



Håkon Kjelstrup
Truls Eide Hatteland

Styrkeberegning av hengebrutårn av armert betong:

Stivhetsberegning og kontroll av Hardangerbrua i
brudd- og bruksgrensetilstand

Juni 2020



Kunnskap for en bedre verden

Styrkeberegning av hengebrutårn av armert betong:

Stivhetsberegning og kontroll av Hardangerbrua i brudd- og
bruksgrensetilstand

Håkon Kjelstrup

Truls Eide Hatteland

Bygg- og Miljøteknikk (5-årig)

Innlevert: Juni 2020

Hovedveileder: Terje Kanstad

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2020

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 10.06.2020	ANTALL SIDER: 106 + 91
------------------------------------	---------------------	---------------------------

TITTEL:

**Styrkeberegning av hengebrutårn av armert betong:
Stivhetsberegning og kontroll av Hardangerbrua i brudd- og bruksgrensetilstand.**

Structural strength analysis of suspension bridge towers made of reinforced concrete:
Verification of the Hardanger-bridge in ultimate and serviceability limit states.

UTFØRT AV:



Håkon Kjelstrup



Truls Eide Hatteland

SAMMENDRAG:

Oppgaven handler om kontroll av Hardangerbrua i brudd- og bruksgrensetilstand. Hardangerbrua er en hengebru i Vestland fylke. Total lengde på brua er 1380 meter og med et hovedspenn på 1310 meter har Hardangerbrua det lengste bruspenet i Norge. Det ene brutårnet er 201.5 meter høyt, og er den høyeste betongkonstruksjonen på Fastlands-Norge.

Brua har blitt kontrollert for flere lastkombinasjoner, der vind, trafikk, egenlast, og forspenning er kreftene som blir betraktet. Beregningsprogrammet ABAQUS blir brukt for analyser i både brudd- og bruksgrensetilstand. Det er gjort stivhetsberegning av tårnbenene ved bruk av Excel-program. Programmet ble verifisert og resultatene har maksimalt avvik på 6.4% sammenlignet med analytiske metoder.

I bruddgrensetilstand blir stivhet og momentkapasitet beregnet for ferdig konstruert bru, og for brutårn under byggefasen. Utnyttelsesgraden med hensyn på moment for mest kritiske snitt er 97.2%. Beregnet E-modul i bruddgrensetilstand ligger hovedsakelig i området 30-60% av E_{cm} , men enkelte støpetapper får beregnet E-modul på kun 21-25% av E_{cm} .

Stivhet og spenningstilstand for tårnbenene blir beregnet for ferdig konstruert bru i bruksgrensetilstand. Rissvidder, deformasjoner og spenninger er kontrollert opp mot Eurokode 2. Største trykkspenning i betongen er 16.6 MPa, som er lavere en grenseverdiene for spenningsbegrensning. Hele tårnet er i trykk, og det vil ikke dannes riss på grunn av strekk, og rissviddebegrensning er dermed godkjent. Deformasjoner av brutårnet er små i forhold til størrelsen. Utbøyning i topp av brutårnene er kun 25 cm, og lokale deformasjoner vil ikke forhindre trafikken.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDER: Terje Kanstad, NTNU

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Sammendrag

Oppgaven handler om kontroll av Hardangerbrua i brudd- og bruksgrensetilstand. Hardangerbrua er en hengebru i Vestland fylke. Total lengde på brua er 1380 meter og med et hovedspenn på 1310 meter har Hardangerbrua det lengste bruspenntet i Norge. Det ene brutårnet er 201.5 meter høyt, og er den høyeste betongkonstruksjonen på Fastlands-Norge.

Brua har blitt kontrollert for flere lastkombinasjoner, der vind, trafikk, egenlast, og forspenning er kreftene som blir betraktet. Beregningsprogrammet ABAQUS blir brukt for analyser i både brudd- og bruksgrensetilstand.

Det er gjort stivhetsberegning av tårnbenene ved bruk av Excel-program. Excel-programmet tar inn tverrsnittsdata, aksialkrefter og moment for hver støpetappe, og gir tilbake bruddmoment, spenningstilstand, krumning og E-modul ved gitt lasttilfelle. Programmet ble verifisert og resultatene har maksimalt avvik på 6.4% sammenlignet med analytiske metoder.

I bruddgrensetilstand blir stivhet og momentkapasitet beregnet for ferdig konstruert bru, og for brutårn under byggefasen. Utnyttelsesgraden med hensyn på moment for mest kritiske snitt er 97.2%. Beregnet E-modul i bruddgrensetilstand ligger hovedsakelig i området 30-60% av E_{cm} , men enkelte støpetapper får beregnet E-modul på kun 21-25% av E_{cm} . Momentkapasiteten til riglene er beregnet med en forenklet metode og utnyttelsesgraden er 59%, 93.5% og 101.7% for planums-, midt- og topprigel.

Stivhet og spenningstilstand for tårnbenene blir beregnet for ferdig konstruert bru i bruksgrensetilstand. Rissvidder, deformasjoner og spenninger er kontrollert opp mot Eurokode 2. Beregnet spenningstilstand viser at hele tårnet er i trykk. Største trykkspenning i betongen er 16.6 MPa, som er lavere enn grenseverdiene for spenningsbegrensning. Siden hele tårnet er i trykk vil det ikke dannes riss på grunn av strekk, og rissviddebegrensning er dermed godkjent. Deformasjoner av brutårnet er små i forhold til størrelsen. Utbøyning i topp av brutårnene er kun 25 cm, og lokale deformasjoner vil ikke forhindre trafikken.

Abstract

This thesis is about verification of the Hardanger-bridge in ultimate and serviceability limit states. The Hardanger-bridge is a suspension bridge in the county of Vestland. The total length of the bridge is 1380 meters and with a main span of 1310 meters, the Hardanger bridge has the longest span in Norway. The tallest bridge tower is 201.5 meters high and is the tallest concrete structure in mainland Norway.

The bridge has been checked for several load combinations, where wind, traffic, self load, and prestress are the forces being considered. The finite element program ABAQUS is used for analyzes in both ultimate and serviceability limit states.

Stiffness calculations of the tower legs have been made using Excel. The Excel program require cross-sectional data, axial forces and bending moment for each casting section and returns fracture moment, stress distribution, curvature and Young's modulus for a given load case. The program was verified, and the results have a maximum deviation of 6.4% compared to analytical methods.

In the ultimate limit state, stiffness and bending moment capacity are calculated for the bridge after construction is completed and for the towers during the construction stage. The utilization rate for bending moment for the most critical sections is 97.2%. Estimated Young's modulus in ultimate limit state is mainly in the range 30-50% of E_{cm} , but some casting sections get calculated Young's modulus of only 21-25% of E_{cm} . The bending moment capacity of the cross beams is calculated using a simplified method and the utilization rate is 59%, 93.5% and 101.7% for the bottom, center, and top cross beam.

The stiffness and stress states of the bridge towers are calculated for the post construction stage in serviceability limit state. Cracks, deformations and stresses are checked against Eurocode 2. Calculated stress shows that the entire tower is in compression. The highest compressive stress in the concrete is 16.6 MPa, which is lower than the limit values for stress limitation. Since the entire tower is in compression, cracks will not be formed due to tension, and the crack width restriction is thus approved. Deformations of the bridge towers are small in size. Deflection at the top of the bridge towers is only 25 cm, and local deformations will not prevent traffic.

Forord

Denne masteroppgaven er utført ved institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven er på 30 studiepoeng og ble utført våsemesteret 2020. Masteroppgaven markerer slutten på et 5-årig studie på sivilingeniørlinjen Bygg- og miljøteknikk for begge forfatterne av rapporten.

Oppgaven handler om stivhetsberegning av brutårnene på Hardangerbrua i brudd- og bruksgrensetilstand, samt kontroll av rissvidder, spenningsbegrensning og deformasjonbegrensning. Beregningsprogrammet ABAQUS er brukt til modellering og analyser av brua og brutårnene.

Bruer, og spesielt hengebruer, er en konstruksjonstype som vi ikke har vært borti tidligere. Gjennom masteroppgaven har vi dermed lært mye nytt om et emne som vi anser som relevant for vår spesialisering, samtidig som vi har fått anvendt kunnskapen vi har tilegnet oss gjennom betongkonstruksjonsfag tatt tidligere i studiet.

Vår veileder har vært Terje Kanstad og vi vil takke for veiledningen og hjelpen han har gitt oss. Vi vil også takke Alexander Kyte fra Norconsult for å ha holdt foredrag for oss og delt sin kunnskap. Til slutt vil vi takke medstudenter, venner og familie.

Innhold

Sammendrag	v
Abstract	vii
Forord	ix
Tabeller	xiv
Figurer	xvi
1 Innledning	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Utvikling av hengebruer i Norge	1
1.3 Formål	2
1.4 Oversikt	2
2 Hardangerbrua	3
2.1 Generell informasjon	3
2.2 Geometri	4
2.3 Byggeprosessen	5
2.3.1 Ferdigtilstand	6
2.3.2 Før montering av bærekabel	6
3 Material- og tverrsnittsdata	9
3.1 Materialfaktorer	9
3.2 Brutårn	9
3.3 Tårnfundament	10
3.4 Bærekabler	10
3.5 Hengekabler	11
3.6 Brubjelke	11
3.7 Armering	12
4 Laster	13
4.1 Trafikklast	13
4.1.1 Trafikklast N400 - Utgave fra 2009	13
4.1.2 Oppdatert Trafikklast	14
4.2 Egenlast	16
4.3 Forspeningskraft i rigler	16
4.4 Vindlast	17
4.4.1 Vindhastighet og vindtrykk	17
4.4.2 Vindlast på brutårn	21
4.4.2.1 Ferdigtilstand	21
4.4.2.2 Byggetilstand	24
4.4.2.3 Rigel	25
4.4.3 Vindlast på bærekablene	25
4.4.4 Vindlast på brubjelke	26
5 Lastkombinasjon	27
5.1 Bruddgrensetilstand	27

5.1.1	Byggetilstand	27
5.1.2	Ferdigtilstand	28
5.2	Bruksgrensetilstand	29
6	Modellering	31
6.1	Programvare	31
6.2	Elementtyper	31
6.3	Modellering av brua i ferdigtilstand	32
6.3.1	Brutårn	32
6.3.2	Bærekabler	33
6.3.3	Hengekabler	33
6.3.4	Brubjelken	34
6.3.5	Randbetingelser	34
6.4	Modellering av brutårn i byggetilstand	35
6.4.1	Modell	35
6.4.2	Randbetingelser	36
6.5	Mesh	36
6.6	Modellering av laster i bruddgrensetilstand	38
6.6.1	Egenlast	38
6.6.2	Vindlast	39
6.6.2.1	Vindlaster byggetilstand	39
6.6.2.2	Vindlaster ferdigtilstand	40
6.6.3	Trafikklast	41
6.6.3.1	Trafikklast etter N400 utgave 2009	41
6.6.3.2	Trafikklast etter Eurokode 1 del 2	42
6.7	Modellering av laster i bruksgrensetilstand	43
6.7.1	Egenlast	43
6.7.2	Trafikklast etter Eurokode 1 del 2	43
6.7.3	Vindlaster ferdigtilstand	44
6.8	Kontroll av ABAQUS modell og laster	45
6.8.1	Sammenligning med krefter fra Statens vegvesen	45
6.8.2	Konvergensanalyse	45
7	Stivhetsberegning	49
7.1	Teori	49
7.1.1	Moment-krumning relasjon	49
7.1.2	Anvendelse av linearisert 2. ordens teori	50
7.2	Beregningsprogram	52
7.2.1	Verifisering av beregningsprogram	55
7.2.1.1	Kontroll av bruddgrensetilstand	56
7.2.1.2	Kontroll av bruksgrensetilstand	58
7.3	Resultater fra lamellmetoden	63
7.3.1	Resultater fra bruddgrense	63
7.3.2	Resultater fra bruksgrense	67
7.3.3	Kontroll av rigler	70
8	Bruksgrensetilstander	73
8.1	Spenningsbegrensning	73
8.2	Rissviddebegrensning	74

8.3	Deformasjonsbegrensning	75
8.4	Grenseverdier	76
8.5	Spenningstilstand i brutårn ved bruksgrense	77
8.6	Fri høyde og bredde ved bruksgrensetilstand	79
9	Diskusjon	81
9.1	Laster	81
9.2	Modellering	82
9.3	Verifisering av lamellmetoden	82
9.4	Bruddgrensetilstand	83
9.5	Bruksgrensetilstand	84
10	Konklusjon	87
10.1	Forslag til videre arbeid	88
	Referanser	89
	Vedlegg	91

Tabeller

1	Viktige geometrisk mål	5
2	Materialfaktorer	9
3	Material- og tverrsnittsdata for brutårnene	9
4	Material- og tverrsnittsdata for tårnfundamentene	10
5	Material- og tverrsnittsdata for bærekablene	10
6	Material- og tverrsnittsdata for hengekablene	11
7	Material- og tverrsnittsdata for brubjeken	11
8	Material- og tverrsnittsdata for spennarmering	12
9	Materialdata for slakkarmering	12
10	Trafikklast N400	13
11	Effektive laster uten lastfaktor, N400	13
12	Trafikklast etter Eurokode 1 del 2	15
13	Effektive laster uten lastfaktor	16
14	Egenlaster på Hardangerbrua	16
15	Retningsfaktor, C_{dir}	17
16	Sesongfaktor, C_{season}	17
17	Sannsynlighetsfaktor, C_{prob}	18
18	Basisvindhastigheten, v_b	18
19	Terrengfaktorer	19
20	Vindhastigheter for brua i ferdigtilstand	20
21	Vindhastigheter for brua i byggetilstand	20
22	Vindtrykk for brua i ferdigtilstand	20
23	Vindtrykk for brua i byggetilstand	20
24	$C_{f,0}$	22
25	ψ_r og ψ_{lambda}	23
26	C_f	23
27	Vindlast på tårn i ferdigtilstand	23
28	Vindlast på tårn i byggefase	24
29	Vindlast på rigel	25
30	Vindlast på brubjelke	26
31	Lastfaktorer	27
32	Forspenningskrefter i riglene	33
33	Meshdata for ABAQUS modell	37
34	Egenlaster i ABAQUS	38
35	Vindlaster i lengderetning for byggetilstand i ABAQUS	39
36	Vindlaster i tverretning for byggetilstand i ABAQUS	40
37	Vindlaster i lengderetning for ferdigtilstand i ABAQUS	40
38	Vindlaster i tverretning for ferdigtilstand i ABAQUS	41
39	Trafikklast i ABAQUS etter N400 utgave 2009	41
40	Trafikklast i ABAQUS etter Eurokode 1 del 2	42
41	Egenlaster i ABAQUS	43
42	Trafikklast i ABAQUS etter Eurokode 1 del 2	43
43	Vindlaster i lengderetning for ferdigtilstand i ABAQUS	44
44	Vindlaster i tverretning for ferdigtilstand i ABAQUS	44
45	Krefter i bærekabel	45
46	Konvergensanalyse brutårn	47
47	Konvergensanalyse bærekabler og brubjelke	48

48	Tidsforbruk for konvergensanalyse	48
49	Krefter i ulike tøyningstilstander	56
50	Sammenligning av lamellmetoden og håndregning	61
51	Stivhetsberegning, Bruddgrense, Lengderetning, Iterasjon 3	65
52	Stivhetsberegning, Bruddgrense, Tverretning, Iterasjon 3	66
53	Stivhetsberegning, Bruksgrense, Lengderetning, Iterasjon 3	68
54	Stivhetsberegning, Bruksgrense, tverretning, iterasjon 3	69
55	α -verdi for riglene	71
56	Moment og momentkapasitet i riglene	71
57	Grenseverdier i bruksgrensetilstand	76

Figurer

1	Hardangerbrua	3
2	Plassering av Hardangerbrua	4
3	Tilbaketrekking av brutårnene	6
4	Brutårn med heisekran	7
5	Knekk lengder for ulike innspenninger	7
6	Tverrsnitt av brubjelken med trafikklast fra N400-2009	14
7	Lasttype V1	14
8	Tverrsnitt av brubjelken med trafikklast fra Eurokode 1 del 2	15
9	Lastmodell 1, langs brubjelken	15
10	$C_{f,0}$	21
11	ψ_{λ}	22
12	Brutårn med forskaling, heis og kran	24
13	$C_{f,0}$ for bærekabelene	25
14	Vindlast på brubjelken	26
15	Modell i ABAQUS for ferdigtilstand	32
16	Modellering av brubjelken i ABAQUS	34
17	Randbetingelser - ferdigtilstand	35
18	Kobling av brubjelke til planumsrigel	35
19	Randbetingelser - Brutårn byggetilstand	36
20	Datumpunkter og noder i brutårnene	37
21	Krumning av armert betongtverrsnitt	49
22	2.ordens beregning	50
23	Sikkerhetsmargin når E-modul øker ved iterasjon	51
24	Sikkerhetsmargin når E-modul avtar ved iterasjon	51
25	Bruker grensesnitt av Excel	52
26	Arbeidsdiagrammer fra Excel	53
27	Bruker grensesnitt av Excel, spenningstilstand	54
28	Moment-krumningsdiagram for støpeetappe 4	54
29	Tverrsnittet som er brukt til kontroll av lamellmetoden	55
30	M-N diagram funnet ved lamellmetoden og håndregning	56
31	Tøyning og spenning i tverrsnitt påkjent høy aksialkraft	57
32	Tøyning og spenning i tverrsnitt påkjent lav aksialkraft	57
33	Tverrsnitt påkjent moment og aksialkraft	58
34	Grafisk løsning av ligning 40 og 42	59
35	Moment-krumningsdiagram fra lamellmetoden	60
36	Fordeling av indre krefter fra lamellmetoden	60
37	Bilinær og parabel-rektangel spenning-tøyningssammenheng	63
38	Sikkerhetsmargin for støpeetappe 13, bruddgrense, lengderetning	64
39	Fordeling av indre krefter i rigel	70
40	Fri bredde og høyde over kjørebane	76
41	Spenningstilstand, Vind i tverretning	78
42	Spenningstilstand, Vind i Tverretning	78
43	Fordeling av vindkasttrykk på brutårnet	81
44	Momentdiagrammer for bruddgrense	84
45	Momentdiagrammer for bruksgrense	85

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Europavei 39 mellom Trondheim og Kristiansand er 1100 kilometer lang, består av 7 ferjeforbindelser og kjøretiden er rundt 21 timer. Stortinget har et langsiktig mål om å gjøre strekningen ferjefri og i 2010 startet Statens vegvesen med mulighetsstudier. Fjerning av ferjer og enkelte veiforbedringer kan forkorte kjøretiden og dermed knytte næring- og boregionene på vestlandet tettere sammen[1]. Det er foreslått flere mulige løsninger for fjordkryssingene. Undervannstunnel, flytebru, hengebru og flytende undersjøisk rørbru er mulige løsninger som vurderes for å gjøre strekningen ferjefri. På grunn av dybden og bredden til fjordene vil det være nødvendig med svært lange spenn på hengebruene. Over Halsafjorden, Sulafjorden og Sognefjorden er det foreslått å bygge hengebruer som vil få hovedspenn på over 2000 meter og dermed få lengre spenn enn Akashi Kaikyo-brua i Japan, som idag har verdens lengste spenn på 1991 meter[2].

1.2 Utvikling av hengebruer i Norge

Hengebruer har en lang tradisjon i Norge og de første ble bygget i starten av 1900-tallet. Det kupert landskapet og det store antallet fjorder og elver gjør at behovet for bruer er stort. Den lave trafikkmengden og et begrenset budsjett til veiutbygging har ført til en ulik praksis innen brubygging enn det som er vanlig i utlandet. Bruene i Norge har ofte blitt bygget svært slanke og med kun to kjørefelt. For bruer med tilsvarende lengde i utlandet er det vanlig med flere kjørefelt. Blant bruene med to kjørefelt er Hardangerbrua den som har lengst spenn i verden.

Gode grunnforhold til fjellforankring og behov for lange spenn gjør at hengebruer ofte er økonomisk gunstig i Norge. De første hengebruene som ble bygget i Norge fulgte utenlandsk praksis og ble bygget som stive konstruksjoner, men disse ble ansett som uøkonomiske og praksisen ble fort endret til å bygge myke hengebruer med valsede profiler som brubjelke. Fykkesundbrua fra 1937 er den lengste myke hengebrua bygget i Norge med et spenn på 230 meter, og den er fortsatt åpen for trafikk den dag i dag.

Økte trafikklaster på 1950-tallet gjorde at de myke hengebruene fikk betydelige skader av de store deformasjonene som førte med trafikklaster. I tillegg til mer fokus på areodynamisk stabilitet etter Tacoma-Narrows ulykken i 1940, ble bruene på 1950-tallet bygget mer stive. Ved å utføre brubjelken som fagverk ble det mulig med både større trafikklaster og lengre spenn, samtidig som bruene ble mer stabile. Siden 1990-tallet er det blitt vanlig å bygge hengebruer med kassetverrsnitt[3]. Den aerodynamiske profilen på tverrsnittet gir redusert vindlast og sammen med høy torsjonstivhet har hengebruer med kassetverrsnitt mye bedre aerodynamisk stabilitet.

1.3 Formål

Formålet med oppgaven er å studere Hardangerbrua med fokus på brutårnene. Betonggruppen ved NTNU har et ønske om å oppdatere seg på styrkeberegninger av brutårn. Ved å studere Hardangerbrua vil man få et viktig grunnlag for styrkeberegninger av fremtidige rekordhøye brutårn på prosjektet ferjefri E39.

Stivhet og spenningstilstand skal bli kontrollert for både brudd- og bruksgrensetilstand, ved å bruke et Excel-program til å finne moment-krumning relasjon. Excel-programmet må verifiseres før det kan brukes. I bruddgrense skal det beregnes stivhet og momentkapasitet av brutårnene i ferdigtilstand og i byggetilstand. I bruksgrense skal spennings-, deformasjon-, og rissviddebegrensninger kontrolleres i ferdigtilstand. Beregningsprogrammet ABAQUS vil bli brukt for modellering og analyse av Hardangerbrua.

1.4 Oversikt

Denne oppgaven består av 10 kapitler. Kapittel 1 er innledning og kapittel 2 og 3 inneholder informasjon om Hardangerbrua og materialene som er brukt. Kapittel 4 og 5 er beregning av laster og lastkombinasjoner. Kapittel 6 viser hvordan modelleringen er gjort. I kapittel 7 er det gjort stivhetsberegninger og funnet utnyttelsesgrad for tårnbenene. Bruksgrensetilstand er vurdert i kapittel 8, og tilslutt blir resultatene og metodene diskutert i kapittel 9, etterfulgt av konklusjon i kapittel 10.

2 Hardangerbrua

2.1 Generell informasjon

Med et hovedspenn på 1310 meter er Hardangerbrua den brua i Norge som har lengst spenn. Det ene brutårnet er 201.5 meter høyt, og er den høyeste betongkonstruksjonen på Fastlands-Norge. Brua krysser Eidfjorden, som er den innerste delen av Hardangerfjorden. Da brua ble åpnet i 2013 erstattet den ferjeforbindelsen mellom Bruravik - Brimnes og reduserte kjøretiden mellom Oslo og Bergen med 30 minutter[4]. Etter åpningen i 2013 ble det registrert en årsdøgntrafikk på 1579, og i 2018 hadde årsdøgntrafikken steget til 2004[5]. Totalpris på brua og tilførselsveier ble 2,3 milliarder og 65 % av dette skal dekkes av bompenger[6].



Figur 1: Hardangerbrua[7]



Figur 2: Plassering av Hardangerbrua[8]

2.2 Geometri

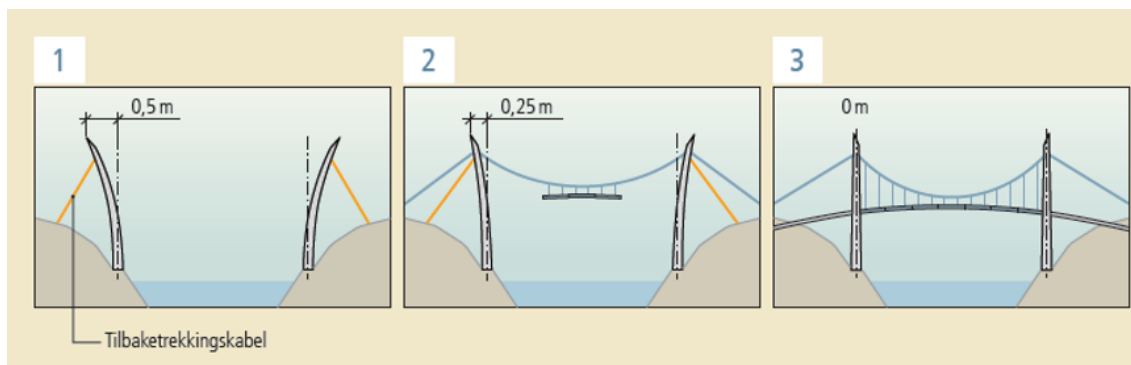
Brua har en total lengde på 1380 meter. Hovedspennet er 1310 meter og sidepenne-ene er 45 og 25 meter. Det er fuger som deler brubjelken ved tårnene slik at brubjelken i hovedspennet er uavhengig av brubjelken i sidespennene. Brubjelken har en vertikalkurvatur på 32.8‰ som gjør at brubjelken ligger 10 meter høyere midt i hovedspennet enn ved tårnene. Brutårnet i sør er 201.5 meter. På nordsiden av fjorden er fundamentet støpt 8 meter høyere og tårnet har en høyde på 193.5 meter. Sadelene er plassert i kotehøyde 187.5, og tårnhusene er formet som en 15 meter høy spiss. Tårnene har en skjevstilling på tvers av kjørebane og heller mot hverandre. I bunnen er skjevstillingen 3.75 grader og den avtar gradvis mot toppen hvor tårnene er vertikale. Bærekablene har en pilhøyde på 121 meter og total lengde på 1765 meter. Det er 130 hengekabler på brua og lengden varierer mellom 3 og 127 meter. De viktigste målene på brua er gitt i tabell 1 og i vedlegg F.

Tabell 1: Viktige geometrisk mål

Informasjon	Verdi [m]
Hovedspenn	1310
Sidespenn Vallvik	45
Sidespenn Bu	25
Brutårn høyde Vallvik	201.5
Brutårn høyde Bu	193.5
Kotehøyde fundamentbunn Vallvik	1
Kotehøyde fundamentbunn Bu	9
Kotehøyde sadel	187.5
Kotehøyde bunn planumstrigel	39.1
Kotehøyde bunn midtrigel	91.2
Kotehøyde bunn topprigel	179
Høyde planumstrigel	7.5
Høyde midtrigel	8.6
Høyde topprigel	6
Planumskote ved tårn	52.7
Planumskote midtspenn	63.5
Pilhøyde bærekabel	121
Kotehøyde bærekabel forankring	102.8
Avstand mellom hengekabler	20

2.3 Byggeprosessen

Byggingen av tilførselsveier startet i februar 2009 og støpingen av tårnene startet 6 måneder senere. Støping av tårnene ble gjort ved å bruke klatreforskaling med 4 meters støpeetapper. Det tok omtrent 1.5 år å bygge brutårnene og det ble brukt $22400 m^3$ betong. Før bærekablene ble montert ble tårntoppene trukket tilbake 0.5 meter med en tilbaketrekningsskabel. Tårnene trekkes tilbake fordi de skal være vertikale etter at all egenlast er påført. Ved å benytte denne metoden vil det ikke oppstå moment i brutårnene fra egenlasten, som vil føre til mindre vertikal deformasjon av brubjelken. Etter tilbaketrekning av tårnene ble det brukt 1 år på kabelspinning og montering av hengekabler. Kassetverrsnittet ble produsert i Kina og fraktet til Norge på skip. Kassetverrsnittet som er brukt er en lukket stålkasse og ble produsert i lengder på 15 meter. Produksjonen av stålkassene tok ca. 2 år og pågikk parallelt med støping av brutårnene og montering av kabler. Ved montering ble først 4 stålkasser satt sammen til en seksjon før hele seksjonen ble løftet på plass og festet i hengekablene. For å få jevn lastfordeling blir den midterste seksjonen montert først og deretter monteres seksjonene symmetrisk ut fra midten. Etterhvert som seksjonene blir montert slakkes tilbaketrekningsskablene [6]. Figur 3 viser stegene i monteringen av bærekablene og brubjelken.



Figur 3: Tilbaketrekking av brutårnene[6]

Brutårnene har forskjellig oppførsel i de ulike byggefasene og kapasiteten må derfor beregnes på ulike stadier. De to mest kritiske fasene er ferdigtilstand og når tårnene er ferdig støpte, men bærekablene ikke er montert.

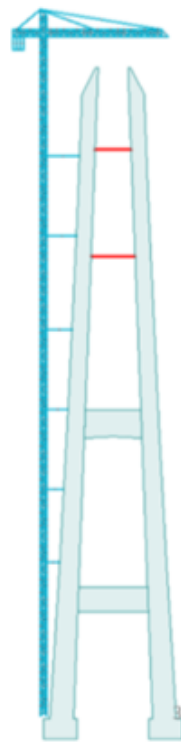
2.3.1 Ferdigtilstand

Bærekablene vil stabilisere brutårnene i bruas lengderetning og hindre knekking om svak akse. Fastholdingen fra bærekablene vil hindre forskyvning i toppen i så stor grad at brutårnene kan modelleres som en søyle med fast innspenning i bunn og fastholdt mot forskyvning i toppen[9]. Knekk lengden av brutårnene blir dermed $0.7L$ som vist i figur 5.

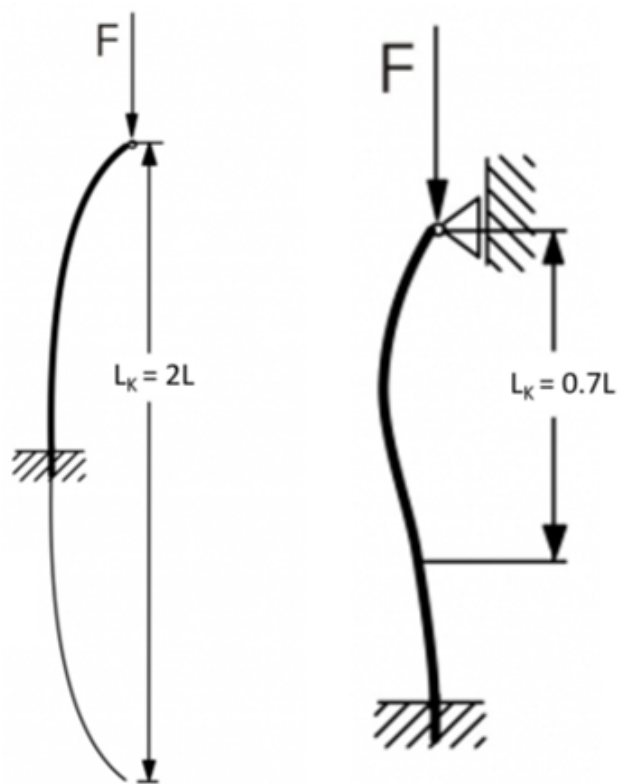
2.3.2 Før montering av bærekabel

I perioden når brutårnene støpes vil de være utsatt for knekking siden bærekablene ikke stabiliserer tårnene. Videre i oppgaven blir denne fasen kalt byggetilstand. Brutårnene er i denne fasen kun fast innspent i bunn og ikke fastholdt mot forskyvning i toppen. Knekk lengden på brutårnet vil derfor i denne fasen være $2L$.

Kran, heis og forskaling vil gi økt vindfang og større krefter i tårnene. Figur 4 viser hvordan kran er montert og festet i tårnene. Det økte vindfanget fra kran, heis og forskaling kan gi strekk i konstruksjonsdeler som i utgangspunktet vil være i trykk. Avstivningsstag brukt i støpingen av topprigelen vil på grunn av aksialkrefter fra skjevstillingen av brutårnene normalt ha stor trykkraft, men vindlasten kan gi strekk i disse.



Figur 4: Brutårn med heisekran



Figur 5: Kneklengder for ulike innspenninger

3 Material- og tverrsnittsdata

Material- og tverrsnittsdata er hentet fra en prosjektbeskrivelse av Hardangerbrua laget av dynamikkgruppen ved NTNU[10] og fra beregningsdokument laget av Statens vegvesen[11].

3.1 Materialfaktorer

Materialfaktorene som er benyttet er gitt av NS-EN 1992-1-1 [12](heretter kalt Eurokode 2 del 1)

Tabell 2: Materialfaktorer

Materialiale	Symbol	Verdi
Betong	γ_c	1.5
Armeringstål	γ_s	1.15
Spennstål	γ_s	1.15

3.2 Brutårn

Betongkvaliteten i brutårnene er B45.

Tabell 3: Material- og tverrsnittsdata for brutårnene

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Bredde ⁽¹⁾	b	4.5-7.0	m
Lengde ⁽¹⁾	l	4.5-8.7	m
Massetetthet	ρ	2548	$\frac{kg}{m^3}$
Karakteristisk sylindertykkfasthet etter 28 døgn	f_{ck}	45	MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	25.5	MPa
Poisson ratio	ν	0.18	
E-modul ⁽²⁾	E_{cm}	36000	MPa
(1) Bredde og lengde er gitt i vedlegg F			
(2) E-modul behandles videre i kapittel 7			

3.3 Tårnfundament

I fundamentene ble det brukt B35 lavvarmebetong for å gi redusert varmeutvikling under herding.

Tabell 4: Material- og tverrsnittsdata for tårnfundamentene

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Bredde	b	10	m
Lengde	l	15	m
Massetetthet	ρ	2548	$\frac{kg}{m^3}$
Karakteristisk trykkfasthet	f_{ck}	35	MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	19.8	MPa
Poisson ratio	ν	0.18	
E-modul ⁽²⁾	E_{cm}	34000	MPa
(2) E-modul behandles videre i kapittel 7			

3.4 Bærekabler

Bærekablene bygges opp av parallelle tråder i 19 bunter. Hver bunt består av 528 stk. 5.3 mm tykke høvfaste ståltråder. Bærekablene er viklet med varmforsinket ståltråd dekket med en vannavvisende duk av armert polyetylen.

Tabell 5: Material- og tverrsnittsdata for bærekablene

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Diameter	d	600	mm
Areal	A	0.22	m^2
Massetetthet	ρ	8400	$\frac{kg}{m^3}$
Strekfasthet	f_u	1570	MPa
Andre arealmoment	I_{11}	$6 \cdot 10^{-5}$	m^4
Andre arealmoment	I_{12}	0	m^4
Andre arealmoment	I_{22}	$6 \cdot 10^{-5}$	m^4
Torsjonskonstant	J	0.00012	m^6
Poisson ratio	ν	0.3	
E-modul	E	200000	MPa
Skjærmodul	G	76923	MPa

3.5 Hengekabler

Tabell 6: Material- og tverrsnittsdata for hengekablene

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Diameter ⁽³⁾	d	68	mm
Areal	A	0.0032	m^2
Massetetthet	ρ	7800	$\frac{kg}{m^3}$
Strekfasthet	f_u	1570	MPa
Poisson ratio	ν	0.3	
E-modul	E	160000	MPa
Skjærmodul	G	61538	MPa

(3) Overflatebelegg er inkludert i diameteren

3.6 Brubjelke

Tabell 7: Material- og tverrsnittsdata for brubjelen

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Areal	A	0.5813	m^2
Massetetthet	ρ	8400	$\frac{kg}{m^3}$
Flytespenning	f_y	355	MPa
Andre arealmoment	I_{11}	0.972	m^4
Andre arealmoment	I_{12}	0	m^4
Andre arealmoment	I_{22}	16.448	m^4
Torsjonskonstant	J	2.46	m^4
Wrappingkonstant	Γ_w	4.298	m^6
Poisson ratio	ν	0.3	
E-modul	E	210000	MPa
Skjærmodul	G	80769	MPa

3.7 Armering

Vedlegg F viser armeringsmengde og plassering i tårnene og fundamentet. Tabell 8 viser material- og tverrsnittsdata for spennarmeringen. Slakkarmeringen som er brukt er B500NC og materialdata er gitt i tabell 9.

Tabell 8: Material- og tverrsnittsdata for spennarmering

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Diameter	d	56	mm
Areal per kabel	A	2463	mm^2
Karakteristisk strekkfasthet	f_{pk}	1860	MPa
Karakteristisk 0.1% strekkgrense	$f_{p0.1k}$	1640	MPa
Dimensjonerende flytespenning	f_{pd}	1426	MPa
E-modul	E_p	160000	MPa

Tabell 9: Materialdata for slakkarmering

Informasjon	Symbol	Verdi	Enhet
Karakteristisk flytespenning	f_{yk}	500	MPa
Dimensjonerende flytespenning	f_{yd}	434	MPa
E-modul	E_s	200000	MPa

4 Laster

4.1 Trafikklast

4.1.1 Trafikklast N400 - Utgave fra 2009

Håndbok N400[13] ble brukt for å beregne trafikklasten ved original prosjektering. Trafikklast beregnet etter 2009 utgaven av N400 blir benyttet til verifisering av ABAQUS modellen ved å sammenligne aksialkrefter i bærekablene ved topp av brutårn, mot beregnede kabelkrefter gitt av Statens vegvesen.

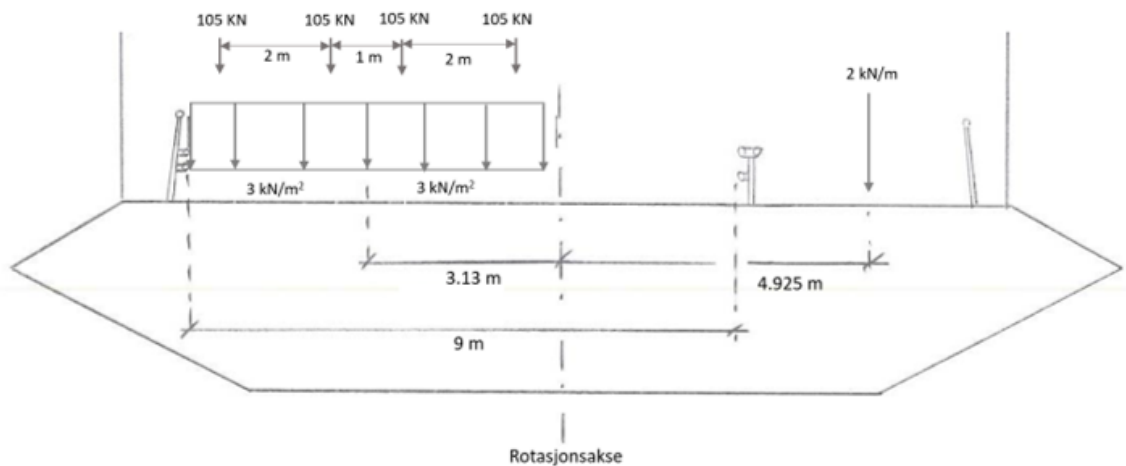
Kjørebane på Hardangerbrua består av to kjørefelt og er totalt 9 meter bred. I tillegg er det et gang og sykkel felt på 3.25 meter. Trafikklasten skal plasseres i forskjellige lastfelt og lastfeltene skal plasseres ugunstig i både bredde og lengderetning. Et lastfelt er 3 meter bredt og antall belastede lastfelt skal ikke overstige antall kjørefelt på brua. Bruas kjørebane kan dermed deles inn i tre felt, der to felt belastes samtidig. Lasttype V1, vist i figur 7, er dominerende og den mest ugunstige plasseringen er vist i figur 6. Den mest ugunstige plasseringen er å plassere trafikklasten i kjørefeltene lengst unna gangfeltet. De fordelte lastene opptrer over hele bruas lengde, mens punktlaster opptrer kun i bruas midtpunkt. Lasttype V1 består av tre punktlaster i hvert felt, hvor plasseringen av lastene er vist i figur 7. Bremselasten er 500 kN, men opptrer ikke samtidig som lasttype V1. Bremselasten er minimal sammenlignet med de andre lastene som påvirker brua og sees derfor bortfra. På grunn av lastens eksentrisitet vil det oppstå et moment om rotasjonsaksen. For å motstå momentet vil hengekablene på den ene siden av brua få større strekkraft. En likevektsberegning av lastene vist i figur 6 gir at momentet er $46.49 \frac{kNm}{m}$, og totalt moment for hele brua er 60901.9 kNm. Beregningen er vist i vedlegg A.

Tabell 10: Trafikklast N400

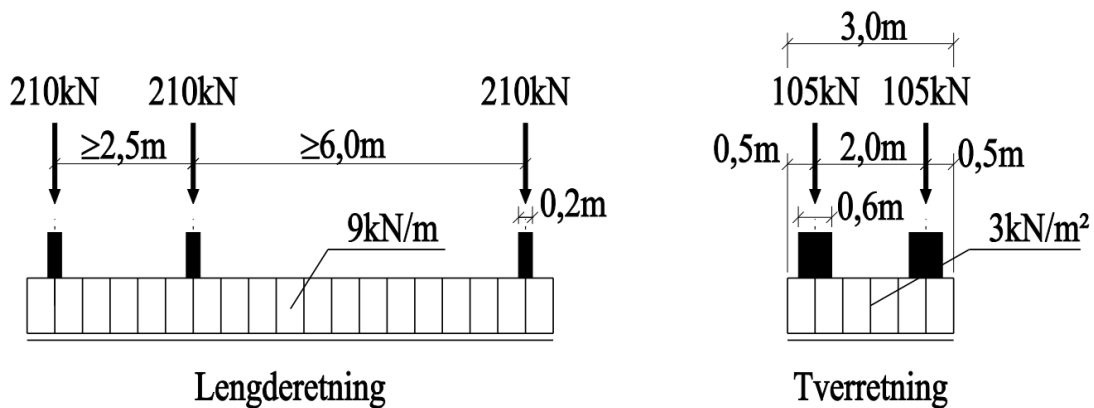
Område	Lasttype	Last
Kjørefelt	Fordelt last	$3 \frac{kN}{m^2}$
Gang og sykkel felt	Linjelast	$2 \frac{kN}{m}$
Kjørefelt	Aksellast	210 kN

Tabell 11: Effektive laster uten lastfaktor, N400

Lasttype	Plassering	Last
Fordelt last	Hele Brubjelke	$20 \frac{kN}{m}$
Moment	Nodene i brubjelken	908.98 kNm per Node
Punktlast	Midtnode brubjelke	1260 kN



Figur 6: Tverrsnitt av brubjelken med trafikklaster fra N400-2009



Figur 7: Lasttype V1 [13]

4.1.2 Oppdatert Trafikklaster

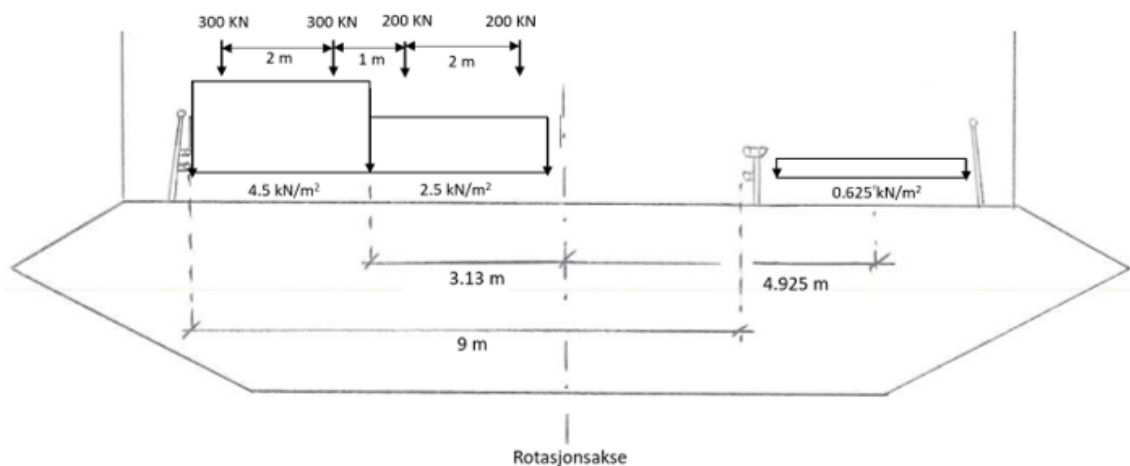
For videre prosjektering ble annet reglement/forskrifter benyttet for å bestemme trafikklaster. Den oppdaterte trafikklaster blir bestemt av NS-EN 1991-2[14] (heretter kalt Eurokode 1 del 2) i kombinasjon med Forskrift for trafikklaster på bruer, ferjekajer og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet[15](heretter kalt Trafikkforskrift for bruer). Eurokode 1 del 2 dekker global lastvirkninger for bruer med spennvidde opp til 500 meter. For bruer med spenn over 500 meter må Trafikkforskrift for bruer benyttes i kombinasjon med Eurokode 1 del 2.

Hovedprinsippet i Eurokode 1 del 2 prosjekteringen er det samme som for tidligere versjoner av N400. Veibanen blir delt opp i lastfelt med 3 meters bredde, og trafikklaster plasseres ugunstig i lastfeltene. Bruker lastgruppe 1a (samtidig belastning av flere laster) fra Tabell NA.4.4.a i Eurokode 1 del 2. De karakteristiske verdiene av lastene er gitt i tabell 12 og plassering av lasten er vist i figur 8 og 9. Hvert lastfelt består av

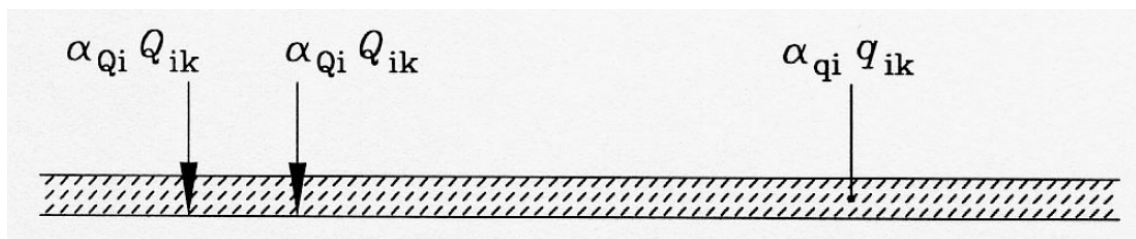
to deler, en fordelt trafikklast, og en dobbelaksel representert ved punktlaster. Den fordelte lasten plasseres over hele spennlengden til brua, og aksellastene plasseres midt i spennet. For hvert lastfelt er det to punktlaster med størrelse vist i tabell 12. Lastfelt 1 plasseres i ytterste kjørefelt fra senter av brubjelken, lastfelt 2 plasseres i det midtre teoretiske kjørefeltet på brubjelken.

Tabell 12: Trafikklast etter Eurokode 1 del 2

Område	Karakteristisk Last	Reduksjonsfaktor, α	Effektiv Last
Felt 1 fordelt last, q_{1k}	$9 \frac{kN}{m^2}$	0.5	$4.5 \frac{kN}{m^2}$
Felt 2 fordelt last, q_{2k}	$2.5 \frac{kN}{m^2}$	1	$2.5 \frac{kN}{m^2}$
Gangfelt, q_{fk}	$2.5 \frac{kN}{m^2}$	0.25	$0.625 \frac{kN}{m^2}$
Felt 1 aksellast, Q_{1k}	300 kN	1	300 kN
Felt 2 aksellast, Q_{2k}	200 kN	1	200 kN



Figur 8: Tverrsnitt av brubjelken med trafikklast fra Eurokode 1 del 2



Figur 9: Lastmodell 1, langs brubjelken [14]

For å ta med lastene i bjelkemodellen i ABAQUS må lastene gjøres om til linjelaster, moment og punktlaster. Linjelastene ble plassert på midten av brubjelken. Eksentrisitet av lastene blir tatt med ved å sette på moment i nodene langs brubjelken med ekvivalent størrelse på momentet fra trafikklaster. Punktlaster ble plassert midt i spennet. Lastene til modellen er vist i tabell 13, og beregninger er vist i vedlegg A.

Tabell 13: Effektive laster uten lastfaktor

Lasttype	Plassering	Last
Fordelt last	Hele Brubjelke	$23 \frac{kN}{m}$
Moment	Nodene i brubjelken	126.55 kNm per Node
Punktlast	Midtnode brubjelke	1000 kN

4.2 Egenlast

Egenlasten til brua er gitt i beregningsdokument fra Statens vegvesen[11]. Egenlastene til konstruksjonsdelene blir påført seg selv, bortsett fra egenlasten fra hengekablene, som blir gjort om til effektiv fordelt last og påført brubjelken. Egenlasten for brua er definert i tabell 14. Lasten for bærekabel er definert som egenlasten som virker på en av bærekablene.

Tabell 14: Egenlaster på Hardangerbrua

Konstruksjonsdel	Lasttype	Last
Brutårn	Tyngdetetthet	$25 \frac{kN}{m^3} (2548 \frac{kg}{m^3})$
Brubjelke	Fordelt Linjelast	$86.57 \frac{kN}{m}$
Bærekabel	Fordelt Linjelast	$18.13 \frac{kN}{m}$
Hengekabler	Fordelt Linjelast	$2.89 \frac{kN}{m}$

4.3 Forspenningskraft i rigler

Hver spennkabel har forspenningskraft på 3507 kN. I planumrigelen og midtrigelen er det 16 spennkabler slik at total forspenningskraft etter låsing er

$$P = F_{p0} \cdot \text{Antall spennkabler} \cdot \text{tap}_{\text{lås}} = 3507 \text{ kN} \cdot 16 \cdot 0.8 = 44889 \text{ kN} \quad (1)$$

I topprigelen er det 11 spennkabler og total forspenningskraft i topprigelen etter låsing er

$$P = F_{p0} \cdot \text{Antall spennkabler} \cdot \text{tap}_{\text{lås}} = 3507 \text{ kN} \cdot 11 \cdot 0.8 = 30861 \text{ kN} \quad (2)$$

4.4 Vindlast

I denne oppgaven blir kun den statiske vindlasten tatt hensyn til. Grunnlaget for beregning av vindlasten er gitt av 12-2950 Hardangerbrua, Beregninger, Kapittel 1: Grunnlag[11] og NS-EN 1991-1-4:2005[16](heretter kalt Eurokode 1 del 4). Vindlasten beregnes ved 4 høyder, 50, 100, 150 og 200 meter over havet. For ferdigtilstand benyttes en årlig sannsynlighet for overskridelse på 0.02, tilsvarende en returperiode på 50 år. I byggetilstand benyttes en årlig sannsynlighet for overskridelse på 0.095, tilsvarende en returperiode på 10 år.

Fullstendig beregning av vindlast er vist i vedlegg B.

4.4.1 Vindhastighet og vindtrykk

Basisvindhastigheten v_b defineres som midlere vindhastighet over 10 minutter og er gitt av ligning 3.

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (3)$$

Hvor

- C_{dir} er retningsfaktor og gitt i tabell 15
- C_{season} er årstidfaktor og gitt i tabell 16
- C_{prob} er sannsynlighetsfaktor og finnes av ligning 4
- $v_{b,0}$ er referansevindhastigheten. For Hardangerbrua er $v_{b,0} = 26 \frac{m}{s}$

Tabell 15: Retningsfaktor, C_{dir}

Vindretning	C_{dir}
Vind på tvers av bruaksen	1.0
Vind langs bruaksen	0.8

Tabell 16: Sesongfaktor, C_{season}

Periode	C_{season}
September til April	1.0
Mai til August	0.8

Sannsynlighetsfaktoren finnes av ligning 4

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K_1 \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \ln[-\ln(0.98)]} \right)^n \quad (4)$$

hvor den årlige sannsynligheten for overskridelse beregnes som

$$p = 1 - e^{-\frac{1}{T}} \quad (5)$$

der

- T er returperioden
- $K_1 = 0.2$
- $n = 0.5$

Ved å benytte returperiode på 10 år for byggetilstand og 50 år for ferdigtilstand blir C_{prob} som vist i tabell 17.

Tabell 17: Sannsynlighetsfaktor, C_{prob}

Tilstand	C_{prob}
Byggetilstand (T=10)	0.906
Ferdigtilstand (T=50)	1.0

Basisvindhastigheten blir beregnet ved ligning 3 og resultatet er gitt i tabell 18.

Tabell 18: Basisvindhastigheten, v_b

Vindretning	Byggetilstand		Ferdigtilstand	
	På tvers av bruaksen	Langs bruaksen	På tvers av bruaksen	Langs bruaksen
$v_b \left[\frac{m}{s} \right]$	23.6	18.8	26	20.8

Basisvindhastigheten er definert som en gjennomsnittlig vindhastighet over en periode på 10 minutter, 10 meter over flatt landskap med ruhet på 0.05. For å ta hensyn til ruhet og høyde over terrenget brukes ligning 6.

$$v_s(z) = c_r(z) \cdot v_b \quad (6)$$

hvor terrengruhetsfaktoren $c_r(z)$ er gitt av ligning 7.

$$c_r(z) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (7)$$

k_t er ruhetsfaktoren og z_0 er ruhetslengden.

Vindkasthastigheten kan bli betydelig større enn basisvindhastigheten og må beregnes. Ligning 8 gir formel for beregning av vindkasthastigheten ved høyde z over terrenget.

$$v_{kast}(z) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} \quad (8)$$

k_p er toppfaktoren. Turbulensintensiteten I_u bestemmes av ligning 9, der c_{tt} er en turbulensfaktor. Tabell 19 viser terrengfaktorene brukt i beregningen.

$$I_u(z) = \frac{c_{tt}}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (9)$$

Tabell 19: Terrengfaktorer

Vindretning	Ruhetslengde z_0 [m]	Terrengruhetsfaktor k_t	Turbulensfaktor c_{tt}	Toppfaktor k_p
På tvers av bruaksen	0.01	0.17	1.2	3.5
Langs bruaksen	0.05	0.19	1.4	3.5

Vindtrykket beregnes ut fra vindhastigheten v_s og bestemmes av ligning 10.

$$q_s(z) = 0.5\rho v_s^2(z) \quad (10)$$

ρ er tettheten til luft og settes lik $1.25 \frac{kg}{m^3}$. På tilsvarende vis kan trykket fra vindkasthastigheten regnes ut.

$$q_{kast}(z) = 0.5\rho v_{kast}^2(z) \quad (11)$$

Vindhastighet er gitt i tabell 20 for brua i ferdigtilstand og i tabell 21 for byggetilstand. Vindtrykket er gitt i tabell 22 og 23.

Tabell 20: Vindhastigheter for brua i ferdigtilstand

Høyde z [m]	Vind på tvers av bruaksen		Vind langs bruaksen	
	$v_s(z)$ [$\frac{m}{s}$]	$v_{kast}(z)$ [$\frac{m}{s}$]	$v_s(z)$ [$\frac{m}{s}$]	$v_{kast}(z)$ [$\frac{m}{s}$]
50	37.6	53.1	27.3	42.5
100	40.7	56.3	30.0	45.5
150	42.5	58.2	31.6	47.2
200	43.8	59.5	32.8	48.4

Tabell 21: Vindhastigheter for brua i byggetilstand

Høyde z [m]	Vind på tvers av bruaksen		Vind langs bruaksen	
	$v_s(z)$ [$\frac{m}{s}$]	$v_{kast}(z)$ [$\frac{m}{s}$]	$v_s(z)$ [$\frac{m}{s}$]	$v_{kast}(z)$ [$\frac{m}{s}$]
50	34.1	48.1	24.7	38.5
100	36.9	51.0	27.2	41.2
150	38.5	52.7	28.6	42.8
200	39.7	53.9	29.7	43.9

Tabell 22: Vindtrykk for brua i ferdigtilstand

Høyde z [m]	Vind på tvers av bruaksen		Vind langs bruaksen	
	$q_s(z)$ [$\frac{N}{m^2}$]	$q_{kast}(z)$ [$\frac{N}{m^2}$]	$q_s(z)$ [$\frac{N}{m^2}$]	$q_{kast}(z)$ [$\frac{N}{m^2}$]
50	883.8	1762.3	465.8	1128.9
100	1035.3	1981.1	562.5	1293.9
150	1128.9	2117.0	624.1	1392.4
200	1199.0	2212.7	672.4	1464.1

Tabell 23: Vindtrykk for brua i byggetilstand

Høyde z [m]	Vind på tvers av bruaksen		Vind langs bruaksen	
	$q_s(z)$ [$\frac{N}{m^2}$]	$q_{kast}(z)$ [$\frac{N}{m^2}$]	$q_s(z)$ [$\frac{N}{m^2}$]	$q_{kast}(z)$ [$\frac{N}{m^2}$]
50	726.8	1446.0	381.3	926.4
100	851.0	1625.6	462.4	1060.9
150	926.4	1735.8	511.2	1144.9
200	985.1	1815.8	551.3	1204.5

Vind på skrå er ikke tatt hensyn til i denne oppgaven. Ved vind på tvers av bruaksen vil det ene tårnbenet ha en redusert vindlast på grunn av le effekter, mens disse le effektene ikke vil oppstå ved skråvind. Le effekter er derfor ikke tatt med i beregningene, dette for å sikre at vind på tvers av bruaksen vil være mer ugunstig enn skråvind.

4.4.2 Vindlast på brutårn

4.4.2.1 Ferdigtilstand

Formel for vindlast er gitt av ligning 12.

$$F_D(z) = C_f \cdot q_{kast}(z) \cdot H \cdot L \quad (12)$$

hvor

- C_f er kraftfaktor for konstruksjonsdeler med rektangulært tverrsnitt der vinden står vinkel rett på en av flatene.
- H er bredden av flaten hvor vinden treffer.
- L er konstruksjonsdelens høyde.

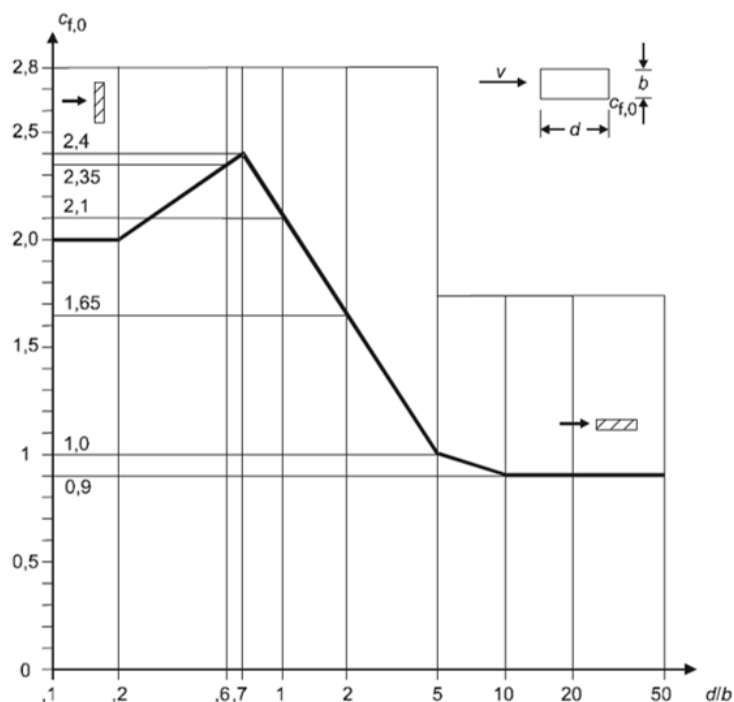
Kraftfaktoren C_f er gitt av ligning 13.

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda \quad (13)$$

hvor

- $C_{f,0}$ er kraftfaktor for rektangulært tverrsnitt med skarpe hjørner.
- ψ_r er reduksjonsfaktor for avrundende hjørner.
- ψ_λ er endeeffektfaktor.

Faktoren $C_{f,0}$ bestemmes av figur 10. Faktoren er avhengig av forholdet d/b hvor d og b er dimensjonene på tverrsnittet. Tverrsnittet endres kontinuerlig over høyden, men forholdet d/b er cirka 1 uavhengig av høyden. d/b og $C_{f,0}$ blir beregnet ved å bruke gjennomsnittsverdiene i et høydeintervall på 50 meter. Verdien av $C_{f,0}$ er gitt i tabell 24.



Figur 10: $C_{f,0}$ [16]

Tabell 24: $C_{f,0}$

Høyde[m]	Vind på tvers av bruaksen		Vind langs bruaksen	
	d/b	$C_{f,0}$	d/b	$C_{f,0}$
0-50	0.86	2.24	1.16	2
50-100	0.95	2.15	1.05	2.08
100-150	1.02	2.09	0.98	2.12
150-200	1.01	2.10	0.99	2.11

Brutårnene har avrundede hjørner med en radius på 250 mm. Siden forholdet mellom avrundingsradius r og tverrsnittsbredde d ikke er større enn 0.2 kan reduksjonsfaktoren ψ_r bestemmes av ligning 14.

$$\psi_r = 1 - \frac{\frac{r}{b}}{0.2} \cdot 0.5 \quad (14)$$

ψ_λ finnes av figur 11. φ er massivitetsforholdet og gitt av ligning 15.

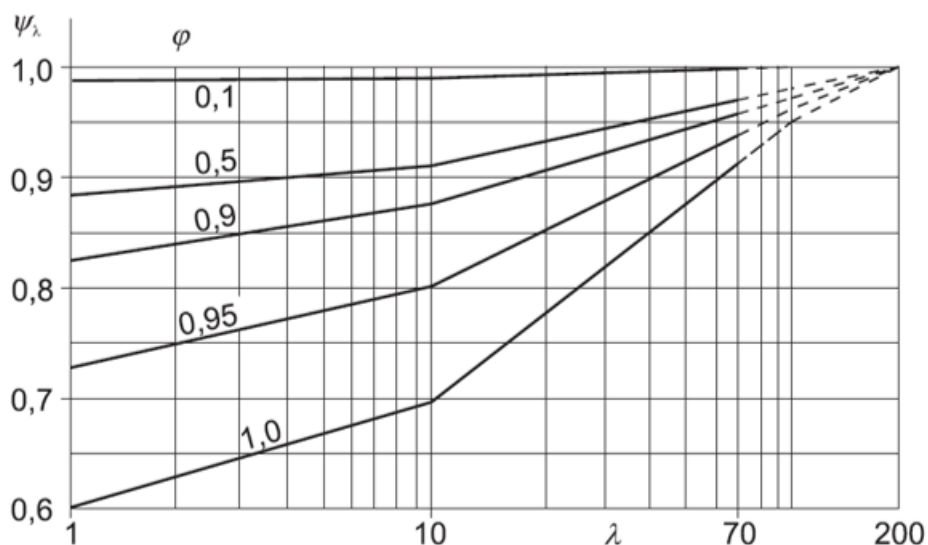
$$\varphi = \frac{A}{A_c} \quad (15)$$

hvor A er tverrsnittsarealet og A_c er det samlede omsluttende arealet.

λ er den effektive slankheten. For konstruksjoner med høyde over 50 meter er λ gitt av ligning 16.

$$\lambda = \min(1.4 \cdot \frac{l}{b}, 70) \quad (16)$$

hvor l er lengden og b er bredden på konstruksjonen.



Figur 11: ψ_λ [16]

Tabell 25 viser verdiene for ψ_r og ψ_{lambda} . Verdiene innsatt i ligning 13 gir kraftfaktor C_f som vist i tabell 26.

Tabell 25: ψ_r og ψ_{lambda}

Høyde[m]	Vind på tvers av bruaksen		Vind langs bruaksen	
	ψ_r	ψ_{lambda}	ψ_r	ψ_{lambda}
0-50	0.9167	0.98	0.9033	0.98
50-100	0.8912	0.97	0.8862	0.97
100-150	0.8677	0.965	0.8703	0.965
150-200	0.8611	0.96	0.8621	0.96

Tabell 26: C_f

Høyde[m]	$C_{f,tverr}$	$C_{f,langs}$
0-50	2.0124	1.7704
50-100	1.8586	1.7881
100-150	1.7501	1.7805
150-200	1.7360	1.7463

Vindlasten beregnes ved å anta kastvind på hele brua. Å bruke kastvinden i beregningen for statisk vindlast vil gi et svært konservativt resultat, men dette blir gjort for å veie opp mot mangelen av dynamiske effekter. Ved å sette verdiene inn i ligning 12 blir kreftene som vist i tabell 27.

Tabell 27: Vindlast på tårn i ferdigtilstand

Høyde[m]	$F_{d,tverr} [\frac{kN}{m}]$	$F_{d,langs} [\frac{kN}{m}]$
0-50	26.8	13.0
50-100	21.3	12.7
100-150	17.5	12.0
150-200	17.3	11.6

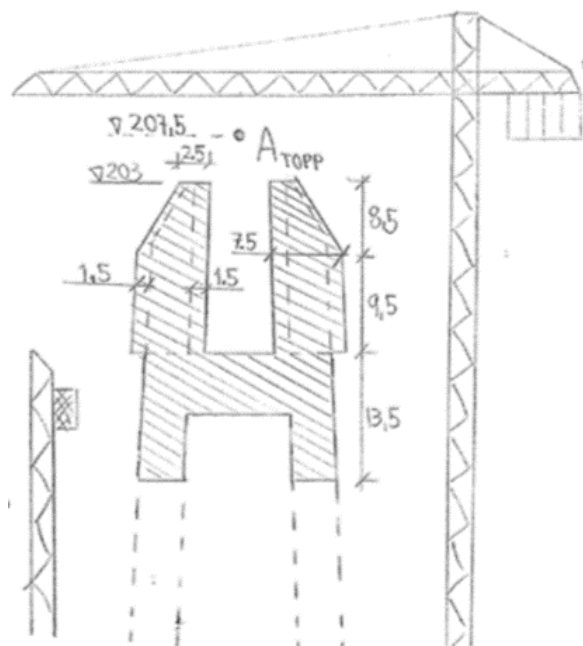
4.4.2.2 Byggetilstand

Vindlasten på brutårnene i byggetilstand beregnes på samme måte som i ferdigtilstand og er gitt i tabell 28.

Tabell 28: Vindlast på tårn i byggefase

Høyde[m]	$F_{d,tverr} [\frac{kN}{m}]$	$F_{d,langs} [\frac{kN}{m}]$
0-50	24.3	11.7
50-100	19.3	11.5
100-150	15.9	10.8
150-200	15.7	10.5

I tillegg må det tas hensyn til økt vindfang fra forskaling, heis og kran. Forskalingen vil stikke cirka 1.5 meter ut fra betongtverrsnittet. Figur 26 viser hvordan forskaling kan være montert under støping av tårntoppene. Forskalingen vil gi et effektivt areal på $569 m^2$ for de øverste 31.5 meterene av tårnet når vindenretningen er langs bruaksen. Heis og kran antas å ha ett effektivt areal på $1.9 \frac{m^2}{m}$. Kranen har også ett tilleggsareal på $40 m^2$ fra krantoppen som ligger i kote 207[17].



Figur 12: Brutårn med forskaling, heis og kran[17]

4.4.2.3 Rigel

Ved vind langs bruaksen vil riglene til brua ha et stort vindfang og gi et betydelig bidrag til vindlasten. Tabell 29 viser kraftfaktor og vindlast for riglene.

Tabell 29: Vindlast på rigel

	Kote [m]	C_f	F_D [$\frac{kN}{m}$]	
			Byggetilstand	Ferdigtilstand
Planumsrigel	42	2.25	17.26	19.05
Midtrigel	95	2.32	22.57	24.92
Topprigel	182	2.38	18.94	19.88

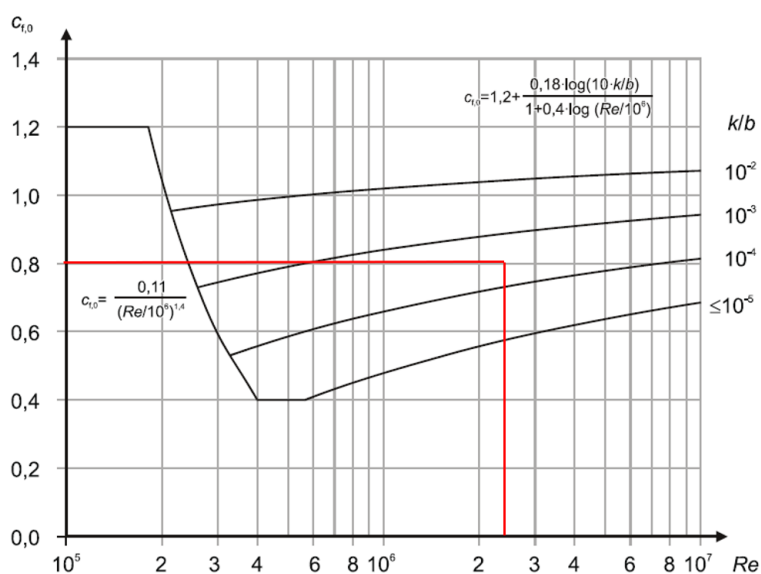
4.4.3 Vindlast på bærekablene

Bærekablene ligger mellom kote 65 til kote 187.5. Som en forenkling blir vindkasttrykket for kote 150 brukt for hele kabelen. Kabelen har en diameter på 0.62 meter og formfaktoren beregnes etter kapittel 7.9 i Eurokode 1 del 4. Reynolds-tallet finnes av ligning 17 og blir beregnet til $2.4 \cdot 10^6$. Overflateruheten k er satt til 0.2 mm som gir $\frac{k}{b} = 3.22 \cdot 10^{-4}$. Figur 13 viser at kraftfaktoren $C_{f,0}$ er 0.81.

$$Re = \frac{b \cdot v(Z_e)}{\nu} \quad (17)$$

Hvor

- b er diameteren
- ν er den kinematiske viskositeten. For luft er $\nu = 15 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{s}$
- $v(Z_e)$ er toppvindhastigheten



Figur 13: $C_{f,0}$ for bærekablene

Vindlasten på bærekablene er gitt av ligning 18.

$$F_D = C_D \cdot q_{kast}(z) \cdot b = 0.81 \cdot 2117 \frac{N}{m^2} \cdot 0.62 m = 1.063 \frac{kN}{m} \quad (18)$$

Bidraget fra hengekabler og hengekabelfester er antatt å være fordelt likt på brubjelken og bærekablene. Beregning for vindlast på hengekabler og hengekabelfester er vist i vedlegg B og gir 15 % økning av vindlasten på bærekablene. Dermed blir vindlasten på bærekablene som brukes videre $1.22 \frac{kN}{m}$.

4.4.4 Vindlast på brubjelke

Formfaktoren til brubjelken har blitt målt i vindtunnel[11]. Når vindens vinkel er rundt 0 grader i forhold til brubjelken er formfaktorene målt til følgende:

- $C_D = 0.806$
- $C_L = -0.221$
- $C_M = -0.003$

I videre beregninger blir bidraget fra hengekablene og hengekabelfestene inkludert i formfaktoren C_D , og gir en økning av C_D på 6 %. Beregningen er vist i vedlegg B. C_D blir dermed

$$C_D = 1.06 \cdot 0.806 = 0.854 \quad (19)$$

Vindlasten på brubjelken er gitt av ligning 20, 21 og 22. Brubjelken ligger i kote 52.7 ved tårnene og i kote 63.5 i midten av spennet. Som en forenkling blir vindkasttrykket ved kote 60 brukt for hele brubjelken. Tabell 30 og figur 14 viser vindlastene på brubjelken.

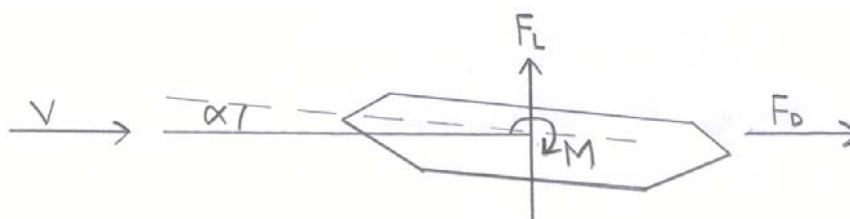
$$F_D = C_D \cdot q_{kast}(z) \cdot H \quad (20)$$

$$F_L = C_L \cdot q_{kast}(z) \cdot B \quad (21)$$

$$M = C_M \cdot q_{kast}(z) \cdot B^2 \quad (22)$$

Tabell 30: Vindlast på brubjelke

F_D	F_L	M
$5.16 [\frac{kN}{m}]$	$-7.34 [\frac{kN}{m}]$	$-0.018 [\frac{kNm}{m}]$



Figur 14: Vindlaster på brubjelken

5 Lastkombinasjon

Lastkombinasjon er gjort etter NS-EN 1990+NA.2005[18](heretter kalt Eurokode). Lastfaktorer for veibruer er gitt i Eurokode i tabellene NA.A2.1, NA.A2.4(A),NA.A2.4(B) og NA.A2.4(C). De faktorene som her er relevante er gitt i tabell 31. Det ble ikke tatt hensyn til lastfaktor for forspenningen i riglene ettersom hovedfokuset har vært på tårnbenene, og forspenningskraften i riglene har liten innvirkning på stivheten til tårnbenene. Denne forenklingen har også kun betydning for bruddgrensetilstand ettersom lastfaktor for forspenning settes til 1 i bruksgrensetilstand[18].

Tabell 31: Lastfaktorer

Lastpåvirkning	Gjeldene for	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_Q/\gamma_{G,sup}$	ζ
Trafikklast	veitrafikk, sykkel- og gangvei og bremselast	0.7	0.7	0.5	1.35	-
Vind	vedvarende situasjoner	0.7	0.6	0.5	1.6	-
	under utførelse	0.8	-	-	1.6	-
Permanente laster	egenvekt	-	-	-	1.35	0.89

5.1 Bruddgrensetilstand

5.1.1 Byggetilstand

Ved vind langs bruaksen er det i byggefasen det mest kritiske tilfelle oppstår siden tårnene ikke er fastholdt av bærekablene og det vil oppstå moment om tårnets svake akse. Selv om vindtrykket er mindre i byggetilstand enn i ferdigtilstand vil mangelen på fastholdning av bærekablene gjøre tårnet mye mindre stabilt. Ved å velge vind som dominerende last blir last kombinasjonenene følgende.

Ligning 6.10

$$G_{k,Sup} + \gamma_{Q,vind} \cdot Q_{k,vind} = G_{k,Sup} + 1.6 \cdot Q_{k,vind} \quad (23)$$

Ligning 6.10a

$$\gamma_{G,sup} \cdot G_{k,Sup} + \gamma_{Q,vind} \cdot \psi_{0,vind} \cdot Q_{k,vind} = 1.35 \cdot G_{k,Sup} + 1.28 \cdot Q_{k,vind} \quad (24)$$

Ligning 6.10b

$$\zeta \cdot \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,Sup} + \gamma_{Q,vind} \cdot Q_{k,vind} = 1.2 \cdot G_{k,Sup} + 1.6 \cdot Q_{k,vind} \quad (25)$$

Ligning 6.10b gir dimensjonerende lasttilfelle for byggetilstand siden den økte vindlasten vil gi mer moment i tårnet. Stor aksialkraft vil være ugunstig siden det dannes et eksentristetsmoment, men dette vil være mindre ugunstig enn det økte momentet fra vindlasten.

5.1.2 Ferdigtilstand

Ved vind på tvers av bruaksen vil verste lasttilfelle oppstå i ferdigtilstand. Snølast er ikke tatt med i lastkombinasjonen siden den ikke kan oppstå samtidig med trafikklasten. Eurokode sier og at trafikklast ikke skal tas med i lastkombinasjon med vind som dominerende last. Ved vind som dominerende last blir lastkombinasjonene følgende.

Ligning 6.10

$$G_{k,Sup} + \gamma_{Q,vind} \cdot Q_{k,vind} = G_{k,Sup} + 1.6 \cdot Q_{k,vind}$$

Ligning 6.10a

$$\gamma_{G,sup} \cdot G_{k,Sup} + \gamma_{Q,vind} \cdot \psi_{0,vind} \cdot Q_{k,vind} = 1.35 \cdot G_{k,Sup} + 1.28 \cdot Q_{k,vind}$$

Ligning 6.10b

$$\zeta \cdot \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,Sup} + \gamma_{Q,vind} \cdot Q_{k,vind} = 1.2 \cdot G_{k,Sup} + 1.6 \cdot Q_{k,vind}$$

Ved trafikklast som dominerende last blir lastkombinasjonen følgende.

Ligning 6.10

$$G_{k,Sup} + \gamma_{Q,vind} \cdot \psi_{0,vind} \cdot Q_{k,vind} + \gamma_{Q,trafikk} \cdot Q_{k,trafikk} \\ = G_{k,Sup} + 1.04 \cdot Q_{k,vind} + 1, 15 \cdot Q_{k,trafikk}$$

Ligning 6.10a

$$\gamma_{G,sup} \cdot G_{k,Sup} + \gamma_{Q,vind} \cdot \psi_{0,vind} \cdot Q_{k,vind} + \gamma_{Q,trafikk} \cdot \psi_{0,trafikk} \cdot Q_{k,trafikk} \\ = 1.35 \cdot G_{k,Sup} + 1.12 \cdot Q_{k,vind} + 0.945 \cdot Q_{k,trafikk}$$

Ligning 6.10b

$$\zeta \cdot \gamma_{G,sup} \cdot G_{k,Sup} + \gamma_{Q,vind} \cdot \psi_{0,vind} \cdot Q_{k,vind} + \gamma_{Q,trafikk} \cdot Q_{k,trafikk} \\ = 1.2 \cdot G_{k,Sup} + 1.12 \cdot Q_{k,vind} + 1.35 \cdot Q_{k,trafikk}$$

Alle ulike lastkombinasjoner blir lagt inn i ABAQUS modellen, men det er ligning 6.10b med vind som dominerende last som både gir størst moment og aksialkraft i tårnet.

5.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand blir kun vurdert i ferdigtilstand. Lastkombinasjonene i bruksgrensetilstand er bestemt av punkt 6.5.3 i Eurokode og er gjengitt nedenfor.

Karakteristisk kombinasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (26)$$

Ofte forekommende kombinasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (27)$$

Kvasi-permanet kombinasjon:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (28)$$

Ved å sette inn lastfaktorene gitt i tabell 31 blir kombinasjonene følgende når vind er dominerende last.

Karakteristisk kombinasjon:

$$G_{k,egenvekt} + Q_{k,vind} + 0.7 \cdot Q_{k,trafikk} \quad (29)$$

Ofte forekommende kombinasjon:

$$G_{k,egenvekt} + 0.6 \cdot Q_{k,vind} + 0.5 \cdot Q_{k,trafikk} \quad (30)$$

Kvasi-permanet kombinasjon:

$$G_{k,egenvekt} + 0.5 \cdot Q_{k,vind} + 0.5 \cdot Q_{k,trafikk} \quad (31)$$

Når trafikk er dominerende last blir lastkombinasjonene følgende.

Karakteristisk kombinasjon:

$$G_{k,egenvekt} + Q_{k,trafikk} + 0.7 \cdot Q_{k,vind} \quad (32)$$

Ofte forekommende kombinasjon:

$$G_{k,egenvekt} + 0.7 \cdot Q_{k,trafikk} + 0.5 \cdot Q_{k,vind} \quad (33)$$

Kvasi-permanet kombinasjon:

$$G_{k,egenvekt} + 0.5 Q_{k,trafikk} + 0.5 \cdot Q_{k,vind} \quad (34)$$

6 Modellering

6.1 Programvare

ABAQUS er et elementmetodeprogram. Programmet er mye brukt til avansert analyse av ikke-lineære problemstillinger. ABAQUS benyttes til modellering, utregning og visualisering av resultater.

ABAQUS blir benyttet for analyse av Hardangerbrua, ved bruk av 3D analyser med bjelkeelementer. Brua blir modellert i sin helhet og analysert med forskjellige lastkombinasjoner. Brutårnene blir i tillegg modellert for seg selv for å simulere byggefasen før bærekablene blir montert.

6.2 Elementtyper

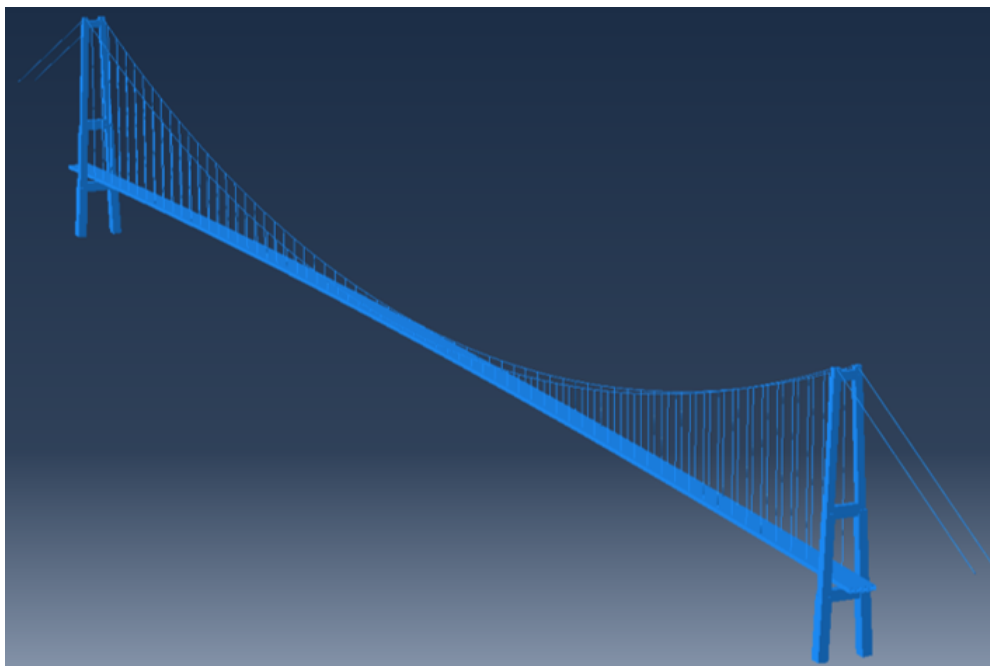
I modellen er det brukt tre ulike elementtyper. For brutårnene er elementtype B32 brukt, og for brubjelken og bærekablene er det benyttet elementtype B31. B31 er et lineært 3D bjelkeelement med 2 noder, hvor hver node har alle 6 frihetsgradene aktive. Elementtype B31 tar derfor hensyn til aksial-, skjær-, bøyemoment- og torsjonsdeformasjoner, og vil oppføre seg som en Timoshenkobjelke. Elementtype B32 har samme frihetsgrader som B31, men har kvadratisk interpolasjon istedenfor lineær interpolasjon mellom nodene i elementet. B32 er brukt i tårnene for å få mer nøyaktig fordeling av krefter. I brubjelken og bærekablene er ikke den interne fordelingen av krefter viktig og B31 ble valgt for å redusere kjøretiden.

Elementtypene B33 kunne også blitt brukt i modellen. B33 tar derimot ikke hensyn til skjærdeformasjoner og vil derfor oppføre seg som en Euler-Bernoulli bjelke. B33 burde derfor kun brukes for slanke konstruksjonsdeler. Dette er tilfellet for tårnbene-
ne, men ikke for riglene og fundament. B32 ble valgt for å ha samme elementtype i hele konstruksjonsdelen.

Den tredje elementtypen som er brukt er T3D2. Dette er et lineært 3D stavelement med 2 noder. Hver node har kun 3 frihetsgrader, forskyvning i x,y og z-retning. Siden T3D2 ikke har rotasjonsfrihetsgrader vil den kun ta aksialdeformasjoner. Elementtype T3D2 er brukt for å modellere hengekablene.

6.3 Modelling av brua i ferdigtilstand

I ferdigtilstand består brua av 4 deler; brutårnene, bærekablene, hengekabler, og brubjelken. De 4 delene er modellert som hver sin del, for så å bli satt sammen i en modell. For alle koblingene er koblingstypen tiebrukt i ABAQUS. Den er definert slik at moment ikke blir overført i koblingen. Figur 15 viser modellen i ferdigtilstand.



Figur 15: Modell i ABAQUS for ferdigtilstand

6.3.1 Brutårn

Tabell 4 i kapittel 3 viser materialdata for betongen brukt i brutårnene. Tårnernes geometri er komplisert og det ble derfor gjort forenklinger i modellen i starten. Tverrsnittet til tårnet avtar og blir mindre med økende høyde. Tårnernes skjevstilling varierer også med høyden. I tidlig fase av prosjektet ble den kompliserte geometrien forenklet ved å legge inn korrekt tverrsnitt ved 5 forskjellige høyder og ha lineært minkende tverrsnitt mellom de 5 punktene med korrekt tverrsnitt. Skjevstillingen er også lineær mellom de 5 punktene.

Videre ut i prosjektet ble det gjort en grundigere analyse med en mer komplisert modell av brutårnene. Tårnbenene ble delt opp hver 4. meter, ved midtpunkt av rigler og andre punkt av spesiell interesse. I punktene ble korrekt tverrsnittsdata lagt inn, og i områdene mellom korrekte punkt er tverrsnittet lineært interpolert. Tårnbenene ble delt opp hver 4. meter for å simulere reelle støpelengder, der tverrsnittsdata for kotene hver 4. meter er gitt. Ved å legge inn korrekt tverrsnitt hver 4. meter vil modellen gi en god tilnærming av den reelle krumningen til brutårnene.

Forspenningen i riglene ble modellert ved en punktlast tilsvarende forspenningskreftene og er gitt i tabell 32. For planums- og midtrigelen er arealsenteret til spennkablene

i senter av tverrsnittet, men for topprigelen er spennkablene plassert litt annerledes. Punktlasten blir likevel plassert i senteret til rigeltverrsnittet for alle riglene. Den påførte lasten vil gi trykk i riglene på samme måte som spennkablene.

Tabell 32: Forspenningskrefter i riglene

	Lasttype	Verdi
Planumsrigel	Punktlast [kN]	44889.6
Midtrigel	Punktlast [kN]	44889.6
Topprigel	Punktlast [kN]	30861.6

Under byggefasen ble brutårnene i Hardangerbrua trukket 0.5 meter tilbake i toppen før bærekablene ble montert. Etterhvert som brubjelken blir montert slakkes tilbake-trekningskabelen og brutårnene går tilbake til den opprinnelige vertikale posisjonen. Ved å bruke tilbaketrekning har brutårnene ingen deformasjon i bruas lengderetning når all egenlast er påført. For å modellere dette i ABAQUS ble det påført en temperaturlast i bærekablene i sidespennene. Temperaturlasten trekker brutårnene tilbake slik at brutårnene ikke får utbøyning i lengderetning når egenlast av brua påføres i steget etter tilbaketrekingen. For tilbaketrekingen er det viktigere at tårnet går tilbake til original form etter at egenlasten av brubjelken er påført, enn at tårnet blir eksakt trukket tilbake en halv meter. Lastfaktor til egenlast er forskjellig i brudd- og bruksgrensetilstand og stivheten vil variere i de ulike modellene. Den nødvendige tilbaketrekingen er derfor forskjellig i modellene.

6.3.2 Bærekabler

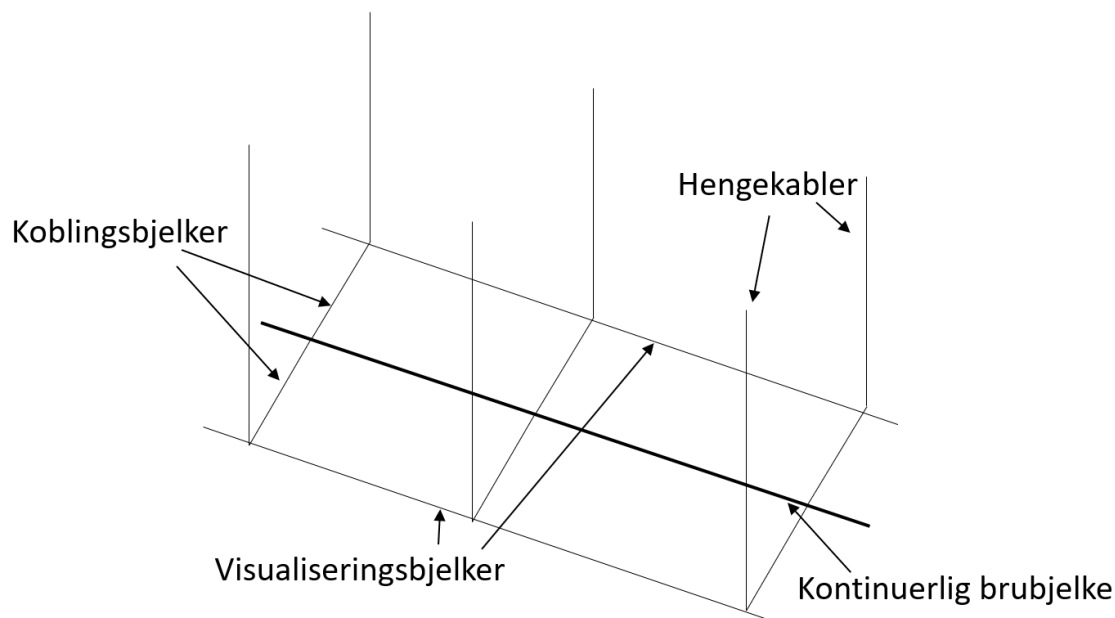
Bærekablene er modellert som kombinasjon av polyline og spline for å få riktig geometri. Sidespennene er modellert som en rett polyline mellom forankringspunkt og sadel på brutårnene, og hovedspennet er modellert som spline der punktene til hvert enkelt hengekabel ble satt inn. Elementtypen som er brukt er B31. Det er benyttet ett generalisert tverrsnitt for å modellere bærekablene. Grunnen til dette er at bærekablene har mindre stivhet enn det et sirkulært bjelketverrsnitt med likt areal ville ha. Det er dermed lagt inn som generalisert tverrsnitt der stivheten er 1% av stivheten til en bjelke med tilsvarende tverrsnitt. Arealet er også lagt inn som et effektivt areal på $0.22 m^2$ for å ta hensyn til hulrommet mellom vajerene i bærekabelen.

6.3.3 Hengekabler

Elementtypen brukt i hengekablene er stavelement, T3D2. Ettersom lasten av hengekablene er plassert som en jevnt fordelt linjelast på brubjelken og hengekablene ikke bidrar med stivhet til systemet vil det gå greit å modellere dem som stavelementer.

6.3.4 Brubjelken

Brubjelken blir modellert ved å bruke en kontinuerlig bjelke med generalisert tverrsnitt. For å koble bjelken til hengekablene brukes det koblingsbjelker med høy stivhet og ingen masse. I tillegg brukes to visualiseringsbjelker i modellen. Disse har ingen masse og veldig lav stivhet. Dermed får de samme deformasjonform som den kontinuerlige bjelken uten å bidra med stivhet eller masse til systemet.

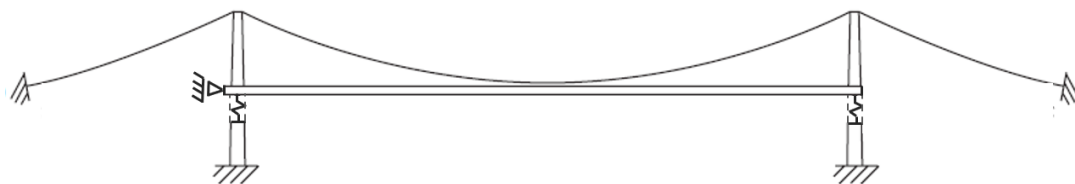


Figur 16: Modellering av brubjelken i ABAQUS

6.3.5 Randbetingelser

Det er benyttet fjellforankring av bærekablene på Hardangerbrua og i ABAQUS er endene på bærekablene fast innspent. Brutårnene er fast innspent i bunn og bærekablene er fastlåst til toppen av brutårnet. I virkeligheten har bærekablene mulighet til å gli litt i sadelen, men dette er svært lite og blir ikke tatt hensyn til.

Brubjelken er koblet til planumsrigelen i brutårnet med to dempere. Dempere er modellert ved å koble brubjelken til rigelen med en koblingsstav. Koblingsstaven er modellert med stavelement T3D2 for å sikre at det kun er vertikale krefter som blir overført til rigelen. Brubjelken er delt ved rigelen slik at brubjelken i sidespennet og hovedspennet er uavhengige av hverandre. Brubjelken er i venstre ende fastholdt mot horisontal forskyvning. Figur 17 og 18 viser randbetingelsen brukt i ABAQUS modellen.



Figur 17: Randbetingelser - ferdigtilstand



Figur 18: Kobling av brubjelke til planumsrigel

6.4 Modelling av brutårn i byggetilstand

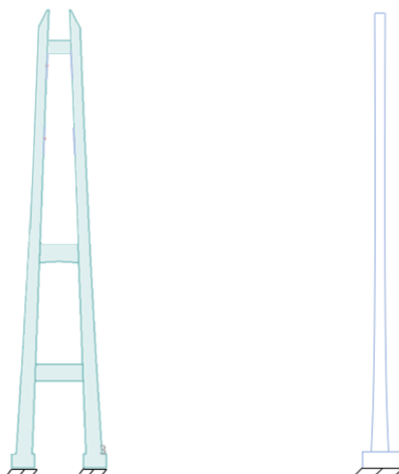
6.4.1 Modell

Analyse av kritisk tilfelle under byggetilstand benytter seg av samme modell for brutårnet som i den globale modellen.

Det er valgt å bruke brutårnet på Bu side for analyse av brutårn for seg selv. Brutårnet på Bu side er 8 meter lengre enn brutårnet på Vallavik side, der forskjellen mellom tårnene er det under kote 15. Tårnet på Bu siden vil dermed få høyere aksialkraft av egenlast, samt at sideveis kraft i brutårnet vil og få større utslag, og gi større momenter i tårnet.

6.4.2 Randbetingelser

Før kablene kobles på tårnene er de som vertikale fast innspente utkragerbjelker. De er fast innspent i bunnen av hvert tårnben. Heis og kran er festet til tårnbenene, men vil gi neglisjerbar effekt for stivheten til brutårnene. Randbetingelsene påført i ABAQUS er vist i figur 19



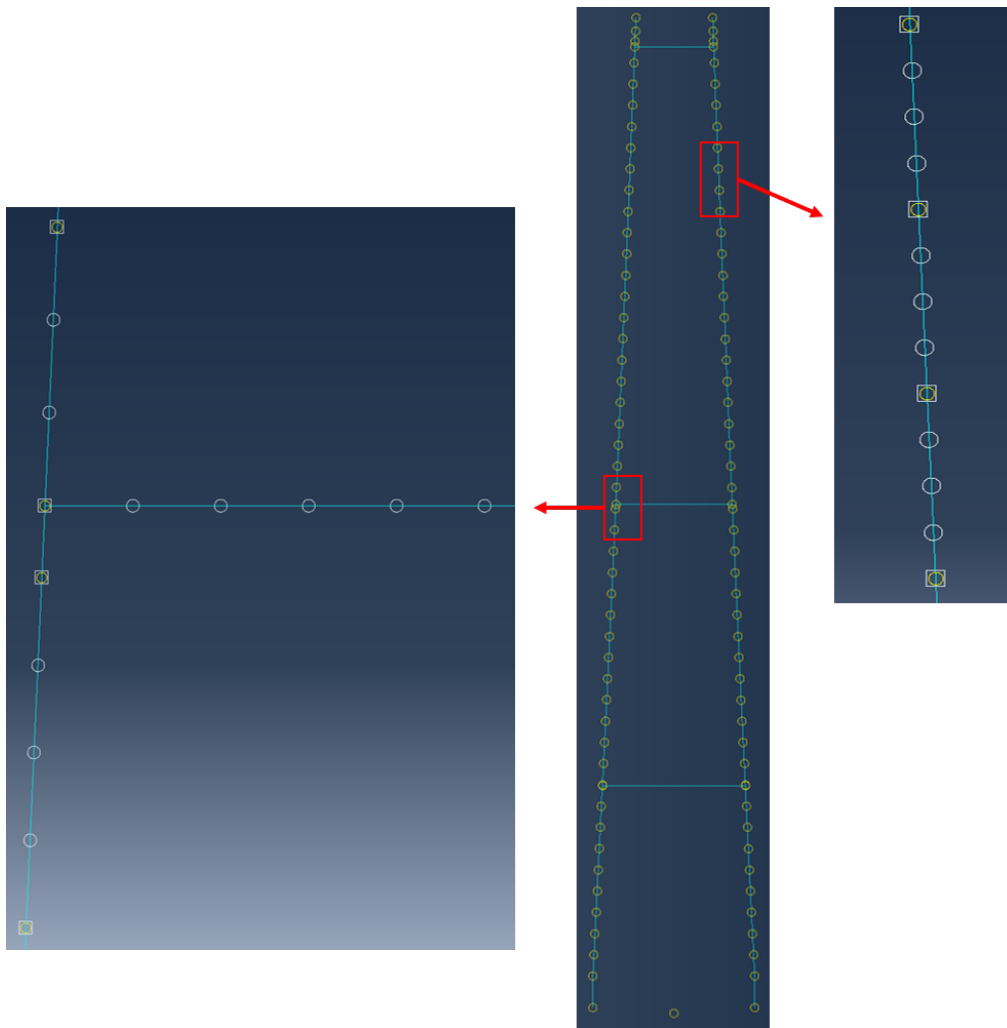
Figur 19: Randbetingelser - Brutårn byggetilstand

6.5 Mesh

Ved bruk av stav- og bjelkeelementer blir meshet lite komplisert. Elementstørrelsen for konstruksjonsdelene har blitt satt til forskjellige størrelser, siden analysen har større fokus på enkelte konstruksjonsdeler enn andre.

For hver konstruksjonsdel defineres en tilnærmet global størrelse på elementene, og en minimum størrelseskontroll. Oppgaven fokuserer på krefter som oppstår i brutårnene, det er dermed de som har minst størrelse på elementene av konstruksjonsdelene. Figur 20 viser brutårnene. De gule sirklene er koordinatpunktene som ble brukt for å tegne modellen. Avstanden mellom koordinatpunktene er 4 meter og tilsvarer en støpetappe. De hvite sirklene er elementnodene og figuren viser at det er 4 elementer mellom koordinatpunktene.

Meshet til bærekablene er definert slik at det er et element mellom hvert koblingspunkt til hengekablene. Brubjelken har forskjellig mesh for visualiseringsbjelker, koblingsbjelker og den kontinuerlige brubjelken. Den kontinuerlige brubjelken har 2 elementer mellom hvert tilkoblingspunkt til koblingsbjelkene. Koblingsbjelkene har et element hver, og visualiseringsbjelken har et element mellom hvert tilkoblingspunkt til hengekablene og koblingsbjelkene. Figur 16 viser hvordan brubjelken er modellert. Meshet til en hengekabel består av ett element med samme størrelse som reell lengde til hengekabelen.



Figur 20: Datumpunkter og noder i brutårnene

Tabell 33: Meshdata for ABAQUS modell

Konstruksjonsdel	Global Størrelse	Minimum Størrelse
Brutårn	1 m	0.1 m
Bærekabler	16 m	1.6 m
Hengekabler	150 m	1 m
Brubjelke	20 m	2 m

6.6 Modellering av laster i bruddgrensetilstand

6.6.1 Egenlast

Egenlast av brutårnene er modellert i ABAQUS ved å sette på lokal gravitasjonslast med grunnverdi på $9.81 \frac{m}{s^2}$. Ettersom tverrsnittet til brutårna er nøyaktig modellert vil også egenlasten bli nøyaktig ved å bruke gravitasjonslast. Massetettheten til brutårnene er satt til å være $2548 \frac{kg}{m^3}$ som er en standard verdi for armert betong slik at tyngdetettheten ved påført gravitasjon vil være $25 \frac{kN}{m^3}$. I byggetilstanden er egenlast fra forskaling og utstyr neglisjert. I modellen er ikke støpetappene over kote 187.5 modellert. For å ta med lasten av betongen over kote 187.5, legges en ekstra last til på toppen av brutårnene. Punktlasten er gitt i tabell 41. Punktlasten er påført hvert tårnben.

Egenlast av bærekablene er også modellert som gravitasjonslast med grunnverdi på $9.81 \frac{m}{s^2}$. Tettheten til bærekablene er satt til $8400 \frac{kg}{m^3}$. Denne verdien er litt større enn den egentlige tettheten til bærekablene. Dette er gjort for å inkludere vekten av beskyttelseslag og koblingsfester. Egenlasten av brubanen tas med ved å legge en linjelast på brubjelken i modellen. I linjelasten ligger vekten av brubjelken, asfaltbelegning, og utstyr koblet på brubjelken. Utregning av tyngden til brubanen er gitt av et dokument fra Statens vegvesen[11]. Lasten av hengekablene er tatt hensyn til ved å beregne total egenlast av hengekablene, for så å fordele lasten utover brubjelken ved å legge til en linjelast på Brubjelken.

Verdiene av egenlastene med lastfaktorer er gitt i tabell 41. Alle egenlast er definert slik at de virker i negativ Y-retning i ABAQUS, som tilsvarer vertikalt nedover for reell situasjon.

Tabell 34: Egenlaster i ABAQUS

Konstruksjonsdel	Lasttype	Grunnverdi	Egenlast dominerende ($\gamma_G = 1.35$)	Egenlast ikke dominerende ($\xi \cdot \gamma_G = 1.2$)
Brutårn	Gravitasjon [$\frac{m}{s^2}$]	9.81	13.24	11.77
Bærekabel	Gravitasjon [$\frac{m}{s^2}$]	9.81	13.24	11.77
Brubjelke	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	86.57	116.87	103.89
Hengekabler	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	2.89	3.91	3.47
Tårntopp	Punktlast [kN]	1890	2551.5	2268

6.6.2 Vindlast

Vindlasten er beregnet i kapittel 4.4. I byggetilstand vil heis, kran og forskaling som er festet til brutårnene gi et økt vindfang og må tas hensyn til. Dette blir gjort ved å sette på en punktlast i kote 187,5 som tilsvarer det økte vindfanget fra forskalingen og krantoppen. Bidraget fra resten av kranen og heisen blir lagt inn i modellen som linjelast langs brutårnet. Det er stor usikkerhet knyttet til størrelsen for vindlasten på forskaling, heis og kran, og flere antagelser har blitt gjort. En annen unøyaktighet ved å påføre vindlasten som en punktlast i kote 187.5 er at dette vil gi et større moment enn ved en fordelt last.

Vindlaster i ABAQUS modellen er vist med og uten lastfaktorer i tabell 35, 36, 37, og 38. I tabell 35, for vind på langs i byggetilstand, er ikke last på topprigel satt for seg selv, den er inkludert i lasten på Tårntopp. Lasten er definert slik at den virker på ett enkelt tårnben, slik at linjelastene i tabellene viser verdien av last på ett tårnben, og punktlastene viser last på topp av ett tårnben. Last på heis under byggefasen er den samme som last på kran under byggefasen.

6.6.2.1 Vindlaster byggetilstand

Tabell 35: Vindlaster i lengderetning for byggetilstand i ABAQUS

Område	Lasttype	Grunnverdi	Vindlast dominerende ($\gamma_Q = 1.6$)	Vindlast ikke dominerende ($\gamma_Q \psi_{Q,0} = 1.12$)
Tårn 0-50 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	11.74	18.78	15.02
Tårn 50-100 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	11.55	18.47	14.78
Tårn 100-150 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	10.84	17.35	13.88
Tårn 150-200 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	10.50	16.80	13.44
Topp Tårn	Punktlast [kN]	377.4	603.8	483.0
Kran 0-50 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	1.94	3.11	2.49
Kran 50-100 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	2.23	3.56	2.85
Kran 100-150 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	2.40	3.84	3.07
Kran 150-200 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	2.52	4.03	3.23
Topp Kran	Punktlast [kN]	26.5	42.4	34.0
Planumsrigel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	17.26	27.62	22.09
Midtrigel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	22.57	36.12	28.89

Tabell 36: Vindlaster i tverretning for byggetilstand i ABAQUS

Område	Lasttype	Grunnverdi	Vindlast dominerende ($\gamma_Q = 1.6$)	Vindlast ikke dominerende ($\gamma_Q \psi_{Q,0} = 1.12$)
Tårn 0-50 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	24.30	38.88	31.10
Tårn 50-100 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	19.28	30.85	24.68
Tårn 100-150 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	15.89	25.43	20.34
Tårn 150-200 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	15.66	25.06	20.05
Topp Tårn	Punktlast [kN]	568.3	909.3	727.5
Kran 0-50 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	3.03	4.85	3.88
Kran 50-100 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	3.41	5.46	4.37
Kran 100-150 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	3.64	5.83	4.66
Kran 150-200 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	3.81	6.09	4.88
Topp Kran	Punktlast [kN]	80.2	128.3	106.6

6.6.2.2 Vindlaster ferdigtilstand

Tabell 37: Vindlaster i lengderetning for ferdigtilstand i ABAQUS

Område	Lasttype	Grunnverdi	Vindlast dominerende ($\gamma_Q = 1.6$)	Vindlast ikke dominerende ($\gamma_Q \psi_{Q,0} = 1.12$)
Tårn 0-50 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	12.95	20.73	14.51
Tårn 50-100 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	12.74	20.39	14.27
Tårn 100-150 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	11.97	19.14	13.40
Tårn 150-200 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	11.59	18.55	12.98
Topp Tårn	Punktlast [kN]	162.3	259.7	181.8
Planumsrigel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	19.05	30.48	21.34
Midtrigel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	24.92	39.86	27.90
Topprigel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	19.88	31.81	22.27

Tabell 38: Vindlaster i tverretning for ferdigtilstand i ABAQUS

Område	Lasttype	Grunnverdi	Vindlast dominerende ($\gamma_Q = 1.6$)	Vindlast ikke dominerende ($\gamma_Q \psi_{Q,0} = 1.12$)
Tårn 0-50 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	26.82	42.91	30.04
Tårn 50-100 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	21.28	34.05	28.84
Tårn 100-150 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	17.54	28.07	19.65
Tårn 150-200 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	17.29	27.66	19.36
Topp Tårn	Punktlast [kN]	242.0	387.3	271.1
Brubjelke	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	5.01	8.02	5.61
Brubjelke	Vertikal Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	7.13	11.40	7.98
Brubjelke	Moment per Node [kNm]	34.62	55.39	38.77
Bærekabel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	1.22	1.96	1.37

6.6.3 Trafikklast

Trafikklasten legges inn i modellen for ferdigtilstand. Alle deler av trafikklastene plasseres på brubjelken. Den fordelte lasten fra LM1 og V1 deles opp i to deler, linjelast og eksentrisitetsmoment. Linjelasten plasseres på hele brubjelken og momentet blir plassert i nodene til brubjelken. Brubjelken har 67 noder, og momentet fordeles likt på nodene for å simulere fordelt moment. Punktlastene fra de forskjellige lastmodellene plasseres på noden i midten av brubjelken. Verdiene for trafikklast er vist i tabell 39 og 40.

6.6.3.1 Trafikklast etter N400 utgave 2009

Siden trafikklasten fra N400 utgave 2009 kun brukes til å sjekke kabelkrefter for beregninger uten lastfaktor, er ikke lastfaktorer tatt med i tabell 39.

Tabell 39: Trafikklast i ABAQUS etter N400 utgave 2009

Last	Lasttype	Verdi
Fordelt Trafikk	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	20.0
Eksentrisitets Moment	Moment per node [kNm]	908.98
Aksellast	Punktlast [kN]	1260

6.6.3.2 Trafikklast etter Eurokode 1 del 2

Tabell 40: Trafikklast i ABAQUS etter Eurokode 1 del 2

Last	Lasttype	Grunnverdi	Trafikklast dominerende ($\gamma_Q = 1.35$)	Trafikklast ikke dominerende ($\gamma_Q \psi_{Q,0} = 0.945$)
Fordelt Trafikk	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	23.0	31.05	21.74
Eksentrisitet Moment	Moment per node [kNm]	1268.55	1712.54	1198.78
Aksellast	Punktlast [kN]	1000	1350	945

6.7 Modellering av laster i bruksgrensetilstand

Grunnverdiene brukt i bruksgrensetilstand er lik de som er brukt i bruddgrensetilstand, men har andre lastfaktorer. Ettersom bruksgrensetilstand brukes til rissviddeberegninger etter lang tid, er det kun ferdigtilstand av brua som har blitt sett på. I tabellene nedenfor er lastene som er brukt i modellen ved ofte fremkommende kombinasjon gitt.

6.7.1 Egenlast

Tabell 41: Egenlaster i ABAQUS

Konstruksjonsdel	Lasttype	Grunnverdi
Brutårn	Gravitasjon [$\frac{m}{s^2}$]	9.81
Bærekabel	Gravitasjon [$\frac{m}{s^2}$]	9.81
Brubjelke	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	86.57
Hengekabler	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	2.89
Tårntopp	Punktlast [kN]	1890

6.7.2 Trafikklast etter Eurokode 1 del 2

Tabell 42: Trafikklast i ABAQUS etter Eurokode 1 del 2

Last	Lasttype	Grunnverdi	Trafikklast dominerende ($\psi_{1,1} = 0.7$)	Trafikklast ikke dominerende ($\psi_{2,i} = 0.5$)
Fordelt Trafikk	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	23.0	16.1	11.5
Eksentrisitet Moment	Moment per node [kNm]	1268.55	887.99	634.28
Aksellast	Punktlast [kN]	1000	600	500

6.7.3 Vindlaster ferdigtilstand

Tabell 43: Vindlaster i lengderetning for ferdigtilstand i ABAQUS

Område	Lasttype	Grunnverdi	Vindlast dominerende ($\psi_{1,1} = 0.6$)	Vindlast ikke dominerende ($\psi_{2,i} = 0.5$)
Tårn 0-50 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	12.95	7.77	6.48
Tårn 50-100 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	12.74	7.64	6.37
Tårn 100-150 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	11.97	7.18	5.98
Tårn 150-200 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	11.59	6.95	5.80
Topp Tårn	Punktlast [kN]	162.3	97.38	81.15
Planumsrigel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	19.05	11.43	9.53
Midtrigel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	24.92	14.95	12.46
Topprigel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	19.88	11.93	9.94

Tabell 44: Vindlaster i tverretning for ferdigtilstand i ABAQUS

Område	Lasttype	Grunnverdi	Vindlast dominerende ($\psi_{1,1} = 0.6$)	Vindlast ikke dominerende ($\psi_{2,i} = 0.5$)
Tårn 0-50 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	26.82	16.10	13.41
Tårn 50-100 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	21.28	12.77	10.64
Tårn 100-150 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	17.54	10.52	8.77
Tårn 150-200 m	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	17.29	10.37	8.65
Topp Tårn	Punktlast [kN]	242.0	145.2	121.0
Brubjelke	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	5.01	3.01	2.51
Brubjelke	Vertikal Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	7.13	4.28	3.57
Brubjelke	Moment per Node [kNm]	34.62	20.77	17.31
Bærekabel	Linjelast [$\frac{kN}{m}$]	1.22	0.73	0.61

6.8 Kontroll av ABAQUS modell og laster

6.8.1 Sammenligning med krefter fra Statens vegvesen

Statens vegvesens beregninger av kreftene i bærekablene har blitt gitt til NTNU, og dette har blitt brukt til å kontrollere at resultatene fra ABAQUS er riktige. I beregningene gitt av Statens vegvesen er alle partialfaktorane satt til 1, og dette ble også gjort i ABAQUS modellen for å kunne sammenligne resultatene. Tabell 45 viser krefter i bærekablene beregnet med ABAQUS og gitt av Statens vegvesen. T1 er hovedspenn og T2 er sidespenn. Fra tabellen ser vi at resultatene for trafikklaster stemmer godt overens, og resultatene for egenlasten har et lite avvik. Avviket for egenlast er 5.4% for kabelkrefter i hovedspennet, mens avviket er 5.8% for sidespennet.

Tabell 45: Krefter i bærekabel

	ABAQUS		Statens vegvesen	
	T1 [MN]	T2 [MN]	T1 [MN]	T2 [MN]
Permanent last	112.5	117.8	119	125
Trafikk last	20.6	20.6	21	22

6.8.2 Konvergensanalyse

En konvergensanalyse ble utført for å verifisere modellen, ved kontroll av at resultatene fra modellen konvergerer ved mindre elementstørrelser. Hvis resultatene konvergerer kan det med større sikkerhet antas at modellen er uten numeriske ustabiliteter. Hvis resultatene ikke konvergerer gir det antydninger til feil ved modellering, eller numeriske ustabiliteter i modellen.

Fokus av oppgaven ligger på brutårnene, det er dermed lagt større fokus på konvergenstest av de. For konvergensanalyse av brutårnene er analysen kjørt ved fire forskjellige globale elementstørrelser for brutårnene. Elementstørrelsen til brutårnene ved analysene er 4, 1, 0.5, og 0.1 meter respektivt. Modellen brukt for konvergensanalyse er modellen for vind på tvers av bruaksen i bruddgrense ferdigtilstand med vind som dominerende last. For sammenligning av resultatene fra modellene ble enkelte noder i modellen valgt. I konvergensanalysen for brutårnet er 5 noder valgt for sammenligning. I nodene kan man se hvilke krefter som er påført noden fra de tilhørende elementene. Nodene som er valgt er punkt nær tilkobling til andre konstruksjonsdeler, eller som er i større grad utsatt for moment. De 5 nodene er noden i bunn av tårnbenet med størst aksialkraft, nodene som forbinder riglene med tårnbenet med størst aksialkraft, og en node nært toppen av brutårnet i tårnbenet med størst aksialkraft. Noden nært toppen er valgt istedet for en node helt i toppen av tårnet, for å ha verdi for moment å sammenligne med. Resultatene fra konvergensanalysen for elementer i brutårnene er vist i tabell 46.

Det ble også gjort konvergensanalyse for bærekablene og brubjelken. Analysene er basert på modellen med 1 meters elementstørrelse for brutårnet. Konvergensanalyse for konstruksjonsdelene ble gjort hver for seg, der kun en av konstruksjonsdelene hadde redusert elementstørrelse ved en gitt analyse. Elementstørrelsen til brubjelken og bærekablene er halvert ved konvergensanalyse i forhold til det de er oppgitt i tabell 33. Resultatene fra konvergensanalysen for elementer i andre konstruksjonsdeler enn brutårn er vist i tabell 47. Det er ikke gjort konvergensanalyse med tanke på hengeskablene da disse er modellert som staver. Kraftene i enden av staven vil dermed være lik uavhengig av antall element i staven. For sammenligningen er 3 noder valgt. Bunnoden i tårnbenet med størst aksialkraft, node nært toppen av tårnbenet med størst aksialkraft, og node i bærekabel i koblingspunkt ved tårnbenet med størst aksialkraft.

I tabell 46 og 47 er resultatene fra konvergensanalysene oppgitt. SF1 er aksialkraft i tverrsnittet, SM1 er moment om akse på tvers av bruaksen, og SM2 er moment om akse parallelt med bruaksen.

Tabell 46: Konvergensanalyse brutårn

Elementstørrelse [<i>m</i>]			4	1	0.5	0.1
Fundament		SF1 [<i>MN</i>]	-272.762	-272.762	-272.762	-272.762
		SM1 [<i>MNm</i>]	-1.10064	-1.10066	-1.10066	-1.10066
		SM2 [<i>MNm</i>]	-228.780	-228.808	-228.811	-228.812
Planumsrigel	Underkant	SF1 [<i>MN</i>]	-229.254	-229.256	-229.256	-229.257
		SM1 [<i>MNm</i>]	-3.20141	-3.20097	-3.20095	-3.20095
		SM2 [<i>MNm</i>]	1.59156	1.56683	1.56544	1.56511
	Overkant	SF1 [<i>MN</i>]	-216.746	-216.746	-216.746	-216.746
		SM1 [<i>MNm</i>]	-2.823	-2.82304	-2.82304	-2.82304
		SM2 [<i>MNm</i>]	-147.017	-147.017	-147.017	-147.017
Midtrigel	Underkant	SF1 [<i>MN</i>]	-196.867	-196.867	-196.867	-196.867
		SM1 [<i>MNm</i>]	-3.86544	-3.86547	-3.86544	-3.86544
		SM2 [<i>MNm</i>]	85.3555	85.3559	85.354	85.3535
	Overkant	SF1 [<i>MN</i>]	-170.653	-170.654	-170.654	-170.654
		SM1 [<i>MNm</i>]	-3.4189	-3.41833	-3.41828	-3.41826
		SM2 [<i>MNm</i>]	-154.907	-154.893	-154.891	-154.891
Topprigel	Underkant	SF1 [<i>MN</i>]	-145.124	-145.124	-145.124	-145.124
		SM1 [<i>MNm</i>]	-0.360228	-0.36024	-0.360244	-0.360248
		SM2 [<i>MNm</i>]	142.968	142.925	142.92	142.919
	Overkant	SF1 [<i>MN</i>]	-124.243	-124.243	-124.243	-124.243
		SM1 [<i>MNm</i>]	0.150588	0.150587	0.150573	0.150568
		SM2 [<i>MNm</i>]	13.8501	13.8501	13.8487	13.8483
Tårntopp		SF1 [<i>MN</i>]	-123.046	-123.046	-123.046	-123.046
		SM1 [<i>MNm</i>]	0.03469	0.034734	0.034738	0.03474
		SM2 [<i>MNm</i>]	3.19021	3.19442	3.19475	3.19493

Fra tabell 46 kan man se at elementstørrelsen til brutårnene har liten effekt på kreftene internt i brutårnene. Den største prosentvise endringen i forhold til modellen med elementstørrelse 1 meter er på 1.5%, og det er det eneste punktet med over 0.2% differanse fra referansemodellen.

Tabell 47: Konvergensanalyse bærekabler og brubjelke

Konstruksjonsdel		Original	Bærekabel	Brubjelke
Bærekabel	SF1 [MN]	146.965	146.922	146.966
Tårntopp	SF1 [MN]	-123.046	-122.985	-123.05
	SM1 [MNm]	0.0347342	0.036314	0.0346721
	SM2 [MNm]	3.19442	3.19137	3.1946
Fundament	SF1 [MN]	-272.762	-272.714	-272.762
	SM1 [MNm]	-1.10066	-1.07353	-1.10114
	SM2 [MNm]	-228.808	-228.834	-228.801

Endringer i elementstørrelse på andre konstruksjonsdeler enn brutårnet har også liten effekt. Alle punkt bortsett fra to har mindre enn 0.2% endring fra originalmodellen. SM1 i topp og bunn av tårnet endret seg 4.5% og 2.5% i analysen der bærekablenes elementstørrelse er redusert. Sett på som relativ endring er det ganske utslagsgivende, men dimensjonen på momentene er små, slik at verdien på endringen tilsynelatende er neglisjerbar sammenlignet med andre krefter.

Tabell 48: Tidsforbruk for konvergensanalyse

Modell	Brutårn				Bærekabler	Brubjelke
	4 m	1 m	0.5 m	0.1 m		
Tidsforbruk [s]	106	136	159	461	204	150

Tabell 48 viser tidsbruken ved de forskjellige modellene til konvergensanalysen. For brutårnet har elementstørrelse ikke spesielt stor betydning før det blir små elementer ved 0.1 meter størrelse. Elementstørrelse på brubjelken er av liten betydning med hensyn på tid, mens elementstørrelsen til bærekablene har stor innvirkning på tidsbruk til modellen.

Fra konvergensanalysen kan det konkluderes at størrelse på elementer for denne bjelkemodellen har liten betydning for resulterende krefter i nodene, men er av betydning med hensyn på tidsbruk. I videre modeller er det dermed benyttet store elementer i konstruksjonsdelene utenom brutårnene siden endring av kreftene i brutårnene er lav. Det er valgt å benytte 1 meters elementstørrelse i brutårnene for å ha minst mulig elementer, men samtidig kunne se gradvis fordeling av krefter i støpetappene.

7 Stivhetsberegning

Stivheten til et armert betongtverrsnitt vil endre seg med krumningen. Økende krumning vil gi redusert stivhet, og et armert betongtverrsnitt vil ha ikke lineære materialegenskaper med 2.ordens effekter.

I ABAQUS benyttes lineære materialegenskaper. For å ta med ikke lineære effekter benyttes linearisert 2.ordens teori til å beregne en realistisk stivhet som kan brukes i ABAQUS. Teorien som er benyttet er hentet fra publikasjonen Anvendelse av linearisert 2.ordens teori skrevet av Svein Ivar Sørensen[19].

7.1 Teori

7.1.1 Moment-krumning relasjon

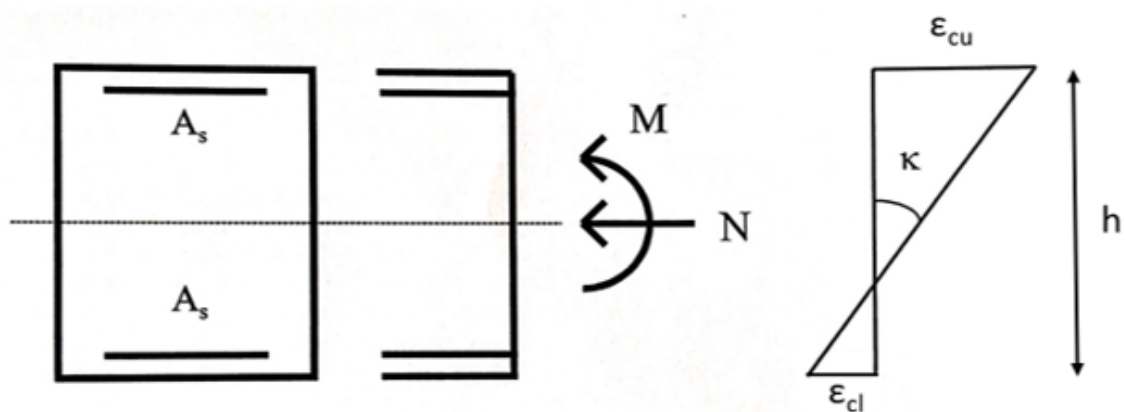
Figur 21 viser tøyningen av et armert betongtverrsnitt påført aksialkraft og moment. Krumningen bestemmes av betongtøyningen og er gitt av ligning 35.

$$K = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{cl}}{h} \quad (35)$$

Hvor ϵ_{cu} er betongtøyning i topp av tverrsnitt og ϵ_{cl} er betongtøyningen i bunn.

Moment-krumning relasjonen er gitt av ligning 36. Ligningen brukes til å beregne E-modul for det armerte betongtverrsnittet. E-modulen som beregnes er ikke stivheten til betongen, men representerer den kombinerte stivheten til betongtverrsnittet med armering. Den nødvendige armeringsmengden er den mengden som gir tverrsnittet den beregnede stivheten, EI.

$$K = \frac{M}{EI} \quad (36)$$



Figur 21: Krumning av armert betongtverrsnitt

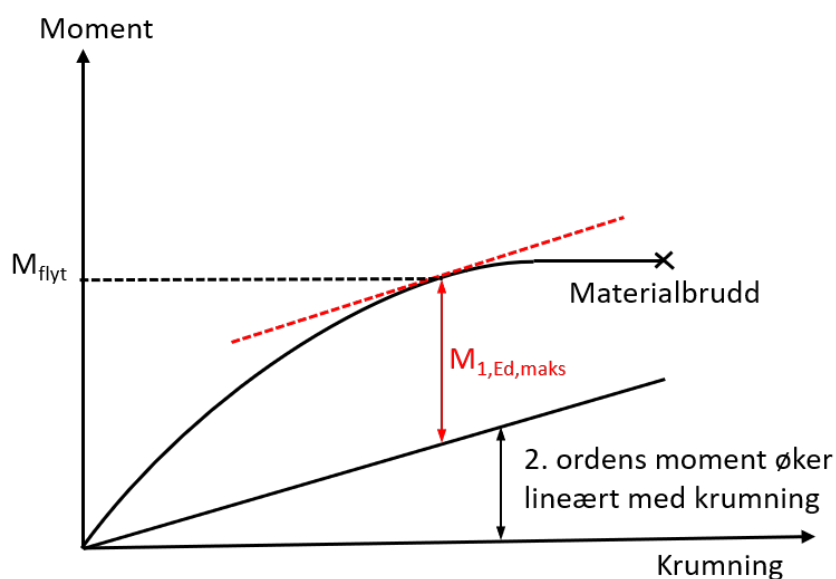
7.1.2 Anvendelse av linearisert 2. ordens teori

Fremgangsmåten som brukes for å beregne stivheten av armerte betongtverrsnitt er gitt nedenfor:

1. Beregn bøyestivhet EI_0 for urisset tverrsnitt.
2. Velg sekant-bøyestivhet EI_{sekant} i området $0.3EI_0$ til $0.5EI_0$.
3. Legg inn EI_{sekant} i ABAQUS og beregn aksialkraft og moment.
4. Beregn betongtøyningen i topp og bunn av tverrsnittet utfra aksialkraften og momentet.
5. Beregn krumningen ved å bruke ligning 35
6. Beregn ny stivhet ved å bruke ligning 36.
7. Bruk ABAQUS til å finne nye aksialkrefter og momenter med nye stivhet.
8. Gjenta steg 4-7 til løsningen konvergerer.

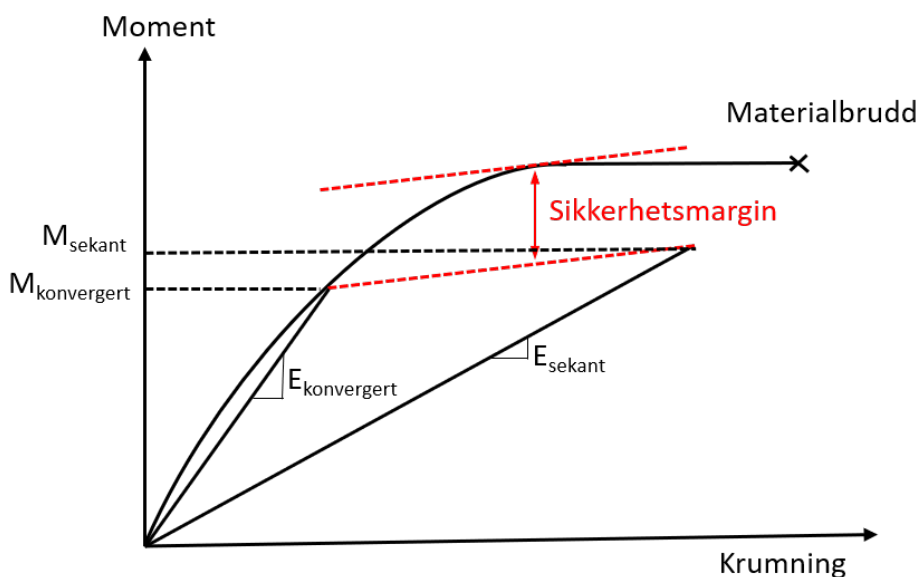
For å ta med ikke lineære geometriske effekter brukes 2. ordens teori. Dette kan gjøres i ABAQUS ved å kjøre laststegene med ikke lineær geometri på. Dette vil ta hensyn til utbøyning av konstruksjonsdelene.

Punkt 4 til 6 blir gjort ved å bruke et Excel-program. Programmet blir beskrevet i kapittel 7.2 og lager et moment-krumningsdiagram. Fra moment-krumningsdiagrammet kan bruddmomentet finnes, men bruddmomentet vil ikke være den reelle momentkapasiteten siden bruddmomentet er høyere enn momentet som ble brukt til å beregne stivheten. Å påføre konstruksjonen et høyere moment vil føre til en lavere stivhet siden konstruksjonen får mer krumning. Videre vil en større krumning gi større utbøyning av konstruksjonen (2. ordens effekter) som vil føre til et større 2.ordens moment. Dermed betyr det at konstruksjonen ikke vil tåle bruddmomentet siden det totale momentet (1.ordens og 2.ordens momenter) vil bli større enn bruddmomentet. Figur 22 viser at 2.ordens momenter øker lineært med krumningen og at maksimalt 1.ordens moment dermed bli redusert.

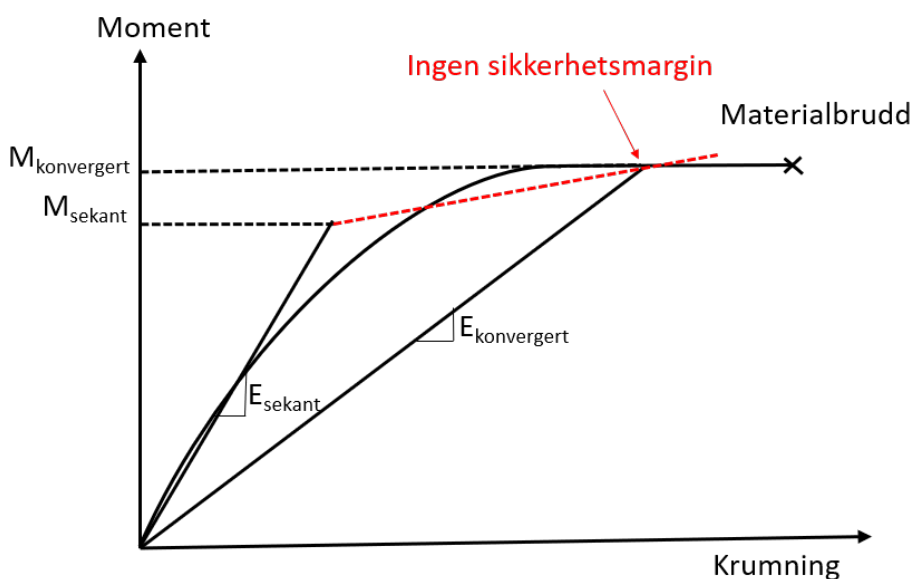


Figur 22: 2.ordens beregning

For å finne maksimalt moment som konstruksjonene tåler bør derfor flytemomentet bli brukt. Flytemomentet er det momentet som gir flyt i armeringen. Dersom beregnet stivhet er større enn EI_{sekant} vil totalt moment i konstruksjonen synke siden 2.ordens momenter reduseres. Dette vil gi en sikkerhetsmargin som tilsvarer differansen mellom flytemomentet og det totale momentet ved samme krumning som ved flytemomentet. Dette er visualisert i Figur 23 ved å tegne en vertikal linje fra flytemomentpunktet ned til linjen som forbinder 1. løsning og konvergent løsning. Dersom beregnet stivhet er mindre enn EI_{sekant} vil totalt moment i konstruksjonen øke og det vil ikke være sikkerhetsmargin.



Figur 23: Sikkerhetsmargin når E-modul øker ved iterasjon



Figur 24: Sikkerhetsmargin når E-modul avtar ved iterasjon

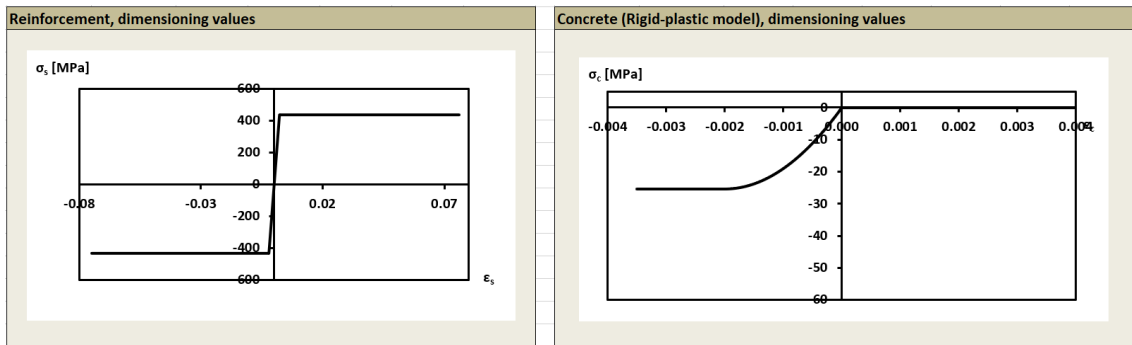
7.2 Beregningsprogram

For å beregne stivheten til brutårnene blir et Excel-program benyttet. Excel-programmet er laget av NTNU for å kontrollere forsøk av fiberarmerte rektangulære betongtverrsnitt. Programmet benytter seg av en metode hvor tverrsnittet blir delt opp i 20 lag og de indre kreftene blir beregnet i hvert lag ved gradvis endret tøyningstilstand. Videre blir denne metoden kalt lamellmetoden. Excel-programmet ble modifisert til å kunne brukes for hulromstverrsnitt uten fiberarmering. Dette ble gjort ved at flensene i tverrsnittet blir delt opp i 4 lag med tykkelse på 150 mm. Stegene i tverrsnittet blir delt opp i 12 like tykke deler. Tykkelsen av lagene i stegene vil variere ved de ulike støpetappene siden dimensjonene på tverrsnittet endres.

Figur 25 viser de nødvendige parameterne som må legges inn i programmet. Ut fra materialegenskapene som brukeren legger inn lages det arbeidsdiagrammer for armeringen og betongen. Figurene nedenfor viser brukergrensesnittet til Excel-programmet og hvordan lamellmetoden ble brukt for støpetappe 4.

		Comments
Cross section data		
Width, b [mm]	6618	
Height, h [mm]	7818	
Concrete cover on the compressive zone, c' [mm]	300	
Concrete cover on the tensile zone, c [mm]	300	
Effective height, d [mm]	7518	
Compressive reinforcement diameter, ϕ' [mm]	32	
Number of bars	164	
Compressive reinforcement area, A'_{sl} [mm ²]	131896.63	
Tensile reinforcement diameter, ϕ [mm]	32	
Number of bars	164	
Tensile reinforcement area, A_{sl} [mm ²]	131896.63	
Reinforcing steel		
Modulus of elasticity, E_s [N/mm ²]	200000	
Yield strength, f_{yd} [N/mm ²]	435	
Strain hardening factor, k	1	
Strain at maximum load, ϵ_{uk}	0.075	>2,5%, >5,0%, >7,5%
Concrete in compression (Parabola-rectangle model)		
(no need to write -)		
Dim. Compressive strength, f_{cd} [N/mm ²]	25.5	
Characteristic cylinder strength, f_{ck} [N/mm ²]	45	
Modulus of elasticity, E_{cm} [N/mm ²]	36000	
Strain at maximum strength, ϵ_{c2}	0.002	(change if fck≥55)
Ultimate compressive strain, ϵ_{cu2}	0.0035	(change if fck≥55)
Exponent, n	2.0	(change if fck≥55)
Concrete in tension (Rigid-plastic model)		
Residual flexural tensile strength at CMOD 2,5mm, $f_{R,3}$ [N/mm ²]	0.00	
σ_1 : Ultimate uniaxial tensile strength, f_{Rtu} [N/mm ²]	0.00	
ϵ_1 : Ultimate tensile strain (N.A. crossing the cross-section)	2.0E-02	(change to 10‰ if NA is external to cross-section)

Figur 25: Brukergrensesnitt av Excel, parametere bestemt av brukeren



Figur 26: Arbeidsdiagrammer fra Excel

De indre kreftene i tverrsnittet beregnes ved å:

1. Velge en betongtøyning i bunn av tverrsnittet
2. Betongtøyningen i toppen beregnes ved aksialbalanse ved gitt bunntøyning og aksialkraft.
3. Gradvis endre betongtøyningen i bunn og beregne ny betongtøyning i toppen

Programmet benytter seg av en parabel-rektangel spenning-tøyningssammenheng. Ligning 37 brukes til å beregne betongspenningen i de ulike lagene ved hver tøyningstilstand.

$$\begin{aligned} \sigma_c &= f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{for } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ \sigma_c &= f_{cd} & \text{for } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{aligned} \quad (37)$$

hvor

- $n = 2$
- ϵ_{c2} er tøyning ved maksiamalspenning
- ϵ_{cu2} er tøyningsgrense ved bruddtilstand

Når spenningene er funnet blir de indre kreftene i hvert lag beregnet ut fra spenningen.

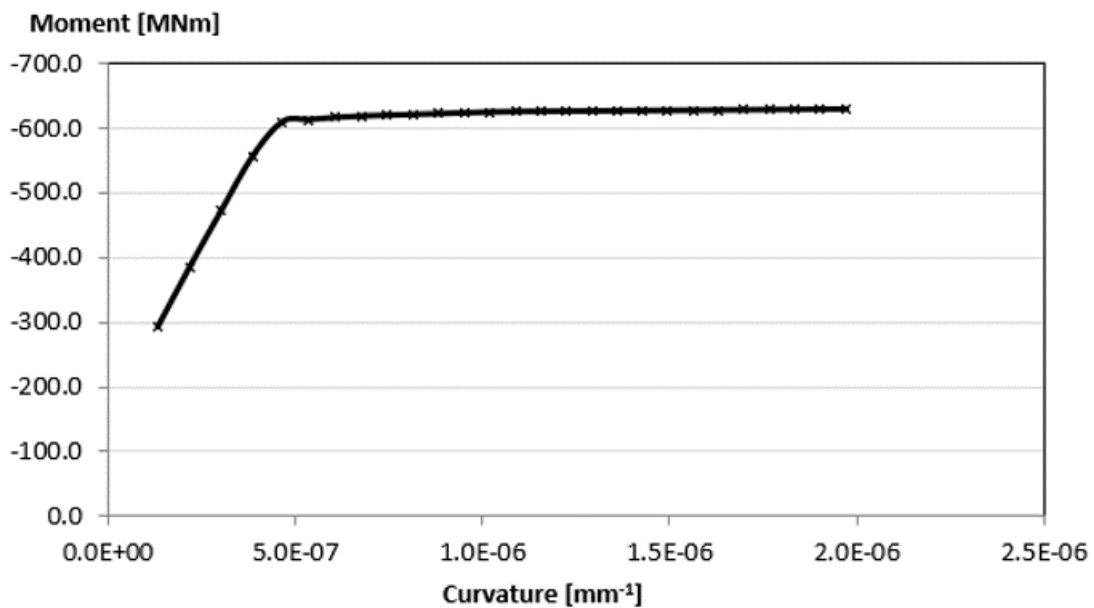
$$\begin{aligned} N &= \sigma_c \cdot A \\ M &= \sigma_c \cdot A \cdot y \end{aligned} \quad (38)$$

hvor A er arealet til ett lag og y er avstanden fra tverrsnittets senter til lagets senter.

Figur 27 viser fordeling av indre krefter ved en gitt tøyningstilstand. For hver tøyningstilstand oppdateres de indre kreftene, og moment plottes opp mot krumningen. Figur 28 viser moment-krumningsdiagramet.

Concrete cross section (divisions, i=1:20)				Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nm]	
(upper edge)	1	992700	7743.0	3834.0	-0.0017744	-25.18	-24991753.6	-95818383366.8
	2	992700	7593.0	3684.0	-0.0014688	-23.70	-23528184.3	-86677830926.5
	3	992700	7443.0	3534.0	-0.0011632	-21.04	-20882653.6	-73799297867.7
	4	992700	7293.0	3384.0	-0.0008576	-17.18	-17055161.6	-57714666798.4
	5	661800	6942.3	3033.3	-0.0001431	-3.52	-2327955.9	-7061272120.3
	6	661800	6390.8	2481.8	0.0009805	0.00	0.00	0.00
	7	661800	5839.3	1930.3	0.0021040	0.00	0.00	0.00
	8	661800	5287.8	1378.8	0.0032276	0.00	0.00	0.00
	9	661800	4736.3	827.3	0.0043511	0.00	0.00	0.00
	10	661800	4184.8	275.8	0.0054747	0.00	0.00	0.00
	11	661800	3633.3	-275.8	0.0065982	0.00	0.00	0.00
	12	661800	3081.8	-827.3	0.0077218	0.00	0.00	0.00
	13	661800	2530.3	-1378.8	0.0088453	0.00	0.00	0.00
	14	661800	1978.8	-1930.3	0.0099689	0.00	0.00	0.00
	15	661800	1427.3	-2481.8	0.0110924	0.00	0.00	0.00
	16	661800	875.8	-3033.3	0.0122160	0.00	0.00	0.00
	17	992700	525.0	-3384.0	0.0129305	0.00	0.00	0.00
	18	992700	375.0	-3534.0	0.0132361	0.00	0.00	0.00
	19	992700	225.0	-3684.0	0.0135417	0.00	0.00	0.00
(lower edge)	20	992700	75.0	-3834.0	0.0138473	0.00	0.00	0.00
Reinforcement				Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]			
		Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]				
		122245.65	7518.0	3609.0	-0.0013160	-263.20	-32175404.1	-116121033373.8
		122245.65	300.0	-3609.0	0.0133889	434.78	53150284.1	-191819375170.2
					0	SUM	-67810829.00	-629011859623.8
								Max moment capacity, M_{Rd} [kNm]
								-628.72

Figur 27: Brukergrensesnitt av Excel, spenningstilstand



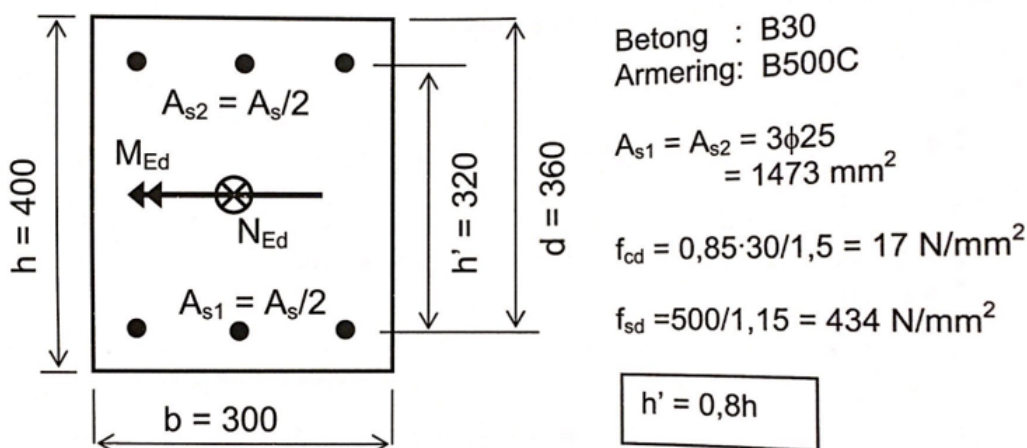
Figur 28: Moment-krumningsdiagram for støpetappe 4

Momentet i tårnbenet blir hentet ut fra ABAQUS. Den første analysen i ABAQUS ble gjort med E-modul, $E_{sekant} = 10000 \text{ MPa}$. Denne verdien ble valgt etter samtale med Alexander Kyte fra Norconsult og tilsvarer $0.28E_{urisset}$ for B45 betong. Ettersom en støpetappe er 4 meter og består av 4 elementer i ABAQUS modellen, velges det å bruke momentet fra det elementet i støpetappen med størst moment. Krumningen som svarer til momentet finnes ved å bruke lineær interpolasjon mellom punktene i moment-krumningsdiagrammet, og ny stivhet blir beregnet ved å bruke ligning 36, der K og M er den største krumningen og momentet som oppstår i støpetappen. Deretter blir en ny analyse gjort i ABAQUS med den nye stivheten. Denne prosessen blir gjort helt til løsningen konvergerer. I denne oppgaven ble det gjort 3 iterasjoner ved hvert dominerende lasttilfelle.

Excel-programmet har noen begrensninger. Momentet blir beregnet ved å ta momentlikevekt om tverrsnittssenteret, og krever derfor at tverrsnittet er symmetrisk for at beregnet moment skal bli korrekt. Programmet generelt er lite brukervennlig, og krever at man setter seg godt inn i det før det anvendes. Brukeren må selv sette starttøyning og steglengde til tøyningsendringen. Det kreves derfor ofte flere gjenomkjøringer før man får ut resultater som kan benyttes til å beregne stivhet.

7.2.1 Verifisering av beregningsprogram

Før lamellmetoden blir brukt videre er det nødvendig å kontrollere metoden. Hensikten med kontrollene er å sjekke at det ikke er noen feil i Excel-programmet som blir brukt, og for å forstå og sammenligne forutsetningene for de ulike metodene. Resultatene fra lamellmetoden blir sammenlignet med to andre beregningsmetoder. Dette blir gjort for å teste lamellmetoden både i brudd- og bruksgrensetilstand. Tverrsnittet i figur 29 er brukt til å kontrollere lamellmetoden i både brudd- og bruksgrensetilstand.



Figur 29: Tverrsnittet som er brukt til kontroll av lamellmetoden

7.2.1.1 Kontroll av bruddgrensetilstand

For å kontrollere lamellmetoden i bruddgrensetilstand er det valgt å sammenligne resultatene med eksempel 4.13 i boka Betongkonstuksjoner av Sørensen[20]. Metoden i eksempel 4.13 er å lage M-N diagram ved å regne likevekt om tverrsnittet i figur 29 i fem ulike tøyningstilstander.

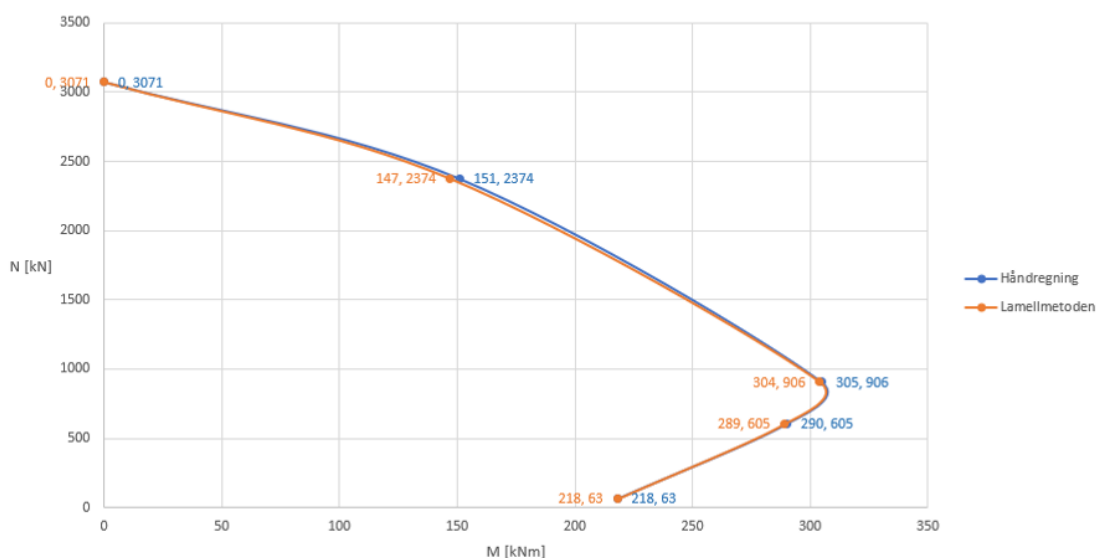
1. Rent trykk
2. Trykkbrudd i betong
3. Trykkbrudd i betong samtidig med flyting i armering
4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i armering
5. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

Tabell 49 viser kreftene i de ulike tøyningstilstandene. Fullstendig beregning er vist i vedlegg C.

Tabell 49: Krefter i ulike tøyningstilstander

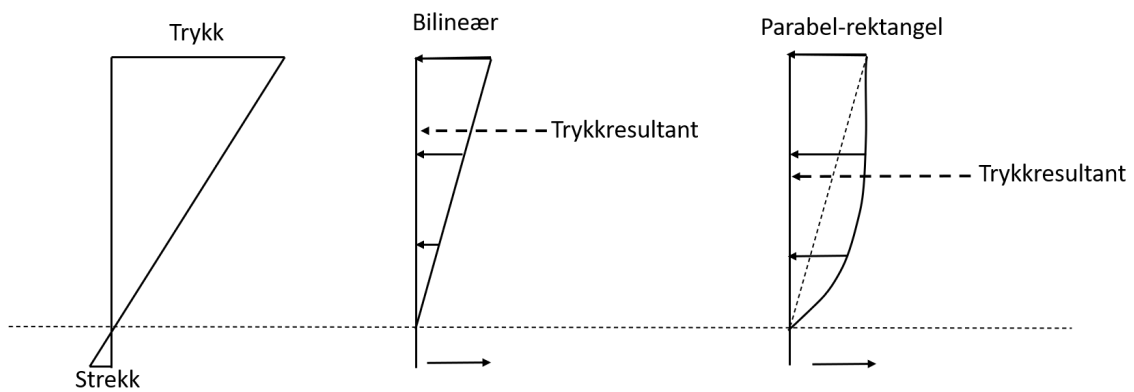
Tøyningstilstand	Aksialkraft [kN]	Moment [kNm]
1. Rent Trykk	3071	0
2. Trykkbrudd i betong	2374	151
3. Trykkbrudd i betong samtidig med flyting i armering	906	305
4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i armering	605	290
5. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning	63	218

Til å sammenligne metodene blir også et M-N diagram laget ved å bruke lamellmetoden. Dette gjøres ved å legge inn ulike aksialkrefter og sjekke det største momentet i moment-krumning grafen. Figur 30 viser M-N diagrammene. Metoden i betongboken til Sørensen tar ikke hensyn til 2.ordens effekter, og dette blir derfor heller ikke tatt hensyn til når maksimal momentet blir funnet ved lamellmetoden.

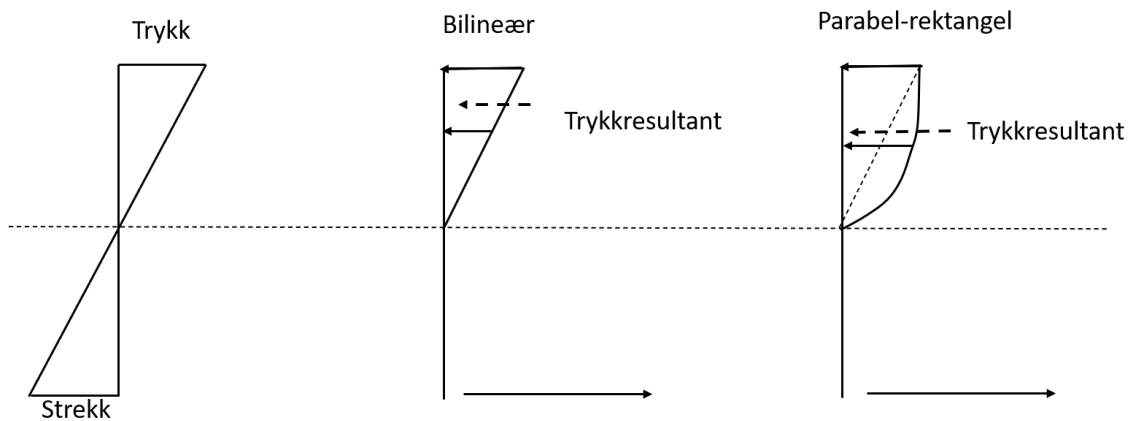


Figur 30: M-N diagram funnet ved lamellmetoden og håndregning

M-N diagrammene fra de to metodene er nesten sammenfallende. Grunnen til det lille avviket skyldes at håndregningen bruker en bilineær spenning-tøyningssammenheng, mens lamellmetoden benytter et parabel-rektangel diagram for spenning-tøyningssammenheng. Ved store aksialkrefter vil større deler av tverrsnittet være i trykk. Figur 31 og 32 viser hvordan tøyning og spenningsfordelingen vil være i tverrsnittet ved høy og lav aksialkraft. Ved høy aksialkraft vil bruddtilfelle være trykkbrudd i betongen. Derfor er det trykkresultanten som vil bestemme momentkapasitet. Ved parabel-rektangel sammenheng vil trykkresultanten ligge lavere i tverrsnittet og ha en mindre momentarm og derfor gi lavere momentkapasitet til tross for en større verdi på trykkresultanten. Ved lav aksialkraft vil bruddtilfelle være strekkbrudd i armeringen og momentkapasiteten bestemmes da ut fra strekkkraften i armeringen. Det vil derfor ikke bety noe at de ulike spenning-tøyningssammenhengene gir forskjellig størrelse og plassering av trykkresultanten. Dette kan også ses i M-N diagrammet i figur 30 ved at avviket avtar ved lavere aksialkraft.



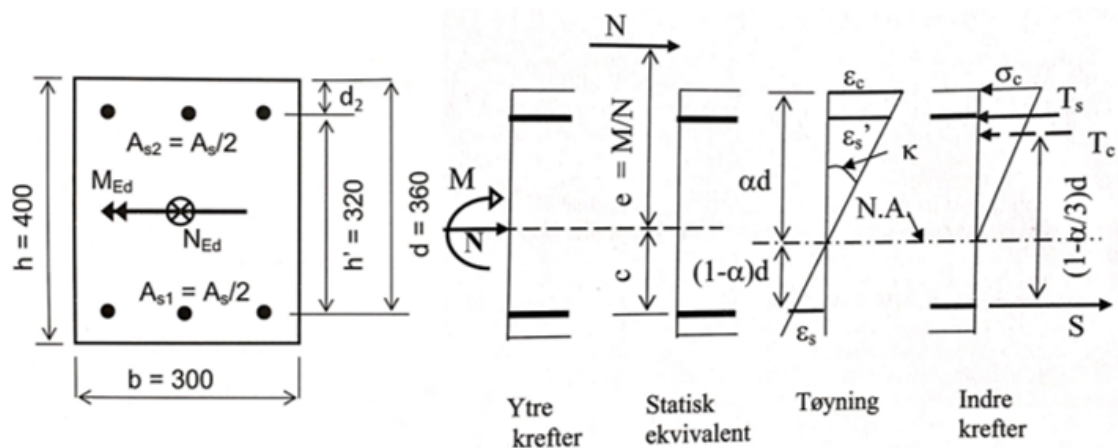
Figur 31: Tøyning og spenning i tverrsnitt påkjent høy aksialkraft



Figur 32: Tøyning og spenning i tverrsnitt påkjent lav aksialkraft

7.2.1.2 Kontroll av bruksgrensetilstand

Lammellmetoden blir også sammenlignet med en annen beregningsmetode i bruksgrensetilstand. Figur 33 viser kreftene som vil oppstå i tverrsnittet når det er påført aksialkraft og moment.



Figur 33: Tverrsnitt påkjent moment og aksialkraft[20]

Aksiallikevekt av tverrsnittet gir:

$$N = \frac{1}{2} E_{c,middel} \epsilon_c \alpha b d + E_s \epsilon_{s2} A_{s2} - E_{c,middel} \epsilon_{s2} A_{s2} - E_s \epsilon_s A_{s1} \quad (39)$$

hvor $\epsilon_s = \frac{1-\alpha}{\alpha} \cdot \epsilon_c$ og $\epsilon_{s2} = \frac{\alpha d - d_2}{\alpha d} \cdot \epsilon_c$

Ved å innføre $\rho = \frac{A_{s1}}{bd}$, $\rho_2 = \frac{A_{s2}}{bd}$ og $\eta = \frac{E_s}{E_{c,middel}}$ kan ligning 39 skrives om til følgende:

$$\sigma_c = \frac{N}{\left(\frac{1}{2} \alpha + (\eta - 1) \rho_2 \cdot \frac{\alpha - \frac{d_2}{d}}{\alpha} - \eta \rho \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha} \right) b d} \quad (40)$$

ligning 40 inneholder to ukjente, σ_c og α , men ved å betrakte momentlikevekt om strekkarmeringens tyngdepunkt vil det dannes et ligningssett som kan løses.

$$M + N \cdot c = N \cdot e + N \cdot c = \frac{1}{2} E_{c,middel} \epsilon_c \alpha b d \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) d + E_{c,middel} (\eta - 1) \eta \rho_2 A_{s2} (d - d_2) \quad (41)$$

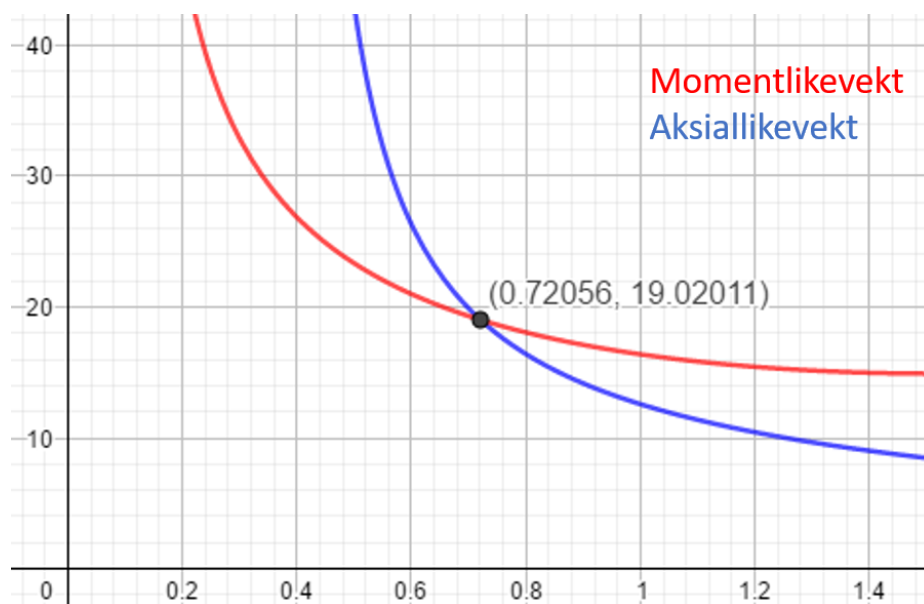
innsatt for ϵ_{s2} kan ligning 41 skrives om til følgende

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{d}{e+c} \left[\frac{1}{2} \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3} \right) + \frac{\alpha - \frac{d_2}{d}}{\alpha} \left(1 - \frac{d_2}{d} \right) (\eta - 1) \rho_2 \right] b d} \quad (42)$$

Hvor c er avstanden fra strekkarmeringen til tyngdepunktaksen og beregnes fra følgende ligning

$$c = \frac{A_c \cdot 0.5h + \eta \cdot A_{s1} \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_{s1}} \quad (43)$$

Ligningssettet ble løst grafisk ved å bruke Geogebra. Figur 34 viser grafisk løsning for lasttilfelle hvor $N = 906 \text{ kN}$ og $M = 184.22 \text{ kNm}$. Fra figuren ser vi at $\alpha = 0.72$ og $\sigma_c = 19.0 \text{ MPa}$.



Figur 34: Grafisk løsning av ligning 40 og 42 ved $N = 906 \text{ kN}$ og $M = 184.22 \text{ kNm}$

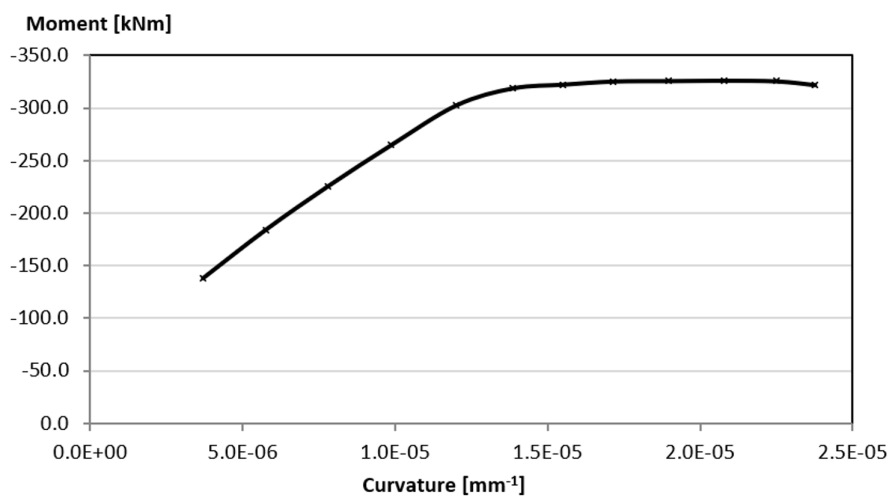
Når σ_c og α er kjent kan krumningen bestemmes av ligning 44. Tabell 50 viser krumningen beregnet ved de to metodene.

$$K = \frac{\frac{\sigma_c}{E_{c,middel}}}{\alpha d} \quad (44)$$

$E_{c,middel}$ er satt til 13500 MPa . En redusert E-modul er brukt for å ta hensyn til langtidseffekter som kryp. $E_{c,middel}$ er valgt til 13500 MPa siden denne verdien er brukt i ett lignende eksempel i betongboken til Sørensen.

For å kunne sammenligne lamellmetoden og håndregningen må f_{cd} justeres ettersom håndregningen bruker en bilineær spenning-tøyningssammenheng og lamellmetoden bruker parabel-rektangel sammenheng. Hooks lov gir at ved en tøyning på $\epsilon_{c3} = 1.75 \cdot 10^{-3}$ og E-Modul på 13500 MPa er betongspenningen 23.625 MPa . Dermed velges det å bruke en øvre grense for betongspenningen på 23.625 MPa når tøyningen er $\epsilon_{c2} = 2 \cdot 10^{-3}$ i lamellmetoden. Denne justeringen sørger for at de to metodene har samme øvre grense for betongspenning og er viktig ettersom lamellmetoden beregner momentet og aksialkraften ut fra betongspenningen.

Beregningsmetoden til lamellmetoden er beskrevet i kapittel 7.2. Figur 35 viser moment-krumningsdiagrammet for tverrsnittet ved aksialkraft på 906 kN.



Figur 35: Moment-krumningsdiagramm fra lamellmetoden ved $N = 906 \text{ kN}$

Figur 36 viser fordelingen av de indrekraftene i tverrsnittet beregnet ved lamellmetoden.

Concrete cross section (divisions, $i=1:20$)								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0012446	-20.25	-121527.3	-23090191.3
	2	6000	370.0	170.0	-0.0011295	-19.15	-114894.6	-19532086.3
	3	6000	350.0	150.0	-0.0010144	-17.89	-107322.8	-16098417.3
	4	6000	330.0	130.0	-0.0008992	-16.47	-98811.8	-12845533.0
	5	6000	310.0	110.0	-0.0007841	-14.89	-89361.7	-9829782.2
	6	6000	290.0	90.0	-0.0006690	-13.16	-78972.4	-7107513.7
	7	6000	270.0	70.0	-0.0005539	-11.27	-67643.9	-4735076.3
	8	6000	250.0	50.0	-0.0004388	-9.23	-55376.4	-2768818.6
	9	6000	230.0	30.0	-0.0003237	-7.03	-42169.7	-1265089.6
	10	6000	210.0	10.0	-0.0002086	-4.67	-28023.8	-280237.9
	11	6000	190.0	-10.0	-0.0000935	-2.16	-12938.8	129387.7
	12	6000	170.0	-30.0	0.0000216	0.00	0.0	0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0001368	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0002519	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0003670	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0004821	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0005972	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0007123	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0008274	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0009425	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]			
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0010719	-214.38	-315704.6	-50512729.6	
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0007699	153.98	226747.3	-36279565.3	
						SUM	-906000.36 -184215653.2	

Figur 36: Fordeling av indre krefter fra lamellmetoden ved $N = 906 \text{ kN}$ og $M = 184.22 \text{ kNm}$

Tverrsnittet ble kontrollert for 4 ulike aksialkrefter og 3 ulike momenter for hver aksialkraft. Resultatet fra begge metodene er gitt i tabell 50.

Tabell 50: Sammenligning av lamellmetoden og håndregning

Aksialkraft [<i>kN</i>]	Moment[<i>kNm</i>]	Metode	Spenning i ytterkant [<i>MPa</i>]	Krumning[$\frac{1}{mm}$]
250	71.95	Lamellmetoden	8.78	$2.36 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	7.23	$2.48 \cdot 10^{-6}$
	153.01	Lamellmetoden	15.97	$6.06 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	14.67	$6.36 \cdot 10^{-6}$
	231.42	Lamellmetoden	21.02	$9.84 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	21.79	$10.16 \cdot 10^{-6}$
500	99.21	Lamellmetoden	12.29	$2.86 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	10.27	$2.89 \cdot 10^{-6}$
	142.22	Lamellmetoden	16.06	$4.79 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	14.30	$4.87 \cdot 10^{-6}$
	222.22	Lamellmetoden	21.31	$8.65 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	21.69	$8.69 \cdot 10^{-6}$
700	119.02	Lamellmetoden	14.97	$3.27 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	12.53	$3.19 \cdot 10^{-6}$
	163.76	Lamellmetoden	18.32	$5.26 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	16.71	$5.17 \cdot 10^{-6}$
	204.73	Lamellmetoden	20.92	$7.24 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	20.54	$7.08 \cdot 10^{-6}$
906	137.89	Lamellmetoden	16.98	$3.69 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	14.74	$3.49 \cdot 10^{-6}$
	184.22	Lamellmetoden	20.25	$5.76 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	19.02	$5.43 \cdot 10^{-6}$
	225.86	Lamellmetoden	22.39	$7.80 \cdot 10^{-6}$
		Håndregning	22.93	$7.33 \cdot 10^{-6}$

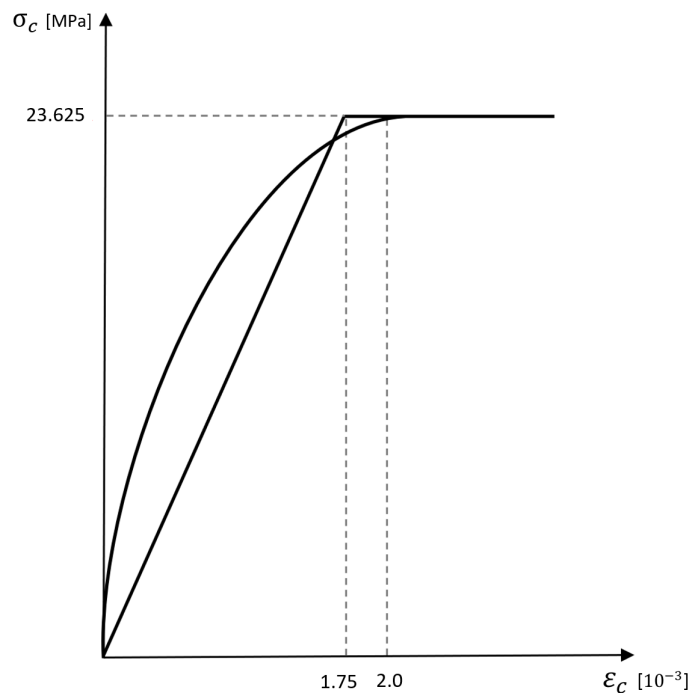
Avviket i krumningen beregnet med de to metodene varierer ved ulik aksialkraft. Ulikt moment gir kun en liten endring i krumningen ved en gitt aksialkraft. Det største avviket er når aksialkraft er 906 *kN*. Lamellmetoden gir da en krumning som er 6.4% høyere enn ved håndregningen. Ved aksialkraft på 700 *kN* er avviket kun 2.5%. For aksialkraft på 500 *kN* og 250 *kN* er avviket henholdsvis 1.6 % og 5.0%, men da er det håndregningen som gir størst krumning. I utgangspunktet ville det være naturlig å tro

at lamellmetoden ville gitt mindre krumning enn håndregningen uavhengig av aksialkraften, siden lamellmetoden benytter seg av en spenning-tøyningssammenheng som tar hensyn til plastifisering av betongen og derfor utnytter hele kapasiteten. Dette burde gi mindre krumning siden utnyttelse av hele kapasiteten gir et stivere tverrsnitt. Grunnen til at håndregningen gir lavere krumning enn lamellmetoden ved høy aksialkraft skyldes at lamellmetoden har en høyere initiell E-modul, men den synker ved økt spenning/tøyning. Ved å øke aksialkraften øker spenningen i hele tverrsnittet og ikke bare i deler av tverrsnittet slik som en momentøkning gjør. Dermed vil en økning i aksialkraft være mer utslagsgivende enn en økning i moment.

Det største avviket for betongspenningen i ytterkant er 21.1% og oppstår ved den laveste aksialkraften og momentet som ble testet. Når betongspenningen øker minker avviket. Ved betongspenning mellom 21 og 23 MPa er avviket mellom 1,7 og 2.4%. For betongspenninger under 21 MPa gir håndregningen lavere betongspenning enn lamellmetoden, mens ved betongspenning over 21 MPa gir håndregningen høyere betongspenning. Grunnen til det høye avviket ved lav betongspenning er de ulike tøyning-spennings modellene som blir brukt. Figur 37 viser at differansen mellom de to arbeidsdiagrammene er størst ved lave spenninger. Figuren viser og at ved høy betongspenning så gir det bilineære arbeidsdiagrammet som er brukt i håndregningen høyere spenning.

Spenningsfordelingen i tverrsnittet er annerledes i de to metodene, som vist i figur 31 og 32. Tabell 50 viser kun spenning i ytterkant. Siden de to spenning-tøyningmodellene har forskjellig tøyning for maksimalspenningen vil tøyningfordelingen i tverrsnittet bli forskjellig. Ulikheten i tøyningfordelingene vil gjøre at forskjellen i spenningen vil være mindre enn det som vises i figur 37, siden tøyningen fra den bilineære sammenhengen vil være høyere enn ved parabel-rektangel sammenheng for samme spenning. For tilfellet med $N = 906 \text{ kN}$ og $M = 184.22 \text{ kNm}$ ser vi fra figur 36 at tøyningen er 0.0012 i ytterkant, mens ved håndregningen er tøyningen i ytterkant 0.0014, som vist i ligning 45.

$$\epsilon = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{19.02 \text{ MPa}}{13500 \text{ MPa}} = 0.0014 \quad (45)$$



Figur 37: Bilinær og parabel-rektangel spenning-tøyningsssammenheng

Resultatene viser at lamellmetoden er en god metode som fungerer i både brudd- og bruksgrensetilstand. Avviket skyldes de ulike spenning-tøyningsdiagrammene og stemmer godt med forventet avvik. Begge spenning-tøyningsssammenhengene er godkjent av Eurokode 2, og lamellmetoden vil derfor være mulig å bruke.

7.3 Resultater fra lamellmetoden

7.3.1 Resultater fra bruddgrense

Lamellmetoden ved bruddgrense ble brukt for laster i både lengde og tverretning av bruaksen. For moment på grunn av laster i lengderetning ble tilfellet med vind som dominerende last under byggefasen benyttet. For tilfellet med last i tverretning av bruaksen ble tilfellet med vind som dominerende last i ferdigtilstand benyttet, da dette ga utslagsgivende kombinasjon for moment og aksialkrefter.

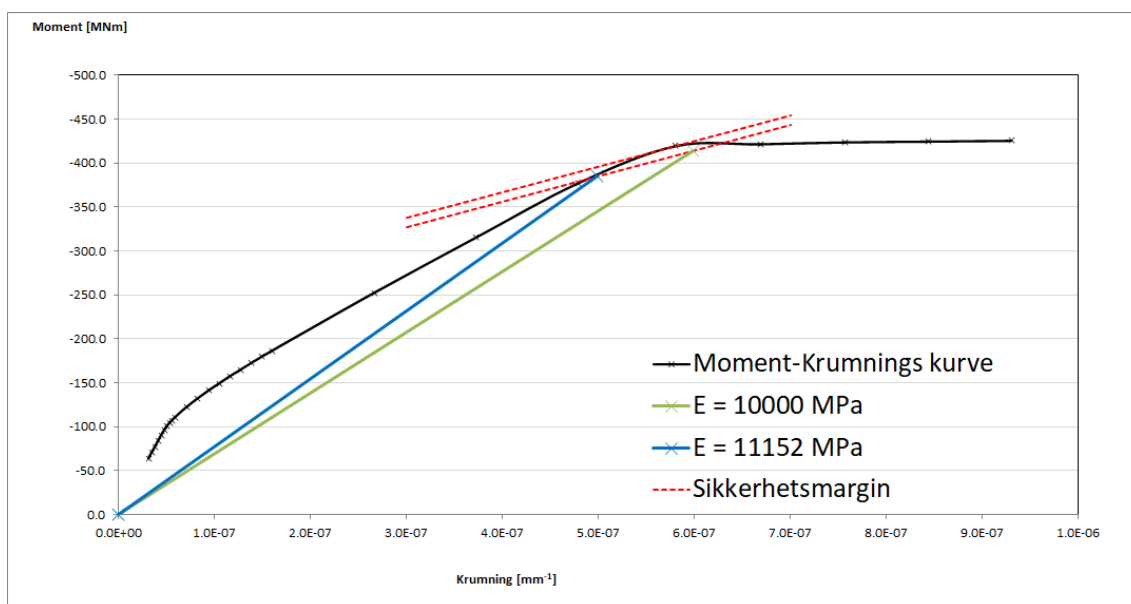
Resultatene fra siste iterasjon med lamellmetoden i bruddgrense er gitt i tabell 51 og 52. Resultatene fra de resterende iterasjonene er gitt i vedlegg E. Fra tabellene kan utnyttelsegrad for de forskjellige tilfellene dokumenteres. Der utnyttelsegraden er definert som aktuelt moment delt på bruddmoment ved aktuell aksialkraft i snittet.

For tilfelle med vindlast i lengderetning i byggefasen ligger utnyttelsesgraden for de fleste snitt i området 0.65-0.9. Det mest utsatte området er støpetappe 13, ved kote 55-59, med en utnyttelsesgrad på 0.905 i forhold til bruddmomentet.

Det ble gjort videre beregning på det mest utsatte snittet. Figur 38 viser sikkerhetsmargin for støpetappe 13 med last i lengderetning. Flytmomentet finnes grafisk ved å lese av moment og krumning i punktet i moment-krumningsdiagrammet hvor grafen flater ut. I det gitte tilfellet er flytemomentet 419.3 MNm , ved en krumning på $5.80 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$. Ved samme krumning på den nederste stiplede linjen, er momentet 408.3 MNm . Sikkerhetsmarginene er dermed 11 MNm , mens momentet i snittet er 384.5 MNm . Utnyttelsegraden er gitt av ligning 46.

$$\text{utnyttelsesgrad} = \frac{\text{Moment i snitt}}{\text{Moment i snitt} + \text{Sikkerhetsmargin}} \quad (46)$$

Utnyttelsesgraden for støpetappe 13 er dermed 0.972. Utnyttelsesgraden går opp fra det den originalt var på når den kun ble sammenlignet med bruddmomentet, men endringen er ikke stor nok til at utnyttelsesgraden blir større enn 1.



Figur 38: Sikkerhetsmargin for støpetappe 13, bruddgrense, lengderetning

For tilfelle med last i tverretning i ferdigtilstand ligger utnyttelsesgraden noe lavere. Store deler av brutårnene er lite utsatt for moment, mens snittene i områdene ved riglene er mest utsatt. Mest utsatte området er støpetappe 44, ved kote 179-183, med en utnyttelsegrad på 0.678.

Tabell 51: Stivhetsberegning, Bruddgrense, Lengderetning, Iterasjon 3

Støpetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	105.1	654.1	1245	$4.11 \cdot 10^{-8}$	5656
1	79.0	623.6	772	$3.14 \cdot 10^{-7}$	11935
2	76.9	603.4	732	$3.32 \cdot 10^{-7}$	11793
3	74.9	583.1	704	$3.44 \cdot 10^{-7}$	11868
4	72.9	562.8	669	$3.61 \cdot 10^{-7}$	11740
5	71.0	542.5	636	$3.79 \cdot 10^{-7}$	11615
6	69.1	522.2	617	$3.90 \cdot 10^{-7}$	11716
7	67.2	501.9	582	$4.07 \cdot 10^{-7}$	11602
8	65.4	481.5	562	$4.16 \cdot 10^{-7}$	11721
9	63.7	461.3	561	$4.11 \cdot 10^{-7}$	12240
10	55.8	441.3	512	$4.39 \cdot 10^{-7}$	11783
11	54.1	422.9	471	$4.77 \cdot 10^{-7}$	11142
12	52.5	404.5	455	$4.83 \cdot 10^{-7}$	11307
13	50.9	386.3	427	$5.01 \cdot 10^{-7}$	11152
14	49.3	368.1	415	$5.02 \cdot 10^{-7}$	11353
15	47.7	350.0	393	$5.16 \cdot 10^{-7}$	11230
16	46.2	332.0	379	$5.12 \cdot 10^{-7}$	11468
17	44.7	314.2	358	$5.21 \cdot 10^{-7}$	11372
18	43.2	296.5	347	$5.16 \cdot 10^{-7}$	11539
19	41.8	279.0	330	$5.20 \cdot 10^{-7}$	11448
20	40.4	261.7	318	$5.09 \cdot 10^{-7}$	11634
21	39.0	244.6	303	$5.07 \cdot 10^{-7}$	11557
22	37.7	227.7	304	$4.76 \cdot 10^{-7}$	12113
23	31.4	208.0	285	$4.65 \cdot 10^{-7}$	11931
24	30.4	197.0	262	$4.82 \cdot 10^{-7}$	11446
25	29.1	183.3	254	$4.64 \cdot 10^{-7}$	11624
26	27.8	170.0	248	$4.42 \cdot 10^{-7}$	11809
27	26.6	157.0	237	$4.30 \cdot 10^{-7}$	11701
28	25.3	144.4	188	$4.97 \cdot 10^{-7}$	9687
29	24.1	132.2	183	$4.62 \cdot 10^{-7}$	9881
30	22.9	120.4	176	$4.37 \cdot 10^{-7}$	9826
31	21.7	109.1	170	$3.98 \cdot 10^{-7}$	10055
32	20.6	98.2	166	$3.59 \cdot 10^{-7}$	10310
33	19.4	87.7	122	$4.43 \cdot 10^{-7}$	7623
34	18.2	77.8	118	$3.86 \cdot 10^{-7}$	7895
35	17.1	68.3	116	$3.38 \cdot 10^{-7}$	8161
36	15.9	59.3	112	$2.88 \cdot 10^{-7}$	8365
37	14.8	50.9	108	$2.31 \cdot 10^{-7}$	8932
38	13.7	43.0	106	$1.81 \cdot 10^{-7}$	9648
39	12.5	35.8	81	$1.76 \cdot 10^{-7}$	8303
40	11.4	29.1	78	$1.23 \cdot 10^{-7}$	9697
41	10.3	22.9	76	$7.80 \cdot 10^{-8}$	12063
42	9.2	17.4	74	$4.43 \cdot 10^{-8}$	16178
43	8.0	12.4	72	$2.47 \cdot 10^{-8}$	20645
44	6.9	7.7	74	$1.16 \cdot 10^{-8}$	27244
45	3.4	3.6	69	$5.41 \cdot 10^{-9}$	27423

Tabell 52: Stivhetsberegning, Bruddgrense, Tverretning, Iterasjon 3

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	271.8	225.3	1510	$1.59 \cdot 10^{-8}$	11363
1	246.2	130.4	643	$5.62 \cdot 10^{-8}$	19193
2	244.1	116.2	613	$5.35 \cdot 10^{-8}$	19081
3	242.1	101.7	583	$4.99 \cdot 10^{-8}$	18979
4	240.1	87.1	552	$4.58 \cdot 10^{-8}$	18795
5	238.2	72.4	528	$4.07 \cdot 10^{-8}$	18644
6	236.3	57.3	502	$3.45 \cdot 10^{-8}$	18484
7	234.4	42.4	475	$2.73 \cdot 10^{-8}$	18267
8	232.6	27.1	451	$1.87 \cdot 10^{-8}$	18094
9	230.8	12.1	428	$8.94 \cdot 10^{-9}$	17915
10	216.6	145.5	426	$1.12 \cdot 10^{-7}$	18252
11	214.9	128.8	406	$1.05 \cdot 10^{-7}$	18150
12	213.2	112.0	386	$9.70 \cdot 10^{-8}$	18027
13	211.6	94.8	369	$8.72 \cdot 10^{-8}$	17934
14	210.0	77.3	351	$7.56 \cdot 10^{-8}$	17777
15	208.5	59.6	333	$6.21 \cdot 10^{-8}$	17597
16	206.9	41.8	319	$4.63 \cdot 10^{-8}$	17414
17	205.5	23.7	303	$2.79 \cdot 10^{-8}$	17225
18	202.9	8.0	291	$9.93 \cdot 10^{-9}$	17117
19	201.5	26.0	276	$3.43 \cdot 10^{-8}$	16927
20	200.1	43.7	266	$6.10 \cdot 10^{-8}$	16810
21	198.7	61.4	254	$9.05 \cdot 10^{-8}$	16620
22	197.4	78.6	242	$1.22 \cdot 10^{-7}$	16468
23	170.6	154.2	269	$2.35 \cdot 10^{-7}$	17546
24	169.5	144.5	259	$2.30 \cdot 10^{-7}$	17492
25	168.2	131.6	252	$2.17 \cdot 10^{-7}$	17538
26	167.0	118.2	244	$2.02 \cdot 10^{-7}$	17538
27	165.7	104.4	238	$1.84 \cdot 10^{-7}$	17640
28	164.5	90.0	231	$1.63 \cdot 10^{-7}$	17704
29	163.2	75.3	226	$1.40 \cdot 10^{-7}$	17809
30	162.0	60.3	222	$1.15 \cdot 10^{-7}$	17900
31	160.8	44.9	217	$8.83 \cdot 10^{-8}$	17858
32	159.6	29.8	213	$6.00 \cdot 10^{-8}$	17868
33	158.5	14.4	210	$2.96 \cdot 10^{-8}$	17823
34	156.4	12.4	208	$2.60 \cdot 10^{-8}$	17926
35	155.3	27.6	206	$5.86 \cdot 10^{-8}$	17964
36	154.1	42.4	203	$9.18 \cdot 10^{-8}$	17928
37	153.0	57.0	203	$1.25 \cdot 10^{-7}$	17908
38	151.8	71.2	202	$1.58 \cdot 10^{-7}$	17865
39	150.7	84.8	222	$1.79 \cdot 10^{-7}$	19018
40	149.6	97.9	222	$2.09 \cdot 10^{-7}$	18940
41	148.4	110.3	222	$2.38 \cdot 10^{-7}$	18887
42	147.3	122.1	222	$2.66 \cdot 10^{-7}$	18769
43	146.2	133.2	222	$2.92 \cdot 10^{-7}$	18697
44	145.3	141.0	208	$3.30 \cdot 10^{-7}$	17613
45	124.2	13.3	226	$2.68 \cdot 10^{-8}$	20450

7.3.2 Resultater fra bruksgrense

Lamellmetoden ved bruksgrense ble brukt for laster i både lengde og tverretning av bruaksen. Tilfellet med vind som dominerende last i ferdigtilstand ble benyttet for lasttilfellene i både lengde og tverretning av bruaksen, da dette ga utslagsgivende kombinasjon av moment og aksialkrefter.

Resultatene fra lamellmetoden i bruksgrense er gitt i tabell 53 og 54. Resultatene fra de resterende iterasjonene er gitt i vedlegg E. Det er ikke gjennomført beregning av sikkerhetsmargin for snittene i bruksgrensetilstand, da opptredende moment er langt unna bruddmoment og dermed også langt unna å nå flytningsmomentet til snittene. Resultatene fra lamellmetoden i bruksgrensetilstand behandles videre i kapittel 8.

Tabell 53: Stivhetsberegning, Bruksgrense, Lengderetning, Iterasjon 3

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	187.0	85.0	1831	$1.55 \cdot 10^{-9}$	19453
1	165.3	76.7	1041	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25837
2	163.6	71.4	994	$1.80 \cdot 10^{-8}$	25750
3	161.9	66.1	959	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25799
4	160.3	61.0	915	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25705
5	158.7	55.9	872	$1.77 \cdot 10^{-8}$	25605
6	157.1	50.9	842	$1.72 \cdot 10^{-8}$	25650
7	155.6	45.9	802	$1.69 \cdot 10^{-8}$	25542
8	154.1	41.1	774	$1.63 \cdot 10^{-8}$	25585
9	152.6	36.4	764	$1.53 \cdot 10^{-8}$	25902
10	150.3	32.9	729	$1.49 \cdot 10^{-8}$	25825
11	148.9	29.1	679	$1.44 \cdot 10^{-8}$	25422
12	147.5	25.5	656	$1.35 \cdot 10^{-8}$	25462
13	146.2	21.9	626	$1.25 \cdot 10^{-8}$	25329
14	144.9	18.5	604	$1.13 \cdot 10^{-8}$	25367
15	143.6	15.1	577	$9.94 \cdot 10^{-9}$	25225
16	142.3	11.9	559	$8.33 \cdot 10^{-9}$	25262
17	141.1	8.8	533	$6.56 \cdot 10^{-9}$	25229
18	139.9	5.7	517	$4.56 \cdot 10^{-9}$	25267
19	138.7	2.8	494	$2.41 \cdot 10^{-9}$	25114
20	136.6	1.9	479	$1.75 \cdot 10^{-9}$	25193
21	135.5	4.5	459	$4.31 \cdot 10^{-9}$	25033
22	134.4	6.9	455	$6.93 \cdot 10^{-9}$	25271
23	129.7	7.1	442	$7.47 \cdot 10^{-9}$	25498
24	128.6	8.5	416	$9.49 \cdot 10^{-9}$	25087
25	127.5	9.7	407	$1.13 \cdot 10^{-8}$	25127
26	126.5	10.7	397	$1.31 \cdot 10^{-8}$	25170
27	125.4	11.6	383	$1.49 \cdot 10^{-8}$	24996
28	124.4	12.4	331	$1.76 \cdot 10^{-8}$	23495
29	123.4	13.0	324	$1.91 \cdot 10^{-8}$	23527
30	122.4	13.5	314	$2.05 \cdot 10^{-8}$	23385
31	121.4	13.7	309	$2.15 \cdot 10^{-8}$	23462
32	120.5	13.9	305	$2.22 \cdot 10^{-8}$	23506
33	120.2	13.9	260	$2.47 \cdot 10^{-8}$	21684
34	119.2	13.8	257	$2.49 \cdot 10^{-8}$	21718
35	118.3	13.6	255	$2.48 \cdot 10^{-8}$	21756
36	117.3	13.2	252	$2.45 \cdot 10^{-8}$	21681
37	116.4	12.6	252	$2.35 \cdot 10^{-8}$	21731
38	115.4	11.9	251	$2.22 \cdot 10^{-8}$	21785
39	114.5	11.0	227	$2.16 \cdot 10^{-8}$	20805
40	113.5	10.0	227	$1.96 \cdot 10^{-8}$	20861
41	112.6	8.8	226	$1.73 \cdot 10^{-8}$	20919
42	111.7	7.5	226	$1.47 \cdot 10^{-8}$	20978
43	110.7	6.1	226	$1.19 \cdot 10^{-8}$	21039
44	109.8	4.5	230	$8.70 \cdot 10^{-9}$	21312
45	107.0	0.6	229	$1.14 \cdot 10^{-9}$	21507

Tabell 54: Stivhetsberegning, Bruksgrense, tverretning, iterasjon 3

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	207.7	89.5	1224	$7.51 \cdot 10^{-9}$	9531
1	186.1	31.6	676	$1.22 \cdot 10^{-8}$	21403
2	184.4	30.0	652	$1.23 \cdot 10^{-8}$	21320
3	182.7	27.8	628	$1.22 \cdot 10^{-8}$	21232
4	181.1	25.5	602	$1.20 \cdot 10^{-8}$	21098
5	179.5	22.9	580	$1.13 \cdot 10^{-8}$	21210
6	177.9	19.7	559	$1.04 \cdot 10^{-8}$	21034
7	176.4	16.5	535	$9.29 \cdot 10^{-9}$	20891
8	174.9	12.7	515	$7.65 \cdot 10^{-9}$	20790
9	173.4	8.9	495	$5.69 \cdot 10^{-9}$	20802
10	166.5	60.5	476	$4.04 \cdot 10^{-8}$	20926
11	165.1	54.3	458	$3.86 \cdot 10^{-8}$	20787
12	163.7	48.0	442	$3.62 \cdot 10^{-8}$	20702
13	162.4	41.3	424	$3.30 \cdot 10^{-8}$	20624
14	161.1	34.2	405	$2.89 \cdot 10^{-8}$	20546
15	159.8	26.8	390	$2.41 \cdot 10^{-8}$	20441
16	158.5	19.2	373	$1.82 \cdot 10^{-8}$	20334
17	157.3	11.2	359	$1.13 \cdot 10^{-8}$	20224
18	156.0	3.1	344	$3.27 \cdot 10^{-9}$	20115
19	154.0	11.8	332	$1.32 \cdot 10^{-8}$	20056
20	152.8	20.4	320	$2.39 \cdot 10^{-8}$	20008
21	151.7	29.3	309	$3.61 \cdot 10^{-8}$	19899
22	150.6	38.2	300	$4.94 \cdot 10^{-8}$	19815
23	137.8	54.5	299	$7.14 \cdot 10^{-8}$	20390
24	136.9	51.9	288	$7.12 \cdot 10^{-8}$	20289
25	135.8	48.2	281	$6.88 \cdot 10^{-8}$	20277
26	134.8	44.3	273	$6.58 \cdot 10^{-8}$	20201
27	133.7	40.0	267	$6.15 \cdot 10^{-8}$	20204
28	132.7	35.4	259	$5.62 \cdot 10^{-8}$	20208
29	131.7	30.5	254	$4.99 \cdot 10^{-8}$	20238
30	130.7	25.2	247	$4.25 \cdot 10^{-8}$	20245
31	129.7	19.7	244	$3.43 \cdot 10^{-8}$	20175
32	128.7	14.3	240	$2.54 \cdot 10^{-8}$	20189
33	127.7	8.4	236	$1.53 \cdot 10^{-8}$	20144
34	126.7	2.5	233	$4.56 \cdot 10^{-9}$	20169
35	125.1	8.4	232	$1.58 \cdot 10^{-8}$	20251
36	124.1	14.7	229	$2.82 \cdot 10^{-8}$	20212
37	123.2	21.1	227	$4.10 \cdot 10^{-8}$	20256
38	122.2	27.6	226	$5.41 \cdot 10^{-8}$	20279
39	121.3	34.1	248	$6.40 \cdot 10^{-8}$	21360
40	120.3	40.6	247	$7.66 \cdot 10^{-8}$	21396
41	119.4	47.0	246	$8.92 \cdot 10^{-8}$	21441
42	118.4	53.4	246	$1.02 \cdot 10^{-7}$	21492
43	117.5	59.8	248	$1.14 \cdot 10^{-7}$	21497
44	116.8	64.5	231	$1.28 \cdot 10^{-7}$	20751
45	107.1	16.8	231	$3.21 \cdot 10^{-8}$	21532

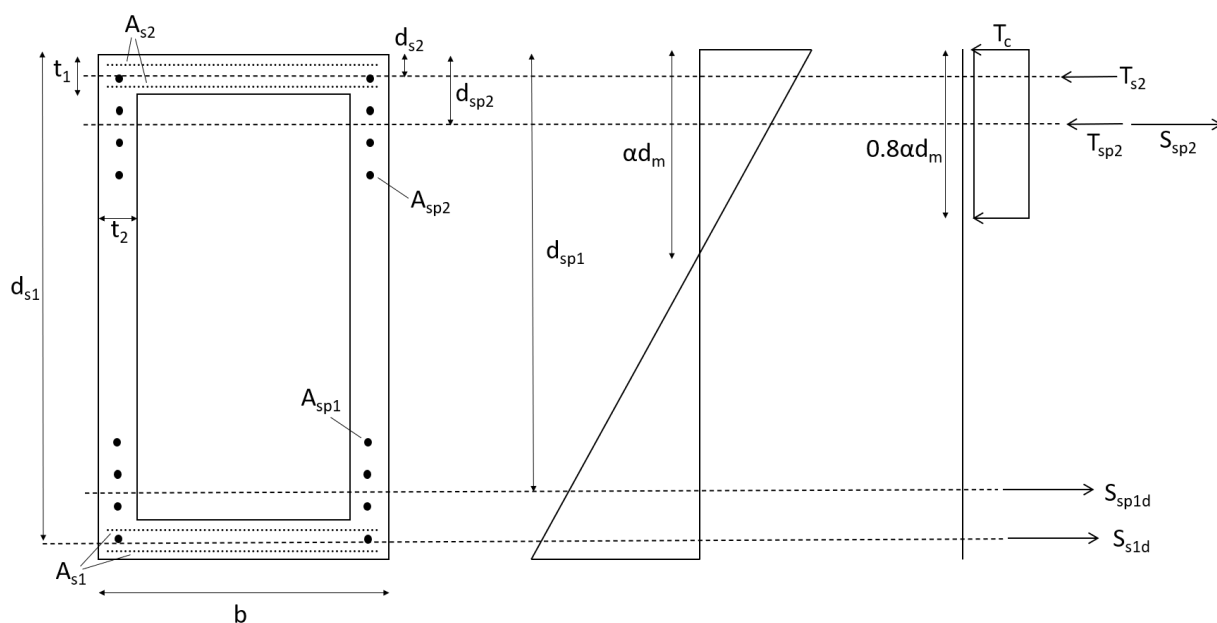
7.3.3 Kontroll av rigler

I stivhetsberegningene av brutårnene ble det ikke tatt hensyn til stivheten til riglene. Grunnen til dette er at lamellmetoden ved nåværende tidspunkt ikke kan brukes for forspente konstruksjonsdeler. Det vil være mulig å modifisere programmet slik at det fungerer med spennarmering, men dette ble ikke gjort på grunn av tidsbegrensninger.

Det ble antatt at riglene er betydelig stivere enn tårnbenene og ikke ville ha mye krumning. E-modulen til riglene ble derfor satt til 36000 MPa. En kapasitetskontroll av riglene ble likevel gjort for å kontrollere om antagelsen er riktig. Kontrollen er gjort for lasttilfelle med vind på tvers av bruaksen i ferdig tilstand med vind som dominerende last, da moment i riglene er størst i dette lasttilfellet.

Nedenfor vises fremgangsmåten og resultatene for beregning av momentkapasitet til riglene. Fullstendig beregning er vist i vedlegg D.

Figur 39 viser fordelingen av de indre kreftene i riglene. Tyngdepunktet til armeringen i strekksonen beregnes av ligning 47.



Figur 39: Fordeling av indre krefter i rigel

$$d_m = \frac{d_{sp1} \cdot A_{sp1} \cdot f_{pd} + d_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd}}{A_{sp1} \cdot f_{pd} + A_{s1} \cdot f_{yd}} \quad (47)$$

De indre kreftene i tverrsnittet er som vist under.

$$\begin{aligned}
 T_c &= 0.8\alpha d_m \cdot b \cdot f_{cd} && \text{for } \alpha d_m \leq 600 \text{ mm} \\
 T_c &= 0.8t_1(b - 2t_2)f_{cd} + 1.6t_2 \cdot \alpha d_m \cdot f_{cd} && \text{for } \alpha d_m > 600 \text{ mm} \\
 T_{s2} &= f_{yd} \cdot A_{s2} \\
 T_{sp2} &= E_p A_{s2} \epsilon_{cu} \cdot \frac{\alpha d_m - d_{sp2}}{\alpha d_m} \\
 S_{sp2} &= 0.7f_{p0,1k} \cdot A_{sp2} \quad (\text{inkludert oppspenningsfaktor p\aa } 0.9 \text{ og } 20\% \text{ tap}) \\
 S_{sp1d} &= f_{pd} \cdot A_{sp1} \\
 S_{s1d} &= f_{yd} \cdot A_{s1}
 \end{aligned}$$

Aksiallikevekt av tverrsnittet blir satt opp og løses ved hensyn på α . Tabell 55 viser α verdien i rignene.

$$T_c + T_{s2} + T_{sp2} - S_{sp2} = S_{sp1d} + S_{s1d} \quad (48)$$

Tabell 55: α -verdi for rignene

	α	d_m	αd_m [mm]
Planumsrigel	0.0721	6688.5	482.2
Midtrigel	0.0905	7155.7	647.6
Topprigel	0.0766	5282.9	404.0

Resultatene fra tabell 55 viser at det i planumsrigelen og topprigelen kun er trykk i flensen av tverrsnittet. Midtrigelen har trykk ogs\aa helt \overst i steget, men de lave α -verdiene betyr at alle rignene er sv\aaert underarmert.

Momentkapasiteten til rignene bergnes av ligning 49. Tabell 56 viser momentet kapasiteten og momentet i rignene fra ABAQUS modellen.

$$M_{Rd} = T_c(d_m - 0.4\alpha d_m) + T_{s2}(d_m - d_{s2}) + T_{sp2}(d_m - d_{sp2}) - S_{sp2}(d_m - d_{sp2}) \quad (49)$$

Tabell 56: Moment og momentkapasitet i rignene

	Moment [MNm]	Momentkapasitet [MNm]	% av kapasiteten
Planumsrigel	154.1	260.9	59.0
Midtrigel	234.7	261.0	93.5
Topprigel	141.1	138.8	101.7

Resultatet fra tabell 56 viser at utnyttelsesgraden til rignene er h\oy. I beregningen av momentkapasiteten er det ikke tatt hensyn til aksialkrefter i rignene fra andre laster enn forspenningskraften. \AA neglisjere aksialkrefter vil v\aaere konservativt siden rignene er underarmert og vil dermed f\aa strekkbrudd. \Okt trykk i rignene vil derfor gi \okt momentkapasitet. For planums- og midtrigelen st\aaer forspenningen for

henholdsvis 99% og 95% av aksialkraften i rigelen. Her vil denne forenklingen ha minimal innvirking på momentkapasiteten. For topprigelen står derimot forspenningen for kun 84% av aksialkraften og forenklingen vil gi en lavere momentkapasitet. Slakkarmeringen som ligger i stegene er heller ikke tatt med og det gjør også at beregnet kapasitet er lavere enn den virkelige kapasiteten. Til tross for forenklingene så kan det konkluderes med at det burde gjøres en moment-krumning analyse av riglene siden utnyttelsesgraden til riglene er høy. Antagelsen om at riglene er tilstrekkelig stive kan derfor være feil og stivhetsberegning må muligens bli tatt hensyn til.

8 Bruksgrensetilstander

Brutårnet er kontrollert opp mot enkelte bruksgrensetilstander. Bruksgrensetilstandene som sjekkes i denne oppgaven er spenningsbegrensning, rissviddebegrensning og deformasjonsbegrensning. Bruksgrensetilstandene skal vanligvis sjekkes ved forskjellige lastkombinasjoner. Spenningsbegrensning skal sjekkes opp mot karakteristisk kombinasjon i bruksgrensetilstand, mens deformasjonsbegrensning skal sjekkes opp mot kvasi-permanent kombinasjon. Lastkombinasjonen som skal benyttes for rissviddebegrensning er avhengig av konstruksjonens eksponeringsklasse. Delen av brutårnet rundt veibanen klassifiseres som XD3 (Brudeler utsatt for sprut som inneholder klorider), mens resten av tårnet klassifiseres som XS1 (Konstruksjoner nær eller på kysten). Tabell NA. 7.1N i Eurokode 2 del 1 sier at ofte forekommende kombinasjon skal benyttes for beregning av rissvidder ved eksponeringsklasse XD3, og kvasi-permanent kombinasjon ved eksponeringsklasse XS1. Ofte forekomende kombinasjon blir valgt siden det vil gi høyere laster enn kvasi-permanent kombinasjon og dermed være konservativt.

Stivhetsberegning skal gjennomføres for alle dominerende lastkombinasjoner som benyttes til videre sjekk. Itereringen av stivhetsberegninger er tidskrevende og det er dermed valgt å benytte samme lastkombinasjon for spenningsbegrensning, deformasjonsbegrensning og rissviddebegrensning. Dermed blir det valgt å benytte ofte forekommende lastkombinasjon, med vind som den dominerende lasten. For spenningsbegrensning blir dette en ikke konservativ forenkling siden kombinasjon av aksialkraft og moment blir mindre enn for karakteristisk lastkombinasjon.

I bruksgrensetilstand er Eurokode 2 del 1 brukt i kombinasjon med NS-EN 1992-2 Bruer [21](heretter kalt Eurokode 2 del 2) for å kontrollere at punktene fra Eurokode 2 del 1 også er gjeldene for bruer.

8.1 Spenningsbegrensning

Spenningsbegrensningene er gjort etter kapittel 7.2 i Eurokode 2 del 1 i kombinasjon med Eurokode 2 del 2.

Krav til spenningsbegrensninger:

- Trykkspenninger i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss, eller store krypdeformasjoner dersom det kan medføre uakseptabel virkninger på konstruksjonens funksjon.
- Riss i lengderetning kan oppstå hvis spenningsnivået for den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider en kritisk verdi. Trykkspenninger bør begrenses til en verdi $k_1 f_{ck}$ i områder utsatt for miljø tilsvarende eksponeringsklassene XD, XF, og XS.
- Hvis spenningen i betongen under tilnærmet permanente laster er mindre enn $k_2 f_{ck}$, kan det antas lineær kryptøyning.

- Strekkspenninger i armeringen skal begrenses for å unngå in-elastisk tøyning, uakseptabel opprissing eller deformasjoner.
- Uakseptabel opprissing eller deformasjon, av hensyn til utseendet, kan antas unngått hvis strekkspenningen i armeringen ikke overskrider $k_3 f_{ck}$

8.2 Rissviddebegrensning

Rissviddebegrensning er gjort etter kapittel 7.3 i Eurokode 2 del 1 i kombinasjone med Eurokode 2 del 2. Kapitelet gir formler for beregning av riss, og gir krav til når og til hvilken grad begrensning av riss skal tas hensyn til. Viktige punkter fra kapitelet:

7.3.1(5)

Grenseverdien w_{max} for den beregningsmessige risvidden w_k fastsettes ut fra hensyn til konstruksjonens planlagte funksjon og type, og kostnaden ved å beregne rissvidden. Verdien av w_{max} hentes ut av tabell NA.7.1N i Eurokode 2 del 1

7.3.4(1)

Rissvidden w_k kan beregnes ut fra ligning 50

$$w_k = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (50)$$

der $S_{r,max}$ er største rissavstand, ϵ_{sm} er midlere tøyning i armering for den aktuelle lastkombinasjonen, og ϵ_{cm} er midlere tøyning i betongen mellom riss.

7.3.4(2)

$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ kan beregnes ut fra ligning 51

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (51)$$

der σ_s er spenningen i strekkarmeringen under forutsetning av et opprisset tverrsnitt, α_e er forholdet $\frac{E_s}{E_{cm}}$, k_t er en faktor avhengig av lastens varighet, og $\rho_{p,eff}$ er effektiv armeringsforhold som er gitt av ligning 52

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 A'_p}{A_{c,eff}} \quad (52)$$

Der A_s er armeringsarealet, $A_{c,eff}$ er effektiv areal av betongstrekksonen, A'_p er arealet av førøppspente eller etterøppspente kabler innenfor $A_{c,eff}$, og ξ_1 er

justert heftfasthetsforholdet som tar hensyn til forskjell i diameter for spennstål og armeringstål som er beregnet ved ligning 53

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (53)$$

Der ξ er forholdet mellom heftfasthet for spennstål og armeringstål i henhold til tabell 6.2 i kapittel 6.8.2 i Eurokode 2 del 1, ϕ_s er største stangdiameter for armeringstål, og ϕ_p er ekvivalent diameter av spennkabel i henhold til kapittel 6.8.2 i Eurokode 2 del 1

7.3.4(3)

Der armeringen med heft i strekksonen har tilstrekkelig liten avstand (senteravstand $\leq 5(c + \phi/2)$), kan største endelig avstand beregnes ut fra ligning 54

$$S_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \phi}{\rho_{p,eff}} \quad (54)$$

Der ϕ er diameteren til lengdearmeringen, c er overdekningen til armeringen, k_1 er koeffisient som tar hensyn til heftegenskapene ved armering med heft, k_2 er koeffisient som tar hensyn til tøyingsfordelingen, k_3 og k_4 er koeffisienter som blir hentet fra det nasjonale tillegget.

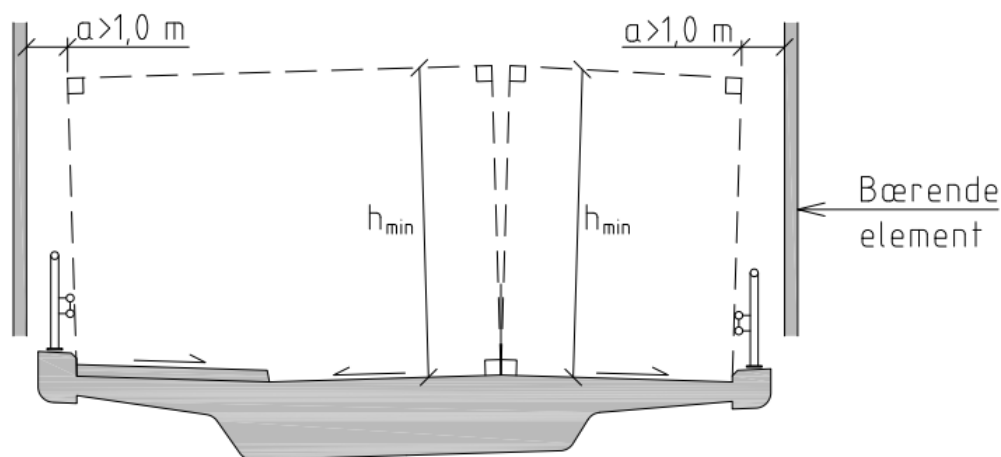
8.3 Deformasjonsbegrensning

For deformasjonsbegrensning benyttes kapittel 7.4 i Eurokode 2 del 1 i kombinasjon med Eurokode 2 del 2. Eurokode 2 del 2 gir at kun enkelte punkt fra kapittel 7.4 i Eurokode 2 del 1 er gyldig for bruk på brukonstruksjoner. De gyldige punktene er:

- Deformasjonen av en konstruksjonsdel eller en konstruksjon skal ikke være slik at den påvirker dens tiltenkte funksjon eller utseende på en ugunstig måte.
- Passende grenseverdier for deformasjon som tar hensyn til type konstruksjon, overflatebehandling, skillevegger/delevegger og innfestninger og til konstruksjonens funksjon, bør fastlegges.

Videre krav kan finnes i håndbok N400 [22]. N400 gir krav til deformasjon, ved bruksgrensetilstand med lastkombinasjon ofte forekommende, skal det kontrolleres at kravene for fri bredde og høyde er tilfredsstillt.

Veibruer med overliggende bærekonstruksjoner skal ha minimum sideavstand $a = 1.0 \text{ m}$ fra trafikk til bærende element. Definisjon på fri bredde er vist i figur 40



Figur 40: Fri bredde og høyde over kjørebane [13]

Fri høyde for bruer med overliggende bæresystemer hentes fra håndbok N100 Veg- og gateutforming [23]. Definisjon på fri høyde er vist i figur 40. Kravet til fri høyde er definert i kapittel E.4 i N100, og kravet for minimum fri høyde ved prosjektering av bruer med overliggende bæresystemer er 4.9 meter.

8.4 Grenseverdier

Grenseverdi for trykkspenninger i betong er satt til $k_1 f_{ck}$. f_{ck} for betongen til brutårnene er 45 MPa, og k_1 hentes fra nasjonalt tillegg og settes lik 0.6. Dermed blir grenseverdien for å unngå riss i lengderetningen satt til 27 MPa.

Grenseverdi til trykkspenninger i betongen for antakelse av lineær kryptøyning er $k_2 f_{ck}$. k_2 settes lik 0.45. Grenseverdien for antakelse av lineær kryptøyning er dermed 20.25 MPa.

Grenseverdi for strekkspenning i armering for unngåelse av opprissing eller deformasjon, av hensyn til utseendet er $k_3 f_{ck}$. k_3 settes lik 0.8. Grenseverdien for strekkspenninger i armering av hensyn på utseendet er dermed 36 MPa.

Tabell 57 viser grenseverdier for kravene til bruksgrensetilstandene.

Tabell 57: Grenseverdier i bruksgrensetilstand

Begrensningstype		Grenseverdi	
Maksimal Trykkspenning	Lengderiss	$k_1 f_{ck}$	27 MPa
	Lineær kryptøyning	$k_1 f_{ck}$	20.25 MPa
Maksimal Strekkspenning	Riss/deformasjon utseendet	$k_3 f_{ck}$	36 MPa
Minimum Avstand	Fri Bredde	a	1.0 m
	Fri Høyde	h_{min}	4.9 m

8.5 Spenningstilstand i brutårn ved bruksgrense

Excel-programmet for lamellmetoden benyttes for å finne spenningsfordelingen ved aktuell lasttilstand. Spenningstilstanden er sjekket for tilfellet med last på tvers og tilfellet med last i lengderetning.

Støpeetappene som kontrolleres er spesielt utsatt for aksialkraft og moment. For last i lengderetning er spenningstilstanden for støpetappe 1, 13, og 33 kontrollert. For last i tverretning er det kontrollert støpetapper i begge tårnbenene, da det er forskjellige aksialkrefter i tårnbenene. For tårnbenet mest utsatt for aksialkraft er det kontrollert spenningstilstand for støpetappe 10, 23, og 44. For tårnbenet som er minst utsatt for aksialkraft er det kontrollert spenningstilstand for støpetappe 1, 10, og 23.

Det er to støpetapper som gir kritiske verdier for spenningstilstanden.

- Støpetappe 1 for vind i tverretning i tårnbenet minst utsatt for aksialkraft.
- støpetappe 44 for vind i tverretning i tårnbenet mest utsatt for aksialkraft.

Spenningstilstand for de kritiske støpetappene er vist i figur 41 og 42. Spenningstilstand for resterende støpetapper som ble kontrollert er gitt i vedlegg E.

Støpetappe 1 med vind i tverretning i tårnbenet minst utsatt for aksialkraft, er det mest utsatte snittet for spenninger i armeringen. Spenningstilstanden til støpetappe 1 i tårnbenet med minst aksialkraft er vist i figur 41. Armeringspenningen i snittet er -49.38 MPa . Armeringen i snittet er dermed ikke i strekk ved bruksgrensetilstand. Betongspenningen i ytterste lag er -10.69 MPa , langt under grenseverdien for både rissdannelse og antagelsen om lineære kryptøyninger.

Støpetappe 44 med vind i tverretning i tårnbenet mest utsatt for aksialkraft, er snittet mest utsatt med hensyn til trykkspenninger i betongen. Spenningstilstanden til støpetappe 44 er vist i figur 42. Armeringspenningen til snitter er -58.42 MPa , slik at snittet ikke er i strekk og er dermed innefor grensen til riss pga. strekk. Maksimal betongspenning i snittet er -16.60 MPa , som er under både grensen for riss i lengderetningen og antakelsen om lineær kryptøyning.

Benene i brutårnet har lavere trykkspenninger enn grenseverdiene for både riss i lengderetning og antakelsen om kryptøyning. Det kan dermed antas at det ikke dannes riss i lengderetning på grunn av trykkspenninger i betongen, og at det kan antas lineær kryptøyninger ved videre beregning på benene i brutårnet.

Ved bruksgrensetilstandene er ingen av snittene utsatt for strekk, og det oppstår ikke strekkspenninger i armeringen til tårnbenene. Dermed vil det ikke oppstå riss eller deformasjoner med hensyn til utseendet. Ved å sette inn negativ verdi for σ_s i ligning 51 vil det gi en negativ verdi for $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$. Siden $S_{r,max}$ alltid vil være en positiv verdi, vil en negativ verdi av $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ føre til en negativ rissvidde w_k ved bruk av ligning

50. Dermed kan det konkluderes med at det ikke vil dannes riss i tårnbenene.

Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{ci} [-]	Stress, σ _{ci} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	1266150	6864.0	3394.5	-0.0004757	-10.69	-13531521.7	-45932750246.3
	2	1266150	6714.0	3244.5	-0.0004704	-10.59	-13402661.5	-43484935110.2
	3	1266150	6564.0	3094.5	-0.0004652	-10.48	-13273360.1	-41074412864.1
	4	1266150	6414.0	2944.5	-0.0004600	-10.38	-13143617.6	-38701382029.6
	5	573900	6099.9	2630.4	-0.0004490	-10.17	-5833725.7	-15344886338.8
	6	573900	5621.6	2152.1	-0.0004324	-9.83	-5643557.3	-12145640760.0
	7	573900	5143.4	1673.9	-0.0004157	-9.50	-5451356.2	-9124888799.8
	8	573900	4665.1	1195.6	-0.0003990	-9.16	-5257122.3	-6285546878.1
	9	573900	4186.9	717.4	-0.0003824	-8.82	-5060855.8	-3630531415.2
	10	573900	3708.6	239.1	-0.0003657	-8.47	-4862556.5	-1162758831.2
	11	573900	3230.4	-239.1	-0.0003490	-8.12	-4662224.6	1114854453.9
	12	573900	2752.1	-717.4	-0.0003324	-7.77	-4459859.9	3199392019.9
	13	573900	2273.9	-1195.6	-0.0003157	-7.41	-4255462.6	5087937446.6
	14	573900	1795.6	-1673.9	-0.0002990	-7.06	-4049032.5	6777574314.0
	15	573900	1317.4	-2152.1	-0.0002824	-6.69	-3840569.8	8265386202.0
	16	573900	839.1	-2630.4	-0.0002657	-6.33	-3630074.3	9548456690.3
	17	1266150	525.0	-2944.5	-0.0002548	-6.08	-7701276.9	22676409833.2
	18	1266150	375.0	-3094.5	-0.0002495	-5.97	-7553773.3	23375151543.9
	19	1266150	225.0	-3244.5	-0.0002443	-5.85	-7405828.6	24028210840.0
(lower edge)	20	1266150	75.0	-3394.5	-0.0002391	-5.73	-7257442.7	24635389199.9
Reinforcement								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
		57756.22	6639.0	3169.5	-0.0004678	-93.57	-5403987.3	-17127937892.2
		57756.22	300.0	-3169.5	-0.0002469	-49.38	-2852119.2	9039791763.6
					0	SUM	-148531986.38	-96267116858.3

Figur 41: Spenningstilstand for støpetappe 1 i tårnben med liten aksialkraft ved vind i tverretning.

Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{ci} [-]	Stress, σ _{ci} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	675000	4425.0	2175.0	-0.0008186	-16.60	-11206857.1	-24374914225.1
	2	675000	4275.0	2025.0	-0.0007995	-16.31	-11010622.5	-22296510655.5
	3	675000	4125.0	1875.0	-0.0007803	-16.02	-10811233.3	-20271062481.7
	4	675000	3975.0	1725.0	-0.0007612	-15.72	-10608689.4	-18299989297.7
	5	330000	3762.5	1512.5	-0.0007341	-15.28	-5043549.9	-7628369275.3
	6	330000	3487.5	1237.5	-0.0006990	-14.71	-4853999.3	-6006824191.9
	7	330000	3212.5	962.5	-0.0006639	-14.12	-4659265.0	-4484542565.0
	8	330000	2937.5	687.5	-0.0006288	-13.51	-4459346.9	-3065800994.2
	9	330000	2662.5	412.5	-0.0005937	-12.89	-4254245.0	-1754876079.6
	10	330000	2387.5	137.5	-0.0005586	-12.25	-4043959.4	-556044420.9
	11	330000	2112.5	-137.5	-0.0005235	-11.60	-3828490.1	526417382.0
	12	330000	1837.5	-412.5	-0.0004884	-10.93	-3607836.9	1488232729.1
	13	330000	1562.5	-687.5	-0.0004533	-10.25	-3382000.0	2325125020.6
	14	330000	1287.5	-962.5	-0.0004182	-9.55	-3150979.4	3032817656.7
	15	330000	1012.5	-1237.5	-0.0003831	-8.83	-2914775.0	367034037.5
	16	330000	737.5	-1512.5	-0.0003480	-8.10	-2673386.8	403497563.0
	17	675000	525.0	-1725.0	-0.0003208	-7.53	-5079496.0	8762130607.1
	18	675000	375.0	-1875.0	-0.0003017	-7.11	-4801240.4	9002325843.4
	19	675000	225.0	-2025.0	-0.0002825	-6.70	-4519830.2	9152656240.6
(lower edge)	20	675000	75.0	-2175.0	-0.0002634	-6.27	-4235265.4	9211702204.6
Reinforcement								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
		35386.90	4200.0	1950.0	-0.0007899	-157.98	-5590469.3	-10901415101.2
		35386.90	300.0	-1950.0	-0.0002921	-58.42	-2067452.6	4031532626.0
					0	SUM	-116802990.25	-64456877377.7

Figur 42: Spenningstilstand for støpetappe 44 i tårnben med liten aksialkraft ved vind i tverretning.

8.6 Fri høyde og bredde ved bruksgrensetilstand

Brubanen heller ut fra senterlinja til kjørebanelen. Fri bredde skal i dette tilfellet sjekkes 4.9 meter over kjørebanelen, som tilsvarer i underkant av kote 58. Avstanden mellom brutårnene ved kote 58 er 19.668 meter.

Utbøyningen til tårnbenene i området mellom planumsrigel og midtrigel ved ofte forekommende lastkombinasjon varierer mellom verdiene 1.8 cm til 7.1 cm. Antar maksimal utbøyning på begge sider slik at distansen mellom tårnbenene ved beregning for fri bredde er 19.526 meter.

Bredden av trafikken til brua, er avstanden mellom rekkverkene, 12.68 meter. Avstand fra rekkverk til ytterkant av brubjelken er 2.6 meter på en side og 3.02 meter på den andre siden. Fra figur 40 ser man at vinkelen på veibanen vil ha innvirkning på bredden av trafikken i toppen. Helningen er 3% som fører til en tilleggsbredde i toppen på hver side på 0.257 meter, slik at effektiv bredde av trafikken blir 13.194 meter.

Differansen mellom åpningen i brutårnet ved relevant kotehøyde og bredden av trafikken er 6.332 meter, som tilsvarer 3.166 meter bredde på hver side. Trafikken ligger 400 mm nærmere den ene kanten av brubjelken, og er dermed forskjøvet 200 mm fra senterlinjen. Dermed vil endelig minste sideavstand være $2.966\text{ m} \geq 1.0\text{ m}$. Kravet for fri bredde er godkjent.

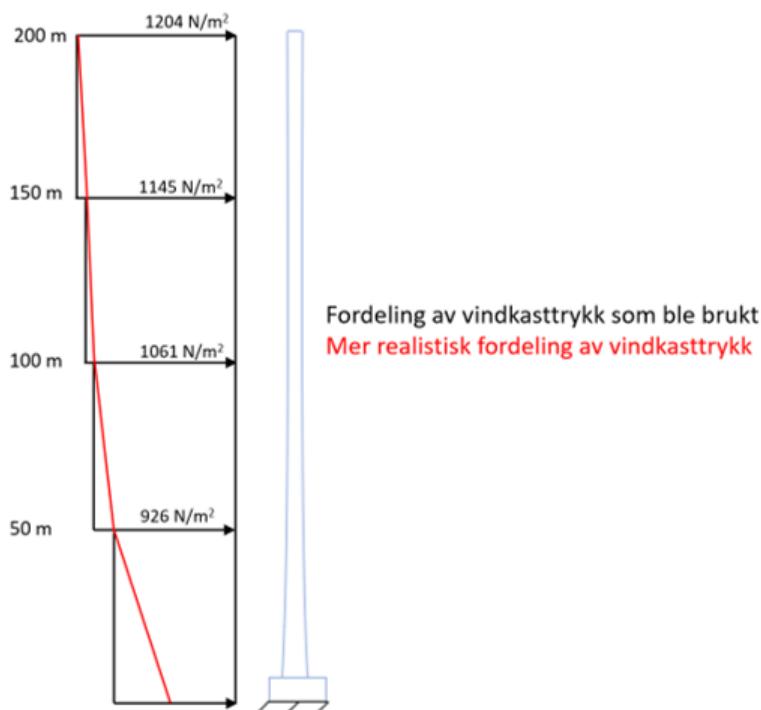
Nærmeste bærende konstruksjon over veibanen er midtrigelen med underkant i kote 91.22, og en nedbøyning på 5 cm. Veibanen ved brutårnet ligger på kote 52.771 meter. Fri høyde er avstanden mellom underkant av midtrigel og topp av veibanen. Avstanden er $38.449\text{ m} \geq 4.9\text{ m}$. Dermed er kravet for fri høyde godkjent for brutårnene.

9 Diskusjon

I dette kapitlet diskuteres metodene som er brukt og resultatene som er funnet.

9.1 Laster

Vindlasten på brua er komplisert og det ble derfor gjort flere forenklinger i beregningen. Forenklingene som ble gjort har vært konservative og vindlasten er derfor større enn den reelle vindlasten. Den største forenklingen er at kun den statiske vindlasten blir tatt hensyn til. For å veie opp for mangelen på dynamiske effekter velges det å beregne den statiske vindlasten ut fra vindkasttrykket. Dette ble gjort etter samtale med Alexander Kyte hvor han anbefalte denne beregningsmetoden til vårt formål. Vindkasttrykket er kun regnet ut i 4 forskjellige høyder med 50 meters mellomrom. Vindkasttrykket mellom de 4 høydene vil dermed være for høyt. Dette er vist i figur 43. Hvor mye større vindlasten blir på grunn av forenklingene er vanskelig å si.



Figur 43: Fordeling av vindkasttrykk på brutårnet

En annen konservativ forenkling er at vindkraften på tårnbena blir beregnet med å bruke gjennomsnittsbredden til tårnbenet i det gitte høydeintervallet. Størrelsen på vindkraften vil ikke endres av dette, men det vil gi et større moment ettersom lastresultanten blir flyttet høyere.

Egenlasten og trafikklasten er mindre komplisert og kan derfor beregnes nøyaktig uten å gjøre forenklinger.

Temperaturlast ble ikke tatt hensyn til i denne oppgaven. Et grovt overslag gir at deformasjonene i tårnet ville blitt omtrent 10 cm ved 50° temperaturdifferanse og termiskoeffisient på $10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{^\circ\text{C}}$. Termisk kontraksjon vil gi mer trykk i tårnet og det samme vil skje ved termisk utvidelse på grunn av motkraften fra bærekablene.

9.2 Modellering

ABAQUS modellen har blitt kontrollert og gir fornuftige verdier. Kraftene i bærekablene har blitt sammenlignet med verdier fra Statens vegvesen og har maksimalt avvik på kun 5.8%. ABAQUS modellen gir deformasjon av brubjelken i midtspenn på omtrent 8 meter, dette stemmer også godt med beregninger gjort av Statens vegvesen. Flere lasttilfeller blir analysert i ABAQUS og vind som dominerende last gir verste lastkombinasjon i både byggetilstand og ferdigtilstand.

Modelleringene av brubjelken og hengkablene ble gjort litt unøyaktig. De ble modellert i den posisjonen de har etter deformasjon av egenlast. Ettersom egenlasten vil føre til stor deformasjon blir derfor midtspennet i brubjelken liggende for lavt i ABAQUS modellen. Denne unøyaktigheten vil ikke ha stor betydning for brutårnene.

Konvergenanalyse ble gjennomført for å kontrollere modellen for numeriske ustabiliteter og generelle feil ved modelleringen. Konvergenstesten viste at elementstørrelsen til brutårnene har liten betydning på resultatene. Det ble valgt en elementstørrelse på 1 meter for å redusere kjøretiden, men samtidig kunne se hvordan kreftene fordeler seg internt i en støpeetappe. Elementstørrelsen i de andre konstruksjonsdelene har også liten betydning for resultatene, og det ble for disse valgt stor elementstørrelse for å redusere kjøretiden.

9.3 Verifisering av lamellmetoden

Før lamellmetoden kunne brukes til å beregne krumningen til tårnene måtte metoden verifiseres. Både for å sjekke at resultatene var fornuftige og for å forstå forutsetningene til metoden. Metoden ble kontrollert mot beregningsmetoder i Sørensens betongbok og sjekket i både brudd- og bruksgrensetilstand. For bruddgrensetilstand ga metodene nesten identisk resultat, og det største avviket var 2.7%. For bruksgrensetilstand ble største avvik større, 6.4%. Avviket varierte også mer enn ved bruddgrensetilstand ved ulike lasttilfeller, hvor endring i aksialkraft har størst betydning. Grunnen til avvikene skyldes ulike spenning-tøyningsammenheng for metodene, og ettersom begge spenning-tøyningsammenhengene er godkjent av Eurokode 2 kan det konkluderes med at lamellmetoden gir gode resultater.

9.4 Bruddgrensetilstand

Brutårnene i bruddgrensetilstand blir sjekket for kapasitet med hensyn på kombinasjon av moment og aksialkrefter.

Beregningen av sikkerhetsmargin for det mest utsatte snittet for vind i lengderetning ga utnyttelsegrad på 0.972. Snittet ble sjekket opp da det var det mest utsatte snittet med hensyn på aktuelt moment delt på bruddmoment, M/M_{brudd} . Utnyttelsesgraden i samme snitt med hensyn på bruddmoment er 0.905. Det viser at utnyttelsesgraden beregnet ved kun å se på bruddmomentet gir en for lav verdi, da det ikke tar hensyn til reduksjon av tverrsnittets stivhet ved økt moment.

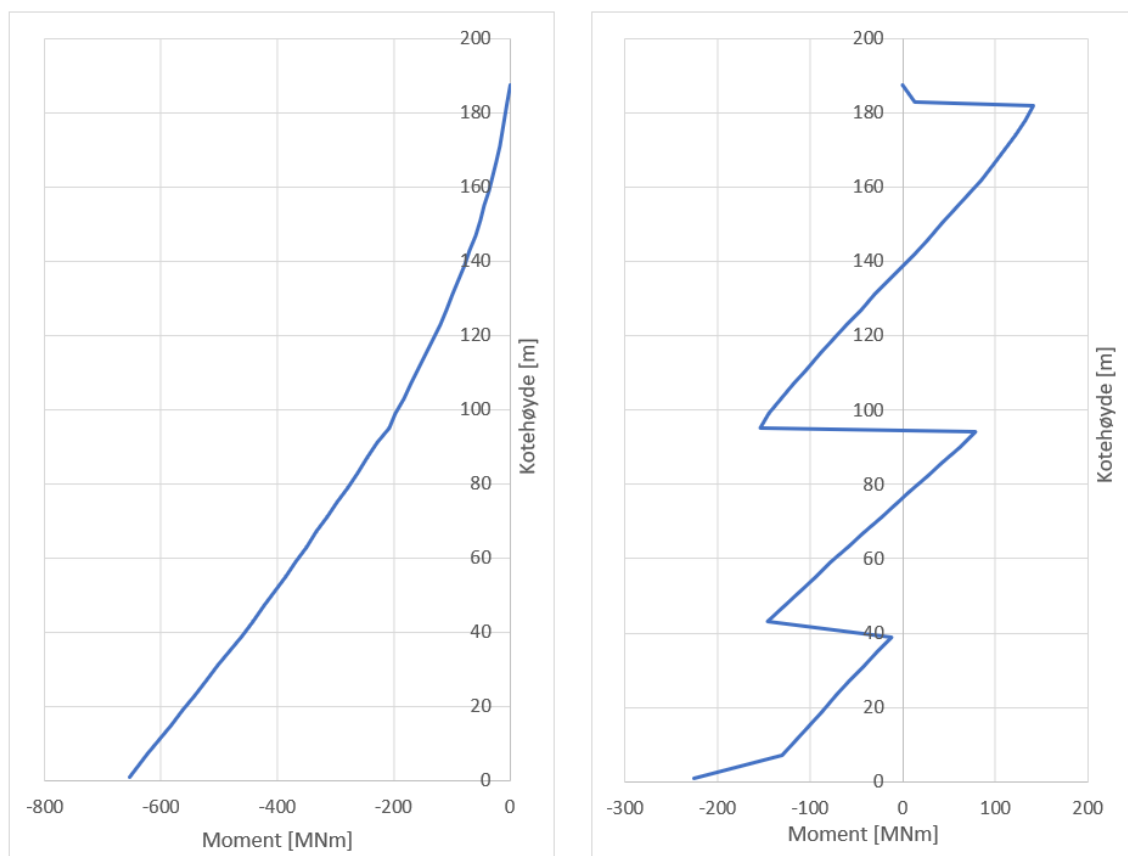
Snittet med størst utnyttelsesgrad med hensyn på bruddmoment har tilstrekkelig kapasitet med hensyn på flytmoment. Videre antas det at andre snitt med lavere utnyttelsegrad med hensyn på bruddmoment også vil ha tilstrekkelig kapasitet med hensyn på flytmoment, selv om dette ikke kan sies med 100% sikkerhet. Differansen mellom bruddmomentet og flytmomentet kan være forskjellig i de ulike støpeetappene. I støpeetappen som ble kontrollert er forskjellen mellom de to utnyttelsesgradene 6.7%. I støpeetapper som har større differanse mellom bruddmomentet og flytemomentet, vil differansen mellom de to utnyttelsesgradene kunne øke og bli større enn 6.7%. Dermed kan en støpeetappe med lavere utnyttelsesgrad enn den kontrollerte støpeetappen med hensyn på bruddmoment, likevel ha utnyttelsesgrad over 1 med hensyn på flytmoment. Ved videre analyse av brutårnene burde sikkerhetsmargin sjekkes for alle støpeetappene, men dette er en tidkrevende prosess.

I fundamentet og enkelte støpeetapper høyt i tårnet synker E-modulen ved iterering ved vind i lengderetning. Hvis støpeetappene ble sett på hver for seg, ville reduksjon i E-modul gi ingen sikkerhetsmargin, og et usikkert resultat. I denne analysen endres stivheten til hele tårnet ved hver iterasjon. Stivheten til tårnet går totalt sett opp, og 2.ordens moment går ned ved hver iterasjon. E-modulen i støpeetappene i bunn av tårnet går opp og disse vil ha mer å si for stivheten enn støpeetappene i toppen av tårnet. Dette er fordi tverrsnittene har større andre arealmoment og en økning i E-modul vil derfor øke stivheten mer. Krumning i bunn av tårnet er mer utslagsgivende for utbøyningen enn krumning i toppen. Dermed vil den økte stivheten i bunn veie opp for den reduserte stivheten i toppen når tårnene ses på i sin helhet.

Støpeetappene der E-modul går ned er forholdsvis lavt utnyttet ved konvergent løsning, derfor antas det at kapasiteten er tilstrekkelig. Ved videre analyse burde itereringen i analyser der E-modulen synker gjøres om, og en lavere startverdi, EI_{sekant} burde bli benyttet.

Stivhetsberegning av tårnet i tverretning gir en E-modul som ligger mellom 17-19 GPa for de fleste støpeetappene. Høyeste utnyttelsesgrad er 0.678 i forhold til bruddmomentet, og oppstår i støpeetappe 44. Utnyttelsesgraden er lavere enn ved vind langs bruaksen og med tanke på antagelsene gjort ovenfor ble det derfor ikke sett nærmere på disse resultatene.

Figur 44 viser momentfordelingen i brutårnene for det mest utsatte tårnbenet i hvert tilfelle. Maks moment for hver støpeetappe er plottet opp mot høyden. Dermed er det omtrent 4 meter mellom hvert plottet punkt, som gir litt ujevnt momentdiagram ved riglene for vind i tverretning. Momentdiagrammene ser likevel fornuftige ut, og gir en fordeling av momentet som forventet.



Figur 44: Momentdiagrammer for bruddgrense. Venstre figur viser ved vind i lengdretning og høyre figur viser ved vind i tverretning

9.5 Bruksgrensetilstand

Stivheten som blir beregnet i bruksgrense er høy fordi snittene er lite utnyttet og tårnene har liten krumning. E-modulen øker for hver iterasjon og siden utnyttelsesgraden er lav er resultatene på sikker side.

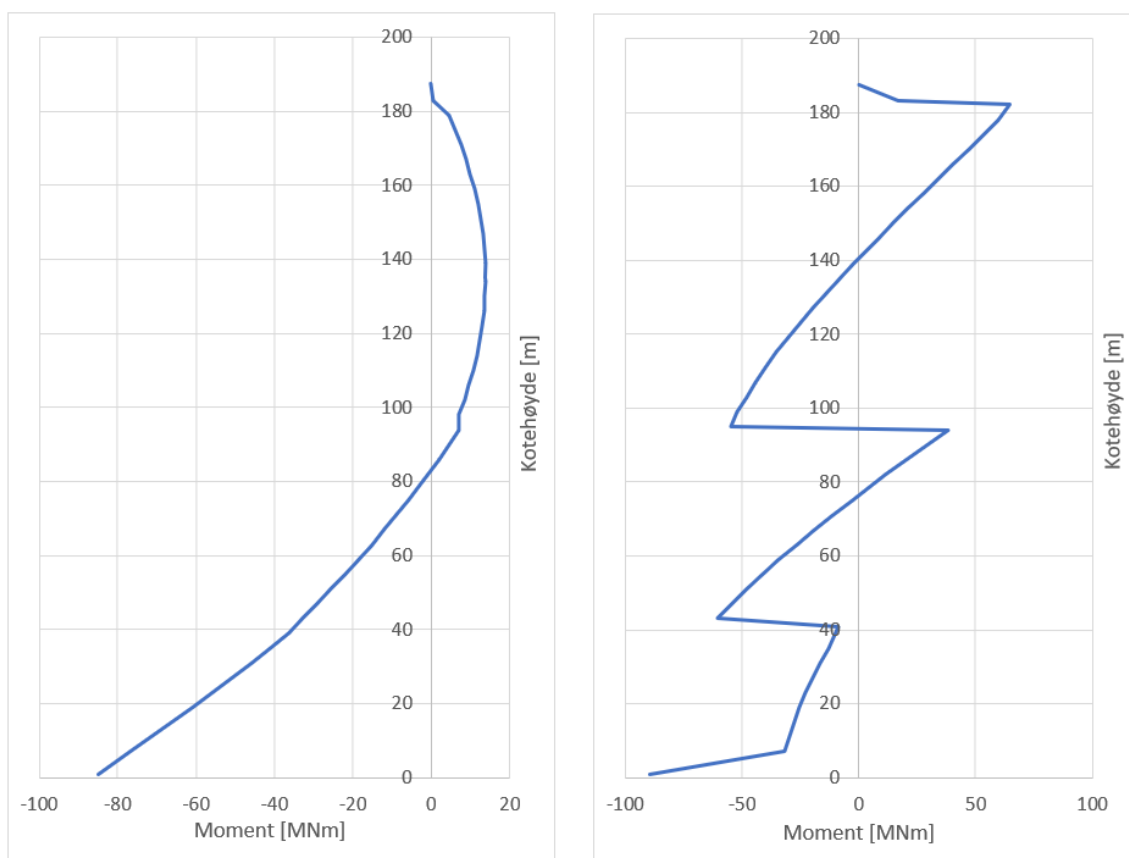
I bruksgrense blir det gjort kontroll av rissvidder, deformasjoner og spenninger. Kontrollen blir gjort i ferdigtilstand og ofte forekommende lastkombinasjon blir benyttet. For spenninger skal karakteristisk lastkombinasjon egentlig benyttes, og for deformasjon skal kvasi-permanent lastkombinasjon benyttes.

Resultatet fra analysen viser at tårnbenene kun har trykkspenninger, dermed vil det ikke oppstå riss på grunn av strekk. Riss i lengderetning kan også oppstå dersom trykkspenningen overskrider en kritisk verdi. Dette er derimot ikke et problem for

tårnbenene på Hardangerbrua. Grenseverdien er 27 MPa , og høyeste opptredende trykkspenning er 16.6 MPa . Ettersom spenningen er relativt lav i forhold til grenseverdien, antas det at kravet også ville blitt oppfylt ved karakteristisk lastkombinasjon. Det er større usikkerhet rundt kravet til bruk av lineær kryptøyning, da grenseverdien kun er 20.25 MPa . Ved en videre analyse burde karakteristisk lastkombinasjon bli benyttet til sjekk av spenningsbegrensning.

Deformasjonsbegrensning er definert av N100[23] og N400[22] ved krav til fri bredde og fri høyde. Brutårnets deformasjon er godt innenfor kravene. Eurokode 2 del 2 gir ingen spesifikke krav til utbøyning av brutårn, bortsett fra at utbøyningen ikke skal påvirke tiltenkt funksjon og utseendet. Utbøyningen av tårntoppen er 6 cm ved vind langs bruaksen og 25 cm ved vind på tvers av bruaksen. Standard begrensning for utbøyning av utkragerbjelker er $L/250$ som for tårnene til Hardangerbrua tilsvarer 80.6 cm . Utbøyningen vil dermed ikke påvirke funksjon eller utseende til brutårnene.

Figur 45 viser momentfordelingen til tårnbenene i bruksgrensetilstand. Momentdiagrammene er som forventet, bortsett fra en kraftig økning av moment i fundamentet ved vind i tverretningen. Den samme økningen ses i bruddgrensetilstand, noe som tyder på at resultatene er korrekte.



Figur 45: Momentdiagrammer for bruksgrense, venstre figur viser ved vind i lengderetning og høyre figur viser ved vind i tverretning

10 Konklusjon

ABAQUS modellen som ble laget gir gode resultater. Konvergensanalysen viser at modellen ikke har numeriske ustabiliteter og at valgt mesh er fint nok til å gi nøyaktige resultater. Modellen gir konsekvente resultater for flere ulike lasttilfeller, som stemmer overens med hva som kan forventes.

Excel-programmet som brukes til å beregne stivheten går gjennom en grundig verifisering, som viser at metoden gir gode resultater. E-modulen er kraftig redusert i forhold til midlere E-modul, E_{cm} , på grunn av krumningen. I enkelte støpetapper i bruddgrense er E-modulen kun 21% av E_{cm} , men det er ikke naturlig å se på et snitt isolert. Ved å se på hele tårnbenet samlet er gjennomsnittlig E-modulen omtrent 30% av E_{cm} i mest kritiske lasttilfelle. I bruksgrense er reduksjonen av stivhet mindre, og beregnet E-modul er rundt 60% av E_{cm} . Reduksjon av stivhet viser at det er viktig å gjøre grundige stivhetsberegninger, for å få en stivhet som kan benyttes i beregningsprogrammer.

Beregningene som er gjort viser at moment- og aksialkapasitet er tilstrekkelig for brutårnene. Tårnbenene er godt utnyttet der maks utnyttelsesgrad for moment er 97.2% i byggetilstand. I ferdigtilstand er maks utnyttelsesgrad i tårnbenene 67.8%, og er dermed en mindre kritisk fase med tanke på moment. Momentet i topprigelen overskrider beregnet kapasitet med 1.7%. Kapasitet for riglene er gjort med konservative forenklinger, slik at reell kapasitet vil være større enn beregnet kapasitet.

Resultatene fra bruksgrensetilstand viser at hele brutårnet er i trykk i ferdigtilstand. Spenningen som oppstår er også lavere enn grenseverdiene for spenningsbegrensning som kreves av Eurokode 2. Dermed kan det fastslås at det ikke vil dannes riss i tårnbenene av verken strekk i armering eller trykkspenninger i betongen. Deformasjon av brutårn er ikke et problem. Utbøyning av tårnet er begrenset på grunn av fastholdning av tårnet i topp fra bærekablene. I tillegg er lokale deformasjoner små, slik at hverken trafikk eller tilstøtende konstruksjonsdeler blir påvirket.

10.1 Forslag til videre arbeid

I denne oppgaven ble stivhetsberegning av rigler neglisjert. Stivhetsberegning av riglene er et naturlig neste steg i analysen av brutårnene, da man kan få et bedre bilde av kapasiteten. Kontroll av rissvidde-, og spenningsbegrensning burde også bli gjort ettersom riglene er påført stort moment, og aksialkraft. Midtrigelen på brua er plassert utfra arkitektoniske hensyn og det hadde vært interessant å se hva materialbesparelsen hadde vært med en optimal plassering av midtrigelen, eller ved å legge inn en ekstra rigel mellom midt- og topprigel. Materialbesparelse ved å optimalisere brutårntverrsnitt og bruk av høyfast betong ville også vært aktuelt å se på.

Det er ikke lagt vekt på skjærkrefter i oppgaven. En kontroll av kapasitet til brutårnene med hensyn på skjær og torsjon kan være nyttig. Videre kan det kontrolleres om riss på grunn av skjærkrefter vil oppstå i konstruksjonen.

Det ville også vært interessant med en kontroll av rissvidder i byggetilstand. I byggetilstanden er tårnet påført mindre aksialkraft slik at strekkspenninger kan oppstå. I tillegg trekkes tårntoppene tilbake før egenlast påføres, noe som kan gi strekkspenninger i tårnene. Dette kan være et problem ettersom byggeperioden varer i flere år, og i denne perioden kan klorider trenge inn i betongen gjennom eventuelle riss som oppstår.

Referanser

- [1] Statens vegvesen. *Ferjefri E39 Hovedrapport*. 2012.
- [2] Statens vegvesen. *Bedre beregningsmodeller for lange hengebruere*. 2019.
- [3] Liv Eltvik. *Hengebruere*. Aas-Jakobsen.
- [4] Statens vegvesen. *Rv.13 Hardangerbrua*. . Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/Hardangerbrua> [Hentet 25.02.2020].
- [5] Statens vegvesen. *Hordaland, års- og månedsdøgntrafikk*. 2020.
- [6] Statens vegvesen. *Hardangerbrua teknisk brosjyre*. Tilgjengelig fra: https://www.vegvesen.no/_attachment/113344/binary/206607?fast_title=Teknisk+brosjyre+Hardangerbrua%2C+bokm%C3%A5I+%28pdf%29 [Hentet 25.02.2020].
- [7] Bruer.no. *Hardangerbrua*. Tilgjengelig fra: <http://broer.no/bro/index.php?ID=106> [Hentet 20.02.2020].
- [8] Google. *google.com/maps*. Tilgjengelig fra: <https://www.google.com/maps/@60.4606053,6.8632222,10.25z> [Hentet 15.02.2020].
- [9] Christos T. Georgakis Niels J. Gimsing. *Cable Supported Bridges*. Technical University of Denmark, 2012.
- [10] Structural dynamics group NTNU, Department of structural engineering. *Student project: Modelling and dynamic analysis of suspension bridges*. NTNU, 2017.
- [11] Statens vegvesen. *12-2950 Hardangerbrua, Beregninger, Kapittel 1: Grunnlag*. Statens vegvesen, 2008.
- [12] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 2018.
- [13] Statens vegvesen. *Håndbok N400 - Bruprosjektering*. Vegdirektoratet, 2009.
- [14] Standard Norge. *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklaster på bruere*.
- [15] Samferdseldepartementet. *Forskrift for trafikklaster på bruere, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet*. Lovdata, 2017. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-11-17-1900> [Hentet: 25.02.2020].
- [16] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*. 2009.
- [17] Alexander Kyte. *Tårna på Hardangerbrua, oppsummering av statiske beregninger*. 2020.
- [18] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2016.

- [19] Svein Ivar sørensen. *Anvendelse av linearisert 2.ordens teori*. Norsk Betongforening, 1998.
- [20] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner: Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2*. Fagbokforlaget, 2013.
- [21] Standard Norge. *NS-EN 1992-2:2005+NA:2010, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer*. 2005.
- [22] Statens vegvesen. *Håndbok N400 - Bruprosjektering*. Vegdirektoratet, 2015.
- [23] Statens vegvesen. *Håndbok N100 - Veg- og gateutforming*. Vegdirektoratet, 2019.

Vedlegg

Vedlegg A: Trafikklast

Vedlegg B: Vindlast

Vedlegg C: Kontroll av lamellmetoden

Vedlegg D: Kontroll av rigler

Vedlegg E: Stivhetsberegninger og spenningstilstand

Vedlegg F: Tegninger av Hardangerbua

Vedlegg A: Trafikklast

Trafikklast etter N400 versjon fra 2009.

N400 3.3.1.1.1

Jevnt fordelt last $p = 3 \frac{kN}{m^2}$.

Figuren under viser lasttype V1. Omregnet til en linjelast blir størrelsen på den fordelte lasten $3 \frac{kN}{m^2} \cdot 3 m \cdot 2 = 18 \frac{kN}{m}$

Håndbok N400 3.3.3.5 gir at jevnt fordelt last på gang og sykkelfelt er $2 \frac{kN}{m}$

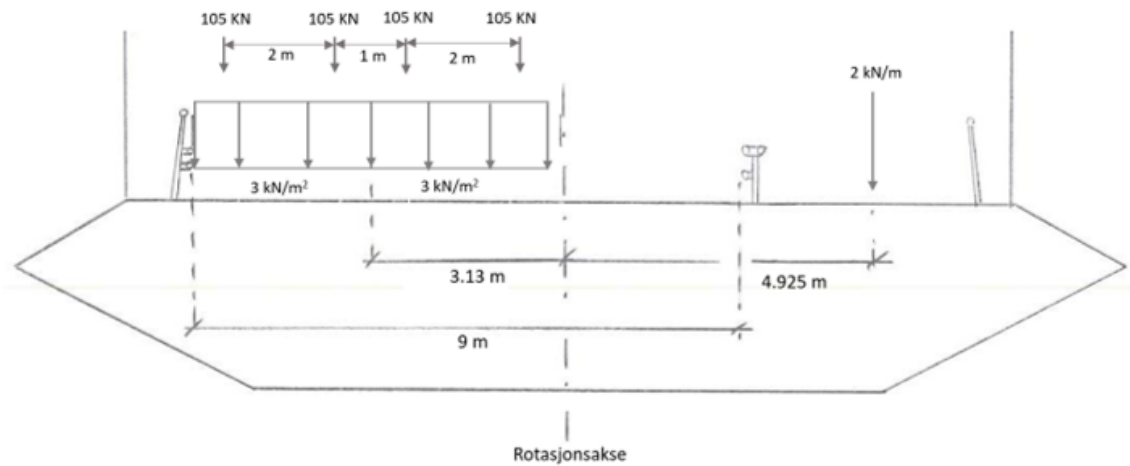
Moment:

$$M_d = 18 \frac{kN}{m} \cdot 3.13 m - 2 \frac{kN}{m} \cdot 4.925 m = 46.49 \frac{kNm}{m}$$

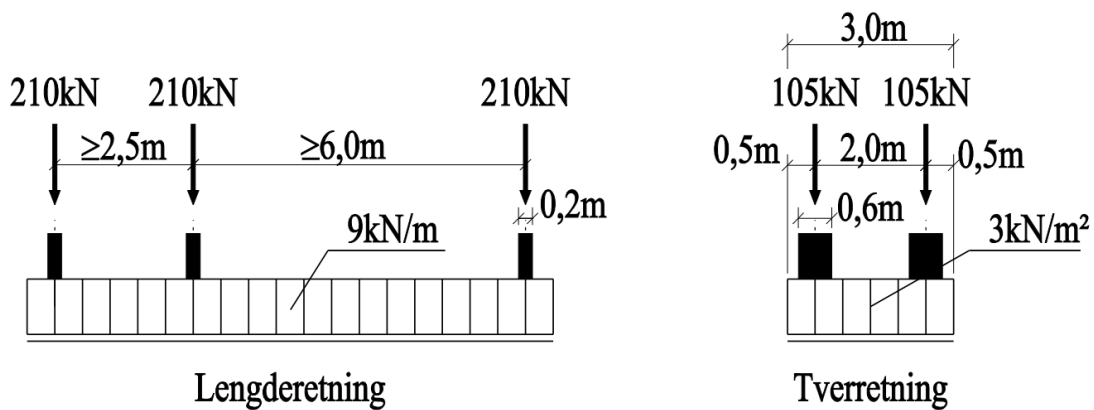
$$M_{tot} = 46.49 \frac{kNm}{m} \cdot 1310 m = 60901.9 kNm$$

Moment per node:

$$M_{node} = \frac{60901.9 kNm}{67} = 908.98 kNm$$



Figur 46: Tverrsnitt av brubjelken med trafikklast fra N400-2009



Figur 47: [Lasttype V1] Lasttype V1 [13]

Trafikklast etter ny forskrift.

Verdier er hentet fra NS-EN 1991-2 kapittel 4.3.2 og NA 4.3.2 og trafikkforskrift for bruer.

Felt 1	Felt 2	Gang og Sykkelsti
$\alpha_{Q1} = 1$	$\alpha_{Q2} = 1$	
$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$	$Q_{2k} = 200 \text{ kN}$	
$\alpha_{q1} = 0.5$	$\alpha_{q2} = 1$	$\alpha_{fk} = 0.25$
$q_{1k} = 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{2k} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{fk} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Ganger med lastfaktor:

$$\alpha_{q1} \cdot q_{1k} = 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\alpha_{q2} \cdot q_{2k} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\alpha_{fk} \cdot q_{fk} = 0.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Gjør om til linjelaster:

Felt 1:

$$q_{1d} = 4.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 13.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Felt 2:

$$q_{2d} = 2.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3 \text{ m} = 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Gang og sykkelsti:

$$q_{fd} = 0.625 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 3.25 \text{ m} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Effektiv fordelt last:

$$q_d = q_{1d} + q_{2d} + q_{fd} = 13.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Effektiv punktlast:

$$Q_d = \alpha_{Q1} \cdot Q_{1k} + \alpha_{Q2} \cdot Q_{2k} = 2 \cdot 300 \text{ kN} + 2 \cdot 200 \text{ kN} = 1000 \text{ kN}$$

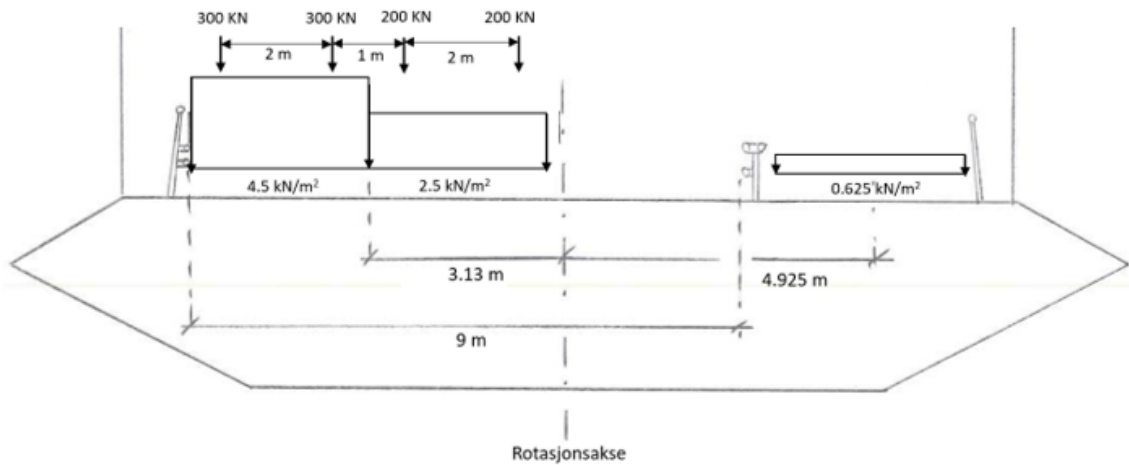
Moment:

$$M_d = 13.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 4.63 \text{ m} + 7.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 1.63 \text{ m} - 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 4.925 \text{ m} = 64.88 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

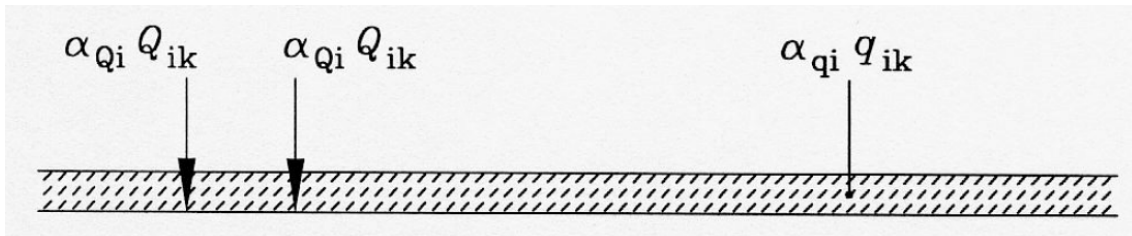
$$M_{\text{tot}} = 64.88 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} \cdot 1310 \text{ m} = 84992.8 \text{ kNm}$$

Moment per node:

$$M_{\text{node}} = \frac{84992.8 \text{ kNm}}{67} = 1268.5 \text{ kNm}$$



Figur 48: Tversnitt av brubjelken med trafikklaster fra NS-EN 1991-2



Figur 49: Lastmodell 1, langs brubjelken [14]

Vedlegg B: Vindlast

Vind langs bruaksen i byggetilstand

$$p = 1 - e^{-\frac{1}{7}} = 1 - e^{-\frac{1}{10}} = 0.095$$

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K_1 \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \ln[-\ln(0.98)]} \right)^n = \left(\frac{1 - 0.2 \ln[-\ln(1-0.095)]}{1 - 0.2 \ln[-\ln(0.98)]} \right)^{0.5} = 0.906$$

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 0.906 \cdot 26 \frac{m}{s} = 18.8 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 50m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{50}{0.05}\right) = 1.31$$

$$v_s(z = 50m) = c_r(z = 50) \cdot v_b = 1.31 \cdot 18.8 \frac{m}{s} = 24.63 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 100m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{100}{0.05}\right) = 1.44$$

$$v_s(z = 100m) = c_r(z = 100) \cdot v_b = 1.44 \cdot 18.8 \frac{m}{s} = 27.01 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 150m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{150}{0.01}\right) = 1.52$$

$$v_s(z = 150m) = c_r(z = 150) \cdot v_b = 1.52 \cdot 18.8 \frac{m}{s} = 28.58 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 200m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{200}{0.01}\right) = 1.58$$

$$v_s(z = 200m) = c_r(z = 200) \cdot v_b = 1.58 \cdot 18.8 \frac{m}{s} = 29.70 \frac{m}{s}$$

$$I_u(z = 50m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.4}{\ln(\frac{50}{0.05})} = 0.202$$

$$v_{kast}(z = 50m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 24.7 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.202} = 38.5 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 50) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (38.5 \frac{m}{s})^2 = 926.4 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 100m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.4}{\ln(\frac{100}{0.05})} = 0.184$$

$$v_{kast}(z = 100m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 27.2 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.184} = 41.2 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 100) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (41.2 \frac{m}{s})^2 = 1060.9 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 150m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.4}{\ln(\frac{150}{0.05})} = 0.175$$

$$v_{kast}(z = 150m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 28.6 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.175} = 42.8 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 150m) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (42.8 \frac{m}{s})^2 = 1144.9 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 200m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.4}{\ln(\frac{200}{0.05})} = 0.169$$

$$v_{kast}(z = 200m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 29.7 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.169} = 43.9 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 200) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (43.9 \frac{m}{s})^2 = 1204.5 \frac{N}{m^2}$$

Vind normalt på bruaksen i byggetilstand

$$p = 1 - e^{-\frac{1}{7}} = 1 - e^{-\frac{1}{10}} = 0.095$$

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K_1 \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \ln[-\ln(0.98)]} \right)^n = \left(\frac{1 - 0.2 \ln[-\ln(1-0.095)]}{1 - 0.2 \ln[-\ln(0.98)]} \right)^{0.5} = 0.906$$

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.906 \cdot 26 \frac{m}{s} = 23.6 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 50m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{50}{0.01}\right) = 1.45$$

$$v_s(z = 50m) = c_r(z = 50) \cdot v_b = 1.45 \cdot 23.6 \frac{m}{s} = 34.22 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 100m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{100}{0.01}\right) = 1.57$$

$$v_s(z = 100m) = c_r(z = 100) \cdot v_b = 1.57 \cdot 23.6 \frac{m}{s} = 37.05 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 150m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{150}{0.01}\right) = 1.63$$

$$v_s(z = 150m) = c_r(z = 150) \cdot v_b = 1.63 \cdot 23.6 \frac{m}{s} = 38.47 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 200m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{200}{0.01}\right) = 1.68$$

$$v_s(z = 200m) = c_r(z = 200) \cdot v_b = 1.68 \cdot 23.6 \frac{m}{s} = 39.65 \frac{m}{s}$$

$$I_u(z = 50m) = \frac{c_{tt}}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1.2}{\ln\left(\frac{50}{0.01}\right)} = 0.141$$

$$v_{kast}(z = 50m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 34.22 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.141} = 48.1 \frac{m}{S}$$

$$q_{kast}(z = 50) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (48.1 \frac{m}{S})^2 = 1446.0 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 100m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.2}{\ln(\frac{100}{0.01})} = 0.130$$

$$v_{kast}(z = 100m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 37.05 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.130} = 51.0 \frac{m}{S}$$

$$q_{kast}(z = 100) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (51.0 \frac{m}{S})^2 = 1625.6 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 150m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.2}{\ln(\frac{150}{0.01})} = 0.125$$

$$v_{kast}(z = 150m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 38.5 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.125} = 52.7 \frac{m}{S}$$

$$q_{kast}(z = 150m) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (52.7 \frac{m}{S})^2 = 1735.8 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 200m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.2}{\ln(\frac{200}{0.01})} = 0.121$$

$$v_{kast}(z = 200m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 39.7 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.121} = 53.9 \frac{m}{S}$$

$$q_{kast}(z = 200) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (53.9 \frac{m}{S})^2 = 1815.8 \frac{N}{m^2}$$

Vind langs bruaksen i ferdigtilstand

$$p = 1 - e^{-\frac{1}{7}} = 1 - e^{-\frac{1}{50}} = 0.0199$$

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K_1 \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \ln[-\ln(0.98)]} \right)^n = \left(\frac{1 - 0.2 \ln[-\ln(1-0.0199)]}{1 - 0.2 \ln[-\ln(0.98)]} \right)^{0.5} = 1.0$$

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} = 0.8 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 26 \frac{m}{s} = 20.8 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 50m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{50}{0.05}\right) = 1.31$$

$$v_s(z = 50m) = c_r(z = 50) \cdot v_b = 1.31 \cdot 20.8 \frac{m}{s} = 27.25 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 100m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{100}{0.05}\right) = 1.44$$

$$v_s(z = 100m) = c_r(z = 100) \cdot v_b = 1.44 \cdot 20.8 \frac{m}{s} = 29.95 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 150m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{150}{0.01}\right) = 1.52$$

$$v_s(z = 150m) = c_r(z = 150) \cdot v_b = 1.52 \cdot 20.8 \frac{m}{s} = 31.62 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 200m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.19 \cdot \ln\left(\frac{200}{0.01}\right) = 1.58$$

$$v_s(z = 200m) = c_r(z = 200) \cdot v_b = 1.58 \cdot 20.8 \frac{m}{s} = 32.86 \frac{m}{s}$$

$$I_u(z = 50m) = \frac{c_{tt}}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1.4}{\ln\left(\frac{50}{0.05}\right)} = 0.202$$

$$v_{kast}(z = 50m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 27.25 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.202} = 42.5 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 50) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (42.5 \frac{m}{s})^2 = 1128.9 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 100m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.4}{\ln(\frac{100}{0.05})} = 0.184$$

$$v_{kast}(z = 100m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 29.95 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.184} = 45.5 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 100) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (45.5 \frac{m}{s})^2 = 1293.9 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 150m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.4}{\ln(\frac{150}{0.05})} = 0.175$$

$$v_{kast}(z = 150m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 31.62 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.175} = 47.2 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 150m) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (47.2 \frac{m}{s})^2 = 1392.4 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 200m) = \frac{C_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.4}{\ln(\frac{200}{0.05})} = 0.169$$

$$v_{kast}(z = 200m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 32.86 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.169} = 48.4 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 200) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (48.4 \frac{m}{s})^2 = 1464.1 \frac{N}{m^2}$$

Vind normalt på bruaksen i ferdigtilstand

$$p = 1 - e^{-\frac{1}{7}} = 1 - e^{-\frac{1}{50}} = 0.0199$$

$$C_{prob} = \left(\frac{1 - K_1 \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \ln[-\ln(0.98)]} \right)^n = \left(\frac{1 - 0.2 \ln[-\ln(1-0.0199)]}{1 - 0.2 \ln[-\ln(0.98)]} \right)^{0.5} = 1.0$$

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0} = 1.0 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 26 \frac{m}{s} = 26 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 50m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{50}{0.01}\right) = 1.45$$

$$v_s(z = 50m) = c_r(z = 50) \cdot v_b = 1.45 \cdot 26 \frac{m}{s} = 37.7 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 100m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{100}{0.01}\right) = 1.57$$

$$v_s(z = 100m) = c_r(z = 100) \cdot v_b = 1.57 \cdot 26 \frac{m}{s} = 40.82 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 150m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{150}{0.01}\right) = 1.63$$

$$v_s(z = 150m) = c_r(z = 150) \cdot v_b = 1.63 \cdot 26 \frac{m}{s} = 42.38 \frac{m}{s}$$

$$c_r(z = 200m) = k_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 0.17 \cdot \ln\left(\frac{200}{0.01}\right) = 1.68$$

$$v_s(z = 200m) = c_r(z = 200) \cdot v_b = 1.68 \cdot 26 \frac{m}{s} = 43.86 \frac{m}{s}$$

$$I_u(z = 50m) = \frac{c_{tt}}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = \frac{1.2}{\ln\left(\frac{50}{0.01}\right)} = 0.141$$

$$v_{kast}(z = 50m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 37.7 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.141} = 53.14 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 50) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (53.14 \frac{m}{s})^2 = 1762.3 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 100m) = \frac{c_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.2}{\ln(\frac{100}{0.01})} = 0.130$$

$$v_{kast}(z = 100m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 40.82 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.130} = 56.3 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 100) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (56.3 \frac{m}{s})^2 = 1981.1 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 150m) = \frac{c_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.2}{\ln(\frac{150}{0.01})} = 0.125$$

$$v_{kast}(z = 150m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 42.38 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.125} = 58.2 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 150m) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (58.2 \frac{m}{s})^2 = 2117.0 \frac{N}{m^2}$$

$$I_u(z = 200m) = \frac{c_{tt}}{\ln(\frac{z}{z_0})} = \frac{1.2}{\ln(\frac{200}{0.01})} = 0.121$$

$$v_{kast}(z = 200m) = v_s(z) \cdot \sqrt{1 + 2k_p \cdot I_u(z)} = 43.86 \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot 3.5 \cdot 0.121} = 59.5 \frac{m}{s}$$

$$q_{kast}(z = 200) = 0.5 \rho v_{kast}^2(z) = 0.5 \cdot 1.25 \frac{kg}{m^3} \cdot (59.5 \frac{m}{s})^2 = 2212.7 \frac{N}{m^2}$$

Vindlast på tårnbena

Brutårnene har avrundede hjørner med en radius på 250 mm. b og d i de ulike høydene regnes ut ved å ta snittverdien av tårndimensjonene hver 4. meter i det gitte intervallet. Dette gjøres ved bruk av Excel.

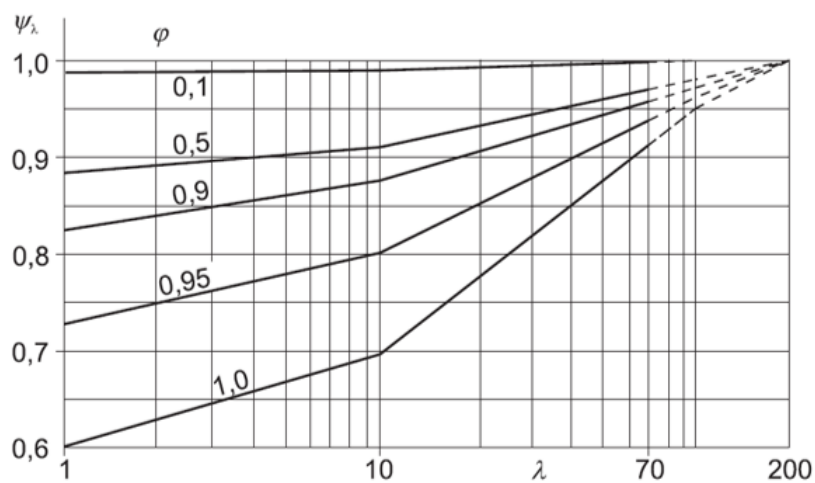
$$\psi_r = 1 - \frac{r}{b} \cdot 0.5$$

$$\phi = \frac{A}{A_c} = \frac{100 \text{ m}^2}{1000 \text{ m}^2} = 0.1$$

$$\lambda = \min\left(1.4 \cdot \frac{l}{b}, 70\right)$$

hvor l er lengden og b er bredden på konstruksjonen.

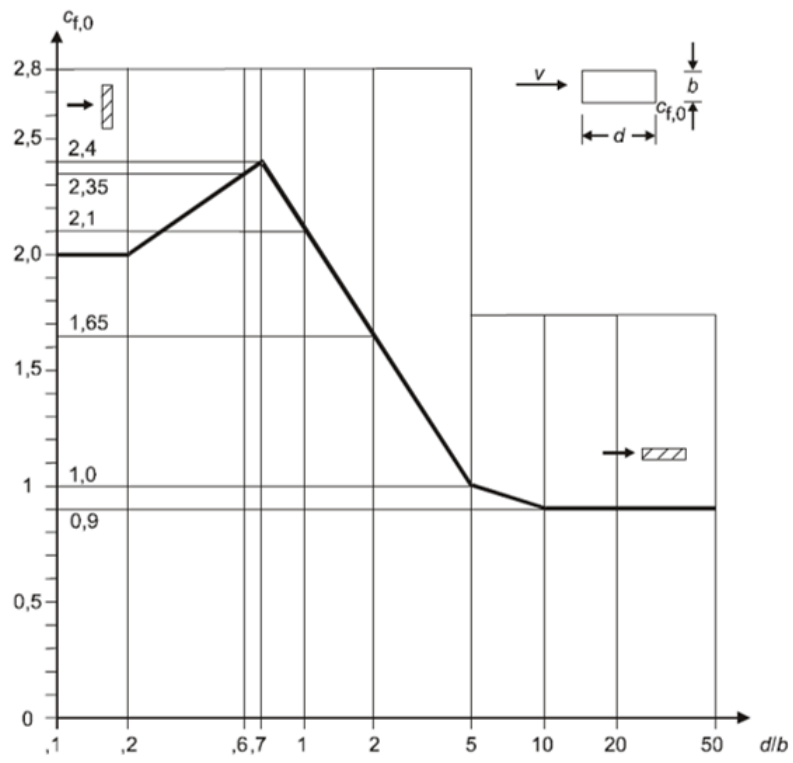
ψ_λ finnes av figuren under



Figur 50: ψ_λ [16]

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda$$

$C_{f,0}$ finnes av figuren under



Figur 51: $C_{f,0}$ [16]

Kote [m]	B[mm]	H[mm]	W[mm]	B[m]	H[m]	W[m]	r/b lengde	psi_r lengde	r/b tverr	psi_r tverr
7	7051	8661	23476	7.051	8.661	23.476	0.035455964	0.911360091	0.028865027	0.927837432
11	6939	8441	23177	6.939	8.441	23.177	0.036028246	0.909929385	0.029617344	0.92595664
15	6830	8228	22879	6.83	8.228	22.879	0.036603221	0.908491947	0.030384054	0.924039864
19	6723	8020	22580	6.723	8.02	22.58	0.03718578	0.90703555	0.03117207	0.922069825
23	6618	7818	22281	6.618	7.818	22.281	0.037775763	0.905560592	0.031977488	0.92005628
27	6517	7623	21983	6.517	7.623	21.983	0.038361209	0.904096977	0.032795487	0.918011282
31	6417	7433	21684	6.417	7.433	21.684	0.038959015	0.902602462	0.033633795	0.915915512
35	6321	7249	21386	6.321	7.249	21.386	0.039550704	0.90112324	0.034487516	0.913781211
39	6226	7071	21087	6.226	7.071	21.087	0.040154192	0.89961452	0.035355678	0.911610805
43	6134	6899	20788	6.134	6.899	20.788	0.04075644	0.898108901	0.036237136	0.90940716
47	6045	6734	20490	6.045	6.734	20.49	0.041356493	0.896608768	0.037125037	0.907187407
51	5958	6574	20191	5.958	6.574	20.191	0.041960389	0.895099027	0.038028598	0.904928506
55	5874	6420	19892	5.874	6.42	19.892	0.042560436	0.89359891	0.03894081	0.902647975
59	5792	6271	19594	5.792	6.271	19.594	0.043162983	0.892092541	0.03986605	0.900334875
63	5713	6129	19295	5.713	6.129	19.295	0.043759846	0.890600385	0.040789688	0.898025779
67	5636	5993	18996	5.636	5.993	18.996	0.0443577	0.889105749	0.041715335	0.895711664
71	5562	5863	18698	5.562	5.863	18.698	0.04494786	0.887630349	0.042640287	0.893399284
75	5490	5738	18399	5.49	5.738	18.399	0.045537341	0.886156648	0.043569188	0.89107703
79	5421	5620	18101	5.421	5.62	18.101	0.046116953	0.884707619	0.044483986	0.888790036
83	5355	5508	17802	5.355	5.508	17.802	0.046685341	0.883286648	0.045388526	0.886528686
87	5290	5401	17503	5.29	5.401	17.503	0.047258979	0.881852552	0.046287724	0.884286689
91	5229	5301	17205	5.229	5.301	17.205	0.047810289	0.880474278	0.047160913	0.882097717
95	5170	5206	16906	5.17	5.206	16.906	0.048355899	0.879110251	0.048021514	0.879946216
99	5113	5117	16607	5.113	5.117	16.607	0.048894974	0.877762566	0.048856752	0.87785812
103	5059	5035	16309	5.059	5.035	16.309	0.049416881	0.876457798	0.049652433	0.875868918
107	5007	4958	16010	5.007	4.958	16.01	0.049930098	0.875174755	0.050423558	0.873941105
111	4958	4887	15711	4.958	4.887	15.711	0.050423558	0.873941105	0.051156129	0.872109679
115	4911	4822	15413	4.911	4.822	15.413	0.050906129	0.872734677	0.051845707	0.870385732
119	4867	4763	15114	4.867	4.763	15.114	0.051366345	0.871584138	0.052487928	0.868780181
123	4826	4710	14816	4.826	4.71	14.816	0.051802735	0.870493162	0.053078556	0.867303609
127	4789	4663	14517	4.789	4.663	14.517	0.052202965	0.869492587	0.053613554	0.865966116
131	4750	4622	14218	4.75	4.622	14.218	0.052631579	0.868421053	0.054089139	0.864777153
135	4716	4587	13920	4.716	4.587	13.92	0.053011026	0.867472434	0.054501853	0.863745367
139	4684	4558	13621	4.684	4.558	13.621	0.053373185	0.866567037	0.054848618	0.862878455
143	4655	4535	13322	4.655	4.535	13.322	0.053705693	0.865735768	0.055126792	0.862183021
147	4628	4517	13024	4.628	4.517	13.024	0.054019015	0.864952463	0.055346469	0.861633828
151	4604	4506	12725	4.604	4.506	12.725	0.054300608	0.864248448	0.05548158	0.86129605
155	4583	4501	12426	4.583	4.501	12.426	0.054549422	0.863626446	0.055543213	0.861141968
159	4564	4500	12128	4.564	4.5	12.128	0.054776512	0.86305872	0.055555556	0.861111111
163	4547	4500	11829	4.547	4.5	11.829	0.054981306	0.862546734	0.055555556	0.861111111
167	4533	4500	11531	4.533	4.5	11.531	0.055151114	0.862122215	0.055555556	0.861111111
171	4521	4500	11232	4.521	4.5	11.232	0.055297501	0.861756249	0.055555556	0.861111111
175	4512	4500	10933	4.512	4.5	10.933	0.055407801	0.861480496	0.055555556	0.861111111
179	4506	4500	10635	4.506	4.5	10.635	0.05548158	0.86129605	0.055555556	0.861111111
183	4502	4500	10336	4.502	4.5	10.336	0.055530875	0.861172812	0.055555556	0.861111111
185	4501	4500	10187	4.501	4.5	10.187	0.055543213	0.861141968	0.055555556	0.861111111
187.5	4500	4500	10000	4.5	4.5	10	0.055555556	0.861111111	0.055555556	0.861111111

I Lengderetning kraftfaktor brutårn							
Høydeintervall	d/b	cf0	psi_r lengde	lambda	phi	psi_lambda	cf lengde
0-50	1.1667802	2	0.9033026	52.792588	0.3144386	0.98	1.7704731
50-100	1.0494113	2.08	0.8862675	53.161871	0.3802462	0.97	1.7881333
100-150	0.9809522	2.12	0.8703599	53.527832	0.4390889	0.965	1.7805822
150-200	0.9926614	2.11	0.8621419	53.890339	0.4607319	0.96	1.7463547
I Tverretning kraftfaktor brutårn							
Høydeintervall	d/b	cf0	psi_r tverr	lambda	phi	psi_lambda	cf tverr
0-50	0.8570594	2.24	0.9167335	52.819708	0.3144386	0.98	2.0124134
50-100	0.9529152	2.15	0.891202	52.819708	0.3802462	0.97	1.8586019
100-150	1.0194176	2.09	0.8677662	52.819708	0.4390889	0.965	1.7501543
150-200	1.0073929	2.1	0.8611307	52.819708	0.4607319	0.96	1.7360395

$$F_D(z) = C_f \cdot q_{kast}(z) \cdot H \cdot L$$

hvor

- C_f er kraftfaktor for konstruksjonsdeler med rektangulært tversnitt der vinden står vinkel rett på en av flatene.
- H er bredden av flaten hvor vinden treffer.
- L er konstruksjonsdelens høyde.

Tabell 58: Vindlast på tårn i ferdigtilstand

Høyde[m]	$F_{d,normalt} [\frac{kN}{m}]$	$F_{d,langs} [\frac{kN}{m}]$
0-50	26.8	13.0
50-100	21.3	12.7
100-150	17.5	12.0
150-200	17.3	11.6

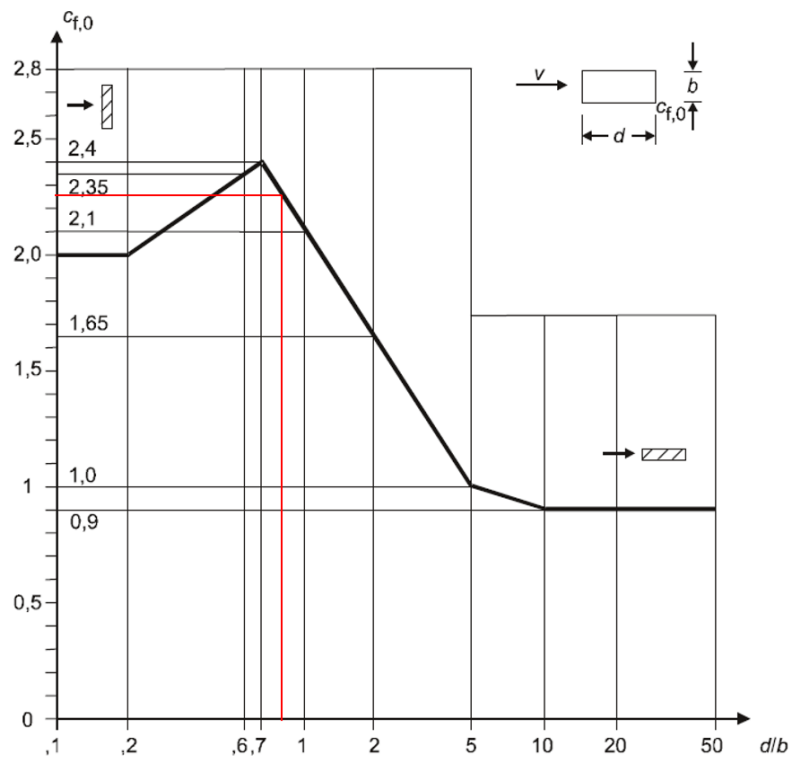
Tabell 59: Vindlast på tårn i byggefase

Høyde[m]	$F_{d,normalt} [\frac{kN}{m}]$	$F_{d,langs} [\frac{kN}{m}]$
0-50	24.3	11.7
50-100	19.3	11.5
100-150	15.9	10.8
150-200	15.7	10.5

Vindlast på Planumsrigel

$$d/b = 6500/7500 = 0.867$$

$C_{f,0}$ finnes av figuren under



Figur 52: $C_{f,0}$ [16]

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 2.25$$

byggetilstand:

$$F_D = q_{kast}(z = 50) \cdot H \cdot C_f = 1022.78 \cdot 7.5 \cdot 2.25 = 17259.47 \frac{N}{m}$$

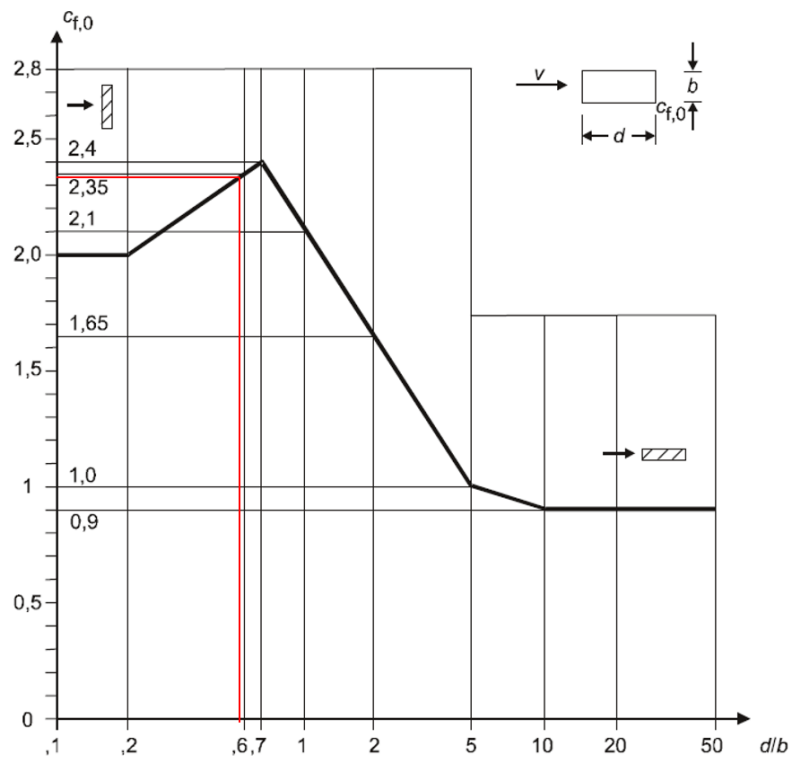
ferdigtilstand:

$$F_D = q_{kast}(z = 50) \cdot H \cdot C_f = 1128.9 \cdot 7.5 \cdot 2.25 = 19050.19 \frac{N}{m}$$

Vindlast på midtrigel

$$d/b = 4689/8300 = 0.565$$

$C_{f,0}$ finnes av figuren under



Figur 53: $C_{f,0}$ [16]

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2.32 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 2.32$$

byggetilstand:

$$F_D = q_{kast}(z = 100) \cdot H \cdot C_f = 1172.27 \cdot 8.3 \cdot 2.32 = 22573.29 \frac{N}{m}$$

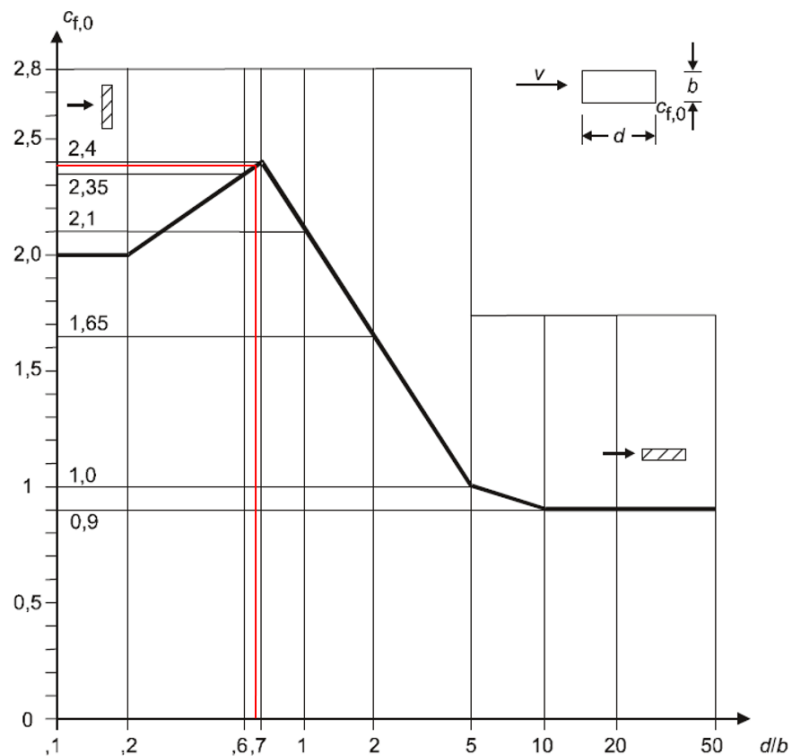
ferdigtilstand:

$$F_D = q_{kast}(z = 100) \cdot H \cdot C_f = 1293.9 \cdot 8.3 \cdot 2.32 = 24915.33 \frac{N}{m}$$

Vindlast på topptrigel

$$d/b = 4000/6000 = 0.667$$

$C_{f,0}$ finnes av figuren under



Figur 54: $C_{f,0}$ [16]

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2.38 \cdot 1.0 \cdot 1.0 = 2.38$$

byggetilstand:

$$F_D = q_{kast}(z = 200) \cdot H \cdot C_f = 1326.4746 \cdot 6 \cdot 2.38 = 18942.05 \frac{N}{m}$$

ferdigtilstand:

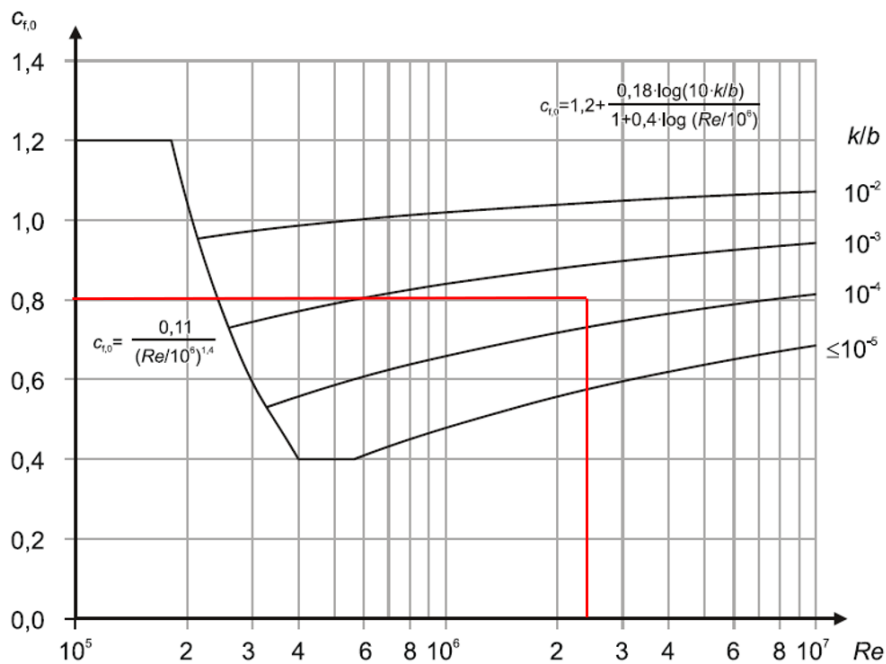
$$F_D = q_{kast}(z = 150) \cdot H \cdot C_f = 1392.4 \cdot 6 \cdot 2.38 = 19883.472 \frac{N}{m}$$

ved beregning av vindlast på topprigel i ferdigtilstand ble benyttet vindtrykk for høyde ved 150m. Det hadde vært mer korrekt å benytte seg av vindtrykket ved høyde på 200m. Feilen ble funnet i etterkant og ble ikke rettet ettersom den er minimal.

Vindlast på hovedkabel

$$\frac{k}{b} = \frac{0.2mm}{620mm} = 3.22 \cdot 10^{-4}$$

$$Re = \frac{b \cdot v(Z_e)}{\nu} = \frac{0.62m \cdot 58.06 \frac{m}{s}}{15 \cdot 10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 2.4 \cdot 10^6$$



Figur 55: $C_{f,0}$ for hovedkabelen

$$F_D = C_{f,0} \cdot q_{kast}(z = 150) \cdot b = 0.81 \cdot 2117 \frac{N}{m^2} \cdot 0.62 m = 1.063 \frac{kN}{m}$$

Vindlast på brubjelke

- $C_D = 0.806$
- $C_L = -0.221$
- $C_M = -0.003$

inkluderer bidraget fra hengstengene og hengstangfestene i formaktoren C_D

$$C_D = 1.06 \cdot 0.806 = 0.854$$

$$F_D = C_D \cdot q_{kast}(z = 60m) \cdot H \cdot L = 0.854 \cdot 1816.36 \frac{N}{m^2} \cdot 3.33m \cdot \frac{1m}{m} = 5165.40 \frac{N}{m}$$

$$F_L = C_L \cdot q_{kast}(z = 60m) \cdot B \cdot L = -0.221 \cdot 1816.36 \frac{N}{m^2} \cdot 18.3m \cdot \frac{1m}{m} = -7345.90 \frac{N}{m}$$

$$M = C_M \cdot q_{kast}(z = 60m) \cdot B^2 \cdot L = -0.003 \cdot 1816.36 \frac{N}{m^2} \cdot 18.3m^2 \cdot \frac{1m}{m} = -1824.84 \frac{Nm}{m}$$

Vindlast på hengstenger og hengstangfester

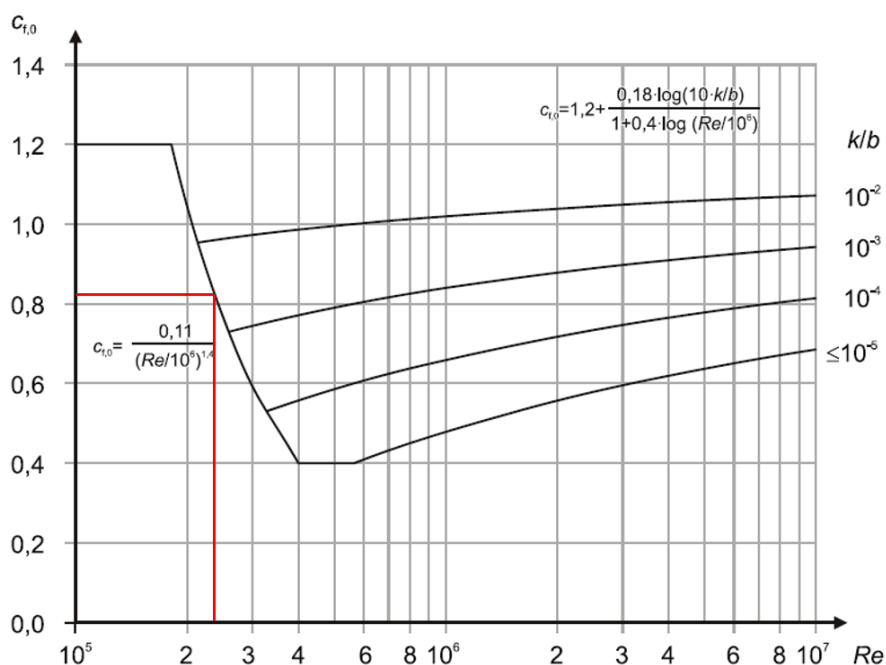
Det er 130 hengstenger på Hardangerbrua og den totale lengden er ca. 6000 meter. Diameteren er 68 mm og overflateruhenten k er 0.2 mm.

Reynoldstallet blir

$$Re = \frac{b \cdot v(ze)}{\nu} = \frac{0.068 \text{ m} \cdot 58.2 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{15 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} = 2.39 \cdot 10^5$$

$$\frac{k}{b} = \frac{0.2 \text{ mm}}{68 \text{ mm}} = 2.94 \cdot 10^{-3}$$

Figur 56 viser at kraftfaktoren blir 0.816.



Figur 56: $C_{f,0}$ for Hengkablene

Vindfangarealet fra hengstenger

$$A = 0.0068 \text{ m} \cdot 6000 \text{ m} = 408 \text{ m}^2$$

De 260 hengstangfestene gir 0.4 m^2 ekstra vindfang hver. Totalt tileggsareal er dermed

$$A = 408 \text{ m}^2 + 0.4 \text{ m}^2 \cdot 260 = 512 \text{ m}^2$$

Det blir antatt at vindlasten fra hengstengene blir fordelt 50-50 til hovedkabel og brubjelken. Siden brubjelken, hengstengene og hovedkabelen har cirka samme kraftfaktor kan bidraget beregnes ved å finne arealet av vindfanget til hengstengene.

Hovedkabelenes vindfangareal er

$$A_{kabel} = 1339.2 \text{ m} \cdot 0.62 \text{ m} \cdot 2 = 1660 \text{ m}^2$$

Skaleringsfaktor for hovedkablene blir

$$\frac{1660 \text{ m}^2 + 512 \text{ m}^2}{1660 \text{ m}^2} = 1.15$$

Tilleget til hovedkablene blir 15%.

Brubjelkens vindfangareal er

$$A_{brubjelke} = 1310 \text{ m} \cdot 3.33 \text{ m} = 4362 \text{ m}^2$$

Skaleringsfaktor for hovedkablene blir

$$\frac{4362 \text{ m}^2 + 512 \text{ m}^2}{4362 \text{ m}^2} = 1.12$$

På grunn av at det er to kabelplan og bare en brubjelke blir tilleget på på brubjelken 6%.

Vedlegg C: Kontroll av lamellmetoden

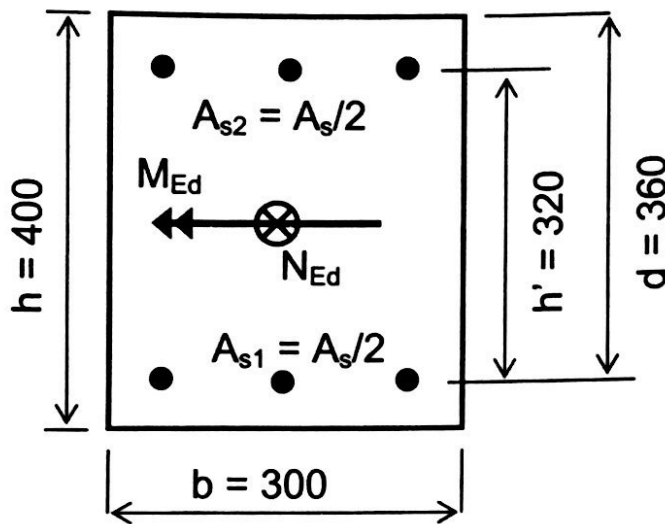
Innhold:

Beregning av M-N diagram for kontrolltverrsnitt ved håndregning.

Moment-krumning diagram for de 4 aksiallastene som kontrolleres.

Beregnet α og σ_c ved håndregning og spenning i ytterste lag ved lamellmetoden.

Gitt tverrsnitt med symmetrisk armering:



Betong : B30
Armering: B500C

$$A_{s1} = A_{s2} = 3\phi 25 = 1473 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17 \text{ N/mm}^2$$

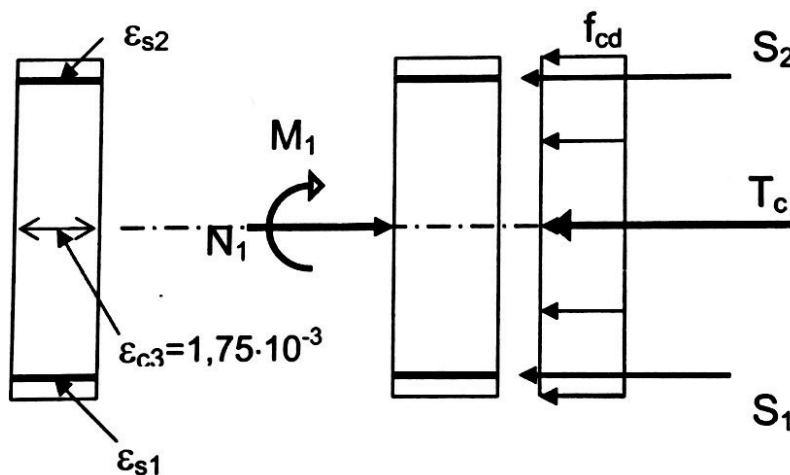
$$f_{sd} = 500 / 1,15 = 434 \text{ N/mm}^2$$

$$h' = 0,8h$$

Velger tøyningstilstander :

1. Rent trykk.

Bruddkriterium C, $\epsilon_c = \epsilon_{c3} = 1,75 \cdot 10^{-3}$



$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434}{200000} = 0,00217 > \epsilon_{c3} \rightarrow \text{armeringen flyter ikke}$$

$$T_c = f_{cd} b h = 17 \cdot 300 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 2040 \text{ kN}$$

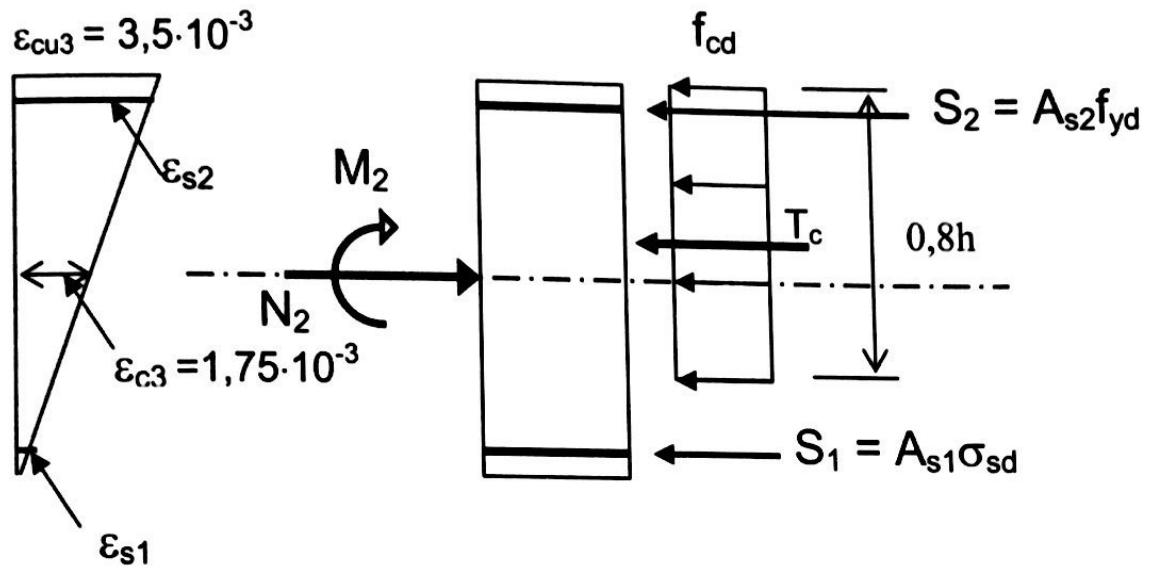
$$S_1 = \sigma_{sd} A_{s1} = E_s \epsilon_{c3} A_{s1} = 2 \cdot 10^5 \cdot 1,75 \cdot 10^{-3} \cdot 1473 \cdot 10^{-3} = 515,5 \text{ kN} = S_2$$

Aksiell likevekt: $N_1 = T_c + S_1 + S_2 = 2040 + 2 \cdot 515,5 = \underline{3071 \text{ kN}}$

Momentlikevekt: $M_1 = 0$

2. Trykkbrudd i betong

Bruddkriterium B og C samtidig



$$\varepsilon_{s1} = 40 \cdot 0,0035 / 400 = 0,35 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{yd} \rightarrow \text{ikke flytning}$$

$$\sigma_{sd} = E_s \varepsilon_{s1} = 200000 \cdot 0,00035 = 70 \text{ N/mm}^2$$

$$T_c = f_{cd} b \cdot 0,8h = 17 \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 1632 \text{ kN}$$

$$S_1 = \sigma_{sd} A_{s1} = 70 \cdot 1473 \cdot 10^{-3} = 103,1 \text{ kN}$$

$$S_2 = f_{yd} A_{s2} = 434 \cdot 1473 \cdot 10^{-3} = 639,3 \text{ kN}$$

$$\text{Aksiell likevekt: } N_2 = T_c + S_1 + S_2 = 1632 + 103,1 + 639,3 = \underline{2374 \text{ kN}}$$

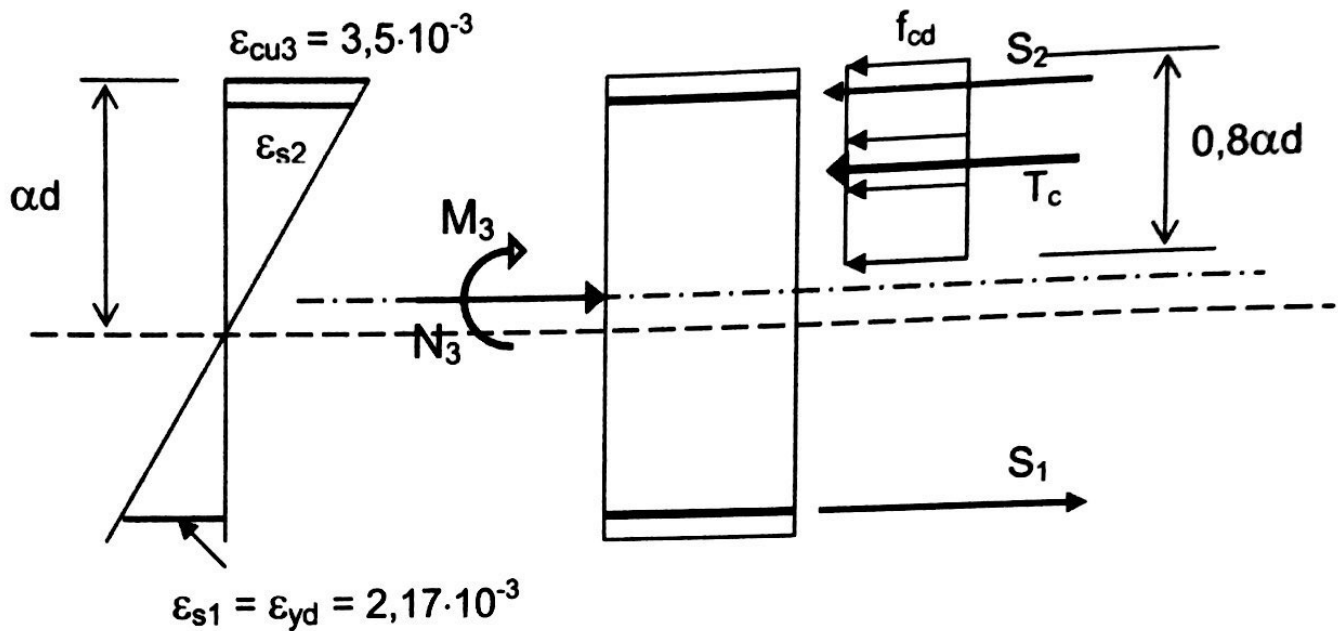
Momentlikevekt om tyngdepunktsakse:

$$M_2 = T_c \cdot (0,5h - 0,4h) + S_2 h' / 2 - S_1 h' / 2$$

$$= 1632 \cdot 0,04 + 639,3 \cdot 0,16 - 103,1 \cdot 0,16 = \underline{151 \text{ kNm}}$$

3. Trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armering

Bruddkriterium B, $\epsilon_c = \epsilon_{cu3}$ og $\epsilon_s = \epsilon_{yd}$



$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha d = \frac{3,5}{3,5 + 2,17} \cdot d = 0,617d = 222,1 \text{ mm}$$

$$\text{Tøyning i trykkarmering: } \epsilon_{s2} = \frac{222,1 - 40}{222,1} \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} = 2,87 \cdot 10^{-3} \text{ (flyter)}$$

$$T_c = f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot \alpha d = 17 \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 222,1 \cdot 10^{-3} = 906 \text{ kN}$$

$$S_1 = S_2 = f_{yd} A_{s1} = 434 \cdot 1473 \cdot 10^{-3} = 639,3 \text{ kN}$$

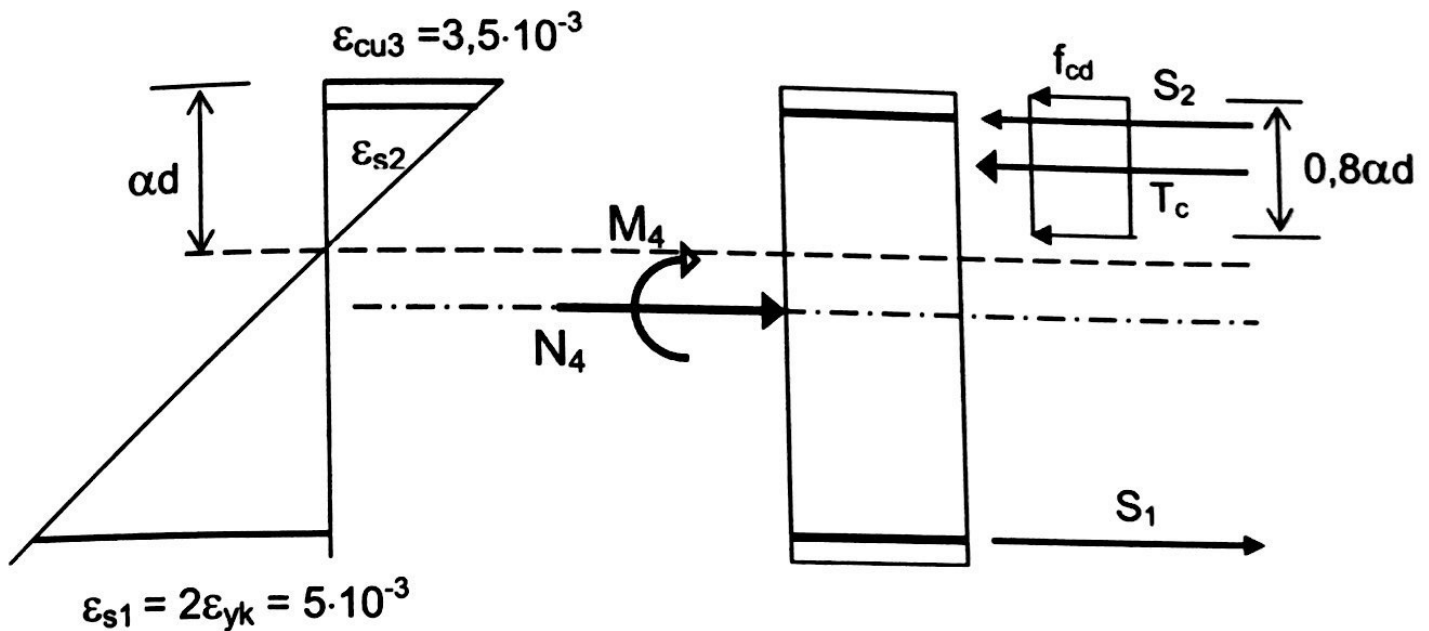
$$\text{Aksiell likevekt: } N_3 = T_c + S_2 - S_1 = T_c = \underline{906 \text{ kN}}$$

Momentlikevekt om tyngdepunktsaksen :

$$\begin{aligned} M_3 &= T_c \cdot (0,5h - 0,4 \alpha d) + S_1 \cdot h' \\ &= 906(0,2 - 0,4 \cdot 0,2221) + 639,3 \cdot 0,32 = \underline{305 \text{ kNm}} \end{aligned}$$

4. Trykkbrudd i betong og dobbel flytetøyning i strekkarmering.

Bruddkriterium B, $\epsilon_c = \epsilon_{cu3}$ og $\epsilon_{s1} = 2\epsilon_{yk}$



Trykksonehøyde: $\alpha d = \frac{3,5}{3,5 + 5} \cdot d = 0,412d = 148,3 \text{ mm}$

Trykkarmeringstøyning: $\epsilon_{s2} = \frac{148,3 - 40}{148,3} \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} = 2,56 \cdot 10^{-3}$ (flyter)

$T_c = f_{cd} b \cdot 0,8 \cdot \alpha d = 17 \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 148,3 \cdot 10^{-3} = 605 \text{ kN}$

$S_1 = S_2 = 639,3 \text{ kN}$

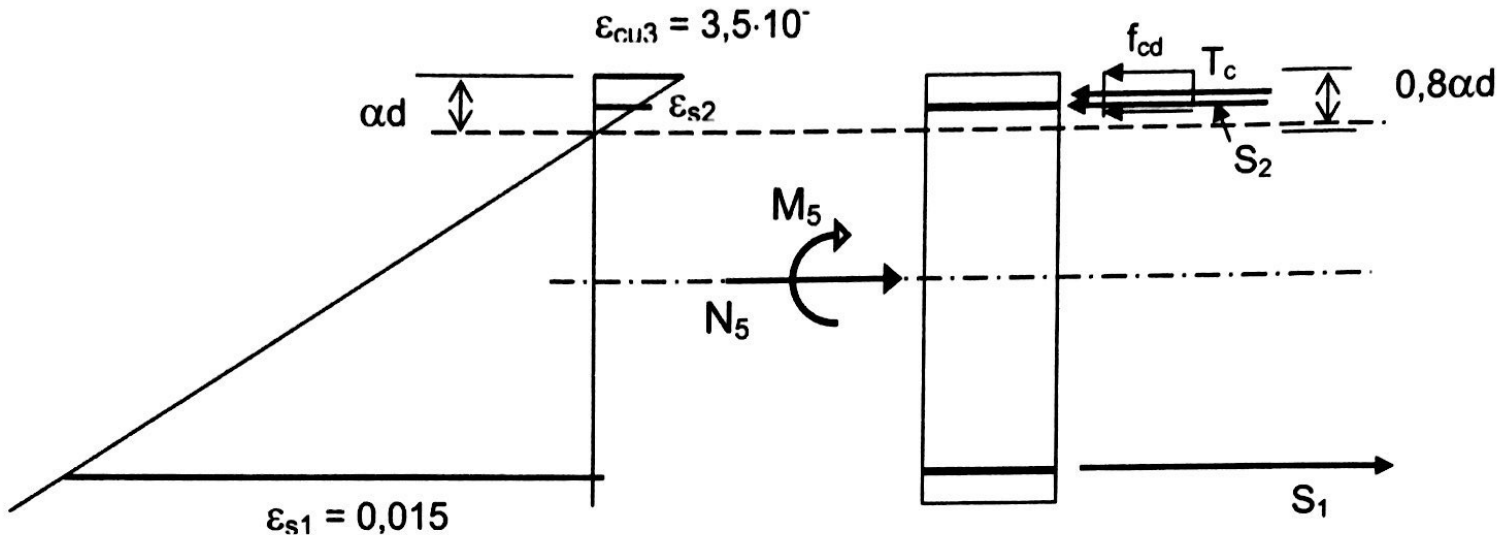
Aksiell likevekt: $N_4 = T_c + S_2 - S_1 = \underline{605 \text{ kN}}$

Momentlikevekt om tyngdepunktsaksen :

$M_4 = T_c(0,5h - 0,4\alpha d) + S_1 h' = 605 \cdot 0,14 + 639,3 \cdot 0,32 = \underline{290 \text{ kNm}}$

5. Trykkbrudd i betong og stor armeringstøyning

Bruddkriterium B, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3}$ og $\varepsilon_{s1} = 0,015$



$$\text{Trykksonehøyde: } \alpha d = \frac{3,5}{3,5 + 15} \cdot d = 0,189d = 68,1 \text{ mm}$$

$$\text{Trykkarmeringstøyning: } \varepsilon_{s2} = \frac{68,1 - 40}{68,1} \cdot 3,5 \cdot 10^{-3} = 1,444 \cdot 10^{-3} \text{ (flyter ikke)}$$

$$\text{Spenning i trykkarmering: } \sigma_{sd} = 2 \cdot 10^5 \cdot 1,444 \cdot 10^{-3} = 288,8 \text{ N/mm}^2$$

$$T_c = f_{cd} b \cdot 0,8 \alpha d = 17 \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 68,1 \cdot 10^{-3} = 277,8 \text{ kN}$$

$$S_1 = 639,3 \text{ kN}$$

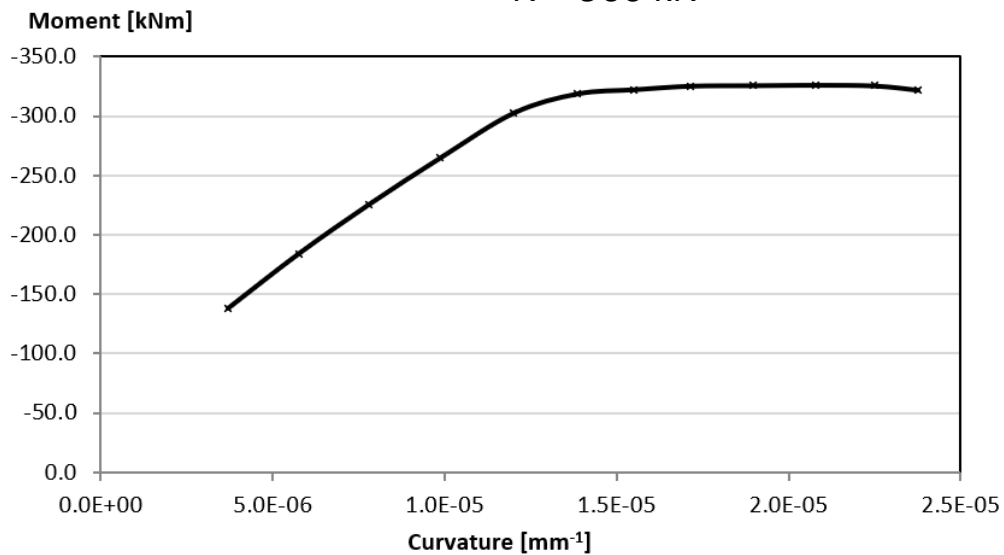
$$S_2 = \sigma_{sd} A_{s2} = 288,8 \cdot 1473 \cdot 10^{-3} = 424,2 \text{ kN}$$

$$\text{Aksiell likevekt: } N_5 = T_c + S_2 - S_1 = 277,8 + 424,2 - 639,3 = \underline{63 \text{ kN}}$$

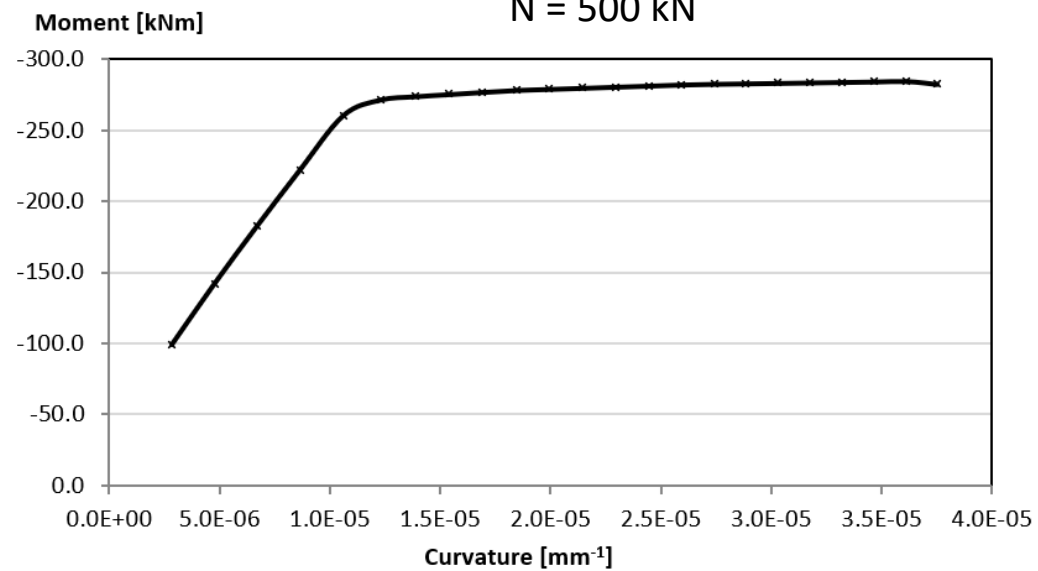
Momentlikevekt:

$$M_5 = T_c(0,2 - 0,4 \alpha d) + S_1 h'/2 + S_2 h'/2 = 48,0 + 102,3 + 67,9 = \underline{218 \text{ kNm}}$$

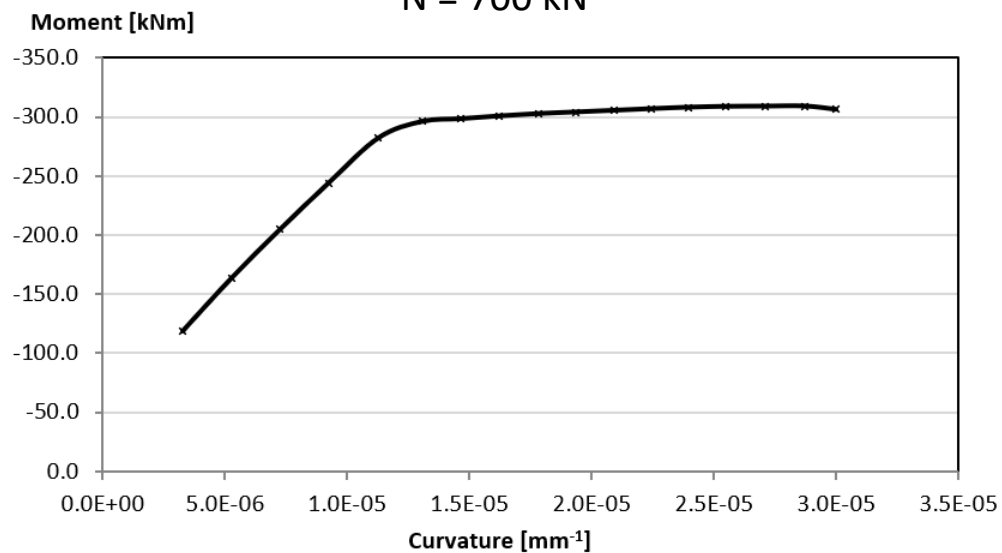
N = 906 kN



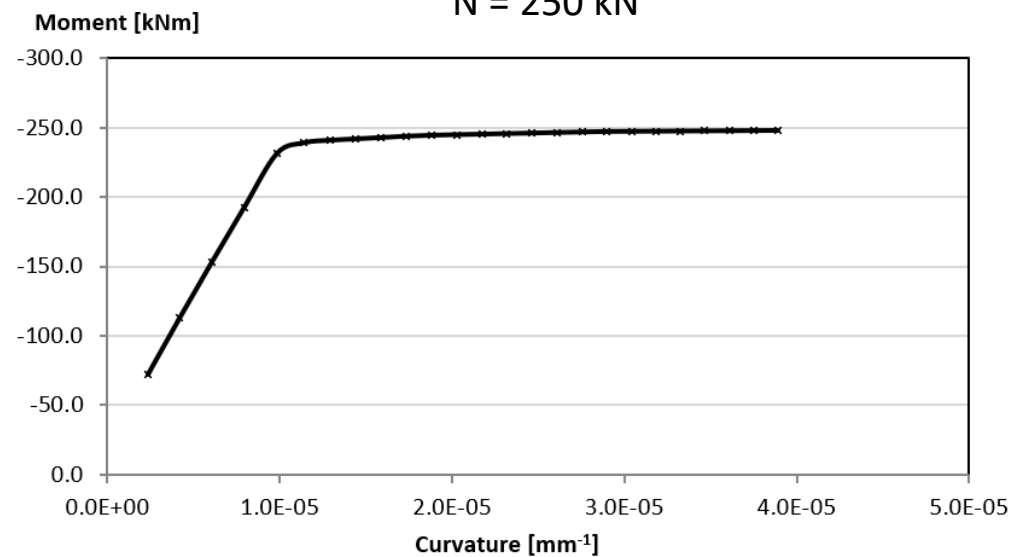
N = 500 kN



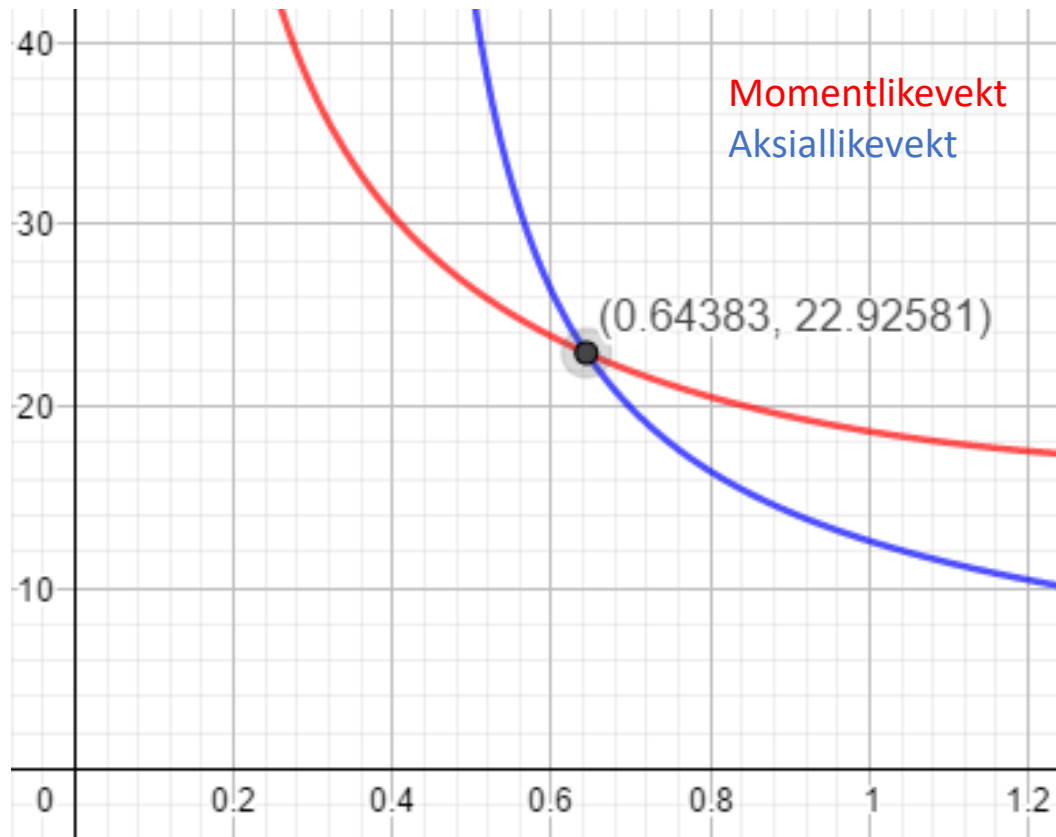
N = 700 kN



N = 250 kN

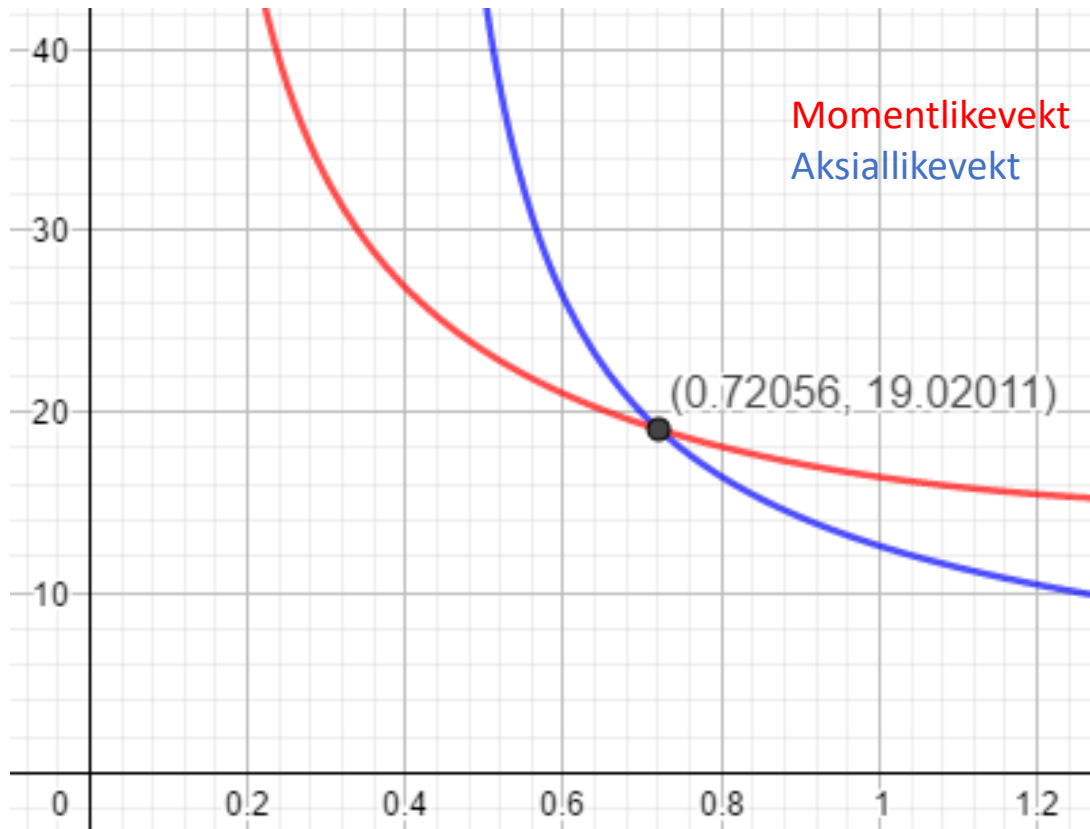


$$M = 225.86 \text{ kNm} \quad N = 906 \text{ kN}$$



Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A_i	Height, h_i	y-coord, y_i	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci}	Axial force, N_i	Moment, M_i
		[mm ²]	[mm]	[mm]		[N/mm ²]	[N]	[Nmm]
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0015434	-22.39	-134360.5	-25528491.2
	2	6000	370.0	170.0	-0.0013873	-21.41	-128446.0	-21835812.8
	3	6000	350.0	150.0	-0.0012312	-20.13	-120805.0	-18120745.2
	4	6000	330.0	130.0	-0.0010751	-18.57	-111437.5	-14486876.5
	5	6000	310.0	110.0	-0.0009191	-16.72	-100343.6	-11037794.7
	6	6000	290.0	90.0	-0.0007630	-14.59	-87523.2	-7877087.8
	7	6000	270.0	70.0	-0.0006069	-12.16	-72976.3	-5108343.8
	8	6000	250.0	50.0	-0.0004508	-9.45	-56703.0	-2835150.8
	9	6000	230.0	30.0	-0.0002948	-6.45	-38703.2	-1161096.8
	10	6000	210.0	10.0	-0.0001387	-3.16	-18977.0	-189769.7
	11	6000	190.0	-10.0	0.0000174	0.00	0.0	0.0
	12	6000	170.0	-30.0	0.0001735	0.00	0.0	0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0003295	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0004856	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0006417	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0007978	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0009538	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0011099	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0012660	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0014221	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
		Area, A_i	Height, h_i	y-coord, y_i	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si}		
		[mm ²]	[mm]	[mm]		[N/mm ²]		
	Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0013092	-261.85	-385604.5	-61696724.2
	Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0011880	237.59	349880.3	-55980850.3
SUM							-905999.46	-225858743.8

$$M = 18422 \text{ kNm} \quad N = 906 \text{ kN}$$



Concrete cross section (divisions, i=1:20)

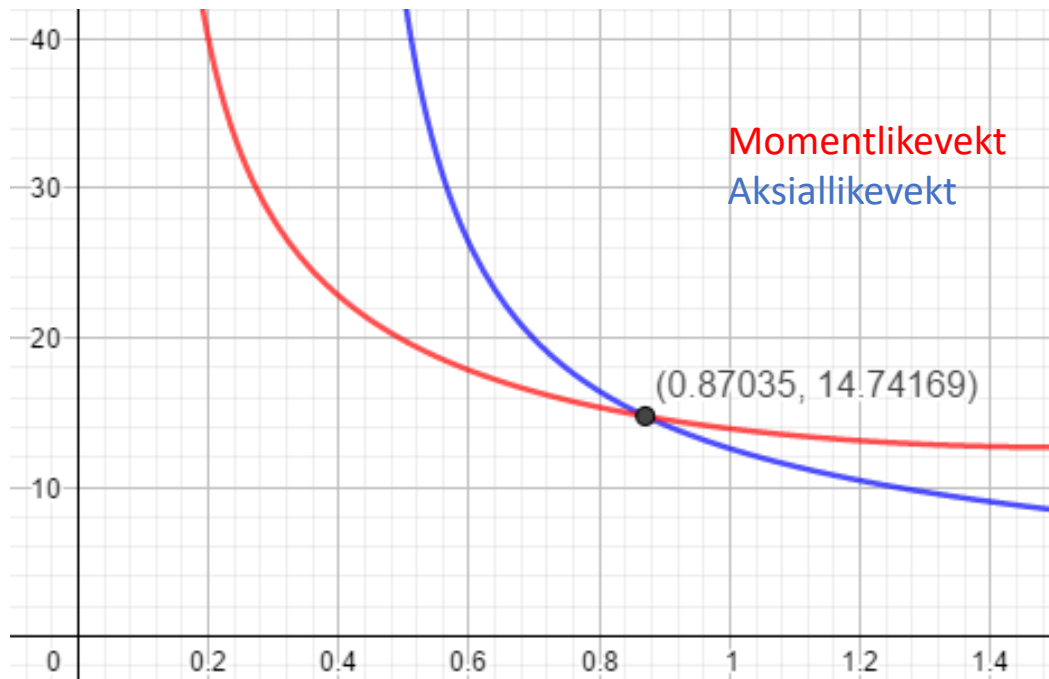
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]
(upper edge) 1	6000	390.0	190.0	-0.0012446	-20.25	-121527.3	-23090191.3
2	6000	370.0	170.0	-0.0011295	-19.15	-114894.6	-19532086.3
3	6000	350.0	150.0	-0.0010144	-17.89	-107322.8	-16098417.3
4	6000	330.0	130.0	-0.0008992	-16.47	-98811.8	-12845533.0
5	6000	310.0	110.0	-0.0007841	-14.89	-89361.7	-9829782.2
6	6000	290.0	90.0	-0.0006690	-13.16	-78972.4	-7107513.7
7	6000	270.0	70.0	-0.0005539	-11.27	-67643.9	-4735076.3
8	6000	250.0	50.0	-0.0004388	-9.23	-55376.4	-2768818.6
9	6000	230.0	30.0	-0.0003237	-7.03	-42169.7	-1265089.6
10	6000	210.0	10.0	-0.0002086	-4.67	-28023.8	-280237.9
11	6000	190.0	-10.0	-0.0000935	-2.16	-12938.8	129387.7
12	6000	170.0	-30.0	0.0000216	0.00	0.0	0.0
13	6000	150.0	-50.0	0.0001368	0.00	0.0	0.0
14	6000	130.0	-70.0	0.0002519	0.00	0.0	0.0
15	6000	110.0	-90.0	0.0003670	0.00	0.0	0.0
16	6000	90.0	-110.0	0.0004821	0.00	0.0	0.0
17	6000	70.0	-130.0	0.0005972	0.00	0.0	0.0
18	6000	50.0	-150.0	0.0007123	0.00	0.0	0.0
19	6000	30.0	-170.0	0.0008274	0.00	0.0	0.0
(lower edge) 20	6000	10.0	-190.0	0.0009425	0.00	0.0	0.0

Reinforcement

	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0010719	-214.38	-315704.6	-50512729.6
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0007699	153.98	226747.3	-36279565.3

SUM -906000.36 -184215653.2

M = 137.89 kNm N = 906 kN



Concrete cross section (divisions, i=1:20)

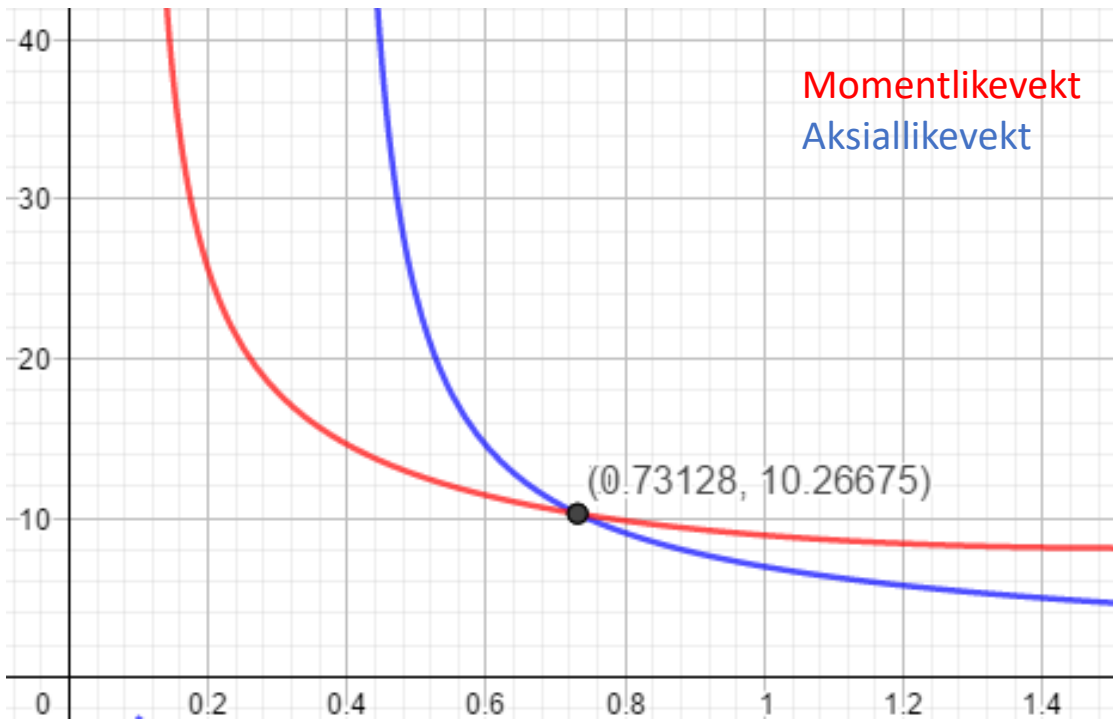
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]
(upper edge)							
1	6000	390.0	190.0	-0.0009390	-16.98	-101860.3	-19353448.5
2	6000	370.0	170.0	-0.0008652	-16.02	-96117.7	-16340000.7
3	6000	350.0	150.0	-0.0007914	-15.00	-89989.0	-13498351.3
4	6000	330.0	130.0	-0.0007176	-13.91	-83474.3	-10851662.8
5	6000	310.0	110.0	-0.0006438	-12.76	-76573.6	-8423097.3
6	6000	290.0	90.0	-0.0005700	-11.55	-69286.9	-6235817.0
7	6000	270.0	70.0	-0.0004962	-10.27	-61614.1	-4312984.4
8	6000	250.0	50.0	-0.0004224	-8.93	-53555.2	-2677761.6
9	6000	230.0	30.0	-0.0003486	-7.52	-45110.4	-1353310.9
10	6000	210.0	10.0	-0.0002748	-6.05	-36279.5	-362794.6
11	6000	190.0	-10.0	-0.0002010	-4.51	-27062.5	270625.1
12	6000	170.0	-30.0	-0.0001272	-2.91	-17459.5	523785.9
13	6000	150.0	-50.0	-0.0000534	-1.25	-7470.5	373525.5
14	6000	130.0	-70.0	0.0000204	0.00	0.0	0.0
15	6000	110.0	-90.0	0.0000942	0.00	0.0	0.0
16	6000	90.0	-110.0	0.0001680	0.00	0.0	0.0
17	6000	70.0	-130.0	0.0002418	0.00	0.0	0.0
18	6000	50.0	-150.0	0.0003156	0.00	0.0	0.0
19	6000	30.0	-170.0	0.0003894	0.00	0.0	0.0
(lower edge)							
20	6000	10.0	-190.0	0.0004632	0.00	0.0	0.0

Reinforcement

	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0008283	-165.67	-243965.3	-39034449.3
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0003525	70.50	103818.6	-16610978.8

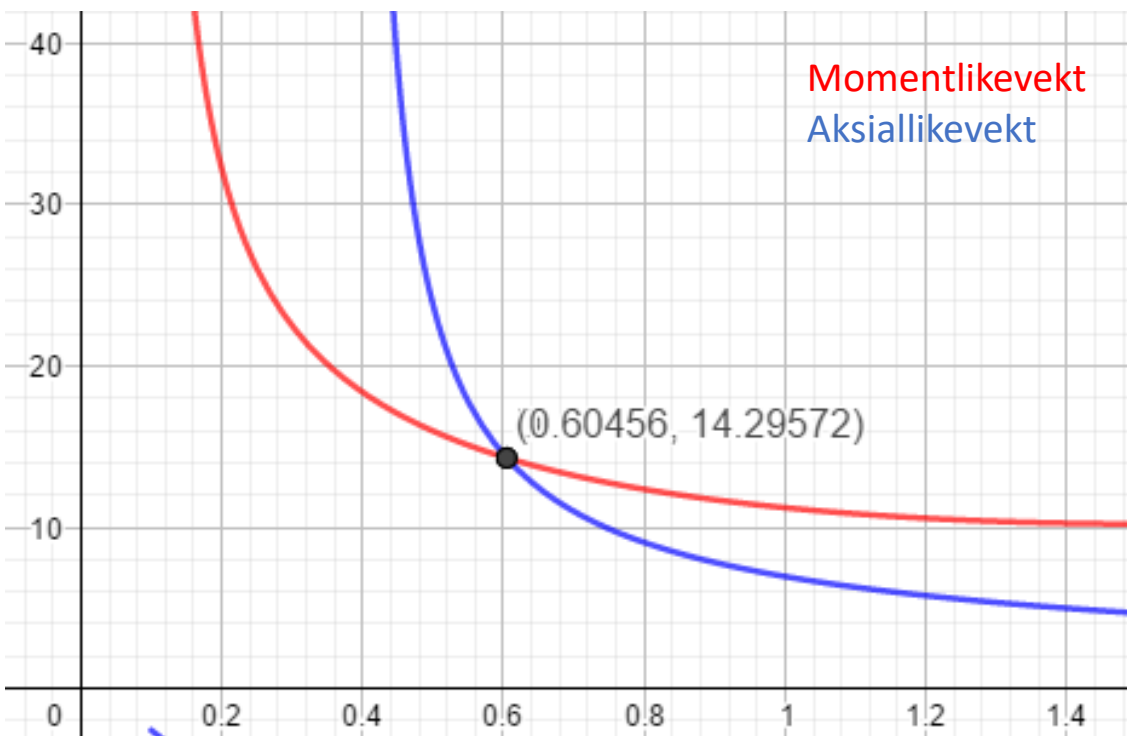
SUM -906000.07 -137886720.6

$$M = 99.21 \text{ kNm} \quad N = 500 \text{ kN}$$



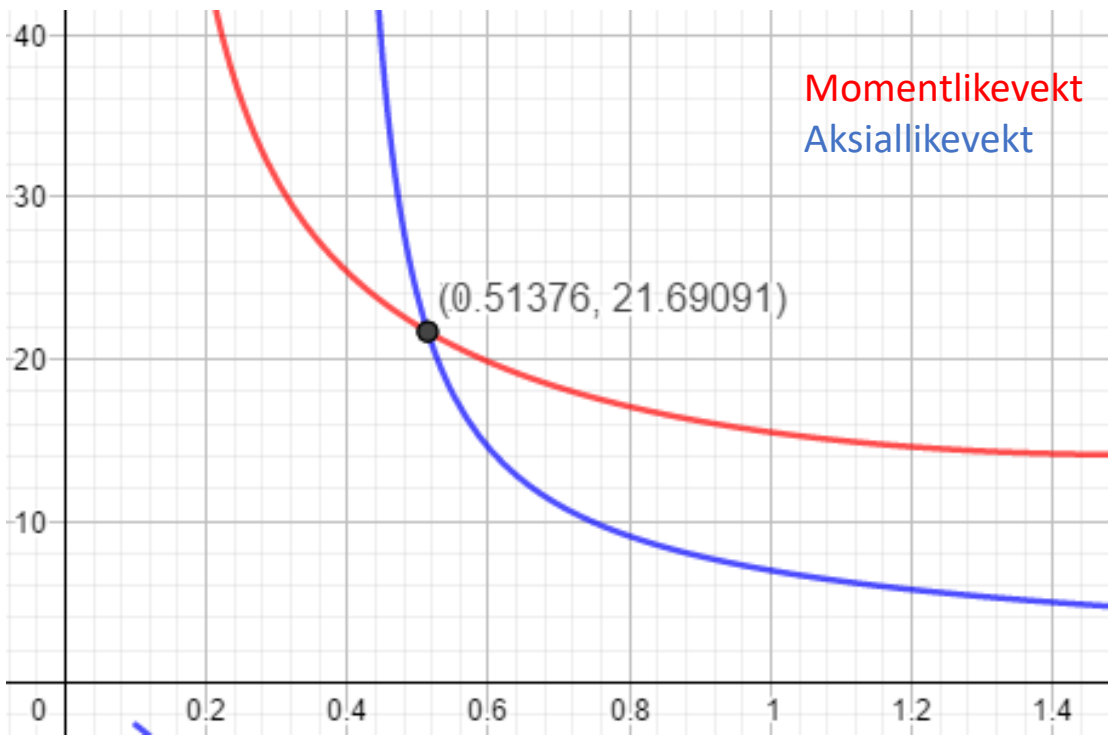
Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0006147	-12.29	-73740.3	-14010654.8
	2	6000	370.0	170.0	-0.0005575	-11.34	-68011.5	-11561946.7
	3	6000	350.0	150.0	-0.0005003	-10.34	-62051.0	-9307647.8
	4	6000	330.0	130.0	-0.0004432	-9.31	-55858.9	-7261655.7
	5	6000	310.0	110.0	-0.0003860	-8.24	-49435.2	-5437868.3
	6	6000	290.0	90.0	-0.0003288	-7.13	-42779.8	-3850183.2
	7	6000	270.0	70.0	-0.0002717	-5.98	-35892.8	-2512498.3
	8	6000	250.0	50.0	-0.0002145	-4.80	-28774.2	-1438711.1
	9	6000	230.0	30.0	-0.0001573	-3.57	-21424.0	-642719.5
	10	6000	210.0	10.0	-0.0001002	-2.31	-13842.1	-138421.1
	11	6000	190.0	-10.0	-0.0000430	-1.00	-6028.6	60286.2
	12	6000	170.0	-30.0	0.0000142	0.00	0.0	0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0000713	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0001285	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0001857	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0002428	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0003000	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0003572	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0004143	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0004715	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]			
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0005289	-105.78	-155778.7	-24924599.7	
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0003858	77.15	113617.1	-18178739.8	
SUM						-499999.99	-99205360.0	

$$M = 142.22 \text{ kNm} \quad N = 500 \text{ kN}$$



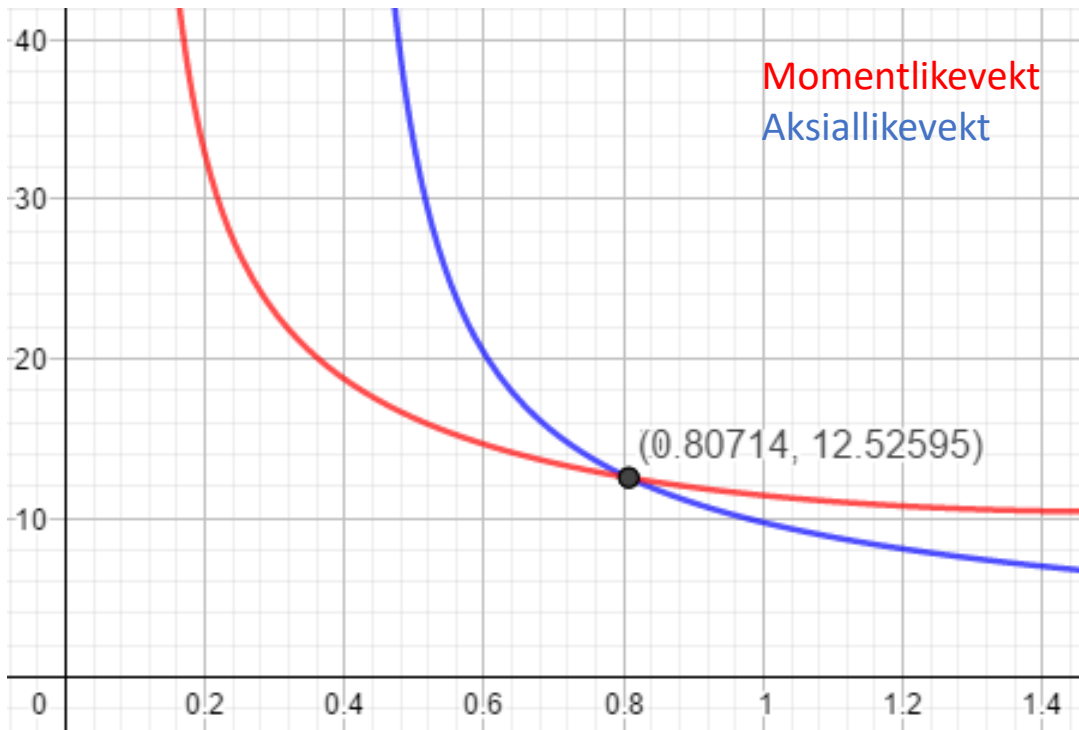
Concrete cross section (divisions, i=1:20)							
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0008680	-16.06	-96337.3 -18304085.8
	2	6000	370.0	170.0	-0.0007722	-14.72	-88325.9 -15015405.4
	3	6000	350.0	150.0	-0.0006764	-13.28	-79664.1 -11949613.3
	4	6000	330.0	130.0	-0.0005806	-11.73	-70351.8 -9145736.3
	5	6000	310.0	110.0	-0.0004848	-10.06	-60389.1 -6642801.1
	6	6000	290.0	90.0	-0.0003890	-8.30	-49775.9 -4479834.4
	7	6000	270.0	70.0	-0.0002932	-6.42	-38512.3 -2695863.1
	8	6000	250.0	50.0	-0.0001974	-4.43	-26598.3 -1329913.8
	9	6000	230.0	30.0	-0.0001016	-2.34	-14033.8 -421013.3
	10	6000	210.0	10.0	-0.0000058	-0.14	-818.8 -8188.3
	11	6000	190.0	-10.0	0.0000900	0.00	0.0 0.0
	12	6000	170.0	-30.0	0.0001858	0.00	0.0 0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0002816	0.00	0.0 0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0003774	0.00	0.0 0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0004732	0.00	0.0 0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0005690	0.00	0.0 0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0006648	0.00	0.0 0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0007606	0.00	0.0 0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0008564	0.00	0.0 0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0009522	0.00	0.0 0.0
Reinforcement							
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]		
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0007243	-144.85	-213316.4	-34130617.1
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0008085	161.70	238123.8	-38099800.0
SUM						-499999.97	-142222871.9

$$M = 222.22 \text{ kNm} \quad N = 500 \text{ kN}$$



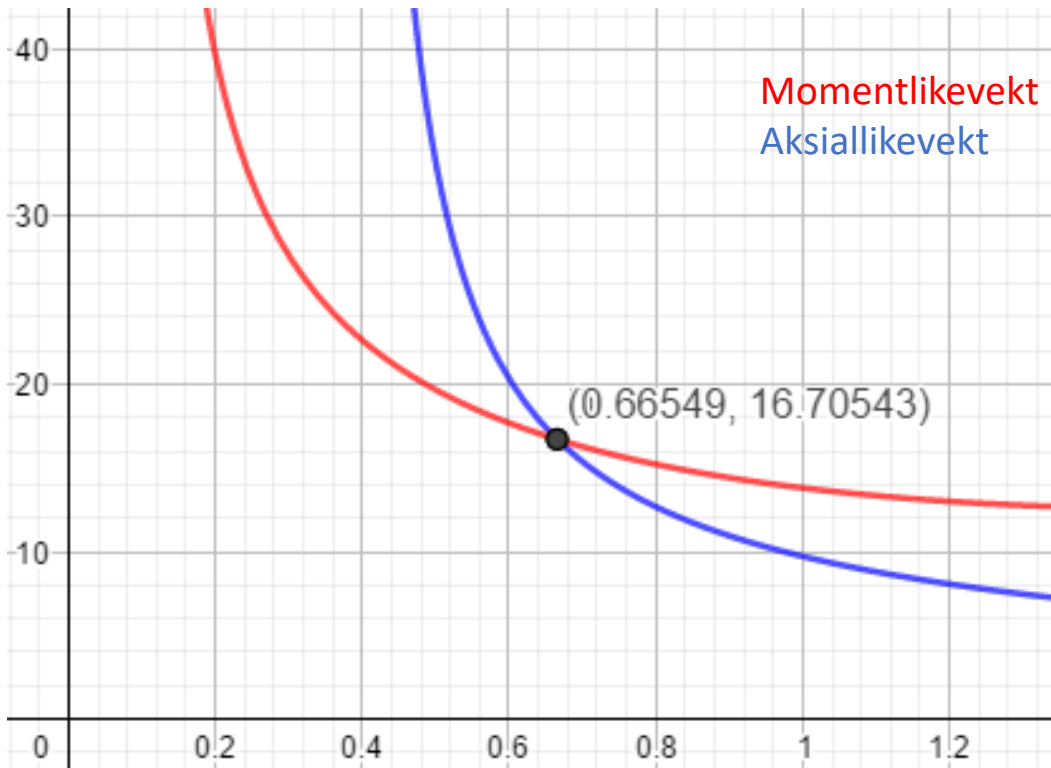
Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0013734	-21.31	-127837.3	-24289091.7
	2	6000	370.0	170.0	-0.0012004	-19.85	-119094.0	-20245973.6
	3	6000	350.0	150.0	-0.0010274	-18.04	-108229.4	-16234402.8
	4	6000	330.0	130.0	-0.0008544	-15.87	-95243.5	-12381654.1
	5	6000	310.0	110.0	-0.0006814	-13.36	-80136.4	-8815002.6
	6	6000	290.0	90.0	-0.0005084	-10.48	-62908.0	-5661722.9
	7	6000	270.0	70.0	-0.0003354	-7.26	-43558.4	-3049090.1
	8	6000	250.0	50.0	-0.0001624	-3.68	-22087.6	-1104379.0
	9	6000	230.0	30.0	0.0000106	0.00	0.0	0.0
	10	6000	210.0	10.0	0.0001836	0.00	0.0	0.0
	11	6000	190.0	-10.0	0.0003566	0.00	0.0	0.0
	12	6000	170.0	-30.0	0.0005296	0.00	0.0	0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0007026	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0008756	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0010486	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0012216	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0013946	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0015676	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0017406	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0019136	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]			
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0011139	-222.78	-328077.1	-52492342.8	
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0016541	330.82	487171.9	-77947510.4	
SUM						-499999.76	-222221169.9	

$$M = 119.02 \text{ kNm} \quad N = 700 \text{ kN}$$



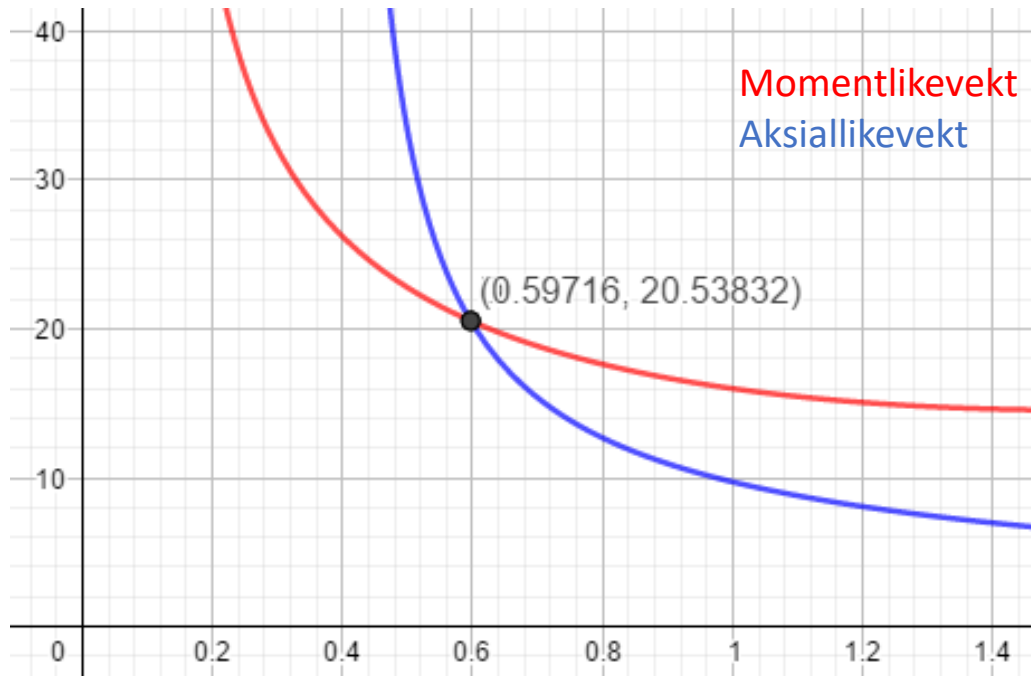
Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0007733	-14.74	-88425.2	-16800786.9
	2	6000	370.0	170.0	-0.0007080	-13.77	-82596.5	-14041407.3
	3	6000	350.0	150.0	-0.0006427	-12.74	-76465.6	-11469837.7
	4	6000	330.0	130.0	-0.0005774	-11.67	-70032.4	-9104213.0
	5	6000	310.0	110.0	-0.0005121	-10.55	-63297.0	-6962668.0
	6	6000	290.0	90.0	-0.0004468	-9.38	-56259.3	-5063337.8
	7	6000	270.0	70.0	-0.0003815	-8.15	-48919.4	-3424357.1
	8	6000	250.0	50.0	-0.0003162	-6.88	-41277.2	-2063860.9
	9	6000	230.0	30.0	-0.0002509	-5.56	-33332.8	-999984.0
	10	6000	210.0	10.0	-0.0001856	-4.18	-25086.1	-250861.3
	11	6000	190.0	-10.0	-0.0001203	-2.76	-16537.2	165372.2
	12	6000	170.0	-30.0	-0.0000550	-1.28	-7686.1	230581.7
	13	6000	150.0	-50.0	0.0000103	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0000756	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0001409	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0002062	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0002715	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0003368	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0004021	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0004674	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]			
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0006754	-135.07	-198909.9	-31825584.2	
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0003695	73.90	108824.8	-17411963.8	
						SUM	-699999.93 -119022908.0	

$$M = 163.76 \text{ kNm} \quad N = 700 \text{ kN}$$



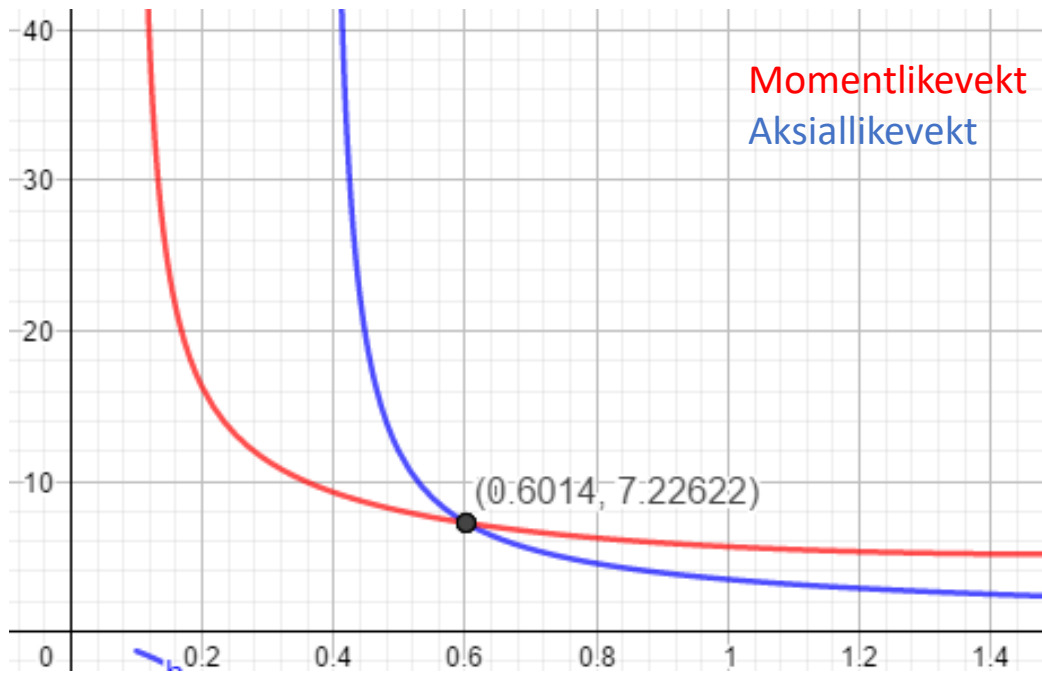
Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0010522	-18.32	-109916.9	-20884205.5
	2	6000	370.0	170.0	-0.0009470	-17.08	-102454.5	-17417258.5
	3	6000	350.0	150.0	-0.0008417	-15.70	-94207.0	-14131046.0
	4	6000	330.0	130.0	-0.0007365	-14.20	-85174.4	-11072672.8
	5	6000	310.0	110.0	-0.0006312	-12.56	-75356.8	-8289243.6
	6	6000	290.0	90.0	-0.0005260	-10.79	-64754.0	-5827863.0
	7	6000	270.0	70.0	-0.0004207	-8.89	-53366.2	-3735636.0
	8	6000	250.0	50.0	-0.0003155	-6.87	-41193.3	-2059667.2
	9	6000	230.0	30.0	-0.0002102	-4.71	-28235.4	-847061.4
	10	6000	210.0	10.0	-0.0001050	-2.42	-14492.3	-144923.4
	11	6000	190.0	-10.0	0.0000003	0.00	0.0	0.0
	12	6000	170.0	-30.0	0.0001055	0.00	0.0	0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0002107	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0003160	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0004212	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0005265	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0006317	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0007370	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0008422	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0009475	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]			
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0008943	-178.87	-263407.2	-42145158.8	
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0007896	157.92	232558.1	-37209295.4	
SUM						-699999.95	-163764031.7	

$$M = 204.73 \text{ kNm} \quad N = 700 \text{ kN}$$



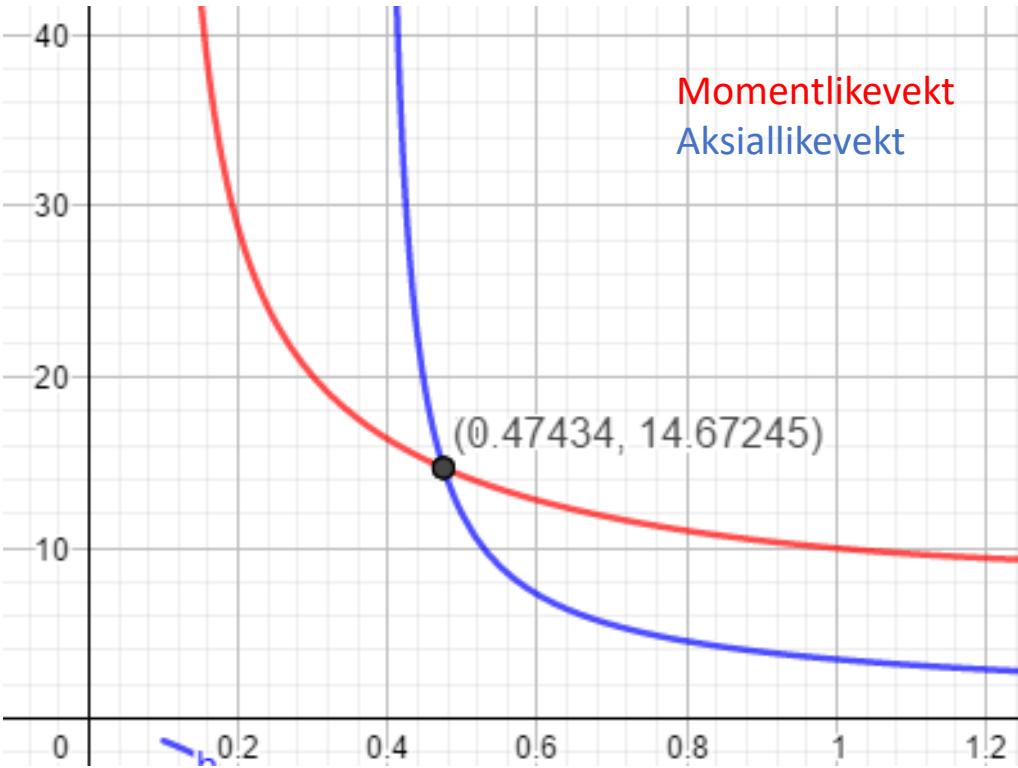
Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0013230	-20.92	-125510.1	-23846922.7
	2	6000	370.0	170.0	-0.0011783	-19.64	-117821.1	-20029582.2
	3	6000	350.0	150.0	-0.0010335	-18.11	-108646.5	-16296969.7
	4	6000	330.0	130.0	-0.0008887	-16.33	-97986.3	-12738218.6
	5	6000	310.0	110.0	-0.0007439	-14.31	-85840.6	-9442462.7
	6	6000	290.0	90.0	-0.0005992	-12.03	-72209.3	-6498835.4
	7	6000	270.0	70.0	-0.0004544	-9.52	-57092.4	-3996470.5
	8	6000	250.0	50.0	-0.0003096	-6.75	-40490.0	-2024501.4
	9	6000	230.0	30.0	-0.0001648	-3.73	-22402.1	-672061.8
	10	6000	210.0	10.0	-0.0000201	-0.47	-2828.5	-28285.3
	11	6000	190.0	-10.0	0.0001247	0.00	0.0	0.0
	12	6000	170.0	-30.0	0.0002695	0.00	0.0	0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0004143	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0005591	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0007038	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0008486	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0009934	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0011382	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0012829	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0014277	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]			
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0011059	-221.18	-325708.5	-52113361.9	
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0012105	242.11	356535.4	-57045668.3	
SUM						-699999.95	-204733340.6	

$$M = 71.95 \text{ kNm} \quad N = 250 \text{ kN}$$



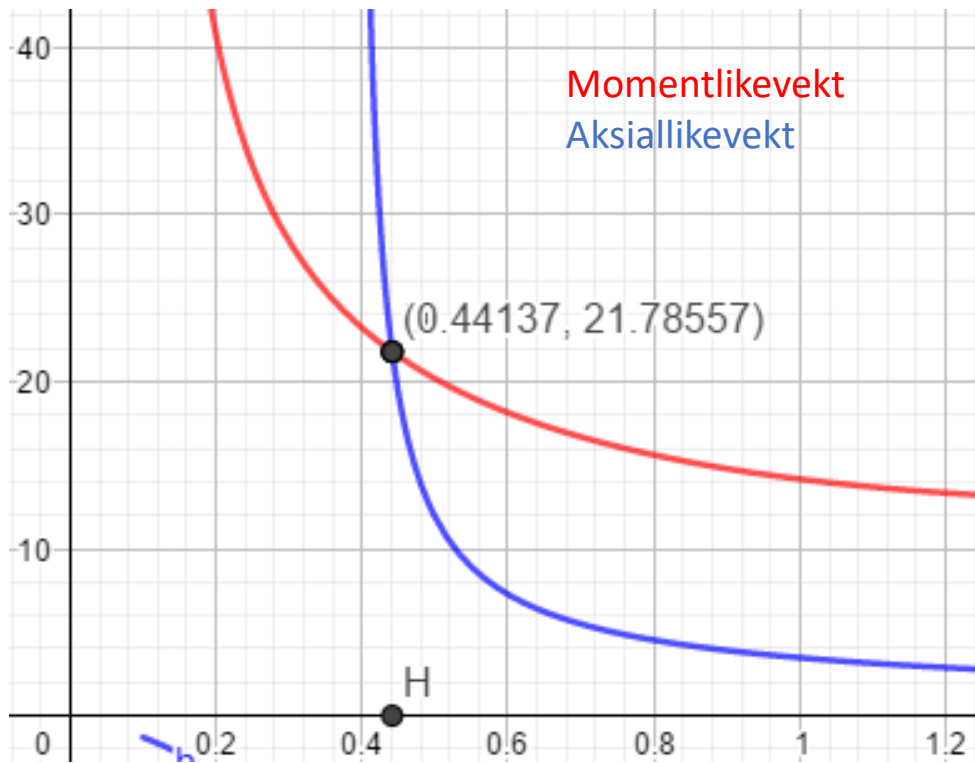
Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0004145	-8.78	-52661.7	-10005727.6
	2	6000	370.0	170.0	-0.0003676	-7.89	-47313.3	-8043267.2
	3	6000	350.0	150.0	-0.0003207	-6.97	-41809.0	-6271357.5
	4	6000	330.0	130.0	-0.0002738	-6.02	-36148.9	-4699352.4
	5	6000	310.0	110.0	-0.0002269	-5.06	-30332.8	-3336605.8
	6	6000	290.0	90.0	-0.0001800	-4.06	-24360.8	-2192471.7
	7	6000	270.0	70.0	-0.0001331	-3.04	-18232.9	-1276304.0
	8	6000	250.0	50.0	-0.0000862	-1.99	-11949.1	-597456.7
	9	6000	230.0	30.0	-0.0000393	-0.92	-5509.5	-165283.6
	10	6000	210.0	10.0	0.0000076	0.00	0.0	0.0
	11	6000	190.0	-10.0	0.0000545	0.00	0.0	0.0
	12	6000	170.0	-30.0	0.0001014	0.00	0.0	0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0001483	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0001952	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0002421	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0002890	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0003359	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0003828	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0004297	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0004766	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]			
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0003441	-68.82	-101347.0	-16215521.6	
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0004063	81.26	119665.1	-19146415.2	
						SUM	-249999.97 -71949763.4	

$M = 153.01 \text{ kNm}$ $N = 250 \text{ kN}$



Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0008616	-15.97	-95825.2	-18206787.7
	2	6000	370.0	170.0	-0.0007405	-14.26	-85533.5	-14540701.9
	3	6000	350.0	150.0	-0.0006194	-12.37	-74202.3	-11130338.8
	4	6000	330.0	130.0	-0.0004983	-10.31	-61831.4	-8038076.1
	5	6000	310.0	110.0	-0.0003772	-8.07	-48420.8	-5326290.9
	6	6000	290.0	90.0	-0.0002560	-5.66	-33970.7	-3057360.8
	7	6000	270.0	70.0	-0.0001349	-3.08	-18480.9	-1293663.0
	8	6000	250.0	50.0	-0.0000138	-0.33	-1951.5	-97575.1
	9	6000	230.0	30.0	0.0001073	0.00	0.0	0.0
	10	6000	210.0	10.0	0.0002284	0.00	0.0	0.0
	11	6000	190.0	-10.0	0.0003495	0.00	0.0	0.0
	12	6000	170.0	-30.0	0.0004706	0.00	0.0	0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0005918	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0007129	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0008340	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0009551	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0010762	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0011973	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0013184	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0014395	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0006799	-135.99	-200258.1	-32041299.7	
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0012579	251.57	370474.4	-59275897.4	
SUM						-250000.02	-153007991.5	

$$M = 231.42 \text{ kNm} \quad N = 250 \text{ kN}$$



Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{ci} [-]	Stress, σ_{ci} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
(upper edge)	1	6000	390.0	190.0	-0.0013363	-21.02	-126138.8	-23966363.1
	2	6000	370.0	170.0	-0.0011395	-19.25	-115512.3	-19637095.7
	3	6000	350.0	150.0	-0.0009428	-17.02	-102142.6	-15321397.0
	4	6000	330.0	130.0	-0.0007461	-14.34	-86029.7	-11183862.3
	5	6000	310.0	110.0	-0.0005493	-11.20	-67173.5	-7389087.0
	6	6000	290.0	90.0	-0.0003526	-7.60	-45574.1	-4101666.3
	7	6000	270.0	70.0	-0.0001559	-3.54	-21231.4	-1486195.7
	8	6000	250.0	50.0	0.0000409	0.00	0.0	0.0
	9	6000	230.0	30.0	0.0002376	0.00	0.0	0.0
	10	6000	210.0	10.0	0.0004344	0.00	0.0	0.0
	11	6000	190.0	-10.0	0.0006311	0.00	0.0	0.0
	12	6000	170.0	-30.0	0.0008278	0.00	0.0	0.0
	13	6000	150.0	-50.0	0.0010246	0.00	0.0	0.0
	14	6000	130.0	-70.0	0.0012213	0.00	0.0	0.0
	15	6000	110.0	-90.0	0.0014180	0.00	0.0	0.0
	16	6000	90.0	-110.0	0.0016148	0.00	0.0	0.0
	17	6000	70.0	-130.0	0.0018115	0.00	0.0	0.0
	18	6000	50.0	-150.0	0.0020083	0.00	0.0	0.0
	19	6000	30.0	-170.0	0.0022050	0.00	0.0	0.0
(lower edge)	20	6000	10.0	-190.0	0.0024017	0.00	0.0	0.0
Reinforcement								
	Area, A_i [mm ²]	Height, h_i [mm]	y-coord, y_i [mm]	Strain, ϵ_{si} [-]	Stress, σ_{si} [N/mm ²]	Axial force, N_i [N]	Moment, M_i [Nmm]	
Compressive reinf	1472.62	360.0	160.0	-0.0010412	-208.23	-306650.0	-49064005.2	
Tensile reinf	1472.62	40.0	-160.0	0.0021066	421.33	620452.4	-99272387.8	
SUM						-250000.00	-231422059.9	

Vedlegg D: Kontroll av rigler

Planumsrigel

Armeringsmengde for en kabel

$$A_{sp} = \frac{F_{po}}{f_{pd}} = \frac{3507 \cdot 10^3 \text{ N}}{1426 \text{ MPa}} = 2459.3 \text{ mm}^2 \xrightarrow{\text{Ø56}} A_{sp} = 2463 \text{ mm}^2$$

Total spennarmering i bunn

$$A_{sp1} = 8 \cdot A_{sp} = 8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 = 19074 \text{ mm}^2$$

Total spennarmering i topp

$$A_{sp2} = 8 \cdot A_{sp} = 8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 = 19074 \text{ mm}^2$$

$$d_{sp2} = \frac{A_{sp}(300 \text{ mm} + 775 \text{ mm} + 1200 \text{ mm} + 1650 \text{ mm})}{4 \cdot A_{sp}} = \frac{2463 \text{ mm}^2 \cdot 3925 \text{ mm}}{4 \cdot 2463 \text{ mm}^2} = 981.25 \text{ mm}$$

$$d_{sp1} = H_{Rigel} - \frac{A_{sp}(325 \text{ mm} + 750 \text{ mm} + 1200 \text{ mm} + 1650 \text{ mm})}{4 \cdot A_{sp}} = 7520 \text{ mm} - \frac{2463 \text{ mm}^2 \cdot 3925 \text{ mm}^2}{4 \cdot 2463 \text{ mm}^2}$$
$$= 6538.75 \text{ mm}$$

$$d_{s1} = H_{Rigel} - \frac{t_1}{2} = 7520 \text{ mm} - \frac{600 \text{ mm}}{2} = 7220 \text{ mm}$$

$$d_{s2} = \frac{t_1}{2} = \frac{600 \text{ mm}}{2} = 300 \text{ mm}$$

A_{s1} : 2 lag med 36Ø16 og 6Ø20 i hjørnene. Det gir

$$A_{s1} = 36 \cdot 2 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi + 6 \cdot 2 \cdot (10 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 18246.4 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s1}$$

$$d_m = \frac{d_{sp1} \cdot 8 \cdot A_{sp1} \cdot f_{pd} + d_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd}}{8 \cdot A_{sp1} \cdot f_{pd} + A_{s1} \cdot f_{yd}}$$

$$= \frac{6538.75 \text{ mm} \cdot 8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 \cdot 1426 \text{ MPa} + 7220 \text{ mm} \cdot 18246.4 \text{ mm}^2 \cdot 434 \text{ MPa}}{8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 \cdot 1426 \text{ MPa} + 18246.4 \text{ mm}^2 \cdot 434 \text{ MPa}} = 6688.33 \text{ mm}$$

Aksiallikevekt:

$$T_c + T_{s2} + T_{sp2} - S_{sp2} = S_{sp1d} + S_{s1d}$$

hvor

$$\begin{aligned} T_c &= 0.8\alpha d_m \cdot b \cdot f_{cd} && \text{for } \alpha d_m \leq 600 \text{ mm} \\ T_c &= 0.8t_1(b - 2t_2)f_{cd} + 1.6t_2 \cdot \alpha d_m \cdot f_{cd} && \text{for } \alpha d_m > 600 \text{ mm} \\ T_{s2} &= f_{yd} \cdot A_{s2} \\ T_{sp2} &= E_p A_{s2} \epsilon_{cu} \cdot \frac{\alpha d_m - d_{sp2}}{\alpha d_m} \\ S_{sp2} &= 0.7f_{p0,1k} \cdot A_{sp2} \quad (\text{inkludert oppspeningsfaktor p\aa } 0.9 \text{ og } 20\% \text{ tap}) \\ S_{sp1d} &= f_{pd} \cdot A_{sp1} \\ S_{s1d} &= f_{yd} \cdot A_{s1} \end{aligned}$$

Det gir f\u00f8lgende aksiallikevekt:

$$\begin{aligned} &0.8\alpha d_m \cdot b \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_{s2} + E_p A_{s2} \epsilon_{cu} \cdot \frac{\alpha d_m - d_{sp2}}{\alpha d_m} - 0.7f_{p0,1k} \cdot A_{sp2} = f_{pd} \cdot A_{sp1} + f_{yd} \cdot A_{s1} \\ &= 0.8\alpha \cdot 6688.33 \text{ mm} \cdot 6567 \text{ mm} \cdot 25.5 \text{ MPa} + 434 \text{ MPa} \cdot 18264.4 \text{ mm}^2 \\ &+ 195000 \text{ MPa} \cdot 18264.4 \text{ mm}^2 \cdot 3.5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{\alpha \cdot 6688.33 \text{ mm} - 981.25 \text{ mm}}{\alpha \cdot 6688.33 \text{ mm}} \\ &- 0.7 \cdot 1640 \text{ MPa} \cdot 19704 \text{ mm}^2 = 1426 \text{ MPa} \cdot 19074 \text{ mm}^2 + 434 \text{ MPa} \cdot 18264.4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Finner α ved \aa bruke geogebra

$$\alpha = 0.0721 \rightarrow \alpha d_m = 482.24 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= T_c(d_m - 0.4\alpha d_m) + T_{s2}(d_m - d_{s2}) + T_{sp2}(d_m - d_{sp2}) - S_{sp2}(d_m - d_{sp2}) \\ &= (0.8 \cdot 0.0721 \cdot 6688.33 \text{ mm} \cdot 6567 \text{ mm} \cdot 25.5 \text{ MPa})(6688.33 \text{ mm} - 0.4 \cdot 0.0721 \cdot 6688.33 \text{ mm}) \\ &+ (434 \text{ MPa} \cdot 18264.4 \text{ mm}^2)(6688.33 \text{ mm} - 300 \text{ mm}) \\ &+ \left(195000 \text{ MPa} \cdot 18264.4 \text{ mm}^2 \cdot 3.5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0.0721 \cdot 6688.33 \text{ mm} - 981.25 \text{ mm}}{0.0721 \cdot 6688.33 \text{ mm}}\right)(6688.33 \text{ mm} - 981.25 \text{ mm}) \\ &- (0.7 \cdot 1640 \text{ MPa} \cdot 19704 \text{ mm}^2)(6688.33 \text{ mm} - 981.25 \text{ mm}) \\ &= 260.9 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Midtrigel

Armeringsmengde for en kabel

$$A_{sp} = \frac{F_{po}}{f_{pd}} = \frac{3507 \cdot 10^3 \text{ N}}{1426 \text{ MPa}} = 2459.3 \text{ mm}^2 \xrightarrow{\text{Ø56}} A_{sp} = 2463 \text{ mm}^2$$

Total spennarmering i bunn

$$A_{sp1} = 8 \cdot A_{sp} = 8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 = 19704 \text{ mm}^2$$

Total spennarmering i topp

$$A_{sp2} = 8 \cdot A_{sp} = 8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 = 19704 \text{ mm}^2$$

$$d_{sp2} = \frac{A_{sp}(300 \text{ mm} + 750 \text{ mm} + 1200 \text{ mm} + 1650 \text{ mm})}{4 \cdot A_{sp}} = \frac{2463 \text{ mm}^2 \cdot 3900 \text{ mm}}{4 \cdot 2463 \text{ mm}^2} = 975 \text{ mm}$$

$$d_{sp1} = H_{Rigel} - d_{sp2} = 8000 \text{ mm} - 975 \text{ mm} = 7025 \text{ mm}$$

$$d_{s1} = H_{Rigel} - \frac{t_1}{2} = 8000 \text{ mm} - \frac{600 \text{ mm}}{2} = 7700 \text{ mm}$$

$$d_{s2} = \frac{t_1}{2} = \frac{600 \text{ mm}}{2} = 300 \text{ mm}$$

A_{s1} : 2 lag med 24Ø16 og 6Ø25 i hjørnene. Det gir

$$A_{s1} = 24 \cdot 2 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi + 6 \cdot 2 \cdot (12.5 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 15541.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s1}$$

$$d_m = \frac{d_{sp1} \cdot 8 \cdot A_{sp1} \cdot f_{pd} + d_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd}}{8 \cdot A_{sp1} \cdot f_{pd} + A_{s1} \cdot f_{yd}}$$

$$= \frac{7025 \text{ mm} \cdot 8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 \cdot 1426 \text{ MPa} + 7700 \text{ mm} \cdot 15541.5 \text{ mm}^2 \cdot 434 \text{ MPa}}{8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 \cdot 1426 \text{ MPa} + 15541.5 \text{ mm}^2 \cdot 434 \text{ MPa}} = 7155.67 \text{ mm}$$

Aksiallikevekt:

$$T_c + T_{s2} + T_{sp2} - S_{sp2} = S_{sp1d} + S_{s1d}$$

hvor

$$\begin{aligned}
 T_c &= 0.8\alpha d_m \cdot b \cdot f_{cd} && \text{for } \alpha d_m \leq 600 \text{ mm} \\
 T_c &= 0.8t_1(b - 2t_2)f_{cd} + 1.6t_2 \cdot \alpha d_m \cdot f_{cd} && \text{for } \alpha d_m > 600 \text{ mm} \\
 T_{s2} &= f_{yd} \cdot A_{s2} \\
 T_{sp2} &= E_p A_{s2} \epsilon_{cu} \cdot \frac{\alpha d_m - d_{sp2}}{\alpha d_m} \\
 S_{sp2} &= 0.7f_{p0,1k} \cdot A_{sp2} \quad (\text{inkludert oppspeningsfaktor p\aa } 0.9 \text{ og } 20\% \text{ tap}) \\
 S_{sp1d} &= f_{pd} \cdot A_{sp1} \\
 S_{s1d} &= f_{yd} \cdot A_{s1}
 \end{aligned}$$

Det gir følgende aksiallikevekt:

$$\begin{aligned}
 &0.8t_1(b - 2t_2)f_{cd} + 1.6t_2 \cdot \alpha d_m \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_{s2} + E_p A_{s2} \epsilon_{cu} \cdot \frac{\alpha d_m - d_{sp2}}{\alpha d_m} \\
 &- 0.7f_{p0,1k} \cdot A_{sp2} = f_{pd} \cdot A_{sp1} + f_{yd} \cdot A_{s1} \\
 &\longrightarrow \\
 &0.8 \cdot 300 \text{ mm}(4606 \text{ mm} - 2 \cdot 300 \text{ mm}) \cdot 25.5 \text{ MPa} + 1.6 \cdot 300 \text{ mm} \cdot \alpha \cdot 7155.67 \text{ mm} \cdot 25.5 \text{ MPa} \\
 &+ 434 \text{ MPa} \cdot 15541.5 \text{ mm}^2 \\
 &+ 195000 \text{ MPa} \cdot 15541.5 \text{ mm}^2 \cdot 3.5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{\alpha \cdot 7155.67 \text{ mm} - 975 \text{ mm}}{\alpha \cdot 7155.67 \text{ mm}} \\
 &- 0.7 \cdot 1640 \text{ MPa} \cdot 19704 \text{ mm}^2 = 1426 \text{ MPa} \cdot 19074 \text{ mm}^2 + 434 \text{ MPa} \cdot 15541.5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Finner α ved å bruke geogebra

$$\alpha = 0.0905 \rightarrow \alpha d_m = 647.6 \text{ mm} > 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{Rd} &= T_c(d_m - 0.4\alpha d_m) + T_{s2}(d_m - d_{s2}) + T_{sp2}(d_m - d_{sp2}) - S_{sp2}(d_m - d_{sp2}) \\
 &= (0.8 \cdot 300 \text{ mm}(4606 \text{ mm} - 2 \cdot 300 \text{ mm}) \cdot 25.5 \text{ MPa} + 1.6 \cdot 300 \text{ mm} \cdot \alpha \cdot 7155.67 \text{ mm} \cdot 25.5 \text{ MPa}) \\
 &\cdot (7155.67 \text{ mm} - 0.4 \cdot 0.0905 \cdot 7155.67 \text{ mm}) \\
 &+ (434 \text{ MPa} \cdot 15541.5 \text{ mm}^2)(7155.67 \text{ mm} - 300 \text{ mm}) \\
 &+ \left(195000 \text{ MPa} \cdot 15541.5 \text{ mm}^2 \cdot 3.5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0.0905 \cdot 7155.67 \text{ mm} - 975 \text{ mm}}{0.0905 \cdot 7155.67 \text{ mm}}\right) (7155.67 \text{ mm} - 975 \text{ mm}) \\
 &- (0.7 \cdot 1640 \text{ MPa} \cdot 19704 \text{ mm}^2)(7155.67 \text{ mm} - 975 \text{ mm}) \\
 &= 261.0 \text{ MNm}
 \end{aligned}$$

Topprigel

Armeringsmengde for en kabel

$$A_{sp} = \frac{F_{po}}{f_{pd}} = \frac{3507 \cdot 10^3 \text{ N}}{1426 \text{ MPa}} = 2459.3 \text{ mm}^2 \xrightarrow{\text{Ø56}} A_{sp} = 2463 \text{ mm}^2$$

Total spennarmering i bunn

$$A_{sp1} = 5 \cdot A_{sp} = 8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 = 14778 \text{ mm}^2$$

Total spennarmering i topp

$$A_{sp2} = 6 \cdot A_{sp} = 8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 = 12315 \text{ mm}^2$$

$$d_{sp2} = 300 \text{ mm}$$

$$d_{sp1} = H_{Rigel} - \frac{A_{sp}(400 \text{ mm} + 850 \text{ mm} + 1300 \text{ mm})}{3 \cdot A_{sp}} = 6000 \text{ mm} - \frac{2463 \text{ mm}^2 \cdot 2500 \text{ mm}}{3 \cdot 2463 \text{ mm}^2}$$
$$= 5166.67 \text{ mm}$$

$$d_{s1} = H_{Rigel} - \frac{t_1}{2} = 6000 \text{ mm} - \frac{600 \text{ mm}}{2} = 5700 \text{ mm}$$

$$d_{s2} = \frac{t_1}{2} = \frac{600 \text{ mm}}{2} = 300 \text{ mm}$$

A_{s1} : 2 lag med 19Ø16 og 6Ø20 i hjørnene. Det gir

$$A_{s1} = 19 \cdot 2 \cdot (8 \text{ mm})^2 \cdot \pi + 6 \cdot 2 \cdot (12.5 \text{ mm})^2 \cdot \pi = 13530.8 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = A_{s1}$$

$$d_m = \frac{d_{sp1} \cdot 8 \cdot A_{sp1} \cdot f_{pd} + d_{s1} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd}}{8 \cdot A_{sp1} \cdot f_{pd} + A_{s1} \cdot f_{yd}}$$

$$= \frac{5166.67 \text{ mm} \cdot 6 \cdot 2463 \text{ mm}^2 \cdot 1426 \text{ MPa} + 5700 \text{ mm} \cdot 13530.8 \text{ mm}^2 \cdot 434 \text{ MPa}}{8 \cdot 2463 \text{ mm}^2 \cdot 1426 \text{ MPa} + 13530.8 \text{ mm}^2 \cdot 434 \text{ MPa}} = 5282.9 \text{ mm}$$

Aksiallikevekt:

$$T_c + T_{s2} + T_{sp2} - S_{sp2} = S_{sp1d} + S_{s1d}$$

hvor

$$\begin{aligned} T_c &= 0.8\alpha d_m \cdot b \cdot f_{cd} && \text{for } \alpha d_m \leq 600 \text{ mm} \\ T_c &= 0.8t_1(b - 2t_2)f_{cd} + 1.6t_2 \cdot \alpha d_m \cdot f_{cd} && \text{for } \alpha d_m > 600 \text{ mm} \\ T_{s2} &= f_{yd} \cdot A_{s2} \\ T_{sp2} &= E_p A_{s2} \epsilon_{cu} \cdot \frac{\alpha d_m - d_{sp2}}{\alpha d_m} \\ S_{sp2} &= 0.7f_{p0,1k} \cdot A_{sp2} \quad (\text{inkludert oppspeningsfaktor p\aa 0.9 og 20\% tap}) \\ S_{sp1d} &= f_{pd} \cdot A_{sp1} \\ S_{s1d} &= f_{yd} \cdot A_{s1} \end{aligned}$$

Det gir f\u00f8lgende aksiallikevekt:

$$\begin{aligned} &0.8\alpha d_m \cdot b \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_{s2} + E_p A_{s2} \epsilon_{cu} \cdot \frac{\alpha d_m - d_{sp2}}{\alpha d_m} - 0.7f_{p0,1k} \cdot A_{sp2} = f_{pd} \cdot A_{sp1} + f_{yd} \cdot A_{s1} \\ &= 0.8\alpha \cdot 5282.9 \text{ mm} \cdot 4000 \text{ mm} \cdot 25.5 \text{ MPa} + 434 \text{ MPa} \cdot 13530.8 \text{ mm}^2 \\ &+ 195000 \text{ MPa} \cdot 13530.8 \text{ mm}^2 \cdot 3.5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{\alpha \cdot 5282.9 \text{ mm} - 300 \text{ mm}}{\alpha \cdot 5282.9 \text{ mm}} \\ &- 0.7 \cdot 1640 \text{ MPa} \cdot 12315 \text{ mm}^2 = 1426 \text{ MPa} \cdot 14778 \text{ mm}^2 + 434 \text{ MPa} \cdot 13530.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Finner α ved \aa bruke geogebra

$$\alpha = 0.0766 \rightarrow \alpha d_m = 404 \text{ mm} < 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= T_c(d_m - 0.4\alpha d_m) + T_{s2}(d_m - d_{s2}) + T_{sp2}(d_m - d_{sp2}) - S_{sp2}(d_m - d_{sp2}) \\ &= (0.8 \cdot 0.0766 \cdot 5282.9 \text{ mm} \cdot 4000 \text{ mm} \cdot 25.5 \text{ MPa})(5282.9 \text{ mm} - 0.4 \cdot 0.0766 \cdot 5282.9 \text{ mm}) \\ &+ (434 \text{ MPa} \cdot 13530.8 \text{ mm}^2)(5282.9 \text{ mm} - 300 \text{ mm}) \\ &+ \left(195000 \text{ MPa} \cdot 13530.8 \text{ mm}^2 \cdot 3.5 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{0.0766 \cdot 5282.9 \text{ mm} - 300 \text{ mm}}{0.0721 \cdot 5282.9 \text{ mm}}\right)(5282.9 \text{ mm} - 300 \text{ mm}) \\ &- (0.7 \cdot 1640 \text{ MPa} \cdot 12315 \text{ mm}^2)(5282.9 \text{ mm} - 300 \text{ mm}) \\ &= 138.8 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Vedlegg E: Stivhetsberegninger og spenningstilstand

Innhold:

Tabeller for stivhetsberegninger i bruddgrense.

Tabeller for stivhetsberegninger i bruksgrense.

Spenningstilstand av brutårn i bruksgrense.

Tabell 60: Stivhetsberegning, Bruddgrense, Lengderetning, iterasjon 1

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	105.1	687.1	1251	$4.99 \cdot 10^{-8}$	4898
1	79.0	656.6	776	$3.39 \cdot 10^{-7}$	11639
2	76.9	636.3	740	$3.59 \cdot 10^{-7}$	11500
3	74.9	616.0	707	$3.72 \cdot 10^{-7}$	11575
4	72.9	595.5	670	$3.92 \cdot 10^{-7}$	11449
5	71.0	574.9	635	$4.16 \cdot 10^{-7}$	11211
6	69.1	554.2	615	$4.29 \cdot 10^{-7}$	11297
7	67.2	533.4	577	$4.53 \cdot 10^{-7}$	11088
8	65.4	512.6	562	$4.63 \cdot 10^{-7}$	11217
9	63.7	491.7	559	$4.50 \cdot 10^{-7}$	11922
10	55.8	471.0	512	$4.89 \cdot 10^{-7}$	11268
11	54.1	451.9	470	$5.39 \cdot 10^{-7}$	10536
12	52.5	432.8	452	$5.46 \cdot 10^{-7}$	10696
13	50.8	413.7	429	$5.67 \cdot 10^{-7}$	10558
14	49.2	394.6	413	$5.69 \cdot 10^{-7}$	10749
15	47.7	375.6	391	$5.85 \cdot 10^{-7}$	10637
16	46.2	356.7	379	$5.81 \cdot 10^{-7}$	10859
17	44.7	337.8	358	$5.92 \cdot 10^{-7}$	10771
18	43.2	319.1	348	$5.81 \cdot 10^{-7}$	11031
19	41.8	300.5	330	$5.84 \cdot 10^{-7}$	10970
20	40.4	282.1	319	$5.66 \cdot 10^{-7}$	11277
21	39.0	263.8	304	$5.61 \cdot 10^{-7}$	11254
22	37.6	245.7	303	$5.27 \cdot 10^{-7}$	11803
23	31.4	224.6	284	$5.14 \cdot 10^{-7}$	11660
24	30.4	212.7	262	$5.33 \cdot 10^{-7}$	11181
25	29.1	197.9	253	$5.12 \cdot 10^{-7}$	11351
26	27.8	183.4	247	$4.89 \cdot 10^{-7}$	11531
27	26.6	169.4	235	$4.75 \cdot 10^{-7}$	11425
28	25.3	155.7	186	$5.50 \cdot 10^{-7}$	9433
29	24.1	142.4	182	$5.12 \cdot 10^{-7}$	9615
30	22.9	129.6	174	$4.84 \cdot 10^{-7}$	9554
31	21.7	117.3	170	$4.41 \cdot 10^{-7}$	9773
32	20.5	105.4	166	$3.97 \cdot 10^{-7}$	10009
33	19.4	94.1	121	$4.93 \cdot 10^{-7}$	7354
34	18.2	83.3	119	$4.29 \cdot 10^{-7}$	7607
35	17.0	73.1	115	$3.68 \cdot 10^{-7}$	7908
36	15.9	63.4	110	$3.16 \cdot 10^{-7}$	8065
37	14.8	54.3	108	$2.59 \cdot 10^{-7}$	8514
38	13.6	45.9	105	$2.05 \cdot 10^{-7}$	9127
39	12.5	38.1	80	$2.01 \cdot 10^{-7}$	7710
40	11.4	30.9	77	$1.42 \cdot 10^{-7}$	8909
41	10.3	24.3	75	$7.92 \cdot 10^{-8}$	12592
42	9.2	18.4	73	$5.19 \cdot 10^{-8}$	14562
43	8.0	13.0	71	$2.84 \cdot 10^{-8}$	18842
44	6.9	8.0	74	$1.30 \cdot 10^{-8}$	25385
45	3.4	3.7	67	$5.59 \cdot 10^{-9}$	27423

Tabell 61: Stivhetsberegning, Bruddgrense, Lengderetning, iterasjon 2

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	105.1	661.6	1251	$4.31 \cdot 10^{-8}$	5461
1	79.0	631.1	779	$3.20 \cdot 10^{-7}$	11864
2	76.9	610.8	734	$3.38 \cdot 10^{-7}$	11722
3	74.9	590.5	704	$3.50 \cdot 10^{-7}$	11798
4	72.9	570.2	669	$3.68 \cdot 10^{-7}$	11670
5	71.0	549.9	633	$3.87 \cdot 10^{-7}$	11545
6	69.1	529.5	616	$3.98 \cdot 10^{-7}$	11646
7	67.2	509.1	579	$4.16 \cdot 10^{-7}$	11532
8	65.4	488.7	560	$4.25 \cdot 10^{-7}$	11649
9	63.7	468.3	558	$4.20 \cdot 10^{-7}$	12165
10	55.8	448.2	510	$4.48 \cdot 10^{-7}$	11719
11	54.1	429.6	468	$4.92 \cdot 10^{-7}$	10987
12	52.5	411.2	454	$4.98 \cdot 10^{-7}$	11149
13	50.8	392.7	430	$5.16 \cdot 10^{-7}$	10999
14	49.3	374.3	414	$5.18 \cdot 10^{-7}$	11196
15	47.7	356.1	391	$5.32 \cdot 10^{-7}$	11076
16	46.2	337.9	379	$5.28 \cdot 10^{-7}$	11309
17	44.7	319.8	360	$5.38 \cdot 10^{-7}$	11215
18	43.2	301.9	348	$5.28 \cdot 10^{-7}$	11470
19	41.8	284.1	330	$5.33 \cdot 10^{-7}$	11378
20	40.4	266.5	318	$5.22 \cdot 10^{-7}$	11562
21	39.0	249.1	305	$5.20 \cdot 10^{-7}$	11482
22	37.6	232.0	304	$4.88 \cdot 10^{-7}$	12033
23	31.4	212.0	284	$4.77 \cdot 10^{-7}$	11861
24	30.4	200.7	261	$4.95 \cdot 10^{-7}$	11377
25	29.1	186.8	254	$4.75 \cdot 10^{-7}$	11553
26	27.8	173.2	247	$4.54 \cdot 10^{-7}$	11739
27	26.6	160.0	235	$4.42 \cdot 10^{-7}$	11605
28	25.3	147.2	187	$5.10 \cdot 10^{-7}$	9619
29	24.1	134.8	182	$4.75 \cdot 10^{-7}$	9809
30	22.9	122.8	173	$4.49 \cdot 10^{-7}$	9752
31	21.7	111.2	170	$4.10 \cdot 10^{-7}$	9975
32	20.5	100.1	165	$3.69 \cdot 10^{-7}$	10224
33	19.4	89.5	121	$4.57 \cdot 10^{-7}$	7544
34	18.2	79.3	119	$3.98 \cdot 10^{-7}$	7808
35	17.1	69.6	115	$3.41 \cdot 10^{-7}$	8134
36	15.9	60.5	111	$2.93 \cdot 10^{-7}$	8310
37	14.8	51.9	108	$2.39 \cdot 10^{-7}$	8801
38	13.7	43.9	105	$1.88 \cdot 10^{-7}$	9482
39	12.5	36.4	80	$1.83 \cdot 10^{-7}$	8110
40	11.4	29.6	78	$1.39 \cdot 10^{-7}$	8685
41	10.3	23.4	76	$8.21 \cdot 10^{-8}$	11662
42	9.2	17.7	73	$4.68 \cdot 10^{-8}$	15572
43	8.0	12.6	72	$2.54 \cdot 10^{-8}$	20400
44	6.9	7.8	74	$1.18 \cdot 10^{-8}$	27244
45	3.4	3.6	67	$5.47 \cdot 10^{-9}$	27423

Tabell 62: Stivhetsberegning, Bruddgrense, Lengderetning, iterasjon 3

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	105.1	654.1	1245	$4.11 \cdot 10^{-8}$	5656
1	79.0	623.6	772	$3.14 \cdot 10^{-7}$	11935
2	76.9	603.4	732	$3.32 \cdot 10^{-7}$	11793
3	74.9	583.1	704	$3.44 \cdot 10^{-7}$	11868
4	72.9	562.8	669	$3.61 \cdot 10^{-7}$	11740
5	71.0	542.5	636	$3.79 \cdot 10^{-7}$	11615
6	69.1	522.2	617	$3.90 \cdot 10^{-7}$	11716
7	67.2	501.9	582	$4.07 \cdot 10^{-7}$	11602
8	65.4	481.5	562	$4.16 \cdot 10^{-7}$	11721
9	63.7	461.3	561	$4.11 \cdot 10^{-7}$	12240
10	55.8	441.3	512	$4.39 \cdot 10^{-7}$	11783
11	54.1	422.9	471	$4.77 \cdot 10^{-7}$	11142
12	52.5	404.5	455	$4.83 \cdot 10^{-7}$	11307
13	50.9	386.3	427	$5.01 \cdot 10^{-7}$	11152
14	49.3	368.1	415	$5.02 \cdot 10^{-7}$	11353
15	47.7	350.0	393	$5.16 \cdot 10^{-7}$	11230
16	46.2	332.0	379	$5.12 \cdot 10^{-7}$	11468
17	44.7	314.2	358	$5.21 \cdot 10^{-7}$	11372
18	43.2	296.5	347	$5.16 \cdot 10^{-7}$	11539
19	41.8	279.0	330	$5.20 \cdot 10^{-7}$	11448
20	40.4	261.7	318	$5.09 \cdot 10^{-7}$	11634
21	39.0	244.6	303	$5.07 \cdot 10^{-7}$	11557
22	37.7	227.7	304	$4.76 \cdot 10^{-7}$	12113
23	31.4	208.0	285	$4.65 \cdot 10^{-7}$	11931
24	30.4	197.0	262	$4.82 \cdot 10^{-7}$	11446
25	29.1	183.3	254	$4.64 \cdot 10^{-7}$	11624
26	27.8	170.0	248	$4.42 \cdot 10^{-7}$	11809
27	26.6	157.0	237	$4.30 \cdot 10^{-7}$	11701
28	25.3	144.4	188	$4.97 \cdot 10^{-7}$	9687
29	24.1	132.2	183	$4.62 \cdot 10^{-7}$	9881
30	22.9	120.4	176	$4.37 \cdot 10^{-7}$	9826
31	21.7	109.1	170	$3.98 \cdot 10^{-7}$	10055
32	20.6	98.2	166	$3.59 \cdot 10^{-7}$	10310
33	19.4	87.7	122	$4.43 \cdot 10^{-7}$	7623
34	18.2	77.8	118	$3.86 \cdot 10^{-7}$	7895
35	17.1	68.3	116	$3.38 \cdot 10^{-7}$	8161
36	15.9	59.3	112	$2.88 \cdot 10^{-7}$	8365
37	14.8	50.9	108	$2.31 \cdot 10^{-7}$	8932
38	13.7	43.0	106	$1.81 \cdot 10^{-7}$	9648
39	12.5	35.8	81	$1.76 \cdot 10^{-7}$	8303
40	11.4	29.1	78	$1.23 \cdot 10^{-7}$	9697
41	10.3	22.9	76	$7.80 \cdot 10^{-8}$	12063
42	9.2	17.4	74	$4.43 \cdot 10^{-8}$	16178
43	8.0	12.4	72	$2.47 \cdot 10^{-8}$	20645
44	6.9	7.7	74	$1.16 \cdot 10^{-8}$	27244
45	3.4	3.6	69	$5.41 \cdot 10^{-9}$	27423

Tabell 63: Stivhetsberegning, Bruddgrense, tverretning, iterasjon 1

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	272.7	203.4	1512	$1.43 \cdot 10^{-8}$	11388
1	247.1	109.2	642	$4.72 \cdot 10^{-8}$	19116
2	245.0	95.6	612	$4.42 \cdot 10^{-8}$	18973
3	243.0	81.5	582	$4.01 \cdot 10^{-8}$	18948
4	241.0	67.2	552	$3.54 \cdot 10^{-8}$	18752
5	239.1	52.8	525	$2.97 \cdot 10^{-8}$	18599
6	237.2	37.9	499	$2.28 \cdot 10^{-8}$	18438
7	235.3	23.1	475	$1.49 \cdot 10^{-8}$	18219
8	233.5	8.0	450	$5.54 \cdot 10^{-9}$	18044
9	230.5	17.4	428	$1.28 \cdot 10^{-8}$	17934
10	217.1	128.7	426	$9.83 \cdot 10^{-8}$	18303
11	215.4	114.3	405	$9.30 \cdot 10^{-8}$	18263
12	213.7	99.5	386	$8.61 \cdot 10^{-8}$	18054
13	212.1	84.2	368	$7.75 \cdot 10^{-8}$	17922
14	210.5	68.4	350	$6.68 \cdot 10^{-8}$	17813
15	209.0	52.3	333	$5.46 \cdot 10^{-8}$	17564
16	207.4	35.9	318	$3.99 \cdot 10^{-8}$	17380
17	205.9	19.2	302	$2.27 \cdot 10^{-8}$	17190
18	203.4	10.0	290	$1.26 \cdot 10^{-8}$	17080
19	202.0	26.6	276	$3.52 \cdot 10^{-8}$	16889
20	200.6	42.8	265	$6.02 \cdot 10^{-8}$	16653
21	199.2	58.8	252	$8.76 \cdot 10^{-8}$	16455
22	197.9	74.2	242	$1.17 \cdot 10^{-7}$	16297
23	170.3	162.4	270	$2.48 \cdot 10^{-7}$	17488
24	169.2	153.9	259	$2.46 \cdot 10^{-7}$	17384
25	167.9	142.1	252	$2.35 \cdot 10^{-7}$	17452
26	166.6	129.4	244	$2.23 \cdot 10^{-7}$	17427
27	165.4	115.7	238	$2.05 \cdot 10^{-7}$	17529
28	164.1	101.1	231	$1.84 \cdot 10^{-7}$	17691
29	162.9	85.7	226	$1.60 \cdot 10^{-7}$	17744
30	161.7	69.6	222	$1.33 \cdot 10^{-7}$	17857
31	160.5	53.0	216	$1.04 \cdot 10^{-7}$	17886
32	159.3	36.3	213	$7.29 \cdot 10^{-8}$	17897
33	158.1	19.1	210	$3.93 \cdot 10^{-8}$	17852
34	156.9	10.7	204	$2.27 \cdot 10^{-8}$	17649
35	155.8	27.6	205	$5.88 \cdot 10^{-8}$	17919
36	153.8	44.0	204	$9.51 \cdot 10^{-8}$	17957
37	152.6	59.9	203	$1.31 \cdot 10^{-7}$	17914
38	151.5	75.1	202	$1.67 \cdot 10^{-7}$	17844
39	150.4	89.3	222	$1.88 \cdot 10^{-7}$	19015
40	149.2	102.6	222	$2.18 \cdot 10^{-7}$	18920
41	148.1	114.7	222	$2.48 \cdot 10^{-7}$	18836
42	147.0	125.6	222	$2.74 \cdot 10^{-7}$	18748
43	145.9	135.1	222	$2.97 \cdot 10^{-7}$	18680
44	145.0	141.4	209	$3.30 \cdot 10^{-7}$	17634
45	123.8	15.8	226	$3.18 \cdot 10^{-8}$	20474

Tabell 64: Stivhetsberegning, Bruddgrense, tverretning, iterasjon 2

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	271.8	225.5	1510	$1.59 \cdot 10^{-8}$	11363
1	246.1	130.6	643	$5.62 \cdot 10^{-8}$	19194
2	244.1	116.4	613	$5.35 \cdot 10^{-8}$	19082
3	242.0	101.9	583	$5.00 \cdot 10^{-8}$	18979
4	240.1	87.4	552	$4.60 \cdot 10^{-8}$	18797
5	238.1	72.7	528	$4.09 \cdot 10^{-8}$	18645
6	236.2	57.6	502	$3.47 \cdot 10^{-8}$	18486
7	234.4	42.7	475	$2.75 \cdot 10^{-8}$	18269
8	232.6	27.5	451	$1.90 \cdot 10^{-8}$	18096
9	230.8	12.5	429	$9.26 \cdot 10^{-9}$	17917
10	216.6	145.7	427	$1.12 \cdot 10^{-7}$	18252
11	214.9	129.0	405	$1.05 \cdot 10^{-7}$	18150
12	213.2	112.2	386	$9.72 \cdot 10^{-8}$	18027
13	211.6	95.0	369	$8.73 \cdot 10^{-8}$	17954
14	210.0	77.5	351	$7.58 \cdot 10^{-8}$	17778
15	208.5	59.9	333	$6.24 \cdot 10^{-8}$	17598
16	206.9	42.0	319	$4.65 \cdot 10^{-8}$	17415
17	205.4	23.9	303	$2.82 \cdot 10^{-8}$	17226
18	202.9	7.7	291	$9.59 \cdot 10^{-9}$	17118
19	201.5	25.7	276	$3.40 \cdot 10^{-8}$	16928
20	200.1	43.5	265	$6.06 \cdot 10^{-8}$	16811
21	198.7	61.1	254	$9.01 \cdot 10^{-8}$	16621
22	197.4	78.3	241	$1.22 \cdot 10^{-7}$	16469
23	170.6	154.2	269	$2.35 \cdot 10^{-7}$	17546
24	169.5	144.4	259	$2.30 \cdot 10^{-7}$	17492
25	168.3	131.5	252	$2.17 \cdot 10^{-7}$	17537
26	167.0	118.2	244	$2.02 \cdot 10^{-7}$	17538
27	165.7	104.3	238	$1.84 \cdot 10^{-7}$	17639
28	164.5	90.0	231	$1.63 \cdot 10^{-7}$	17704
29	163.2	75.3	226	$1.40 \cdot 10^{-7}$	17808
30	162.0	60.2	222	$1.15 \cdot 10^{-7}$	17900
31	160.8	44.9	217	$8.81 \cdot 10^{-8}$	17857
32	159.6	29.7	213	$5.98 \cdot 10^{-8}$	17867
33	158.5	14.3	210	$2.94 \cdot 10^{-8}$	17822
34	156.4	12.5	208	$2.62 \cdot 10^{-8}$	17925
35	155.3	27.7	206	$5.89 \cdot 10^{-8}$	17963
36	154.1	42.5	203	$9.21 \cdot 10^{-8}$	17927
37	153.0	57.1	203	$1.25 \cdot 10^{-7}$	17906
38	151.8	71.3	202	$1.58 \cdot 10^{-7}$	17863
39	150.7	84.9	222	$1.79 \cdot 10^{-7}$	19016
40	149.6	98.0	222	$2.09 \cdot 10^{-7}$	18938
41	148.5	110.4	222	$2.38 \cdot 10^{-7}$	18885
42	147.3	122.2	222	$2.66 \cdot 10^{-7}$	18766
43	146.2	133.3	222	$2.93 \cdot 10^{-7}$	18693
44	145.4	141.1	208	$3.30 \cdot 10^{-7}$	17610
45	124.2	13.3	226	$2.66 \cdot 10^{-8}$	20450

Tabell 65: Stivhetsberegning, Bruddgrense, tverretning, iterasjon 3

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	271.8	225.3	1510	$1.59 \cdot 10^{-8}$	11363
1	246.2	130.4	643	$5.62 \cdot 10^{-8}$	19193
2	244.1	116.2	613	$5.35 \cdot 10^{-8}$	19081
3	242.1	101.7	583	$4.99 \cdot 10^{-8}$	18979
4	240.1	87.1	552	$4.58 \cdot 10^{-8}$	18795
5	238.2	72.4	528	$4.07 \cdot 10^{-8}$	18644
6	236.3	57.3	502	$3.45 \cdot 10^{-8}$	18484
7	234.4	42.4	475	$2.73 \cdot 10^{-8}$	18267
8	232.6	27.1	451	$1.87 \cdot 10^{-8}$	18094
9	230.8	12.1	428	$8.94 \cdot 10^{-9}$	17915
10	216.6	145.5	426	$1.12 \cdot 10^{-7}$	18252
11	214.9	128.8	406	$1.05 \cdot 10^{-7}$	18150
12	213.2	112.0	386	$9.70 \cdot 10^{-8}$	18027
13	211.6	94.8	369	$8.72 \cdot 10^{-8}$	17934
14	210.0	77.3	351	$7.56 \cdot 10^{-8}$	17777
15	208.5	59.6	333	$6.21 \cdot 10^{-8}$	17597
16	206.9	41.8	319	$4.63 \cdot 10^{-8}$	17414
17	205.5	23.7	303	$2.79 \cdot 10^{-8}$	17225
18	202.9	8.0	291	$9.93 \cdot 10^{-9}$	17117
19	201.5	26.0	276	$3.43 \cdot 10^{-8}$	16927
20	200.1	43.7	266	$6.10 \cdot 10^{-8}$	16810
21	198.7	61.4	254	$9.05 \cdot 10^{-8}$	16620
22	197.4	78.6	242	$1.22 \cdot 10^{-7}$	16468
23	170.6	154.2	269	$2.35 \cdot 10^{-7}$	17546
24	169.5	144.5	259	$2.30 \cdot 10^{-7}$	17492
25	168.2	131.6	252	$2.17 \cdot 10^{-7}$	17538
26	167.0	118.2	244	$2.02 \cdot 10^{-7}$	17538
27	165.7	104.4	238	$1.84 \cdot 10^{-7}$	17640
28	164.5	90.0	231	$1.63 \cdot 10^{-7}$	17704
29	163.2	75.3	226	$1.40 \cdot 10^{-7}$	17809
30	162.0	60.3	222	$1.15 \cdot 10^{-7}$	17900
31	160.8	44.9	217	$8.83 \cdot 10^{-8}$	17858
32	159.6	29.8	213	$6.00 \cdot 10^{-8}$	17868
33	158.5	14.4	210	$2.96 \cdot 10^{-8}$	17823
34	156.4	12.4	208	$2.60 \cdot 10^{-8}$	17926
35	155.3	27.6	206	$5.86 \cdot 10^{-8}$	17964
36	154.1	42.4	203	$9.18 \cdot 10^{-8}$	17928
37	153.0	57.0	203	$1.25 \cdot 10^{-7}$	17908
38	151.8	71.2	202	$1.58 \cdot 10^{-7}$	17865
39	150.7	84.8	222	$1.79 \cdot 10^{-7}$	19018
40	149.6	97.9	222	$2.09 \cdot 10^{-7}$	18940
41	148.4	110.3	222	$2.38 \cdot 10^{-7}$	18887
42	147.3	122.1	222	$2.66 \cdot 10^{-7}$	18769
43	146.2	133.2	222	$2.92 \cdot 10^{-7}$	18697
44	145.3	141.0	208	$3.30 \cdot 10^{-7}$	17613
45	124.2	13.3	226	$2.68 \cdot 10^{-8}$	20450

Tabell 66: Stivhetsberegning, Bruksgrense, Lengderetning, Iterasjon 1

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	186.9	95.5	1830	$1.75 \cdot 10^{-9}$	19453
1	165.2	87.2	1034	$2.03 \cdot 10^{-8}$	25839
2	163.5	81.7	994	$2.06 \cdot 10^{-8}$	25752
3	161.8	76.2	959	$2.07 \cdot 10^{-8}$	25708
4	160.2	70.8	914	$2.07 \cdot 10^{-8}$	25707
5	158.6	65.3	872	$2.07 \cdot 10^{-8}$	25607
6	157.0	59.8	842	$2.04 \cdot 10^{-8}$	25653
7	155.5	54.3	802	$2.00 \cdot 10^{-8}$	25544
8	154.0	48.8	774	$1.93 \cdot 10^{-8}$	25588
9	152.5	43.4	764	$1.83 \cdot 10^{-8}$	25905
10	150.0	39.4	729	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25836
11	148.6	34.8	679	$1.72 \cdot 10^{-8}$	25433
12	147.2	30.2	656	$1.60 \cdot 10^{-8}$	25474
13	145.9	25.7	625	$1.47 \cdot 10^{-8}$	25341
14	144.6	21.2	605	$1.29 \cdot 10^{-8}$	25379
15	143.3	16.7	577	$1.09 \cdot 10^{-8}$	25313
16	142.0	12.4	559	$8.66 \cdot 10^{-9}$	25275
17	140.8	8.1	533	$6.05 \cdot 10^{-9}$	25241
18	139.6	3.9	517	$3.12 \cdot 10^{-9}$	25280
19	137.5	3.1	494	$2.60 \cdot 10^{-9}$	25169
20	136.4	6.9	479	$6.16 \cdot 10^{-9}$	25207
21	135.2	10.5	459	$1.00 \cdot 10^{-8}$	25046
22	134.1	13.9	455	$1.39 \cdot 10^{-8}$	25285
23	129.4	15.0	443	$1.56 \cdot 10^{-8}$	25510
24	128.3	17.2	417	$1.92 \cdot 10^{-8}$	25099
25	127.3	19.2	406	$2.25 \cdot 10^{-8}$	25140
26	126.2	21.0	398	$2.56 \cdot 10^{-8}$	25183
27	125.2	22.5	383	$2.89 \cdot 10^{-8}$	25010
28	124.2	23.8	333	$3.37 \cdot 10^{-8}$	23510
29	123.2	24.7	324	$3.63 \cdot 10^{-8}$	23508
30	122.2	25.4	315	$3.87 \cdot 10^{-8}$	23400
31	121.2	25.8	310	$4.03 \cdot 10^{-8}$	23476
32	120.2	25.8	305	$4.14 \cdot 10^{-8}$	23517
33	120.0	25.8	260	$4.58 \cdot 10^{-8}$	21697
34	119.0	25.5	257	$4.61 \cdot 10^{-8}$	21716
35	118.0	24.9	255	$4.55 \cdot 10^{-8}$	21756
36	117.1	24.0	252	$4.45 \cdot 10^{-8}$	21681
37	116.1	22.8	252	$4.24 \cdot 10^{-8}$	21733
38	115.2	21.3	251	$3.97 \cdot 10^{-8}$	21789
39	114.2	19.5	228	$3.83 \cdot 10^{-8}$	20800
40	113.3	17.5	227	$3.44 \cdot 10^{-8}$	20858
41	112.4	15.3	227	$3.00 \cdot 10^{-8}$	20917
42	111.4	12.8	226	$2.51 \cdot 10^{-8}$	20978
43	110.5	10.2	226	$1.99 \cdot 10^{-8}$	21040
44	109.5	7.4	230	$1.42 \cdot 10^{-8}$	21317
45	106.8	2.8	229	$5.37 \cdot 10^{-9}$	21496

Tabell 67: Stivhetsberegning, Bruksgrense, Lengderetning, Iterasjon 2

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	187.0	84.9	1831	$1.75 \cdot 10^{-9}$	19453
1	165.3	76.7	1041	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25837
2	163.6	71.3	994	$1.80 \cdot 10^{-8}$	25750
3	161.9	66.1	959	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25799
4	160.3	60.9	915	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25705
5	158.7	55.8	872	$1.77 \cdot 10^{-8}$	25605
6	157.1	50.8	842	$1.73 \cdot 10^{-8}$	25650
7	155.6	45.9	802	$1.69 \cdot 10^{-8}$	25542
8	154.1	41.1	774	$1.63 \cdot 10^{-8}$	25585
9	152.6	36.3	764	$1.53 \cdot 10^{-8}$	25902
10	150.3	32.9	729	$1.49 \cdot 10^{-8}$	25825
11	148.9	29.1	679	$1.44 \cdot 10^{-8}$	25422
12	147.5	25.5	656	$1.35 \cdot 10^{-8}$	25462
13	146.2	21.9	626	$1.25 \cdot 10^{-8}$	25329
14	144.9	18.5	604	$1.13 \cdot 10^{-8}$	25367
15	143.6	15.1	577	$9.92 \cdot 10^{-9}$	25225
16	142.3	11.9	559	$8.31 \cdot 10^{-9}$	25262
17	141.1	8.7	533	$6.53 \cdot 10^{-9}$	25229
18	139.9	5.7	517	$4.54 \cdot 10^{-9}$	25267
19	138.7	2.8	494	$2.39 \cdot 10^{-9}$	25114
20	136.6	2.0	479	$1.78 \cdot 10^{-9}$	25193
21	135.5	4.5	459	$4.34 \cdot 10^{-9}$	25033
22	134.4	7.0	455	$6.96 \cdot 10^{-9}$	25271
23	129.7	7.2	442	$7.50 \cdot 10^{-9}$	25498
24	128.6	8.5	416	$9.52 \cdot 10^{-9}$	25087
25	127.5	9.7	407	$1.14 \cdot 10^{-8}$	25127
26	126.5	10.8	397	$1.31 \cdot 10^{-8}$	25170
27	125.4	11.7	383	$1.50 \cdot 10^{-8}$	24996
28	124.4	12.4	331	$1.76 \cdot 10^{-8}$	23495
29	123.4	13.0	324	$1.91 \cdot 10^{-8}$	23527
30	122.4	13.5	314	$2.05 \cdot 10^{-8}$	23385
31	121.4	13.8	309	$2.15 \cdot 10^{-8}$	23462
32	120.5	13.9	305	$2.23 \cdot 10^{-8}$	23506
33	120.2	13.9	259	$2.47 \cdot 10^{-8}$	21684
34	119.2	13.8	257	$2.50 \cdot 10^{-8}$	21718
35	118.3	13.6	255	$2.85 \cdot 10^{-8}$	21752
36	117.3	13.2	252	$2.45 \cdot 10^{-8}$	21681
37	116.4	12.6	252	$2.35 \cdot 10^{-8}$	21731
38	115.4	11.9	251	$2.22 \cdot 10^{-8}$	21785
39	114.5	11.0	227	$2.17 \cdot 10^{-8}$	20805
40	113.5	10.0	227	$1.96 \cdot 10^{-8}$	20861
41	112.6	8.8	226	$1.73 \cdot 10^{-8}$	20919
42	111.7	7.5	226	$1.48 \cdot 10^{-8}$	20978
43	110.7	6.1	226	$1.19 \cdot 10^{-8}$	21039
44	109.8	4.5	230	$8.70 \cdot 10^{-9}$	21312
45	107.0	0.6	230	$1.12 \cdot 10^{-9}$	21441

Tabell 68: Stivhetsberegning, Bruksgrense, Lengderetning, Iterasjon 3

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	187.0	85.0	1831	$1.55 \cdot 10^{-9}$	19453
1	165.3	76.7	1041	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25837
2	163.6	71.4	994	$1.80 \cdot 10^{-8}$	25750
3	161.9	66.1	959	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25799
4	160.3	61.0	915	$1.79 \cdot 10^{-8}$	25705
5	158.7	55.9	872	$1.77 \cdot 10^{-8}$	25605
6	157.1	50.9	842	$1.72 \cdot 10^{-8}$	25650
7	155.6	45.9	802	$1.69 \cdot 10^{-8}$	25542
8	154.1	41.1	774	$1.63 \cdot 10^{-8}$	25585
9	152.6	36.4	764	$1.53 \cdot 10^{-8}$	25902
10	150.3	32.9	729	$1.49 \cdot 10^{-8}$	25825
11	148.9	29.1	679	$1.44 \cdot 10^{-8}$	25422
12	147.5	25.5	656	$1.35 \cdot 10^{-8}$	25462
13	146.2	21.9	626	$1.25 \cdot 10^{-8}$	25329
14	144.9	18.5	604	$1.13 \cdot 10^{-8}$	25367
15	143.6	15.1	577	$9.94 \cdot 10^{-9}$	25225
16	142.3	11.9	559	$8.33 \cdot 10^{-9}$	25262
17	141.1	8.8	533	$6.56 \cdot 10^{-9}$	25229
18	139.9	5.7	517	$4.56 \cdot 10^{-9}$	25267
19	138.7	2.8	494	$2.41 \cdot 10^{-9}$	25114
20	136.6	1.9	479	$1.75 \cdot 10^{-9}$	25193
21	135.5	4.5	459	$4.31 \cdot 10^{-9}$	25033
22	134.4	6.9	455	$6.93 \cdot 10^{-9}$	25271
23	129.7	7.1	442	$7.47 \cdot 10^{-9}$	25498
24	128.6	8.5	416	$9.49 \cdot 10^{-9}$	25087
25	127.5	9.7	407	$1.13 \cdot 10^{-8}$	25127
26	126.5	10.7	397	$1.31 \cdot 10^{-8}$	25170
27	125.4	11.6	383	$1.49 \cdot 10^{-8}$	24996
28	124.4	12.4	331	$1.76 \cdot 10^{-8}$	23495
29	123.4	13.0	324	$1.91 \cdot 10^{-8}$	23527
30	122.4	13.5	314	$2.05 \cdot 10^{-8}$	23385
31	121.4	13.7	309	$2.15 \cdot 10^{-8}$	23462
32	120.5	13.9	305	$2.22 \cdot 10^{-8}$	23506
33	120.2	13.9	260	$2.47 \cdot 10^{-8}$	21684
34	119.2	13.8	257	$2.49 \cdot 10^{-8}$	21718
35	118.3	13.6	255	$2.48 \cdot 10^{-8}$	21756
36	117.3	13.2	252	$2.45 \cdot 10^{-8}$	21681
37	116.4	12.6	252	$2.35 \cdot 10^{-8}$	21731
38	115.4	11.9	251	$2.22 \cdot 10^{-8}$	21785
39	114.5	11.0	227	$2.16 \cdot 10^{-8}$	20805
40	113.5	10.0	227	$1.96 \cdot 10^{-8}$	20861
41	112.6	8.8	226	$1.73 \cdot 10^{-8}$	20919
42	111.7	7.5	226	$1.47 \cdot 10^{-8}$	20978
43	110.7	6.1	226	$1.19 \cdot 10^{-8}$	21039
44	109.8	4.5	230	$8.70 \cdot 10^{-9}$	21312
45	107.0	0.6	229	$1.14 \cdot 10^{-9}$	21507

Tabell 69: Stivhetsberegning, Bruksgrense, tverretning, iterasjon 1

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	208.0	90.2	1225	$7.56 \cdot 10^{-9}$	9542
1	186.4	30.6	676	$1.18 \cdot 10^{-8}$	21391
2	184.7	27.9	652	$1.15 \cdot 10^{-8}$	21307
3	183.0	24.7	628	$1.08 \cdot 10^{-8}$	21219
4	181.4	21.2	602	$9.94 \cdot 10^{-9}$	21084
5	179.8	17.4	580	$8.61 \cdot 10^{-9}$	21198
6	178.2	13.1	559	$6.89 \cdot 10^{-9}$	21093
7	176.7	8.6	535	$4.87 \cdot 10^{-9}$	20877
8	175.2	3.7	515	$2.21 \cdot 10^{-9}$	20885
9	172.7	5.1	496	$3.22 \cdot 10^{-9}$	20835
10	166.5	50.3	476	$3.38 \cdot 10^{-8}$	20850
11	165.0	45.5	458	$3.23 \cdot 10^{-8}$	20805
12	163.7	40.3	441	$3.04 \cdot 10^{-8}$	20725
13	162.3	34.7	423	$2.77 \cdot 10^{-8}$	20652
14	161.0	28.7	405	$2.43 \cdot 10^{-8}$	20549
15	159.7	22.4	390	$2.01 \cdot 10^{-8}$	20443
16	158.4	15.8	372	$1.50 \cdot 10^{-8}$	20334
17	157.2	8.7	358	$8.78 \cdot 10^{-9}$	20194
18	155.1	4.1	345	$4.30 \cdot 10^{-9}$	20200
19	153.9	11.7	333	$1.30 \cdot 10^{-8}$	20023
20	152.8	19.3	321	$2.26 \cdot 10^{-8}$	19973
21	151.6	27.1	310	$3.35 \cdot 10^{-8}$	19862
22	150.5	34.9	298	$4.52 \cdot 10^{-8}$	19776
23	137.4	56.5	299	$7.40 \cdot 10^{-8}$	20411
24	136.5	54.4	288	$7.45 \cdot 10^{-8}$	20315
25	135.4	51.2	281	$7.29 \cdot 10^{-8}$	20309
26	134.4	47.6	273	$7.06 \cdot 10^{-8}$	20242
27	133.3	43.5	267	$6.68 \cdot 10^{-8}$	20257
28	132.3	38.9	260	$6.18 \cdot 10^{-8}$	20238
29	131.3	33.9	255	$5.56 \cdot 10^{-8}$	20237
30	130.3	28.5	250	$4.79 \cdot 10^{-8}$	20244
31	129.3	22.6	245	$3.94 \cdot 10^{-8}$	20171
32	128.3	16.8	241	$2.99 \cdot 10^{-8}$	20185
33	127.3	10.4	236	$1.91 \cdot 10^{-8}$	20141
34	126.3	4.0	233	$7.40 \cdot 10^{-9}$	20166
35	124.6	7.8	231	$1.46 \cdot 10^{-8}$	20249
36	123.7	14.6	229	$2.79 \cdot 10^{-8}$	20210
37	122.7	21.4	227	$4.14 \cdot 10^{-8}$	20258
38	121.8	28.2	226	$5.51 \cdot 10^{-8}$	20306
39	120.9	34.8	246	$6.52 \cdot 10^{-8}$	21412
40	119.9	41.3	248	$7.80 \cdot 10^{-8}$	21422
41	119.0	47.6	247	$9.03 \cdot 10^{-8}$	21449
42	118.0	53.6	246	$1.02 \cdot 10^{-7}$	21488
43	117.1	59.4	246	$1.13 \cdot 10^{-7}$	21536
44	116.4	63.4	232	$1.25 \cdot 10^{-7}$	20820
45	106.7	17.8	232	$3.39 \cdot 10^{-8}$	21615

Tabell 70: Stivhetsberegning, Bruksgrense, tverretning, iterasjon 2

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	207.7	89.5	1224	$7.51 \cdot 10^{-9}$	9531
1	186.1	31.6	676	$1.22 \cdot 10^{-8}$	21403
2	184.4	30.0	652	$1.23 \cdot 10^{-8}$	21320
3	182.7	27.8	628	$1.22 \cdot 10^{-8}$	21232
4	181.1	25.5	602	$1.20 \cdot 10^{-8}$	21098
5	179.5	22.9	580	$1.13 \cdot 10^{-8}$	21210
6	177.9	19.7	558	$1.04 \cdot 10^{-8}$	21034
7	176.4	16.5	535	$9.29 \cdot 10^{-9}$	20891
8	174.9	12.7	515	$7.65 \cdot 10^{-9}$	20790
9	173.4	9.0	495	$5.69 \cdot 10^{-9}$	20802
10	166.5	60.5	476	$4.06 \cdot 10^{-8}$	20848
11	165.1	54.3	458	$3.87 \cdot 10^{-8}$	20787
12	163.7	48.0	441	$3.62 \cdot 10^{-8}$	20702
13	162.4	41.3	423	$3.30 \cdot 10^{-8}$	20624
14	161.1	34.2	405	$2.89 \cdot 10^{-8}$	20546
15	159.8	26.8	390	$2.41 \cdot 10^{-8}$	20441
16	158.5	19.2	373	$1.82 \cdot 10^{-8}$	20334
17	157.3	11.2	359	$1.13 \cdot 10^{-8}$	20225
18	156.0	3.1	344	$3.29 \cdot 10^{-9}$	20115
19	154.0	11.8	332	$1.31 \cdot 10^{-8}$	20056
20	152.8	20.4	320	$2.39 \cdot 10^{-8}$	20008
21	151.7	29.3	310	$3.61 \cdot 10^{-8}$	19899
22	150.6	38.2	299	$4.94 \cdot 10^{-8}$	19815
23	137.8	54.5	299	$7.15 \cdot 10^{-8}$	20390
24	136.9	51.9	288	$7.12 \cdot 10^{-8}$	20289
25	135.8	48.2	281	$6.88 \cdot 10^{-8}$	20277
26	134.8	44.3	272	$6.58 \cdot 10^{-8}$	20201
27	133.7	40.0	267	$6.15 \cdot 10^{-8}$	20204
28	132.7	35.4	259	$5.62 \cdot 10^{-8}$	20208
29	131.7	30.5	254	$4.99 \cdot 10^{-8}$	20238
30	130.7	25.2	247	$4.25 \cdot 10^{-8}$	20245
31	129.7	19.7	244	$3.43 \cdot 10^{-8}$	20175
32	128.7	14.3	240	$2.54 \cdot 10^{-8}$	20189
33	127.7	8.4	236	$1.53 \cdot 10^{-8}$	20144
34	126.7	2.4	233	$7.40 \cdot 10^{-9}$	20170
35	125.1	8.4	232	$1.58 \cdot 10^{-8}$	20251
36	124.1	14.7	229	$2.82 \cdot 10^{-8}$	20212
37	123.2	21.1	227	$4.10 \cdot 10^{-8}$	20256
38	122.2	27.6	226	$5.41 \cdot 10^{-8}$	20279
39	121.3	34.1	248	$6.40 \cdot 10^{-8}$	21360
40	120.3	40.6	247	$7.67 \cdot 10^{-8}$	21396
41	119.4	47.0	246	$8.92 \cdot 10^{-8}$	21441
42	118.4	53.4	246	$1.02 \cdot 10^{-7}$	21492
43	117.5	59.8	248	$1.14 \cdot 10^{-7}$	21497
44	116.8	64.5	231	$1.28 \cdot 10^{-7}$	20751
45	107.1	16.8	231	$3.21 \cdot 10^{-8}$	21532

Tabell 71: Stivhetsberegning, Bruksgrense, tverretning, iterasjon 3

Støpeetappe	N [MN]	M [MNm]	M_{brudd} [MNm]	Krumning [$\frac{1}{mm}$]	E [MPa]
Fundament	207.7	89.5	1224	$7.51 \cdot 10^{-9}$	9531
1	186.1	31.6	676	$1.22 \cdot 10^{-8}$	21403
2	184.4	30.0	652	$1.23 \cdot 10^{-8}$	21320
3	182.7	27.8	628	$1.22 \cdot 10^{-8}$	21232
4	181.1	25.5	602	$1.20 \cdot 10^{-8}$	21098
5	179.5	22.9	580	$1.13 \cdot 10^{-8}$	21210
6	177.9	19.7	559	$1.04 \cdot 10^{-8}$	21034
7	176.4	16.5	535	$9.29 \cdot 10^{-9}$	20891
8	174.9	12.7	515	$7.65 \cdot 10^{-9}$	20790
9	173.4	8.9	495	$5.69 \cdot 10^{-9}$	20802
10	166.5	60.5	476	$4.04 \cdot 10^{-8}$	20926
11	165.1	54.3	458	$3.86 \cdot 10^{-8}$	20787
12	163.7	48.0	442	$3.62 \cdot 10^{-8}$	20702
13	162.4	41.3	424	$3.30 \cdot 10^{-8}$	20624
14	161.1	34.2	405	$2.89 \cdot 10^{-8}$	20546
15	159.8	26.8	390	$2.41 \cdot 10^{-8}$	20441
16	158.5	19.2	373	$1.82 \cdot 10^{-8}$	20334
17	157.3	11.2	359	$1.13 \cdot 10^{-8}$	20224
18	156.0	3.1	344	$3.27 \cdot 10^{-9}$	20115
19	154.0	11.8	332	$1.32 \cdot 10^{-8}$	20056
20	152.8	20.4	320	$2.39 \cdot 10^{-8}$	20008
21	151.7	29.3	309	$3.61 \cdot 10^{-8}$	19899
22	150.6	38.2	300	$4.94 \cdot 10^{-8}$	19815
23	137.8	54.5	299	$7.14 \cdot 10^{-8}$	20390
24	136.9	51.9	288	$7.12 \cdot 10^{-8}$	20289
25	135.8	48.2	281	$6.88 \cdot 10^{-8}$	20277
26	134.8	44.3	273	$6.58 \cdot 10^{-8}$	20201
27	133.7	40.0	267	$6.15 \cdot 10^{-8}$	20204
28	132.7	35.4	259	$5.62 \cdot 10^{-8}$	20208
29	131.7	30.5	254	$4.99 \cdot 10^{-8}$	20238
30	130.7	25.2	247	$4.25 \cdot 10^{-8}$	20245
31	129.7	19.7	244	$3.43 \cdot 10^{-8}$	20175
32	128.7	14.3	240	$2.54 \cdot 10^{-8}$	20189
33	127.7	8.4	236	$1.53 \cdot 10^{-8}$	20144
34	126.7	2.5	233	$4.56 \cdot 10^{-9}$	20169
35	125.1	8.4	232	$1.58 \cdot 10^{-8}$	20251
36	124.1	14.7	229	$2.82 \cdot 10^{-8}$	20212
37	123.2	21.1	227	$4.10 \cdot 10^{-8}$	20256
38	122.2	27.6	226	$5.41 \cdot 10^{-8}$	20279
39	121.3	34.1	248	$6.40 \cdot 10^{-8}$	21360
40	120.3	40.6	247	$7.66 \cdot 10^{-8}$	21396
41	119.4	47.0	246	$8.92 \cdot 10^{-8}$	21441
42	118.4	53.4	246	$1.02 \cdot 10^{-7}$	21492
43	117.5	59.8	248	$1.14 \cdot 10^{-7}$	21497
44	116.8	64.5	231	$1.28 \cdot 10^{-7}$	20751
45	107.1	16.8	231	$3.21 \cdot 10^{-8}$	21532

Spenningstilstand av brutårn i bruksgrense

Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	1040850	8366.0	4145.5	-0.0004426	-10.04	-10448375.2	-43313739184.7
	2	1040850	8216.0	3995.5	-0.0004400	-9.99	-10393042.4	-41525400957.9
	3	1040850	8066.0	3845.5	-0.0004373	-9.93	-10337614.7	-39753297381.4
	4	1040850	7916.0	3695.5	-0.0004346	-9.88	-10282092.1	-37997471187.4
	5	724100	7539.3	3318.8	-0.0004279	-9.74	-7055763.9	-23416610580.2
	6	724100	6935.9	2715.4	-0.0004171	-9.53	-6899045.0	-18733494251.3
	7	724100	6332.5	2112.0	-0.0004064	-9.31	-6741256.9	-14237253766.5
	8	724100	5729.0	1508.5	-0.0003956	-9.09	-6582399.8	-9929824409.6
	9	724100	5125.6	905.1	-0.0003849	-8.87	-6422473.7	-5813141464.1
	10	724100	4522.2	301.7	-0.0003741	-8.65	-6261478.4	-1889140213.5
	11	724100	3918.8	-301.7	-0.0003633	-8.42	-6099414.1	1840244058.4
	12	724100	3315.4	-905.1	-0.0003526	-8.20	-5936280.7	5373076068.1
	13	724100	2712.0	-1508.5	-0.0003418	-7.97	-5772078.2	8707420532.0
	14	724100	2108.5	-2112.0	-0.0003311	-7.74	-5606806.7	11841342166.4
	15	724100	1505.1	-2715.4	-0.0003203	-7.51	-5440466.1	14772905687.8
	16	724100	901.7	-3318.8	-0.0003095	-7.28	-5273056.5	17500175812.6
	17	1040850	525.0	-3695.5	-0.0003028	-7.14	-7428690.4	27452725479.7
	18	1040850	375.0	-3845.5	-0.0003001	-7.08	-7368393.8	28335158290.2
	19	1040850	225.0	-3995.5	-0.0002975	-7.02	-7308002.2	29199122691.5
(lower edge)	20	1040850	75.0	-4145.5	-0.0002948	-6.96	-7247515.6	30044575951.4
Reinforcement								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
		138330.61	8141.0	3920.5	-0.0004386	-87.73	-12135184.7	-47575991769.6
		138330.61	300.0	-3920.5	-0.0002988	-59.76	-8266609.1	32409240799.0
					0	SUM	-165306040.18	-76709377629.2

Figur 57: Spenningstilstand, Vind i Lengderetning, Bruksgrense, Støpeetappe 1

Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	868800	6196.0	3060.5	-0.0004642	-10.46	-9089756.1	-27819198414.8
	2	868800	6046.0	2910.5	-0.0004623	-10.43	-9057873.4	-26362940615.5
	3	868800	5896.0	2760.5	-0.0004604	-10.39	-9025951.9	-24916140344.6
	4	868800	5746.0	2610.5	-0.0004585	-10.35	-8993991.6	-23478815086.9
	5	507100	5459.7	2324.2	-0.0004550	-10.28	-5213933.5	-12118267686.9
	6	507100	5037.1	1901.6	-0.0004497	-10.18	-5161135.5	-9814544385.0
	7	507100	4614.5	1479.0	-0.0004444	-10.07	-5108157.6	-7555177927.3
	8	507100	4192.0	1056.5	-0.0004391	-9.97	-5054999.7	-5340396506.2
	9	507100	3769.4	633.9	-0.0004339	-9.86	-5001661.7	-3170428313.9
	10	507100	3346.8	211.3	-0.0004286	-9.76	-4948143.8	-1045501542.7
	11	507100	2924.2	-211.3	-0.0004233	-9.65	-4894445.8	1034155615.3
	12	507100	2501.6	-633.9	-0.0004180	-9.55	-4840567.9	3068314967.9
	13	507100	2079.0	-1056.5	-0.0004127	-9.44	-4786509.9	5056748322.7
	14	507100	1656.5	-1479.0	-0.0004075	-9.33	-4732272.0	6999227487.5
	15	507100	1233.9	-1901.6	-0.0004022	-9.22	-4677854.1	8895524270.2
	16	507100	811.3	-2324.2	-0.0003969	-9.12	-4623256.2	10745410478.4
	17	868800	525.0	-2610.5	-0.0003933	-9.04	-7857345.8	20511601170.2
	18	868800	375.0	-2760.5	-0.0003915	-9.01	-7823994.2	21598135887.4
	19	868800	225.0	-2910.5	-0.0003896	-8.97	-7790603.7	22674552029.6
(lower edge)	20	868800	75.0	-3060.5	-0.0003877	-8.93	-7757174.4	23740832112.0
Reinforcement								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
		115811.67	5971.0	2835.5	-0.0004613	-92.27	-10685728.1	-30299381977.1
		115811.67	300.0	-2835.5	-0.0003905	-78.11	-9045662.1	25648974778.4
					0	SUM	-146171018.84	-21947315681.4

Figur 58: Spenningstilstand, Vind i Lengderetning, Bruksgrense, Støpeetappe 13

Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{ci} [-]	Stress, σ _{ci} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	702600	4483.0	2204.0	-0.0005707	-12.48	-8765839.5	-19319910261.7
	2	702600	4333.0	2054.0	-0.0005670	-12.41	-8718465.0	-17907727200.8
	3	702600	4183.0	1904.0	-0.0005633	-12.34	-8670968.3	-16509523582.1
	4	702600	4033.0	1754.0	-0.0005596	-12.27	-8623349.2	-15125354448.9
	5	335800	3818.1	1539.1	-0.0005543	-12.18	-4088725.1	-6292888633.0
	6	335800	3538.3	1259.3	-0.0005474	-12.05	-4045954.3	-5094867993.3
	7	335800	3258.4	979.4	-0.0005405	-11.92	-4002980.1	-3920585444.4
	8	335800	2978.6	699.6	-0.0005336	-11.79	-3959802.4	-2770211792.3
	9	335800	2698.8	419.8	-0.0005267	-11.66	-3916421.3	-1643917843.0
	10	335800	2418.9	139.9	-0.0005198	-11.53	-3872836.7	-541874402.6
	11	335800	2139.1	-139.9	-0.0005129	-11.40	-3829048.6	535747723.1
	12	335800	1859.3	-419.8	-0.0005061	-11.27	-3785057.1	1588777728.0
	13	335800	1579.4	-699.6	-0.0004992	-11.14	-3740862.1	2617044806.0
	14	335800	1299.6	-979.4	-0.0004923	-11.01	-3696463.7	3620378151.2
	15	335800	1019.8	-1259.3	-0.0004854	-10.88	-3651861.8	4598606957.7
	16	335800	739.9	-1539.1	-0.0004785	-10.74	-3607056.4	5551560419.3
	17	702600	525.0	-1754.0	-0.0004732	-10.64	-7474816.6	13110828387.1
	18	702600	375.0	-1904.0	-0.0004695	-10.57	-7424214.6	14135704589.5
	19	702600	225.0	-2054.0	-0.0004658	-10.49	-7373490.2	15145148935.5
(lower edge)	20	702600	75.0	-2204.0	-0.0004621	-10.42	-7322643.5	16139106381.5
Reinforcement								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]		
		46646.37	4258.0	1979.0	-0.0005651	-113.03	-5272386.0	-10434051845.0
		46646.37	300.0	-1979.0	-0.0004676	-93.53	-4362745.2	8633872659.4
					0	SUM	-120205987.94	-13884136708.9

Figur 59: Spenningtilstand, Vind i Lengderetning, Bruksgrense, Støpetappe 33

Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{ci} [-]	Stress, σ _{ci} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	1266150	6864.0	3394.5	-0.0004757	-10.69	-13531521.7	-45932750246.3
	2	1266150	6714.0	3244.5	-0.0004704	-10.59	-13402661.5	-43484935110.2
	3	1266150	6564.0	3094.5	-0.0004652	-10.48	-13273360.1	-41074412864.1
	4	1266150	6414.0	2944.5	-0.0004600	-10.38	-13143617.6	-38701382029.6
	5	573900	6099.9	2630.4	-0.0004490	-10.17	-5833725.7	-15344886338.8
	6	573900	5621.6	2152.1	-0.0004324	-9.83	-5643557.3	-12145640760.0
	7	573900	5143.4	1673.9	-0.0004157	-9.50	-5451356.2	-9124888799.8
	8	573900	4665.1	1195.6	-0.0003990	-9.16	-5257122.3	-6285546878.1
	9	573900	4186.9	717.4	-0.0003824	-8.82	-5060855.8	-3630531415.2
	10	573900	3708.6	239.1	-0.0003657	-8.47	-4862556.5	-1162758831.2
	11	573900	3230.4	-239.1	-0.0003490	-8.12	-4662224.6	1114854453.9
	12	573900	2752.1	-717.4	-0.0003324	-7.77	-4459859.9	3199392019.9
	13	573900	2273.9	-1195.6	-0.0003157	-7.41	-4255462.6	5087937446.6
	14	573900	1795.6	-1673.9	-0.0002990	-7.06	-4049032.5	6775754314.0
	15	573900	1317.4	-2152.1	-0.0002824	-6.69	-3840569.8	8265386202.0
	16	573900	839.1	-2630.4	-0.0002657	-6.33	-3630074.3	9548456690.3
	17	1266150	525.0	-2944.5	-0.0002548	-6.08	-7701276.9	22676409833.2
	18	1266150	375.0	-3094.5	-0.0002495	-5.97	-7553773.3	23375151543.9
	19	1266150	225.0	-3244.5	-0.0002443	-5.85	-7405828.6	24028210840.0
(lower edge)	20	1266150	75.0	-3394.5	-0.0002391	-5.73	-7257442.7	24635389199.9
Reinforcement								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]		
		57756.22	6639.0	3169.5	-0.0004678	-93.57	-5403987.3	-17127937892.2
		57756.22	300.0	-3169.5	-0.0002469	-49.38	-2852119.2	9039791763.6
					0	SUM	-148531986.38	-96267116858.3

Figur 60: Spenningtilstand, Vind i Tverretning, Tårnben med liten aksialkraft, Bruksgrense, Støpetappe 1

Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A, [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	1010100	5970.0	2947.5	-0.0005045	-11.24	-11356529.6	-33473371020.4
	2	1010100	5820.0	2797.5	-0.0004998	-11.15	-11264317.6	-31511928427.6
	3	1010100	5670.0	2647.5	-0.0004950	-11.06	-11171811.3	-29577370330.0
	4	1010100	5520.0	2497.5	-0.0004902	-10.97	-11079010.7	-27669829154.8
	5	484500	5243.1	2220.6	-0.0004814	-10.80	-5231575.1	-11617366520.1
	6	484500	4839.4	1816.9	-0.0004685	-10.55	-5110360.2	-9284885696.0
	7	484500	4435.6	1413.1	-0.0004556	-10.30	-4988122.6	-7048840758.8
	8	484500	4031.9	1009.4	-0.0004428	-10.04	-4864862.3	-4910470420.9
	9	484500	3628.1	605.6	-0.0004299	-9.78	-4740579.4	-2871013395.1
	10	484500	3224.4	201.9	-0.0004170	-9.53	-4615273.8	-931708393.8
	11	484500	2820.6	-201.9	-0.0004042	-9.27	-4488945.5	906205870.4
	12	484500	2416.9	-605.6	-0.0003913	-9.00	-4361594.5	2641490684.8
	13	484500	2013.1	-1009.4	-0.0003784	-8.74	-4233220.9	4272907337.0
	14	484500	1609.4	-1413.1	-0.0003656	-8.47	-4103824.6	5799217114.2
	15	484500	1205.6	-1816.9	-0.0003527	-8.20	-3973405.6	7219181304.0
	16	484500	801.9	-2220.6	-0.0003398	-7.93	-3841963.9	8531561193.7
	17	1010100	525.0	-2497.5	-0.0003310	-7.74	-7820687.5	19532166951.9
	18	1010100	375.0	-2647.5	-0.0003262	-7.64	-7717793.0	20432856902.7
	19	1010100	225.0	-2797.5	-0.0003215	-7.54	-7614604.2	21301855249.7
(lower edge)	20	1010100	75.0	-2947.5	-0.0003167	-7.44	-7511121.1	22139029565.7
Reinforcement								
		Area, A, [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
		46956.99	5745.0	2722.5	-0.0004974	-99.47	-4671011.7	-12716829430.2
		46956.99	300.0	-2722.5	-0.0003239	-64.77	-3041408.0	8280233218.5
					0	SUM	-137802023.10	-50556908155.0

Figur 61: Spenningstilstand, Vind i Tverretning, Tårnben med liten aksialkraft, Bruksgrense, Støpeetappe 10

Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A, [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	767550	5038.0	2481.5	-0.0007283	-15.19	-11659701.4	-28933548956.5
	2	767550	4888.0	2331.5	-0.0007145	-14.97	-11486466.3	-26780696087.3
	3	767550	4738.0	2181.5	-0.0007006	-14.74	-11311355.3	-24675721615.0
	4	767550	4588.0	2031.5	-0.0006868	-14.51	-11134368.5	-22619469665.7
	5	391300	4350.0	1793.5	-0.0006648	-14.14	-5531194.0	-9919966059.5
	6	391300	4023.9	1467.4	-0.0006347	-13.62	-5328449.0	-7818832801.4
	7	391300	3697.8	1141.3	-0.0006046	-13.09	-5121184.6	-5844765269.4
	8	391300	3371.7	815.2	-0.0005745	-12.55	-4909400.9	-4002184485.1
	9	391300	3045.6	489.1	-0.0005444	-11.99	-4693097.8	-2295511470.1
	10	391300	2719.5	163.0	-0.0005143	-11.43	-4472275.5	-729167246.1
	11	391300	2393.5	-163.0	-0.0004842	-10.85	-4246933.8	692427165.3
	12	391300	2067.4	-489.1	-0.0004541	-10.27	-4017072.8	1964850742.4
	13	391300	1741.3	-815.2	-0.0004241	-9.67	-3782692.5	3083682463.6
	14	391300	1415.2	-1141.3	-0.0003940	-9.06	-3543792.9	4044501307.2
	15	391300	1089.1	-1467.4	-0.0003639	-8.43	-3300374.0	4842886251.7
	16	391300	763.0	-1793.5	-0.0003338	-7.80	-3052435.7	5474416275.4
	17	767550	525.0	-2031.5	-0.0003118	-7.33	-5626842.6	11430930747.3
	18	767550	375.0	-2181.5	-0.0002979	-7.03	-5397169.8	11773925985.4
	19	767550	225.0	-2331.5	-0.0002841	-6.73	-5165621.2	12043645879.6
(lower edge)	20	767550	75.0	-2481.5	-0.0002703	-6.43	-4932196.8	12239246303.7
Reinforcement								
		Area, A, [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
		36157.77	4813.0	2256.5	-0.0007076	-141.51	-5116822.3	-11546109507.5
		36157.77	300.0	-2256.5	-0.0002910	-58.20	-2104546.6	4748909424.4
					0	SUM	-125933994.26	-72826550617.5

Figur 62: Spenningstilstand, Vind i Tverretning, Tårnben med liten aksialkraft, Bruksgrense, Støpeetappe 23

Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{ci} [-]	Stress, σ _{ci} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	1010100	5970.0	2947.5	-0.0006292	-13.52	-13656688.7	-40253090071.2
	2	1010100	5820.0	2797.5	-0.0006231	-13.41	-13549409.1	-37904472047.9
	3	1010100	5670.0	2647.5	-0.0006170	-13.31	-13441656.1	-35586784462.7
	4	1010100	5520.0	2497.5	-0.0006110	-13.20	-13333429.6	-33300240365.9
	5	484500	5243.1	2220.6	-0.0005998	-13.00	-6299036.3	-13987797390.1
	6	484500	4839.4	1816.9	-0.0005835	-12.71	-6157051.4	-11186592841.9
	7	484500	4435.6	1413.1	-0.0005671	-12.41	-6013421.3	-8497716036.7
	8	484500	4031.9	1009.4	-0.0005508	-12.11	-5868146.0	-5923159826.8
	9	484500	3628.1	605.6	-0.0005345	-11.81	-5721225.3	-3464917064.6
	10	484500	3224.4	201.9	-0.0005182	-11.50	-5572659.3	-1124980602.3
	11	484500	2820.6	-201.9	-0.0005019	-11.19	-5422448.1	1094656707.7
	12	484500	2416.9	-605.6	-0.0004855	-10.88	-5270591.6	3192002013.1
	13	484500	2013.1	-1009.4	-0.0004692	-10.56	-5117089.7	5165062461.5
	14	484500	1609.4	-1413.1	-0.0004529	-10.24	-4961942.6	7011845200.7
	15	484500	1205.6	-1816.9	-0.0004366	-9.92	-4805150.3	8730357378.4
	16	484500	801.9	-2220.6	-0.0004203	-9.59	-4646712.6	10318606142.2
	17	1010100	525.0	-2497.5	-0.0004091	-9.36	-9459105.1	23624115083.9
	18	1010100	375.0	-2647.5	-0.0004030	-9.24	-9334639.5	24713458025.8
	19	1010100	225.0	-2797.5	-0.0003969	-9.12	-9209700.4	25764136808.5
(lower edge)	20	1010100	75.0	-2947.5	-0.0003909	-8.99	-9084287.8	26775938381.9
Reinforcement								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]		
		46956.99	5745.0	2722.5	-0.0006201	-124.01	-5823307.2	-15853953858.4
		46956.99	300.0	-2722.5	-0.0004000	-80.00	-3756336.6	10226626396.3
					0	SUM	-166504034.67	-60466899968.2

Figur 63: Spenningstilstand, Vind i Tverretning, Tårnben med stor aksialkraft, Bruksgrense, Støpeetappe 10

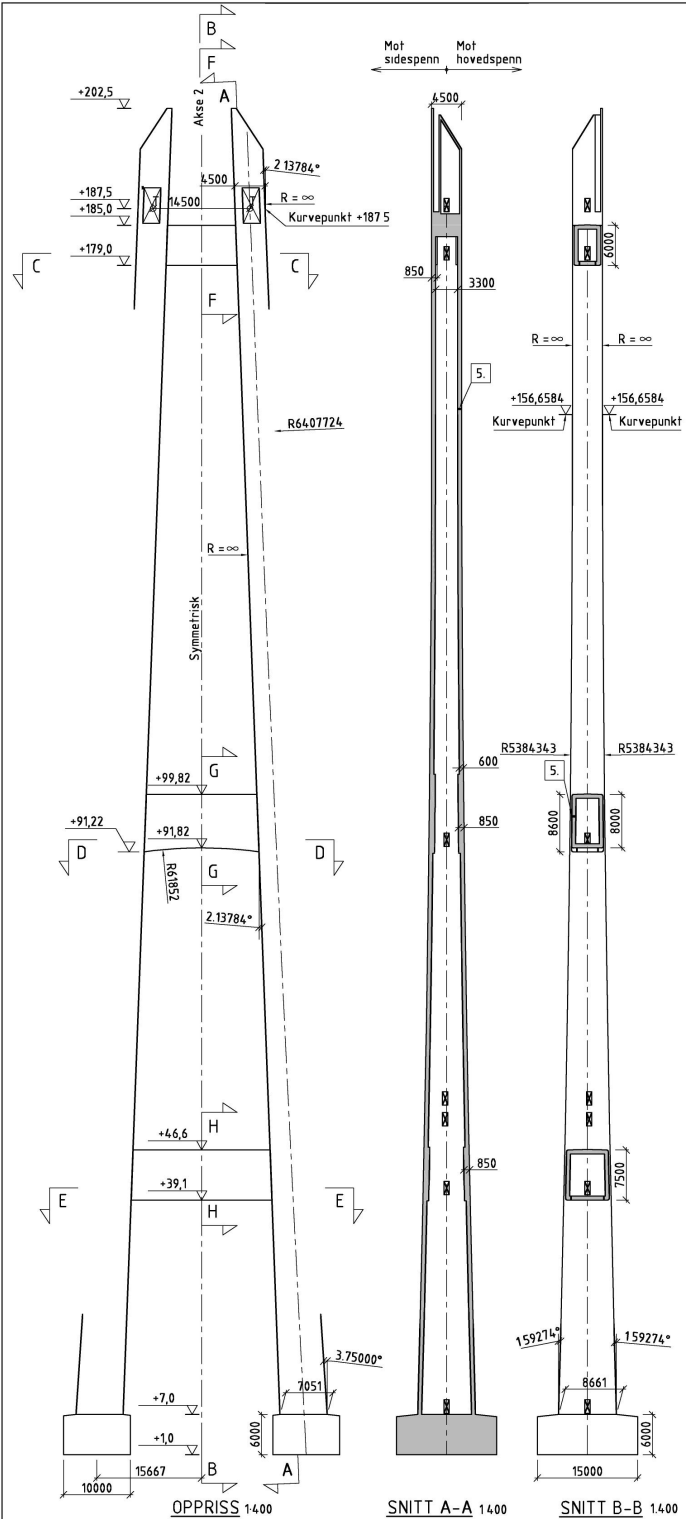
Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{ci} [-]	Stress, σ _{ci} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	767550	5038.0	2481.5	-0.0007260	-15.15	-11630767.5	-28861749487.8
	2	767550	4888.0	2331.5	-0.0007154	-14.98	-11497408.4	-26806207747.2
	3	767550	4738.0	2181.5	-0.0007047	-14.80	-11362939.0	-24788251409.6
	4	767550	4588.0	2031.5	-0.0006941	-14.63	-11227359.2	-22808380149.6
	5	391300	4350.0	1793.5	-0.0006772	-14.34	-5612901.5	-10066505050.6
	6	391300	4023.9	1467.4	-0.0006540	-13.95	-5458738.5	-8010016367.1
	7	391300	3697.8	1141.3	-0.0006308	-13.55	-5301900.2	-6051014542.8
	8	391300	3371.7	815.2	-0.0006077	-13.14	-5142386.8	-4192116569.9
	9	391300	3045.6	489.1	-0.0005845	-12.73	-4980198.2	-2435939440.9
	10	391300	2719.5	163.0	-0.0005614	-12.31	-4815334.4	-785100147.9
	11	391300	2393.5	-163.0	-0.0005382	-11.88	-4647795.5	757784316.7
	12	391300	2067.4	-489.1	-0.0005151	-11.44	-4477581.3	2190096960.5
	13	391300	1741.3	-815.2	-0.0004919	-11.00	-4304692.0	3509220791.2
	14	391300	1415.2	-1141.3	-0.0004687	-10.55	-4129127.5	4712538816.5
	15	391300	1089.1	-1467.4	-0.0004456	-10.10	-3950887.8	5797434044.1
	16	391300	763.0	-1793.5	-0.0004224	-9.63	-3769973.0	6761289481.5
	17	767550	525.0	-2031.5	-0.0004055	-9.29	-7132576.4	14489829053.8
	18	767550	375.0	-2181.5	-0.0003949	-9.08	-6965809.5	15195913486.4
	19	767550	225.0	-2331.5	-0.0003842	-8.86	-6797932.2	15849378973.7
(lower edge)	20	767550	75.0	-2481.5	-0.0003736	-8.64	-6628944.5	16449725841.2
Reinforcement								
		Area, A _i [mm ²]	Height, h _i [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]		
		36157.77	4813.0	2256.5	-0.0007100	-142.01	-5134659.2	-11586358559.4
		36157.77	300.0	-2256.5	-0.0003896	-77.91	-2817079.8	6356740657.5
					0	SUM	-137786992.61	-54321687049.7

Figur 64: Spenningstilstand, Vind i Tverretning, Tårnben med stor aksialkraft, Bruksgrense, Støpeetappe 23

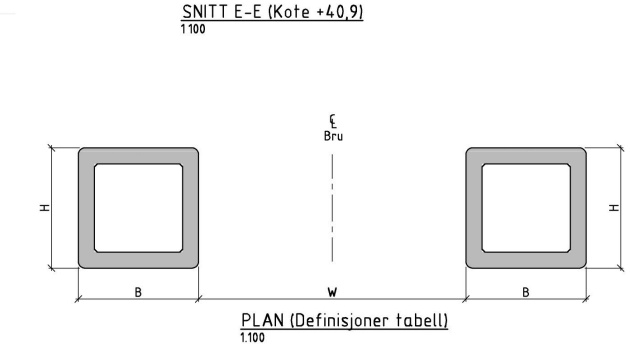
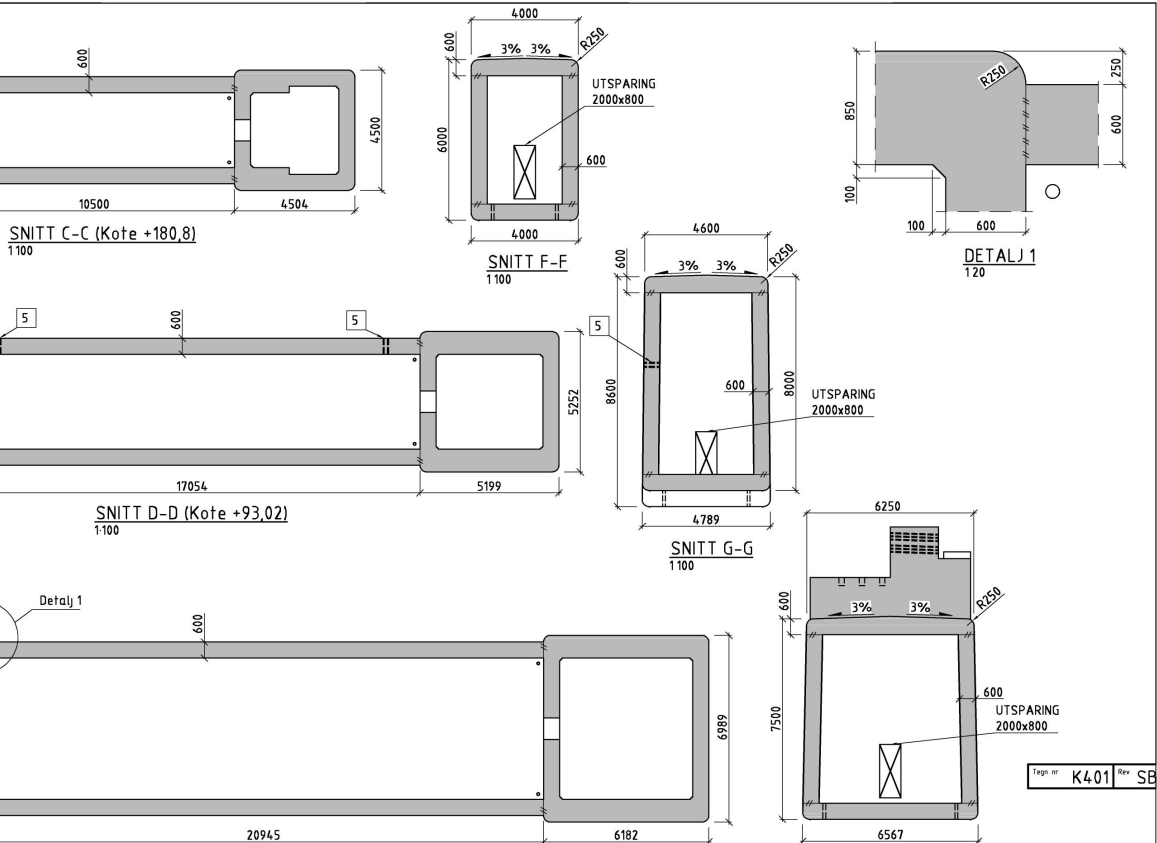
Concrete cross section (divisions, i=1:20)								
		Area, A [mm ²]	Height, h, [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]	Axial force, N _i [N]	Moment, M _i [Nmm]
(upper edge)	1	675000	4425.0	2175.0	-0.0008186	-16.60	-11206857.1	-24374914225.1
	2	675000	4275.0	2025.0	-0.0007995	-16.31	-11010622.5	-22296510655.5
	3	675000	4125.0	1875.0	-0.0007803	-16.02	-10811233.3	-20271062481.7
	4	675000	3975.0	1725.0	-0.0007612	-15.72	-10608689.4	-18299989297.7
	5	330000	3762.5	1512.5	-0.0007341	-15.28	-5043549.9	-7628369275.3
	6	330000	3487.5	1237.5	-0.0006990	-14.71	-4853999.3	-6006824191.9
	7	330000	3212.5	962.5	-0.0006639	-14.12	-4659265.0	-4484542565.0
	8	330000	2937.5	687.5	-0.0006288	-13.51	-4459346.9	-3065800994.2
	9	330000	2662.5	412.5	-0.0005937	-12.89	-4254245.0	-1754876079.6
	10	330000	2387.5	137.5	-0.0005586	-12.25	-4043959.4	-556044420.9
	11	330000	2112.5	-137.5	-0.0005235	-11.60	-3828490.1	526417382.0
	12	330000	1837.5	-412.5	-0.0004884	-10.93	-3607836.9	1488232729.1
	13	330000	1562.5	-687.5	-0.0004533	-10.25	-3382000.0	2325125020.6
	14	330000	1287.5	-962.5	-0.0004182	-9.55	-3150979.4	3032817656.7
	15	330000	1012.5	-1237.5	-0.0003831	-8.83	-2914775.0	3607034037.5
	16	330000	737.5	-1512.5	-0.0003480	-8.10	-2673386.8	4043497563.0
	17	675000	525.0	-1725.0	-0.0003208	-7.53	-5079496.0	8762130607.1
	18	675000	375.0	-1875.0	-0.0003017	-7.11	-4801240.4	9002325843.4
	19	675000	225.0	-2025.0	-0.0002825	-6.70	-4519830.2	9152656240.6
(lower edge)	20	675000	75.0	-2175.0	-0.0002634	-6.27	-4235265.4	9211702204.6
Reinforcement								
		Area, A [mm ²]	Height, h, [mm]	y-coord, y _i [mm]	Strain, ε _{si} [-]	Stress, σ _{si} [N/mm ²]		
		35386.90	4200.0	1950.0	-0.0007899	-157.98	-5590469.3	-10901415101.2
		35386.90	300.0	-1950.0	-0.0002921	-58.42	-2067452.6	4031532626.0
					0	SUM	-116802990.25	-64456877377.7

Figur 65: Spenningstilstand, Vind i Tverretning, Tårnben med stor aksialkraft, Bruksgrense, Støpeetappe 44

Vedlegg F: tegninger av Hardanger- brua



Kote i meter	B	H	W
7	7051	8661	23476
11	6939	8441	23177
15	6830	8228	22879
19	6723	8020	22580
23	6618	7818	22281
27	6517	7623	21983
31	6417	7433	21684
35	6321	7249	21386
39	6226	7071	21087
43	6134	6899	20788
47	6045	6734	20490
51	5958	6574	20191
55	5874	6420	19892
59	5792	6271	19594
63	5713	6129	19295
67	5636	5993	18996
71	5562	5863	18698
75	5490	5738	18399
79	5421	5620	18101
83	5355	5508	17802
87	5290	5401	17503
91	5229	5301	17205
95	5170	5206	16906
99	5113	5117	16607
103	5059	5035	16309
107	5007	4958	16010
111	4958	4887	15711
115	4911	4822	15413
119	4867	4763	15114
123	4826	4710	14816
127	4786	4663	14517
131	4750	4622	14218
135	4716	4587	13920
139	4684	4558	13621
143	4655	4535	13322
147	4628	4517	13024
151	4604	4506	12725
155	4583	4501	12426
159	4564	4500	12128
163	4547	4500	11829
167	4533	4500	11531
171	4521	4500	11232
175	4512	4500	10933
179	4506	4500	10635
183	4502	4500	10336
185	4501	4500	10187
187,5	4500	4500	10000

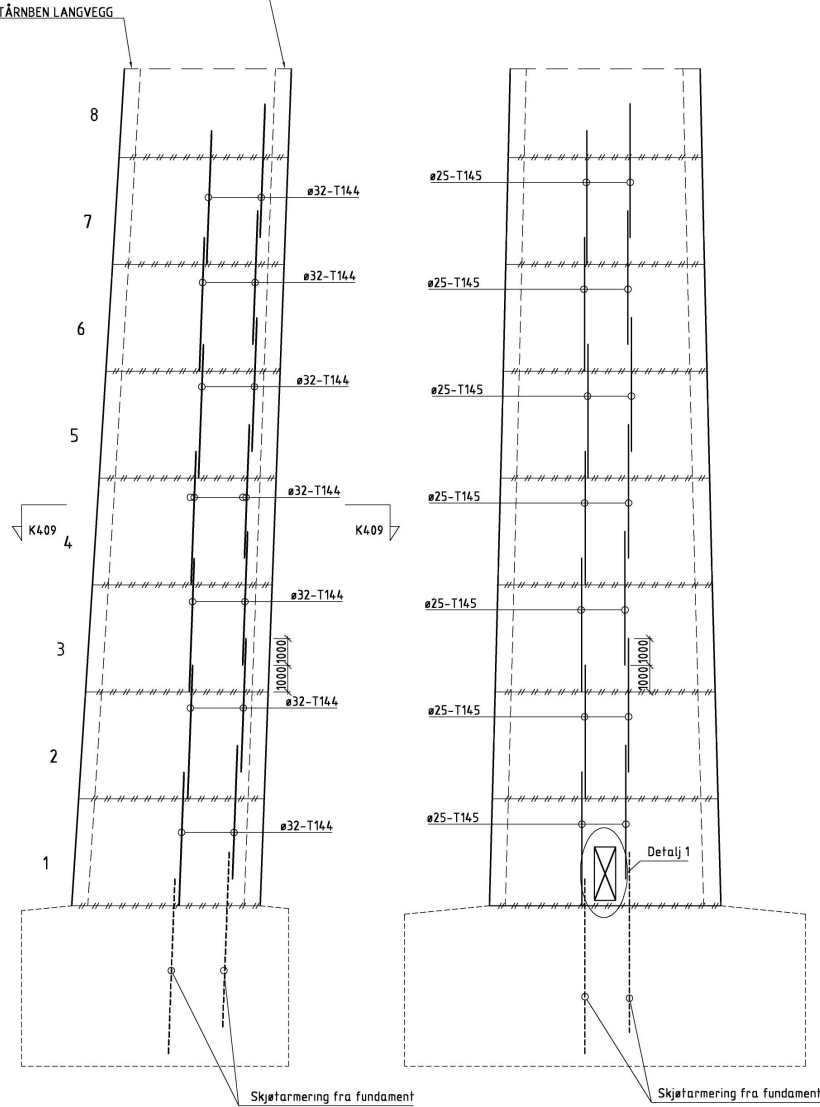


- MERKNADER**
- Kontrollklasse: Utvidet kontroll iht NS 3465
 - Betongkvalitet:
 - Tårnfundament: B35 Lavvarmebetong
 - Tårn under kt +55: B45 SV-30
 - Tårn for øvrig: B45 SV-40
 - For sadel understøp gjelder spesielt: B55 SV-40
 - Synlige hjørner avfases 30mm, hvis ikke annet er angitt.
 - Støpeskjøter er ikke vist på oppriss, snitt A-A eller snitt B-B. Se tegning K402.
- [5] Utsparring for evt. sikringskabel. Se tegning K932.
- HENVISNINGER**
- Tegning K402, Tårn Bu, Støpetapper
 Tegning K405, Tårn Bu, Fundament med fjellanker, Form
 Tegning K410, Tårn Bu, Planumrigel, Form
 Tegning K420, Tårn Bu, Midtrigel, Form
 Tegning K430, Tårn Bu, Topprigel med sadelfundamenter, Form
 Tegning K440, Tårn Bu, Tårntopp, Form
 Tegning K442, Tårn, Innstøpingsgodt
 Tegning K901, Utstyr, Dør til tårn og spredkammer
 Tegning K915-K919, Utstyr, Innstøpte klatretrøker
 Tegning K932, Utstyr, Feste for evt. sikringskabel

SB	Sam bygd	AGK	IMJ	20 06 2014
C	Radius UK midtrigel, Snitt H-H	AGK	IMJ	16 01 2007
B	Tårntopp, radius og kurvepunkt, tabell, utsparring, henvisninger	TH	AGK	05 11 2009
A	Arbeidstegning	AGK	JOS	02 06 2009
Rev	Revisjonen gjelder	Proj.	Kontr.	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet		Saksnr: 2010/01531-035		
Statens vegvesen		Presj.	AGK	Date
Rv 7 / Rv 13		Tegner	IMJ	16 01 2007
12-2950 HARDANGERBRUA		Prosjektleder	Bjørn Isachsen	
Tårn Bu		PROF.no:	12-0013b_015	
Form		Målestokk	1:400, 1:100, 1:20, 1:1	
RILLE VED STØPEKJØT I SØYLER		Bygge nr.	12-2950	
11		Tegn nr.		Rev.
			K401	SB

YK TÅRNBEN LANGVEGG

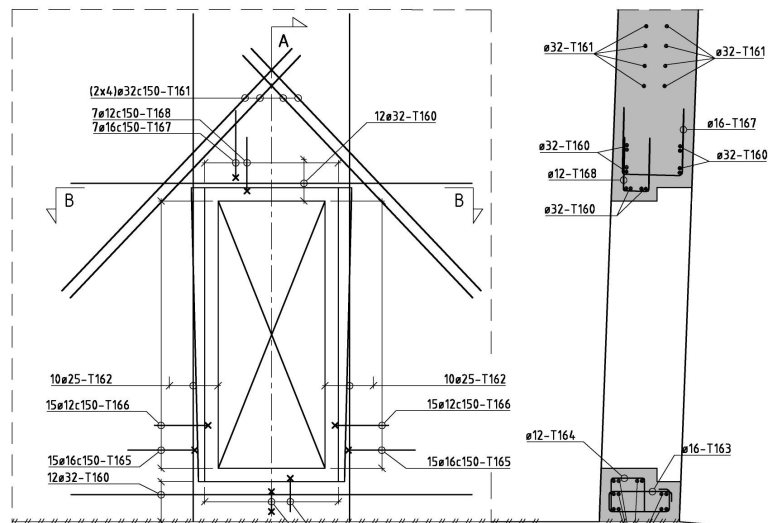
IK TÅRNBEN LANGVEGG



OPPRISS TVERRVEGG
1:100

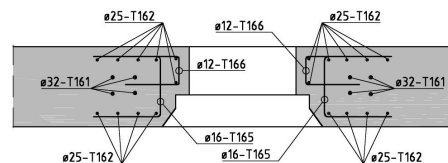
OPPRISS LANGVEGG
1:100

VERTIKALARMERING						HORIZONTALARMERING					
	TVERRVEGG (PR. VEGG)	IK TÅRNBEN LANGVEGG (PR. VEGG)	YK TÅRNBEN LANGVEGG (PR. VEGG)	HJØRNE (PR. HJØRNE)	SUM PR TÅRNBEN	SUM TÅRN	TVERRVEGG (PR. VEGG)	IK TÅRNBEN LANGVEGG (PR. VEGG)	YK TÅRNBEN LANGVEGG (PR. VEGG)	SUM PR TÅRNBEN	SUM TÅRN
7	36032C150-T144 BS 36032C150-T144 EKSTRA BS	41025C150-T145	41025C150-T145	6032-T144	312-T144 164-T145	624-T144 328-T145	153B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T159BS 14016C300-T179BS	198B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T159BS	198B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T159BS	684-T141 108-T142 216-T143 108-T108 108-T108 56-T175	1368-T141 216-T142 432-T143 216-T158 216-T159 112-T175
6	37032C150-T144 BS 37032C150-T144 EKSTRA BS	43025C150-T145	43025C150-T145	6032-T144	320-T144 172-T145	640-T144 344-T145	162B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T159BS 14016C300-T174BS	198B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T159BS	198B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T159BS	720-T141 108-T142 216-T143 108-T108 108-T108 56-T175	1440-T141 216-T142 432-T143 216-T158 216-T157 112-T174
5	37032C150-T144 BS 37032C150-T144 EKSTRA BS	44025C150-T145	44025C150-T145	6032-T144	320-T144 176-T145	640-T144 352-T145	162B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T159BS 14016C300-T173BS	198B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T159BS	198B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T159BS	720-T141 108-T142 216-T143 108-T108 108-T108 56-T174	1440-T141 216-T142 432-T143 216-T158 216-T155 112-T173
4	38032C150-T144 BS 38032C150-T144 EKSTRA BS	45025C150-T145	45025C150-T145	6032-T144	328-T144 180-T145	656-T144 360-T145	162B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T152BS 14016C300-T172BS	198B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T153BS	198B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T153BS	720-T141 108-T142 216-T143 108-T108 108-T108 56-T173	1440-T141 216-T142 432-T143 216-T152 216-T153 112-T172
3	39032C150-T144 BS 39032C150-T144 EKSTRA BS	47025C150-T145	47025C150-T145	6032-T144	336-T144 188-T145	672-T144 376-T145	171B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T150BS 14016C300-T171BS	207B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T151BS	207B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T151BS	756-T141 108-T142 216-T143 108-T108 108-T108 56-T171	1512-T141 216-T142 432-T143 216-T150 216-T151 112-T171
2	39032C150-T144 BS 39032C150-T144 EKSTRA BS	48025C150-T145	48025C150-T145	6032-T144	336-T144 192-T145	672-T144 384-T145	171B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T148BS 14016C300-T170BS	216B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T149BS	216B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T149BS	774-T141 108-T142 216-T143 108-T148 108-T148 56-T170	1548-T141 216-T142 432-T143 216-T148 216-T149 112-T170
1	40032C150-T144 BS 40032C150-T144 EKSTRA BS	49025C150-T145 20025-T162 7B016C150-T163 7B012C150-T164 7B016C150-T167 7B012C150-T168	49025C150-T145	6032-T144	344-T144 196-T145 20-T162 7-T163 7-T164 7-T167 7-T168	688-T144 392-T145 40-T162 14-T163 14-T164 14-T167 14-T168	171B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T146BS 24032-T160 8032-T161 30B016C150-T165 30B012C150-T166	225B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T147BS 24032-T160 8032-T161 30B016C150-T165 30B012C150-T166	225B010C300C450-T141 27B016C150-T142 54B016C150-T143 27016C150-T147BS	792-T141 108-T142 216-T143 108-T146 108-T146 56-T170	1584-T141 216-T142 432-T143 216-T146 216-T147 48-T160 8-T161 30-T165 60-T165 60-T166 56-T169



DETALJ 1
1:20

SNITT A-A
1:20



SNITT B-B
1:20

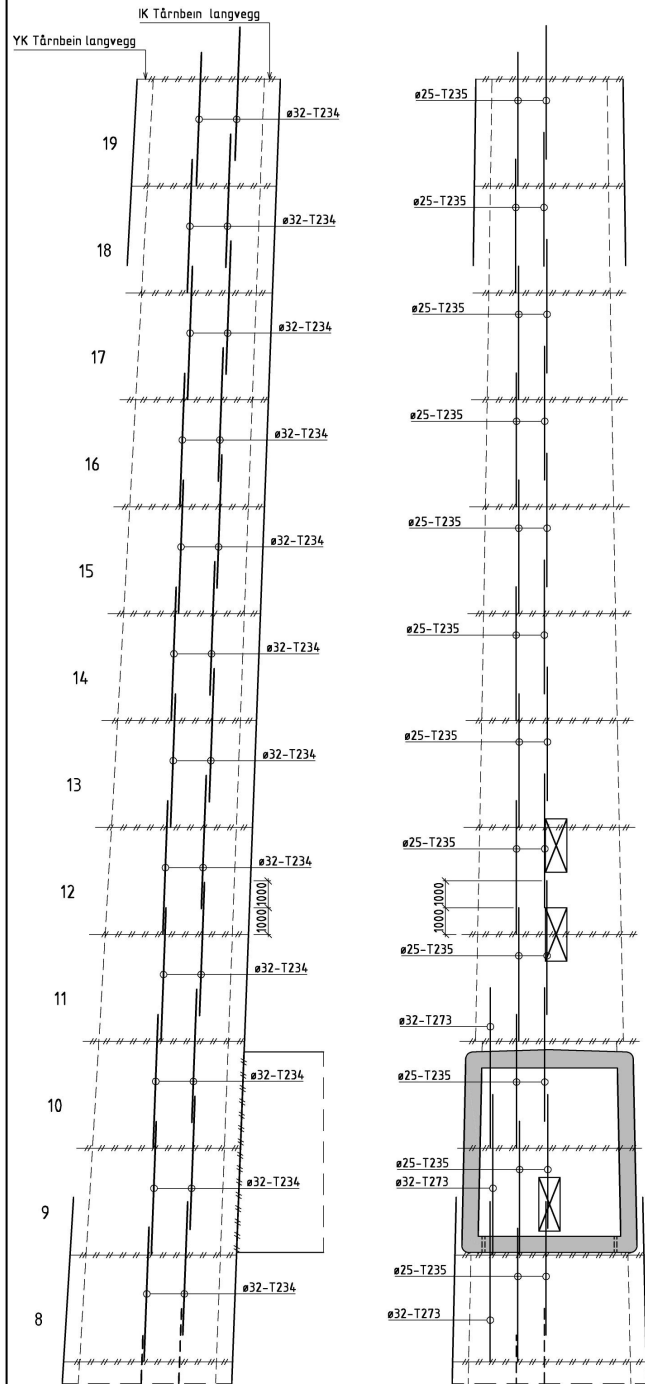
MERKNADER

1. Kontrollklasse Utvidet kontroll iht. NS 3465
2. Armering Kamstenger teknisk klasse B5000C iht NS 3576-3
3. Armeringsoverdekning
75 ±15 mm til konstruktiv armering
60 ±5 mm til #12 monteringsstenger
4. Avstand mellom armeringslagene skal være minimum 35 mm
5. Minimum omfangslengde
#12 = 600 mm
#16 = 500 mm
#20 = 600 mm
#25 = 800 mm
#32 = 1000 mm
6. T141
Senteravstand horisontalt 300mm
Senteravstand vertikalt 450mm
7. Vertikalarmeringen utføres med vekslert skjøt i to snitt som vist på oppriss.
I tillegg skal det være sideveis veksting av skjøter, se merknad nr. 9 på tegning K409.
8. Vertikalarmeringens helning
Armering i hjørner følger hjørnehelningen definert av skjærings mellom to vegger. Armering i furrvegg følger veggens helning og helning ik tårnben langvegg. Armering i langvegg følger veggens helning og vertikallplanet.

HENVISNINGER

- Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K402, Tårn Bu, Støpeetapper
Tegning K405, Tårn Bu, Fundament, Form
Tegning K406, Tårn Bu, Fundament plan, Armering
Tegning K407, Tårn Bu, Fundament snitt, Armering
Tegning K409, Tårn Bu, Tårnben snitt kt +22, Armering
- Bøyeliste side T14 - T17.

SB	Som bygd	AGK	IMJ	20 06 2014
C	Ekstra lag T144 etappe 1-5, Nye pas nr 1169-1175	TH	AGK	12 10 2009
B	Merknad 3, 4 og 9, støpearmstift og 7, omfar T145	TH	AGK	01 09 2009
A	Arbeidstegning	TH	AGK	03 08 2009
Rev	Revisjonen gjelder	Proj.	Kontr.	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				
Statens vegvesen				
Rev 7 / Rev 13				
12-2950 HARDANGERBRUA				
Tårn Bu				
Tårnben oversikt kt +7 - 35				
Armering				
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruseksjonen				
Saksnr 2010/01531-035				Date
Prosj.	TH	Date		25 06 2009
Tegner	TH	Date		
Prosjleder	Björn Isaksson	Date		
PROF nr.	12-00130_015	Date		
Målestokk	1:100, 1:20 (A1)	Date		
Bygge nr.	12-2950	Date		
Tegn nr.		Date		
K408				SB



VERTIKALARMERING							HORIZONTALARMERING				
	TVERRVEGG (PR. VEGG)	IK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	YK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	HJØRNE (PR. HJØRNE)	SUM PR. TÅRNBEIN	SUM TÅRN	TVERRVEGG (PR. VEGG)	IK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	YK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	SUM PR. TÅRNBEIN	SUM TÅRN
19	30Ø32C150-T234 BS 30Ø32C150-T234 EKSTRA BS	26Ø25C150-T235 BS	26Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	284-T234 116-T235	528-T234 232-T235	12Ø6Ø10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS 14ØØ16C300-T287BS	135ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS	135ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS	522-T231 108-T232 216-T233 432-T233 108-T258 216-T259 56-T287 112-T287	1044-T231 216-T232 432-T233 108-T258 216-T259 112-T287 152-T316
18	31Ø32C150-T234 BS 31Ø32C150-T234 EKSTRA BS	30Ø25C150-T235 BS	30Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	272-T234 120-T235	544-T234 240-T235	12Ø6Ø10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS 14ØØ16C300-T286BS	135ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS	135ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS	522-T231 108-T232 216-T233 432-T233 108-T258 216-T259 56-T287 112-T287	1044-T231 216-T232 432-T233 108-T258 216-T259 112-T287 152-T316
17	32Ø32C150-T234 BS 32Ø32C150-T234 EKSTRA BS	32Ø25C150-T235 BS	32Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	280-T234 128-T235	560-T234 256-T235	135ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS 14ØØ16C300-T285BS	144ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS	144ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS	558-T231 108-T232 216-T233 432-T233 108-T258 216-T259 56-T284 112-T284	1116-T231 216-T232 432-T233 108-T258 216-T259 112-T284 152-T316
16	32Ø32C150-T234 BS 32Ø32C150-T234 EKSTRA BS	33Ø25C150-T235 BS	33Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	280-T234 132-T235	560-T234 294-T235	135ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS 14ØØ16C300-T286BS	144ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS	144ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS	558-T231 108-T232 216-T233 432-T233 108-T258 216-T259 56-T284 112-T284	1116-T231 216-T232 432-T233 108-T258 216-T259 112-T284 152-T316
15	33Ø32C150-T234 BS 33Ø32C150-T234 EKSTRA BS	34Ø25C150-T235 BS	34Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	288-T234 136-T235	576-T234 272-T235	135ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T248BS 14ØØ16C300-T282BS	153ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T248BS	153ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T248BS	576-T231 108-T232 216-T233 432-T233 108-T248 216-T249 56-T282 112-T282	1152-T231 216-T232 432-T233 108-T248 216-T249 56-T282 112-T282
14	34Ø32C150-T234 BS 34Ø32C150-T234 EKSTRA BS	36Ø25C150-T235 BS 14ØØ16C150-T283 8Ø25-T284 14ØØ12C150-T297	36Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	296-T234 144-T235 7-T293 6-T294 14-T297	592-T234 288-T235 28-T293 16-T294 28-T297	144ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T248BS 14ØØ16C300-T286BS	162ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T248BS	162ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T248BS	612-T231 108-T232 216-T233 432-T233 108-T248 216-T249 56-T280 4-T289 8-T291 8-T296 44-T298 44-T299	1224-T231 216-T232 432-T233 108-T248 216-T249 56-T280 8-T289 16-T291 16-T296 88-T298 88-T299
13	34Ø32C150-T234 BS 34Ø32C150-T234 EKSTRA BS	37Ø25C150-T235 BS 7ØØ12C150-T297	37Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	296-T234 144-T235 7-T293 6-T294 7-T297	592-T234 288-T235 14-T293 14-T297	144ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T248BS 14ØØ16C300-T286BS	162ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T248BS	162ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T248BS	612-T231 108-T232 216-T233 432-T233 108-T248 216-T249 56-T280 4-T289 8-T291 8-T296 44-T298 44-T299	1224-T231 216-T232 432-T233 108-T248 216-T249 56-T280 8-T289 16-T291 16-T296 88-T298 88-T299
12	35Ø32C150-T234 BS 35Ø32C150-T234 EKSTRA BS 35Ø16C150-T272	35Ø25C150-T235 BS 202Ø-T267 12Ø32-T273	35Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	304-T234 140-T235 4-T267 7Ø-T272 12-T273	608-T234 280-T235 6-T267 140-T272 24-T273	27ØØ20C150-T248BS 112ØØ10C300C450-T260 54ØØ20C150-T262 54ØØ20C150-T264 27ØØ16C150-T264 23Ø25C150-T265BS 48ØØ16C300-T296 16Ø16-T275 14ØØ16C300-T278BS 64Ø16-T302	27ØØ20C150-T248BS 27ØØ20C150-T241BS 54ØØ20C150-T261 27ØØ16C150-T264 7ØØ16-T270 54ØØ16C150-T3Ø1	183ØØ10C300C450-T231 27ØØ20C150-T241BS 54ØØ20C150-T261 27ØØ16C150-T264 28Ø20C150-T3Ø3 26ØØ12C150-T3Ø5 4Ø12-T3Ø6	612-T231 108-T232 216-T233 432-T233 108-T241 216-T241 224-T260 44Ø-T260 108-T261 108-T262 216-T262 108-T263 108-T264 184-T265 96-T266 7Ø-T270 7Ø-T272 56-T278 54-T3Ø1 64-T3Ø2 26-T3Ø3 26-T3Ø6 4-T3Ø6	1152-T231 216-T232 432-T233 108-T241 216-T241 224-T260 44Ø-T260 108-T261 108-T262 216-T262 108-T263 216-T264 184-T265 96-T266 144-T270 88-T274 96-T277 12-T290 24-T290 16-T291 32-T291 26-T292 52-T292 54-T3Ø1 64-T3Ø2 26-T3Ø3 26-T3Ø6 4-T3Ø6
9	36Ø32C150-T234 BS 36Ø32C150-T234 EKSTRA BS 36Ø16C150-T271	36Ø25C150-T235 BS 202Ø-T267 12ØØ16C150-T293 4Ø25-T294	36Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	312-T234 160-T235 4-T267 72-T271 12-T272 12-T293 6-T294 6-T3Ø4	624-T234 288-T235 6-T267 144-T271 24-T272 24-T293 6-T294 12-T3Ø4	27ØØ20C150-T265BS 11ØØ10C300C450-T260 54ØØ20C150-T262 54ØØ20C150-T264 27ØØ16C150-T264 23Ø25C150-T265BS 48ØØ16C300-T296 16Ø16-T275 14ØØ16C300-T278BS 64Ø16-T3Ø2	153ØØ10C300C450-T231 27ØØ20C150-T265BS 54ØØ16C150-T261 27ØØ16C150-T264 7ØØ16-T270 26ØØ12C150-T3Ø5 4Ø12-T3Ø6	153ØØ10C300C450-T231 27ØØ20C150-T265BS 54ØØ16C150-T261 27ØØ16C150-T264 28ØØ12C150-T3Ø5 4Ø12-T3Ø6	306-T231 108-T232 108-T239 238-T260 108-T261 108-T262 216-T262 108-T263 108-T264 200-T265 102-T266 144-T270 88-T274 96-T277 12-T290 24-T290 16-T291 32-T291 26-T292 52-T292 54-T3Ø1 64-T3Ø2 26-T3Ø3 26-T3Ø6 4-T3Ø6	612-T231 216-T232 216-T239 476-T260 108-T261 108-T262 216-T262 108-T263 108-T264 200-T265 102-T266 144-T270 88-T274 96-T277 12-T290 24-T290 16-T291 32-T291 26-T292 52-T292 54-T3Ø1 64-T3Ø2 26-T3Ø3 26-T3Ø6 4-T3Ø6
8	36Ø32C150-T234 BS 36Ø32C150-T234 EKSTRA BS 4Ø16-T311 4Ø16-T312 4Ø16-T313 16Ø16-T314	40Ø25C150-T235 BS 12Ø32-T273	40Ø25C150-T235 BS	6Ø32-T234	312-T234 160-T235 24-T310 6-T311 6-T312 6-T313 64-T314	624-T234 288-T235 24-T273 48-T310 16-T311 12-T312 16-T313 64-T314	135ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T258BS 14ØØ16C300-T286BS 20Ø12-T3Ø8 14ØØ20C13ØØ 16Ø16-T311	16ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T237BS 6Ø16-T315	16ØØ10C300C450-T231 27ØØ16C150-T232 54ØØ16C150-T233 27ØØ16C150-T237BS	666-T231 108-T232 108-T236 216-T236 432-T233 108-T236 216-T236 40-T292 6Ø-T3Ø6 28-T3ØØ 52-T311 6-T315	1332-T231 216-T232 432-T233 108-T236 216-T236 40-T292 6Ø-T3Ø6 28-T3ØØ 52-T311 12-T315

OPPRISS TVERRVEGG
1100

OPPRISS LANGVEGG
1100

MERKNADER

- Kontrollklasse Utvidet kontroll iht. NS 3465
- Armeringskonstruksjon teknisk klasse B500NC iht. NS 3576-3
- Armeringsomfangsdekning: 75x15 mm til konstruktiv armering 60x5 mm til ø12 monteringsstenger
- Avstand mellom armeringslagene skal være minimum 35 mm
- Minimum omfangslenge:
 - Ø12 = 400 mm
 - Ø16 = 500 mm
 - Ø25 = 800 mm
 - Ø32 = 1000 mm
- T231. Senteravstand horisontalt: 300mm
Senteravstand vertikalt: 450mm
- Vertikalarmeringen utføres med vekslert skjørt i to snitt som vist på oppriss. I tillegg skal det være sideveis vekslert. Se merknad nr. 9 på tegning K4.17 og K4.19.
- Vertikalarmeringens helning. Armering i hjørner følger hjørnehelningen definert av skjering mellom to vegger. Armering i veggvegg følger veggens helning og helning ik tårnbein langvegg. Armering i langvegg følger veggens helning og vertikallplanet.

Tegn nr. **K4.16** Rev. **SB**

HENVISNINGER

Tegning K4.01, Tårn Bu, Form
Tegning K4.02, Tårn Bu, Støpetapper
Tegning K4.17, Tårn Bu, Tårnbein snitt ved planumsrigel, Armering
Tegning K4.18, Tårn Bu, Tårnbein detaljer ved planumsrigel, Armering
Tegning K4.19, Tårn Bu, Tårnbein snitt kt. +77, Armering
Tegning K4.48, Tårn Bu, Krannefesting, Armering

Bøyleliste side T23 - T31.

SB	Sam bygd	AGK	IMJ	20.06.2014
E	Anfall T316	AGK	MBR	15.06.2010
D	Nyft pos. T316	AGK	MBR	30.04.2010
C	Etappe 9 og 10 Diameter T301, Etappe 8 Ny pos. T315	AGK	MBR	25.03.2010
B	Bkt antall pos. T289-T299, Merknad 9 utgår	TH	AGK	11.01.2010
A	Arbeidstegning	TH	AGK	22.12.2009
Rev	Revisjonen gjelder	Proj.	Kontr.	Dato

Godkjennt som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet

Saksnr. 2010/01531-035

Statens vegvesen

Prosjektleder: Bjørn Isaksen

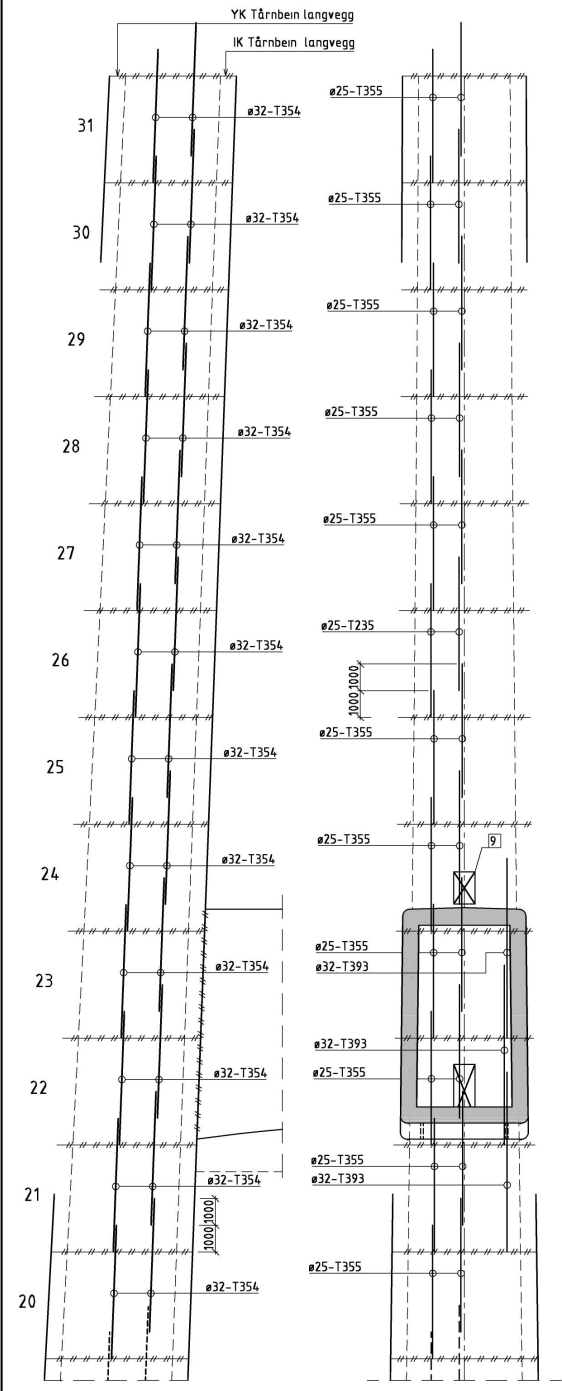
PROF.no: 12-0013b_015

Målestokk: 1:100 (A1)

Bygge nr.: 12-2950

Tegn nr.: **K4.16** Rev. **SB**

Prosjektet av: Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brukeskjonen



OPPRISS TVERRVEGG 1:100
OPPRISS LANGVEGG 1:100

VERTIKALARMERING										HORIZONTALARMERING									
	TVERRVEGG (PR. VEGG)	IK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	YK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	HJØRNE (PR. HJØRNE)	SUM PR. TÅRNBEIN	SUM TÅRN	TVERRVEGG (PR. VEGG)	IK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	YK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	SUM PR. TÅRNBEIN	SUM TÅRN		TVERRVEGG (PR. VEGG)	IK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	YK TÅRNBEIN LANGVEGG (PR. VEGG)	SUM PR. TÅRNBEIN	SUM TÅRN		
31	25032C150-T354 BS 25032C150-T354 EKSTRA	23025C150-T355 BS	23025C150-T355 BS	6032-T354	174-T354 92-T355	348-T354 184-T355	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS 14016C300-T407	99B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	99B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	414-T351 108-T352 216-T353 108-T379 108-T379 56-1407	628-T351 216-T352 432-T353 216-T379 216-T379 56-1407								
30	25032C150-T354 BS 25032C150-T354 EKSTRA	24025C150-T355 BS	24025C150-T355 BS 12912-T398	6032-T354	174-T354 96-T355 12-T388	348-T354 192-T355 12-T388	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS 14016C300-T406	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	150B12-T350 108B010C300C450-T351	152-T350 432-T351 108-T352 216-T353 108-T379 6-T388 56-T406	152-T350 384-T351 768-T352 432-T353 216-T379 216-T379 56-1408								
29	26032C150-T354 BS 26032C150-T354 EKSTRA	24025C150-T355 BS	24025C150-T355 BS	6032-T354	180-T354 96-T355	360-T354 192-T355	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS 14016C300-T405	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	432-T351 108-T352 216-T353 108-T374 108-T375 28-T405	684-T351 216-T352 432-T353 216-T374 216-T375 56-T405								
28	26032C150-T354 BS 26032C150-T354 EKSTRA	24025C150-T355 BS	24025C150-T355 BS	6032-T354	160-T354 96-T355	360-T354 192-T355	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS 14016C300-T404	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	432-T351 108-T352 216-T353 108-T372 108-T375 28-T404	684-T351 216-T352 432-T353 216-T372 216-T375 56-T404								
27	27032C150-T354 BS 27032C150-T354 EKSTRA BS	25025C150-T355 BS	25025C150-T355 BS	6032-T354	240-T354 100-T355	480-T354 200-T355	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS 14016C300-T403BS	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	432-T351 108-T352 216-T353 108-T370 108-T371 56-T403	684-T351 216-T352 432-T353 216-T370 216-T371 112-T403								
26	28032C150-T354 BS 28032C150-T354 EKSTRA BS	26025C150-T355 BS	26025C150-T355 BS	6032-T354	248-T354 100-T355	496-T354 200-T355	117B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T398BS 14016C300-T402BS	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T398BS	108B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T398BS	450-T351 108-T352 216-T353 108-T368 216-T369 56-T402	900-T351 216-T352 432-T353 216-T368 216-T369 112-T402								
25	28032C150-T354 BS 28032C150-T354 EKSTRA BS	26025C150-T355 BS	26025C150-T355 BS	6032-T354	248-T354 104-T355	496-T354 203-T355	117B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T398BS 14016C300-T401BS	117B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T398BS	117B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T398BS	468-T351 108-T352 216-T353 108-T366 216-T366 56-T401	936-T351 216-T352 432-T353 216-T366 216-T366 112-T401								
24	28032C150-T354 BS 28032C150-T354 EKSTRA BS	23025C150-T355 BS	23025C150-T355 BS	6032-T354	248-T354 92-T355 4-T387 12-T388 96-T392 14-T413 8-T414 14-T417 6-T416	496-T354 184-T355 8-T387 12-T388 112-T392 14-T413 8-T414 14-T417 12-T416	27020C150-T364BS 99B010C300C450-T380 54B020C150-T381 54B020C150-T383 27B016C150-T384 46B16-T390 4012-T409 12032-T410 16025-T411 14016-T395 14016C300-T400BS 16016-T422	96B010C300C450-T351 27D20C150-T395BS 27D20C150-T395BS 27B016C150-T384 46B16-T390 4012-T409 12032-T410 14020C150-T423 14020C150-T425 4012-T427	152-T350 99B010C300C450-T351 27D20C150-T395BS 54B016C150-T381 27B016C150-T384 46B16-T390 4012-T409 14020C150-T423 14020C150-T425 4012-T427	152-T350 384-T351 768-T352 216-T364 108-T365 216-T365 384-T390 216-T381 216-T381 216-T383 216-T383 216-T384 40-T395 168-T396 8-T398 82-T390 56-T395 112-T400 4-T409 12-T410 16-T411 18-T418 18-T418 54-T421 64-T422 14-T423 28-T423 4-T427	152-T350 384-T351 768-T352 216-T364 108-T365 216-T365 384-T390 216-T381 216-T381 216-T383 216-T383 216-T384 40-T395 168-T396 8-T398 82-T390 56-T395 112-T400 4-T409 12-T410 16-T411 18-T418 18-T418 54-T421 64-T422 14-T423 28-T423 8-T427								
23	29032C150-T354 BS 29032C150-T354 EKSTRA BS 29016C150-T391	23025C150-T355 BS 2020-T387	23025C150-T355 BS 2020-T387 12032-T393 6016-T420	6032-T354	256-T354 92-T355 4-T387 58-T391 12-T393 6-T420	512-T354 184-T355 8-T387 116-T391 24-T393 12-T420	27020C150-T398BS 126B010C300C450-T380 54B020C150-T382 54B020C150-T383 27B016C150-T384 46B16-T390 27D20C150-T398BS 14016C300-T398BS 16016-T422	108B010C300C450-T351 27D20C150-T398BS 54B016C150-T381 27B016C150-T384 54B016C150-T421	108B010C300C450-T351 27D20C150-T398BS 54B016C150-T381 27B016C150-T384 14020C150-T423 14020C150-T425 4012-T427	216-T351 108-T362 108-T362 108-T363 504-T390 108-T381 108-T382 216-T383 108-T384 216-T384 216-T385 56-T399 112-T399 54-T421 32-T422 14-T423 28-T423 4-T427	432-T351 216-T362 216-T362 216-T363 504-T390 216-T381 216-T382 216-T383 216-T384 216-T385 112-T399 108-T421 64-T422 28-T423 28-T423 8-T427								
22	29032C150-T354 BS 29032C150-T354 EKSTRA BS 29016C150-T391	24025C150-T355 BS 2020-T387	24025C150-T355 BS 2020-T387 126B010C300-T386 4025-T414	6032-T354	256-T354 96-T355 4-T387 58-T391 116-T391 12-T393 6-T424	512-T354 192-T355 4-T387 116-T391 24-T413 12-T393 8-T414 12-T424	27020C150-T398BS 99B010C300C450-T380 54B020C150-T382 54B020C150-T383 27B016C150-T384 46B16-T390 27D20C150-T398BS 14016C300-T398BS 16016-T422	108B010C300C450-T351 27D20C150-T398BS 54B016C150-T381 27B016C150-T384 54B016C150-T421	108B010C300C450-T351 27D20C150-T398BS 54B016C150-T381 27B016C150-T384 280B02C150-T425 4012-T426	216-T351 108-T360 108-T361 196-T380 108-T381 108-T382 216-T383 108-T384 216-T384 216-T385 56-T399 108-T421 32-T422 14-T423 28-T423 8-T427	432-T351 216-T360 216-T361 384-T390 216-T381 216-T381 216-T383 216-T383 216-T384 216-T385 112-T399 108-T421 64-T422 28-T423 28-T423 8-T427								
21	29032C150-T354 BS 29032C150-T354 EKSTRA BS 4016-T431 3016-T432 4016-T433 16016-T434	28025C150-T355 BS	28025C150-T355 BS 12032-T393	6032-T354	256-T354 112-T355 4-T387 58-T391 116-T391 12-T393 6-T424	512-T354 224-T355 24-T393 48-T430 16-T431 6-T432 8-T433 32-T434	126B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS 14016C300-T386 20016-T426 14020-T429 16016-T431	126B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS 14016C300-T386 20016-T426 14020-T429 16016-T431	126B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS 14016C300-T386 20016-T426 14020-T429 16016-T431	504-T351 108B-T352 216-T353 108-T356 108-T356 56-T399 56-T397 20-T412 40-T428 80-T428 28-T429 32-T431 6-T435	1008-T351 216-T352 432-T353 216-T356 216-T356 108-T359 112-T397 108-T412 80-T428 56-T429 64-T431 12-T435								
20	30032C150-T354 BS 30032C150-T354 EKSTRA BS	29025C150-T355 BS	29025C150-T355 BS	6032-T354	264-T354 116-T355	528-T354 235-T355	126B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS 14016C300-T398BS	126B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	126B010C300C450-T351 27B016C150-T352 54B016C150-T353 27D16C150-T378BS	504-T351 108B-T352 216-T353 108-T356 108-T356 56-T399 56-T397 20-T412 40-T428 80-T428 28-T429 32-T431 6-T435	1008-T351 216-T352 432-T353 216-T356 216-T356 108-T359 112-T397 108-T412 80-T428 56-T429 64-T431 12-T435								

MERKNADER

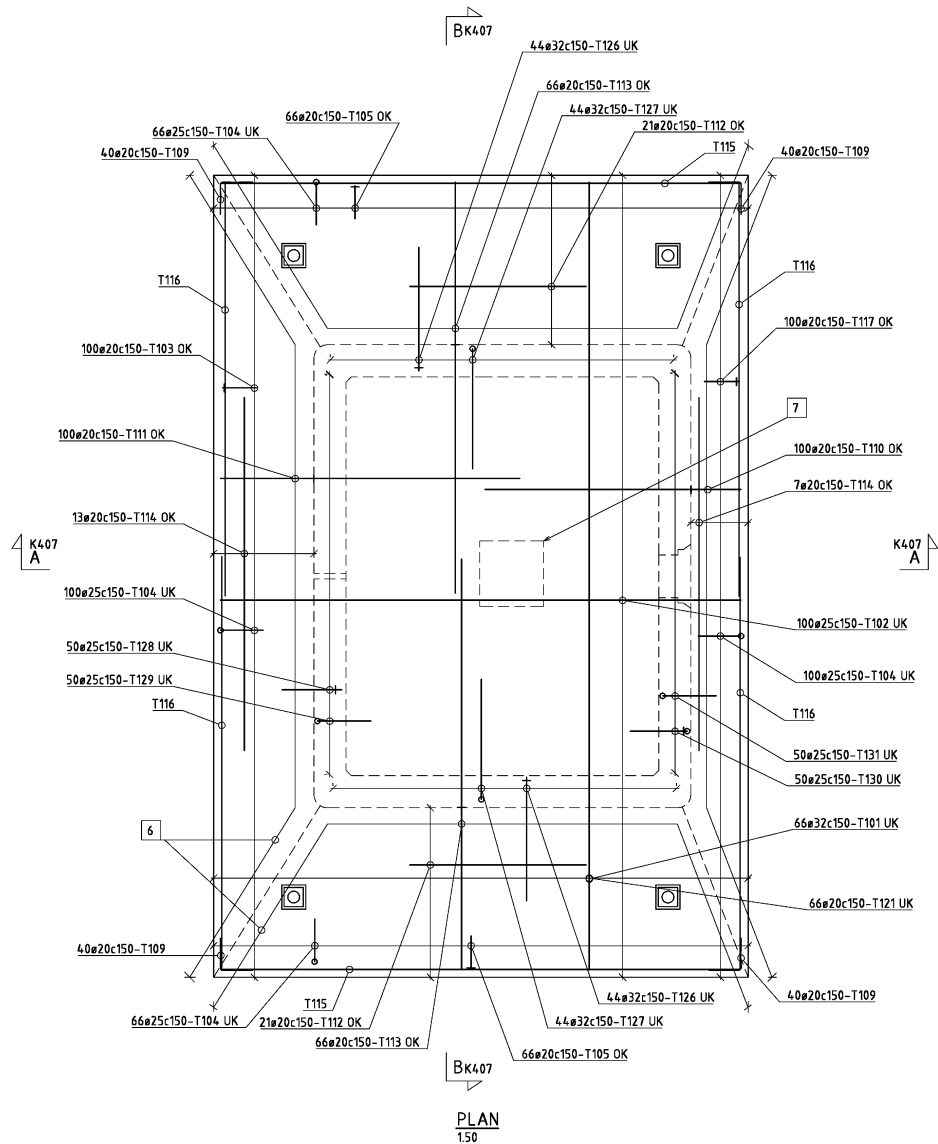
- Kontrollklasse Utvidet kontroll iht. NS 3465
- Armering-konstruksjon teknisk klasse B500NC iht. NS 3576-3
- Armeringsomstrekning: 75±15 mm ih konstruktiv armering 60±5 mm ih ø12 monteringsstenger
- Avstand mellom armeringslagene skal være minimum 35 mm
- Minimum omfangslengde:
 - Ø12 = 400 mm
 - Ø16 = 500 mm
 - Ø20 = 600 mm
 - Ø25 = 800 mm
 - Ø32 = 1000 mm
- T351. Senteravstand horisontalt: 300mm Senteravstand vertikalt: 450mm
- Vertikalarmeringen utføres med vekslert skjett i to snitt som vist på oppriss. I tillegg skal det være sideveis vekslert. Se merknad nr. 9 på tegning K427 og K429.
- Vertikalarmeringens helning. Armering i hjørner følger hjørnehelningen definert av skjæring mellom to vegger. Armering i veggvegg følger veggens helning og helning ik tårnbein langvegg. Armering i langvegg følger veggens helning og vertikalplanet.

9) Utsparing 800x1200 kun i vestre tårnbein

HEMVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K402, Tårn Bu, Støpetapper
Tegning K427, Tårn Bu, Tårnbein snitt ved midtregel, Armering
Tegning K428, Tårn Bu, Tårnbein detaljer ved midtregel, Armering
Tegning K429, Tårn Bu, Tårnbein snitt iht. +099 og +125, Armering
Tegning K448, Tårn Bu, Krannfesting Armering
Bøyleliste side T35 - T43.

SB	Som bygd	AGK	IMJ	Date
		AGK	MBR	23 08 2010
A	Arbeidstegning	AGK	MBR	04 06 2010
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj.	Kontr.	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				
Statens vegvesen		Saksnr. 2010/01531-035		Date
Tegn nr. 12-2950		Tegner: TH		22 12 2009
Prosjekt: 12-2950 HARDANGERBRUA		Prosjektleder: Bjørn Lidsæen		
Tårn Bu		PROF.nr. 12-0013b.015		
Tårnbein oversikt iht. +83 - 131		Målestokk: 1:100 (A1)		
Armering		Bygge nr. 12-2950		
Prosjekt av: Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brusekajonen		Tegn nr. K426		Rev. SB



PLAN
1:50

MERKNADER

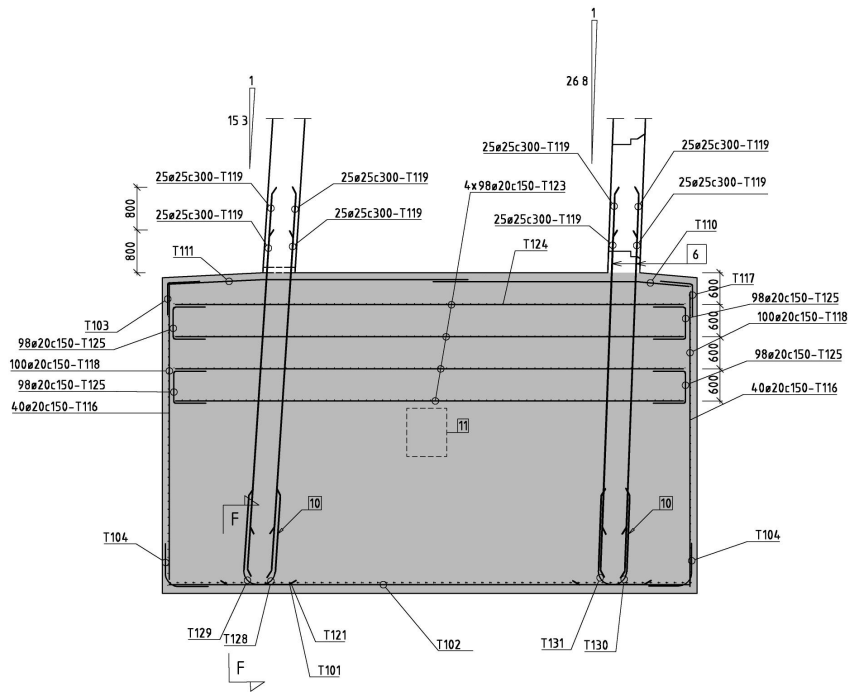
Tege. nr. **K4.06** Rev. **SB**

- 1 Kontrollklasse Utvidet kontroll iht NS 3465
- 2 Armering Kamstenger teknisk klasse B500NC iht NS 3576-3
- 3 Armeringsoverdekning
120x20 mm til konstruktiv armering
100x10 mm til monteringsstenger
Monteringsstenger dimensjon ø16.
- 4 Avstand mellom armeringslagene skal være minimum 35 mm
Unntak. T101 og T121 kan legges med 25 mm fri avstand.
- 5 Minimum omfaringslengde
ø12 = 400 mm
ø16 = 500 mm
ø20 = 600 mm
ø25 = 800 mm
ø32 = 1000 mm
- 6 Gjelder pos nr T110, T111 og T113- Ved fundamentets hjørner følger armeringsjernene knekken i fundamentoverflaten Utstikkende del kappes
- 7 Armering T110, T111, T123 og T124 (se K4.07) lilles kappet for adkomståpning 1x1 meter gjennom øvre halvdel av fundament. Åpning lukkes med T132. T132 vises kun i bøyelisten.

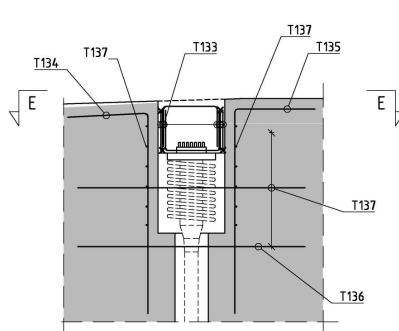
HENVISNINGER

Tegning K4.05, Tårn Bu, Fundament, Form
Tegning K4.07, Tårn Bu, Fundament snitt, Armering
Tegning K4.07, Tårn Bu, Tårnbein snitt kt +22, Armering
Bøyeliste side T10 - T13.

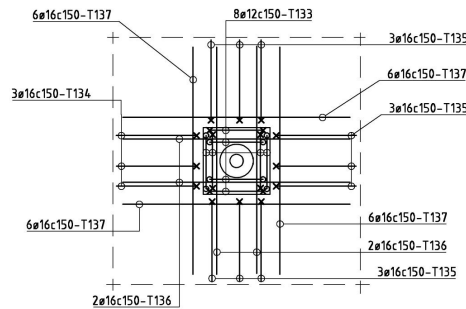
SB	Sam bygd	AGK	IMJ	20.04.2014
C	Redusert armering pga. endret vindareal	TH	AGK	26.08.2009
B	Økt armering pga. endret byggerøkkeløse	KB/TH	AGK	14.08.2009
A	Arbeidstegning	IMJ	AGK	08.05.2009
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj.	Kontr.	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saksnr. 2010/1531-035
Statens vegvesen		Prosj.leder	AGK	Dato
Rv 7 / Rv 13		Tegner	IMJ	18.02.2009
12-2950 HARDANGERBRUA		Prosj.leder	Bjørn Isachsen	
Tårn Bu		PROF.	12-0013b_015	
Fundament plan		Målestokk	1:50	
Armering		Bygge nr.	12-2950	
Prosjektet av: Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruseksjonen		Tegn. nr.	K4.06	Rev. SB



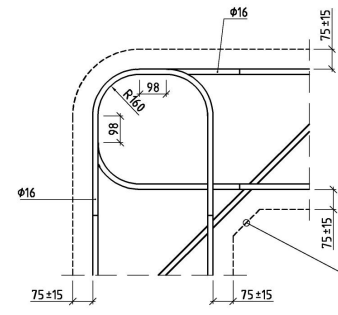
SNITT A-A
150



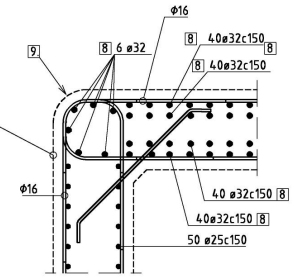
DETALJ 2, SNITT
120



SNITT E-E
120



DETALJ 1, Oppstikk vegg
110



DETALJ 1, Oppstikk vegg
120

MERKNADER

- Kontrollklasse Utvidet kontroll iht. NS 3465
- Armering kamstenger teknisk klasse B500NC iht. NS 3576-3
- Armeringsoverdekning 120±20 mm til konstruktiv armering 100±10 mm til monteringsstenger. Monteringsstenger dimensjon ø16.
- Fri avstand mellom armeringslagene skal være minimum 35 mm. Unntak T101 og T121 kan legges med 25 mm fri avstand.
- Minimum omfangslengde
 ø12 = 400 mm
 ø16 = 500 mm
 ø20 = 600 mm
 ø25 = 800 mm
 ø32 = 1000 mm

6 Oppstikkarmring til vegg utføres med vekslert skjøt i to snitt som vist på snitt A-A og B-B

Tegn nr. **K407** Rev. **SB**

7 Oppstikkarmringens helning. Oppstikkarmring til veggjørner, T122, følger hjørnehelningen definert av skjæring mellom to vegger. Oppstikkarmring til fverrvegg, T122, følger veggens helning og helning ik tårnbein langvegg. Oppstikkarmring til langvegg, T119, følger veggens helning og vertikallplanet. Se også tegning K408

8 Oppstikkende armering til tårnbeinas kortvegg består av i alt 172 stk ø32 i hver kortvegg. Av disse fordeles 6 stk til hvert hjørne. Fordeling i hver kortvegg = $6 \cdot 6 \cdot 4(1+1+1+1) = 172$ stk ø32.

9 Detalj 1 viser oppstikkarmringen. Det må legges spesiell vekt på å tilpasse oppstikkarmringen til overdekningen i tårnbeina

10 L-jern T126-T131 monteres i et lag utenfor vertikalarmering T119/T122

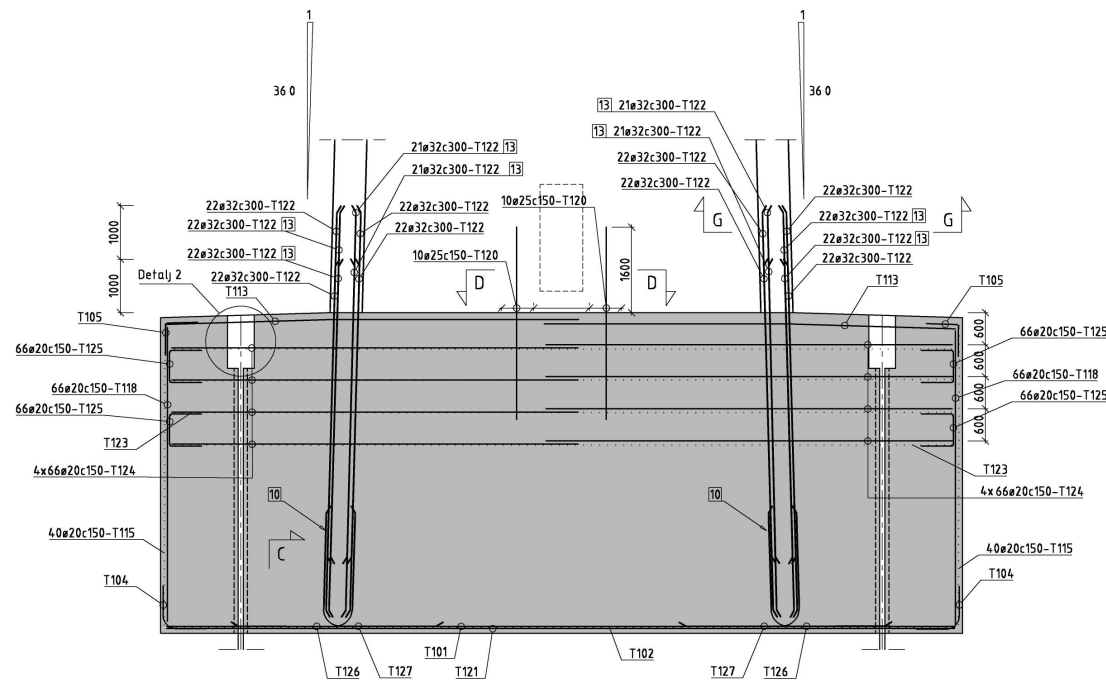
11 Overflatearmering T115 og T118 tilates kappet for adkomståpning 0,75x0,9 m på fundamentets ene kortside. Åpning lukkes med T132. T132 vises kun i bøyelisten

12 Detalj 2 Armering som kommer i konflikt med utsparinger, kappes og erstattes med tilsvarende mengde med tilfredsstillende forankring fordelt på sidene av utsparinger

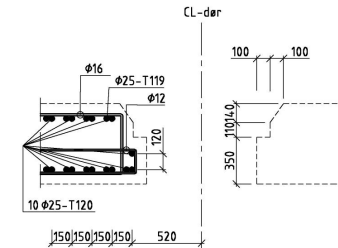
13 Der hvor T122 anbringes som et indre lag, skal skjøtene veksles sideveis i forhold til det ytre laget.

HENVISNINGER

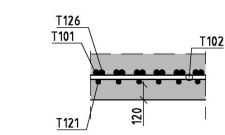
- Tegning K405, Tårn Bu, Fundament, Form
- Tegning K406, Tårn Bu, Fundament plan, Armering
- Tegning K409, Tårn Bu, Tårnbein snitt kt. +22, Armering
- Bøyeliste side T10 - T13.



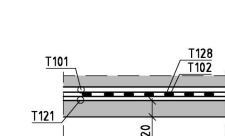
SNITT B-B
150



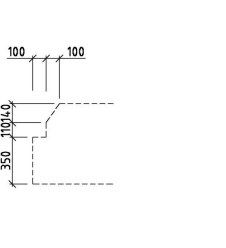
SNITT D-D
120



SNITT C-C
120



SNITT F-F
120

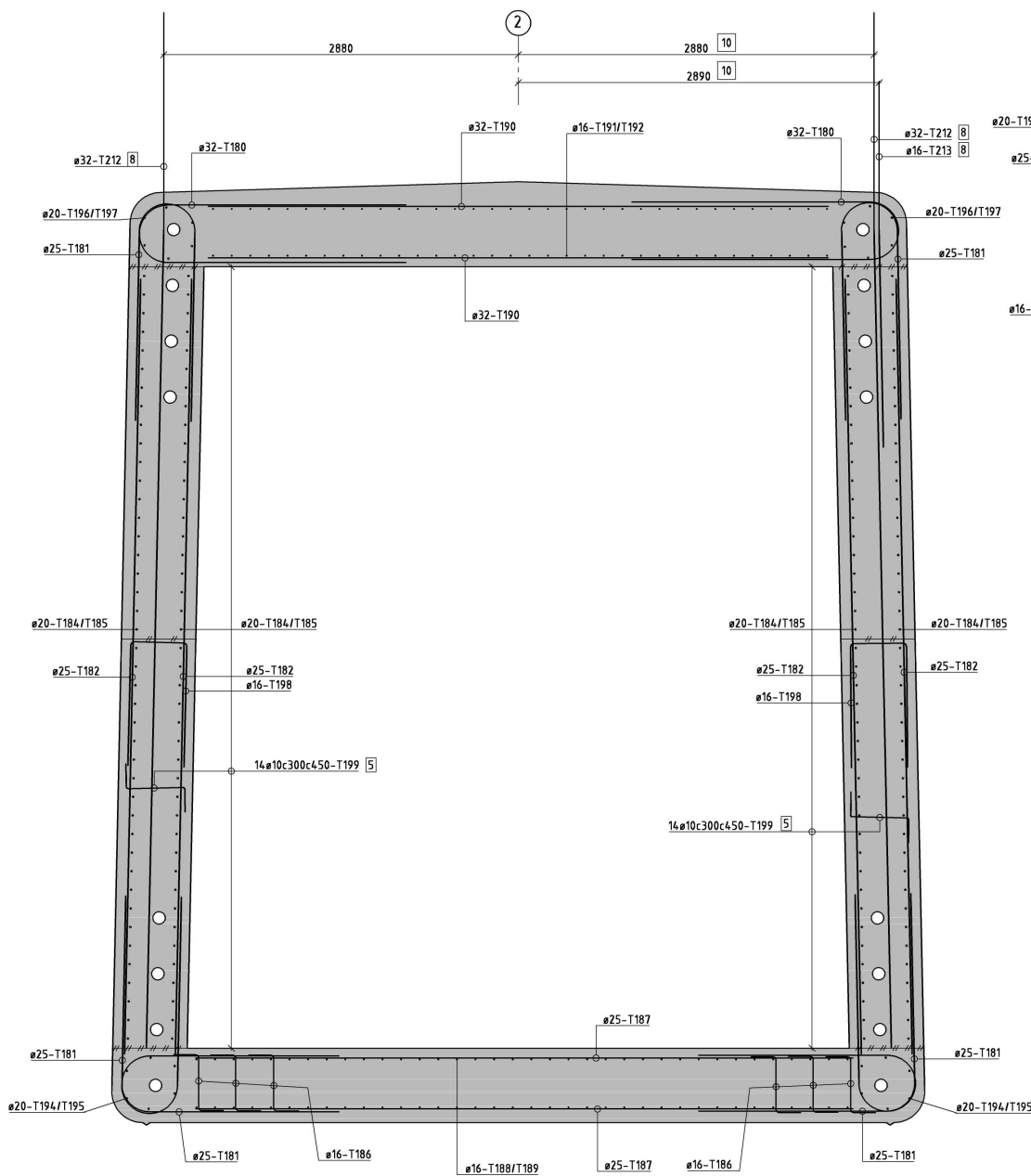


SNITT G-G, Oppstikk kote +8,5
120

Rev	Revisjonen gjelder	Prosj.	Kontroll	Dato
A	Arbeidstegning	IMJ	AGK	08.05.2009
B	Økt armering pga. endret byggekrefølge	KB/TH	AGK	14.08.2009
C	Redusert armering pga. endret vindretal	TH	AGK	26.08.2009
D	Snitt G-G, nytt lag T122, merknad 8, merknad 13 tilføyd	KB	AGK	28.09.2009
S	Som bygd	AGK	IMJ	20.06.2014

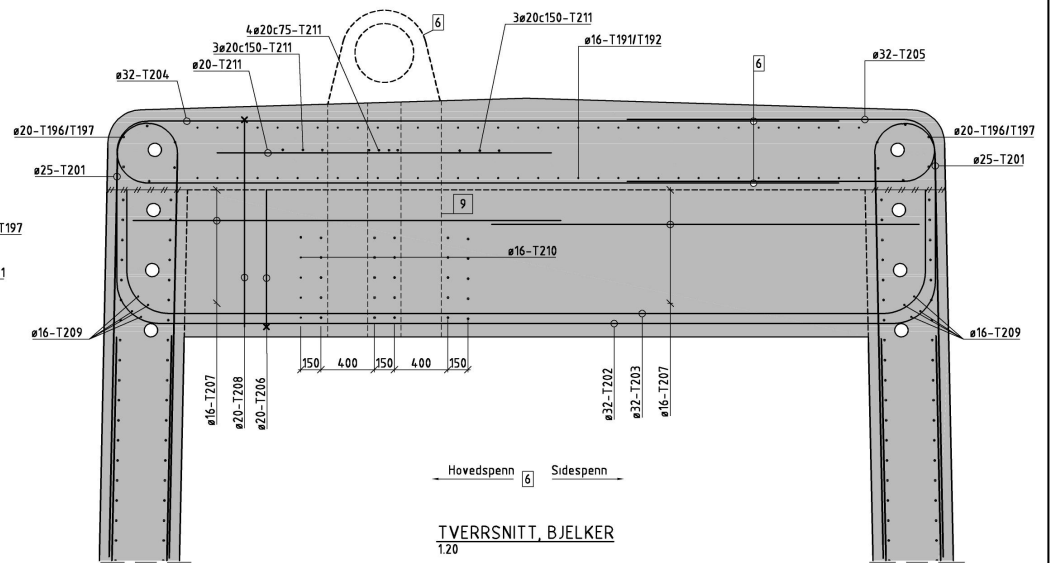
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet	Saksnr.	AGK	IMJ	Dato
	2010/01531-035			
		AGK	IMJ	18.02.2009

Rev	Rev. 13	12-2950 HARDANGERBRUA	Tårn Bu	Fundament snitt	Armering	Tegn nr.	Rev.
						K407	SB



Hovedspenn 8 Sidespenn

TVERRSNITT, GENERELT
120



Hovedspenn 6 Sidespenn

TVERRSNITT, BJELKER
120

MERKNADER

- Kontrollklasse. Utvidet kontroll iht. NS 3465
- Armering Kamstenger teknisk klasse B500NC iht. NS 3576-3
- Armeringsoverdekning
75±5 mm til konstruktiv armering
60±5 mm til ø12 monteringsstenger
For underkant toplate gjelder spesielt
60±15 mm til konstruktiv armering
45±5 mm til ø12 monteringsstenger
- Minimum omfangslengde:
ø12 = 400 mm
ø16 = 500 mm
ø20 = 600 mm
ø25 = 800 mm
ø32 = 1000 mm
- Senteravstand horisontalt: 300mm
Senteravstand vertikalt: 450mm
- For å unngå plassproblem ved slisseutparinger for pendellagere, legges omfarskjøt mellom T204 og T205 mot sidespenn.
- Minimum 40mm mellom lag T202 og T203
- Pos T212 legges i begge rigelvegger
Pos T213 legges kun i rigelvegg mot sidespenn se tegn K412
- Slisseutparing for pendellagere, se tegn nr K410
- Det må legges spesiell vekt på nøyaktig plassering av oppstikkarmring T212 og T213 Angitt mål fra akse gjelder til senter armeringsjern
Vær spesiell oppmerksom på at T212 har en liten knekk - jernet skal monteres slik at oppstikkende del er vertikal - som betyr at jernet må vris til riktig posisjon etter at det er plassert i veggen Det vises også til mål på tegning K411

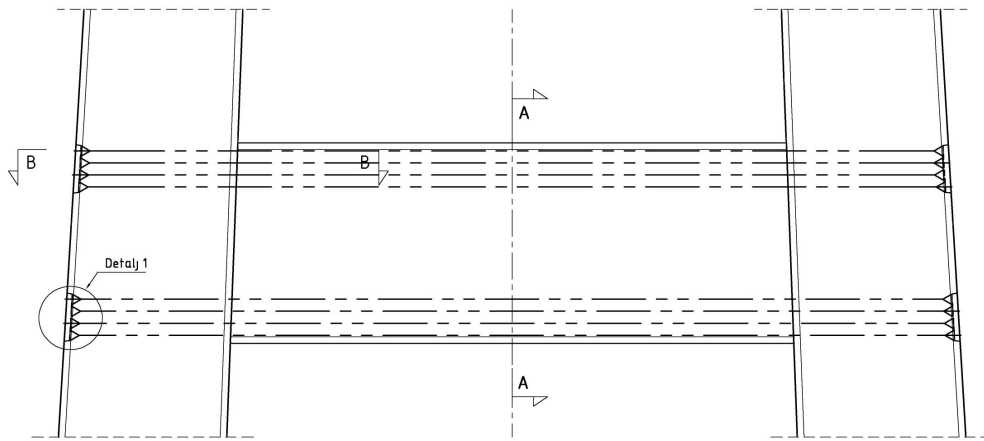
Tegn nr. K413 Rev. SB

HENVISNINGER

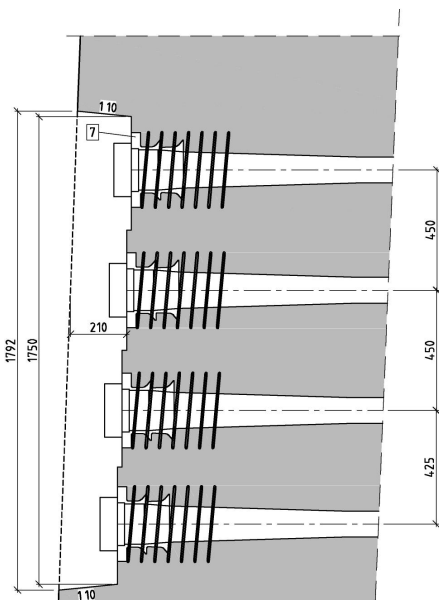
Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K410, Tårn Bu, Planumrigel, Form
Tegning K411, Tårn Bu, Planumrigel oppriss, Armering
Tegning K412, Tårn Bu, Planumrigel plan, Armering
Tegning K414, Tårn Bu, Planumrigel, Spennarmering
Tegning K415, Tårn Bu, Planumrigel konsoller, Armering
Tegning K416, Tårn Bu, Tårnbein oversikt kit +35-83, Armering
Tegning K417, Tårn Bu, Tårnbein snitt ved planumrigel, Armering
Tegning K418, Tårn Bu, Tårnbein detaljer ved planumrigel, Armering
Bøyeliste side T18 - T21

SB	Som bygd	AGK	MJR	28.04.2010
D	Supplerende mål T212 og T213, merknad 10	AGK	MBR	20.05.2010
C	T186, T198 og T211 er nye plassering T210, støpeskjøt	AGK	MBR	05.05.2010
B	T180 er ny, T181 er gjort kortere, merknad 3	AGK	MBR	08.04.2010
A	Arbeidstegning	AGK	MBR	16.03.2010
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj.	Kontnr.	Dato

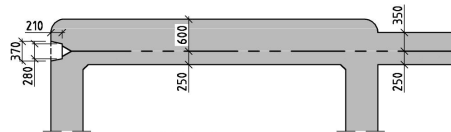
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet		Saksnr. 2010/011531-035	
Prosj.	AGK	Date	
Tegner	T11	Date	08.09.2009
Prosjektleder	Bjørn Isachsen		
Rev 7 / Rev 13			
12-2950 HARDANGERBRUA			
Tårn Bu			
Planumrigel tverrsnitt			
Armering			
Prosjektet av	Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brukesjøsnonen		
	K413	Rev.	SB



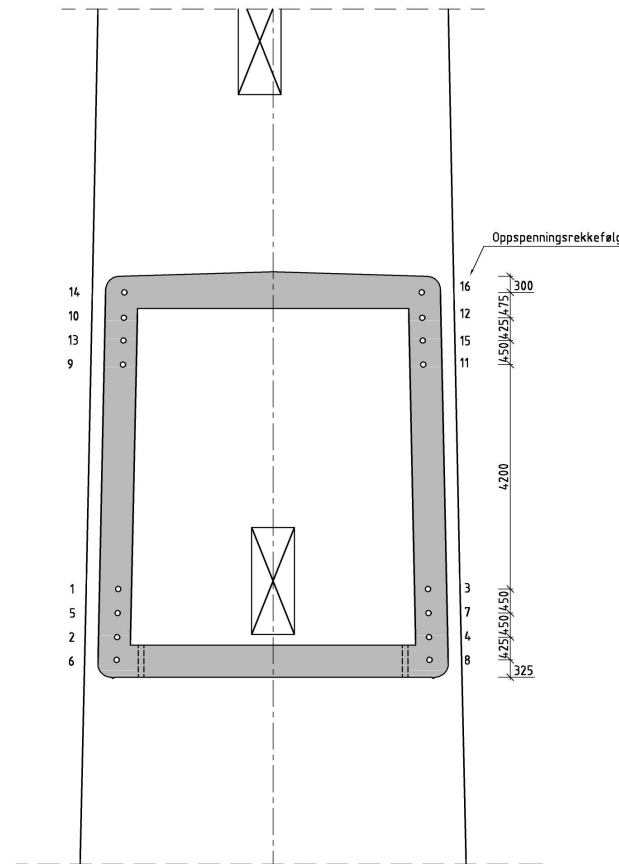
OPPRISS
1 100



DETALJ 1
1 10





SNITT B-B
1 50



SNITT A-A
1 50

Tegn. nr. **K414** Rev. **SB**

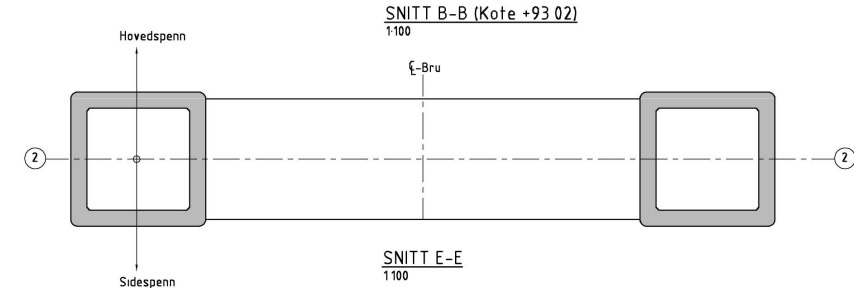
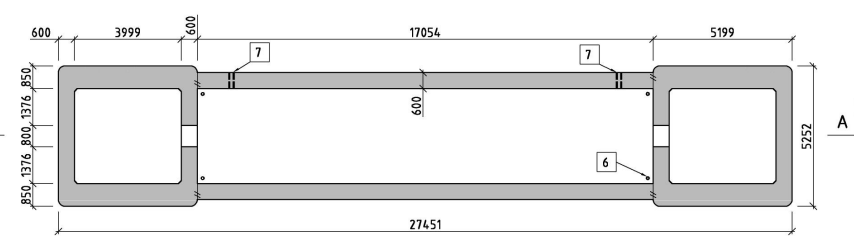
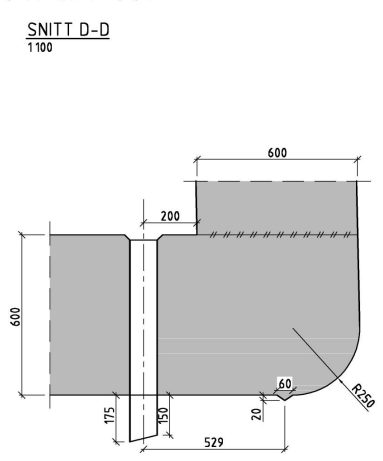
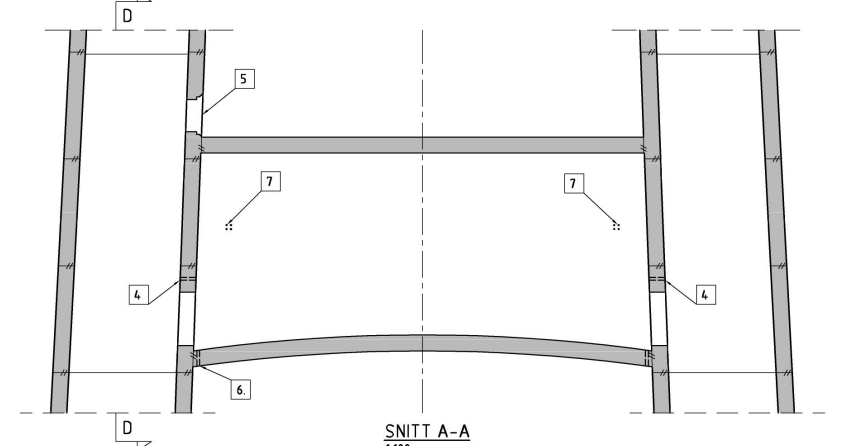
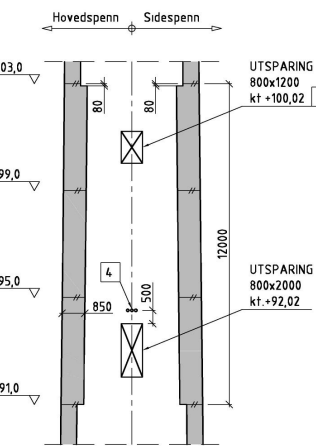
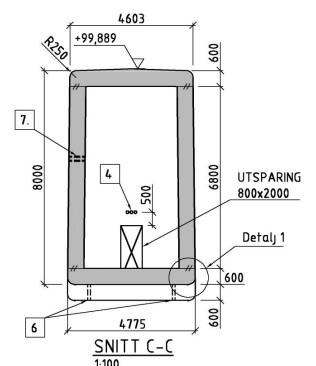
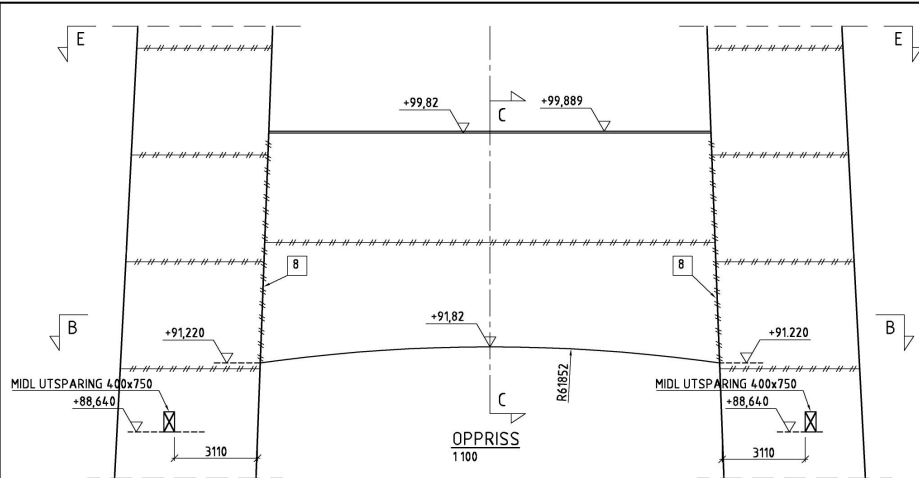
MERKNADER

- Totalt 16 stk kabler i hver rigel, $F_{k2} = 3507$ kN pr kabel
Kabelkraft ved forankring etter løsning $0,8 \times F_{k2}$
Maks tillatt kraft før løsning $0,85 \times F_{k2}$
Oppspenning i ett trinn
- Forankringene skal monteres uforskyvelige i formen med ankerplatene vinkelrett på rørets senterlinje.
- Midlertidige utsparringer skal gjenstøpes med spesialmørtel. Utsparringene armeres med armering bundet til 4 stk. bolter festet til ankerplaten.
- Planumsrigel skal være spent opp senest før klatreforskalingen løftes opp for støpeavsnitt 24, se tegning K402
Oppspenningen skal utføres før bygging av konsoller oppå rigelen
- Minimum fasthet ved oppspenning: 40MPa
- Ensidig oppspenning:
Passiv 
Aktiv 
- Ankerplaten er utført med 4 hull M8. Det må forsikres at disse ikke blir gjenstøpt da de skal brukes til å feste armering i. Se merknad 3

HENVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K402, Tårn Bu, Støpeetapper
Tegning K410, Tårn Bu, Planumsrigel, Form
Tegning K413, Tårn Bu, Planumsrigel, Iverrnsnitt, Armering
Tegning K417, Tårn Bu, Tårnbein snitt ved planumsrigel, Armering

SB	San bygd	JOS	IMJ	20 06 2014
C	Rør 6, 8, 10 og 12 forskjøvet 25mm	AGK	MBR	25 03 2010
B	Symboler oppriss, merknad 4	JOS	AGK	18 02 2010
A	Arbeidstegning	JOS	AGK	22 12 2009
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj.	Kontr.	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saksnr. 2010/011531-035
Statens vegvesen		Prosj. RBJ	Date	
Rv 7 / Rv 13		Tegner RBJ	Date	25 09 2007
12-2950 HARDANGERBRUA		Prosj.leder Bjørn Løkken		
Tårn Bu		PROF.no. 12-0013b_015		
Planumsrigel		Målestokk 1:100, 1:50, 1:10 (A1)		
Spennarmering		Bygge nr. 12-2950		
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruksseksjonen		Tegn. nr.	Rev.	
			K414	SB



Tegn. nr. **K420** Rev. **SB**

MERKNADER

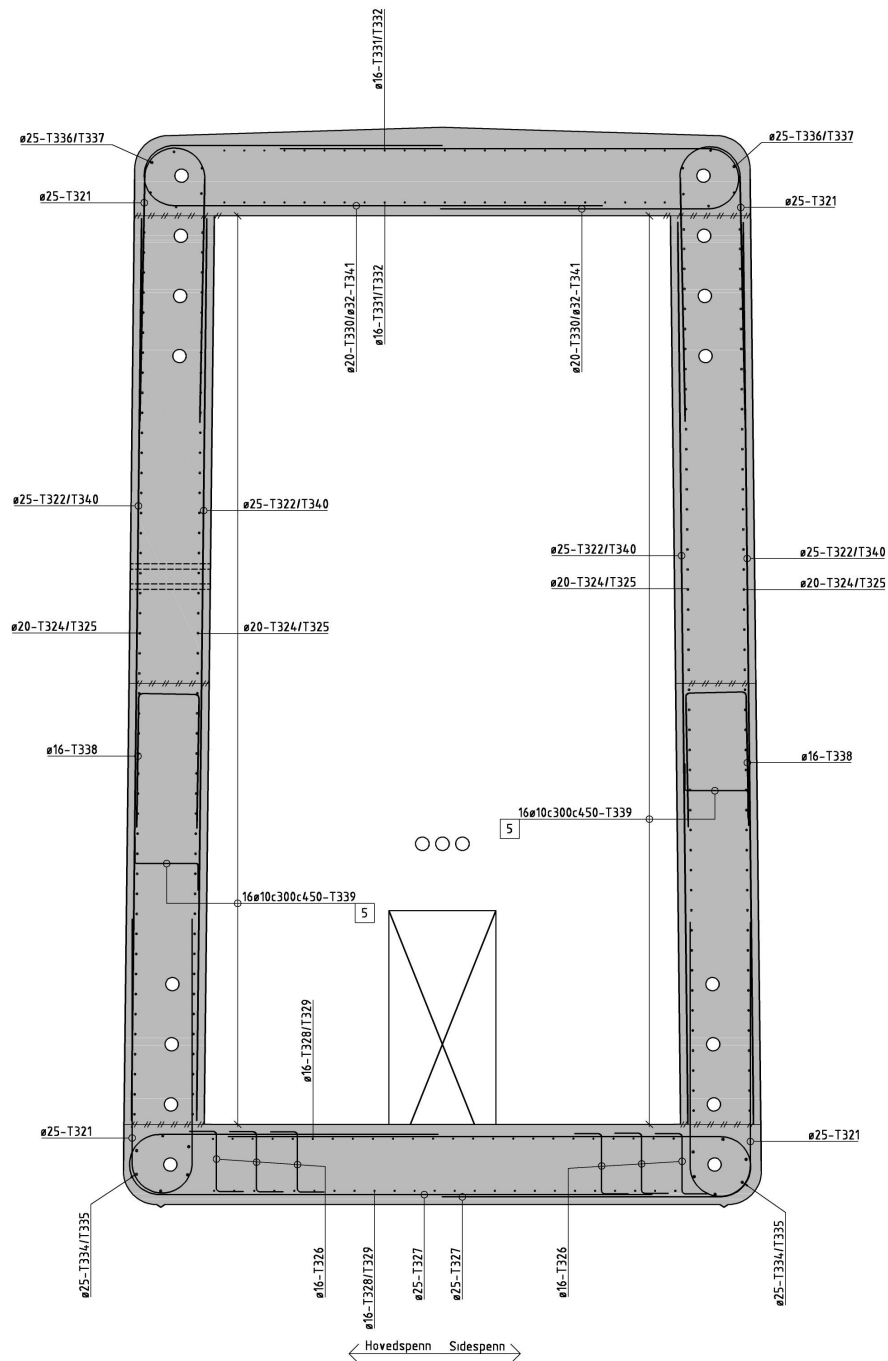
- 1 Kontrollklasse Utvidet kontroll iht NS 3465
- 2 Betongkvalitet. B45 SV-40
- 3 Synlige hjørner avfases 30 mm hvis ikke annet er angitt.
- 4 3 stk. innstøpte innstøpingsrør type 1. Senteravstand 150 mm. Se K442.
- 5 Utsparring for dør, se tegning K909.
- 6 Drensrør 4 stk pr rigel Se tegning K442 og detalj 1
- 7 Utsparring for sikringskabel. Se tegning K932. Utsparringene skal kun plasseres i den rigelveggen som vender mot hovedspenn og er derfor vist kun på Snitt A-A (ikke på oppriss.)
- 8 Injeksjonslange i støpeskjøt mellom rigel og tårnvegg

HENVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
 Tegning K421, Tårn Bu, Midtrigel oppriss, Armering
 Tegning K422, Tårn Bu, Midtrigel plan, Armering
 Tegning K423, Tårn Bu, Midtrigel snitt og detaljer, Armering
 Tegning K424, Tårn Bu, Midtrigel, Spennarmering
 Tegning K442, Tårn, Innstøpingsgods
 Tegning K904, Utstyr, Midtrigler, Tilkomstutstyr
 Tegning K909, Utstyr, Dør til sidespenn og midtrigler
 Tegning K932, Utstyr, Feste for evt. sikringskabel
 Tegning K915-K919, Utstyr, Innstøpte klatrekroker

SB	Son bygd	AGK	IMJ	20.06.2014
C	Plassering midlertidige utsparringer justert	AGK	MBR	15.06.2010
B	Mindre endringer, midl. utsparringer	AGK	MBR	12.05.2010
A	Arbeidstegning	RBJ	AGK	03.08.2009
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj.	Kontr.	Dato

<p>Statens vegvesen</p> <p>Rv 7 / Rv 13</p> <p>12-2950 HARDANGERBRUA</p> <p>Tårn Bu</p> <p>Midtrigel</p> <p>Form</p> <p>Prosjektet av: Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruksseksjonen</p>	Prosj.	RBJ	Dato
	Tegner	RBJ	25.06.2007
	Prosjektleder	Bjørn Løkken	
	PROF.no	12-0013b_015	
	Målestokk	1:100, 1:10 (A1)	
Bygge nr.	12-2950		
Tegn. nr.	K420	Rev.	SB



TVERRSNITT, GENERELT
120

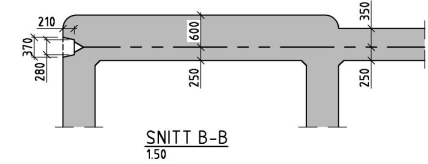
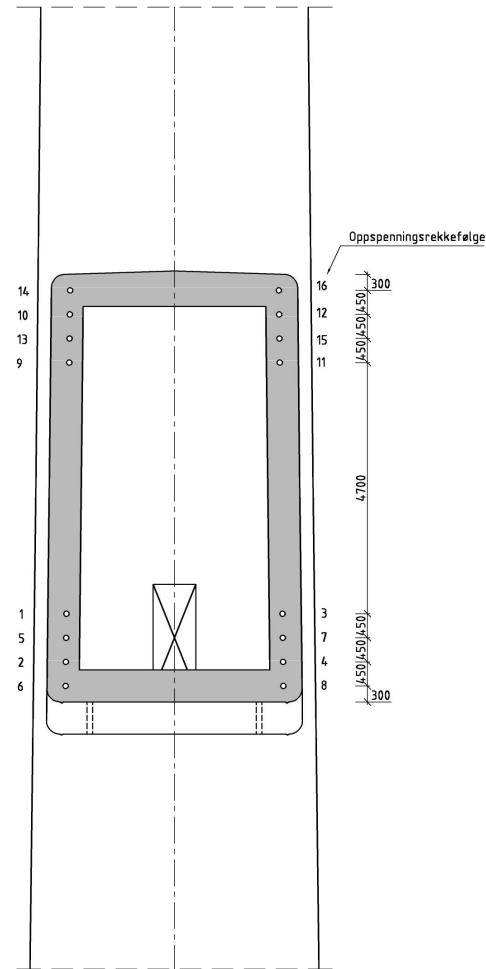
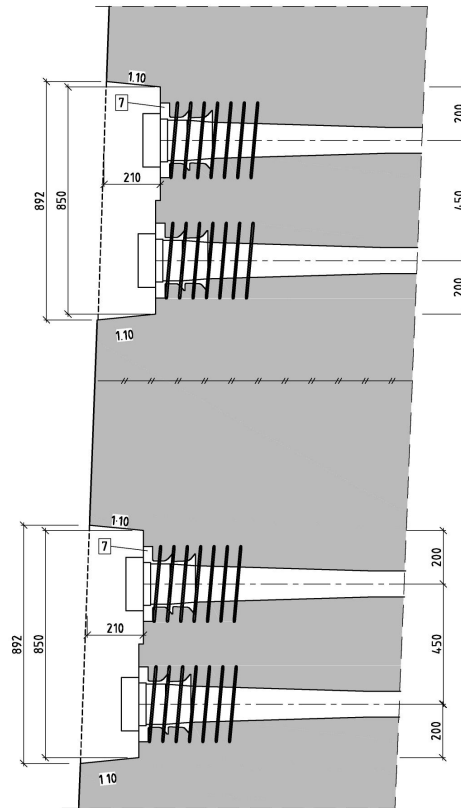
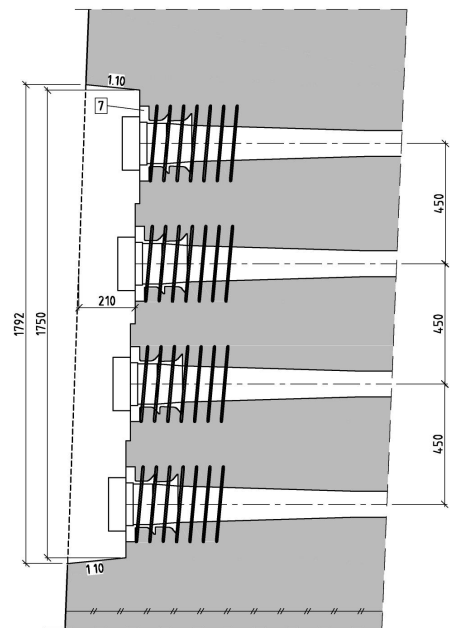
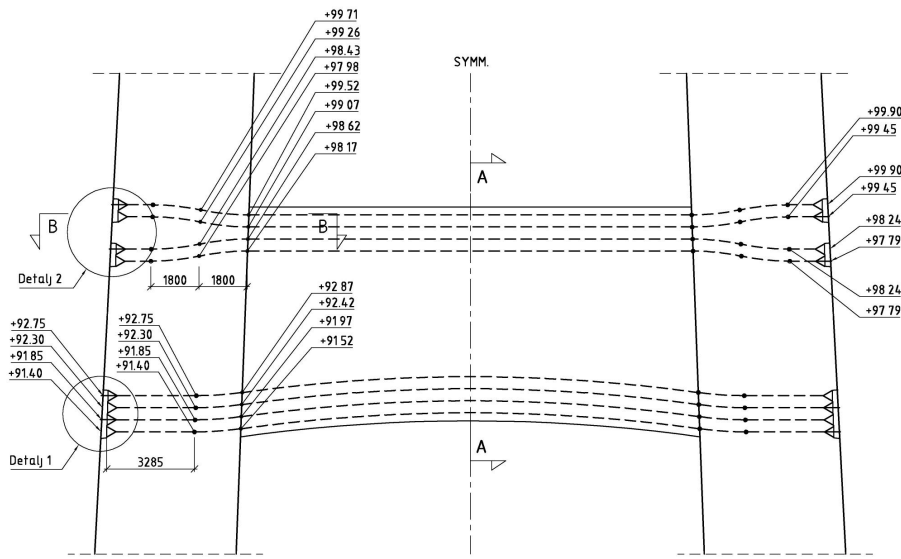
MERKNADER

- 1 Kontrollklasse Utvidet kontroll iht NS 3465
- 2 Armering Kamstenger teknisk klasse B500NC iht NS 3576-3
- 3 Armeringsoverdekning:
75±15 mm til konstruktiv armering
60±5 mm til ø12 monteringsstenger
For underkant topplate tillates nominell overdekning redusert til 60±15 for T341.
- 4 Minimum omfangslengde:
ø12 = 400 mm
ø16 = 500 mm
ø20 = 600 mm
ø25 = 600 mm
ø32 = 1000 mm
- 5 Senteravstand horisontalt 300mm
Senteravstand vertikalt 450mm

HENVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K420, Tårn Bu, Midtrigel, Form
Tegning K421, Tårn Bu, Midtrigel oppriss, Armering
Tegning K422, Tårn Bu, Midtrigel plan, Armering
Tegning K424, Tårn Bu, Midtrigel, Spennarmering
Tegning K426, Tårn Bu, Tårnbein oversikt kt +83-131, Armering
Tegning K427, Tårn Bu, Tårnbein snitt ved midtrigel, Armering
Tegning K428, Tårn Bu, Tårnbein detaljer ved midtrigel, Armering
Bøyeliste side T32 - T34.

SB	Son bygd	AGK	IMJ	20 06 2014
A	Arbeidstegning	AGK	MBR	15 06 2010
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj	Kontr	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saknr. 2010/011531-035
Statens vegvesen		Prosj. AGK	Dato	
Rv 7 / Rv 13		Tegner: TTH	08 09 2009	
12-2950 HARDANGERBRUA		Prosj.leder: Bjørn Isachsen		
Tårn Bu		PROF.no: 12-0013b_015		
Midtrigel tverrsnitt		Målestokk: 1:20 (A1)		
Armering		Bygge nr: 12-2950		
Prosjektet av: Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruksesjonen		Tegn nr: K423	Rev: SB	



Tegn. nr. **K424** Rev. **SB**

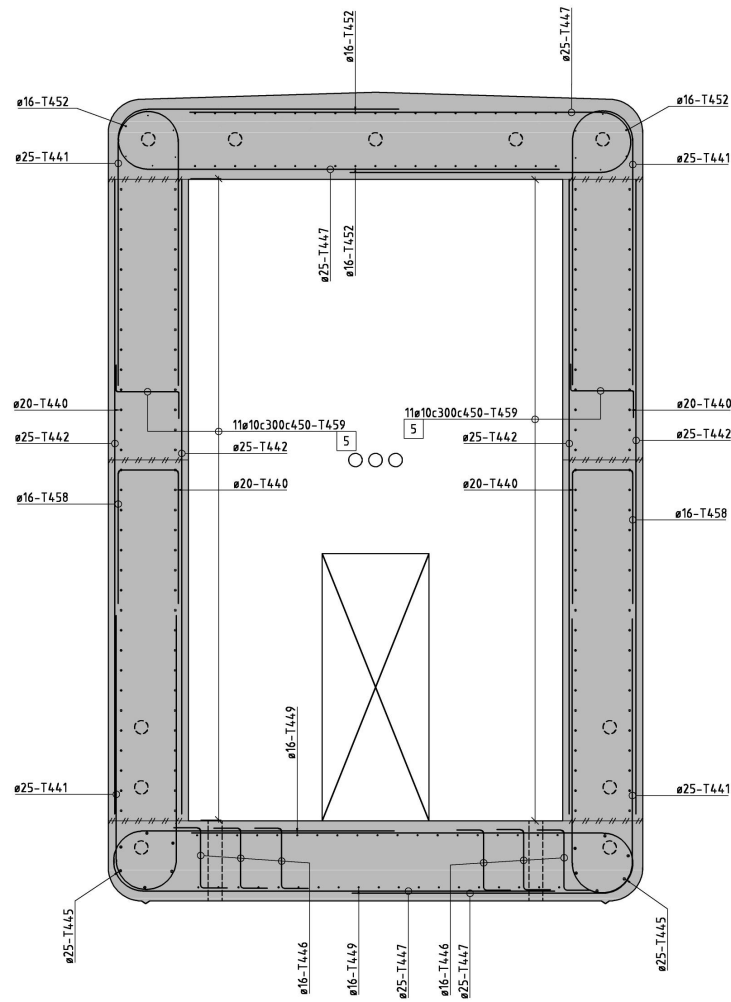
MERKNADER

- Totalt 16 stk kabler i hver rigel, $F_{k2} = 3507$ kN pr kabel
Kabelkraft ved forankring etter løsning $0,8 \times F_{k2}$
Maks tillatt kraft før løsning $0,85 \times F_{k2}$
Oppspenning i ett trinn
 - Forankringene skal monteres uforskyvelige i formen med ankerplatene vinkelrett på rørets senterlinje.
 - Midlertidige utsparinger skal gjenstøpes med spesialmørtel. Utsparingene armeres med armering bundet til 4 stk bolter festet til ankerplatene.
 - Planumsrigel skal være spent opp senest før klatreforskalingen løftes opp for støpeavsnitt 34, se tegning K402
Oppspenningen skal utføres før bygging av konsoller oppå rigelen
 - Minimum fasthet ved oppspenning: 40MPa
 - Ensidig oppspenning: Passiv: Aktiv:
- 7** Ankerplaten er utført med 4 hull M8. Det må forsikres at disse ikke blir gjenstøpt da de skal brukes til å feste armering i. Se merknad 3

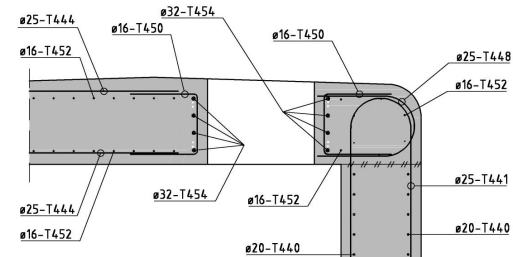
HENVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K402, Tårn Bu, Støpeetapper
Tegning K420, Tårn Bu, Midtrigel, Form
Tegning K423, Tårn Bu, Midtrigel, Iversnitt, Armering
Tegning K427, Tårn Bu, Tårnben snitt ved midtrigel, Armering

SB	Sam bygd	AGK	IMJ	20 06 2014
A	Arbeidstegning	AGK	MBR	12 05 2010
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj	Kontr	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saksnr. 201001531-035
Statens vegvesen		Prosj	RBJ	Dato
Rv 7 / Rv 13		Tegner	RBJ	25 09 2007
12-2950 HARDANGERBRUA		Prosjleder	Bjørn Isachsen	
Tårn Bu		PROF nr.	12-0013b_015	
Midtrigel		Målestokk	1:100, 1:50, 1:10 (A1)	
Spennarmering		Bygge nr	12-2950	
Prosjektet av: Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brukesjonesen		Tegn nr.	Rev.	
			K424	SB



TVERRSNITT, GENERELT
120



SNITT VED UTSPARING 800x800
120

Tegn nr K433 Rev SB

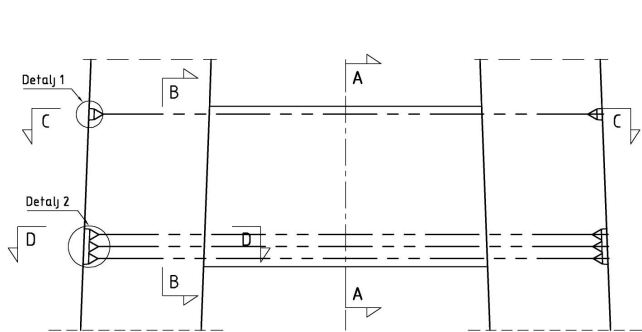
MERKNADER

- 1 Kontrollklasse Utvidet kontroll iht NS 3465
- 2 Armering Kamstenger teknisk klasse B500NC iht NS 3576-3
- 3 Armeringsverdekning:
75±15 mm til konstruktiv armering
60±5 mm til ø12 monteringsstenger
- 4 Minimum omfangslengde:
ø12 = 400 mm
ø16 = 500 mm
ø20 = 600 mm
ø25 = 800 mm
ø32 = 1000 mm
- 5 Senteravstand horisontalt: 300mm
Senteravstand vertikalt: 450mm

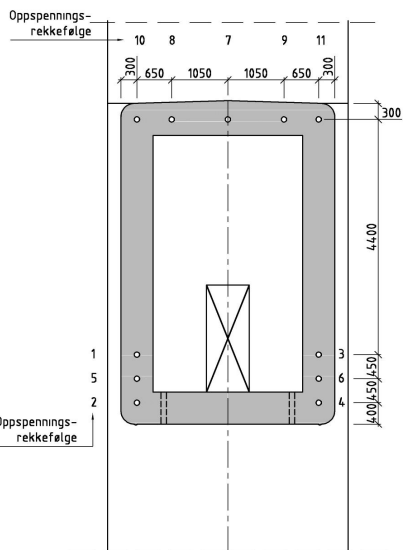
HENVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K430, Tårn Bu, Topprigel med sadelfundamenter, Form
Tegning K431, Tårn Bu, Topprigel oppriss, Armering
Tegning K432, Tårn Bu, Topprigel plan, Armering
Tegning K434, Tårn Bu, Topprigel, Spenarmering
Tegning K436, Tårn Bu, Tårnbein oversikt kt -131-185, Armering
Tegning K437, Tårn Bu, Tårnbein snitt ved topprigel, Armering
Tegning K438, Tårn Bu, Tårnbein detaljer ved topprigel, Armering
Bøyeliste side T44 - T45.

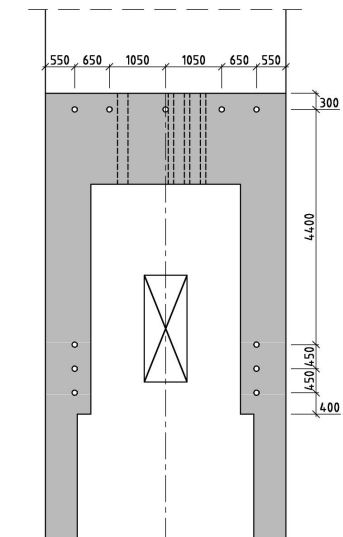
SB	Sam bygd	AGK	JHJ	20 06 2014
A	Arbeidstegning	AGK	MBR	10 12 2010
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj	Kontnr	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet		Saknr 2010/011531-035		
Statens vegvesen Rv 7 / Rv 13 12-2950 HARDANGERBRUA Tårn Bu Topprigel tværsnitt Armering		Prosj	AGK	Dato
		Tegner	GHT	12 11 2010
		Prosjleder	Bjørn Isachsen	
		PROF nr.	12-00130_015	
		Målestokk	1:20 (A1)	
		Bygge nr	12-2950	
		Tegn nr		Rev
			K433	SB
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brusesjonesen				



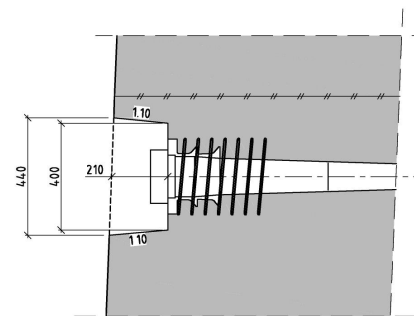
OPPRISS
1:100



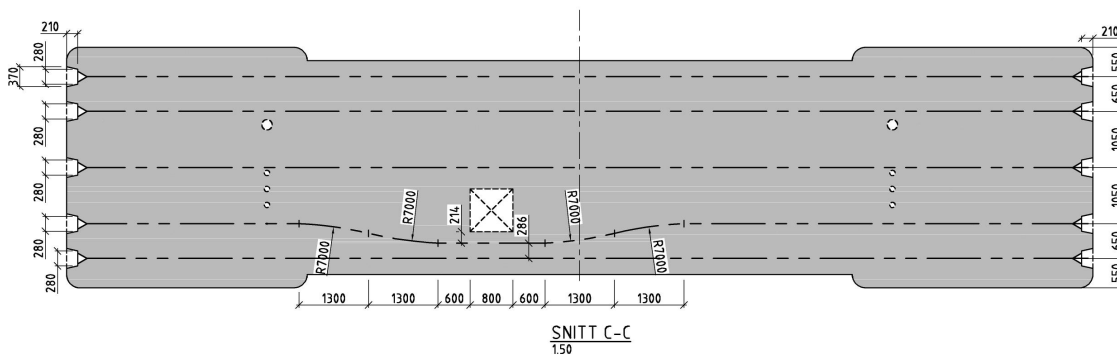
SNITT A-A
1:50



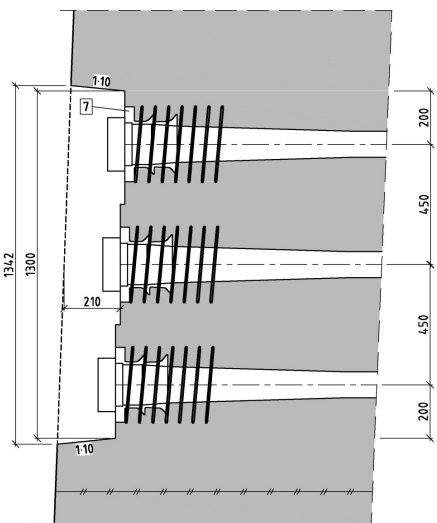
SNITT B-B
1:50



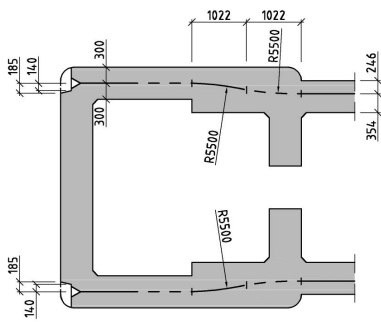
DETALJ 1
1:10



SNITT C-C
1:50



DETALJ 2
1:10



SNITT D-D
1:50

MERKNADER

Tegn. nr. **K434** Rev. **SB**

- Totalt 11 stk kabler i hver rigeil, $F_k = 3507$ kN pr kabel
Kabelkraft ved forankring etter låsning $0,8 \times F_{k2}$
Maks tillatt kraft før låsning $0,85 \times F_k$
Oppspenning i ett trinn
- Forankringene skal monteres uforskyvelige i formen ved ankerplatene vinkelrett på rørets senterlinje.
- Midlertidige utspæringer skal gjenstøpes med spesialmørlert. Utspæringer armeres med armering bundet til bolter festet til ankerplaten.
- Oppspenning skal tidligst utføres etter at at sadel er understøpt og herdet til 40 MPa
Oppspenning kan utføres mens bygging av resterende tårntopp pågår, eller etter at tårntoppen er ferdig bygget
- Minimum fasthet ved oppspenning: 40MPa
Gjelder også sadelunderstøp
- Ensidig oppspenning: Alle kabler tillates oppspennet fra en side

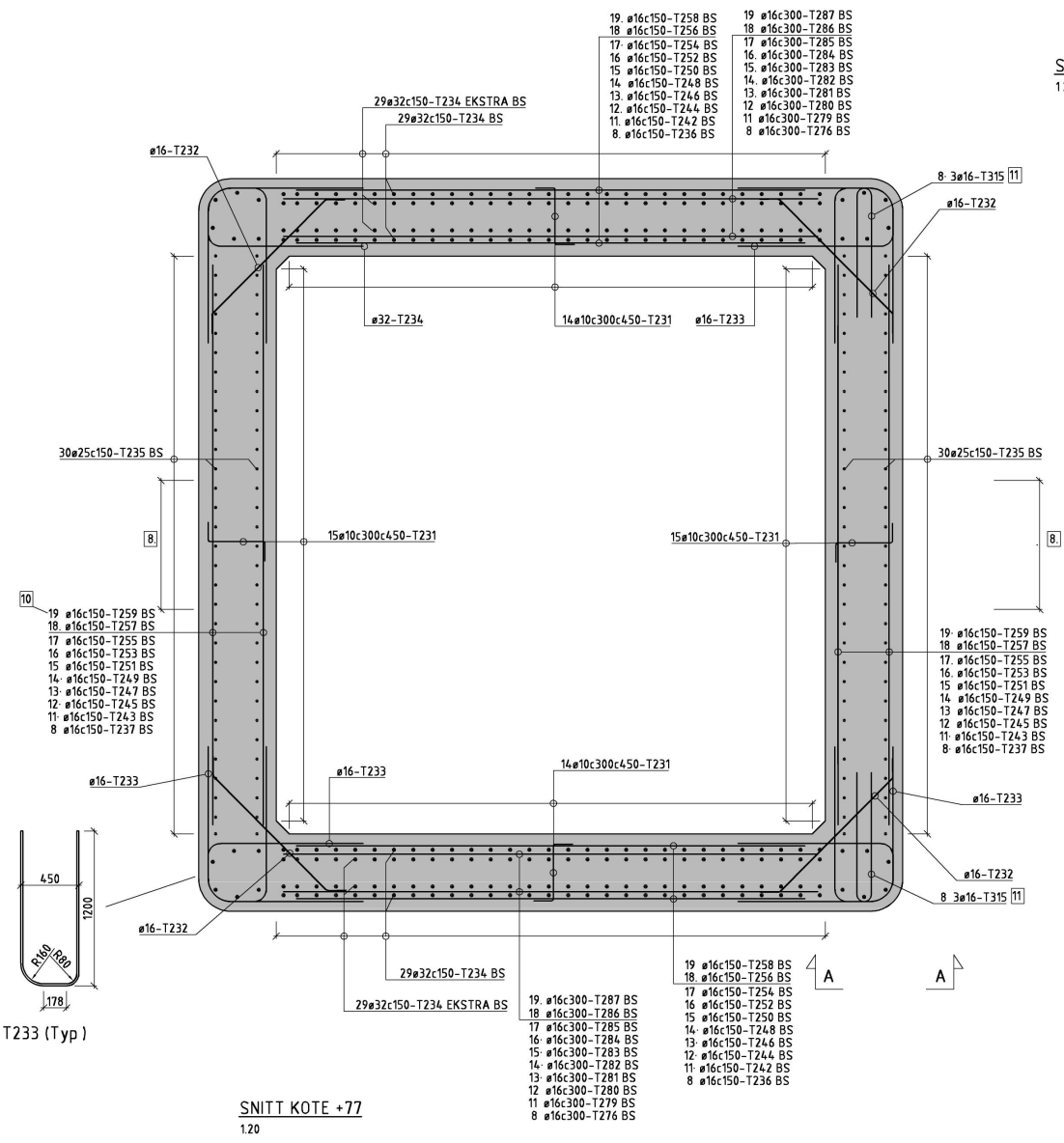
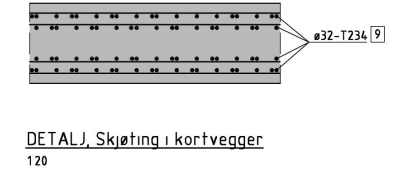
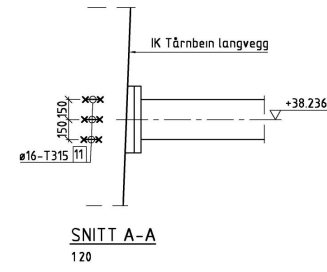
Passiv
 Aktiv

[7] Ankerplaten er utført med 4 hull M8. Det må forsikres at disse ikke blir gjenstøpt da de skal brukes til å feste armering i. Se merknad 3.

HENVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K402, Tårn Bu, Støpeetapper
Tegning K427, Tårn Bu, Tårnbein snitt ved midtrigle, Armering
Tegning K430, Tårn Bu, Topprigle med sadelfundamenter, Form
Tegning K433, Tårn Bu, Topprigle Snitt og detaljer, Armering

SB	Sam bygd	AGK	IHJ	20 06 2014
B	Vertikale innstøpningsrør	AGK	MBR	10 12 2010
A	Arbeidstegning	AGK	MBR	04 10 2010
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj	Kontnr	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saksnr. 2010/011531-035
Statens vegvesen		Prosjektleder	Bjørn Isachsen	
Rv 7 / Rv 13		PROF	12-0013b_015	
12-2950 HARDANGERBRUA		Målestokk	1:100, 1:50, 1:10 (A1)	
Tårn Bu		Bygge nr.	12-2950	
Topprigle		Tegn. nr.	K434	
Spennarmering		Rev	SB	
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brusesjonesen				



MERKNADER

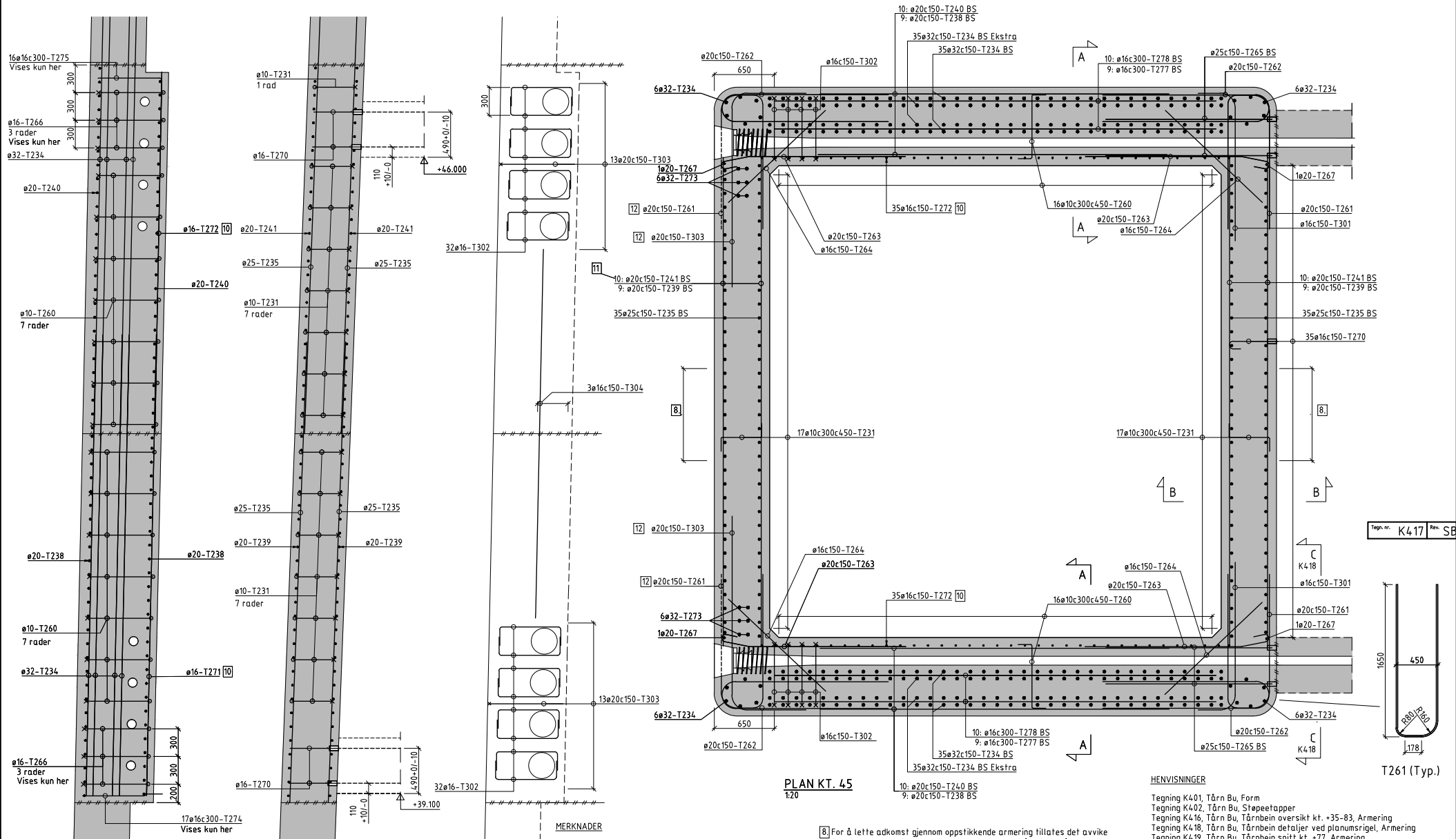
- Kontrollklasse. Utvidet kontroll iht. NS 3465
- Armering Kamstenger teknisk klasse B500NC iht. NS 3576-3
- Armeringsoverdekning
75±15 mm til konstruktiv armering
60±5 mm til ø12 monteringsstenger
- Avstand mellom armeringslagene skal være minimum 35 mm
- Minimum omfaringslengde:
ø12 = 400 mm
ø16 = 500 mm
ø20 = 600 mm
ø25 = 800 mm
ø32 = 1000 mm
- T231:
Senteravstand horisontalt: 300mm
Senteravstand vertikalt: 450mm
- Vertikal armeringen utføres med vekslert skjøt i to snitt som vist på oppriss.
- For å lette adkomst gjennom oppstikkende armering tillates det avvike fra vekslert skjøt for T235 over et begrenset område midt på langveggene. Det tillates å sette 5 stk T235 på rad med 10 meter oppstikk. Tilsvarende antall jern settes med 16 meter oppstikk til side for adkomstsonen
- Ved skjøting av pos. nr. T234 skal skjøt av de to indre lagene vekstles sideveis i forhold til de ytre lagene.
- Tallet angir støpeetappe, se tegn. K4.16.
- Pos T315 legges kun på innerkant av tårnbeinet langvegg, i støpeavsnitt 8 i nivå med trykkavstivning på kote +38.236

Tegn. nr. **K4.19** Rev. **SB**

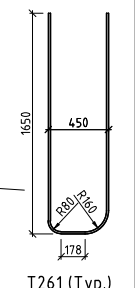
HENVISNINGER

Tegning K4.01, Tårn Bu, Form
Tegning K4.02, Tårn Bu, Støpeetapper
Tegning K4.16, Tårn Bu, Tårnbein oversikt kt +35-83, Armering
Tegning K4.17, Tårn Bu, Tårnbein snitt ved planumsrigel, Armering
Tegning K4.18, Tårn Bu, Tårnbein detaljer ved planumsrigel, Armering
-
Bøyleliste side T23 - T31

SB	Sam bygd	AGK	IMJ	20 06 2014
B	Pos T315, Snitt A-A	AGK	MBR	25 03 2010
A	Arbeidstegning	TH	AGK	22 12 2009
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj.	Kontr.	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saksnr. 2010/01531-035
Statens vegvesen		Prosj.leder	AGK	Date
Rv 7/Rv 13		Prosj.leder	TH	22 12 2009
12-2950 HARDANGERBRUA		Prosj.leder	Bjørn Isachsen	
Tårn Bu		Prosj.leder	12-00130_015	
Tårnbein snitt ved kt +77		Målestokk	1:100 (A1)	
Armering		Bygge nr.	12-2950	
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brukesjonen		Tegn. nr.	K4.19	Rev. SB



Tegn. nr.	K417	Rev.	SB
-----------	------	------	----



PLAN KT. 45
1:20

HENVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K402, Tårn Bu, Støpeetapper
Tegning K416, Tårn Bu, Tårnbein oversikt kt. +35-83, Armering
Tegning K418, Tårn Bu, Tårnbein detaljer ved planusrigel, Armering
Tegning K419, Tårn Bu, Tårnbein snitt kt. +77, Armering

Bøyeliste side T23 - T31.

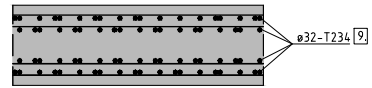
- MERNKADER
- Kontrollklasse: Utvidet kontroll iht. NS 3465
 - Armering: Kamstenger teknisk klasse B500NC iht. NS 3576-3
 - Armeringsoverdekning:
75+15 mm til konstruktiv armering
60+5 mm til ø12 monteringsstenger
 - Avstand mellom armeringsstagene skal være minimum 35 mm.
 - Minimum omfaringslengde:
ø12 = 400 mm
ø16 = 500 mm
ø20 = 600 mm
ø25 = 800 mm
ø32 = 1000 mm
 - T231:
Senteravstand horisontalt: 300mm
Senteravstand vertikalt: 450mm
 - Vertikal armeringen utføres med vekslert skjøt i to snitt som vist på oppriss.

- For å lette adkomst gjennom oppstikkende armering tillates det avvike fra vekslert skjøt for T235 over et begrenset område midt på langveggen. Det tillates å sette 5 stk. T235 på rad med 10 meter oppstikk. Tilsvarende antall jern seltes med 16 meter oppstikk til side for adkomstsonen.
- Ved skjøting av pos.nr. T234 skal skjøt av de to indre lagene veksles sideveis i forhold til de ytre lagene.
- Pos. T271 og T272 får teoretisk overdekning på 96,5mm. Overdekning tilpasses nærmeste armeringsstøldimensjon. Valgt armeringsstøldimensjon for T271 og T272 må ses i sammenheng med plassering av muffeskjøter vist på tegn. K418.
- Tallet angir støpetappe, se tegn. K416.
- Ved hver slisseutsparring tillates å kappe 13 stk. T261. Erstattes av T303.
- I hvert av de to hjørnene med spennkabelforankring tillates det å kappe 4 stk. oppstikkende arm. T234 fra støpetappe 8. Jernene kan kappes like over støpetjøten på kote +39,00.
- Arm. bindes til M8 bolter som skrur fast i ankerplaten. Det benyttes 4 stk. M8 bolter L=170 i hver ankerplate. Boltene skal være i sort stål, eller syrefast utførelse. Galvaniserte bolter skal ikke benyttes.

SB	Sam.bygd	AGK	SMJ	20.04.2014
C	Diagmeter T301	AGK	MBR	25.03.2010
B	Plassering av T234 i hjørner	AGK	JOS	18.02.2010
A	Arbeidstegning	TH	AGK	22.12.2009
Rev.	Revisjonen gjelder	Prosj.	Kontr.	Dato

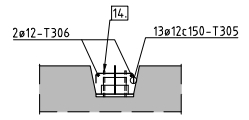
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet		Saksnr. 2010/1011531-035	
Prosjekt	AGK	Dato	20.04.2014
Tegner	TH	Dato	27.11.2009
Prosjektleder	Bjørn Isaksen		
Rv. 7 i Rv. 13		Prosjekt	12-2950_19_015
12-2950 HARDANGERBRUA		Målestokk	1:100 (A1)
Tårn Bu		Dokument	12-2950
Tårnbein snitt ved planusrigel		Tegn. nr.	K417
Armering		Rev.	SB
Prosjektet er utarbeidet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruseksjonen			

SNITT A-A
1:20

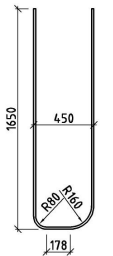
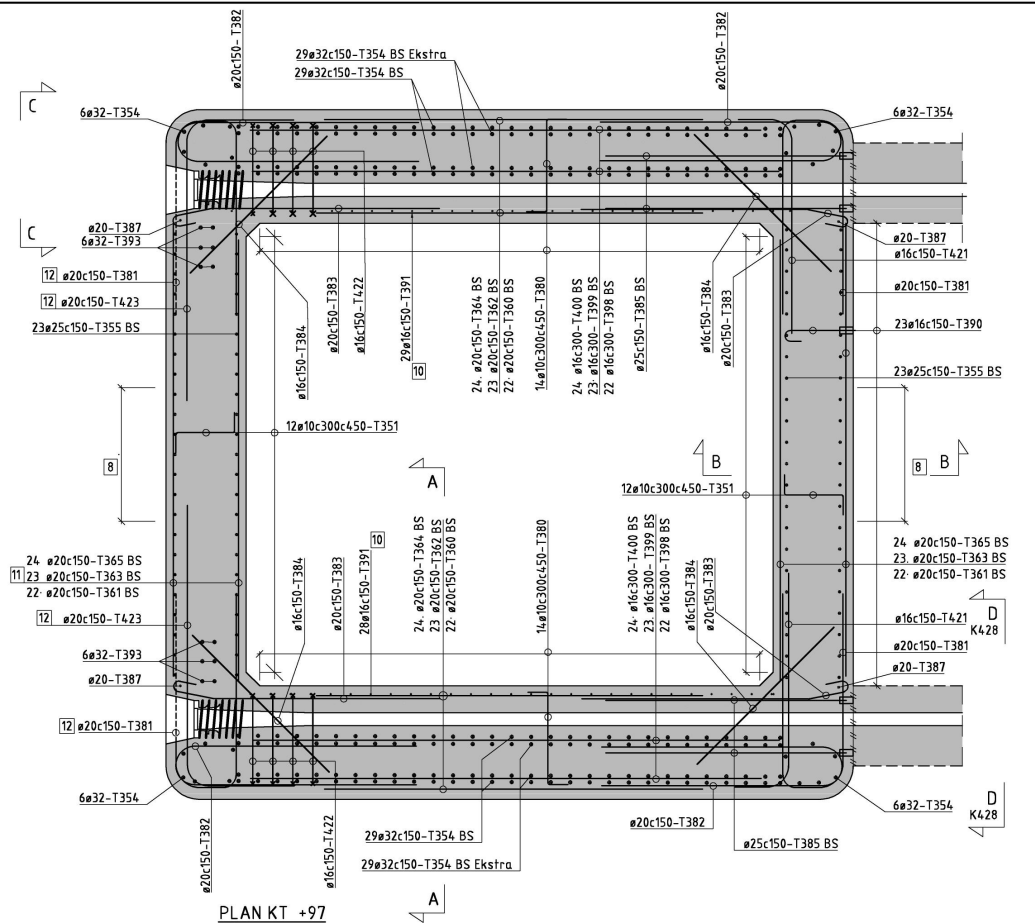
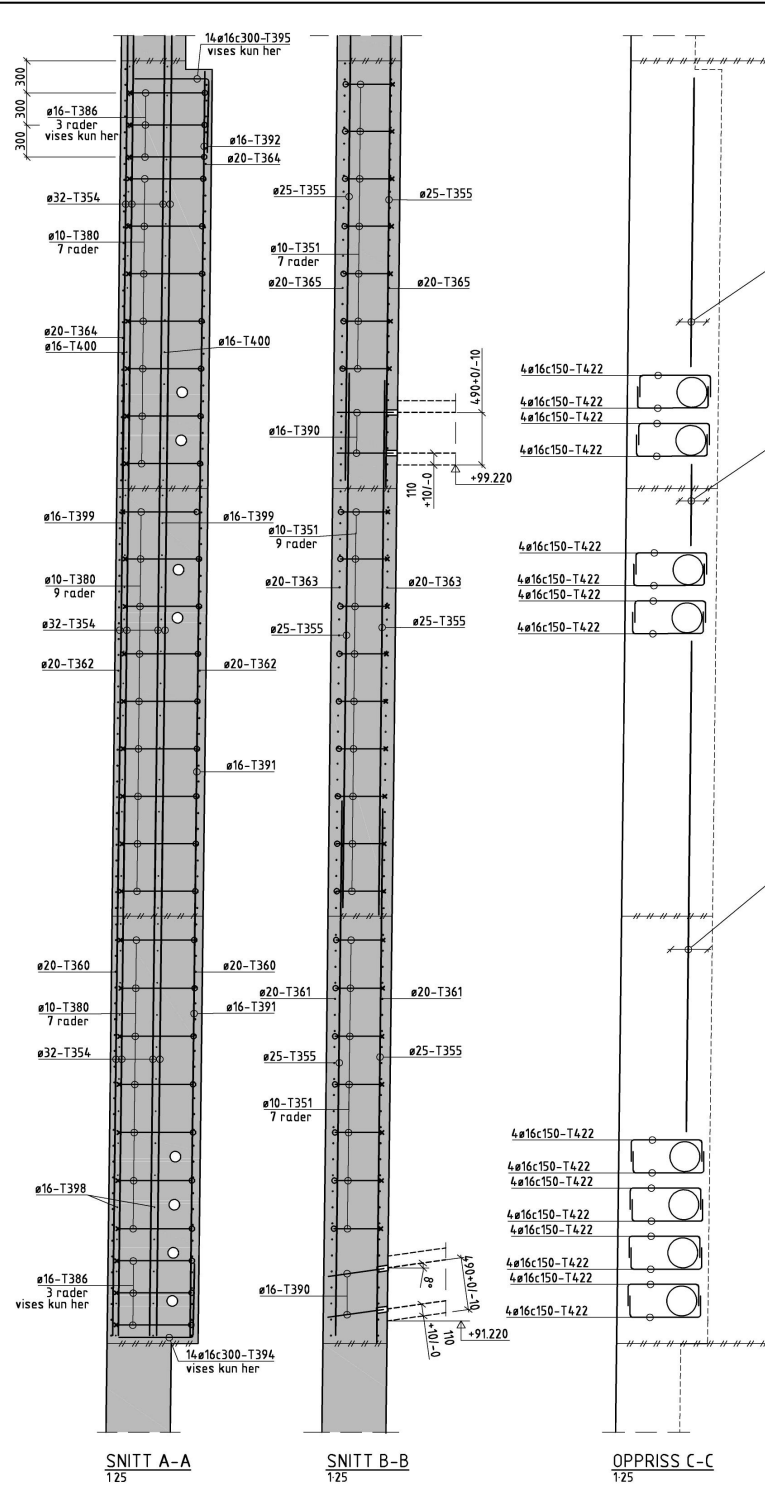


DETALJ Skjøting i kortvegger
1:20

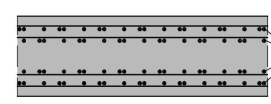
SNITT B-B
1:20



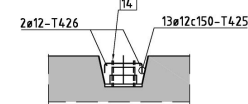
GJENSTØPING AV FORANKRINGER
1:20



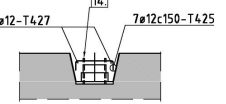
Tegn nr K427 Rev SB



DETALJ, Skjøting i tverrvegger
120



GJENSTØPING AV 4 NEDRE FORANKRINGER
120



GJENSTØPING AV 2+2 ØVRE FORANKRINGER
120

MERKNADER

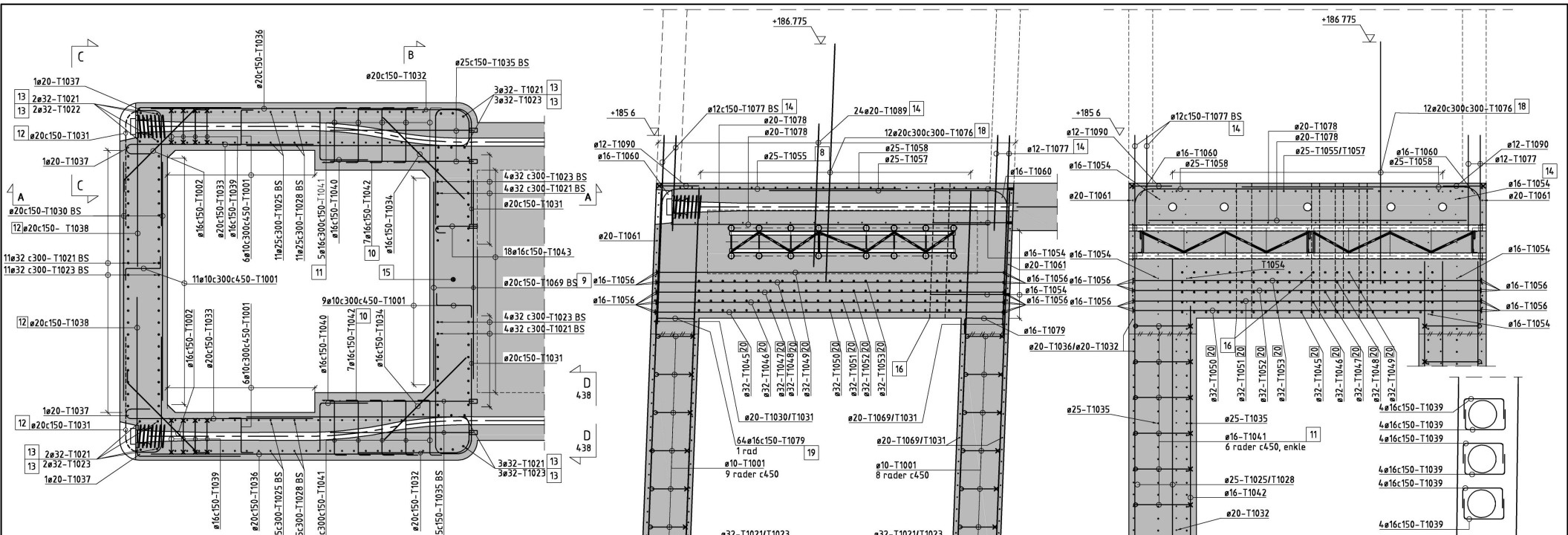
- Kontrollklasse Utvidet kontroll iht NS 3465
- Armering: Kamstenger teknisk klasse B500NC iht NS 3576-3
- Armeringsoverdekning:
75 ± 15 mm til konstruktiv armering
60 ± 5 mm til ø12 monteringsstenger
- Avstand mellom armeringslagene skal være minimum 35 mm
- Minimum omfangslengde:
ø12 = 400 mm
ø16 = 500 mm
ø20 = 600 mm
ø25 = 800 mm
ø32 = 1000 mm
- T351
Senteravstand horisontalt 300mm
Senteravstand vertikalt 450mm
- Vertikalarmeringen utføres med vekslert skjot i to snitt som vist på oppriSS

- For å lette adkomst gjennom oppstikkende armering tillates det avvike fra vekslert skjot for T355 over et begrenset område midt på langveggene. Det tillates å sette 5 stk T355 på rad med 10 meter oppstikk. Tilsvarende antall jern søttes med 16 meter oppstikk til side for adkomstsonen
- Ved skjøting av pos nr T354 skal skjot av de to indre lagene veksltes sidesveis i forhold til de ytre lagene
- Pos. T391 og T392 får teoretisk overdekning på 96,5mm. Overdekning tilpasses nærmeste armeringsstødimensjon. Valgt armeringsstødimensjon for T391 og T392 må ses i sammenheng med plassering av muffeskjøter vist på tegn. K428
- Tallet angir støpeetappe, se tegn. K426
- Ved hver slussutsparring tillates å kappe T381. Erstattes av T423.
- I hvert av de to hjørnene med spennkabelforankring tillates det å kappe 4 stk oppstikkende arm. T354 fra støpeetappe 21. Jernene kan kappes like over støpeetappen på kote +91,00.
- Arm bindes til M8 bolter som skrues fast i ankerplaten. Det benyttes 4 stk M8 bolter L=170 i hver ankerplate. Boltene skal være i sort stål, eller syrefast utførelse. Galvaniserte bolter skal ikke benyttes

HENVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K402, Tårn Bu, Støpeetapper
Tegning K426, Tårn Bu, Tårnbein oversikt kt. +83-131, Armering
Tegning K428, Tårn Bu, Tårnbein detaljer ved midttrigel, Armering
Tegning K429, Tårn Bu, Tårnbein snitt kt. +109 og +125, Armering
Bøyeliste side T35 - T43.

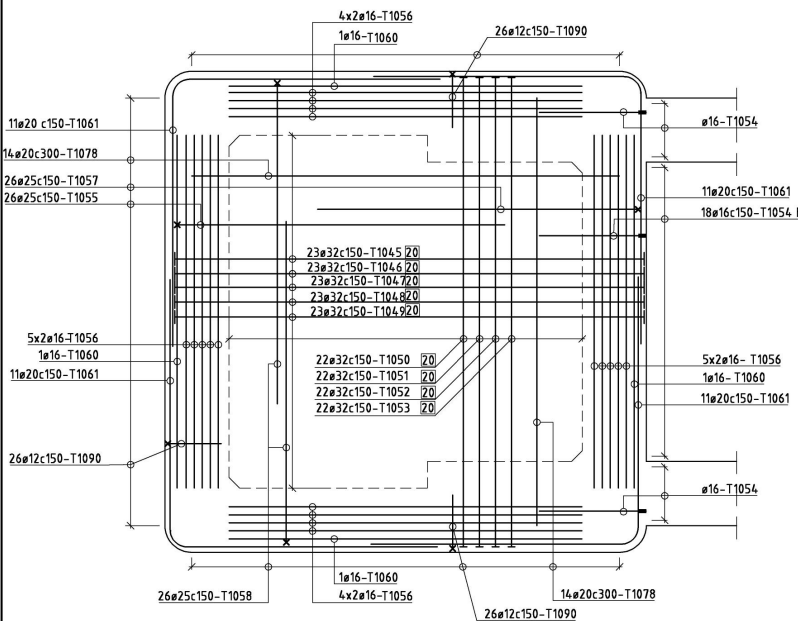
SB	Sam bygd	AGK	IMJ	20 06 2014
A	Arbeidstegning	AGK	MBR	04 06 2010
Rev	Revisjonen gjelder	Proj.	Kontr.	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saksnr 2010/01531-035
Statens vegvesen		Tegner	GH	Date 27 11 2009
Proj.leder		Bjørn Isachsen		
Rev 7/Rv 13		PROF.nr	12-0013b_015	
12-2950 HARDANGERBRUA		Målestokk	1:20 1:25 (A1)	
Tårn Bu		Bygge nr	12-2950	
Armering		Tegn nr	K427	Rev SB
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brukesjøsken				



PLAN KT. +179.5
125

SNITT A-A
125

SNITT B-B
125



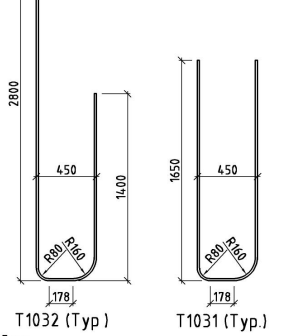
PLAN SETT FRA KT. +185
125

MERKNADER

- Kontrollklasse. Utvidet kontroll iht. NS 3465
- Armering Kamstenger teknisk klasse B500NC iht NS 3576-3
- Armeringsoverdekning
75 ±15 mm til konstruktiv armering
60 ±5 mm til ø12 monteringsstenger
Spesielt for pos T1045 Skal legges med redusert overdekning 55 ±15 mot underkant form på kote +183.3
For T-hødestenger generelt Mot vertikale flater kan forankringsplater legges med redusert overdekn. 55 ±15.
- Minimum omfangslengde
ø12 = 400 mm
ø16 = 500 mm
ø20 = 600 mm
ø25 = 800 mm
ø32 = 1000 mm
- Oppstikkende T1021/T1023 som kommer i konflikt med spennkabler kan kappes på kote +184.6
- T1001.
Senteravstand horisontalt: 300 mm
Senteravstand vertikalt: 450 mm
T1001 kan utelates nær spennkabelholder hvor det ligger bøyte ø16-1039
- Vertikalarmingen utføres med vekslert skjøt i to snitt som vist på oppriss på K436
- L-jern T1055 sideforskyves ved spennkabelforankringer. Kan bortes til side for spennkabelforankringer.
- T1069 utgår ved dørutsparring kote +179.6
- T1042 får teoretisk overdekning på 96.5mm. Overdekning tilpasses nærmeste armeringsstøldimensjon. Valgt armeringsstøldimensjon for T1042 må ses i sammenheng med plassering av maffeskjøter vist på tegn. K438.

- de tre nederste rader legges doble T1041 med vertikal senteravstand 150 - dvs. 5x2Ø16c300c150. Deretter 7 rader enkle T1041 med vertikal senteravstand 150 - dvs. Ø16c300c150
Til sist 6 rader enkle T1041 med vertikal senteravstand 450 - dvs. Ø16c300c450.
- Ved hver slisseutsparing fyllates å kappe T1031 Erstattes av T1038
- hjørner fyllates det å kappe 3 av 6 stk oppstikkende arm T1004 fra støpetappe 4.3. Jernene kan kappes ca 200mm over støpeskjøten på kote +179. Resterende jern skjotes med viste T1021/T1023
Plassering av T1077/T1089 vises på plan på tegning K444
Plan kt +179.5 viser kun armering som settes i støpetappe nr 4.3 - ikke oppstikkammer fra støpetappe nr 4.3
Pos T1021 og T1023 settes på sidene av dørutsparring. Derfor viser ikke planen noen vertikalarmering i området under dørutsparringen. Oppstikkammer fra etappe nr 4.3 som kommer i konflikt med dørutsparringen, ø32-T1004, fyllates kappet på kote +179.5.
- Armering som kommer i konflikt med innstøpt rør Ø193.7 sideforskyves og bortes til side for røret i 3 stk rør Ø1016 kan sideforskyves som beskrevet på tegn nr K430
T1061 fyllates kappet ved utsparring for spennkabler
T1076 fyllates kappet på kote 185.8. Ytterste rad langs alle 4 sider fyllates skjøvet 150 mm inn mot senter. Avstand mellom innvendige rader = 300 mm
1 rad bøyte T1079 i alle 4 vegger men ikke der hvor vegglykkelsen er 850mm ikke i hjørner.
T-hødestang med rektangulært forankringshode 65x120x25 i den ene enden og sirkulært ø100x25 i den andre enden. T-hødestengene bindes inn til oppstikkende vertikalarmering T1021/T1023/T1025/T1028. Som illustrert på snitt A-A og B-B legges det 1+1 stk ø16-T1056 ved forankringshodene. Plassering av T1056 kan tilpasses 0 - 100 mm fra forankringshodene. Plassering av ende med rektangulært eller sirkulært hode kan velges fritt etter hva som er enklest under montagen. Senteravstand mellom lag i samme retning = 125 mm

OPPRISS C-C
120



HENVISNINGER

Tegning	K437	Rev	SB
Tegning	K401, Tårn Bu, Form		
Tegning	K402, Tårn Bu, Støpetapper		
Tegning	K436, Tårn Bu, Tårnbein oversikt kt. +131-185, Armering		
Tegning	K438, Tårn Bu, Tårnbein detaljer ved toppriegl, Armering		
Tegning	K439, Tårn Bu, Tårnbein snitt kt. +173, Armering		
Tegning	K444, Tårn Bu, Tårntopp inkl. sadelunderstøt kt. +185-187, Armering		
Bøyleliste	side T100 - T109.		

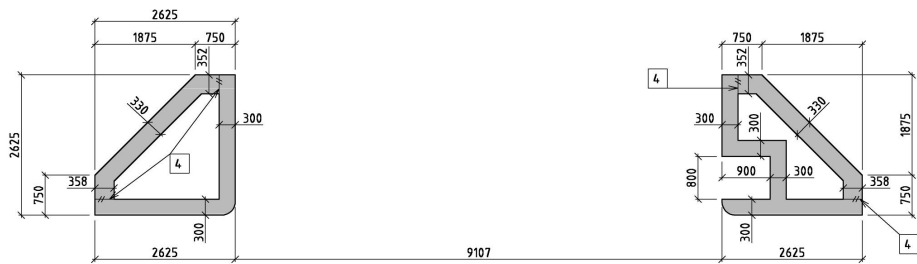
SB	Sam bygd	AGK	IMJ	28.06.2014
F	Pos T1099	AGK	BI	24.01.2011
E	T1045-47, T1050-51, T1089, Utgår: T1059, Merknad 14, 18 og 20	AGK	BI	19.01.2011
D	Pos T1048/T1049, T1052, T1053 som T-hødestang, merkn 3 og 29	AGK	MBR	12.01.2011
C	Pos T1059 og T1079 i støpetappe 45	AGK	MBR	23.12.2010
B	Merknad 13, 14, 15, 16 og 17	AGK	MBR	10.12.2010
A	Arbeidstegning	AGK	MBR	17.11.2010
Rev	Revisjonen gjelder	Proj.	Kontr.	Dato

Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet

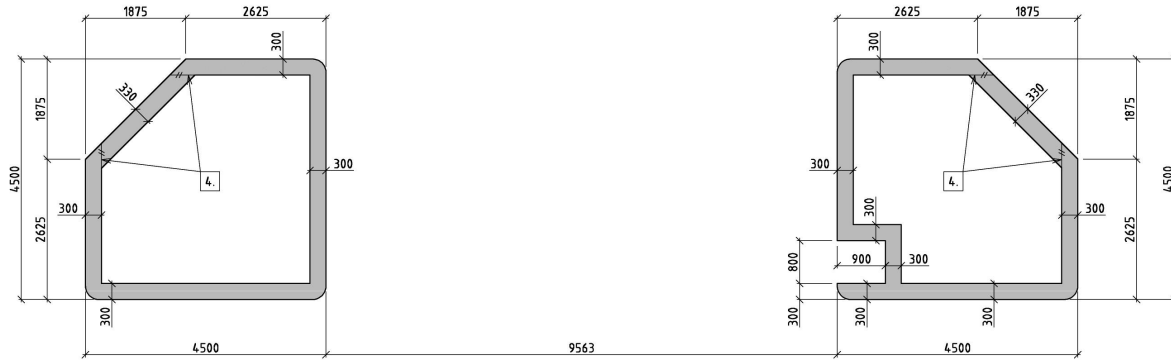
Sekkenr. 2010/01531-035

Prosjekt	AGK	Dato	14.06.2010
Tegner	GHT		
Prosjektleder	Bjørn Isachsen		
PROF.no	12-0013b_015		
Målestokk	1:20 1:25 (A1)		
Bygge nr.	12-2950		
Tegn nr.		Rev	
	K437		SB

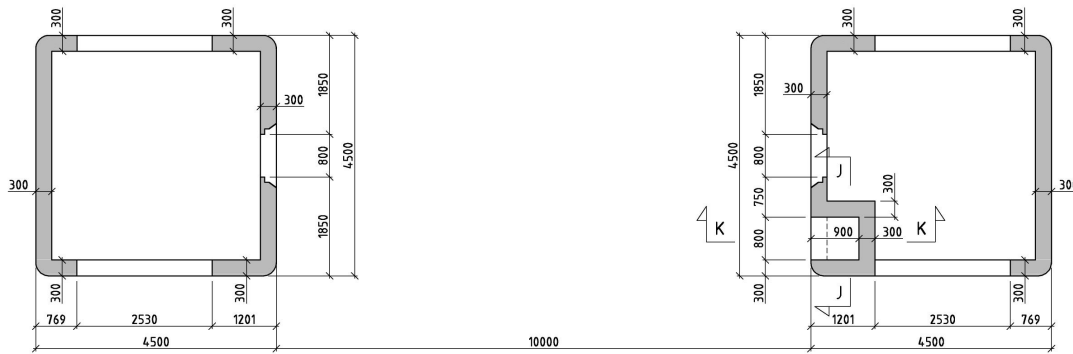
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brukesjonen



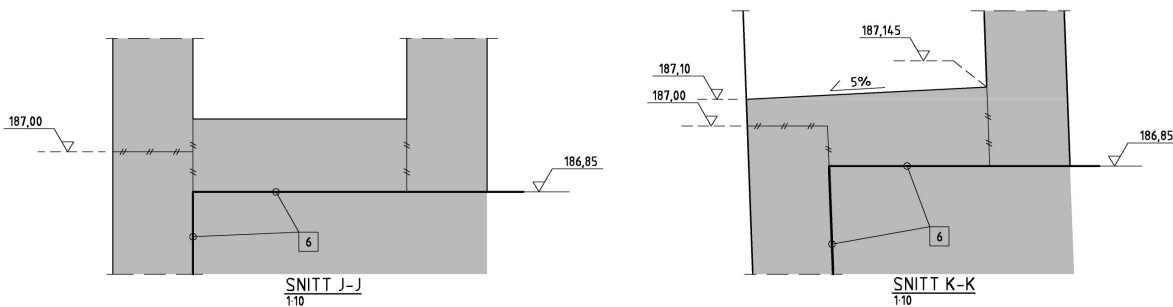
SNITT B-B, kote 199,45
150



SNITT C-C, kote 193,35
150

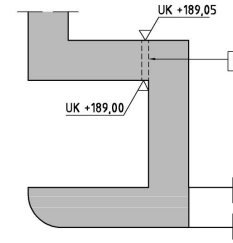


SNITT D-D, kote 187,5
150

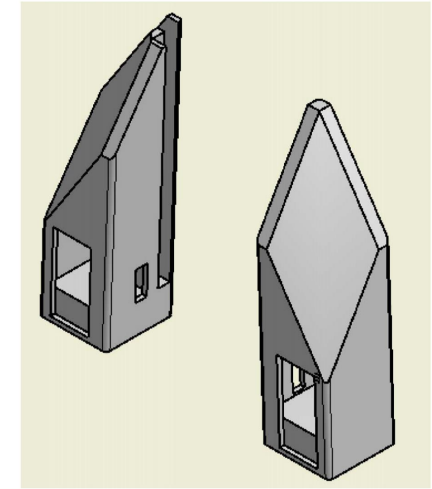


SNITT J-J
1:10

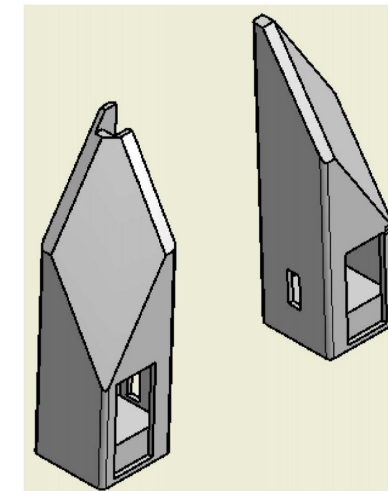
SNITT K-K
1:10



RØRUTSPARING FOR
ELEKTRO KOTE +189
120



3D-perspektiv tårntopp øst og vest
sett fra hovedspenn



3D-perspektiv tårntopp øst og vest
sett fra hovedspenn

Tegn nr K441 Rev SB

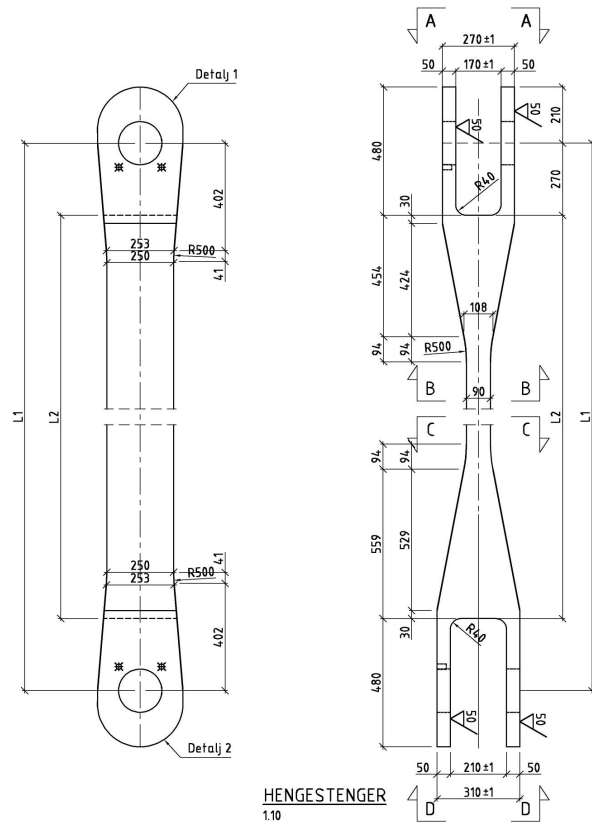
MERKNADER

1. Kontrollklasse. Utvidet kontroll iht. NS 3465
2. Betongkvalitet B45 SV-40
3. Synlige hjørner avfases 30 mm hvis ikke annet er angitt.
4. Injeksjonsslange SikaFuko VT1 eller tilsv i støpeskjøt mellom vegger og tak. Seksjonering og mafeslanger etter nærmere avtale med byggherren
5. Rørutsparring ved bruk av plastrør med innvendig diameter ø50. Fall utover som vist.
6. Eff lag asfaltapp mot vegger og under sliss for leder

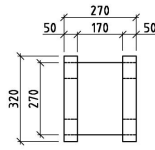
HENVISNINGER

Tegning K401, Tårn Bu, Form
Tegning K440, Tårn Bu, Tårntopp, Plan og oppriss, Form
Tegning K443, Tårn, Innstegningspods tårntopp
Tegning K942, Utstyr, Dør til tårntopp Bu øst og Vallavik vest
Tegning K943, Utstyr, Dør til tårntopp Bu vest og Vallavik øst
Tegning K905, Utstyr, Topprigler og tårntopper, Tilkomstutstyr
Tegning K930, Merking for fly- og skipstrafikk
Tegning K931, Utstyr, Feste for flysikringslys

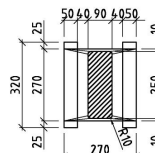
SB	Sam bygd	AGK	IMJ	20 06 2014
C	3D-perspektiv, Merknad 4	AGK	BI	08 03 2011
B	Hjørner Snitt B-B og C-C, Rørutsparring, Snitt J-J og K-K	AGK	MBR	03 02 2011
A	Arbeidstegning	AGK	MBR	17 01 2011
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj	Kontr	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saksnr. 2010/01531-041
Statens vegvesen		Prosj	AGK	Dato
Rv 7/Rv 13		Tegner	IMJ	07 01 2011
12-2950 HARDANGERBRUA		Prosjleder	Bjørn Isachsen	
Tårn Bu		PROF	12-00130_015	
Tårntopp detaljer og 3D-perspektiv		Målestokk	1:50 (A1)	
Form		Bygge nr	12-2950	
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brukesjøsken		Tegn nr	K441	Rev SB



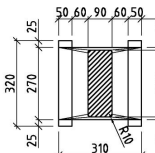
HENGESTENGER
110



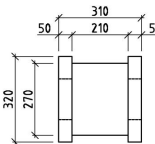
SNITT A-A
110



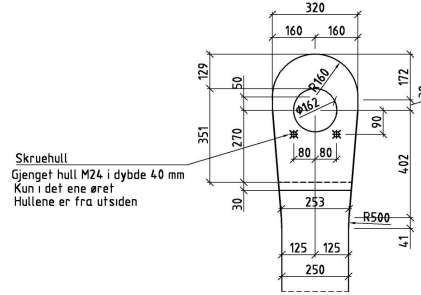
SNITT B-B
110



SNITT C-C
110

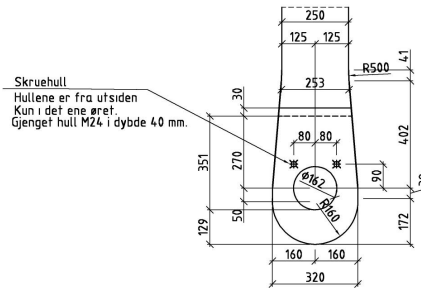


SNITT D-D
110



DETALJ 1
110

Skruehull
Gjenget hull M24 i dybde 40 mm
Kun i det ene øret
Hullene er fra utsiden



DETALJ 2
110

Skruehull
Hullene er fra utsiden
Kun i det ene øret.
Gjenget hull M24 i dybde 40 mm.

Henge- stang nr.	Hengestangslengder	
	L1 [mm]	L2 [mm]
31 og 35	2 537	1 997
32 og 34	2 171	1 631
33	2 049	1 509

Tege. nr. 0708 Rev. SB

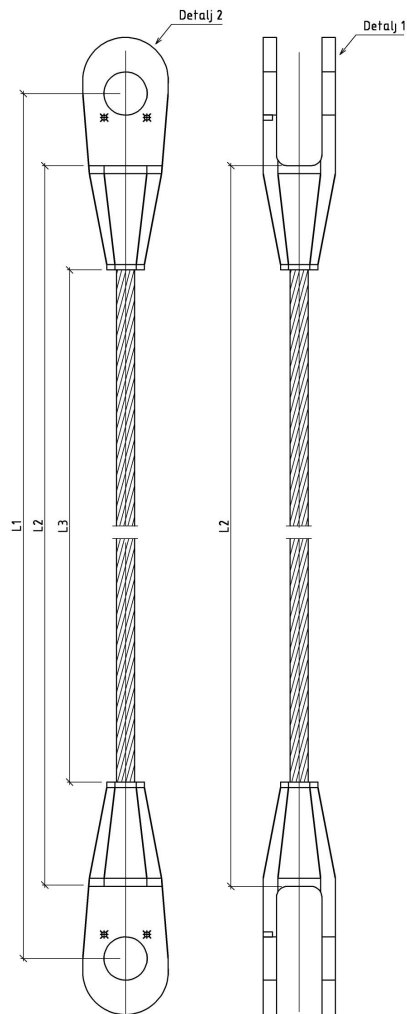
MERKNADER

- 1 Hengestengene utføres i smidd stål i kvalitet ASTM A182 F6NM.
- 2 Hengestengene skal monteres med skruehullene mot utsiden av brua.

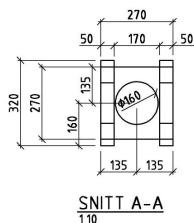
HENVISNING

For hengestenger nr. 1-30 og 36-65 vises det til tegning K710.

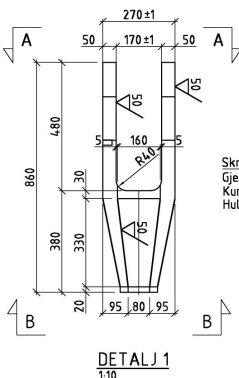
SB	Son bygd	GAG	IMJ	18 08 2010
E	Skrue dimensjon korrigert, skruehull midsett	GAG	AGK	18 08 2010
D	Snitt B-B og C-C korrigert	GAG	AGK	29 12 2009
C	Arbeidstegning BRU-02	GAG	BI	28 08 2009
B	Div endringer	GAG	AGK	17 04 2009
A	Arbeidstegning	GAG	AGK	02 06 2009
Rev	Revisjonen gjelder	Proj.	Kontr.	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saksnr. 2006/101975-087
Statens vegvesen		Prosj.	GAG	Dato
Rv 7 / Rv 13		Tegner	GAG	01 09 2008
12-2950 HARDANGERBRUA		Prosj.leder	Bjørn Isachsen	
Hengestenger nr. 31-35		PROJ.nr.	12-0013b_015	
		Målestokk	1:10 (A1)	
		Bygge nr.	12-2950	
		Tegn. nr.	0708	
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Brukesjonen		Rev.	SB	



HENGESTENGER
1:10

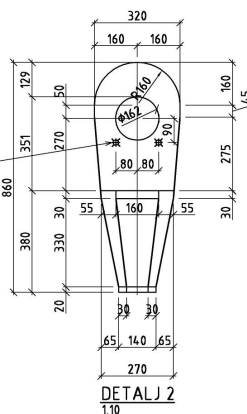


SNITT A-A
1:10

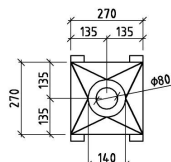


DETALJ 1
1:10

Skruehull
Gjenget hull M24 i dybde maks 4,0 mm
Kun i det ene øret
Hullene er fra utsiden



DETALJ 2
1:10



SNITT B-B
1:10

Hengestang nr.	Hengestangslengder (justert for deformasjon av tåm)			Hengestengene måles under følgende last [kN]
	L1 [mm]	L2 [mm]	L3 [mm]	
1 og 65	127 531	126 991	126 231	980
2 og 64	119 749	119 209	118 449	983
3 og 63	112 233	111 693	110 933	877
4 og 62	104 968	104 428	103 668	882
5 og 61	97 955	97 415	96 655	881
6 og 60	91 193	90 653	89 893	881
7 og 59	84 682	84 142	83 382	881
8 og 58	78 421	77 881	77 121	881
9 og 57	72 409	71 869	71 109	881
10 og 56	66 647	66 107	65 347	881
11 og 55	61 133	60 593	59 833	881
12 og 54	55 867	55 327	54 567	881
13 og 53	50 850	50 310	49 550	881
14 og 52	46 079	45 539	44 779	881
15 og 51	41 556	41 016	40 256	881
16 og 50	37 279	36 739	35 979	881
17 og 49	33 248	32 708	31 948	881
18 og 48	29 464	28 924	28 164	881
19 og 47	25 925	25 385	24 625	881
20 og 46	22 631	22 091	21 331	881
21 og 45	19 583	19 043	18 283	881
22 og 44	16 779	16 239	15 479	881
23 og 43	14 221	13 681	12 921	881
24 og 42	11 906	11 366	10 606	881
25 og 41	9 836	9 296	8 536	881
26 og 40	8 010	7 470	6 710	881
27 og 39	6 428	5 888	5 128	881
28 og 38	5 090	4 550	3 790	881
29 og 37	3 995	3 455	2 695	881
30 og 36	3 145	2 605	1 845	881

Tegn. nr. K710 Rev. SB

MERKNADER

- 1 Det anvendes spiralslått, lukket, fullgalvanisert kabel med minimum bruddlast 4,510 kN
- 2 Mål for hengestangslengder gjelder ved +6°C. Ved oppmåling korrigeres det for avvik fra angitt temperatur
- 3 Hengestanghodene utføres i støpestål i kvalitet G20Mn5QT - EN 10213.
- 4 Hengestengene skal monteres med skrukehullene mot utsiden av brua.
- 5 Total lengde av hengestangkabel 5778 m

HENVISNING

For hengestenger nr. 31-35 vises det til tegning K708

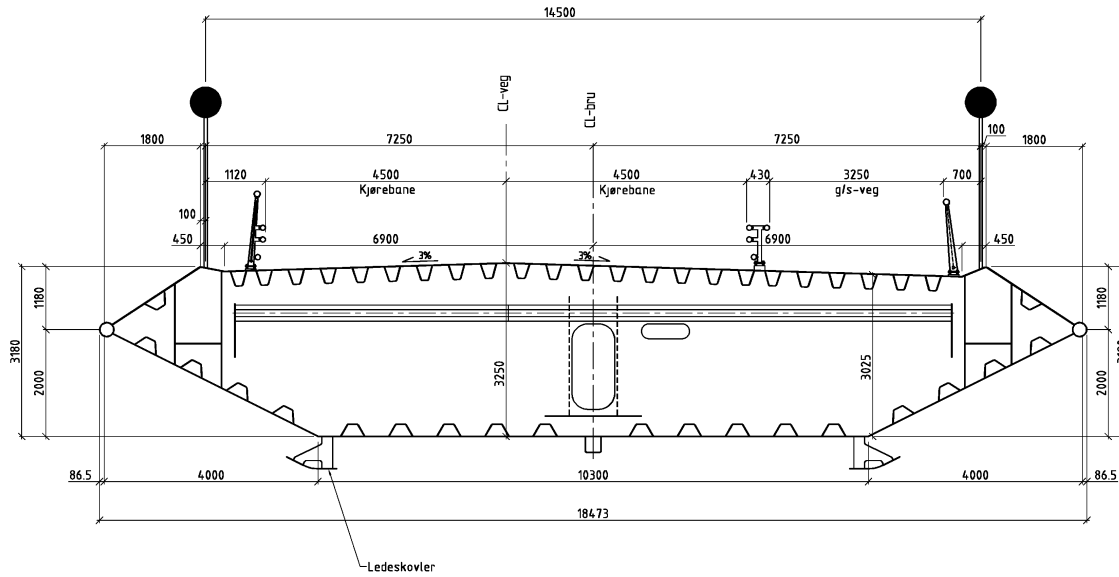
NB

Hengestanghodene er noe modifisert/ændret i forhold til denne tegning. Det vises til tegning No 31890 rev E fra Arcelemittal

Rev	Arbeidstegning	GAG	AGK	02.06.2009
Rev	Revisjonen gjelder	Proj.	Kontr.	Dato

SB	Som bygd	GAG	IMJ	20.06.2014
E	Hengestangslengder ændret	GAG	AGK	17.12.2010
D	Hyde av hengestanghode ændret. Tabell ændret (L3)	GAG	AGK	15.06.2010
C	Skruehull målsatt	GAG	AGK	20.04.2010
B	Tabell korrigert	GAG	AGK	28.08.2009
A	Arbeidstegning	GAG	AGK	02.06.2009
Rev	Revisjonen gjelder	Proj.	Kontr.	Dato

Prosjektant	GAG	Dato	20.02.2007
Tegner	GAG	Dato	20.02.2007
Prosjektleder	Bjørn Isachsen		
Prosjekt nr.	12-0013b_015		
Målestokk	1:10 (A1)		
Bygge nr.	12-2950		
Tegn. nr.	K710	Rev.	SB



TVERRSNITT
150

Tegn. nr. **K803** Rev. **SB**

MERKNADER

- 1 Avstivningsbærer produseres rett uten krumning
- 2 Alle lengdemål er horisontale referert til overkant kasse, referansehøyde H = 0, se K804. Mål er fra utside endetverrskott og i senter av innvendige tverrskott
- 3 Tverrskott nr. 1 og 329 skal stå med helning 30,31 før montering vertikalt etter montering
- 4 Øvrige tverrskott skal stå vertikalt før montering
- 5 Krumning av avstivningsbærer etableres under montering
- 6 Stålsort er S355N der annet ikke er angitt.

SB	Sam bygd	JOS	IMJ	20 06 2014
B	Størrelse/plassering mannhull og utsp. for kabelg.føring	IMJ	BI	19 10 2009
A	Arbeids-tegning	JOS	PHS	02 06 2009
Rev	Revisjonen gjelder	Prosj.	Kontr.	Dato
Godkjent som arbeidstegning i notat fra Vegdirektoratet				Saksnr. 2006/1075-088
Statens vegvesen		Prosjektleder	JOS	Dato 03 2007
Rv 7 / Rv 13		Prosjektleder	Bjørn Isachsen	
12-2950 HARDANGERBRUA		Prosjekt	12-0013b_015	
Avstivningsbærer		Målestokk	1:50 (A1)	
Tverrsnitt		Byggeskr.	12-2950	
Prosjektet av Statens vegvesen Vegdirektoratet, Bruseksjonen		Tegn. nr.	K803	Rev. SB