra vertikal skjærarmoring

$$V_{sd.s} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s.v}}{s} \cdot z_1 \cdot (1 + \cot(\beta \cdot \text{deg})) = 133.183 \text{ kN}$$

Bidrag fra skrå skjærarmoring

$$V_{sd} := V_{sd.v} + V_{sd.s} = 199.775 \text{ kN}$$

Totalt bidrag til skjærkapasitet fra skjærarmoring

Resulterende skjærstrekkapasitet for snitt 1 blir:

$$V_{rd.1} := V_{cd.1} + V_{sd} = 308.174 \text{ kN}$$

Skjærtrykkkapasitet for snitt 1

Antar største vinkel mellom skjærarmoring og horisontalaksen $\beta = 90^\circ$

$$V_{ccd} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_1 = 869.4 \text{ kN}$$

$$V_{ccd.max} := 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_1 = 1304.1 \text{ kN}$$

$$869.4 \text{ kN} < 1304.1 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Skjærstrekkapasitet for snitt 2

Bidrag til skjærkapasitet fra betongareal

$$V_{cd.2} := 0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b \cdot d_{2.o.k}} \right) \cdot b \cdot d_{2.o.k} \cdot k_v = 100.07 \text{ kN}$$

$$V_{cd.max} := 0.6 \cdot f_{td} \cdot b \cdot d_{2.o.k} \cdot k_v = 123.21 \text{ kN}$$

$$100.07 \text{ kN} < 123.21 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Bidrag til skjærkapasitet fra skjærarmoring

Over støtter der skjærkreftene er betydelige, er det vertikal og skråarmoring av $\emptyset 16$. Bidraget fra hver av disse regnes separat grunnet forskjellig vinkel mot horisontalplanet.

Antar at kraftkomponenten til skjærkraften krysser ett bøylestag der $A_{s.v} := A_{s.v.\emptyset 16}$

$$V_{sd.v} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s.v}}{s} \cdot z_2 = 59.353 \text{ kN}$$

Bidrag fra vertikal skjærarmoring

$$V_{sd.s} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s.v}}{s} \cdot z_2 \cdot (1 + \cot(\beta \cdot \text{deg})) = 118.707 \text{ kN}$$

Bidrag fra skrå skjærarmoring

$$V_{sd} := V_{sd.v} + V_{sd.s} = 178.06 \text{ kN}$$

Totalt bidrag til skjærkapasitet fra skjærarmoring

Resulterende skjærstrekkapasitet for snitt 2 blir:

$$V_{rd.1} := V_{cd.2} + V_{sd} = 278.134 \text{ kN}$$

Skjærtrykkapasitet for snitt 2

Antar største vinkel mellom skjærarmoring og horisontalaksen $\beta = 90^\circ$

$$V_{ccd} := 0.3 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_2 = 774.9 \text{ kN}$$

$$V_{ccd.max} := 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z_2 = 1162.35 \text{ kN}$$

$$774.9 \text{ kN} < 1162.35 \text{ kN} \quad \text{OK!}$$

Skjærkapasitet for søyler og vindkryss

Beregningene nedenfor viser kalkulasjon av skjærkapasiteten i tårnsøylen i høydekote 42 før ASR. Samme fremgangsmåte brukes i alle andre søylesnitt og i vindkryssene. Nederst vises også beregning på strekkapasiteten til vindkryssene.

Betong- og ståldata

$$f_{cd} := 18 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende trykkfasthet}$$

$$f_{td} := 1.34 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende strekkfasthet}$$

$$f_{yd} := 304 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Dimensjonerende stålfasthet}$$

$$\gamma_c := 1.4 \quad \text{Materialfaktor for betong}$$

$$k_v := 1.0$$

$$k_A := 100 \frac{N}{mm^2}$$

Tverrsnittsdata

$$b_{steg} := 1000 \text{ mm} \quad b_{flens} := 3200 \text{ mm}$$

$$h_{steg} := 1500 \text{ mm} \quad h_{flens} := 1000 \text{ mm}$$

$$A_{steg} := h_{steg} \cdot b_{steg} = 1500000 \text{ mm}^2 \quad \text{Betongareal av steg}$$

$$A_{flens} := h_{flens} \cdot b_{flens} = 3200000 \text{ mm}^2 \quad \text{Betongareal av flens}$$

$$d := 2422 \text{ mm} \quad \text{Effektiv betonghøyde}$$

$$z := 0.9 \cdot d = 2179.8 \text{ mm} \quad \text{Avstand mellom øverste og nederste armeingslag}$$

Armering

$$s := 250 \text{ mm} \quad \text{Senteravstand bøyearmering}$$

$$A_{\phi 26} := \pi \cdot \frac{(26 \text{ mm})^2}{4} = 530.929 \text{ mm}^2 \quad \text{Armeringsarealer}$$

$$A_{\phi 12} := \pi \cdot \frac{(12 \text{ mm})^2}{4} = 113.097 \text{ mm}^2$$

$$A_{\phi 8} := \pi \cdot \frac{(8 \text{ mm})^2}{4} = 50.265 \text{ mm}^2$$

$$A_s := 10 \cdot A_{\phi 26} = 5309.292 \text{ mm}^2 \quad \text{Totalt areal for lengdearmring på antatt strekkside}$$

Bidrag til skjærkapasitet fra betongareal, lengdearmring og skjærarmring

$$V_{co} := 0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{b_{steg} \cdot d \cdot \gamma_c} \right) \cdot b_{steg} \cdot d \cdot k_v = 1087.41 \text{ kN}$$

$$V_{cd,max} := 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_{steg} \cdot d \cdot k_v = 1947.288 \text{ kN}$$

Max skjærkapasitetbidrag som kan benyttes fra betongarealet og lengdearmring

$$A_{s,v} := 2 \cdot A_{\emptyset 12}$$

$$V_{sd} := \frac{f_{yd} \cdot A_{s,v}}{s} \cdot z = 599.56 \text{ kN}$$

Bidrag fra skjærarmring

Bidrag til skjærkapasitet grunnet samtidig opptredende skjær og aksialtrykk

$$I := 2.144 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Tregghetsmoment

$$W := \frac{I}{900 \text{ mm}} = (2.382 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Tverrsnittets tverrsnittsmodul, med hensyn på strekkranden med minst trykk 900 mm er satt som T.P

$$S := 900 \text{ mm} \cdot 3200 \text{ mm} \cdot 450 \text{ mm} = (1.296 \cdot 10^9) \text{ mm}^3$$

Tverrsnittets statiske moment

$$\frac{I}{S} = 1654.321 \text{ mm}$$

$$z_1 := 0.7 \cdot d = (1.695 \cdot 10^3) \text{ mm}$$

Faktor etter NS 3473 punkt 12.3.2.2

$$A_c := 4700000 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittets betongareal

$$N_f := -38019 \text{ kN}$$

Opptredende trykkraft i tverrsnittet

$$M_o := - \left(\frac{N_f \cdot W}{A_c} \right) = 19270.15 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Verdier i henhold til NS 3473 punkt 12.3.2.2

$$\frac{N_f}{A_c} = -8.089 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$0.4 \cdot f_{cd} = 7.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Maksimal verdi på $\frac{N_f}{A_c}$

$$M_f := 6438 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment som svarer til den gitt skjærkraften i tverrsnittet

$$V_f := 4491 \text{ kN}$$

Ifølge NS 3473 skal skjærkapasiteten velges av den minste av de 3 verdiene vist til nedenfor.

$$V_{rd} := V_{co} + V_{sd} + 0.8 \cdot M_o \cdot \text{abs} \left(\frac{V_f}{M_f} \right) = 12440.904 \text{ kN}$$

$$V_{rd2} := V_{co} + V_{sd} + (f_{td} \cdot k_v - 0.25 \cdot (0.4 \cdot f_{cd})) \cdot b_{steg} \cdot z_1 = 7010.53 \text{ kN}$$

$$V_{rd2} := V_{co} + V_{sd} + \left(f_{td} \cdot k_v - 0.25 \cdot \frac{N_f}{A_c} \right) \cdot b_{steg} \cdot z_1 = 7387.396 \text{ kN}$$

Strekkapasitet for vindkryss

$$f_t := f_{yd} \cdot 16 \cdot A_{\sigma 26} = 2582.439 \text{ kN}$$

Tar kun hensyn til lengdearmeringen

Kapasitetsberegning av rigler basert på trykkfelteori

Beregningen under viser ett eksempel fra punkt T.5 før virkning av ASR

Betongdata for B 450

$$f_{cn} := 25.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd} := 18 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{tk} := 2.75 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{tn} := 1.88 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{td} := 1.34 \frac{N}{mm^2}$$

Ståldata for Ks 40 kamstål

$$f_{yk.\phi16_020} := 400 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd.\phi16_020} := 320 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yk.\phi26} := 380 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{yd.\phi26} := 304 \frac{N}{mm^2}$$

Input til trykkfelteoriberegning

$$A_{sx} := 3539.53 \text{ mm}^2$$

$$A_{sy} := 1507.96 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,f} := \frac{A_{sx}}{A_{sy}} = 2.347$$

$$N_x := 840 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$N_y := -40 \cdot \frac{N}{mm}$$

$$N_{xy} := 50 \cdot \frac{N}{mm}$$

Armeringsareal i lokal x-retning

Armeringsareal i lokal y-retning

Armeringsforhold

Krefter som virker i punktet.

Negative krefter er trykk

Positive krefter er strekk

Rissvinkel

Funksjonen utfører en numerisk test av rissvinkler til 4. ordens uttrykket til denne er lik null eller innenfor en toleranseverdi. Negativ skjærkrefter gir negativ rissvinkel.

$$Rissvinkel(A_{s,f}) := \left\{ \begin{array}{l} \text{if } N_{xy} \geq 0 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} steg \leftarrow 0.00001 \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} steg \leftarrow -0.00001 \\ \varphi_s \leftarrow 0 \\ tol \leftarrow 1 \\ \text{while } tol > 0.01 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \varphi_s \leftarrow \varphi_s + steg \\ null \leftarrow \tan(\varphi_s)^4 + \frac{N_x}{N_{xy}} \cdot \tan(\varphi_s)^3 - \frac{N_y}{N_{xy}} \cdot A_{s,f} \cdot \tan(\varphi_s) - A_{s,f} \\ tol \leftarrow \text{abs}(null) \end{array} \right. \\ \varphi \leftarrow \frac{\varphi_s}{2 \cdot \pi} \cdot 360 \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

$$\varphi := Rissvinkel(A_{s,f}) = 23.919$$

Krefter i betong og armering

$$F_c := \frac{N_{xy}}{\sin(\varphi \cdot \text{deg}) \cdot \cos(\varphi \cdot \text{deg})} = 134.909 \frac{N}{mm}$$

Trykkrefter i betongen

$$F_{sx} := N_x + N_{xy} \cdot \tan(\varphi \cdot \text{deg}) = 862.176 \frac{N}{mm}$$

Strekkekrefter i armering i lokal x-retning

$$F_{sy} := N_y + N_{xy} \cdot \cot(\varphi \cdot \text{deg}) = 72.732 \frac{N}{mm}$$

Strekkekrefter i armering i lokal y-retning

Armeringspenning og utnyttelsesgrad

For å finne opptredende spenning i armeingen har vi beregnet spenning for 1 meter (1000 mm). For over og underkantsarmeringen har det blitt benyttet en verdi på 250 mm i beregning av strekkspenning i armeringen i lokal x-retning. Dette fordi strekkspenningene er fokusert om rigelens under- eller overkant.

$$\sigma_{sx} := \frac{F_{sx} \cdot 1000 \text{ mm}}{A_{sx}} = 243.585 \frac{N}{mm^2}$$

Strekkspenning per meter i armering i lokal x-retning

$$\sigma_{sy} := \frac{F_{sy} \cdot 1000 \text{ mm}}{A_{sy}} = 48.232 \frac{N}{mm^2}$$

Strekkspenning per meter i armering i lokal y-retning

$$\eta_{sx} := \frac{\sigma_{sx}}{f_{yd.\phi 26}} = 0.801$$

Utnyttelsesgrad av armering i lokal x-retning

$$\eta_{sy} := \frac{\sigma_{sy}}{f_{yd.\phi 16_20}} = 0.151$$

Utnyttelsesgrad av armering i lokal y-retning

Trykkspenning i betong og utnyttelsesgrad

Beregner trykkspenningen i betongen i forhold til rigelens tykkelse på 1000 mm.

$$\sigma_c := \frac{F_c}{1000 \text{ mm}} = 0.135 \frac{N}{mm^2}$$

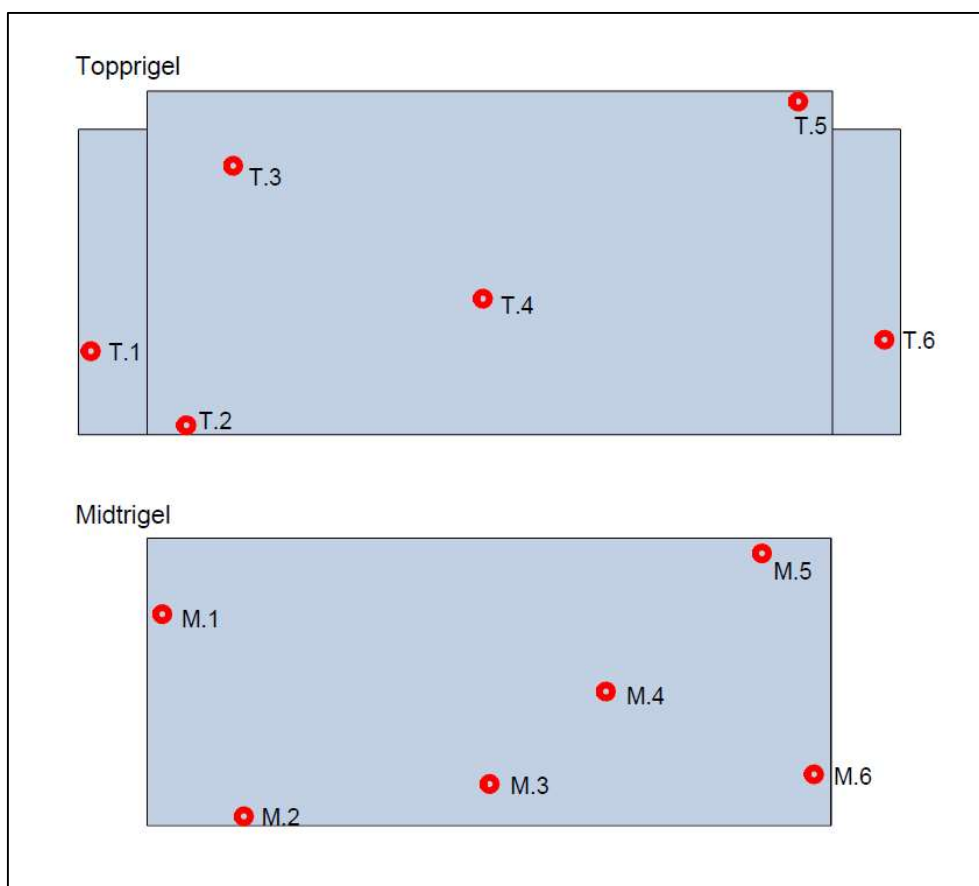
Trykkspenning i betongen

$$\eta_c := \frac{\sigma_c}{f_{cd}} = 0.007$$

Utnyttelsesgrad av trykkapasiteten til betongen

Resultatet fra kapasitetsberegninger av rigler med trykkfeltteori

I punkt T.2, T.3, M.2 og M.5 er rigelens under- og overkantsarmering benyttet.



Armeringsmengder og armeringsforhold i utvalgte punkter i rigler.

Topprigel

Punkt i rigel	Asx	Asy	Asx/Asy
T.1	1570,80 mm ² /m	1507,96 mm ² /m	1,04
T.2	10087,65 mm ²	1507,96 mm ² /m	6,69
T.3	5309,29 mm ²	1507,96 mm ² /m	3,52
T.4	1570,80 mm ² /m	1507,96 mm ² /m	1,04
T.5	3539,53 mm ² /m	1507,96 mm ² /m	2,35
T.6	1570,80 mm ² /m	1507,96 mm ² /m	1,04

Midtrigel

Punkt i rigel	Asx	Asy	Asx/Asy
M.1	1429,35 mm ² /m	2680,83 mm ² /m	0,53
M.2	8494,87 mm ²	1507,96 mm ² /m	5,63
M.3	1429,35 mm ² /m	1507,96 mm ² /m	0,95
M.4	1429,35 mm ² /m	1507,96 mm ² /m	0,95
M.5	8494,87 mm ²	2680,83 mm ² /m	3,17
M.6	1429,35 mm ² /m	1507,96 mm ² /m	0,95

Kapasitetsberegning før virkninger fra ASR

Topprigel

Dimensjonerende spenninger og krefter i topprigel i utvalgt punkter						
Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]	N_{xx} [N/mm]	N_{yy} [N/mm]	N_{xy} [N/mm]
T.1	-0,40	13,02	2,95	-400	13020	2950
T.2	-5,42	-0,03	-0,08	-5420	30	-80
T.3	1,33	0,15	0,51	1330	150	510
T.4	1,19	-0,25	-0,18	1190	-250	-180
T.5	-0,84	0,04	0,05	-840	40	50
T.6	-0,42	12,97	-3,13	-420	12970	-3130

Beregnete rissvinkler og krefter i betong og armering				
Punkt i rigel	Rissvinkel φ	F_c [N/mm]	F_x [N/mm]	F_y [N/mm]
T.1	12,61	13851,73	1059,68	172,06
T.2	-23,49	218,88	5454,76	154,11
T.3	69,32	1543,74	-	-
T.4	-81,45	1223,61	6,53	277,08
T.5	23,91	134,91	862,18	72,73
T.6	-13,38	13903,53	1164,50	189,03

Beregnete trykkspenninger i betongen og strekkspenninger i armeringen						
Punkt i rigel	σ_{sx} [N/mm ²]	σ_{sy} [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	η_{sx}	η_{sy}	η_c
T.1	674,61	114,10	13,85	2,219	0,357	0,770
T.2	135,18	102,20	0,22	0,422	0,319	0,012
T.3	-	-	1,54	-	-	0,086
T.4	4,16	183,74	1,22	0,014	0,574	0,068
T.5	243,59	48,23	0,14	0,801	0,151	0,007
T.6	741,34	125,36	13,91	2,317	0,392	0,772

Midtrigel

Dimensjonerende spenninger og krefter i midtrigel i utvalgt punkter						
Punkt	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]	N_{xx} [N/mm]	N_{yy} [N/mm]	N_{xy} [N/mm]
M.1	-1,09	13,39	-3,34	-1090	13390	-3340
M.2	-7,27	0,14	-0,19	-7270	140	-190
M.3	0,97	1,39	-0,89	970	1390	-890
M.4	0,66	-0,63	0,19	660	-630	190
M.5	-6,99	0,06	-0,27	-6990	60	-270
M.6	-1,77	14,17	-3,17	-1770	14170	-3170

Beregnete rissvinkler og krefter i betong og armering				
Punkt i rigel	Rissvinkel ϕ	F_c [N/mm]	F_x [N/mm]	F_y [N/mm]
M.1	-13,55	14661,01	1895,12	465,90
M.2	-24,61	501,80	7357,04	274,77
M.3	-36,05	1870,58	-	-
M.4	71,22	820,06	75,03	685,03
M.5	-25,41	696,73	7118,23	508,49
M.6	-12,38	15142,54	2465,57	276,97

Beregnete trykkspenninger i betongen og strekkspenninger i armeringen						
Punkt i rigel	σ_{sx} [N/mm ²]	σ_{sy} [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	η_{sx}	η_{sy}	η_c
M.1	1325,86	173,79	14,66	4,143	0,543	0,815
M.2	216,51	182,21	0,50	0,712	0,569	0,028
M.3	-	-	1,87	-	-	0,104
M.4	52,50	454,28	0,82	0,164	1,420	0,046
M.5	209,49	189,68	0,70	0,689	0,593	0,039
M.6	1724,96	183,67	15,14	5,674	0,574	0,841

Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter

Punkt i rigel topprigel	σ_{td}	η_{td}
T.1	0,40	0,299
T.5	0,84	0,627
T.6	0,42	0,313

Punkt i rigel midtrigel	σ_{td}	η_{td}
M.1	1,09	0,813
M.4	0,63	0,470
M.6	1,77	1,321

Kapasitetsberegning i ASR tilstand 1

Topprigel

Dimensjonerende spenninger og krefter i topprigel i utvalgt punkter						
Punkt	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]	N_{xx} [N/mm]	N_{yy} [N/mm]	N_{xy} [N/mm]
T.1	-1,21	22,63	-4,16	-1210	22630	-4160
T.2	-8,20	0,08	0,31	-8200	80	310
T.3	1,49	0,43	-1,06	1490	430	-1060
T.4	1,23	0,38	0,27	1230	380	270
T.5	-1,99	0,07	-0,47	-1990	70	-470
T.6	-1,31	22,60	4,26	-1310	22600	4260

Beregnete rissvinkler og krefter i betong og armering				
Punkt i rigel	Rissvinkel ϕ	F_c [N/mm]	F_x [N/mm]	F_y [N/mm]
T.1	-10,29	23367,02	1965,32	281,70
T.2	30,69	706,25	8384,02	442,24
T.3	-58,89	2396,21	-	-
T.4	77,46	1273,60	-	-
T.5	-36,76	980,28	2341,08	559,19
T.6	10,54	23681,88	2102,85	289,03

Beregnete trykkspenninger i betongen og strekkspenninger i armeringen						
Punkt i rigel	σ_{sx} [N/mm ²]	σ_{sy} [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	η_{sx}	η_{sy}	η_c
T.1	1251,16	186,81	23,67	3,91	0,584	1,315
T.2	207,78	293,27	0,71	0,683	0,916	0,039
T.3	-	-	2,40	-	-	0,133
T.4	-	-	1,27	-	-	0,071
T.5	661,41	307,83	0,98	2,176	0,961	0,054
T.6	1338,71	191,67	23,68	4,183	0,599	1,316

Midtrigel

Dimensjonerende spenninger og krefter i midtrigel i utvalgt punkter						
Punkt	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]	N_{xx} [N/mm]	N_{yy} [N/mm]	N_{xy} [N/mm]
M.1	-1,98	23,61	5,43	-1980	23610	5430
M.2	-12,25	0,09	0,33	-12250	90	330
M.3	12,47	5,23	-3,36	12470	5230	-3360
M.4	0,68	-0,78	0,52	680	-780	520
M.5	-11,01	0,22	-0,32	-11010	220	-320
M.6	-2,82	24,62	5,26	-2820	24620	5260

Beregnete rissvinkler og krefter i betong og armering				
Punkt i rigel	Rissvinkel φ	F_c [N/mm]	F_x [N/mm]	F_y [N/mm]
M.1	12,56	25573,74	3190,21	753,54
M.2	26,80	820,05	12416,67	563,38
M.3	-74,55	13086,49	-	-
M.4	61,77	1247,75	288,58	1059,17
M.5	-21,96	922,77	11139,01	573,77
M.6	11,85	26170,35	3923,76	446,59

Beregnete trykkspenninger i betongen og strekkspenninger i armeringen						
Punkt i rigel	σ_{sx} [N/mm ²]	σ_{sy} [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	η_{sx}	η_{sy}	η_c
M.1	2231,93	281,08	27,38	6,975	0,878	1,421
M.2	365,42	373,61	0,82	1,202	1,168	0,046
M.3	-	-	13,09	-	-	0,727
M.4	201,90	702,39	1,25	0,631	2,195	0,069
M.5	327,82	213,95	0,92	1,078	0,669	0,051
M.6	2745,14	296,15	26,17	8,579	0,925	1,454

Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter

Punkt i rigel topprigel	σ_{td}	η_{td}
T.1	1,21	0,903
T.5	1,99	1,485
T.6	1,31	0,978

Punkt i rigel midtrigel	σ_{td}	η_{td}
M.1	1,98	1,478
M.4	0,78	0,582
M.6	2,82	2,104

Kapasitetsberegning i ASR tilstand 2

Topprigel

Dimensjonerende spenninger og krefter i topprigel i utvalgt punkter						
Punkt I rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]	N_{xx} [N/mm]	N_{yy} [N/mm]	N_{xy} [N/mm]
T.1	0,46	7,37	-2,01	460	7370	-2010
T.2	-4,64	-0,10	0,02	-4640	-100	20
T.3	1,92	0,08	-0,44	1920	80	-440
T.4	1,09	-0,09	0,25	1090	-90	250
T.5	-0,79	0,03	-0,06	-790	30	-60
T.6	-0,13	7,84	2,57	-130	7840	2570

Bregnede rissvinkler og krefter i betong og armering				
Punkt i rigel	Rissvinkel φ	F_c [N/mm]	F_x [N/mm]	F_y [N/mm]
T.1	-15,10	7989,66	-	-
T.2	24,47	53,06	4649,10	143,95
T.3	-77,12	2024,44	-	-
T.4	77,17	1154,84	7,92	146,93
T.5	-26,73	149,36	820,22	89,14
T.6	17,79	8835,64	954,46	171,18

Bregnede trykkspenninger i betongen og strekkspenninger i armeringen						
Punkt i rigel	σ_{sx} [N/mm ²]	σ_{sy} [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	η_{sx}	η_{sy}	η_c
T.1	-	-	7,99	-	-	0,444
T.2	115,22	95,46	0,05	0,379	0,298	0,003
T.3	-	-	2,02	-	-	0,112
T.4	5,04	97,43	1,16	0,016	0,304	0,064
T.5	231,73	59,11	0,15	0,762	0,185	0,008
T.6	607,63	113,52	8,84	1,899	0,355	0,491

Midtrigel

Dimensjonerende spenninger og krefter i midtrigel i utvalgt punkter						
Punkt I rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]	N_{xx} [N/mm]	N_{yy} [N/mm]	N_{xy} [N/mm]
M.1	-1,19	8,47	2,72	-1190	8470	2720
M.2	-4,68	0,18	0,30	-4680	180	300
M.3	0,93	0,40	-0,17	930	400	-170
M.4	0,40	-0,45	0,24	400	-450	240
M.5	-7,57	-0,17	-0,11	-7570	-170	-110
M.6	-1,32	9,98	3,13	-1320	9980	3130

Beregnete rissvinkler og krefter i betong og armering				
Punkt i rigel	Rissvinkel ϕ	F_c [N/mm]	F_x [N/mm]	F_y [N/mm]
M.1	16,84	9808,02	2013,46	514,56
M.2	31,16	677,61	4861,36	316,25
M.3	-79,51	949,51	-	-
M.4	65,03	627,07	115,28	561,78
M.5	-22,91	306,74	7616,50	430,24
M.6	16,89	11259,76	2270,28	329,48

Beregnete trykkspenninger i betongen og strekkspenninger i armeringen						
Punkt i rigel	σ_{sx} [N/mm ²]	σ_{sy} [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	η_{sx}	η_{sy}	η_c
M.1	1408,65	191,94	9,81	4,402	0,600	0,545
M.2	143,07	209,72	0,68	0,471	0,655	0,038
M.3	-	-	0,95	-	-	0,053
M.4	80,65	372,55	0,63	0,252	1,164	0,035
M.5	224,15	160,49	0,31	0,737	0,502	0,017
M.6	1588,33	218,49	11,26	4,964	0,683	0,626

Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter

Punkt i rigel topprigel	σ_{td}	η_{td}
T.1	-	-
T.5	0,79	0,590
T.6	0,13	0,097

Punkt i rigel midtrigel	σ_{td}	η_{td}
M.1	1,19	0,888
M.4	0,45	0,336
M.6	1,32	0,985

Kapasitetsberegning i ASR tilstand 3

Topprigel

Dimensjonerende spenninger og krefter i topprigel i utvalgt punkter						
Punkt i rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]	N_{xx} [N/mm]	N_{yy} [N/mm]	N_{xy} [N/mm]
T.1	-0,65	17,43	-4,44	-650	17430	-4440
T.2	-7,96	0,28	0,33	-7960	280	330
T.3	1,99	0,51	-0,87	1990	510	-870
T.4	1,11	-0,19	0,28	1110	-190	280
T.5	-1,10	0,06	-0,42	-1110	60	-420
T.6	-0,94	17,67	5,13	-940	17670	5130

Beregnete rissvinkler og krefter i betong og armering				
Punkt i rigel	Rissvinkel ϕ	F_c [N/mm]	F_x [N/mm]	F_y [N/mm]
T.1	-14,08	18819,11	1763,40	275,71
T.2	27,93	797,50	8134,92	342,58
T.3	-65,47	2303,40	-	-
T.4	76,04	1196,25	16,67	259,59
T.5	-40,05	852,68	1453,08	439,60
T.6	15,88	19489,02	2399,67	359,35

Beregnete trykkspenninger i betongen og strekkspenninger i armeringen						
Punkt i rigel	σ_{sx} [N/mm ²]	σ_{sy} [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	η_{sx}	η_{sy}	η_c
T.1	1122,62	182,84	18,82	3,508	0,571	1,046
T.2	201,61	227,18	0,80	0,663	0,710	0,044
T.3	-	-	2,30	-	-	0,128
T.4	10,61	172,14	1,20	0,033	0,538	0,066
T.5	410,53	291,52	0,85	1,350	0,911	0,047
T.6	1527,67	238,30	19,49	4,774	0,745	1,083

Midtrigel

Dimensjonerende spenninger og krefter i midtrigel i utvalgt punkter						
Punkt I rigel	σ_{xx} [N/mm ²]	σ_{yy} [N/mm ²]	τ_{xy} [N/mm ²]	N_{xx} [N/mm]	N_{yy} [N/mm]	N_{xy} [N/mm]
M.1	-1,87	18,68	4,98	-1870	18680	4980
M.2	-9,40	0,21	0,40	-9400	210	400
M.3	11,96	5,07	-3,24	11960	5070	-3240
M.4	0,66	-0,67	0,28	660	-670	280
M.5	-10,17	0,42	-0,25	-10170	420	-250
M.6	-2,39	20,92	4,82	-2390	20920	4820

Beregnete rissvinkler og krefter i betong og armering				
Punkt i rigel	Rissvinkel φ	F_c [N/mm]	F_x [N/mm]	F_y [N/mm]
M.1	14,37	20708,18	3146,27	751,91
M.2	28,80	947,43	9619,93	517,50
M.3	-74,46	12554,85	-	-
M.4	69,76	862,72	99,49	773,23
M.5	-18,06	848,06	10251,54	346,52
M.6	12,73	22421,09	3479,09	412,00

Beregnete trykkspenninger i betongen og strekkspenninger i armeringen						
Punkt i rigel	σ_{sx} [N/mm ²]	σ_{sy} [N/mm ²]	σ_c [N/mm ²]	η_{sx}	η_{sy}	η_c
M.1	2201,19	280,48	20,71	6,879	0,876	1,150
M.2	283,11	343,18	0,95	0,931	1,072	0,053
M.3	-	-	12,56	-	-	0,697
M.4	69,61	512,76	0,86	0,218	1,602	0,048
M.5	301,70	129,26	0,85	0,992	0,404	0,047
M.6	2434,03	273,22	22,42	8,007	0,854	1,246

Betongens strekkapasitet i utvalgte punkter

Punkt i rigel topprigel	σ_{td}	η_{td}
T.1	0,65	0,485
T.5	1,10	0,821
T.6	0,94	0,701

Punkt i rigel midtrigel	σ_{td}	η_{td}
M.1	1,87	1,396
M.4	0,67	0,500
M.6	2,39	1,783

Vedlegg F

Vindlaster

- Brutårn
- Brudekket

**Beregninger for å finne vindkasthastighetstrykket $q_p(z)$ -
Alle verdier er hentet fra standarden EC1-1-4 med mindre
annet er oppgitt**

$v_{b,0} := 27 \frac{m}{s}$	Referansevindhastighet Harstad - Tabell NA.4(901.1)
$k_r := 0.17$	Terrengruhetsfaktor - Tabell NA.4.1
$z_0 := 0.01 \text{ m}$	Ruhetslengden - Tabell NA.4.1
$k_1 := 1$	Turbulensfaktor - 4.4
$k_p := 3.5$	Toppfaktor - NA.4.5
$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$	Luftens densitet - NA.4.5
$c_{dir} := 1$	Retningsfaktor - NA.4.2(2)P
$c_{season} := 1$	Årstidsfaktor - NA.4.2(2)P
$c_{alt} := 1$	Nivåfaktor - NA.4.2(2)P
$c_{prob} := 1$	Returfaktor - NA.4.2(2)P
$c_0 := 1$	Helningsfaktor - 4.3.3(2)

Vindlast på brutårn

$z := 76.5 \text{ m}$	Brotårnet høyeste punkt
$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.52$	Ruhetsfaktor - 4.3.2(1)
$v_b := v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot c_{season} = 27 \frac{m}{s}$	Basisvindhastighet - NA.4.2(2)P
$v_m := v_b \cdot c_0 \cdot c_r = 41.046 \frac{m}{s}$	Stedsvindhastighet - 4.3.1
$k_1 := 1$	Turbulensfaktor - 4.4
$I_v := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.112$	Turbulensintensitet - 4.4
$q_m := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 = (1.053 \cdot 10^3) \text{ Pa}$	Stedsvindhastighetstrykket - NA.4.5
$q_p := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot q_m = (1.877 \cdot 10^3) \text{ Pa}$	Vindkasthastighetstrykk - NA.4.5

Kraftfaktorer for vindlast fra siden med hensyn på konstruksjon del med skarpe kanter

$$c_{f,0} := 2.0$$

Kraftfaktor etter NA 7.7

$$c_s c_d := 1.0$$

Konstruksjonsfaktor etter kapittel 6

$$\varphi := 1.0$$

Massivitetsforholdet - 7.13

$$\lambda_x := 1.4 \cdot \frac{z}{2.5 \text{ m}} = 42.84$$

Effektiv slankhet etter tabell 7.16

$$\lambda_y := 1.4 \cdot \frac{z}{3.2 \text{ m}} = 33.469$$

$$\psi_{\lambda,x} := 0.86$$

Endeeffektfaktor etter figur - 7.36

$$\psi_{\lambda,y} := 0.83$$

$$c_{f,x} := c_{f,0} \cdot \psi_{\lambda,x} = 1.72$$

Kraftfaktor etter NA 7.7

$$c_{f,y} := c_{f,0} \cdot \psi_{\lambda,y} = 1.66$$

Arealet som vinden treffer

$$A_{ref,x} := 73.5 \text{ m} \cdot 2.5 \text{ m} = 183.75 \text{ m}^2$$

$$A_{ref,y} := 73.5 \text{ m} \cdot 3.2 \text{ m} = 235.2 \text{ m}^2$$

Vindlaster som virker på brotårnet i horisontalretningene x og y. Følger regler gitt i 5.3

$$F_{w,x} := c_s c_d \cdot c_{f,x} \cdot q_p \cdot \frac{A_{ref,x}}{73.5 \cdot \text{m}} = 8.072 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{w,y} := c_s c_d \cdot c_{f,y} \cdot q_p \cdot \frac{A_{ref,x}}{73.5 \cdot \text{m}} = 7.791 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindlast på rigler

$$C_{pe,10} := 0.8$$

Formfaktor for vertikale vegger etter Tabell 7.1

$$F_{w,x,rigel} := q_p \cdot C_{pe,10} = 1.502 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindast på brudekket

$z := 48 \text{ m}$	Brodekkets høyeste punkt
$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.441$	Ruhetsfaktor - 4.3.2(1)
$v_b := v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot c_{season} = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Basisvindhastighet - NA.4.2(2)P
$v_m := v_b \cdot c_0 \cdot c_r = 38.907 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Stedsvindhastighet - 4.3.1
$k_1 := 1$	Turbulensfaktor - 4.4
$I_v := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.118$	Turbulensintensitet - 4.4
$k_p := 3.5$	Toppfaktor - NA.4.5
$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Luftens densitet - NA.4.5
$q_m := 0.5 \cdot \rho \cdot v_m^2 = 946.074 \text{ Pa}$	Stedsvindhastighetstrykket - NA.4.5
$q_p := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot q_m = (1.727 \cdot 10^3) \text{ Pa}$	Vindkasthastighetstrykker - NA.4.5

Finner vindlasten i de ulike retningene, med og uten trafikk:

$v_{kast} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Vindlast på trafikk - NA.8.1(4)
$q_{b.trafikk} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 = 765.625 \text{ Pa}$	Basisvindhastighetstrykket - 4.5
$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 455.625 \text{ Pa}$	Basisvindhastighetstrykker - 4.5
$c_{e.trafikk} := \frac{q_p}{q_{b.trafikk}} = 2.256$	Eksponeringsfaktor, med trafikk - 4.5
$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 3.791$	Eksponeringsfaktor, uten trafikk - 4.5
$C_{f,y} := 1.3$	Kraftfaktor x - retning - 8.3.1
$C_{f,z} := 0.9$	Kraftfaktor z - retning - 8.3.3

Vindlast fra siden

Arealet som vinden treffer, fagverksdelen:

$$A_{ref,y} := \frac{(200 \text{ mm} + 240 \text{ mm}) \cdot 4860 \text{ mm} + 3790 \text{ mm} \cdot 180 \text{ mm} \cdot 2 + 180 \text{ mm} \cdot 3000 \text{ mm}}{4.860}$$

$$A_{ref.y} = 0.832 \text{ m}^2$$

Arealet som som vinden, inkludert trafikk på broen

$$A_{ref.y.trafikk} := A_{ref.y} + 2 \text{ m}^2 = 2.832 \text{ m}^2$$

$$A_{ref.z} := 10 \text{ m}^2$$

$$C_{y.trafikk} := C_{f.y} \cdot c_{e.trafikk} = 2.933$$

Vindlastfaktoren i y-retning - med trafikk - 8.3.2

$$C_y := C_{f.y} \cdot c_e = 4.929$$

Vindlastfaktoren i y-retning

$$C_z := C_{f.z} \cdot c_e = 3.412$$

Vindlastfaktoren i z-retning - 8.3.2

Vindlaster som virker på broen, i alle 3 retningene, med og uten trafikk: Følger reglene gitt i 8.3.2, 8.3.3 og 8.3.4:

$$F_{w.y.trafikk} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_{y.trafikk} \cdot A_{ref.y.trafikk} = (3.784 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$F_{w.y} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_y \cdot A_{ref.y} = (1.868 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$F_{w.z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{ref.z} = (1.555 \cdot 10^4) \text{ N}$$

$$F_{w.x.trafikk} := \frac{1}{2} \cdot F_{w.y.trafikk} = (1.892 \cdot 10^3) \text{ N}$$

$$F_{w.x} := \frac{1}{2} \cdot F_{w.y} = 933.993 \text{ N}$$

Vedlegg G

Kontrollberegninger av modell av hengespennet

- Kontrollberegninger av modell av hengespennet
- Beregninger av egenlaster
- Bøyetivhet til avstivningsbærer

Kontrollberegninger av beregningsmodell i hovedspenn

Pilhøyde og bruspen

$L_h := 297.072 \text{ m}$	Kabellengde i hovedspenn
$a_h := 290 \text{ m}$	Spenn mellom brutårn
$f := 26.670 \text{ m}$	Opprinnelig pilhøyde i hovedspenn

Material og kabeltverrsnitt

$E_k := 210000 \frac{N}{mm^2}$	E-modul stål
$D_s := 67 \text{ mm}$	Diameter per kabel
$A_{k,i} := \frac{D_s^2}{4} \cdot \pi = 3525.65 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal per kabel
$N_{kabler} := 24$	Antall kabler i hovedkabel
$A_k := A_{k,i} \cdot N_{kabler} = 0.085 \text{ m}^2$	Totalt tverrsnittareal

Verdier fra beregningsmodell

Verdier for ny pilhøyde og spennvidder etter oppspenning/slakking av kabler og forflytning av tårntopper. Verdi nr 1 er forskyvning av tårntopper etter ferdig bygget konstruksjon i 1967. Nr 2 etter relaksasjon av kabler fram til 1998. Nr 3 er dagens situasjon med påsatt asfaltdekke. "t" er dagens situasjon med trafikklast.

$\Delta a_{m,1} := 0.197 \text{ m}$	$\Delta a_{m,2} := 0.085 \text{ m}$	$\Delta a_{m,3} := 0.151 \text{ m}$	$\Delta a_{m,t} := 0.149 \text{ m}$
$\Delta f_{m,1} := 1.535 \text{ m}$	$\Delta f_{m,2} := 0.173 \text{ m}$	$\Delta f_{m,3} := 0.687 \text{ m}$	$\Delta f_{m,t} := 0.735 \text{ m}$
$a_{m,1} := a_h - \Delta a_{m,1}$	$a_{m,2} := a_{m,1} - \Delta a_{m,2}$	$a_{m,3} := a_{m,2} - \Delta a_{m,3}$	$a_{m,t} := a_{m,3} - \Delta a_{m,t}$
$f_{m,1} := f + \Delta f_{m,1}$	$f_{m,2} := f_{m,1} + \Delta f_{m,2}$	$f_{m,3} := f_{m,2} + \Delta f_{m,3}$	$f_{m,t} := f_{m,3} + \Delta f_{m,t}$

Verdier for kabelkrefter og hengestagskraft beregnes først med kun egenvekt før ett enkelt tilfelle av trafikklast legges til.

$S_{m,q} := 21707 \text{ kN}$	$S_{m,t} := 27029 \text{ kN}$	Resulterende størst kabelkraft
$S_{m,q.stag1} := 473.84 \text{ kN}$	$S_{m,t.stag1} := 597.82 \text{ kN}$	Kraft i senter hengestag
$S_{m,q.stag2} := 568.20 \text{ kN}$	$S_{m,t.stag2} := 718.69 \text{ kN}$	Kraft i hengestag nærmest tårn

Laster

$$q_1 := 71.28 \frac{kN}{m}$$

$$q_k := 7.06 \frac{kN}{m}$$

$$q_{asfalt} := 27.90 \frac{kN}{m}$$

$$Q_t := 320 \text{ kN}$$

$$p_t := 24 \frac{kN}{m}$$

$$p_{y.stag} := 9.96 \text{ kN}$$

Egenlast inkludert fagverk,
brodekket og rekkverk

Egenlast fra kabler

Egenlast fra asfaltlag

Akseltrykk

Jevnt fordelt trafikklast

Kabelvekt av stag nærmest
brotårn

Sjekk av benyttet kabellengde

$$L_{h.test} := \frac{a_h^2}{4 \cdot f} \cdot \sinh\left(4 \cdot \frac{f}{a_h}\right) = 296585 \text{ mm}$$

Teoretisk kabellengde i
hovedspenn

$$R_{Lhp} := \frac{\text{abs}(L_{h.test} - L_h)}{L_h} \cdot 100 = 0.16$$

Forskjell mellom kabellengde
i plantegninger og teoretisk
kabellengde i %

Kontroll av deformasjon av hovedspenn grunnet pålasting og forskyvning av tårntopper.

Tilbaketrekking av kabel under bygging av bro

$$H_1 := \frac{(q_1 + q_k) \cdot a_h^2}{8 \cdot f} = 30879.24 \text{ kN}$$

Kabelkraft grunnet egenlast uten asfaltlag

$$\Delta f_{e.1} := \frac{3 \cdot H_1 \cdot a_h^2}{16 \cdot f \cdot E_k \cdot A_k} = 1.03 \text{ m}$$

Økt pilhøyde grunnet elastisk tøyning av kabel

$$\Delta f_{a.1} := \frac{9 \cdot a_h^3}{16 \cdot f \cdot (3 \cdot a_h^2 + 8 \cdot f^2)} \cdot \Delta a_{m.1} = 0.39 \text{ m}$$

Økt pilhøyde grunnet forskyvning av tårntopper

$$f_1 := f + \Delta f_{e.1} + \Delta f_{a.1} = 28.09 \text{ m}$$

Ny teoretisk pilhøyde

$$\Delta f_{sjekk} := \text{abs} \left(\frac{\Delta f_{e.1} + \Delta f_{a.1} - \Delta f_{m.1}}{\Delta f_{m.1}} \right) \cdot 100 = 7.47$$

% avvik fra modell

Etter tilstandsrapport i 1998 før påføring av asfaltlag

Ikke noe teoretisk bidrag til pilhøyde fra elastisk tøyning grunnet ingen ny last tilført konstruksjonen.

$$\Delta f_{a.2} := \frac{9 \cdot a_{m.1}^3}{16 \cdot f_1 \cdot (3 \cdot a_{m.1}^2 + 8 \cdot f_1^2)} \cdot \Delta a_{m.2} = 0.16 \text{ m}$$

Økt pilhøyde grunnet forskyvning av tårntopper

$$f_2 := f_1 + \Delta f_{a.2} = 28.25 \text{ m}$$

Ny teoretisk pilhøyde

$$\Delta f_{sjekk} := \text{abs} \left(\frac{\Delta f_{a.2} - \Delta f_{m.2}}{\Delta f_{m.2}} \right) \cdot 100 = 7.28$$

% avvik fra modell

Etter pålagt asfaltdekke

$$H_3 := \frac{(q_{asfalt}) \cdot a_{m.2}^2}{8 \cdot f_2} = 10361.83 \text{ kN}$$

Kabelkraft grunnet egenlast uten asfaltlag

$$\Delta f_{e.3} := \frac{3 \cdot H_3 \cdot a_{m.2}^2}{16 \cdot f_2 \cdot E_k \cdot A_k} = 0.32 \text{ m}$$

Økt pilhøyde grunnet elastisk tøyning av kabel

$$\Delta f_{a.3} := \frac{9 \cdot a_{m.2}^3}{16 \cdot f_2 \cdot (3 \cdot a_{m.2}^2 + 8 \cdot f_2^2)} \cdot \Delta a_{m.3} = 0.28 \text{ m}$$

Økt pilhøyde grunnet forskyvning av tårntopper

$$f_3 := f_2 + \Delta f_{e.3} + \Delta f_{a.3} = 28.86 \text{ m}$$

Ny teoretisk pilhøyde

$$\Delta f_{sjekk} := \text{abs} \left(\frac{\Delta f_{e.3} + \Delta f_{a.3} - \Delta f_{m.3}}{\Delta f_{m.3}} \right) \cdot 100 = 11.5$$

% avvik fra modell

Etter påført trafikklast

$$H_Q := Q_t \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{a_{m.3}}{f_3} \cdot 0.5^2$$

Kabelkraft i kabel fra punktlast

$$H_{pt} := \frac{p_t \cdot a_{m.3}^2}{8 \cdot f_3}$$

Kabelkraft fra gjevnt fordelt trafikklast

$$H_{trafikk} := H_Q + H_{pt}$$

Tillegg i kabelkraft grunnet trafikklast

$$\Delta f_{e.t} := \frac{3 \cdot H_{trafikk} \cdot a_{m.3}^2}{16 \cdot f_3 \cdot E_k \cdot A_k} = 0.29 \text{ m}$$

Økt pilhøyde grunnet elastisk tøyning av kabel

$$\Delta f_{a.t} := \frac{9 \cdot a_{m.3}^3}{16 \cdot f_3 \cdot (3 \cdot a_{m.3}^2 + 8 \cdot f_3^2)} \cdot \Delta a_{m.3} = 0.28 \text{ m}$$

Økt pilhøyde grunnet forskyvning av tårntopper

$$\Delta f_t := \Delta f_{e.t} + \Delta f_{a.t} = 0.56 \text{ m}$$

Ny teoretisk pilhøyde

$$\Delta f_{sjekk} := \text{abs} \left(\frac{\Delta f_t - \Delta f_{m.t}}{\Delta f_{m.t}} \right) \cdot 100 = 23.48$$

% avvik fra modell

Størst kabelkraft

Fra kun egenlast

$$H_q := \frac{(q_1 + q_k + q_{asfalt}) \cdot a_{m.3}^2}{8 \cdot f_{m.3}} = 38311.21 \text{ kN}$$

Kabelkraft grunnet egenlast

$$\alpha_q := \text{atan} \left(4 \cdot \frac{f_{m.3}}{a_{m.3}} \right) = 0.38$$

Vinkel til kabel i tårntopp i radianer

$$\alpha_{q,grad} := \frac{\alpha_q}{2 \cdot \pi} \cdot 360 = 21.88$$

Vinkel til kabel i tårntopp i grader

$$S_q := \frac{H_q}{\cos(\alpha_q)} = 41283.76 \text{ kN}$$

Total største kabelkraft i begge hovedkabler

$$\Delta S_q := \text{abs} \left(\frac{S_q - S_{m.q} \cdot 2}{S_q} \right) \cdot 100 = 5.16$$

% avvik fra modell

Fra egenlast og trafikklaster

$$H_Q := Q_t \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{a_{m.t}}{f_{m.t}} \cdot 0.5^2$$

Kabelkraft i kabel fra punktlaster

$$H_{pt} := \frac{p_t \cdot a_{m.t}^2}{8 \cdot f_{m.t}}$$

Kabelkraft fra gjevnt fordelt trafikklaster

$$H_t := H_q + H_Q + H_{pt}$$

Hor. komp av total Kabelkraft

$$S_t := \frac{H_t}{\cos(\alpha_q)} = 50998.46 \text{ kN}$$

Total største kabelkraft i begge hovedkabler

$$\Delta S_t := \text{abs} \left(\frac{S_t - S_{m.t} \cdot 2}{S_t} \right) \cdot 100 = 6$$

% avvik fra modell

Strekk i midtre hengestag

Fra kun egenlast

$$\lambda := 9.72 \text{ m}$$

Avstand mellom hengestag

$$S_{q.stag1} := \lambda \cdot (q_1 + q_{asfalt}) = 964.03 \text{ kN}$$

Strekraft i hengestagpar

$$\Delta S_{q.stag1} := \text{abs} \left(\frac{S_{q.stag1} - S_{m.q.stag1} \cdot 2}{S_{q.stag1}} \right) \cdot 100 = 1.7$$

% avvik fra modell

Fra egenlast og trafikklast

$$EI_d := 3.76 \cdot 10^{16} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Bøyestivhet til avstivningsbærer

$$c := a_h \cdot \sqrt{\frac{H_t}{EI_d}} = 10.29$$

Verdi C for input i selbergs diagrammer

$$\mu_{0.5} := \frac{\lambda \cdot c}{a_{m.t} \cdot 2} = 0.17$$

Verdi fra Selberg diagram

$$S_{t.stag1} := (S_{q.stag1} + \lambda \cdot p_t + Q_t \cdot \mu_{0.5}) = 1252.6 \text{ kN}$$

Totalt strekkraft i hengestagpar

$$\Delta S_{t.stag1} := \text{abs} \left(\frac{S_{t.stag1} - S_{m.t.stag1} \cdot 2}{S_{t.stag1}} \right) \cdot 100 = 4.55$$

% avvik fra modell

Strekk i hengestag nærmest brotårn

Fra kun egenlast

$$\lambda := 10.9 \text{ m}$$

Avstand mellom hengestag

$$S_{q.stag2} := \lambda \cdot (q_1 + q_{asfalt}) + p_{y.stag} = 1091.02 \text{ kN}$$

Total strekkraft i hengestagpar

$$\Delta S_{q.stag2} := \text{abs} \left(\frac{S_{q.stag2} - S_{m.q.stag2} \cdot 2}{S_{q.stag2}} \right) \cdot 100 = 4.16$$

% avvik fra modell

Fra egenlast og trafikklast

$$S_{t.stag2} := \lambda \cdot (q_1 + q_{asfalt} + p_t) + p_{y.stag} = 1352.62 \text{ kN}$$

Totalt strekkraft i hengestagpar

$$\Delta S_{t.stag2} := \text{abs} \left(\frac{S_{t.stag2} - S_{m.t.stag2} \cdot 2}{S_{t.stag2}} \right) \cdot 100 = 6.27$$

% avvik fra modell

Egenvekt av fagverk, kabler, brudekket og slitelag på brokonstruksjon

Massetetthet og egenvekt for materialer

Stål	77,00	kN/m ³
Betong (B 350)	25,00	kN/m ³
Slitelag (asfalt)	3,00	kN/m ²
Rekkverk	1,00	kN/m

Dimensjoner	Lengde (m)	Bredde (m)	Tykkelse (m)	Materiale
Fagverk	476,000	-	-	Stål
Brudekket vegbane	480,862	7,500	0,235	Betong
Brudekket fortau	480,862	1,800	0,360	Betong

Spesifikasjoner og masse for fagverk

Hovedfagverk	Profil	Antall	Lengde (m)	Areal (m ²)	Volum (m ³)	Masse (kg)
Undergurt	HE240B	2	475,700	0,011	10,085	77653,27
Overgurt	HE200B	2	477,300	0,008	7,455	57406,78
Diagonaler	HE180A	260	3,861	0,005	4,547	35015,64
	HE180B	132	3,861	0,007	3,328	25625,81
Vertikaler	HE180A	184	3,000	0,005	2,501	19254,31
	HE180B	12	3,000	0,007	0,235	1810,12

Tverrbærer	Profil	Antall	Lengde (m)	Areal (m ²)	Volum (m ³)	Masse (kg)
Overgurt	HE200B	104	10,000	0,008	8,122	62542,48
Undergurt	T-profil	104	10,000	0,004	4,368	33633,60
Diagonaler	Lx2 - 100x100x12	416	3,900	0,009	15,108	116329,97
Vertikaler	Lx2 - 90x90x9	208	3,000	0,007	4,616	35545,91

Vindavstiver	Profil	Antall	Lengde (m)	Areal (m ²)	Volum (m ³)	Masse (kg)
Rørprofil	Ø 191	192	6,970	0,002	2,079	16007,64

Spesifikasjoner og masse for kabel og hengestag

Hovedkabel	Profil	Antall	Lengde (m)	Areal (m ²)	Volum (m ³)	Masse (kg)
Hovedspenn	Ø 67	24	297,072	0,085	25,137	193554,46
Sidespenn	Ø 67	24	102,645	0,085	8,685	66877,38

Hengestag	Profil	Antall	Lengde (m)	Areal (m ²)	Volum (m ³)	Masse (kg)
Hovedspenn	Ø 54	-	616,112	0,002	1,411	10864,95
Sidespenn vest	Ø 48	-	122,108	0,002	0,221	1701,40
Sidespenn øst	Ø 61	-	122,108	0,003	0,357	2747,80

Masse og egenvekt	Masse (kg)	Masse (kg/m)	Egenvekt (kN/m)
Fagverk	480825,53	1010,14	9,91
Brudekket	2842736,5	5911,75	60,26
Kabel hovedspenn	204419,4	704,89	6,92
Kabel sidespenn vest	68578,8	721,88	7,08
Kabel sidespenn øst	69625,2	732,90	7,19
Slitelag	-	-	27,90
Rekkverk	-	-	1,00

	Egenvekt (kN/m)
Total egenlast	
Brudekket, fagverk og rekkverk	71,28
Kabelvekt	7,06
Slitelag	27,90
Total egenlast på hengebro	106,24

For den fordelte lasten av kabelen på spennet ble den gjennomsnittlige belastningen fra alle spenn benyttet

Beregning av bøyestivhet til avstivningsbærer

Bøyestivheten benyttes i kontrollberegningene av beregningsmodell
Avstivningsbærer inkluderer fagverk og betongdekket i hengespennet.

Materialelegenskaper

$y_y := 7700 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Stålets massetetthet
$y_c := 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	Betongens massetetthet
$y_{\text{forhold}} := \frac{y_y}{y_c} = 3.08$	Massetetthetsforhold
$E_c := 24499 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Betongens karakteristiske E-modul
$E_y := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Stålets karakteristiske E-modul

I beregningen av treghetsmomentet tas kun hensyn til bidrag fra over og undergurt i fagverket. Antas videre symmetri om senterakse og beregner derfor kun halve tverrsnittet. Tar ikke hensyn til armeringen i brodekket.

Arealer av stålprofiler og brodekket

$A_{HEB200} := 7810 \text{ mm}^2$ (overgurt)	$A_{HEB240} := 10600 \text{ mm}^2$ (undergurt)
$A_{veg} := 235 \cdot 3750 \text{ mm}^2$	$A_{fortau} := 900 \cdot 350 \text{ mm}^2$

Lokale tyngdepunkter

$T.P_{HEB200} := 175 \text{ mm}$ (overgurt)	$T.P_{HEB240} := 3175 \text{ mm}$ (undergurt)
$T.P_{veg} := 242.5 \text{ mm}$	$T.P_{fortau} := 175 \text{ mm}$

Treghetsmomenter

$I_{HEB200} := 20 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ (overgurt)	$I_{HEB240} := 39.2 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ (undergurt)
$I_{veg} := 235^3 \cdot \frac{3750}{12} \text{ mm}^4$	$I_{fortau} := 360^3 \cdot \frac{900}{12} \text{ mm}^4$

Beregning av globalt tyngdepunkt

$$T.P := \frac{y_{\text{forhold}} \cdot (A_{HEB200} \cdot T.P_{HEB200} + A_{HEB240} \cdot T.P_{HEB240}) + A_{fortau} \cdot T.P_{fortau} + A_{veg} \cdot T.P_{veg}}{y_{\text{forhold}} \cdot (A_{HEB200} + A_{HEB240}) + A_{fortau} + A_{veg}}$$
$$T.P = 300.65 \text{ mm}$$

Bøystivheter

Benytter Steiners formel for beregning av alle bidrag

$$EI_{tot.ledd.1} := E_y \cdot I_{HEB200} + E_y \cdot I_{HEB240} + E_c \cdot I_{veg} + E_c \cdot I_{fortau}$$

$$EI_{tot.steiner.HEB200} := E_y \cdot A_{HEB200} \cdot (T \cdot P - T \cdot P_{HEB200})^2$$

$$EI_{tot.steiner.HEB240} := E_y \cdot A_{HEB240} \cdot (T \cdot P - T \cdot P_{HEB240})^2$$

$$EI_{tot.steiner.fortau} := E_c \cdot A_{fortau} \cdot (T \cdot P - T \cdot P_{fortau})^2$$

$$EI_{tot.steiner.veg} := E_c \cdot A_{veg} \cdot (T \cdot P - T \cdot P_{veg})^2$$

$$EI_{tot.steiner} := EI_{tot.steiner.HEB200} + EI_{tot.steiner.HEB240} + EI_{tot.steiner.fortau} + EI_{tot.steiner.veg}$$

Total bøystivhet av avstivningsbærer

Ganges med to for å ta hensyn til hele tverrsnittet siden beregningene antok full symmetri og kun halve tverrsnittet.

$$EI_{tot} := 2 \cdot (EI_{tot.ledd.1} + EI_{tot.steiner}) = (3.76 \cdot 10^{16}) \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg H

Beregning av spennkraft fra spennstål i topprigel

- Beregning av spennkraft og spenntap
- Kryptall for estimering av kryptap
- Utdrag fra datablad til Macalloy rundstål

Beregnet spennkraft i ettermontert spenningsstål

Betongdata for B 450

$$f_{cck} := 32 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cn} := 25.2 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cd} := 18 \frac{N}{mm^2}$$

Ståldata for Macalloy rundstål

$$E_p := 170000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Stålets E-modul}$$

$$f_{st.u} := 1000 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Ultimat styrkefasthet}$$

$$f_{st.0.1} := 800 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Flytfasthet til 1,0 ‰}$$

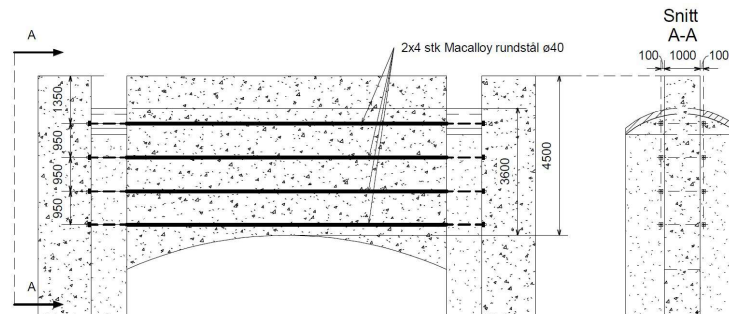
Betongens E-modul

$$\kappa_E := 9500 \left(\frac{N}{mm^2} \right)^{0.7} \quad \text{Faktor etter NS 3473 A.9.2}$$

$$E_{c.k} := \kappa_E \cdot f_{cck}^{0.3} = 26870 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk E-modul}$$

$$\varphi := 1.593 \quad \text{Kryptall}$$

$$E_{c.lang} := \frac{E_{c.k}}{1 + \varphi} = 10363 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Langtids E-modul}$$



Tverrsnittsdata

$$h := 4500 \text{ mm}$$

$$h_{\text{overgang}} := 3600 \text{ mm}$$

Trykksonehøyden i overgangen mellom tårnsøyle og tverrbærer

$$b := 1000 \text{ mm}$$

$$A_c := h \cdot b = 4.5 \text{ m}^2$$

$$A_{c.\text{over}} := h_{\text{overgang}} \cdot b = 3.6 \text{ m}^2$$

Spennstål

$$D := 40 \text{ mm}$$

Spennstålets diameter

$$A_p := \frac{D^2}{4} \cdot \pi = (1.257 \cdot 10^3) \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{stag}} := 8$$

På satt spennkraft

$$P_{jekk} := 695 \text{ kN}$$

Største på satt jekskraft per stag

$$\sigma_c := \frac{P_{jekk} \cdot N_{stag}}{A_c} = 1.236 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Trykkespenning over tverrsnittet ved jekking

Låsetap

$$\Delta \varepsilon_{lock} := 0.0001$$

Antatt låsetøyning

$$\varepsilon_{p.jekk} := \frac{P_{jekk}}{E_p \cdot A_p} = 0.003$$

Oppspenningstøyning

$$\Delta P_{lock} := \frac{\Delta \varepsilon_{lock}}{\varepsilon_{p.jekk}} \cdot P_{jekk} = 21.363 \text{ kN}$$

$$\Delta \sigma_{lock} := \frac{\Delta P_{lock}}{A_p} = 17 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Det er ikke tap av spennkraft fra friksjon grunnet fri armering, eller tap grunnet herdetemperatur, eller svinn siden montering ble utført lenge etter herding. Antar videre at største delen av tverrsnittet er i stadium 1.

Kryptap

$$\varepsilon_{c.kort} := \frac{\sigma_c}{E_{c.k}} = 4.598 \cdot 10^{-5}$$

Kortidstøyning i betong

$$\varepsilon_{c.lang} := \frac{\sigma_c}{E_{c.lang}} = 1.192 \cdot 10^{-4}$$

Langtidstøyning i betong

$$\Delta \sigma_{p.kort} := \varepsilon_{c.kort} \cdot E_p = 7.817 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Spenning i spennstål ved kort og langtidstøyning

$$\Delta \sigma_{p.lang} := \varepsilon_{c.lang} \cdot E_p = 20.27 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta \sigma_{kryp} := \Delta \sigma_{p.lang} - \Delta \sigma_{p.kort} = 12.453 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\Delta P_{kryp} := \Delta \sigma_{kryp} \cdot A_p = 15.648 \text{ kN}$$

Relaksasjon

Benytter relaksasjonsklasse 2
 ρ_{1000} er gitt i datablad.

$$\rho_{1000} := 0.03$$

Relaksasjonstap i prosent 1000
timer etter oppspenning

$$\sigma_{pi} := \frac{P_{jekk}}{A_p} = 553.063 \frac{N}{mm^2}$$

Påført strekkspenning

$$\mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{st.0.1}}$$

Forhold påført spenning over
strekkfastheten

$$t := 183960$$

Timer etter oppspenning

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot \frac{N}{mm^2} = 35.739 \frac{N}{mm^2}$$

$$\Delta P_{relax} := \Delta\sigma_{pr} \cdot A_p = 44.911 \text{ kN}$$

Resultere spenkraft og trykk i betongtverrsnitt

$$Prosent_{lock} := \frac{\Delta P_{lock}}{P_{jekk}} \cdot 100 = 3.074 \%$$

Tap av strekkraft i prosent

$$Prosent_{kryp} := \frac{\Delta P_{kryp}}{P_{jekk}} \cdot 100 = 2.252 \%$$

$$Prosent_{relax} := \frac{\Delta P_{relax}}{P_{jekk}} \cdot 100 = 6.462 \%$$

$$Prosent_{tot} := 100 - (Prosent_{lock} + Prosent_{kryp} + Prosent_{relax}) = 84.824 \%$$

$$P_{tot.i} := P_{jekk} - \Delta P_{lock} - \Delta P_{kryp} - \Delta P_{relax} = 613.078 \text{ kN}$$

$$P_{tot} := P_{tot.i} \cdot N_{stag} = 4904.622 \text{ kN}$$

Total resulterende spenkraft

$$\sigma_p := \frac{P_{tot.i}}{A_p} = 487.872 \frac{N}{mm^2}$$

Total resulterende spenning i
spennstål

$$\sigma_{c.spenn} := \frac{P_{tot}}{A_c} = 1.09 \frac{N}{mm^2}$$

Resulterende trykkspenning over
hele tverrsnittet betongtverrsnitt.

$$\sigma_{c.spenn.over} := \frac{P_{tot}}{A_{c.over}} = 1.362 \frac{N}{mm^2}$$

Resulterende trykkspenning i
betongtverrsnitt i overgang
tårnsøyle, tverrbærer.

Kryptall for beregning av kryptap i spennstål

Beregningen av kryptallet antar montering og oppspenning av spennstål i 1998 som gir 22 år med kryp.

$t := 8030$ Betongens alder i døgn etter pålasting

$t_o := 28$ Betongens alder ved pålastning

$RH := 70\%$ Relativ luftfuktighet

$U := h \cdot 2 + b \cdot 2 = 11000 \text{ mm}$ Lengden av omkretsen som utsettes for uttørkning

$h_o := 2 \cdot \frac{A_c}{U} = 818.18 \text{ mm}$ Effektiv tverrsnittykkelse

Faktorer som tar hensyn til virkningen av kryp

$$\beta_h := \min \left(1.5 \cdot \left(1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right) \cdot h_o + 250, 1500 \right) = 1.5 \cdot 10^3$$

$$\beta_c := \left(\frac{(t - t_o)}{(\beta_h + t - t_o)} \right)^{0.3} = 949.76 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 958.78 \cdot 10^{-3}$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_o^{0.18}} = 1.249$$

Kryptall

$$\varphi_o := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot h_o^{\frac{1}{3}}} = 1.401$$

Virkning av RF på kryptall

$$\varphi := \varphi_o \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 1.593$$

Kryptall

Macalloy

BAR & CABLE SYSTEMS

July 09



CONCRETE ENGINEERING

Post Tensioning System

Macalloy 1030

Macalloy S1030



CE
ETA-07/0046

EXPERIENCE

INNOVATION

QUALITY

Macalloy Post Tensioning System

Steel Quality

Macalloy 1030 is a carbon-chrome steel with a composition designed to give the specified properties. All bars are hot rolled. Diameters from 25mm to 40mm are cold worked by stretching. The stretching load and permanent elongation are predetermined by preliminary tests and the properties are monitored during production to ensure that the bars as supplied comply in all respects with the provisions of BS4486.

Bars of 50 and 75mm diameter are heat treated after rolling at a controlled temperature and time

to ensure that the steel achieves the mechanical properties stated in table 2. Rigorous inspection and testing is carried out, both during and after treatment, to ensure consistent tensile properties. The mechanical performance of the bar is monitored through the tensile testing of machined specimens rather than section testing.

Macalloy S1030

Stainless Macalloy S1030 bars in diameters from 20mm to 50mm are made from precipitation hardened stainless steel.

Macalloy S1030 bars are available in

lengths up to 6m for all diameters from 20mm to 40mm.

Macalloy S1030 has very good general corrosion properties, similar to grades 1.4305 (303) and 1.4301 (304) austenitic stainless steel bars. In industrial atmospheres some surface discolouration may occur over a period of time.

Macalloy S1030 is a martensitic nickel-chrome alloy steel, hardened during manufacture to attain the specified properties.

The mechanical properties of both Macalloy 1030 and S1030 bars are listed in table 2.

Table 2: Mechanical Properties

Grade	Nominal ultimate tensile strength N/mm ²	Nominal 0.1% proof stress N/mm ²	Minimum elongation %	Approximate modulus of elasticity kN/mm ²
Macalloy 1030 25-40mm	1030	835	6	170*
Macalloy 1030 50-75mm	1030	835	6	205
Macalloy S1030	1030	835	10	185

*Secant Modulus of Elasticity in range 5 - 70% UTS



Navia River Viaduct, Spain
Contractor - FCC Construcción, S.A.
Post Tensioning Sub-Contractor - BBR PTE
Designer - Technical Services of FCC Construction, S.A.



EXPERIENCE

INNOVATION

QUALITY

Macalloy Post Tensioning System

Working Load Factors

The working load factor to be used in a design is at the discretion of the Engineer but will normally be that specified in the appropriate Standard.

For prestressed concrete construction, the current standard for buildings is BS8110 and for bridges BS5400, which suggest an initial prestressing force of 70% of the characteristic failing load. For ties and similar applications in structural steel construction, the requirements of BS5950: Parts 1 and 2 apply.

Maximum prestress forces in accordance with EN 1992-1-1: 2004 Eurocode 2: Design of concrete structures, are given in the Macalloy 1030 Post Tensioning System European Technical document ETA-07/0046.

Ground anchorage design is dealt with in BS8081, which

gives recommended load factors for permanent and temporary applications.

Properties

Extensive data and test reports on bars and components are available from Macalloy's Technical Department.

The main properties are summarised as follows:

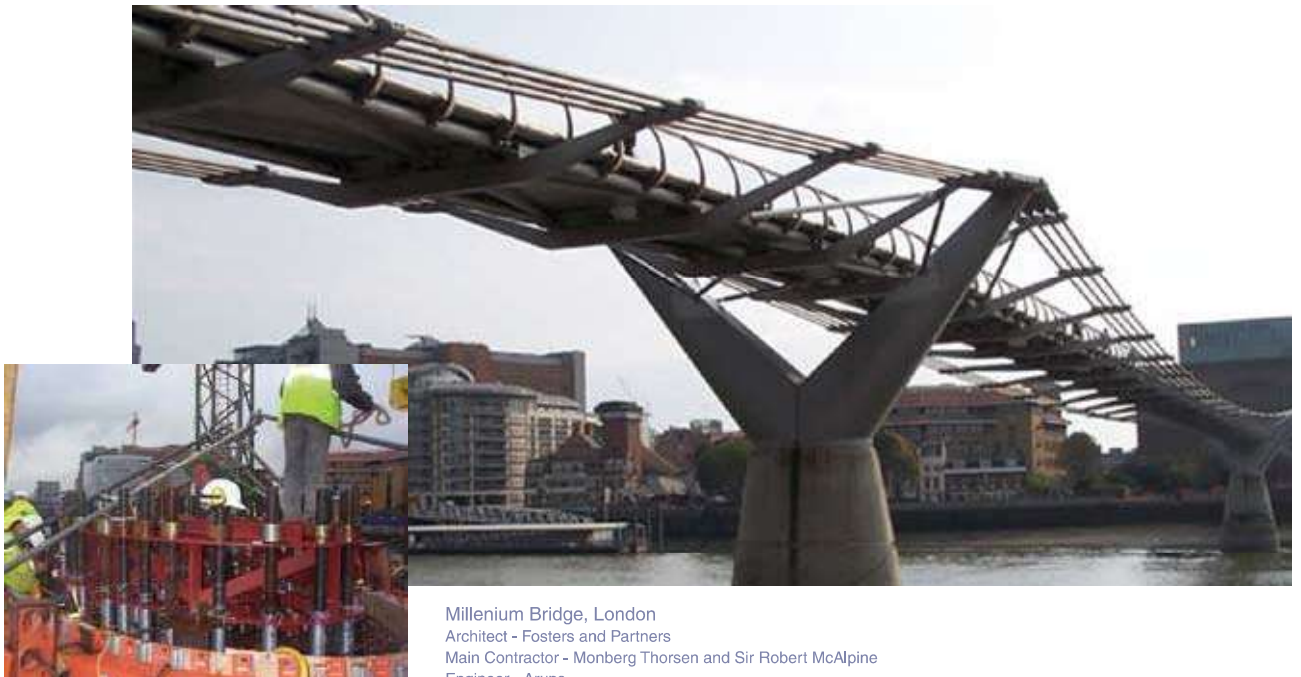
Fatigue – threaded assemblies have a fatigue resistance in excess of two million cycles of loading over a tensile stress range of 590-670 N/mm², exceeding the requirements laid down in ETAG 013.

Relaxation – the requirement laid down in BS4486 for the loss of stress due to relaxation in a bar loaded to 70% of its characteristic failure load, after 1000 hours at room temperature, is 3.5% maximum. This is comfortably

achieved with typical results below 3.0%.

Anchorage strength – anchorage efficiency tests in accordance with the requirements of ETAG 013 are carried out to verify that the failing load in the anchorage is not less than 95% of the actual failing load in the parent bar or 95% of the specified characteristic failure load. Anchorage testing also verifies that the ultimate failure occurs in the bar and is not influenced by the anchorage or coupler.

Stress Corrosion – Macalloy 1030 bars have been subjected to the F.I.P. standard stress corrosion test. No bars failed during the 200 hour duration of the test and subsequent tensile tests to failure showed no significant reduction in the ultimate or 0.1% proof stresses.



Millenium Bridge, London
 Architect - Fosters and Partners
 Main Contractor - Monberg Thorsen and Sir Robert McAlpine
 Engineer - Arups

EXPERIENCE

INNOVATION

QUALITY

