

Beregning av eksisterende hengebro

Analyse, dimensjonering og skadeoppfølging

Ragnhild Lokna Nygård

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betong- og stålkonstruksjoner	DATO: 10.06.2015	ANTALL SIDER: 139 (14 + 88 + 37)
---	---------------------	-------------------------------------

TITTEL:

**Beregning av eksisterende hengebro:
Analyse, dimensjonering og skadeoppfølging**

Calculation of existing suspension bridge:
Analysis, design and damageinspection

UTFØRT AV:

Ragnhild Lokna Nygård



SAMMENDRAG:

Tjeldsundbrua er en hengebro i Troms fylke. Ut fra inspeksjonene som er gjort på broen viser det seg at broen er utsatt for en rekke skademekanismer, blant annet kloridinntrengning, alkalireaksjoner og armeringskorrosjon.

Det er gjennomført analyser i Abaqus med egenvekt og trafikklast i bruksgrensetilstand. Disse resultatene er sammenliknet med håndberegninger gjort i Mathcad. Resultatene fra Abaqus avvike med opptil 36 % av verdiene funnet med håndberegninger.

Det er også foretatt en kapasitetkontroll i bruddgrensetilstand av egenvekt og trafikklast. Disse kontrollene er foretatt i Mathcad. Det er utnyttelsesgraden til hovedkablene, hengestengene og spenningen i bjelkene i kjørebanelen som er kontrollert. Alle har mer enn tilstrekkelig kapasitet. Dette er bra siden ikke alle opptredende laster er tatt med i beregningene.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU, Øyvind Wiig Petersen, NTNU, Håvard Johansen, Statens Vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

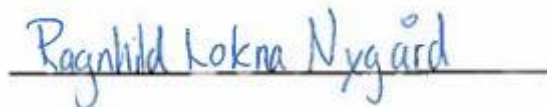
Forord

Denne masteroppgaven er utført ved *instituttet for konstruksjonsteknikk* på vårsemesteret 2015. Oppgaven er på 30 studiepoeng. Den er avslutningen på det 2-årige masterprogrammet bygg- og miljøteknikk ved Norges Tekniske-naturvitenskaplige Universitet.

Denne oppgaven omhandler flere temaer jeg ikke har vært borti tidligere i studiet. Jeg føler disse emnene er veldig relevant for den utdannelsen jeg har tatt og er glad for å kunne få en bredere kompetanse innenfor fagfeltet. Jeg har gjennom studiet hatt en del betongkonstruksjonsfag som er veldig relevant for denne oppgaven, men ikke satt meg inn i betongteknologi og sett på skademekanismer på betong. Derfor benyttet jeg denne sjansen til sette meg inn i dette. I tillegg er broer og da spesielt hengebroer en konstruksjonstype jeg ikke er viet så mye tid til tidligere i studie. Jeg har også satt meg inn i dimensjoneringsprogrammet Abaqus. Så i tillegg til at jeg har fått brukt kunnskap jeg har tilegnet meg i løpet av studiet, har jeg lært mye nytt også det siste semesteret på NTNU.

Jeg har hatt professor Terje Kanstad som hovedveileder og vil takke han for god veiledning og diskusjon av oppgaven. I tillegg vil jeg takke Øyvind Wiig Petersen for all hjelp han har bidratt med ved modellering av broen i Abaqus. Til slutt vil jeg takke Håvard Johansen og Roy Antonsen i Statens Vegvesen for tilsendte materiale i form av tegninger og rapporter og for at jeg også fikk lov til å delta på en inspeksjon av Tjeldsundbrua i regi av Statens Vegvesen.

Trondheim, juni 2015

A handwritten signature in blue ink that reads "Ragnhild Lokna Nygård". The signature is written in a cursive style and is positioned above a horizontal line.

Ragnhild Lokna Nygård

Sammendrag

Tjeldsundbrua er en hengebro i Troms fylke. Den strekker seg over Tjeldsundet og binder Hinnøya til fastlandet. Den er en del av europavei 10. Hengebroen består av tårnsøyler av betong, og kjørebane av romfagverk av stål med betongdekke. I tillegg er det betongviadukter på begge sidene av hengebroen. Gjennom flere inspeksjoner av broen er det registrert skader på både betongen og stålet i broen.

Ut fra inspeksjonene som er gjort på broen viser det seg at broens generelle tilstand er god, men deler av broen lider av omfattende skadeprosesser. Ståldelene lider ikke av skader av større betydning. Det er en del maligavskallig, som har ført til punkter med korrosjon, men mesteparten av stålet er i god stand, ut fra det man kan se visuelt. Det er betongen som er utsatt for en rekke forskjellige skademekanismer og det på store og flere deler av konstruksjonen. Det er utsatt for alkalierreaksjoner, kloridinntrengning og armeringskorrosjon.

Skadene på broen er så store at tiltak bør settes i gang. Hvis man utsetter det blir skadeomfanget større og det vil koste mer å reparere det.

I beregningsdelen av oppgaven er det beregnet en del laster broen blir utsatt for. Det er sett bort fra kryp og svinn og en rekke naturlaster som jordskjelv og bølger.

Det er gjennomført analyser i Abaqus med egenvekt og trafikklast i bruksgrensetilstand. Disse resultatene er sammenliknet med håndberegninger gjort i Mathcad. Resultatene fra Abaqus avvike med opptil 36 % av verdiene funnet med håndberegninger.

Til slutt er det foretatt en kapasitetkontroll i bruddgrensetilstand av egenvekt og trafikklast. Disse kontrollene er foretatt i Mathcad. Det er utnyttelsesgraden til hovedkablene, hengestengene og spenningen i bjelkene i kjørebane som er kontrollert. Alle har mer enn tilstrekkelig kapasitet. Dette er bra siden ikke alle opptredende laster er tatt med i beregningene.

Abstract

The Tjeldsund Bridge is a suspension bridge in Troms County. It is part of the European road 10, and extends over Tjeldsundet connecting Hinnøya to the mainland. The bridge's loadbearing structure consists of concrete towers and steel trusses used for the roadway. There are concrete viaducts on both sides of the suspension bridge. Damage on both concrete and steel has been proven during several inspections.

Inspections on the bridge show that the overall condition is good. The steelwork does not have major damage of significance. Paint exfoliation has led to points with corrosion, but most of the steel is in good condition, from a visual point of view. The concrete, on the other hand, is subjected to several damaging mechanisms on several and larger parts of the structure. It is subjected to alkali reactions, chloride penetration and reinforcement corrosion.

The damages on the bridge are so severe that measures should be initiated. The damage scope and cost of repairs will increase if measures are postponed.

In the calculation part of the thesis, loads the bridge is exposed to were calculated. Concrete creep and shrinkage, and a number of environmental loads, such as earthquake and waves, have been disregarded in the thesis.

Analyses have been undertaken in Abaqus, a software that can do non-linear analyses. The analyses were undertaken in SLS (Serviceability limit state) with dead loads and traffic loads. The results are compared with hand calculations in Mathcad. The results from Abaqus deviated with up to 36% of the values found in the calculations done by hand.

A capacity control in ULS (ultimate limit state) with dead loads and traffic loads applied on the bridge was also conducted. These calculations were carried out in Mathcad. The utilization of main cables, hang rods and tension in beams of the roadway was controlled. They all have more than sufficient capacity, which is good since not all actual loads on the bridge were taken into account in the thesis.

INNHold

1	INNLEDNING	1
1.1	BAKGRUNN.....	1
1.2	FORMÅL.....	1
1.3	OVERSIKT.....	1
2	TJELDSUNDBRUA	3
2.1	HENGEBROER	3
2.2	GENERELL INFORMASJON	3
2.3	GEOMETRI	4
3	SKADETYPER	7
3.1	ALKALIESKADE	7
3.2	KORROSJONSSKADER.....	8
3.2.1	<i>Karbonatisering</i>	9
3.2.2	<i>Klorider</i>	9
3.2.3	<i>Korrosjonsfasen</i>	10
3.3	FROSTSKADER	11
4	TILSTAND	13
4.1	VISUELL INSPEKSJON	13
4.1.1	<i>Avskalling og frilagt armering</i>	14
4.1.2	<i>Riss</i>	15
4.1.3	<i>Krakelering</i>	17
4.1.4	<i>Deformasjon</i>	18
4.1.5	<i>Misfarging og begrodd</i>	19
4.1.6	<i>Skade på stålet</i>	21
4.2	OVERDEKNINGSMÅLINGER	22
4.3	KARBONISERINGSMÅLINGER	22
4.4	KLORIDMÅLINGER	23
4.5	KJERNEPRØVER	24
4.6	OPPHUGGINGER	25
5	LASTER	27
5.1	PERMANENTE PÅVIRKNINGER	27
5.1.1	<i>Egenvekt</i>	27
5.1.2	<i>Snølast</i>	27
5.2	VARIABLE PÅVIRKNINGER	28
5.2.1	<i>Trafikklast</i>	28
5.2.2	<i>Vindlast uten trafikklast</i>	31
5.2.3	<i>Vindlast med trafikklast</i>	33
5.2.4	<i>Termiske påvirkninger</i>	35

5.3	OPPSUMMERING AV LASTER	38
6	GRENSETILSTANDER	39
6.1	BRUDDGRENSETILSTAND.....	39
6.2	BRUKSGRENSETILSTAND	42
7	MODELLERING I ABAQUS	43
7.1	BESKRIVELSE AV DELENE	43
7.1.1	<i>Kjørebanen</i>	44
7.1.2	<i>Tårnene</i>	46
7.1.3	<i>Kablene</i>	48
7.2	MATERIALER	49
7.2.1	<i>Armert betong</i>	49
7.2.2	<i>Stål</i>	51
7.2.3	<i>Kablene</i>	51
7.3	RANDBETINGELSER	51
7.4	LASTER.....	52
7.4.1	<i>Egenvekt</i>	52
7.4.2	<i>Variable laster</i>	52
7.5	GJENNOMFØRING.....	53
8	BEREGNINGER.....	55
8.1	BEREGNINGER I FORBINDELSE MED SKADENE.....	55
8.1.1	<i>Overdekning</i>	55
8.1.2	<i>Temperaturpåvirkning</i>	56
8.2	ABAQUS RELATERTE BEREGNINGER.....	58
8.2.1	<i>Moment</i>	58
8.3	HÅNDBEREGNINGER AV TJELDSUNDBRUA.....	59
8.3.1	<i>Kabelkraft</i>	59
8.3.2	<i>Hengestenger</i>	63
8.3.3	<i>Moment</i>	65
9	RESULTAT	71
9.1	RESULTATER PÅ BEREGNINGER I FORBINDELSE MED SKADENE.....	71
9.2	ABAQUS.....	71
9.2.1	<i>Hovedkabel</i>	72
9.2.2	<i>Hengestenger</i>	73
9.2.3	<i>Maks moment</i>	73
9.3	SAMMENLIKNING AV HÅNDBEREGNINGER OG ABAQUS RESULTATER	74
9.4	HÅNDBEREGNINGER	75
10	DISKUSJON	77
10.1	SKADENE	77
10.2	ABAQUS.....	78
10.3	SAMMENLIKNING AV HÅNDBEREGNINGER OG ABAQUS RESULTATER	80

10.4	HÅNDBEREGNINGENE	81
11	KONKLUSJON.....	83
11.1	SKADER	83
11.2	BEREGNINGER	83
11.3	VIDERE ARBEID	84
12	REFERANSER.....	85
13	VEDLEGG.....	87

TABELLER

TABELL 5.1 TRAFIKKLASTER [15]	29
TABELL 5.2 VOGNTOGLAST TO FELT	30
TABELL 5.3 BREMSELAST [15]	30
TABELL 5.4 VINDLASTER	35
TABELL 5.5 OPPSUMMERING LASTER	38
TABELL 6.1 BRUDDGRENSETILSTAND	39
TABELL 6.2 LASTFAKTOR.....	41
TABELL 6.3 LASTFAKTER I BRUKSGRENSETILSTAND	42
TABELL 7.1 DELER ABAQUS	44
TABELL 9.1 BIDRAG TIL MAKS MOMENT	74
TABELL 9.2 SAMMENLIKNING AV HÅNDREGNING OG ABAQUS MODELLERING	74

FIGURER

2.1 KART AV Plassering av broen [2]	4
2.2 Aksenummerering av Tjeldsundbrua [4]	4
2.3 Tjeldsundbrua	5
3.1 Reaksjonstrekanten	7
3.2 Hydraulisk trykkteori [5]	11
3.3 Issmelting med salt på betong [7]	12
4.1 Aksenummerering [4]	13
4.2 Frilagt armering ca. 3 meter over kjørebane	14
4.3 Frilagt armering ca 10 meter nedenfor kjørebane	14
4.4 Riss i pilar	15
4.5 Riss i pilar	16
4.6 Skjærrikk	16
4.7 Vertikale riss i dekket mellom akse 3 og 4	17
4.8 Krakelering i tårn akse 24 (V) mot vest	18
4.9 Krakelering akse 25, i fundament søyler og betongkryss	18
4.10 Mulig deformasjon i pilar	19
4.11 Skader på fundament [4]	20
4.12 Kabelforanringskasse mot vest [4]	20
4.13 Undergurt har skadet betong i akse 24	21
4.14 Malingsvaskalling på undergurt i hovedspenn	21
4.15 Korrosjon på undergurt i hovedspenn	22
4.16 Kloridprøver i overbygg [4]	23
4.17 Kloridprøver i fundament akse 17-18 [4]	23
4.18 Kloridprøver i hovedtårn [4]	24
4.19 Kloridprøver i kabeltårn [4]	24
7.1 Oversikt av bro fra Abaqus	43
7.2 Fagverk	44
7.3 Fagverket under kjørebanen sett fra siden	44
7.4 Overgurt av fagverket	45
7.5 Undergurt av fagverket i kjørebanen	45
7.6 Tverrbjelken i undergurt	45
7.7 Fagverk i tverretning med markert L-profiler	46
7.8 Tverrsnitt av skråstag	46
7.9 Tårn	47
7.10 Tårn modellert i Abaqus	48
7.11 Hovedkabel	49
7.12 Tverrsnitt av søyle	50
7.13 Randbetingelser	51
8.1 Trafikklast og egenvekt over hele midtspennet(P,G), vogntoglast(PV) og akellast(P)	60

8.2 KREFTER I TÅRNTOPP	61
8.3 HENGESTAGKREFTER LENGDERETNING	63
8.4 HENGESTAGKREFTER TVERRETNING	63
8.5 LAST Plassert fra 0 L til 0,4 L.....	65
8.6 ANTATTE LENGDER AV POSITIVT OG NEGATIVT MOMENT	68
9.1 OVERSIKTBILDE AV STREKKREFTER	71
9.2 STREKKRAFT I HOVEDKABELEN	72
9.3 GRAF AV STREKKRAFT I HOVEDKABELEN	72
9.4 STREKKRAFT I HENGESTENGENE	73
9.5 STREKKRAFT I OVERGURT	73
9.6 STREKKRAFT I UNDERGURT	74
10.1 KABEL I TÅRNTOPP	79
10.2 FASTINNSPENT BJELKE	80
10.3 FRITTOPPLAGT BJELKE	80

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Norge er et land som består av fjell, daler, fjorder og øyer. Dette skaper utfordringer ved veibygging i landet. Det er derfor i lang tid blitt bygd en rekke broer i dette landet. Men disse broene er utsatt for store påkjenninger i form av vær og vind, som fører til at det er oppstått skader på en rekke av disse broene. Statens Vegvesen har jevnlig kontrollert av broene på norske veier for å kartlegge eventuelle skader og vurderer om skaden går ut over bæreevnen til broene.

Tjeldsundbrua er en av broene det har oppstått skade på. Broen er på Europavei 10 og som binder Hinnøya til fastlandet i Troms fylke. Det er en hengebru, med tårnsøyler og dekke av betong. Det er betongviadukter på begge sidene av hengebroen. Det er både på betongen og på stålet det er utviklet seg skade gjennom årene fra den ble åpnet 22. oktober 1967.

1.2 Formål

Oppgaven skal ta for seg skademekanismene Tjeldsundbrua er utsatt for og kartlegge skadeomfanget på broen. I tillegg skal beregninger av eksisterende bro gjøres i dimensjoneringsprogrammet Abaqus, uten skadebelastningene. Det skal gjøres håndberegninger av broen for å sammenlikne om modelleringen i Abaqus er riktig utført. Og til slutt skal utnyttelsesgraden av kapasiteten til hovedkabler, hengestenger og spenningen i fagverket i hovedspennet regnes ut med håndberegninger i Mathcad.

1.3 Oversikt

Denne oppgaven er delt inn i 11 kapitler. Kapittel 1 er innledningen og kapittel 2 er informasjon Tjeldsundbrua. I kapittel 3 blir det sett litt nærmere på skademekaniker Tjeldsundbrua er utsatt for. Hvordan de oppstår og hvordan det kan påvirke konstruksjoner utsatt for slike skader.

I kapittel 4 blir tilstanden til Tjeldsundbrua beskrevet, hvilke skader som har oppstått og hvor de befinner seg.

Kapittel 5 og 6 gir et dimensjoneringsgrunnlag i form av laster.

Modelleringen av broen i Abaqus blir lagt frem i kapittel 7. Der blir geometrien til broen lagt frem og forenklingene som er gjort ved modelleringen i Abaqus. Det er modelleringen i Abaqus som har tatt mesteparten av tiden av oppgaveløsingen.

Kapitel 8 består av håndberegningene som er utført. Mens det i kapitel 9, 10 og 11 blir lagt frem resultater, diskusjon av resultatene og konklusjon.

2 Tjeldsundbrua

Tjeldsundbrua er en hengebro I dette kapitelet kommer en liten innføring i hengebroens historie. Generell informasjon om Tjeldsundsbroen og geometrien blir også lagt frem i denne kapitelet.

2.1 Hengebroer

Hengebroer har vært brukt over hele verden i lang tid. I eldre tid brukte man tauverk og trevirke ved byggingen. Det som regnes for å være prototypen av den moderne hengebroen hvor smidde jernkjeder ble brukt som bærekabler, er Thomas Thelfords Menaibro i Wales [1]. Den ble bygget i 1826. Men mye har utviklet seg etter den tid. I Norge er det også bygget en del hengebroer. Det som er spesielt med norske hengebroer er at de er veldig slanke. De fleste har kun to kjørefelt, mens man i de fleste andre land har som regel minst fire felt, på broer med tilsvarende lengde. Overingeniør Olaf Stang er kjent for å ha utviklet «den myke hengebroen». Det ble bygget noen hengebroer med fagverkavstivende bjelker i Norge på første del av 1900-tallet. Olaf Stang mente broer med fagverkavstivere slik de brukte ellers i verden var uøkonomiske for norske forhold. Han introduserte en mer fleksibel bro med valsede stålbejelker. Det ble bygd ca. 150 slike broer i Norge frem til 1965. Etter hvert som trafikken økte, ble «de myke hengebroene» for myke, og man måtte også i Norge gå over til å bruke fagverksbjelker. I 1966 ble det oppfunnet en ny aerodynamisk formet kassebjelke i England. Men denne utformingen på bjelkene ble ikke tatt i bruk i Norge før i 1990-årene.

2.2 Generell informasjon

Tjeldsundbrua ble åpnet 22. oktober 1967. Denne broen ble bygd med fagverksbjelker, som var det vanlige å bygge broer med i Norge på den tiden. Tjeldsundbrua ligger i Troms fylke og knytter Hinnøya til fastlandet. Den går mellom kommunene Skånland på fastlandet og Harstad kommune på Hinnøya og er en del av Europavei 10. Figur 2.1 viser plasseringen av broen.

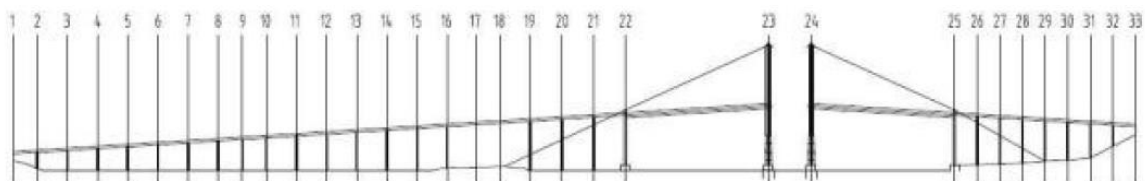


2.1 Kart av plassering av broen [2]

Årsdagstrafikken i 2014 var ifølge målinger Statens Vegvesen har gjort på 4359 biler [3], hvor 12,69 % av disse var tunge kjøretøy.

2.3 Geometri

Deler av Tjeldsundbrua består av en hengebro, mens resten består av betongbjelker og betongpilarer. Som man kan se ut fra figur 2.2 er viaduktene mot vest vesentlig lenger enn mot øst. Nummereringen starter fra vest.



2.2 Aksenummerering av Tjeldsundbrua [4]

Akse 2 til 16 består av betongpilarer. Mellom akse 17 og 18 er det en betongkasse, som er motvekt til kablene. Kablene er forankret ved disse aksene. Akse 19 til 21 er betongpilarer, mens akse 22 er tårn som går opp til kjørebanelen med betong kryss mellom søylene. Kablene er også festet til disse tårnene ved kjørebanelen. Akse 23 og 24 er kabeltårnene i hengebroen. Akse 25 tilsvarer akse 22 bare på motsatt siden av hengebroen. Mens akse 26 til 32 er betongpilarer. Ved akse 29 er kabelforankringen på fastlandssiden.



2.3 Tjeldsundbrua

Bilde 2.3 er et oversiktsbilde av hengebroen. Den består av et romfagverk i stål, to tårn av betong og kabler. Den har et hovedspenn på 290 meter og seilingshøyde på 41 meter. Hele broen samlet har en lengde på 1007 meter. Broen har to kjørefelt med smale fortau på hver side. For mer detaljert beskrivelse av geometri til hengebroen se kapittel 7 Modellering i Abaqus. Der blir geometrien forklart mer detaljert. Forenkling som er gjort for modelleringen i Abaqus blir også beskrevet der.

3 Skadetyper

Tjeldsundbrua er utsatt for flere skadetyper. Der blant er klorid inntrengning i betongen, alkalieskader og korrosjonsskade på betongen i tårn, pilarer og dekke. I tillegg er det rust skader på stålet. I denne oppgaven fokuseres det i utgangspunktet kun på betongskader med unntak av noe dokumentering av skader på stålet. I dette kapitlet blir det sett nærmere på skadetyper betongen på tjeldsundbrua kan være utsatt for.

3.1 Alkalieskade

En skademekanisme som kan forekomme i betong er alkalieskader. Måten disse skadene oppstår på er at det er en kjemisk reaksjon hvor noen type betongtilslag, som silika, reagerer med alkalier. Denne reaksjonen danner en gel som er voluminøs og kan danne riss og sprekker i betongen [5].

Alkaliereaksjoner kalles en kjemisk-fysisk prosess hvor den kjemiske delen består av at betongtilslaget reagerer med alkalier [6]. Den fysiske delen er at produktet av reaksjonen er en alkaligel som sveller ved vann opptak. Så for at alkalieskader skal oppstå er det tre forutsetninger som må være tilstede samtidig. Dette er [7]:

- Alkali
- Reaktivt tilslag
- Vann



3.1 Reaksjonstrekanter

Hvis det er begrenset mengde av disse stoffene vil reaksjonen ikke sprekke opp betongen, men heller gjøre den sterkere. For da vil produktet av reaksjonen gå inn i poresystemet uten å sprekke opp betongen. Det vil føre til en tettere og sterkere betong.

Et typisk tegn på alkalieskade er uregelmessig krakeleringsmønster i betongen og da spesielt mye på fuktutsatte flater. Det er også typisk at dette sprekkemønsteret beholder et mørkt, fuktig utseende selv etter det har tørket ut. Derfor kan sprekkene se større ut på avstand, enn når man inspiserer dem på nært hold. Alkalireksjoner tar lang tid og reaksjonen foregår i tillegg inni betongen og ikke kun på overflaten. Dette fører til at skadene ikke vil være synlig de første årene etter bygging. Andre tegn på at alkalireaksjon har funnet sted er at fuger kan være sammenklemt, lagre kan være forskjøvet og det er deformasjoner i konstruksjonen.

Konsekvensene av reaksjonene er både negativt estetisk, bestandighetsmessig og konstruktivt. Krakeleringen på overflaten kan være visuelt skjemmende. Når det kommer til bestandigheten kan krakeleringen og rissdannelsen øke faren for frostskafer, kloridinntrengning og korrosjonsskader. Dette er på grunn av at forskjellige materialer, som vann, kan transporteres inn i sprekkene og påføre mer skade på betongen. Dette kan også føre til at svekkelsesprosessen går fortere. Blant de konstruktive skadene kan ekspansjonen føre til tvangskrefter, fugeklemming, forskyvning av lagre og deformasjoner i konstruksjonen. Det kan også oppstå reduksjon i heft mellom betong og armering og det kan oppstå strekk i armeringen uten ytre last. I tillegg kan materialegenskapene til betongen endres, slik som strekkfasthet og E-modul. E-modulen kan bli redusert og dette kan føre til økt deformasjon.

Det er flere type betongskader som danner rissmønster på overflaten, slik som svinn og frostskafer, men i motsetning til disse er ikke rissene av alkalireaksjoner kun på overflaten. Så for å dokumentere hvor mye konstruksjonen er skadet må man ta en struktur analyse. Det går ut på å ta ut en boreprøve av konstruksjonen som går lengere inn i konstruksjonen enn kun på overflaten.

Når reaksjonen er i gang er det vanskelig å stanse reaksjonen. Men man kan redusere reaksjonshastigheten med å prøve å redusere vanninnholdet av betongen. Det er ikke nødvendigvis så lett i praksis. To måter å gjøre det på er ved overflatebehandling av betongen og drenere bort vann. Tiltak som kan settes i gang for å redusere volumøkningen er å blant annet å sette på forsterkninger som holder igjen mot ekspansjonen.

3.2 Korrosjonsskader

Den vanligste skademekanismen i betong er korrosjonsskader. Det går ut på at armeringen inne i betongen korroderer. Korrodert stål har større volum enn ukorrodert stål, så i tillegg til at armeringen svekkes, vil også betongen slå sprekker. Dette kan føre til at betongen skaller av.

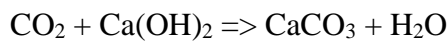
Armering ligger i utgangspunktet beskyttet mot korrosjon inni betongen. Betongen har en høy pH verdi på over 12,5 som fører til at det er en oksidfilm rundt armeringen, så armeringen er passiviser. Det er når pH-en i betongen synker og oksidfilmen forsvinner at armeringen

begynner å ruste. Den synkende pH-en kan enten komme fra karbonisering eller i kontakt med klorider.

Det er to faser som utspiller seg ved armeringskorrosjon [8]. Den første fasen er initieringsperioden. Det er tiden karbon bruker på å trenge seg inn til armeringen, eller tiden det tar for kloridinnholdet ved armeringen å bli så høyt at korrosjonen settes i gang. Den andre fasen er når selve korrosjonen setter i gang og skadene oppstår.

3.2.1 Karbonatisering

Ved karbonatisering er det karbondioksid (CO_2) fra luften som trenger inn i betongen. Karbondioksidet reagerer med det basiske stoffet kaliumhydroksid [5]. Det dannes kaliumkarbonat (CaCO_3) som fører til at pH-en synker. Den kjemiske reaksjonslikningen er slik:



Ved karbonatisering går pH fra over 12,5 til ca 8,3. Ved en pH på 8,3 er ikke armeringen lenger passivisert.

Tiden det tar for karbondioksidet til å trenge inn i betongen, varierer i forhold til betongens overdekningstykkelse, betongens tetthet og fuktnivået i betongen.

Overdekningstykkelse er den ene hovedparameteren i inntrengningsperioden. Overdekningen er avstanden fra armeringen og ut til betongoverflaten. Tykkelsen på overdekningen og inntrengningstiden er ikke lineær. Det vil si at hvis overdekningen halveres, minsker inntrengningstiden med mer enn halvparten. Broer skal dimensjoneres til en levetid på 100 år. [9] Derfor må overdekningen være tilstrekkelig, slik at karbondioksid ikke trenger inn til armeringen i løpet av de hunder årene etter bygging.

Det som har størst effekt på den andre hovedparameteren, tettheten, er v/c-tallet. Ved høyt v/c-tall dannes store kapillære porer og karbondioksidet transporteres lettere og fortere inn i betongen.

Ved fuktighet i betongen på mellom 50 og 60 % skjer karbonatiseringen hurtigst. Ved veldig tørr betong og vannmettet betong, karboniserer betongen praktisk talt ikke.

3.2.2 Klorider

Som nevnt tidligere kan armeringskorrosjon også komme fra for høy kloridkonsentrasjon ved armerings overflate.

Det finnes to måter kloridinnholdet ved armeringsoverflaten kan bli for høyt. Det er enten ved at betongen i utgangspunktet har høy konsentrasjon av klorid, fra for eksempel bruk av kloridbasert akselerator, sjøvann eller kloridforurenset tilslag. Den andre måten er at overflaten av betongen har blitt eksponert for klorider, fra for eksempel veisalting eller sjøsprøyt. Dette kan trenge inn i betongen gjennom blant annet de kapillære porene.

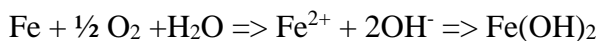
Hvis kloridinnholdet i den ferske betongen er over grenseverdien for korrosjon, starter armeringen å korrodere umiddelbart. Da er det ingen initieringsperiode. Lengden av initieringsperioden utenom det, varierer i forhold til konsentrasjonen av klorid i betongen i utgangspunktet, betongens evne til å transportere klorider, overdekning, tetthet, grenseverdien for depassivering og betongens evne til å binde klorider.

Det aksepterte kloridinnholdet i nye slakkarmerte konstruksjoner er på 0,4% Cl⁺ av klinkermengden. Grenseverdiene står oppført i NS-en 206-1 [10]

Kombinasjonen av karboninntrengning med klorider senkes grenseverdien for kloridnivå.

3.2.3 Korrosjonsfasen

Når først oksidfilmen rundt armeringen har forsvunnet starter armeringen å korrodere. Rustdannelsen skjer ved en elektrokjemisk prosess med anode og katode [1]. Hvor det ved anoden skjer en oksidasjon som frigjør elektroner og Fe²⁺ oppstår. Ved katoden skjer en reduksjons reaksjon som tar til seg elektroner. Den kjemiske likningen for denne prosessen er:



Sluttresultatet, Fe(OH)₂, er rust. Rustdannelsen skjer hastigst ved en fuktighet på rundt 90-95 % og ved høy temperatur. Konstruksjoner som ligger i vann er ikke utsatt for korrosjon. Grunnen til dette er mangelen på oksygen.

Rustdannelsen kan føre til misfarging av betongen. Det kan også føre til sprekkdannelser og avskalling av overdekning fordi korrodert stål har et større volum enn ukorrodert stål. I tillegg svekkes også armeringen ved korrosjon. Det fører til at konstruksjonens bæreevne svekkes over tid og kan føre til totalt sammenbrudd.

Ved korrosjon som følge av karbonatisering blir som oftest hele ståloverflaten utsatt for korrosjon. Ved korrosjon som følge av kloridinitiering kan det skje veldig lokalt på ståloverflaten. Det fører til at skadene kan være vanskelige å oppdage.

Måter å minske faren for armeringskorrosjon er å ha tykk nok overdekning, lavt v/c-tall og unngå materialer som tilfører klorider [11]. I tillegg bør man ha det i bakhode ved utformingen av konstruksjonen og gjøre en god utstøpning. Man bør også ha regelmessig tilstandskontroller.

3.3 Frostskafer

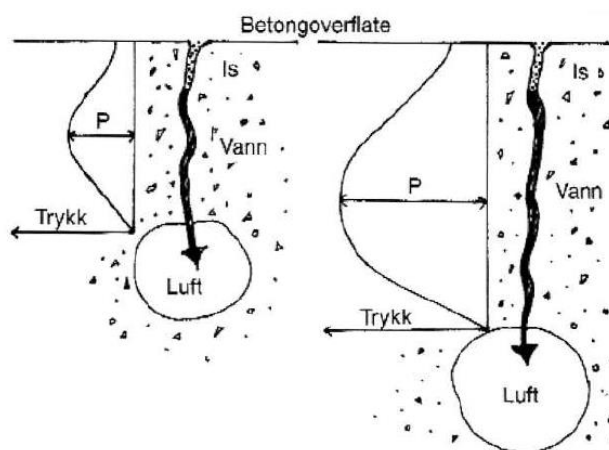
I et land som Norge med veldig stor variasjon i årstidene blir konstruksjoner utsatt for mye forskjellig vær og da også store svingninger i temperaturer. Betong er et materiale som blir negativt påvirket av disse svingningene og da spesielt svingningen mellom over og under frysepunkt. Grunnen til at betong er negativt utsatt, er at det kan legges seg vann i porene til betongen og fryse til is. Vann som fryser utvider seg.

Det kommer automatisk luftporer i betong. I en kubikkmeter vil det være rundt 120-180 liter porevolum [8]. Disse porene kan fylles med vann. Det er når dette vannet fryser det kan oppstå problemer. Det er særlig porene som ligger nærme overflaten som er utsatt for dette. Dette er et stort problem for konstruksjoner hvor overflaten er utsatt for regn, snøsmelting eller skvalpesonene for konstruksjoner som står i vann.

Frostskafer er et forholdsvis lite problem i Norge i forhold til armerings korrosjon. Og ferskvann gir et begrenset skadeomfang. Størst er problemet hvis det er saltholdig vann.

Det er fremstilt flere teorier om hva som skjer i praksis ved frostskafer i betong, men ingen gir en fullgod forklaring. De to hovedteoriene om dette temaet er hydraulisk trykk og osmose effekt [5].

Den hydraulisk trykkteorien går ut på at volumøkningen av vannet ved frysing lager skader. Vann utvider seg når det fryser til is. Volumendringen er på ca. 9 %. Dette fører til at kreftene fra volumendringen kan spekke opp betongen, når isen presses mot luftporer. Dette lager en indre spenning og det er når denne overskrider betongens strekkstyrke at det dannes sprekker. Se figur 3.2 Hydraulisk trykkteori



3.2 Hydraulisk trykkteori [5]

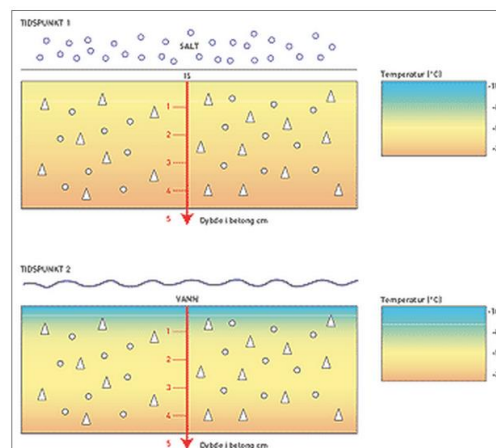
Osmose effekten går ut på at ved dannelse av is i de store porene blir det økt ionedannelse i vannet rundt. Og da spesielt ved salt tilstedeværelse. Dette vil bli prøvd utjevnet ved at mer vann presser seg mot isfronten og det dannes et høyt trykk. Denne teorien gir forklaring på to

observasjoner som hydraulisk trykkteori ikke kan forklare. Den ene er hvorfor frostskadene er større når salt er involvert. Den andre er hvorfor skaden blir verre når vannet fryser saktere.

I begge disse to hovedteoriene er problemet isdannelse i betongen. Uavhengig av teoriene er det to hovedfaktorer som spiller inn i forhold til hvilken temperatur vannet fryser ved. Det er porestrukturen i betongen og vannmetningen.

Måter å minske mengden vann som fryser i porene i forhold til porestrukturen, er å ha et lavt v/c-tall. Det er funnet ut at vannet i mindre porer fryser ved enn lavere temperatur enn ved grovere porer.

Det finnes en rekke miljøfaktorer som også spiller inn på frostskadene. En miljøfaktor er hvor mye fukt den blir utsatt for. Da blant annet regn, snøsmelting og skvalpesoner. En annen faktor er antall frostsykluser. Betongen blir mer skadet hvis den tiner og fryser gjentatte ganger. Grunnen til det kan være at sprekker som allerede er dannet ved en frostperiode blir fylt opp med mer vann når det tines, for det er plass til mer. Når dette vannet fryser blir skadeomfanget enda større. Enda en miljøfaktor er frossen betong i kontakt med salt. Salt blir ofte brukt til å tine is på norske veier. Så broer i Norge kan ofte bli eksponert for salt på vinterstid. Det foregår en kjemisk reaksjon når salt kommer i kontakt med is, som gjør at isen smelter ved å ta opp energi fra omgivelsene. Det vil si at islagt betong som blir utsatt for salt, får en mye lavere temperatur inni betongen, da spesielt rett under overflaten, når isen på overflaten smelter. Figur 2.1 illustrerer dette.



3.3 Ismelting med salt på betong [7]

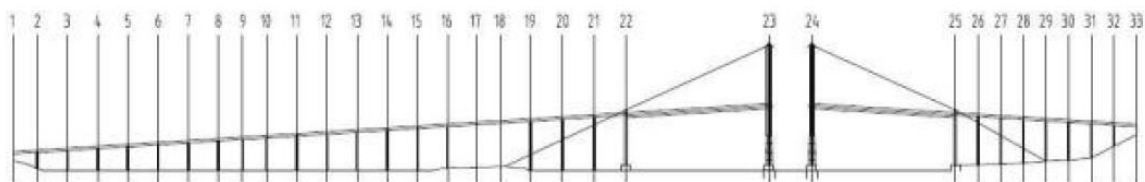
4 Tilstand

Ut fra to inspeksjonsrapporter og en egen inspeksjons av broen blir skadeomfanget til Tjeldsundbrua lagt frem i dette kapitelet.

Den første tilstandsrapporten [12] er utarbeidet av Aas-Jakobsen for Statens vegvesen. Inspeksjonen ble gjennomført 26.05.14. Under denne inspeksjonen ble kun visuell inspeksjon gjennomført. Inspeksjonen omfattet kun tårn og hengespenn. Den andre tilstandsrapporten [4] er utarbeidet av Multiconsult for Statens vegvesen. Inspeksjonen blir gjennomført 10-12.06.14. Under denne inspeksjonen ble det foretatt flere forskjellige målinger:

- Visuell inspeksjon
- Overdekningsmålinger
- Karboniseringsmålinger
- Kloridmålinger
- Kjerneprøver
- Opphugginger

Jeg var selv å inspiserte Tjeldsundsbrua den 18.05.15 sammen med representanter fra Statens vegvesen region nord og min veileder Terje Kanstad. Det ble kun foretatt en visuell inspeksjon. Det ble foretatt inspeksjon der man kommer til uten hjelpemidler og inspeksjon av øvre del av søyler under kjørebane i akse 2, 3, 4 og 23 og 24 og deler av fagverket.



4.1 Aksenummerering [4]

I denne oppgaven er det benyttet aksenummerering fra vest til øst, med akse 1 mot vest, nærmest Harstad. Akse 23 og 24 er tårnene i hengebroen, se figur 4.1 I tillegg er det benyttet høyere(H) og vestre(V) sett fra akse 1.

4.1 Visuell inspeksjon

På den visuelle inspeksjonen ble det observert, avskallig og frilagt armering, riss og krakelering. Her legges de verst utfallene av de forskjellige skadene som er observert frem. Flere bilder av skader på broen er i vedlegg D.

4.1.1 Avskalling og frilagt armering

På akse 24, som er det østligste tårnet er det avskalling og frilagt armering i høyre søyle i østlig retning, både nedenfor og ovenfor kjørebane. Dette fører til at armeringen korroderer.



4.2 Frilagt armering ca. 3 meter over kjørebane



4.3 Frilagt armering ca 10 meter nedenfor kjørebane

Om dette skyldes for liten overdekning ved dimensjonering ses nærmere på i kapitel 8 Beregninger og kapitel 10 Diskusjon.

4.1.2 Riss

Flere av pilarene har lange vertikale riss, med noe utfellingprodukter. Rissene er opp til 2,5 mm brede. Det ble ikke observert horisontale riss i bunn av pilarene. Rissene har ikke utfelling av korrosjon.

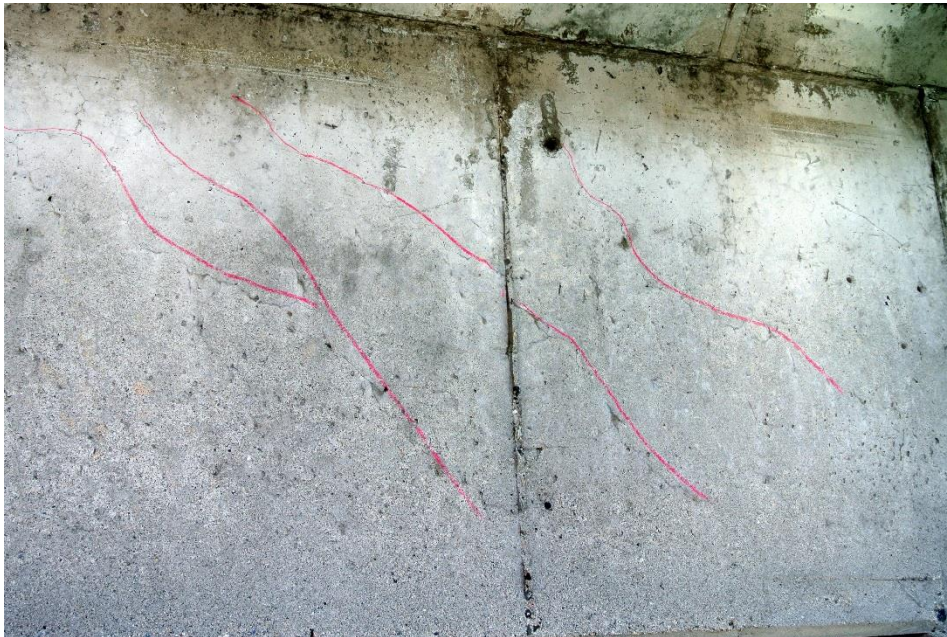


4.4 riss i pilar



4.5 Riss i pilar

I brubanen ved akse 4 er det små tendenser til riss med vinkel på 45 grader i nærheten av støtte. Disse kan komme fra skjærkreftene. Området er skjærarmert. Det er ikke utfelling av korrosjon i disse rissene.



4.6 Skjærriss

Bilde 4.7 viser vertikale riss i dekke mellom akse 3 og 4. Det er også noen horisontale riss i overkant. De vertikale rissene skyldes mekaniske belastninger. De store mengdene armeringen i underkant fordeler rissene utover underkant. Det er ikke så godt fordelt oppover der armeringen ikke opptrer. De horisontale rissene kommer mest sannsynlig fra alkali-silikareaksjoner. For de kommer ikke fra mekanisk belastning. Riss som dette fra mekaniske belastninger oppstår kun ved store belastninger, nært brudd og det er ikke tilfellet her. Bjelken er ikke spennarmert.



4.7 Vertikale riss i dekket mellom akse 3 og 4

4.1.3 Krakelering

På tårn akse 24 og søyle akse 25 var det krakeleringer i betongen. Krakeleringen skyldes alkalireaksjoner, hvor betongtilslaget har reagert med alkaliene i betongen. Det fører til krakelermønster i overflaten og ekspansjon av betongen. Et godt kjennetegn på at dette mest sannsynlig er alkalireaksjoner er det karakteristiske krakelermønsteret og at sprekkene har beholdt et mørkt, fuktig utseende, selv om de har tørket ut. På grunn av dette fuktige utseende kan sprekkene se større ut på avstand.



4.8 Krakelering i tårn akse 24 (V) mot vest



4.9 Krakelering akse 25, i fundament søyler og betongkryss

4.1.4 Deformasjon

Det var også oppe til diskusjon om søylene i viaduktene ikke var helt vertikale på begge sider av hengebroen. Det kunne virke som de hellet innover mot hengebroen. Men vi hadde ikke med tilstrekkelig utstyr for å bedømme det. Dette skulle ses nærmere på ved en senere anledning.



4.10 Mulig deformasjon i pilar

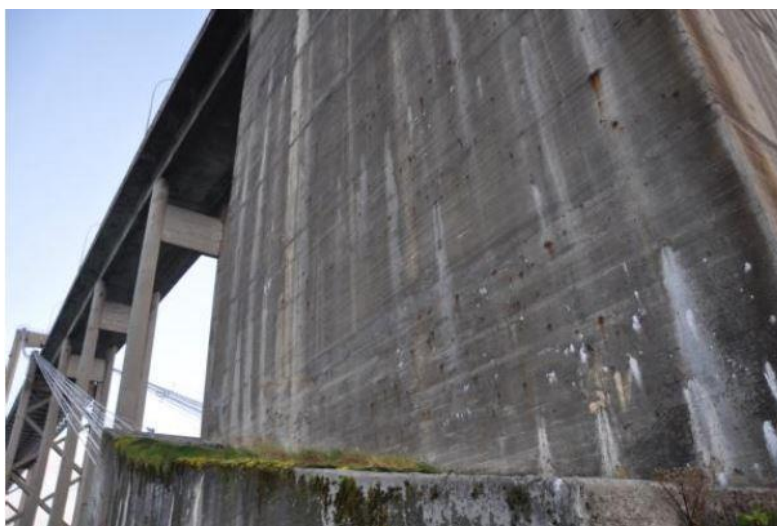
Hvis det viser seg at søylene ikke står vertikalt lenger, kan grunnen være alkalireaksjoner i brobjelkene. Det at det er alkalikareaksjoner i brobjelkene viser det tendenser til i bilde 4.7 også. Alkalireaksjoner fører til at betongen utvider seg og da også forflytter seg. Vi har et eksempel på dette i Elgseterbrua i Trondheim, hvor broen har blitt 20 cm lengere. Dette kan også være en grunn til at det har oppstått store langsgående riss i søylene.

4.1.5 Misfarging og begrodd

Det ble i Multiconsult sin inspeksjon også registrert misfarging, og avskalling med synlig korrodert armering på fundamentene. De var også veldig begrodd og utvasket på grunn av slamsone.

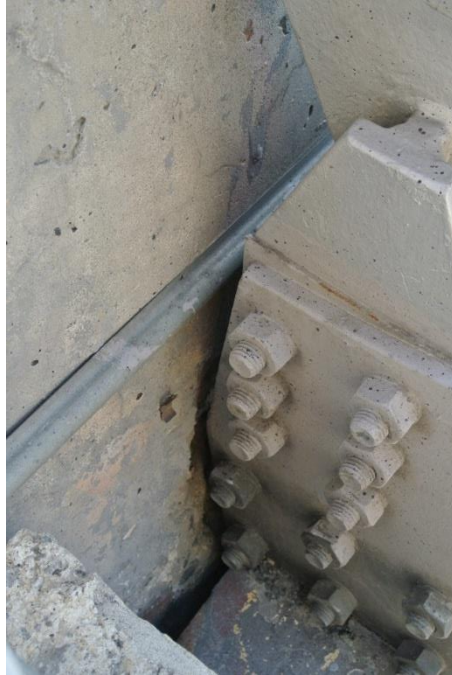


4.11 Skader på fundament [4]



4.12 Kabelforanringskasse mot vest [4]

Kasse akse 17-18 har missfarging, avskallinger, riss med utfellinger og korrosjonsflekker.



4.13 Undergurt har skadet betong i akse 24.

Undergurten i fagverket har skadet betongen i akse 24 ved at den har lagt seg inntil tårnene og gnisset. Det er gjort tiltak i fagverket ved akse 23 ved å sette opp en omlagringsbjelke, for at det ikke skal påføres mer skade.

4.1.6 Skade på stålet



4.14 Malingavskalling på undergurt i hovedspenn

Deler av fagverket hadde avflassing av toppstrøk slik man kan se på bilde 4.14. På utsiden av fagverket mot sør, var det større områder hvor det var gjennomskinn gjennom toppstrøket og man kunne skimte det lysegule laget.



4.15 Korrosjon på undergurt i hovedspenn

Små få partier av stålbjelkene i fagverket var utsatt for korrosjon som på bilde 4.15. Disse partiene var på innsiden på undersiden av bjelken. Plasseringen av korrosjonen på bilde 4.15 er på undersiden av undergurt midt i hovedspennet. Det er i den sørlige bjelken, på innsiden av bjelken. Skaden er vendt mot nord. Grunnen til at det er korrosjon på disse partiene er at det legger seg salt på konstruksjonen, fra havet og på disse partiene kommer ikke regn og vind til. Det fører til at salte blir liggende her uten av det blir vasket vek.

Ved tårn akse 23 (H) kunne man se på skjøteplaten at det hadde vært en bevegelse på hovedspennet på ca. 20 cm. Om denne skyldes skadene på broen eller naturlige forklaringer som temperaturutvidelse ses nærmere på i kapittel 8 beregninger og 10 diskusjonskapitlet.

4.2 Overdekningsmålinger

Overdekningsmålingen ble gjennomført i samme områder som kloridmålingen ble tatt. Se kapittel for kloridmålinger for hvor det ble målt. Overdekningen varierer fra 6 mm til umålbare verdier, det vil si større enn 100 mm. Jeg har ikke fått tilgang til total oversikt over overdeknings målingene.

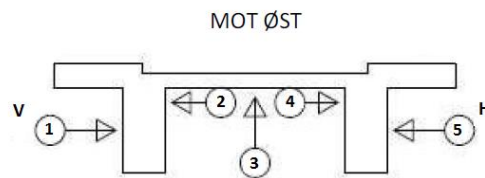
4.3 Karboniseringsmålinger

Karbonatisering målinger ble utført på 30 forskjellige punkter hvor det også ble boret etter klorider. Disse punktene ble jevnt fordelt over hele konstruksjonen. Målingene viste at det ikke foregår karbonatisering av betydning i betongen.

4.4 Kloridmålinger

Etter Norsk Standard [10] bør ikke betongen ha et høyere kloridinnhold enn 0,4 % Cl^+

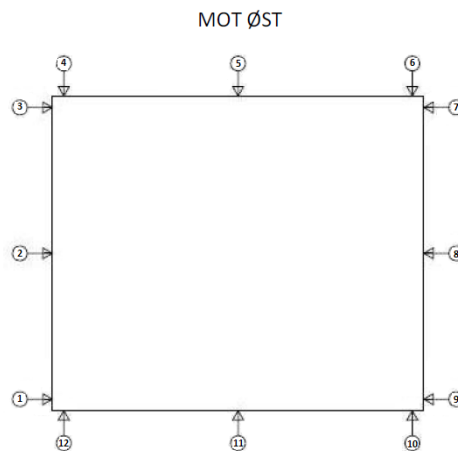
Totalt 88 kloridprøver er tatt ut av konstruksjonen. De er tatt i 4 dybder; 2-10 mm, 10-30 mm, 30-50 mm og 50-75 mm. 5 av prøver er tatt i overbygg mellom akse 18 og 19. Se på figur 4.16 hvor prøvene er tatt.



4.16 Kloridprøver i overbygg [4]

I overbygget er det i alle profilene registrert klorider over 1,0 % Cl^+ Høyest kloridinnhold er det målt på punkt 4, på innsiden av bjelken mot høyre. Der er kloridinnholdet ved armeringen målt til 2,89 % Cl^+ .

Det er tatt 12 prøver av kasse mellom akse 17 og 18. Prøvene er tatt ca 2 meter over fundamentet og det er tatt tre prøver på hver siden. Se figur 4.17

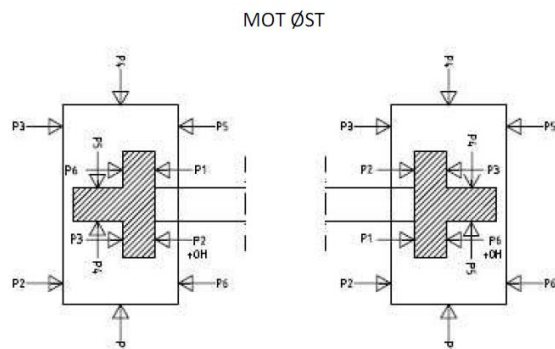


4.17 Kloridprøver i fundament akse 17-18 [4]

På kassepilaren er det på østre og nordre side målt et kloridinnhold på mellom 0,83 og 2,14 % Cl^+ . Det vil si at mest sannsynlig korroderer armeringen her.

Det er målt et profil i rundpilaren i akse 16. Her kommer det frem et resultat på et kloridinnhold på 0,57% Cl^+ .

I de to hovedtårnene (akse 23 og 24) er det totalt tatt 48 prøver. Det er tatt 6 prøver i hvert av de 4 fundamentene og 6 prøver i hver søyle på kote 4. Hvor prøvene er tatt kan man se på figur 4.18 I tillegg er det tatt 6 prøver fra vindkryss i disse aksene.



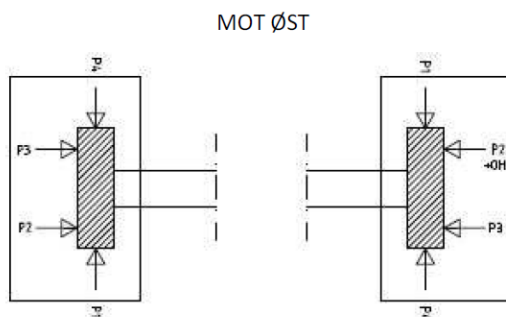
4.18 Kloridprøver i hovedtårn [4]

I fundamentene i akse 23 er alle verdiene over 1,0 % og det er høyest målt 3,66% klorid av sementmengden. I fundament akse 24 ligger verdiene mellom 0,63 og 2,29 %. Det varierer på fundamentene hvilken side som har høyest kloridinnhold.

I tårnet akse 23 er de fleste verdiene over 1,0 %, og med høyest verdi på 2,72 %. I tårn akse 24 ligger verdien på kloridinnholdet ved armeringen mellom 0,14 og 4,26 % Cl^+ av sementmengden. I begge tårnene, alle fire søylene, er det høyest kloridinnholdverdi mot nord.

I vindkryssene er alle målte verdier av kloridinnholdet lavere enn 1,0 % ved armeringen.

I kabletårnene (akse 22 og 25) er det tatt totalt 16 profiler. Det er tatt 4 prøver på hvert søyle. Se figur 4.19



4.19 Kloridprøver i kabletårn [4]

I kabletårnene er også de høyeste verdiene av klorid målt mot nord. Prosentinnholdet i kabletårnene lå mellom 0,12 og 1,20.

Den totale oversikten over kloridinnhold i de forskjellige profilene og da også overdekningsmålene har jeg ikke fått tilgang til.

4.5 Kjerneprøver

For å undersøke om opptrer alkaliereaksjoner i betongen ble det tatt ut 6 kjerneprøver. I fem av prøvene ble det registrert skadelige alkalireaksjoner.

4.6 Opphugginger

Det ble foretatt 8 stk. opphugginger av Multiconsult [4]. 6 av opphuggingene ble foretatt på tårnene (akse 23 og 24) i forskjellige retninger og på vindkryss. De siste to ble foretatt på en pilar (akse 22) og i underkant av dekket (mellom akse 18-19), hvor en del av opphugging område var delvis avskallet. Rustgraden angis etter svenskstandard SIS 05 59 00 med bokstavene A-D. Alle opphuggingene viser at betongen hadde god heft med armeringen og rustgrad A. Delen av opphuggingen i underkant av dekket som var delvis avskallet hadde rustgrad C. Armeringen på denne delen hadde blir utsatt for vær og vind. Rustgrad A vil si at det så å si ikke er forekommer noe rust. [13] Rustgrad C vil si at den beskyttende oksidfilmen utenpå armeringen er borte, men synlige rustgroper er ikke dannet.

5 Laster

På Tjeldsundbrua er det tre kategorier innenfor karakteristiske laster vi må ta hensyn til ifølge Håndbok N400 [9]

- Permanente påvirkninger
- Variable påvirkninger
- Ulykkes påvirkninger

I dette kapitlet blir flere av de permanente og variable lastene lagt frem selv om det ved beregning kun er sett på egenvekt og trafikklast. De karakteristiske lastene som er funnet er:

- Egenvekt
- Snølast
- Trafikklast
- Vindlast (med og uten trafikklast)
- Termiske påvirkninger

Siden det i denne oppgaven ikke er sett på dynamiske påkjenninger er det den statiske vindlasten som er funnet.

5.1 Permanente påvirkninger

Av permanente laster må en ta hensyn er egenvekten, vekten av permanent utstyr som ikke skal fjernes, vanntrykk og jordtrykk. I denne oppgaven sees det bort fra vann- og jordtrykk. Snølast skal i henhold til håndbok N400 [9] bli sett på som permanent last. Dette er fordi snøen kan bli liggende på broen overtid.

5.1.1 Egenvekt

Egenvekten er regnet ut til å bli 75,03 kN/m. Se vedlegg A for utregningene.

Inn i beregningen av egenvekten er vekten av fagverket og kablene beregnet. Disse er beregnet til 17,25 kN/m. I tillegg kommer dekke og belegning. Dekke er 150 mm høyt og består av armert betong. Belegningen er satt til minimumskravet. Minimums kravet til belegningen på en bro med spenn over 200 meter er på 2 kN/m². Verdien er tatt ut av kapittel 5.3.2.2 i Håndbok N400 [9] Dekket og belegningen gir en jevnt fordelt last på 56,78 kN/m. I tillegg inngår rekkverket i egenvekten. Den er satt til 1 kN/m etter en rask overslagsregning.

5.1.2 Snølast

En regner ikke med at snølasten opptrer samtidig som trafikklast. Snølasten kan liggende på konstruksjonen over lengere tid og skal derfor bli sett på som permanent last [9]

En finner karakteristisk last på mark på det område konstruksjonen befinner seg ut fra Tabell NA.4.1(901) i NS-EN 1991-1-3 [14] Broen ligger mellom Skånland- og Harstad kommune, men verdiene for disse kommunene er like.

$S_{k,0} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ Karakteristisk last på mark

$H_g = 150 \text{ m}$ Høydegrense

$\Delta S_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$

$n = (H-H_g)/100 = 0$

$S_k = S_{k,0} + n \Delta S_k = S_{k,0} = 5,0 \text{ kN/m}^2$ Karakteristisk snølast

5.2 Variable påvirkninger

De variable lastene som Tjeldsundbrua blir påvirket av er trafikklast, naturlaster, last fra ballast, last som kan fjernes og laster som blir påført konstruksjonen under midlertidig faser, ved for eksempel restaurering og lignende. De variable påvirkningen som blir beregnet i denne oppgaven er trafikklast, vind og termiske påvirkninger. Det blir sett bort fra bølger, strøm og jordtrykk. I tillegg beregnes ikke svinn og kryp for å begrense arbeidsomfanget.

5.2.1 Trafikklast

Trafikklast består av både vertikale og horisontale laster, som en finner ut fra håndbok R412 [15]. Alle broer i Norge får en bruksklasse. Denne angir den maksimale vekten på trafikken som kan krysse broen uten restriksjoner. Bruksklassen klassifiseres ut fra kapasiteten til det svakeste elementet i broen.

Tjeldsundbrua har i dag bruksklasse Bk 10/50t. Det vil si at maksimal aksellast ligger på 10 tonn og den maksimale totale lasten som broen tåler er 50 tonn. Men det er ytret et ønske om at bruksklassen til Tjeldsundbrua skal øke til Bk 10/60t. Tiltak som må til for å øke bruksklassen er under diskusjon.

Vertikalelaster

Hver bruksklasse består av flere forskjellige vertikale laster, se tabell 5.1. Ved beregning av det enkelte konstruksjonselementet trekkes kun en lasttype ut. En velger den lasttypen som gir det mest ugunstige utfallet. Trafikklasten skal plasseres i den mest ugunstige stillingen i både lengde- og tverretning på tilgjengelig føringsavstand.

Forkortelsene i tabell 5.1 har følgende betydning:



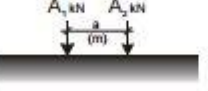
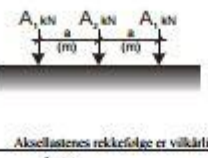
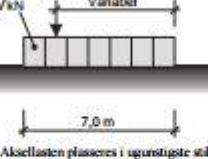
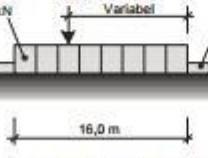
H = Hjullast

A = Aksellast

V = Totalvekt

P = lett blandet trafikk

Tabell 5.1 Trafikklasser [15]

Lasttype	Lastkonfigurasjon (*) H kN	Bruksklasser			
		Bk10	BkTS	BkS	Bk6
Hjullast		H	80	56	42
Aksellast		A	160	112	84
Boggilast		A ₁	65	40	30
		A ₂	160	112	84
		a	1,3	1,2	1,2
Trippelboggilast		A ₁	70	60	40
		A ₂	140	84	56
		a	1,3	1,2	1,2
Kjøretøylast		A	40	32	24
		V	300	280	180
Vogntoglast		A	40	32	24
		V	500	400	320
		p	6	6	6

(*) For lette brukdekker (støldekker, gitterrister etc.) skal det, uansett brukklasse, kontrolleres for en hjullast på 35 kN fordelt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjøretøyet.

Med et hovedspenn på 290 meter er Tjeldsundbrua en lang bro. For lengre bruer er det kjøretøy og vogntoglasten som er de dimensjonerende lastene.

Lastene i tabell 5.1 er per kjørebane. Føringsavstanden på kjørebanen er over 6 meter over hele broen. Siden lastfeltet til tunge kjøretøy/vogntog er beregnet til 3,0 m, vil det si at det går to tunge kjøretøy/vogntog i bredden. Det beregnes etter to kjørefelt over hele broen videre. Det mest ugunstige på Tjeldsundsbrua er vogntoglast, som gir lastene som gitt i tabell 5.2

Tabell 5.2 Vogntoglast to felt

	Last
Aksellast, A (kN)	80,0
Totalvekt, V (kN/m)	62,5
Lett blandet trafikk, p (kN/m)	12,0

Vogntoglasten sprer seg utover en strekning på 16 meter. Resten av lengderetningen på broen påføres lett blandet trafikklast. Den lett blandete trafikklaster er på 6 kN/m og siden det er to felt blir denne jevntfordelte lasten på 12 kN/m. Vogntoglasten har en total vekt på 500 kN. Fordeles den utover 16 meter og ganges med 2 på grunn av antall kjørefelt blir det en last på 62,5 kN/m. Ved beregninger er det lettest å påføre den lettblandete trafikklaster over hele lengden og heller trekke det fra vogntoglasten, når den plasseres oppå denne andre laste. Det vil si vogntoglasten kommer på 50,5 kN/m. Aksellaster må også ganges med to på grunn av antall kjørebane. Aksellaster blir da 80 kN. Ved beregninger skal disse lasten plasseres på det mest ugunstige området.

Horisontale laster

De horisontale trafikklaster er bremse-/akeslerasjonlast, sentrifugallast og sidelast. Disse opptrer alltid samtidig som de vertikale lastene. Sentrifugallast opptrer ikke samtidig som de andre horisontale trafikklaster.

Bremselaster varierer med bruklassene og regnes ut fra lengden på broen. Lengden det skal ta hensyn til er lengden av de delene som samtidig kan overføre bremselast til den konstruksjonsdelen som skal kontrolleres. Slik en ser i tabellen 5.3 nedenfor er det oppgitt to brolengder, 10 og 40 meter. Hvis lengden på broen ligger mellom 10 og 40 meter, interpoleres det mellom de to lastene. Hvis den er under 10 meter er lasten tilsvarende bro med lengde på 10 meter, og er den over 40 meter tilsvarer det bro på 40 meter.

Tabell 5.3 Bremselast [15]

Brulengde	Bremselast (kN)			
	Bk 10	Bk T8	Bk 8	Bk6
= 10 m (B ₁)	150	120	100	90
= 40 m (B ₂)	300	240	190	170

Tjeldsundsbrua er bruklasse Bk 10 og er lengere enn 40 meter. Ut fra tabell 5.3 blir bremselaster på 300 kN.

Hvis det er to eller flere lastfelt i samme retning, ganges lasten med 1,5. På Tjeldsundbrua er det to felt, men de går i motsatt retning. Det vil si at det mest ugunstige tilfellet er å sette på bremselast i kun en retning.

Bremselasten virker i kjørebanelens høyde, og regnes som jevnt fordelt utover hele bredden til kjørebanelen.

Sidelast er tillegg til bremselasten som er virkningen av skjev og usymmetrisk bremsing, sidestøt o.l. Sidelasten er 25% av bremselasten. Størrelsen på sidelasten på Tjeldsundbrua er 75 kN/m. Likt som bremselasten virker denne i samtidig som vertikallast og virker i kjørebanelens høyde og i lengderetning.

Når det kommer til sentrifugallasten trenger man ikke at hensyn til den hvis horisontalkurvens radius er over 1500 m. Horisontalkurvens radius på Tjeldsundbrua er over 1500 m.

5.2.2 Vindlast uten trafikklast

Ut fra Håndbok N400 5.5.3.1 [9] kommer Tjeldsundbrua inn under vindklasse 2, som er brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres. Men i denne oppgaven blir det sett bort fra dynamiske lastvirkninger. Derfor regnes vindlasten ut fra vindklasse 1.

Videre beregnes vindlasten ut fra NS-EN 1991-1-4 [16]

Stedvindshastighet er gitt ved:

$$v_m(z, T, R) = v_{b,0} \cdot c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot c_0(z) \cdot c_r(z)$$

Broen ligger mellom Skånland- og Harstad kommune. Referansevindhastigheten for disse kommunene er forskjellig, (26- 27 m/s) Til sikker side blir den høyeste vindkasthastigheten valgt

$$V_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Alle faktorene skal settes til 1,0 unntatt ruhetsfaktoren ($c_r(z)$)

Terrengruhetsfaktoren c_r skal bestemmes på grunnlag av A.1, tabell NA4.1 og ligning 4.4

Verdier fra for terrengkategori 1 fra tabell NA.4.1

$$k_r := 0.17 \quad z_0 := 0.01 \quad z_{\min} := 2$$

$$z_{\min} < z < z_{\max} \quad z := 48$$

$$(4.5) \quad k_r := 0.19 \left(\frac{z_0}{0.05} \right)^{0.07} = 0.17$$

$$(4.4) \quad c_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 1.439$$

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

$$v_m := v_{b.0} c_r = 38.851 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

z er høyden over terreng. Setter z til høyeste punktet på kjørebanelen som er 48 m.

Vindkasthastighetstrykk er gitt ut fra formel i NA.4.5:

$$q_p(z) = [1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$$

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad k_p := 3.5 \quad k_1 := 1.0 \quad c_o := 1.0$$

$$I_v := \frac{k_1}{c_o \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right)} = 0.118$$

$$q_p := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot 0.5 \rho \cdot v_m^2 = 1.722 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindkraften i de forskjellige retningene på broen, regnes ut fra 1 meter av broens lengderetning. Koordinatsystemet som er brukt i vindlast sammenheng er et xyz-koordinatsystem, hvor x er horisontal og på tvers av kjøreretning, y er også horisontal, men i samme lengderetning som broen. z er vertikalt.

x – retning (innfra siden):

$$8.3.1 \quad v_b := v_{b,0} \quad b := 10\text{m} \quad d_{\text{tot}} := 3\text{m} \quad L := 1 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$c_{f_x} := 1.3$$

Arealet av fagverket fra siden per meter

$$A_{\text{ref},x} := \frac{(0.183 + 0.183 \cdot 8612 + 0.204 \cdot 86 + 0.254 \cdot 86)}{4.86} = 0.847$$

Legger til litt på arealet på grunn av bolteplatenen i fagverket

$$A_{\text{ref},x} := 1 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$(4.9) \quad c_e := \frac{q_p}{q_b} = 3.78$$

$$8.3.2 \quad F_{W_x} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f_x} \cdot A_{\text{ref},x} = 2.239 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

y-retning (lengderetningen til broen):

$$8.3.4 \quad F_{W_y} := 0.5 F_{W_x} = 1.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

z-retning (vertikalt):

$$8.3.3 \quad c_{f_z} := 0.9$$

$$A_{\text{ref},z} := b \cdot L = 10 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

$$F_{W_z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f_z} \cdot A_{\text{ref},z} = 15.502 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

5.2.3 Vindlast med trafikklast

NA.8.1(4) Maks vindkasthastighet som opptrer samtidig som trafikklast er satt til 35 m/s, men vindhastigheten med trafikklast skal ikke overskride vindhastigheten uten trafikklast.

$$v_{\text{kast.t}} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

x - retning:

Arealet med trafikklast øker med 2 meter høyden etter 8.3.1(5)a

$$A_{\text{ref.xt}} := \left(\frac{A_{\text{ref.x}}}{1\text{m}} + 2 \right) \cdot 1\text{m} = 3\text{m}$$

$$q_{\text{bt}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{\text{kast.t}}^2 = 765.62 \text{ Pa}$$

$$(4.9) \quad c_{\text{et}} := \frac{q_{\text{p}}}{q_{\text{bt}}} = 2.25$$

$$8.3.2 \quad F_{\text{Wxt}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{\text{b}}^2 \cdot c_{\text{et}} \cdot c_{\text{fx}} \cdot A_{\text{ref.xt}} = 3.998 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

y-retning:

$$8.3.4 \quad F_{\text{Wyt}} := 0.5 F_{\text{Wxt}} = 1.999 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

z - retning:

$$8.3.3 \quad F_{\text{Wz}} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{\text{b}}^2 \cdot c_{\text{e}} \cdot c_{\text{fz}} \cdot A_{\text{ref.z}} = 15.502 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

Kontroll om $v_{\text{b0t}} < v_{\text{b0}}$:

$$v_{\text{b.0}} = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$(4.10)(4.8) \quad v_{\text{mt}} := \frac{v_{\text{kast.t}}}{\sqrt{1 + 7 \cdot I_{\text{V}}}} = 25.902 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{\text{b0t}} := \frac{v_{\text{mt}}}{c_{\text{r}}} = 18.001 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Tabell 5.4 Vindlaster

	Uten trafikklast (kN/m)	Med trafikklast (kN/m)
x-retning (parallell med bredde)	2.24	4.00
y-retning (parallell med lengde)	1.12	2.00
z-retning (parallell med høyde)	15.50	15.50

5.2.4 Termiske påvirkninger

Ut fra Håndbok N400 [9] kan en se at termisk påvirkning er sammensatt virkningene av:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal lineært varierende temperaturandel
- Horisontal lineært varierende temperaturandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferanse over veggykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

Tjeldsundsbrua har ikke et kassetverrsnitt. Derfor gjelder ikke det siste punktet for denne broen. Kan også se bort fra horisontal lineært varierende temperaturandel, for det er ikke tydelig forskjell på eksponering av sollys horisontalt med broen. De andre punktene er beregnet ut fra NS-EN 1991-1-5 [17]

Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturen er avhengig av maksimum og minimums temperaturen som er forventet i området konstruksjonene står. Temperatur endringene kan føre til endring av lengden til broen hvis den ikke er fast hold.

Maksimum og minimums temperaturen for området rundt Tjeldsundbrua finner en ut fra kart i nasjonalt tillegg i NS-EN 1991-1-5 [17]. Temperaturene har returperiode på 50 år.

$$T_{\max} = 34 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

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

Tjeldsundbrua er en samvirkebru der det er stålfagverk med dekke av betong. Dette fører til at bruoverdeknings gruppen til broen er type 2. Ut fra det nasjonale tillegget i NS-EN 1991-1-5 kan vi finne den høyeste og laveste jevnt fordelte brutemperaturen.

$$T_{e,\max} = T_{\max} + 4^{\circ}\text{C} = 38^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,\min} = T_{\min} + 4^{\circ}\text{C} = -26 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Den karakteristiske verdien for maksimal temperaturkontraksjonsintervall og temperaturekspansjonsintervall for jevnt fordelt brutemperaturandel når initialtemperaturen T_0 er 10°C er:

$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\text{min}} = -16^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\text{max}} - T_0 = 28^\circ\text{C}$$

Se kapittel 8 Beregninger for hvilken forlegning jevnt fordelt temperaturandel utgjør på Tjeldsundbrua og hvilken kraft broen kan bli påvirket av ved maks temperaturdifferanse.

Vertikal lineært varierende temperaturandel

Tjeldsundsbrua blir eksponert for sollys på oversiden av broen og ikke underside, derfor må det bli tatt hensyn til vertikal lineært varierende temperaturandel.

Tab.6.1 [17]:

Oversiden varmere enn undersiden:

$$\Delta T_{M,\text{heat}} := 15$$

Undersiden varmere enn oversiden:

$$\Delta T_{M,\text{cool}} := 18$$

Disse verdiene er basert på en beleggtykkelse på 50 mm. En må gange med k_{sur} for andre tykkelser på belegningen.

$$k_{\text{suro}} := 1.0$$

$$k_{\text{suru}} := 1.0$$

$$\Delta T_{M,\text{heat}} := \Delta T_{M,\text{heat}} \cdot k_{\text{suru}} = 15$$

$$\Delta T_{M,\text{cool}} := \Delta T_{M,\text{cool}} \cdot k_{\text{suro}} = 18$$

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

$$e := \Delta T_{M,\text{cool}} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,\text{exp}} = 27.8$$

Mest ugunstig av heat og cool er cool

$$f := \Delta T_{M,\text{cool}} \cdot \omega_M + \Delta T_{N,\text{exp}} = 41.5$$

Forskjeller i den jevnt fordelte temperaturandelen mellom ulike konstruksjonsdeler
10 °C og 20 °C mellom henholdsvis lyst og mørkt farget hengekabel/skråstagkabel og dekke.

5.3 Oppsummering av laster

Her er en oppsummering av lastene på broen.

Tabell 5.5 Oppsummering laster

Lasttype	Påføres	Grunnlast	Last på Tjeldsundbrua	Kommentarer:
Egenvekt	Jevnt fordelt Vertikalt		75,03 kN/m	
Trafikk aksellast	Punktlast Vertikalt	40 kN	80 kN	
Trafikk	Jevnt fordelt Vertikalt	6 kN/m	12 kN/m	
Trafikk vogntoglast	Jevnt fordelt over 16 m Vertikalt	500 kN	$(500/16-6)*2= 50,5$ kN/m	
Trafikk bremselast	Punktlast Horisontalt	300 kN/m	2*1500 kN	Opptrer samtidig som vertikale trafikkklaster
Trafikk sidelast	Punktlast Horisontalt	75 kN/m	2*375 kN	Opptrer samtidig som vertikale trafikkklaster
Snølast	Jevnt fordelt Vertikalt	5 kN/m ²	25 kN/m	Opptrer ikke samtidig som trafikklast
Vindlast u/trafikk x-retning	Jevnt fordelt horisontalt	2,24 kN/m	2,24 kN/m	Opptrer ikke samtidig som trafikklast
Vindlast u/trafikk y-retning	Jevnt fordelt Horisontalt	1,12 kN/m	1,12 kN/m	Opptrer ikke samtidig som trafikklast
Vindlast u/trafikk z-retning	Jevnt fordelt Vertikalt	15,50 kN/m	15,50 kN/m	Opptrer ikke samtidig som trafikklast Er mest ugunstig hvis opptrer i samme retning som de andre vertikale lastene
Vindlast m/trafikk x-retning	Jevnt fordelt Horisontalt på tvers av kjøreretning	4,00 kN/m	4,00 kN/m	Opptrer samtidig som trafikklast
Vindlast m/trafikk y-retning	Jevnt fordelt Horisontalt	2,00 kN/m	2,00 kN/m	Opptrer samtidig som trafikklast
Vindlast m/trafikk z-retning	Jevnt fordelt Vertikalt	15,50 kN/m	15,50 kN/m	Opptrer samtidig som trafikklast. Er mest ugunstig hvis opptrer i samme retning som de andre vertikale lastene

6 Grensetilstander

Ved dimensjonering av konstruksjoner, passer en på at konstruksjonen tilfredsstillers forskjellige grensetilstander. Det er fire forskjellige grensetilstander en kan se på. Disse er

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Ulykkesgrensetilstand
- Utmatningsgrensetilstand

I denne oppgaven ser jeg kun på brudd- og bruksgrensetilstand.

6.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand er knyttet til sammenbrudd av konstruksjonen eller andre type konstruksjonssvik. En må da ta hensyn til de dimensjonerende verdiene for laster tatt ut fra tabell NA.A1.2(B) [18]. Tabellen er lagt ved under, tabell 6.1.

Tabell 6.1 Bruddgrensetilstand

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig		
(Ligning 6.10a)	$\gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10b)	$\xi \gamma_{G,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{G,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Variable laster er de som er oppført i tabell NA.A1.1

MERKNAD 1 Det brukes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$$\gamma_{G,sup} = 1,35;$$

$$\gamma_{G,inf} = 1,00;$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);}$$

$$\gamma_{Q,i} = 1,50 \text{ hvis ugunstig (0 hvis gunstig);}$$

$$\xi = 0,89,$$

(I Norge brukes 6.10a og 6.10b, slik at $\xi \gamma_G = 0,89 \times 1,35 = 1,20$).

Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner.

MERKNAD 3 De karakteristiske verdiene for alle permanente laster fra ett opphav multipliseres med $\gamma_{G,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. F.eks. kan alle laster med opprinnelse i konstruksjonens egenvekt anses å komme fra én kilde; dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_G og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_G og γ_Q og modellens usikkerhetsfaktor γ_{sd} . En verdi for γ_{sd} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan brukes i de fleste vanlige tilfeller.

Ved bruddgrensetilstand skal to forskjellige lastkombinasjoner vurderes. De to forskjellige som skal vurderes er likningene 6.10a og 6.10b. Den mest ugunstige av disse likningene legges til grunn for dimensjoneringen.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \\ \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \end{array} \right.$$

NS-en 1990	$\gamma_{Gj.sup} := 1.35$ permanente laster ugunstig
	$\gamma_{Gj.inf} := 1.00$ permanente laster gunstig
	$\gamma_{Q.1} := 1.50$ (hvis ugunstig)
	$\gamma_{Q.i} := 1.50$ (hvis ugunstig)
	$\xi := 0.85$
	$\psi_{0t} := 0.7$ trafikklast
	$\psi_{0s} := 0.7$ snølast
	$\psi_{0v} := 0.6$ vindlast

Permanente laster

Det er to permanente laster i dette tilfellet. Den første er egenvekten. Utrengningen av egenvekten er i vedlegg A Den andre permanente lasten er snølast. Snølast er i utgangspunktet ikke sett på som en permanent last, men i håndbok N400 står det at snølast skal sees på som permanent last på broer. Grunnen til dette er fordi snøen kan bli liggende på konstruksjonen over tid og med det oppføre seg som en permanent last. Begge lastene opptrer ugunstig.

$$G := 138 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt

$$S := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Andre permanente laster: Snølast

Variable laster

De variable vertikale lasten i denne oppgaven er trafikklast og vindlast.

$$\underline{T} := 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Trafikklast}$$

$$\underline{V} := 15.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Vindlast}$$

Alle de variable lastene ganges med 1.5 (γ_Q)

$$(6.10a) \quad q_a := \gamma_{Gj.sup} \cdot G + \gamma_{Gj.sup} \cdot S + \gamma_{Q.1} \cdot \psi_{0t} \cdot T + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0v} \cdot V = 246.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$(6.10b) \quad q_b := \xi \cdot \gamma_{Gj.sup} \cdot G + \gamma_{Gj.sup} \cdot S + \gamma_{Q.1} \cdot T + \gamma_{Q.i} \cdot \psi_{0v} \cdot V = 231.507 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Alle vertikale laster virker nedadrettet. Vindlast kan virke både oppover og nedover, men det som gir det mest ugunstige resultater er hvis denne er rettet nedover. Dette gir at likning 6.10a blir det mest ugunstige utfallet. Det blir derfor disse lastfaktorene som brukes ved beregning av bruddgrensetilstand.

Tabell 6.2 Lastfaktor

Last	Lastfaktor
Egenvekt	1.35
Snø	1.35
Trafikklast	1.05
Vindlast	0.9

6.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstanden er grensetilstanden som har betydning for konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normalt bruk. I tillegg spiller menneskers komfort inn og konstruksjonens utseende. [18] Det er grensen når konstruksjonene ikke lenger oppfyller forhåndsatte krav. Det er de karakteristiske lastfaktorene som brukes ved bruksgrensetilstand. Disse brukes ofte i irreversibel grensetilstand. Det vil si at minst en følge av påvirkningen av lastene som overskrider kravene fortsatt er tilstede etter at lasten/påvirkningen ikke lenger er påført konstruksjonen.

Lastfaktorene er hentet ut fra NS-en 1990 (6.14b)

Tabell 6.3 Lastfakter i bruksgrensetilstand

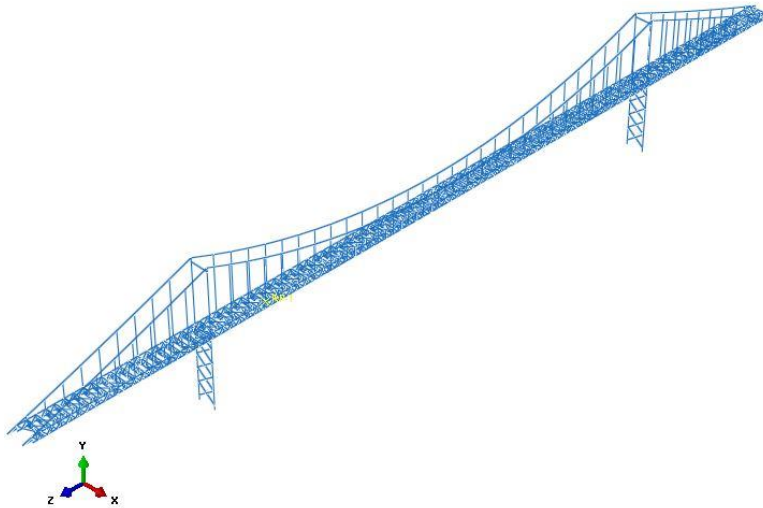
	Permanente laster	Dominerende variable laster	Øvrige variable laster
Lastfaktor	1,0	1,0	$\psi_0 = 0,7$

De permanente lastene er egenvekt. Snø skal også regnes som permanent last. Den dominerende variable lasten er trafikklast. Trafikk og snølast vil ikke opptre samtidig.

7 Modellering i Abaqus

Abaqus/CAE er et dimensjoneringsprogram som kan ta for seg ikke-lineære analyser. En konstruksjon som en hengebro er avhengig av ikke-lineære analyser for å få et resultat som tilsvarer virkeligheten. Tjeldsundbrua er derfor modellert i Abaqus.

I dette kapittelen blir modelleringen av broen i Abaqus lagt frem. Det er kun hengebro delen som er modellert i Abaqus. Det vil si den delen av kjørebanelen som er bygd opp av et romfagverk og som blir holdt oppe med kabler. Geometrien til hengebroen blir detaljert forklart i dette kapitlet. Forenklinger som er gjort ved modelleringen i Abaqus blir også forklart.



7.1 Oversikt av bro fra Abaqus

På figur 7.1 fremgår broen som er modellert i sin helhet. Denne modellen er bygd opp av ni deler, av fire forskjellige typer. Delene er bygd hver for seg og senere satt sammen. Alle elementene har fått et areal, stivhet og tetthet. Modellen er bygget med SI-enheter. Det er et xyz-koordinatsystem som er benyttet. Hvor x går på tvers av lengderetning til broen, y går vertikalt og z går i lengderetningen til broen. Positiv x går mot syd, positiv y går oppover og positiv z går mot vest.

7.1 Beskrivelse av delene

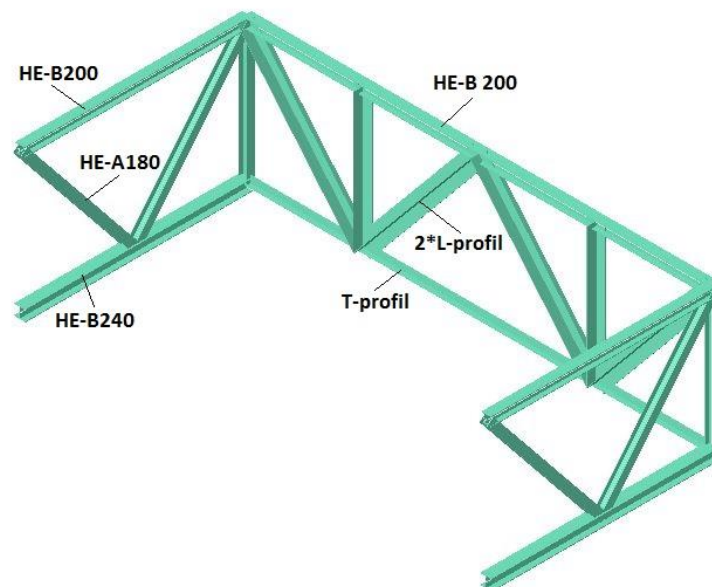
I tabellen 7.1 er delene broen består av og antallet av hver del som inngår i modellen listet opp.

Tabell 7.1 Deler Abaqus

Antall	Deler
1	Kjørebane
2	Tårn
2	Kabler midtspenn
4	Kabler sidespenn

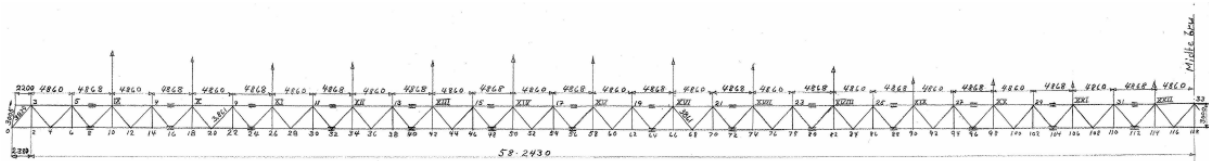
7.1.1 Kjørebanelan

Kjørebanelanene er bygd opp av et romfagverk, som er 10 meter bredt og 3 meter høyt. Dette i seg selv er bygd opp av 98 like deler. Geometrien til disse delene fremgår av figur 7.2. I tillegg er det et vindavstivere diagonalt i undergurt. Se figur 7.5.

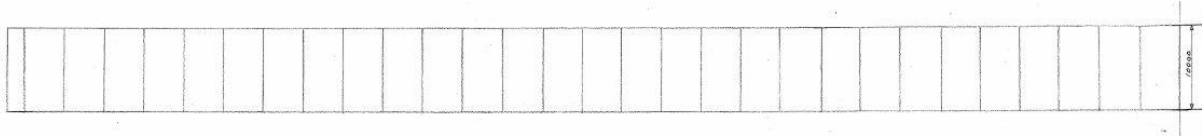


7.2 Fagverk

Fagverket under kjørebanelan er i utgangspunktet lagt opp med varierende avstand på 4860 mm og 4868 mm mellom tverrbærere. I beregningene i Abaqus er det satt lik avstand mellom alle tverrbærerne på 4860 mm. Kjørebanelan har en helning på ca. 4% med toppunkt på midten av spennet, men det er modellert helt horisontalt i Abaqus. Kjørebanelan ligger i riktighøyde i forhold til der den krysser tårnene, det vil si at hengestengene er tegnet lengere i hovedspennet i Abaqus enn de er i virkeligheten. Pihøyden til hovedkabelen har riktig høyde. Figur 7.3, 7.4 og 7.5 viser fagverket fra siden, samt overgurt og undergurt.

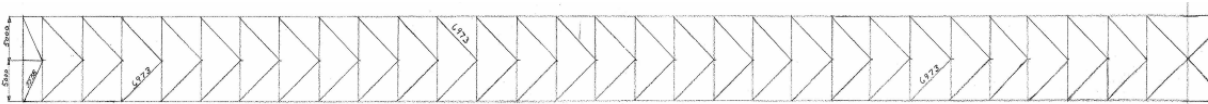


7.3 Fagverket under kjørebanelan sett fra siden



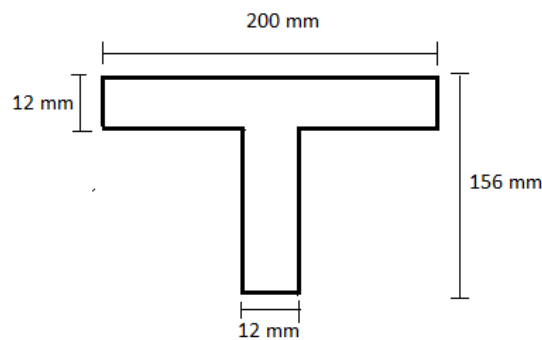
7.4 Overgurt av fagverket

I overgurt består både bjelkene langs med kjørebanelen og på tvers av kjørebanelen av HE-B200. De diagonale og vertikale bjelkene på ytterkant av kjørebanelen, se figur 7.3 varierer mellom HE-B180 og HE-A180. I Abaqus er disse modellert med HE-A180.



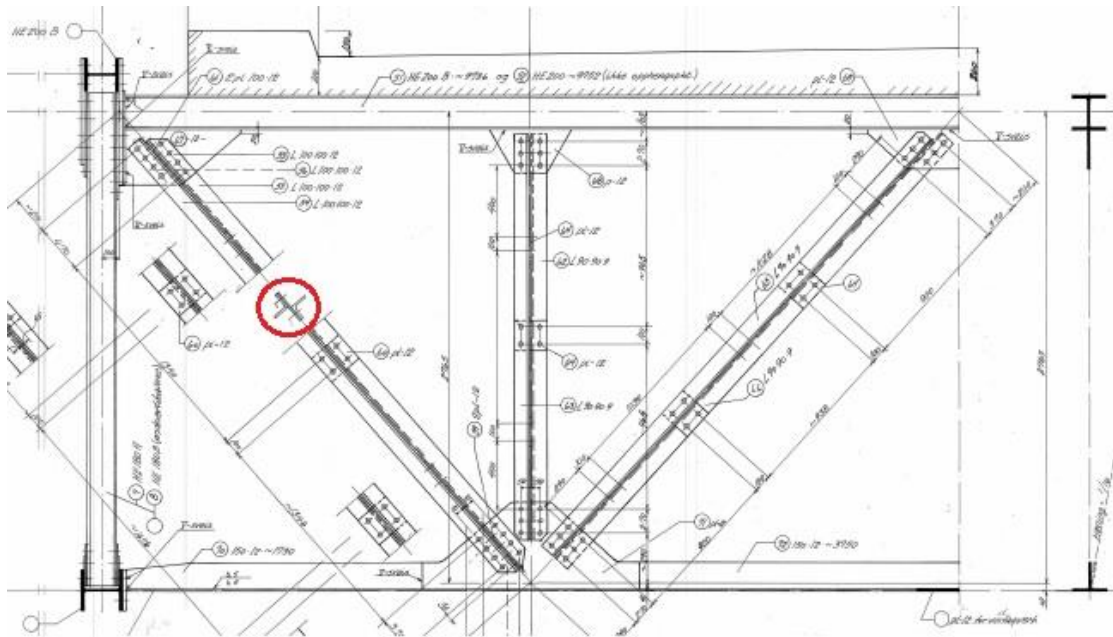
7.5 Undergurt av fagverket i kjørebanelen

Bjelkene langs med kjørebanelen i undergurt har profil HE-B240. De diagonale bjelkene i undergurt er rør med diameter på 191 mm og veggtykkelse på 5,25 mm. Tverr bjelkene i undergurt består av to plater, 150*12 og 200*12. Disse er modellert til et T-profil slik som på figur 7.6. De er plassert motsatt vei, dvs oppned i forhold til figur 7.6.



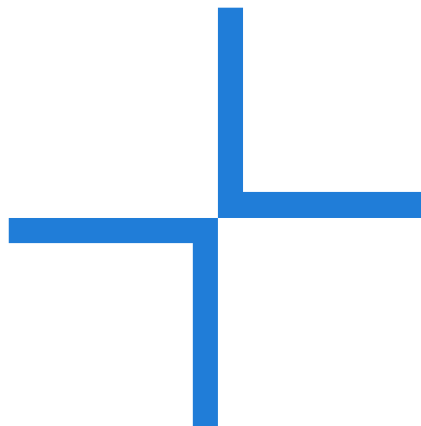
7.6 Tverrbjelken i undergurt

Bjelkene som går diagonalt på tvers av kjørebanelen, figur 7.7, består av to L-profiler (L100*100*12)



7.7 Fagverk i tverretning med markert L-profiler

I Abaqus er dette forenklet til ett tverrsnitt, uten avrundede hjørner. Se figur 7.8



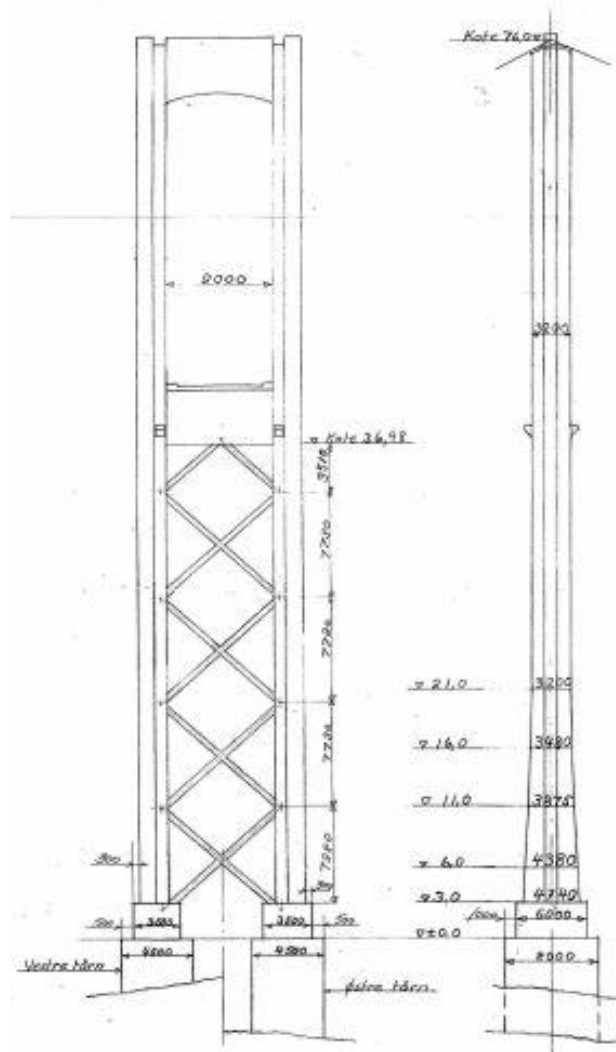
7.8 Tverrsnitt av skråstag

På Tjeldsundbrua er det gjort noen forbedringer av kjørebanelen i senere tid. Grunnen til det er at undergurten av fagverket hadde lagt seg helt inntil betongtårnene og gnisset slik at det ble skade i betongen. Men disse forbedringene er ikke blitt tatt hensyn til i denne oppgaven.

7.1.2 Tårnene

Det er to tårn som holder kablene oppe i hengebroen. Disse står med en avstand på 290 meter fra hverandre. Tårnene er modellert fra kote 0 til kote 76. Geometrien til tårnene fremgår i figur 7.9. Fra kote 3 til kote 21 skrår tykkelsen på søylene fra 4,740 meter til 3,200 meter. Dette er blitt tatt hensyn til i modelleringen i Abaqus. Det er lagt inn som en lineær økning av

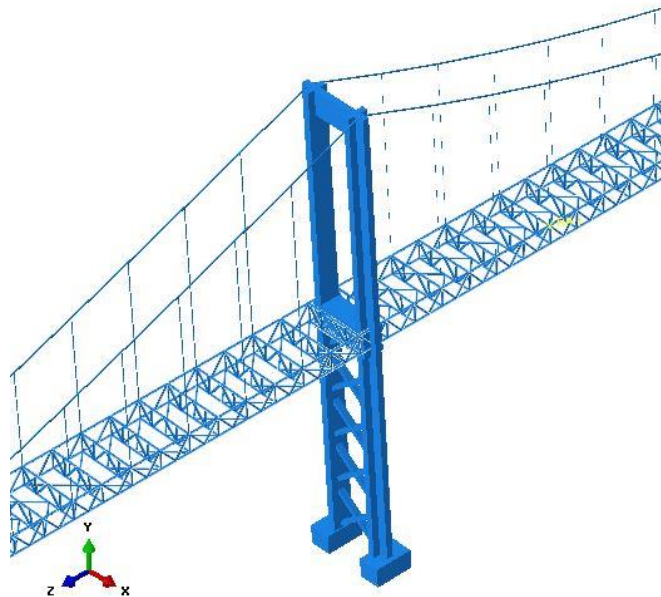
tverrsnittet fra kote 21 til kote 3. I tverrbjelken øverste i tårnet er det ikke blitt tatt hensyn til at den er avrundet i underkant. Det er lagt inn med et konstant tverrsnitt, med gjennomsnittshøyden til bjelken. Denne bjelken er i senere tid blitt avstivet med åtte stag av typen $\varnothing 40$ Macalloy rundstål. Det er plassert 4 av disse på hver side av bjelken. Disse er ikke blitt tatt hensyn til under modelleringen i Abaqus. Det at det ikke er tatt med i modelleringen har ikke noe å si på resultatene i denne oppgaven, siden dette ikke er et kritisk punkt ved vertikale laster og det er kun de vertikale lastene det er tatt hensyn til ved modelleringen i denne oppgaven.



7.9 Tårn

Avstanden mellom søylene i tårnet er satt til 10 meter. Avstanden i Abaqus blir beregnet fra tverrsnittets tyngdepunkt. Det fremgår fra figur 7.9 at avstanden mellom søylene i tårnet er 9 meter. Tyngdepunktet vil ligge lengere inne enn 0,5 meter inn i søylen. På grunn av at

tverrsnittet varierer i søylene, som fører til at tyngdepunktet forflytter seg, er det gjort en forenkling og satt avstanden til 10 meter. Da vil også modelleringen bli lettere med tanke på at fagverket skal knyttes sammen med tårnene. Figur 7.10 viser tårnet modellert i Abaqus.



7.10 Tårn modellert i Abaqus

7.1.3 Kablene

Geometrien til hovedkabelen i midtspenne er antatt lik en annengradslikning.

$$y = ax^2$$

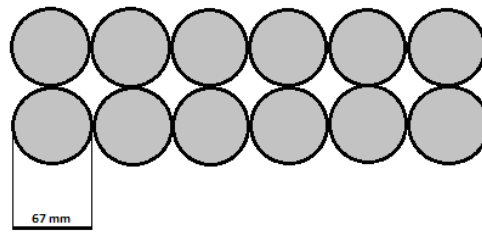
Verdien av a er funnet ut fra koordinatene i toppen av tårnet, som er kjent ved å sette bunnpunktet til kabelen i origo. Koordinatene (143.37,28.2) gir denne likningen:

$$y = 1.3719 * 10^{-3} * x^2$$

I vedlegg B er resten av koordinatene til hovedkabelen i midtspennet.

Hovedkablene i sidespenner er også modellert lik en annengradslikning. Vinkelen i toppen av tårnene er satt lik mot midtspenn som mot sidespenner. Utregningen av funksjonen til sidekablene er i vedlegg B.

Hovedkabelen består av 6 spiralslåtte enkeltkabler i to lag. Se figur 7.11. Hver kabel har en diameter på ca. 67 mm. Dette gir et areal på 0,0423 m². De er satt med et veldig lavt treghetsmoment på 1*10⁻⁸ m⁴ om både x- og y-aksen, og lav vridningskonstant på 0,0001. Dette er gjort for at de skal oppføre seg som kabler og ikke stål bjelker eller stag.



7.11 Hovedkabel

Hengekablene har i utgangspunktet en diameter på 50 mm, som gir et areal på 0.00196 m². I hovedspennet er hengekablene gitt denne dimensjonen, mens i sidespennene er hengekabeldiameteren satt til 100 mm for at programmet skulle klare å kjøre analysene. I tillegg måtte disse bli modellert som stålstag og ikke kabler med lav treghetsmoment, for at analysen skulle kjøre.

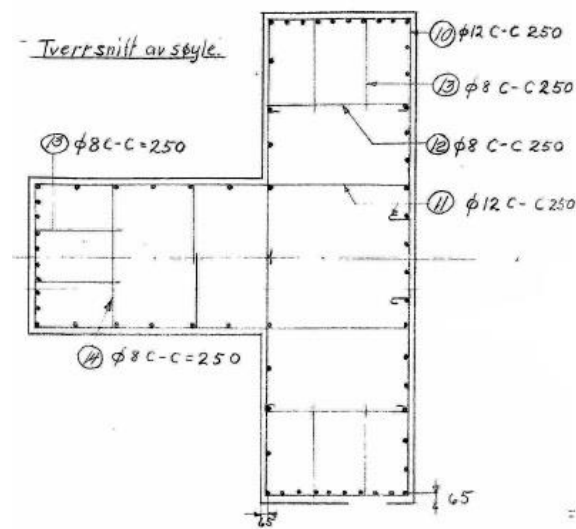
7.2 Materialer

Materialene som er benyttet i modelleringen har lineære egenskaper. Det er to forskjellige materialer som er definert. Det er armert betong og stål

7.2.1 Armert betong

Tårnene består av armert betong. Betongen har en E-modul på 38 000 N/mm², mens armeringen har en E-modul på 210 000 N/mm². I Abaqus er det lettere å regnet ut en felles E-modul for armeringen og betongen til tårnene enn å legge inn armeringen i betongen i programmet. Regner ut E-modulen til øvre del av tårntverrsnittet.

Lengdearmeringen er Ø26 og det er 64 av dem på tverrsnittet i tegningen nedenfor, figur 7.12.



7.12 Tverrsnitt av søyle

Betongen i tårnet er B450. Det er satt som forutsetning i beregningen at det er full heft mellom betong og armering, som vil si at det er samme tøyning. Det er også forutsatt at Hooke's lov gjelder, som vil si at betongen og armeringen er lineært elastisk [19].

$$E_c := 3.8 \times 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

E-modul betong

$$E_s := 2.1 \times 10^{11} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

E-modul stål

$$A_{c\emptyset} := 3.2\text{m} \cdot 1\text{m} + 1.5\text{m} \cdot 1\text{m} = 4.7\text{m}^2$$

Areal tårn øvre del

$$A_{cn} := 4.74\text{m} \cdot 1\text{m} + 1.5\text{m} \cdot 1\text{m} = 6.24\text{m}^2$$

Areal tårn nedre del

$$A_s := 64 \left(\frac{0.026\text{m}}{2} \right)^2 \cdot \pi = 0.034\text{m}^2$$

Areal armering

$$\varepsilon_c := 2.4$$

Tøyning betong

$$D := E_c \cdot \varepsilon_c \cdot (A_{c\emptyset} - A_s) + E_s \cdot \varepsilon_c \cdot A_s = 4.427 \times 10^{11} \text{N}$$

$$E := \frac{D}{A_{c\emptyset} \cdot \varepsilon_c} = 3.924 \times 10^{10} \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Ekvivalent E-modul

Den ekvivalente E-modulen er regnet ut til å være 39 200 MPa, På grunn av at bølgearmeringen også vil påvirke E-modulen, settes den til 40 000 MPa.

Tettheten til betongen er satt til 2500 kg/m³

7.2.2 Stål

Stål i stålbjelkene har en e-modul på 210 000 N/mm² og en tetthet på 7800 kg/m³.

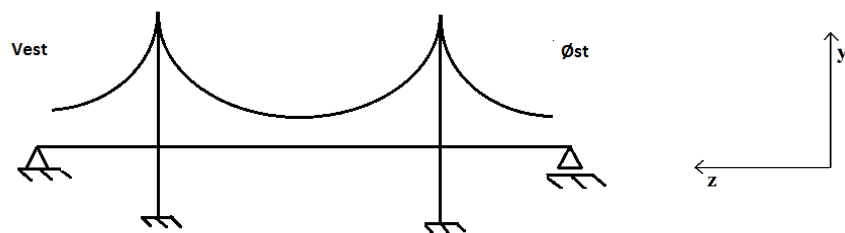
7.2.3 Kablene

E-modulen i hovedkabelen er satt til 210 000 N/mm² og det er satt en skjærmodul til 80 000 N/mm².

Hengestengene er satt med en E-modul på 210 000 N/mm² og en tetthet på 7800 kg/m³.

7.3 Randbetingelser

I Abaqus er kjørebanelen i vest fastholdt i alle retninger, mens det i øst er modellert med et glidelager og er kun fastholdt i x- og y-retning. Se figur 7.13.



7.13 Randbetingelser

Tårnene er fastinnspent nede.

Hovedkablene er fastholdt i alle retninger i endene ved forankringen.

Fagverket er knyttet sammen med tårnene med MPC-tie (multipoint constrained tie) i overkant av fagverket. Det vil si at de globale forskyvningen og rotasjonene i disse nodene

som er koblet sammen er like. Siden tårnet er vesentlig mye stivere enn bjelken, vil det si at bjelken er fast innspent ved tårnene

Kablene er også knyttet sammen med toppen av tårnene med MPC-tie. Det optimale hadde vært hvis kablene ikke var fastholdt i z-retning på toppen av tårnene, men de måtte være fastholdt for at programmet skulle klare å kjøre analysen.

Hengekablene er festet med mpc-pin til kjørebanelen, så det er fastholdt i alle retninger, men fri til å rotere

7.4 Laster

7.4.1 Egenvekt

Egenvekten beregner programmet selv ut fra hvilke type materialer som er brukt og tettheten som er oppgitt. Brudekket og belegningen er ikke modellert i Abaqus. Det er istede lagt på en jevnt fordelt last på tverrbjelkene i overgurt som tilsvarer vekten av brudekket og belegningen. Den jevntfordelte lasten er satt til 27,6 kN/m. Utrekning av vekten av brudekket og belegninger er i vedlegg A.

7.4.2 Variable laster

For å kunne sammenlikne med håndberegningene må samme type laster settes på i håndberegningen og i Abaqus. De lastene som er satt på er kun vertikale trafikklaster. Det er tre forskjellige vertikale trafikklaster. Det er lett blandet trafikklaster, som er en jevnt fordelt last. Denne lasten blir mest ugunstig for konstruksjonen ved å sette den over hele hovedspennet ved beregning av kraften i kablene. Ved beregning av maks moment skal den jevnt fordelte trafikklaster stå fra 0L til 0,4L. I tillegg skal aksellaster og vogntoglast settes på broen. Aksellaster er en punktlaster som står på 0,5L ved beregning av kabler og 0,2L ved beregning av maks moment. Vogntoglasten er en jevnt fordelt last som går over en strekning på 16 m. Denne er plassert 8 meter i hver retning fra 0,5L ved beregning av kablene og 8 meter i hver retning fra 0,2L ved beregning av maks moment. Lastene er fordelt på de to langsgående bjelkene i overgurt.

7.5 Gjennomføring

Det har gått veldig mye tid i å sette seg inni og modellere i Abaqus. Mesteparten av tiden jeg har jobbet med masteroppgaven har gått til å jobbe i programmet. Jeg har fått mye hjelp av Øyvind Wiig Petersen. Men selv i samarbeid med han var feilsøkingen vankeslig i en så kompleks fil og konstruksjon.

8 Beregninger

Dette kapittelet består av beregninger. Først blir overdekningskravet regnet ut, for å sjekke om det er dimensjonert med riktig overdekning på Tjeldsundbrua, eller om dette kan være årsaken til frilagt armering. Deretter blir bjelkeforlengelsen på grunn av temperaturendringer regnet ut og hvilke horisontale krefter det utgjør. Momentet i fagverket blir regnet ut fra aksialkrefter funnet i Abaqus. Til slutt kommer håndberegningene av broen utført i Mathcad.

8.1 Beregninger i forbindelse med skadene

8.1.1 Overdekning

For å vurdere om den målte overdekningen er tilstrekkelig beregnes den dimensjonerende overdekning her.

Det er fundamentet som står nedi fjorden som er mest utsatt og krever størst overdekning. Derfor bergenes nødvendig overdekning for fundamentene.

Betongen på Tjeldsundbrua blir utsatt for korrosjon framkalt av klorider. Eksponeringsklassen blir bestemt ut fra tabell 4.1 i NS-EN 1992-1-1 [20] Den verste eksponeringsklassen broen blir utsatt for er XS3 – «Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann», «Tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsoner».

Broer skal bli dimensjonert til en brukstid på 100 år [9]. Det vil si at $c_{min,dur}$, som hentes ut fra tabell NA.4.4N [20] er på 60 mm.

Overdekningen settes til:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

$c_{min,b}$ er armeringsdiameteren, men ikke mindre enn 10 mm (tabell NA4.2)

$$\begin{aligned}c_{min} &= \max\{26; 60 + 0 - 0 - 0; 10mm\} = 60mm \\c_{nom} &= c_{min} + \Delta c_{dev} = 60 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 70mm\end{aligned}$$

Overdekningen på fundamentene bør være på 70 mm.

Høyere opp på konstruksjonen er eksponeringsklassen XS1, utsatt for luftbårne klorider, men ikke i direkte kontakt med sjøvann. Da er $c_{min,dur}$ på 50 mm. Det vil si at overdekningen kan være lavere her.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 50 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

Overdekningen på resten av broen kan være på 60 mm.

8.1.2 Temperaturpåvirking

Temperaturrendringene fra vinter til sommer kan gjøre at broen utvider seg i lengderetning. Noen materialer blir mer påvirket enn andre av temperaturforandringer. Stål for eksempel er et materialet som utvider seg en del ved økende temperatur. For å se hvor mye hovedspennet i Tjeldsundbrua kan utvide seg med, er det stålet man må ta hensyn til, for det er materialet som utvider seg mest i hovedspennet.

Forlengelse av hovedspennet finner man ut fra denne likningen:

$$\Delta L = \alpha * L_0 * \Delta t$$

Stål har en lengdeutvidelseskoeffesient(α) på $12 * 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Lengden til broen er på 290 m

Ut fra kapittel 5.2.4 Termiske påvirkninger kan vi se at den høyeste jevnt fordelte brutemperaturer er på 38 °C og den laveste ligger på -26 °C. Det gir et temperaturintervall på 64 °C

$$\Delta L = \alpha * L_0 * \Delta t = 12 * 10^{-6} * 290 * 64 = 0,22$$

Det gir en lengdeendring på 22 cm.

For å finne kraften denne lengdeendringen utgjør brukes disse formlene fra fasthetslæren:

$$\Delta L = \varepsilon * L$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Kraften finner man da ut fra denne formelen:

$$F = \frac{\Delta L * E * A}{L}$$

De langsgående bjelkene i overgurt er av typen HE-200 B. Bjelkene i undergurt er HE-240 B.

$$\Delta L := 0.22r$$

$$L := 290r$$

$$E := 210 \cdot 10^9 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$A_o := 0.0078 \text{m}^2$$

$$A_u := 0.0106 \text{m}^2$$

Det gir en kraft i en enkeltbjelke i overgurt på:

$$F_o := \frac{\Delta L \cdot E \cdot A_o}{L} = 1.244 \times 10^3 \text{ kN}$$

Og en kraft i en enkeltbjelke i undergurt på:

$$F_u := \frac{\Delta L \cdot E \cdot A_u}{L} = 1.689 \times 10^3 \text{ kN}$$

8.2 Abaqus relaterte beregninger

8.2.1 Moment

Størst moment i broen oppstår ved å sette de jevnt fordelte lastene fra 0L til 0,4L og aksel- og vogntoglast konsentrert om 0,2L. Maks moment oppstår der det er størst strekkraft i undergurt og størst trykkraft i overgurt. Aksialbidraget trekkes fra i dette punktet.

Størst strekk (undergurt):	$2,103 * 10^6$ N
Størst trykk (overgurt):	$2,069 * 10^6$ N
Aksialbidrag:	$1,700 * 10^4$ N
Momentbidrag:	$2,086 * 10^6$ N
Moment:	$6,258 * 10^6$ N

Siden det er to bjelker i overgurt og to i undergurt ganges momentet med 2 for å finne totalt moment.

Maks moment:	$12,516 * 10^6$ Nm
--------------	--------------------

8.3 Håndberegninger av Tjeldsundbrua

I tillegg til å modellere Tjeldsundbrua i Abaqus, regnes også hengebroen for hånd for å kunne sammenlikne resultatene og for å finne utnyttelsesgraden til de mest avgjørende parameterene.. De mest avgjørende parameterne er maks momentet i broen, kraften i hengestengene og kraften i hovedkabelen. [21]

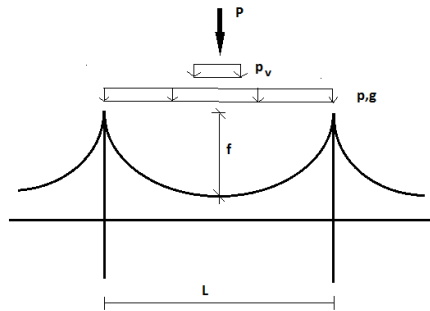
Lastene og parameterne som trengs for beregningene:

$g := 75.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Egenvekt med rekkverk og belegning
$p_1 := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Trafikklast jevntfordelt (to kjørefelt)
$P_1 := 80 \text{kN}$	Trafikklast punkt
$P_2 := \frac{500 \text{kN} \cdot 2}{16 \text{m}} = 62.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Total vogntoglast
$p_v := P_2 - p_1 = 50.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Vogntoglast - trafikklast jevntfordelt
$l := 290 \text{m}$	Lengde mellom hovedspenn
$f := 28.0 \text{m}$	Pilhøyde på kabel

Det er kun sett på egenvekt og trafikklast i disse beregningene

8.3.1 Kabelkraft

For å finne størst kabelkraft i hovedkabelen settes jevntforelt last på hele hovedspennet, punktlasten plasseres midt på hovedspennet, 0,5 L og vogntoglasten med sentrum 0,5L slik som på figur 8.1.



8.1 Trafikklast og egenvekt over hele midtspennet (p_v), vogntoglast (p_v) og akellast (P)

$$H_g := g \cdot \frac{l^2}{8 \cdot f} = 2.815 \times 10^7 \cdot \text{N}$$

Egenlast

$$z := 0.5 \cdot l$$

Last plassering

$$H_p := \frac{p_1 \cdot l^2}{8 \cdot f} = 4.502 \times 10^6 \cdot \text{N}$$

Trafikklast jenvtdelt

Vedlegg E

$$H_P := P_1 \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{f} \cdot z \cdot z = 1.552 \times 10^5 \cdot \text{N}$$

Trafikklast punktlast

$$a_1 := 0.461$$

$$b_1 := 0.528$$

$$H_v := p_v \cdot \frac{l^2}{8 \cdot f} \left[b_1^2 (3 - 2 \cdot b_1) - a_1^2 (3 - 2 \cdot a_1) \right] = 1.901 \times 10^6 \text{ N}$$

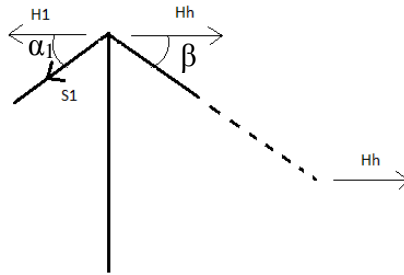
Vogntoglast

$$H_\gamma := 1.35 H_g + 1.05 (H_p + H_P + H_v) = 44888.366 \text{ kN}$$

Med lastfaktor

$$H_{\gamma\gamma} := H_g + H_p + H_P + H_v = 34708.071 \text{ kN}$$

Uten lastfaktor



8.2 Krefter i tårntopp

Den horisontale kraften i bunnpunktet av kabelen er lik den horisontale kraften til kabelen i toppen av tårnet.

Det er likevekt av kreftene på toppen av tårnet. Det er regnet med at kablene går med ca lik vinkel ut fra tårntoppene.

$$\alpha := \tan\left(\frac{4 \cdot f}{1}\right)^{-1}$$

$$\alpha := 21.52^\circ$$

$$\beta := \alpha = 21.52^\circ$$

Ca. lik vinkel på toppen

$$H_h = H_1$$

likevekt på tårntopp

Maks kabelkraft

$$S_\gamma := \frac{H_\gamma}{\cos(\beta)}$$

$$S_{\gamma\gamma} := \frac{H_\gamma}{0.93} = 4.827 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Maks kabelkraft med lastfaktor

$$S_{\gamma\gamma} := \frac{H}{0.93} = 3.732 \times 10^7 \cdot \text{N}$$

Maks kabelkraft uten lastfaktor

Det er to kabler som tar opp lastene i hengespenne i hvert tårn. Derfor må den maksimale kabelkraften deles på to, for å få den maksimale kabelkraften til hver kabel.

$$S_a := \frac{S}{2} = 1.866 \times 10^7 \text{ N} \quad \text{Uten lastfaktor}$$

$$S_{\gamma 1} := \frac{S_{\gamma}}{2} = 2.413 \times 10^7 \text{ N} \quad \text{Med lastfaktor}$$

Kapasiteten er gitt ved formelen:

$$S_d = \frac{K_y * S_b}{\gamma_m} \geq S_{\gamma}$$

Dette gir en minst effektiv bruddlast på:

$$K_y := 0.6$$

$$\gamma_m := 1.15$$

$$S_b := \frac{S_{\gamma 1} \cdot \gamma_m}{K_y} = 46255.933 \text{ kN}$$

Det er 6 kabler i to lag i hver av de to kablene. Det gir en total på 12 kabler i hver hovedkabel.

$$S_{b1} := \frac{S_b}{12} = 3854.661 \text{ kN}$$

Ut fra kabelkatalogen i vedlegg F må man da ha minimum en kabeldiameter på 63 mm som har en kapasitet på 3960 kN, når trådens nominelle trekkfasthet er på 1570 MPa etter håndbok R410 [22]. På Tjeldsundbrua er kabeldiameteren i hovedkablene på 67 mm. Den har en kapasitet på 4480 kN. Dette gir en utnyttelsesgrad på:

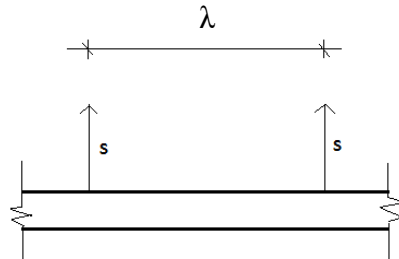
$$\frac{S_{b1}}{4480 \text{ kN}} = 0.86$$

8.3.2 Hengestenger

Hengestengene er festet mellom annenhver tverrbærer i fagverket, unntatt inntil tårnet.

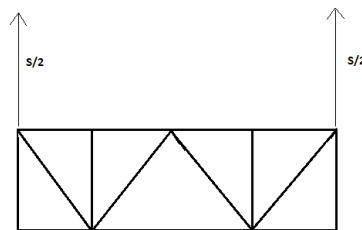
$$\lambda := 2 \cdot 4.86r$$

Avstanden mellom hengestengene



8.3 Hengestagkrefter lengderetning

Hengestengene er festet rett ovenfor hverandre i tverretning, slik som på figur 8.4.



8.4 Hengestagkrefter tverretning

$$g_2 := g - 9.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt minus vekt av kabler

$$S_g := g_2 \cdot \lambda = 641.228 \text{ kN}$$

Egenvektens bidrag til kraften i hengestengene

Trafikk

$$\underline{H} := H_g + H_p + H_p + H_v = 3.471 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vedlegg C

$$I := 8.12810^{10} \text{ mm}^4$$

$$c := 1 \cdot \sqrt{\frac{H}{E \cdot I}} = 13.077$$

$$\mu_{05} := \frac{\lambda \cdot c}{1.2} = 0.219$$

Sammenlikner verdiene av μ_{05} med verdier man finner i grafen i vedlegg E. Dette er Selbergs influensdiagram.

Vedlegg E

Avlest 0,65

$$\mu_{05.2} := \frac{0.65 \lambda \cdot 10}{1} = 0.218$$

Er nesten lik

Med punktlast i 0,5L og de to jevntfordelte lastene, lett blandet trafikklast og vogntoglast, i hele området mellom stengene gir trafikklasten et bidrag til kraften i hengestengene på:

$$S_p := P_1 \cdot \mu_{05.2} + p_1 \cdot \lambda + p_v \cdot \lambda = 624.929 \text{ kN}$$

Den totale kraften i hengestengene med og uten lastfaktor blir da:

$$S_g := S_g + S_p = 1.266 \times 10^3 \text{ kN}$$

To hengestenger uten lastfaktor

$$S_1 := \frac{S}{2} = 6.331 \times 10^5 \text{ N}$$

En hengestang uten lastfaktor

$$S_{\gamma h} := 1.35 S_g + 1.05 S_p = 1.522 \times 10^3 \text{ kN}$$

To hengestenger med lastfaktor

$$S_{1\gamma} := \frac{S_{\gamma h}}{2} = 760.917 \text{ kN}$$

En hengestang med lastfaktor

Kapasiteten til en enkelt hengestang er gitt ved formelen:

$$S_d = \frac{K_y \cdot S_b}{\gamma_m} \geq S_{1\gamma}$$

$$S_b := \frac{S_{1\gamma} \cdot \gamma_m}{K_y} = 1458.424 \text{ kN}$$

Hengestenger skal dimensjoneres for å tåle brudd i en hengestang eller utskiftning av en stang. I henhold til Håndbok N400 [9] Derfor må de stengene på siden kunne ta opp halvparten hver av kraften til hengestangen i brudd. Det vil si at kapasiteten til hengestangene må økes med 50 %

$$S_{b1} := S_b \cdot 1.5 = 2187.636 \text{ kN}$$

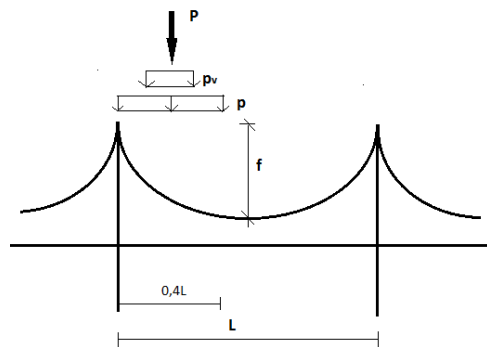
Ut fra kabelkatalogen i vedlegg F må hengestengene minimum ha en diameter på 48 mm. Hengestengene på Tjeldsundbrua har en diameter på 50 mm som gir tilstrekkelig kapasitet. Kabler på 50 mm har en kapasitet på 2470 kN. Dette gir en utnyttelses kapasitet på:

$$\frac{S_{b1}}{2470 \text{ kN}} = 0.886 \quad \text{med å gange med 1.5}$$

$$\frac{S_b}{2470 \text{ kN}} = 0.59 \quad \text{uten å gange med 1.5}$$

8.3.3 Moment

Maks moment oppstår når den jevnt fordelte variable lasten er fordelt fra 0L til 0,4L på hovedspennet og punktlasten er plassert 0,2 L ut på hovedspennet, hvor L er lengden av hele hovedspennet. Se figur 8.5 for lastplassering.



8.5 Last plassert fra 0 L til 0,4 L

Egenvekten gir kun lokale momenter i brobjelken.

Trafikklast:

$$z_2 := 0.2$$

Last plassering

$$H_{p2} := P_1 \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{f} \cdot z_2 \cdot (1 - z_2) = 99.358 \text{ kN}$$

Aksel last

Formler fra
vedlegg E

$$H_{p2} := P_1 \cdot \frac{1^2}{8 \cdot f} \cdot [0.4^2(3 - 2 \cdot 0.4) - 0] = 1584.754 \text{ kN}$$

Lett blandet trafikklast

$$a := 0.17$$

Vogntoglasten går fra aL til bL

$$b := 0.22$$

$$H_{v2} := p_v \cdot \frac{1^2}{8 \cdot f} [b^2(3 - 2 \cdot b) - a^2(3 - 2 \cdot a)] = 1049.13 \text{ kN}$$

$$H_2 := H_g + H_{p2} + H_{p2} + H_{v2} = 30882.881 \text{ kN}$$

Uten lastfaktor

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vedlegg C

$$I = 8.128 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$c := 1 \cdot \sqrt{\frac{H_2}{E \cdot I}} = 12.335$$

Leser av Selbergs influensdiagram for moment i punkt 0,2L. Vedlegg E

$$v := 0.03$$

$$\mu_{0.2} := 1 \cdot v = 9.57 \text{ m}$$

$$A_p := \frac{1^2}{10} \cdot 0.036 = 302.76 \text{ m}^2$$

A positivt areal ved jevntfordelte laster (lett blandet trafikklast)

$$\mu_{11} := 0.0181 = 5.22 \text{ m}$$

$$\mu_r := 0.0211 = 6.09 \text{ m}$$

Vogntoglasten strekker seg fra 0,17L til 0,228 L. Interpolerer mellom gitte verdier i Selbergs influensdiagram i vedlegg E. Antar rettlinjert graf mellom disse punktene og ser bort fra negativt moment innerst ved tårnet, når lasten plasseres om 0,2 L.

$$x := \mu_r + \frac{(\mu_{0.2} - \mu_r) \cdot \left[\frac{z_2}{4} - (b - z_2) \right]}{\frac{z_2}{4}} = 7.62 \text{ m}$$

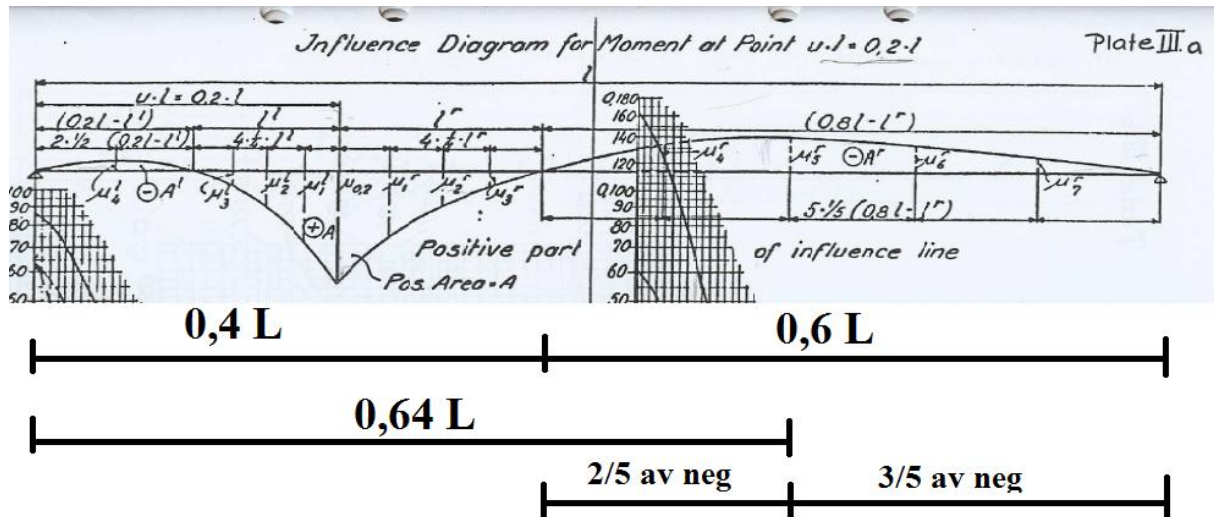
$$A_{p2} := \left(\frac{x + \mu_{0.2}}{2} \right) \cdot (b - z_2) \cdot 1.2 = 139.593 \text{ m}^2$$

For størst negativt moment i 0,2L:

$$\mu_5 := -0.00911 = -2.639 \text{ m}$$

$$A_n := -0.036 \frac{1^2}{10} = -302.76 \text{ m}^2$$

For å finne vogntoglastens bidrag til det negative momentet forenkler jeg og setter minimumsmoment på 0,64 L. Dette er gjort på grunnlag at jeg har forenklet å satt at positivt moment går til 0,4 L ved beregning av vogntoglastens bidrag på det positive momentet. Det negative momentet er del i 5 hvor det høyeste negative momentet er 3/5 inn på det negative momentdelen fra motsatt side enn der det positive momentet er. Se figur 8.6 som er utklipp fra vedlegg E. Der er de antatte lengdene oppgitt. Interpolerer mellom gitte verdier i diagrammet, og antar rettlinjert mellom disse punktene.



8.6 Antatte lengder av positivt og negativt moment

$$\mu_{r4} := -0.00751 = -2.175\text{m}$$

$$\mu_{r6} := -0.00721 = -2.088\text{m}$$

$$k_1 := \frac{0.6\text{m}}{5} = 0.12\text{m}$$

Lengde på negativt μ -felt

$$k_2 := \frac{8\text{m}^2}{1} = 0.028\text{m}$$

Vogntoglengde på hver side av negativt moment

$$x_v := \mu_{r4} + \frac{(\mu_5 - \mu_{r4})}{k_1} \cdot (k_1 - k_2) = -2.532\text{m}$$

Interpolasjon av venstre side av maks negativt moment

$$x_h := \mu_{r6} + \frac{(\mu_5 - \mu_{r6})}{k_1} \cdot (k_1 - k_2) = -2.512\text{m}$$

Interpolasjon av høyere side av maks negativt moment

$$A_{n2} := \left(\frac{x_v + \mu_5}{2} \right) \cdot k_2 + \left(\frac{x_h + \mu_5}{2} \right) \cdot k_2 = -0.142\text{m}^2$$

$$M_{02p} := \mu_{0,2} P_1 + A_p \cdot p_1 + A_{p2} \cdot p_v = 1.145 \times 10^7 \cdot \text{N} \cdot \text{m} \quad \text{Positivt moment ved 0,2 L}$$

$$M_{02n} := \mu_5 \cdot P_1 + A_n \cdot p_1 + A_{n2} \cdot p_v = -3.851 \times 10^6 \cdot \text{N} \cdot \text{m} \quad \text{Negativt moment ved last i 0,2 L}$$

Spenningen fra moment i 0,2 L

$$\gamma_F := 1.3$$

$$y_u := 1273 \text{ mm}$$

$$y_o := -3000 \text{ mm} + y_u = -1.727 \text{ m}$$

$$\sigma_{okp} := \frac{M_{02p}}{I} \cdot y_o \cdot \gamma_F = -316.218 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant (T)}$$

$$\sigma_{ukp} := \frac{M_{02p}}{I} \cdot y_u \cdot \gamma_F = 233.09 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant (S)}$$

$$\sigma_{okn} := \frac{M_{02n}}{I} \cdot y_o \cdot \gamma_F = 106.383 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i overkant (S)}$$

$$\sigma_{ukn} := \frac{M_{02n}}{I} \cdot y_u \cdot \gamma_F = -78.417 \text{ MPa} \quad \text{Spenning i underkant (T)}$$

Dimensjonerende spenning:

Jeg har ikke fått oppgitt flytegrensen på stålet i fagverket. Setter den lik 355 MPa. Dette gjør at svarene på den dimensjonerende spenningen kan være feil.

NS-EN
1993-1-1

$$f_y := 355 \text{ MPa}$$

Flytegrense

$$\gamma_M := 1.05$$

Materialfaktor

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_M} = 338.095 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende spenning

Kontroll:

Positivt moment

$$\frac{\sigma_{okp}}{f_d} = -0.935 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$\frac{\sigma_{ukp}}{f_d} = 0.689 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

Negativt moment

$$\frac{\sigma_{okn}}{f_d} = 0.315 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

$$\frac{\sigma_{ukn}}{f_d} = -0.232 \quad \Rightarrow \text{OK}$$

9 Resultat

I dette kapitelet blir resultatene av beregningen lagt frem. Under det inngår både resultater fra beregninger i forbindelse med skadene, resultatene fra Abaqus, håndberegninger og sammenlikning med resultater fra Abaqus og videre utnyttelsesberegninger for hånd.

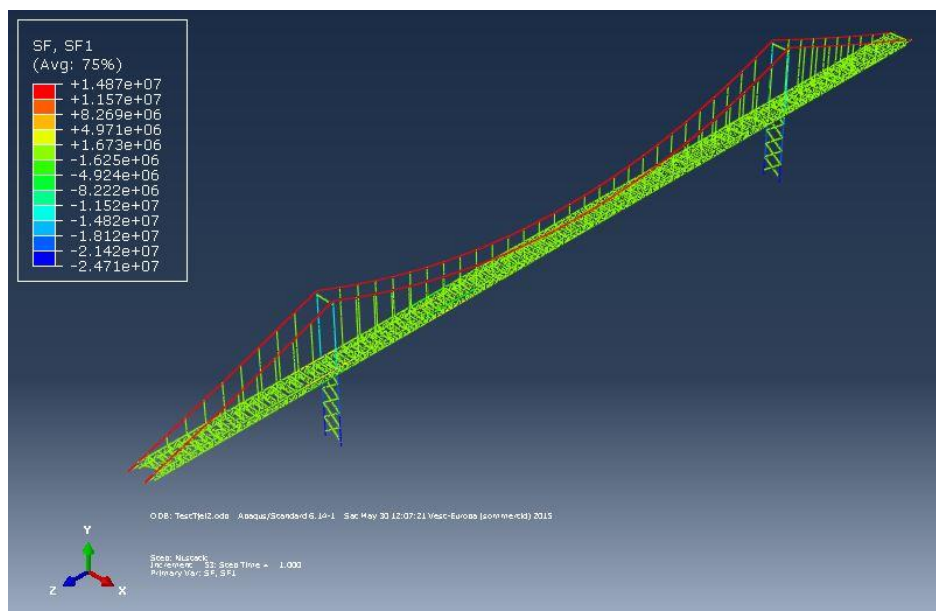
9.1 Resultater på beregninger i forbindelse med skadene

Overdekning på fundament bør være på minst 70 mm.

Overdekning på konstruksjonsdelene som ikke ligger i skvalpesone bør være på minst 60 mm

Forlengelse av bjelkene i hovedspenne på grunn av temperaturforandringer er på 22 cm. Dette utgjør en strekkraft i overgurt på 1244 kN og undergurt på 1689 kN.

9.2 Abaqus



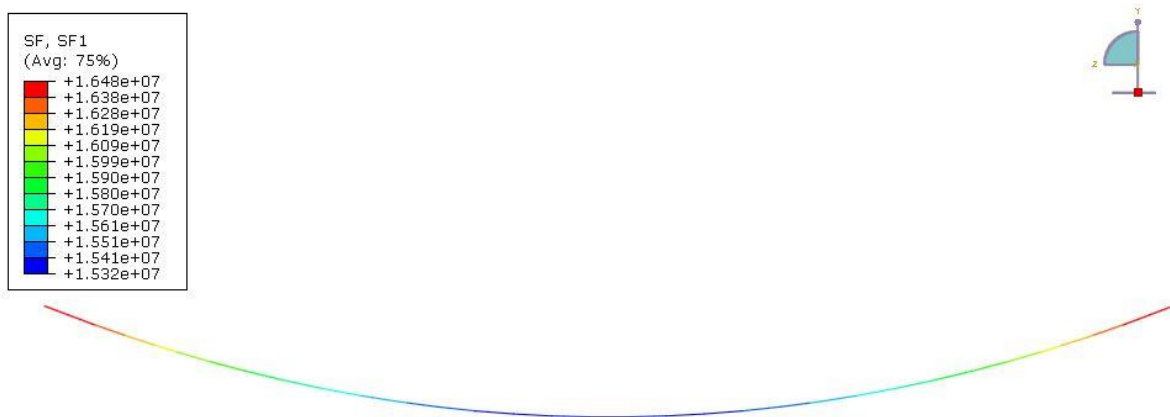
9.1 Oversikt bilde av strekkrefter

Figur 9.1 viser et oversikt bildet over strekkreftene ved lastplassering om 0,2 L. Som man ser ut fra det er det størst strekkraft i hovedkablene og størst trykkraft i tårnene, ved påføring av vertikale laster.

Strekkekreftene i hovedkabelen er større ved lastplassering over hele hovedfeltet og konsentrerte punktlaster plassert på 0,5 L.

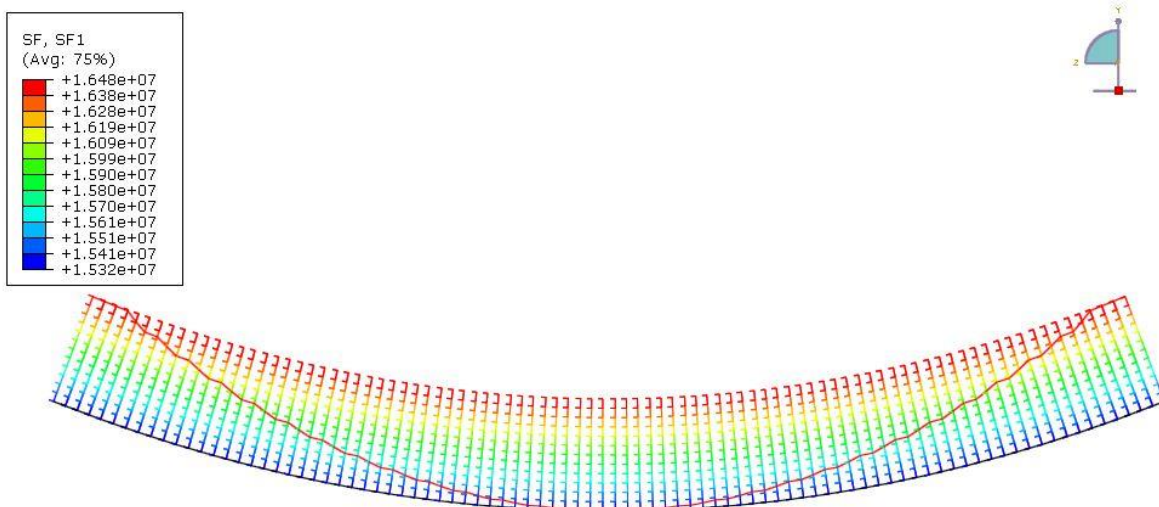
9.2.1 Hovedkabel

Maks strekkraft i hovedkabelen er på $1,648 \cdot 10^4$ kN. Denne befinner seg øverst ved tårntoppene, det fremgår av figur 9.2. Figuren viser hovedkabelen og fargen på den indikerer hvilke strekkrefter som er i de forskjellige delene av den. Kraften i kabelen varierer fra $1,648 \cdot 10^4$ kN til $1,532 \cdot 10^4$ kN.



9.2 Strekkraft i hovedkabelen

I figur 9.3 er den røde linjen variasjonen i strekkraften og den svarte er kabelen.



9.3 Graf av strekkraft i hovedkabelen

9.2.2 Hengestenger

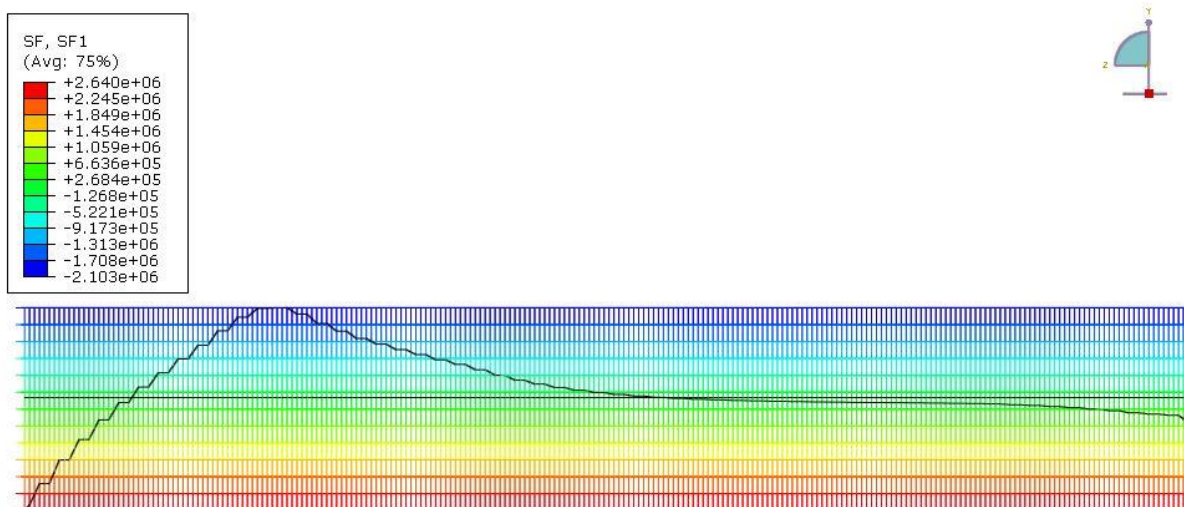
Den største kraften i hengestengene er i de midtre stengene. Der er kraften på 466,60 kN. Kraften i stengene i hovedfeltet varierer fra størst kraft på 466,60 kN og minst på 353,80 kN. På figur 9.4 ser man at kraften gradvis øker fra de ytterste stengene til de i midten. Der indikerer hver strek en hengekabel og fargen på dem indikerer hvilke strekkraft som opptrer i dem.



9.4 Strekkraft i hengestengene

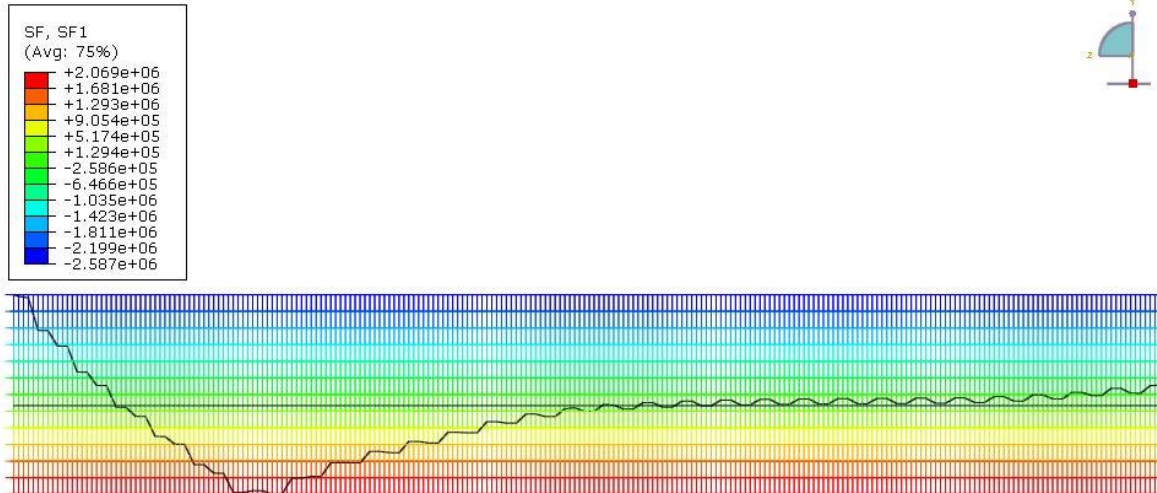
9.2.3 Maks moment

Figur 9.5 og 9.6 viser strekkspenningene i over- og undergurtbjelkene i hovedspennet.



9.5 Strekkraft i overgurt

Ut fra figur 9.5 kan en se at maks trykkraft ligger på ca. 0,2 L, ved plassering av laster om dette punktet. Blått i grafen er maks trykk og rødt er maks strekk. Maks trykkraft i overgurt er på $2,103 * 10^6$ N.



9.6 Strekkraft i undergurt

Ut fra figur 9.6 kan en se at maks strekkraft ligger på ca. 0,2 L, ved plassering av laster om dette punktet. Det røde i grafen indikerer maks strekk og det blå indikerer maks trykk. Maks strekkraft i undergurt er på $2,069 * 10^6$ N

Tabell 9.1 Bidrag til maks moment

Maks trykkraft	$2,069 * 10^6$ N
Maks strekkraft	$2,103 * 10^6$ N
Aksial bidrag	$1,700 * 10^4$ N
Maks feltmoment	$12,516 * 10^6$ Nm

9.3 Sammenlikning av håndberegninger og Abaqus resultater

Tabell 9.2 Sammenlikning av håndregning og Abaqus modellering

	Hånd	Abaqus	Hånd/Abaqus
Kraft i hovedkabel	$1,866 * 10^7$ N	$1,648 * 10^7$	1,13
Kraft i hengestenger	$6,331 * 10^5$ N	$4,666 * 10^5$ N	1,36
Maks positivt moment	$11,450 * 10^6$ Nm	$12,516 * 10^6$ Nm	0,91

9.4 Håndberegninger

	Utnyttelsesgrad	Strekk/trykk (S/T)
Hovedkabler	0,860	S
Hengekabler ved brudd av nabostang	0,886	S
Hengestenger uten brudd av nabostang	0,590	S
Spenning positivt moment overkant	0,935	T
Spenning positivt moment underkant	0,689	S
Spenning negativt moment overkant	0,315	S
Spenning negativt moment underkant	0,232	T

10 Diskusjon

I dette kapittelet blir resultatene vurdert og mulige avvik blir diskutert.

10.1 Skadene

Ut fra tilstandskapittelet kommer det frem at Tjeldsundbrua er utsatt for en rekke skader. Blant annet alkalireaksjoner. Dette kommer frem både ved den visuelle inspeksjonen og kjerneprøvene som er tatt ut av betongen. Når alkalireaksjoner er i gang er det vanskelig å stanse reaksjonene. Det man kan gjøre er å redusere reaksjonshastigheten. En av måtene å redusere reaksjonshastigheten på er å redusere vannmengden i betongen. Det kan enten gjøre ved overflatebehandling av betongen eller ved å drenere bort vann. Vannet fra kjørebane blir allerede drenert bort gjennom dreneringshull i dekket. Tårnene og søylene vil bli utsatt for vann i form av regn uansett. Så det beste alternativet vil være overflatebehandling av betongen.

Hvis det viser seg at alkalireaksjonene har gjort stor skade må større tiltak til verks, enn kun overflatebehandling. Det er observert horisontale riss i midtspennet i dekket, som tyder på at det pågår alkalireaksjoner der. Det var opp til diskusjon om søylene ikke sto vertikalt lengere. Hvis det var tilfellet kunne det komme av at alkalireaksjonen har utvidet dekke så mye at det har påvirket søylene. Man bør i den forbindelse sjekke hvilke krefter dette påfører søylene, og sjekke det opp mot kapasiteten til søylene. Søylene har nok noe reduksjon av kapasitet på grunn av opprissing i tillegg. Videre bør det vurderes om det er nødvendig å forsterke søylene.

Prøver viser at det er høyt innhold av klorider i betongen også. De fleste stedene det er tatt prøver, er det for høy konsentrasjon av klorider. I rapporten til Multiconsult [4] foreslås det å legge på katodisk beskyttelse, for å beskytte armeringen mot korrosjon.

I tillegg til at det er konstatert både høyt innhold av klorider i betongen og alkalireaksjoner var det felt med frilagt armering flere steder på konstruksjonen. I beregnings kapittelet 8.1.1 er nødvendig overdekning regnet ut. Delene av konstruksjonen som ikke ligger i skvalpe området er kravet til overdekning beregnet til 60 mm. Så kravet til overdekning i området med frilagt armering er på 60 mm. Ut fra tegninger av tårnene, er overdekningen prosjektert til 65 mm. Det vil si at det er prosjektert med tilstrekkelig overdekning og dette ikke skulle være grunn til frilagt armering. Grunnen til at det likevel er frilagt armering kan være feilplassering av armering ved støpning av tårnene, så klorider og eller alkalireaksjoner har påvirket betongen og armeringen i disse områdene. Eller så kan det for eksempel være for høy

konsentrasjon av klorider i betongen i utgangspunktet, så det ikke hjelper å ha tilstrekkelig overdekning. I feltene med frilagt armering bør det utføres mekanisk reparasjon.

Det ble også observert under den visuelle inspeksjonene på skjøteplaten i tårnet akse 23 (H) at hovedspennet hadde forskjøvet seg med ca. 20 cm i den enden. I kapittel 8.1.2 ble mulig forlengelse av stål bjelkene i hovedspennet på grunn av temperaturendring regnet ut. Forlengelsen kunne være på hele 22 cm. Det vil si at denne forlengelsen som var observert, antageligvis ikke skyldes skader konstruksjonen er utsatt for, men temperaturendringer.

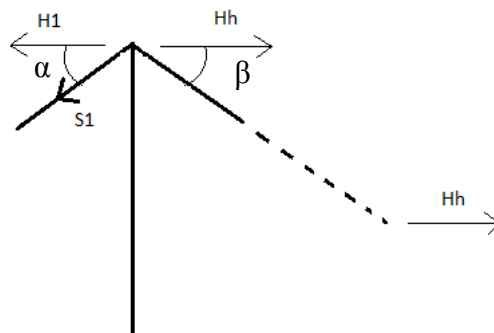
Temperaturutvidelsen kan ha vært med å påvirke at undergurt av fagverket i hovedspennet har skadet på betongen i tårnene ved at den har lagt seg inntil tårnene og gnisset. Det er gjort tiltak i fagverket ved å feste en omlagringsbjelke ved akse 23 for at det ikke skal påføres mer skade. Det er antatt at skaden er oppstått av at blant annet radiusen i det buede spennet i fagverket har økt ved at kablene har seget. Men hvis det viser seg at søylene i viaduktene ikke står vertikalt, men heller innover mot hengebroen, kan dette også være med på at undergurt har fått mindre plass og da blitt presset inntil tårnene.

10.2 Abaqus

Ut av beregningen i Abaqus er det trukket ut tre forskjellige resultater. Det er maks kraft i hovedkablene, maks kraft i hengestengene og størst feltmoment.

Det kommer frem av resultatene at hovedkablene har størst strekkraft i de mest vertikale strekningene av kablen, det vil si nærmest toppen av tårnene. Mens det er minst strekkraft der kablene ligger horisontalt. Det er fordi kablen ikke har vertikale krefter i bunnpunktet. I bunnpunktet er det kun horisontale krefter, og disse tilsvarer de horisontale kreftene som opptrer over hele kablen, også i kablen ved toppen av tårnet. Hvor brattere kablen er jo mer vertikale krefter opptrer der.

Vinkelen på kablen i toppen av tårnet har mye å si på største strekkraft i kablen. Kablen er i utgangspunktet konstant fra sidespennet, over tårnet og ut til hovedspennet. Det vil si at den ikke er fastholdt i lengderetning. På grunn av dette vil største strekkraft opptre der vinkelen er størst. Se figur 10.1 for hvilke vinker det er.



10.1 Kabel i tårntopp

I Abaqusmodellen er kabelen fastholdt i tårntoppene også i lengderetning. Derfor vil maks strekkraft i hovedkabelen opptre i hovedspennet. Men i dette tilfellet er kablene modellert med lik vinkel, så kraften ville vært lik i kabelen på begge sider av tårne hvis den ikke var fastholdt i lengderetning. Vinkelen på kablene er mest sannsynlig ikke lik i de to spennene, så svaret kan avvike noe fra virkeligheten på grunn av dette. Og det at kabelen er festet i lengderetning på toppen av tårnene kan også gi utslag på størrelsen på kraften som opptrer.

Kraften i hengestengene varierer en del fra størst kraft på 466,60 kN og minst på 353,80 kN. Det er i de midterste stengene det oppstår høyest strekkrefter.

Kablekraften i hengestengene minker fra midten og ut til tårnsøylene. Ut fra figur 9.4 kan man se at de kablene lengst ute, dvs. nærmest tårnene, har likevel noe høyere strekkraft enn nabokablene, nummer to fra tårnene. Grunnen til dette kan være at avstanden mellom tårnet og første hengstang er større enn avstanden mellom hver hengstang. Hengstangen nærmest tårnet må da ta opp mer krefter enn stang nummer 2.

Som antatt ser man at maks felt moment ligger på ca. 0,2 L ved en lastplassering i samme punkt. Men som man også ser ut fra grafene 9.5 og 9.6 vil det ikke være feltmomentet som er det høyeste momentet til bjelken. Det høyeste momentet opptrer ved tårnet på 0L. I Abaqus er fagverket i hovedspennet modellert som fastinnspent ved tårnene. Det er dette som gjør at det høyest momentet vil opptre ved tårnene og at det ikke er feltmomentet som er høyest. Ut fra figur 9.5 og 9.6 ser man det høyere strekk- og trykkrefter i 0L enn det er lengere ut på bjelkene. Både i virkeligheten og i modelleringen i Abaqus er det kun overgurtene som er festet i tårnene. Men i virkeligheten er fagverket i sidespennene og fagverket i hovedspennet separate deler. Det vil si at undergurten henger fritt ved tårnene. I Abaqus er fagverket modellert som konstant også gjennom tårnene. Det vil si at momentet som fremgår ved tårne i Abaqus, ikke opptrer i virkeligheten.

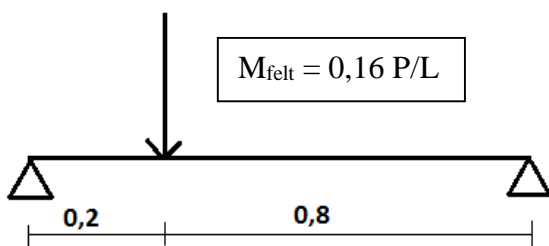
Det er gjort en del forenklinger ved modellering av Tjeldsundbrua i Abaqus. Disse kan ha gitt utslag, slik at resultatet avviker noe fra virkeligheten.

10.3 Sammenlikning av håndberegninger og Abaqus resultater

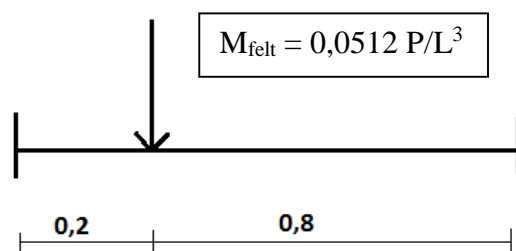
Det er litt avvik i svarene fra Abaqus og svarene i håndberegningene når det kommer til hovedkablene og momentet. Det er en del mer avvik i beregningene av hengestengene. Det er gjort ikke-lineære beregninger både i Abaqus og Mathcad. Strekkreftene i hovedkablene og hengestenger er større i håndberegningen enn det er i beregningen i Abaqus, mens momentet er størst i Abaqus.

I Abaqus er kjørebanelen modellert som konstant også forbi tårnene. I tillegg er kjørebanelen fastinnspent i overgurt i tårnene. I håndberegningen er det antatt at kjørebanelen i hovedspennet er fritt opplagt ved tårnene. Dette fører til at det ikke blir tatt opp noe moment ved tårnene i håndberegningen, mens det i Abaqus vil opptre et moment her. Men dette skal likevel ikke føre til at det er høyere felt moment i Abaqus enn i håndberegningene.

Ut fra figur 10.2 og 10.3 ser man at feltmomentet for fritt opplagte bjelker, med lastplassering på $0,2 L$, vil være større enn for fastinnspente bjelker for alle tilfeller, unntatt når L er veldig liten.



10.3 Fritt opplagt bjelke



10.2 Fastinnspent bjelke

I håndberegningene er det gjort forenkling ved beregning av vogntoglastens bidrag til feltmomentet. Det er antatt ett positivt moment helt fra $0L$ til $0,2 L$, mens det i virkeligheten er et negativt moment nærme søylen, ved fritt opplagte bjelker. Men uten denne forenklingen ville feltmomentet blitt litt lavere, og blitt mer ulik feltmomentet fra Abaqus. Disse forenklingene vil ikke påvirke resultatet så mye uansett.

Med tanke på at strekkreftene i kablene er større i håndberegningen, vil det si at de tar opp mer av lastene i kjørebanelbjelkene. Med lavere vekt på selve kjørebanel vil også feltmomentet bli lavere. Så det er naturlig at det er høyere feltmoment i Abaqus, hvor kablene ikke tar opp like mye krefter som i håndberegningene.

En forskjell på 9% på momentet er naturlig med tanke på parameteren som er nevnt over.

Som nevnt i kapittel 10.1 har vinkelen på kablet ut fra tårnet noe å si. Og siden den i Abaqus er fast innspent, mens man tar hensyn til vinkelen i håndberegningen, kunne dette være en parameter som gjorde utvalg på sammenlikningen. Men det er i begge tilfeller både i Abaqus og i håndberegningene, antatt en lik vinkel på kablene på begge sidene av tårnet. Så det vil ikke påvirke forskjellene.

Forskjellen i resultatene i håndberegningen og Abaqus modelleringen når det kommer til hovedkablet, kan ha blitt påvirket av egenvekten. Ved beregning i Abaqus har programmet satt på lastene til de materialene som broen har blitt konstruert med. Egne beregninger av egenvekten som er brukt i håndberegningene kan avvike noen fra programmets beregninger. Dette kan være grunnen til at hovedkabelkreftene har en forskjell på 13%.

Forenklingen som er gjort ved modelleringen i Abaqus, skal ikke ha så mye å si på forskjellene på resultatet på håndberegningen og resultatene fra Abaqus. Dette fordi de fleste forenklinger som er gjort i Abaqus er også forenklinger som gjøres når man beregner broen for hånd.

Når det kommer til hengestengene er det en forskjell på 36 %. Dette er veldig mye. Grunnen til dette kan blant annet være vogntoglasten. I håndberegningene er det antatt at et tverrsnitt, det vil si to stenger, en på hver side av kjørebanelen, vil ta opp mesteparten av vogntoglasten. Mens jeg antar at vekten fra vogntogene vil bli fordelt mer i Abaqus. I håndberegningene isolerer man en hengestang, og påfører den maks krefter. Mens i Abaqus blir det tatt hensyn til hele konstruksjonen ved beregningene. For i Abaqus blir det tatt hensyn til bjelkens stivhet og da vil flere av hengestengene bidra til å ta opp vogntoglasten, selv om den er konsentrert om en stang. Når vogntoglasten fjernes fra både håndberegningene og beregningene i Abaqus, er det ikke lenger noe forskjell på kreftene i stangen. Se vedlegg H for utregninger uten vogntoglast. Da er resultatet på kraften i hengestengene fra Abaqus 0,3% mindre enn resultatet fra håndberegningene. Da er fortsatt egenvekt, jevntfordelt trafikklast og aksellast påført konstruksjonen. Det vil si at det å isolere stengene slik det gjøres i håndberegningen vil gi feilaktig løsning. Det er viktig å ta for seg hele konstruksjonen, og forstå at andre deler av konstruksjonen kan påvirke resultatet delene man ser på.

10.4 Håndberegningene

Utnyttelsesgraden til hovedkablene er på 0,86 ved bruddgrensetilstandsberegning. Det vil si at det er en del av kapasiteten som ikke blir utnyttet. Men med tanke på at det kun er tatt hensyn til egenvekt og trafikklast, er det bra at ikke utnyttelsesgraden er 100%. Blant annet kan vind og trafikk laster virke samtidig. Og vindlastene kan virke i vertikal retning og da også øke strekk kreftene hovedkablene blir påvirket av. Hengebroer blir stengt ved sterk vind, men

vinden må opp i en høy styrke før det ikke trengs å ta hensyn til lastkombinasjoner som trafikklast og vindlast. Uten lastfaktor er den vertikale vindlasten på 15.50 kN/m. Dette påvirker utnyttelsesgraden mye.

Utnyttelsesgraden til hengestengene er på 0.87. Her er det også en del av kapasiteten som ikke er utnyttet. Med tanke på at det kun er tatt hensyn til egenvekt og trafikklast er dette en forholdsvis høy utnyttelsesgrad. Det er da tatt hensyn til at en hengestang kan ryke eller byttes ut og de hengestengene på siden må ta opp kreftene denne stangen vanligvis tar opp. Ved utskiftning av en hengestang har man mulighet til å gjøre det under kontrollerte forhold. Mest sannsynlig velger man dager uten sterk vind eller andre sterke naturkrefter. I tillegg har man mulighet til å dirigere trafikken slik at ved utskiftningen stopper man all trafikkferdsel over broen. Det er verre hvis en hengestang ryker uten forvarsel. Da har man ikke mulighet til å kontrollere lasten broen blir påvirket av. Men kapasiteten til stengene ved vanlig bruk er mer enn tilstrekkelig. Det har en utnyttelsesgrad på 0.59. Så faren for at det skal ryke ved vanlig bruk er minimal. Grunnen til at en stang ryker kan blant annet være at det er skader på stengene i utgangspunktet. Men Staten Vegvesen har jevnlig inspeksjoner, og kontrollerer at det ikke er skade av betydning på de forskjellige konstruksjonsdelen. Det kan også være uforutsigbare hendelser som kan gjøre skade på stengene. For eksempel kan noe løst fra en bil gjøre skade på stengene. Med tanke på at utnyttelsesgraden er regnet ut fra hengestengene midt på broen, de som er utsatt for de største strekkreftene, vil det si at utnyttelsesgraden til de andre stengene er lavere. Sannsynligheten for at det er de midterste stengene som ryker er like høy som alle andre hengestenger. Hvis stengene ikke ryker helt av ved skadepåføringen, har de likevel mulighet til å ta opp noen krefter. Stengene på siden trenger da ikke å ta opp alle kreftene til stangen som er blitt påvirket av uforutsigbare hendelser. I tillegg blir broen stengt ved for store naturkrefter. Så hvis noe skulle skje med for eksempel hengestengene på grunn av disse kreftene, vil ikke menneskeliv gå tapt. Og det er det man frykter mest ved konstruksjonssvikt.

Spenningsutnyttelsen til materialet ved positivt moment er også høye. Den er på 0,94 i overkant og 0,69 i underkant. Ikke her heller er det tatt med flere laster enn egenvekt og trafikklast, så det burde være mer å gå på enn det er beregnet. Men den mest ugunstige plasseringen av lastene ved beregning av moment er om punkt 0,2 L ut på hovedspennet. Trafikklastene er de eneste av lasten som er regnet ut som kan plasseres ugunstig. De andre lasten er laster som mest sannsynlig virker jevnt fordelt på hele broen samtidig. Vertikal vind kan virke både oppadrettet og nedadrettet. Mest ugunstig er nedadrettet, slik at den virker i samme retning som de andre vertikale lastene. Den vil virke over hele brospennet, som utgjør mindre momentendring enn om man kunne konsentrert den om 0,2 L. Det er i tillegg gjort antagelser ved beregning av dimensjonerende fasthet. Flytegrensen til stålbjelkene ikke er oppgitt. Så for mer nøyaktig utregning av utnyttelsesgraden til spenningen, må man se nærmere på den dimensjonerende fastheten.

Utnyttelsesgraden til spenningen i det negative momentet er veldig lav.

11 Konklusjon

11.1 Skader

Ut fra inspeksjonene som er gjort på broen viser det seg broens generelle tilstand er god. Men deler av broen lider av omfattende skadeprosesser. Ståldelene av broen lider ikke av skader av større betydning. Det er en del malingavskalling, som har ført til punkter med korrosjon, men mesteparten av stålet i god stand ut fra det man kan se visuelt. Aas-Jakobsen anbefaler i rapporten fra hovedinspeksjonen i 2014 [12] at fornyelse av toppstrøk på stålet og full overflatebehandling på områder med korrosjon bør utføres innen 1-3 år. Det er betongen som er utsatt for en rekke forskjellige skademekanismer og det på store og flere deler av konstruksjonen. Det er utsatt for alkalireaksjoner, kloridinntrengning og armeringskorrosjon. Multiconsult, som hadde ansvar for spesialinspeksjon oktober 2014, mener at det bør iverksettes tiltak innen 3 år for betongpartiene som er hardes skadet og elementer hvor armeringen er utsatt for klorider og alkalireaksjoner. De foreslår katodisk beskyttelse og mekaniske reparasjoner som de mest egnete utbedringsmetodene.

Om kapasiteten til søylene er redusert på grunn av riss og alkalireaksjoner i dekke bør også undersøkes.

11.2 Beregninger

Resultatene fra Abaqusmodelleringen og fra håndberegningene samsvarer delvis. Det største avviket er på hengestengene, hvor håndberegningene gir en 36 % høyere verdi enn i Abaqus modelleringen. Dette kan komme fra at håndberegningene er veldig forenklet ved beregning av vogntoglast. Strekkraftene i kablene har en høyere verdi i håndberegningene enn i Abaqus. Dette er logisk for der hvor hengestangene tar opp mer kraft fra brobanen blir momentet lavere.

Kapasitet kontrollen i bruddgrensetilstand av hovedkabler, hengekabler og spenning sier at det er mer enn tilstrekkelig kapasitet. Noe som er bra med tanke på at det kun er tatt hensyn til egenvekt og trafikklaster i beregningene. Utnyttelsesgraden til hengestengene ved å gange dimensjonerende laster med 1,5 i tillegg av utbytting eller ryk av en stag, er forholdsvis høy. Men det er ikke sett på som noe problem med tanke på at man kan ved utskiftning av kabler gjøre det under kontrollerte forhold, og foreta utskiftningen under tidspunkt når broen ikke blir påvirket av store variable laster. I tillegg vil jevnlig inspeksjoner av hengestengene føre til at faren for at de ryker skyldet skadesvekkelse være lite sannsynlig.

11.3 Videre arbeid

Det er mye arbeid som kan gjøres videre med Tjeldsundbrua. For eksempel hadde det vært interessant å sette sammen «omfanget» av skadene og dimensjoneringen, for å se hvor mye skadene utgjør på bæreevnen til broen. Videre kunne det også kommet med tiltak for forbedring av skadene og i tillegg optimalisere bæreevnen igjen hvis den er svekket. Det er også planlagt at broen skal gå fra en bk 10/50 bro til en bk 10/60. I forbindelse med det er det nevnt en mulig forsterkning av de langsgående bjelkene i fagverket. Det er da mulig å regne på dimensjonene av disse forsterkningen og eventuelt foreslå andre muligheter for å øke bæreevnen til broen.

12 Referanser

- [1] Det store norske leksikon, «Det store norske leksikon,» 2015. [Internett]. Available: <http://www.snl.no>.
- [2] Google, «google.no/map,» mai 2015. [Internett]. Available: <http://www.google.no/map>.
- [3] Statens Vegvesen, «Statensvegvesen.no,» 2015. [Internett]. Available: http://www.vegvesen.no/_attachment/62363/binary/1031784?fast_title=Troms%2C+%C3%A5rs-+og+m%C3%A5nedsd%C3%B8gntrafikk.pdf.
- [4] Multiconsult, «Spesialinspeksjon av Tjeldsundbrua,» Statens Vegvesen, 2014.
- [5] NTNU, TKT 4225 Concrete Technology 2, Norwegian University of Science, Department of Structural Engineering, 2009.
- [6] Statens vegvesen, «www.vegvesen.no,» 14 10 2010. [Internett]. Available: http://www.vegvesen.no/_attachment/182152/binary/349886?fast_title=Alkalireaksjoner-+Hvordan+h%C3%A5ndterer+vi+det%3F.pdf. [Funnet 04 06 2015].
- [7] byggutengrenser, «Bygg uten grenser,» 2015. [Internett]. Available: <http://www.byggutengrenser.no/fordeler/armeringskorrosjon>.
- [8] byggutengrenser, «byggutengrenser,» [Internett]. Available: <http://www.byggutengrenser.no>. [Funnet mai 2015].
- [9] Statens Vegvesen, Bruprosjektering: Håndbok N400, Oslo: Vegdirektoratet, 2014.
- [10] Standard Norge, Betong - Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar (NS-EN 206: 2013+NA:2014), Lysaker, 2014.
- [11] Statens Vegvesen, Håndbok V441, Inspeksjonshåndbok for bruer, 2014.
- [12] Aas-Jakobsen, «Rapport fra hovedinspeksjon, Tjeldsundbrua,» Statens Vegvesen, 2014.
- [13] Jernbaneverket, «Jernbaneverket,» [Internett]. Available: <https://trv.jbv.no/wiki/Forside>. [Funnet 2015].
- [14] Standard Norge, Eurokode 1 :: Laster på konstruksjoner. Del 1-3. Allmenne laster. Snølaster, Oslo, 2008.

- [15] Statens Vegvesen, Bruklassifisering: lastforskrifter for klassifisering av bru og ferjekaier i det offentlige vegnett: Håndbok 412, Oslo: Vegdirektoratet, 2014.
- [16] Norge, Standard, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4, Allmenne laster. Vindlaster, Lysaker, 2009.
- [17] Standard Norge, Eurokode 1:: Laster på konstruksjoner. Del 1-5. Allmenne laster. Termiske påvirkninger, 2008.
- [18] Standard Norge, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Lysaker: Standard Norge, 2009.
- [19] S. I. Sørensen, Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering eller Eurocode 2, 2010.
- [20] Standard Norge, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, 2008.
- [21] H. S. Mogens Lorentsen, Hængkonstruksjoner, 2000.
- [22] Statens Vegvesen, Kabler til hengebruer [håndbok R410], 2014.

13 Vedlegg

Vedlegg A Egenvekt

Vedlegg B Koordinater kabler

Vedlegg C Arealmoment

Vedlegg D Fotobilag av skader

Vedlegg E Selbergs-influensdiagrammer til håndregning

Vedlegg F Kabelkatalog

Vedlegg G Tegninger av broen

Vedlegg H Beregninger uten vogntoglast

Vedlegg A

Egenvekt

	antall	profil	areal (m ²)	lengde (m)	tetthet	masse per meter (kg/m)	vekt (kg)
tårn							
søyler oppe	4	t-profil	4,7	64	2500		3008000
søyler halve nede	4	t-profil	6,24	9	2500		561600
skråstag	36	1*0,6	0,6	5,15	2500		278100
tverr nede	2	3,2*4,52	14,464	10	2500		723200
tverr oppe	2	1*4	4	10	2500		200000
fundament	4	6*3,5	21	3	2500		630000
total							5400900
fagverk							
langsgående o	2	HE-B 200	0,00781	466,56		61,3	57200,26
langsgående n	2	HE-b 240		466,56		83,2	77635,58
diagonal ytter k	192	HE-A 180		3,86		35,5	26309,76
vertikal ytter k	96	HE-A 180		3		35,5	10224,00
diagonal inne	384	2*L+	0,00694	3,91	7800		81275,95
vertikal inne	192	2*L+	0,00694	3	7800		31180,03
tverr oppe	96	HE-B 200		10	7800	61,3	58848,00
tverr nede	96	t-profil	0,004128	10	7800		30910,46
skrå bunn	192	Ø191*252	0,0015534	6,97	7800		16215,05
total							389799,094
kabler							
hoved kabler	2		0,0423	646,78	7800		426797,186
henge kabler	2		0,00196	141,5	7800		4326,504
total							431123,69

For å finne egenvekten per meter til broen må man ta for seg vekten av fagverket, kablene, dekket og belegning og rekkverk

lengde på fagverk (m)	466,56
kg per meter	835,47
kN per meter	8,19

lengde bro	466,56
kg kabler	431123,69
kg pr meter	924,05
kN per meter	9,06

Dekketykkelsen er på 150 mm. Antar en tetthet lik tettheten på betongen i tårnene, på 2500 kg/m³. Det gir en last på 3,678 kN/m². Med et tverrsnitt med bredde på 10 m blir den jevnt fordelte lasten av dekke på 35,78 kN/m.

Belegningen er satt til minstekravet for belegning etter tab 5.1 i håndbok N400. Minstekravet for broer med spennvidde på over 200 meter er på 2 kN/m². Med en tverrsnittbredde på 10 m blir den jevnt fordelte lasten på 20 kN/m

I beregningene i Abaqus plasseres lasten fra dekket og belegningen på tverrbærerne. Det gir en lineær last på 27,11 kN/m.

Etter en rask overslagsberegning er rekkverket er satt til 0,5 kN/m på hver sida av kjørebanelen. Det blir 1 kN/m totalt.

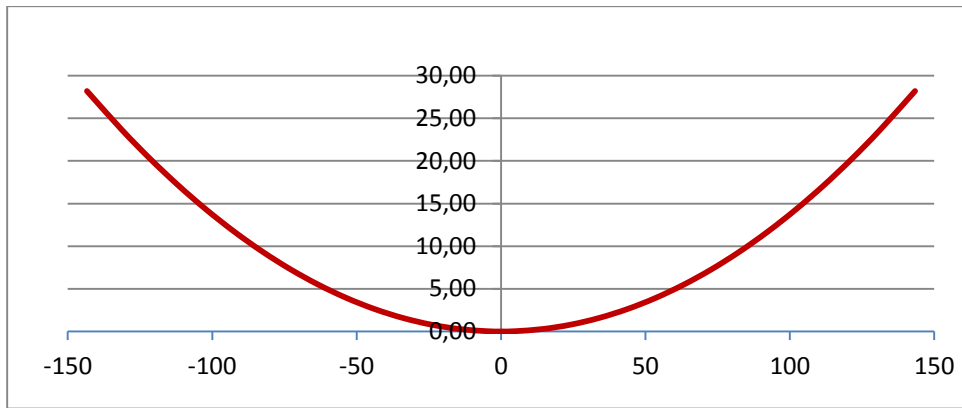
Del	vekt (kN/m)
Fagverk	8,19
Kabler	9,06
Dekket	36,78
Belegning	20,00
Rekkverk	1,00
Totalt	75,03

Vedlegg B

Kabler

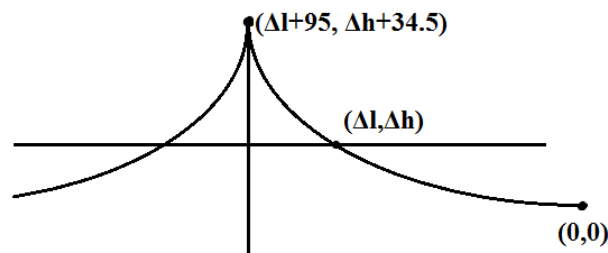
Utrekning av hovedkabel i midtspennet

	a	x	y
tårn	0,0013719	143,37	28,20
-14	0,0013719	131,22	23,62
-13	0,0013719	121,5	20,25
-12	0,0013719	111,78	17,14
-11	0,0013719	102,06	14,29
-10	0,0013719	92,34	11,70
-9	0,0013719	82,62	9,36
-8	0,0013719	72,9	7,29
-7	0,0013719	63,18	5,48
-6	0,0013719	53,46	3,92
-5	0,0013719	43,74	2,62
-4	0,0013719	34,02	1,59
-3	0,0013719	24,3	0,81
-2	0,0013719	14,58	0,29
-1	0,0013719	4,86	0,03
midt	0,0013719	0	0,00
1	0,0013719	4,86	0,03
2	0,0013719	14,58	0,29
3	0,0013719	24,3	0,81
4	0,0013719	34,02	1,59
5	0,0013719	43,74	2,62
6	0,0013719	53,46	3,92
7	0,0013719	63,18	5,48
8	0,0013719	72,9	7,29
9	0,0013719	82,62	9,36
10	0,0013719	92,34	11,70
11	0,0013719	102,06	14,29
12	0,0013719	111,78	17,14
13	0,0013719	121,5	20,25
14	0,0013719	131,22	23,62
tårn	0,0013719	143,37	28,20



Utregning av grafen til sidekabel

For å få en lik vinkel på kabelen i sidespennet som i hovedspennet har vi tre likninger med tre ukjente. Likningen for vinkel og pilhøyde og annengradslikning med punktet i tårntopp og der kablene krysser kjørebanelen. På figur under ser man punktene funksjonen er regnet ut fra.



Likning vinkel pilhøyde

$$\tan(21,52) = \frac{4 * p}{l * 2} = \frac{4 * (\Delta h + 34,5)}{(\Delta l + 95) * 2}$$

$$\Delta h = 0,1972 * \Delta l - 15,77$$

Annengradslikning til kabel

$$y = a * x^2$$

Setter inn «ukjent punkt»

$$\Delta h = a * \Delta l^2$$

$$a = \frac{\Delta h}{\Delta l^2}$$

Setter inne fra vinkel likning

$$a = \frac{0,1972}{\Delta l} - \frac{15,77}{\Delta l^2}$$

Likning fra tårn topp

$$\Delta h + 34,5 = a * (95 + \Delta l)^2$$

Setter inn a

$$\Delta h + 34,5 = \left(\frac{0,1972}{\Delta l} - \frac{15,77}{\Delta l^2}\right) * (95 + \Delta l)^2$$

Setter inn Δh fra vinkel/pilhøyde

$$0,1972 * \Delta l - 15,77 + 34,5 = \left(\frac{0,1972}{\Delta l} - \frac{15,77}{\Delta l^2}\right) * (95 + \Delta l)^2$$

Ordner og setter 0 på en side

$$0 = 2,968 * \Delta l^2 - 1216,57 * \Delta l - 142324,25$$

Løser andregradslikningen med:

$$\Delta l = \frac{-b \mp \sqrt{b^2 - 4 * ac}}{2a}$$

$$\Delta l = 515,28$$

Setter inn i vinkel likningen

$$\Delta h = 0,1972 * 515,28 - 15,77 = 85,84$$

Total pilhøyde:

$$p = \Delta h + 34,5 = 120,34$$

Total lengde av halve parable

$$l = \Delta l + 95 = 610,28$$

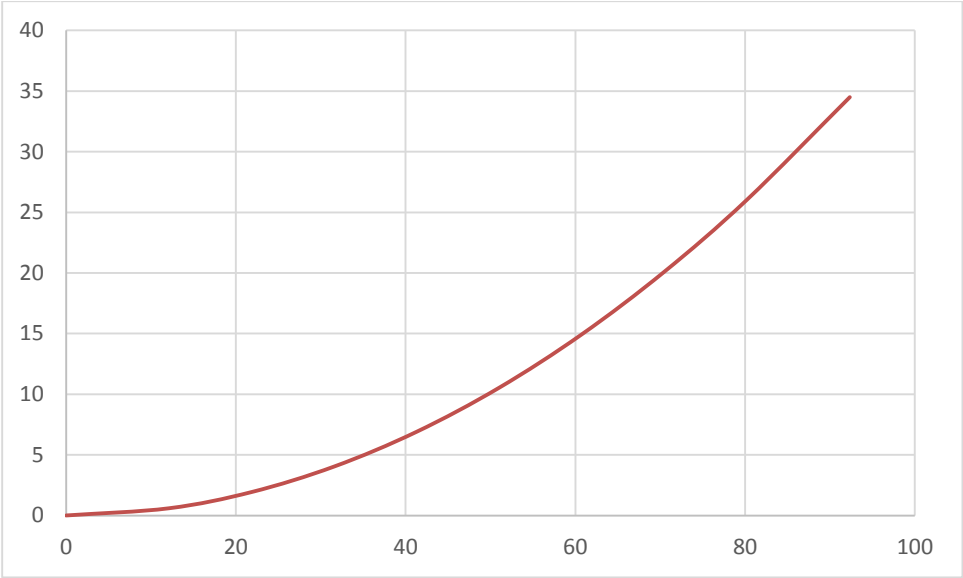
Konstanten i andregradslikningen:

$$a = \frac{\Delta h}{\Delta l^2} = 3,233 * 10^{-4}$$

Koordinatene til hovedkable sidespenn

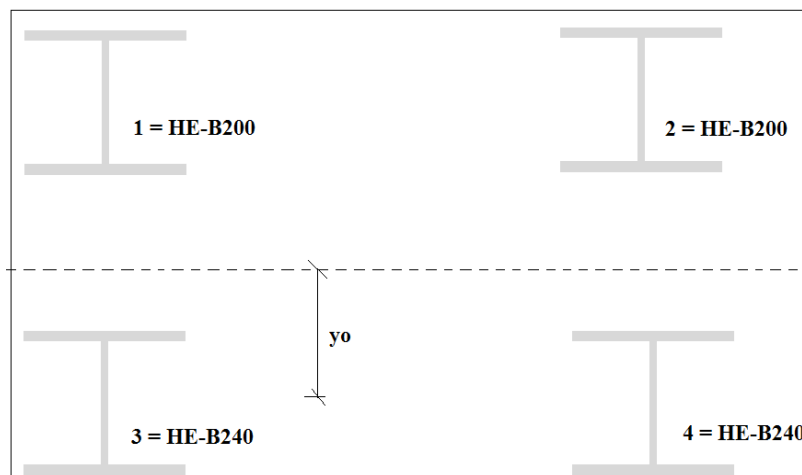
topp	34,5
lengde	92,34

y=a*x^2	
a	0,00404613
x	y
0	0
12,15	0,59729917
21,87	1,93524931
31,59	4,03774238
41,31	6,90477839
51,03	10,5363573
60,75	14,9324792
70,47	20,093144
80,19	26,0183518
92,34	34,5



Vedlegg C

Arealmoment



1, 2 = HE-B 200

3, 4 = HE-B 240

$$A_{12} := 7.81 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{34} := 10.6 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$y_{12} := 3000 \text{ mm}$$

$$y_{34} := 0 \text{ mm}$$

$$I_{12} := 57 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

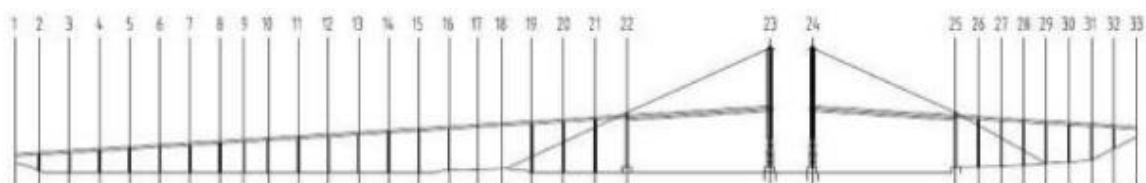
$$I_{34} := 112.610^6 \text{ mm}^4$$

Steiners formel

$$I_{x0} := \left[I_{12} + A_{12} (y_{12} - y_0)^2 \right] \cdot 2 + \left[I_{34} + A_{34} (y_0 - y_{34})^2 \right] \cdot 2 = 8.128 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

Vedlegg D

Foto av skadene



Figur 1 Aksenummerering

Bilder fra inspeksjon



Figur 2 Tjeldsundbrua



Figur 4 Utfellig, undersiden dekke ved akse 24



Figur 3 Feste av overgurt inn mot tårn akse 24



Figur 5 Frilagt armering undersiden dekke, ved akse 24



Figur 6 Krakeleringer undersiden dekke ved akse 24



Figur 7 Rust ved overgang til betong, undersiden dekke ved akse 24



Figur 8 Maligavskalling og rust i overgurt ved akse 24



Figur 9 Krakelering nordre tårnsøyle akse 24. Krakelering mot vest



Figur 10 Riss, nordre tårnsøyle akse 24, mot sør



Figur 11 Betongavskalling og armeringskorrosjon, akse 24 søndre tårnsøyle, mot øst



Figur 13 Krakelering søndre tårnsøyle, akse 24 mot nord



Figur 12 Betongavskalling og armeringskorrosjon, akse 24 søndre tårnsøyle, mot øst (samme som figur 10)



Figur 14 Undergurt har skadet betong, dette er ved akse 24 søndre tårnsøyle mot vest. Men er gjort tiltak i fagverket ved



Figur 15 Riss søndre pilar akse 3 mot sør



Figur 16 Riss søndre pilar akse 3 mot sør



Figur 17 Riss i dekke mot sør mellom akse 3 og 4



Figur 18 Riss i dekke mot sør mellom akse 3 og 4 (samme som figur 17)



Figur 19 Riss i dekke mot sør, ved pilar akse 4



Figur 20 Riss pilar akse 4 mot sør



Figur 21 Krakelering akse 4, mot øst



Figur 23 Betongavskalling og korrosjon i dekke, ved akse 1 mot sør



Figur 22 Søndrepilar akse 5 mot vest



Figur 24 Krakelering nordre pilar nede på akse 2 mot nord



Figur 25 Krakelering nordrepilar akse 3 mot nord



Figur 26 Riss og krakelering akse 3



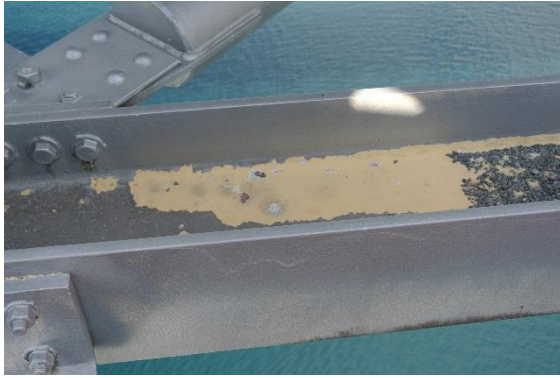
Figur 27 Riss i nedre akse 3 søndre søyle mot sør



Figur 28 Utfellingene ned på akse 3 søndrepilar mot sør



Figur 29 Vertikale riss i dekke midt mellom akse 3 og 4.



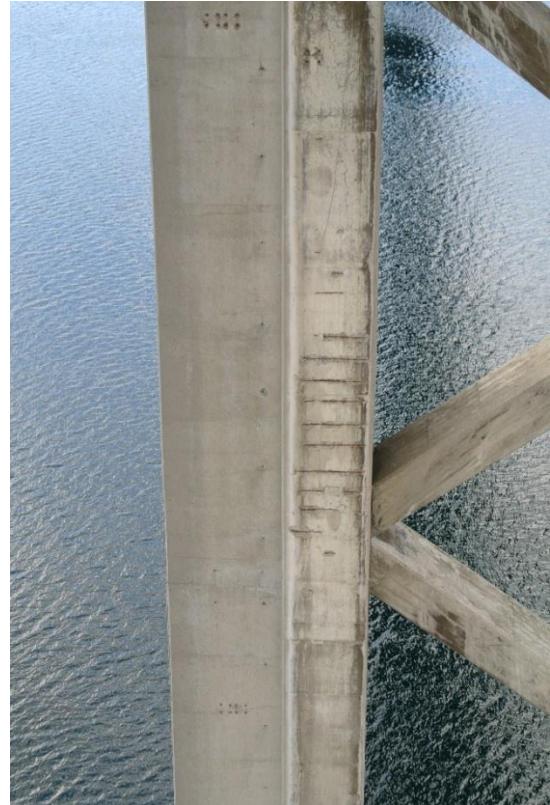
Figur 30 Malingavskalling i søndre undergurt i hovedspennet



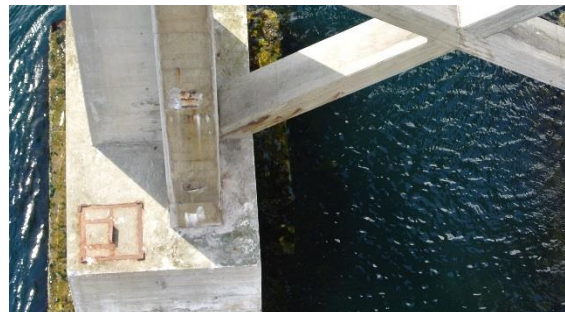
Figur 31 Rust i innside av søndre overgurt i hovedspennet



Figur 32 Korrosjon på hovedkabel ved hengestangfeste



Figur 33 Betongavskalling og armeringskorrosjon, søndre tårnsøyle akse 24 mot øst



Figur 34 Korrosjon og utfelling søndre tårnsøyle akse 24 mot øst



Figur 35 Krakelering fundament akse 25 mot vest



Figur 38 Riss akse 26 nordre pilar mot sør



Figur 36 Krakelering i vindkryss akse 25



Figur 37 Riss i kabelforankring i øst



Figur 39 Utfellinger i kabelforankring i øst, mot nord

Vedlegg E

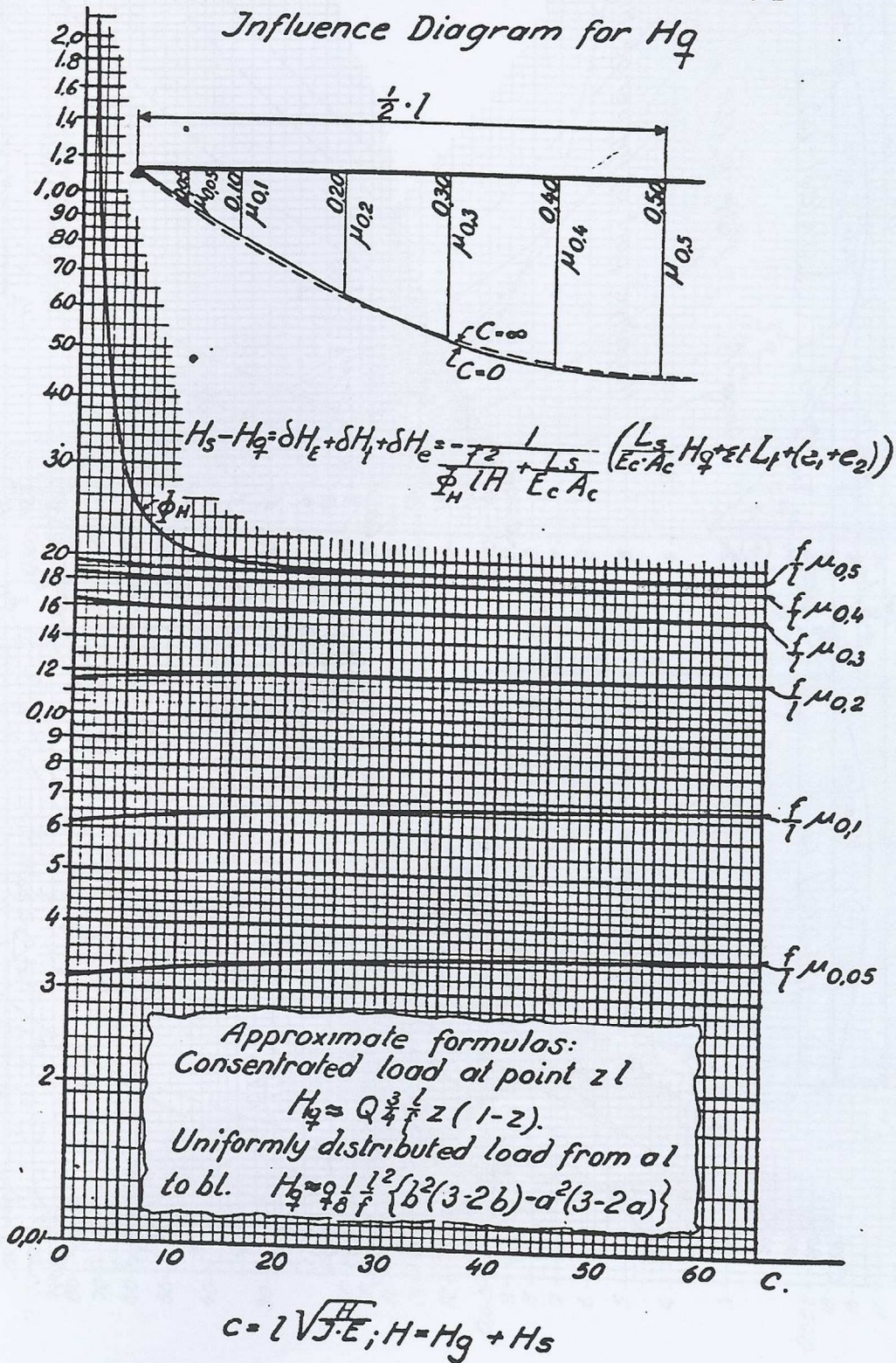
Selbergs influensdiagrammer til håndberegninger av hengebro

8 Appendix

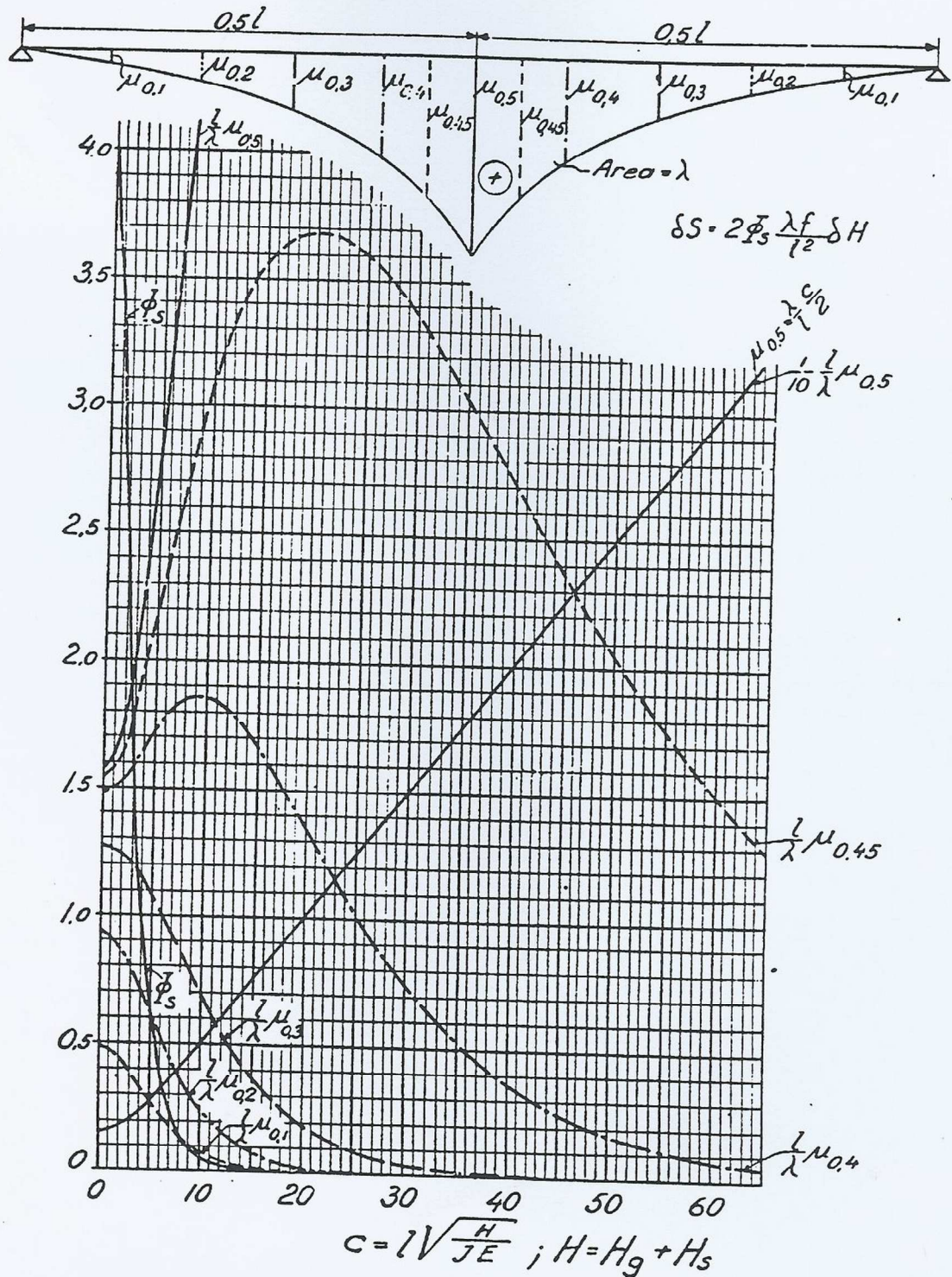
Nomogram ur Selberg [15]

D. K. N. V. S. Skrifter 1945. 1

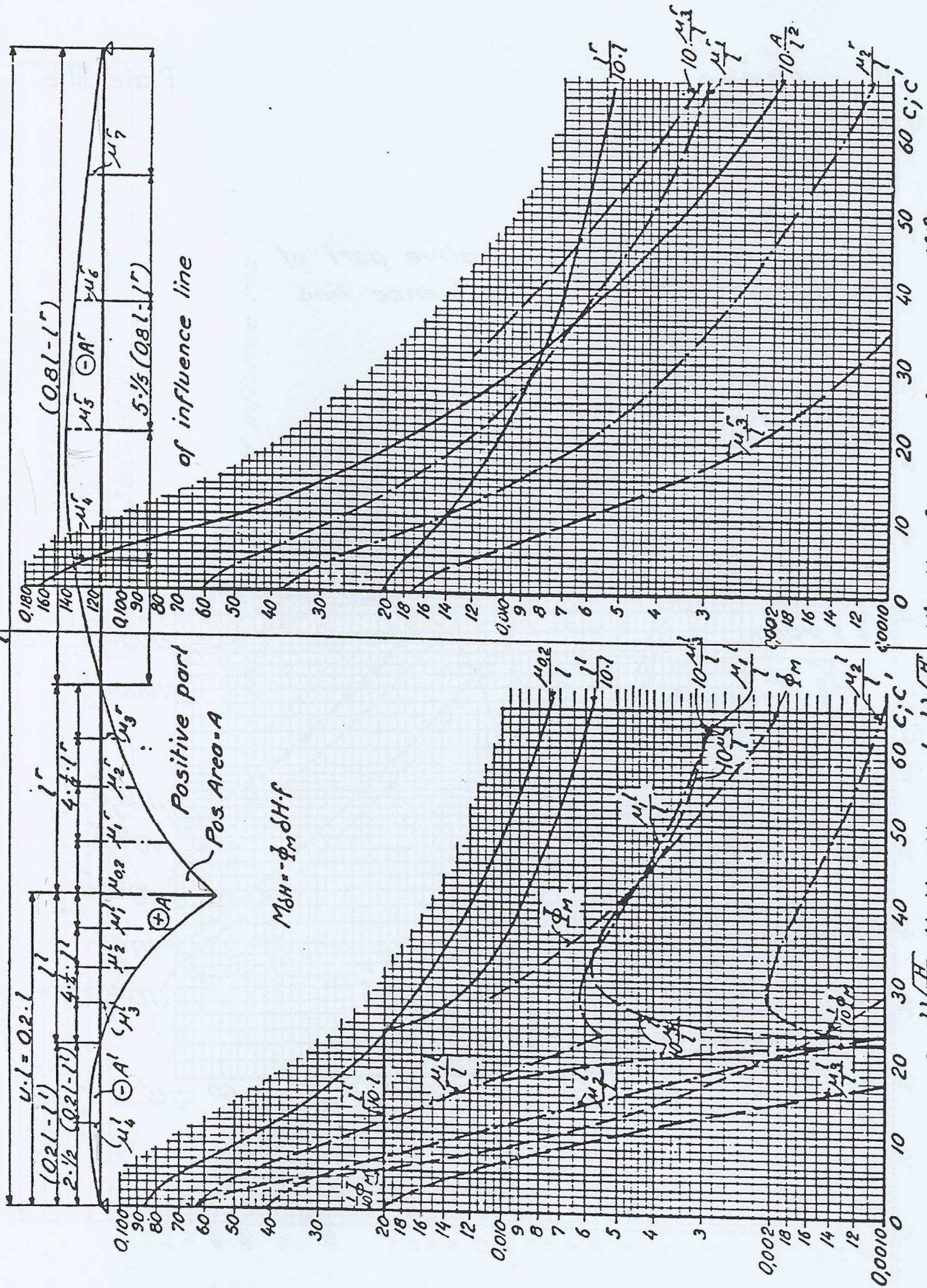
Plate I



Influence Diagram for Hanger Force S at Point $u_l=0.5l$



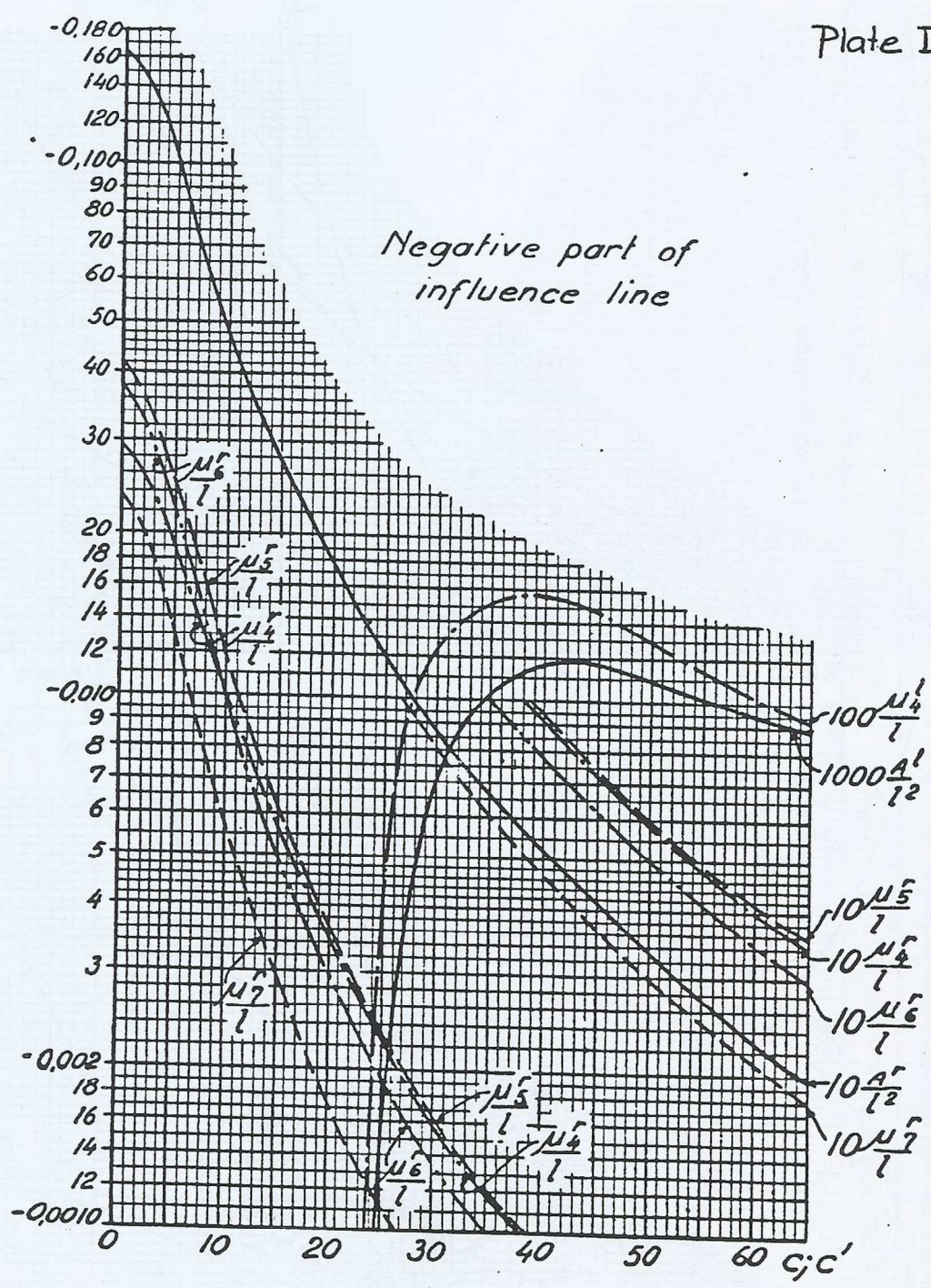
Influence Diagram for Moment at Point $u.l = 0.2.l$



Positive part
Pos. Area = A

$$M_{DH} = -\phi_m \delta H \cdot f$$

$$c = l\sqrt{\frac{H}{J \cdot E}}; H = H_g + H_s \quad c' = l\sqrt{\frac{H'}{J \cdot E}}; H' = H \cdot \sec^2 \phi_u + 0.2 = 1 + 6(f)^2$$

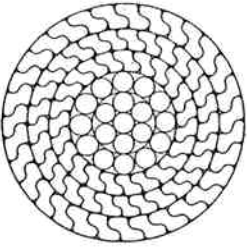
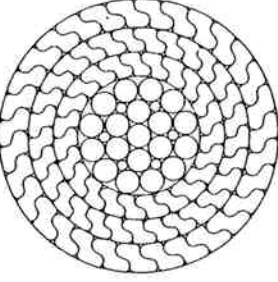


Vedlegg F

Kabelkatalog

THYSSEN-DRAHTSEILE aus Stahldrähten

Vollverschlossenes Spiralseil Ausführung C

<p>Konstruktion VVS-C</p>  <p>Runddrahtkern in Gegen- oder Kreuzverseilung</p>  <p>Runddrahtkern in Parallel- oder Verbundverseilung</p> <p>Beispiele</p>	International Füllfaktor: $C_2 = 0,6832$ Verseilfaktor: $K_2 = 0,6285$ Massenfaktor: $W_2 = 0,5806-0,6101$	Deutsch $f_2 = 0,8700$ $k_2 = 0,9200$ $w_2 = 0,8500-8930$	Werk-Norm 01 000 73
	<p>Beschreibung</p> Runddrahtkern 3 und mehr Lagen Formdrähte	<p>Anwendungsgebiete / Anwendung</p> z. B. Brückenbau: Tragseile Hängerseile Baggerbau: Tragseile für Ausleger (Abspannseile) Mastbau: Abspannseile Seilbahnen: Tragseile für Personenseilbahnen Tragseile für Materialseilbahnen Tragseile für Kabelkrane Bergbau: Führungsseile Kühltürme: Ankerseile Speichenseile Netzseile Netzwerke: Tragseile Spannseile Erdbau: Stahlkabelanker für Spundwände Offshore: Abspannseile	

Seil-Nenn Durchmesser		1) Längengewicht ca.		Metall-Querschnitt	Rechnerische Bruchkraft des Seiles bei einer mittleren Nennfestigkeit des Einzeldrahtes von			Mindestbruchkraft des Seiles bei einer mittleren Nennfestigkeit des Einzeldrahtes von		
		blank	dick-verzinkt		1370 N/mm ²	1470 N/mm ²	1570 N/mm ²	1370 N/mm ²	1470 N/mm ²	1570 N/mm ²
mm	Zoll	kg/m	kg/m	mm ²	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
40		9,29	9,76	1090	1500	1610	1720	1380	1480	1580
41		9,76	10,3	1150	1570	1690	1800	1450	1550	1660
42	1 5/8	10,2	10,8	1210	1650	1770	1890	1520	1630	1740
43		10,7	11,3	1260	1730	1860	1980	1590	1710	1820
44		11,2	11,8	1320	1810	1940	2080	1670	1790	1910
45	1 3/4	11,8	12,4	1380	1900	2030	2170	1740	1870	2000
46		12,3	12,9	1450	1980	2130	2270	1820	1960	2090
47		12,8	13,5	1510	2070	2220	2370	1900	2040	2180
48	1 7/8	13,4	14,1	1570	2160	2310	2470	1980	2130	2270
49		13,9	14,7	1640	2250	2410	2580	2070	2220	2370
50		14,5	15,3	1710	2340	2510	2680	2150	2310	2470
51	2	15,3	16,1	1800	2460	2640	2820	2270	2430	2600
52		15,9	16,7	1870	2560	2750	2930	2360	2530	2700
53		16,5	17,3	1940	2660	2850	3050	2450	2630	2800
54	2 1/8	17,1	18,0	2020	2760	2960	3160	2540	2730	2910
55		17,8	18,7	2090	2860	3070	3280	2640	2830	3020
56		18,4	19,4	2170	2970	3190	3400	2730	2930	3130
57	2 1/4	19,1	20,1	2250	3080	3300	3530	2830	3040	3240
58		19,8	20,8	2330	3190	3420	3650	2930	3140	3360
59		20,5	21,5	2410	3300	3540	3780	3030	3250	3480
60	2 3/8	21,1	22,2	2490	3410	3660	3910	3140	3360	3590
61		21,9	23,0	2570	3520	3780	4040	3240	3480	3710
62		22,6	23,7	2660	3640	3910	4170	3350	3590	3840
63		23,3	24,5	2740	3760	4030	4310	3460	3710	3960
64	2 1/2	24,1	25,3	2830	3880	4160	4440	3570	3830	4090
65		24,8	26,1	2920	4000	4290	4580	3680	3950	4220
66		25,6	26,9	3010	4120	4430	4730	3790	4070	4350
67	2 5/8	26,4	27,7	3100	4250	4560	4870	3910	4200	4480
68		27,2	28,5	3200	4380	4700	5020	4030	4320	4620
69		28,0	29,4	3290	4510	4840	5170	4150	4450	4750

1) Bei Konservierung mit Zinkstaubfarbe erhöht sich das Längengewicht um ca. 5%.

Seil- Nenndurchmesser		1) Längen- gewicht ca.		Metall- Quer- schnitt	Rechnerische Bruchkraft des Seiles bei einer mittleren Nennfestigkeit des Einzeldrahtes von			Mindestbruchkraft des Seiles bei einer mittleren Nennfestigkeit des Einzeldrahtes von		
		blank	dick- verzinkt		1370 N/mm ²	1470 N/mm ²	1570 N/mm ²	1370 N/mm ²	1470 N/mm ²	1570 N/mm ²
mm	Zoll	kg/m	kg/m	mm ²	kN	kN	kN	kN	kN	kN
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
70		28,8	30,2	3390	4640	4980	5320	4270	4580	4890
71	2¾	29,6	31,1	3480	4770	5120	5470	4390	4710	5030
72		30,5	32,0	3580	4910	5270	5630	4520	4850	5180
73		31,3	32,9	3680	5050	5410	5780	4640	4980	5320
74	2⅞	32,2	33,8	3780	5190	5560	5940	4770	5120	5470
75		33,0	34,7	3890	5330	5710	6100	4900	5260	5620
76		33,9	35,6	3990	5470	5870	6270	5030	5400	5770
77	3	34,8	36,6	4100	5610	6020	6430	5160	5540	5920
78		35,7	37,6	4200	5760	6180	6600	5300	5690	6070
79		36,7	38,5	4310	5910	6340	6770	5440	5830	6230
80	3⅛	37,6	39,5	4420	6060	6500	6940	5580	5980	6390
81		38,5	40,5	4530	6210	6670	7120	5720	6130	6550
82		39,5	41,5	4650	6370	6830	7300	5860	6290	6710
83	3¼	40,5	42,5	4760	6520	7000	7480	6000	6440	6880
84		41,5	43,5	4880	6680	7170	7660	6150	6600	7040
85		42,4	44,6	4990	6840	7340	7840	6290	6750	7210
86		43,4	45,6	5110	7000	7510	8030	6440	6910	7380
87	3⅜	44,5	46,7	5230	7170	7690	8210	6590	7070	7560
88		45,5	47,8	5350	7330	7870	8400	6750	7240	7730
89		46,5	48,9	5470	7500	8050	8600	6900	7400	7910
90	3½	47,6	50,0	5600	7670	8230	8790	7060	7570	8090
91		49,2	51,8	5790	7930	8510	9090	7300	7830	8360
92		50,3	53,0	5920	8110	8700	9290	7460	8000	8550
93		51,4	54,1	6050	8280	8890	9490	7620	8180	8730
94		52,5	55,3	6180	8460	9080	9700	7780	8350	8920
95		53,6	56,5	6310	8640	9270	9900	7950	8530	9110
96	3¾	54,8	57,7	6440	8830	9470	10100	8120	8710	9300
97		55,9	58,9	6580	9010	9670	10300	8290	8890	9500
98		57,1	60,1	6710	9200	9870	10500	8460	9080	9700
99		58,2	61,3	6850	9390	10100	10800	8630	9270	9900
100		59,4	62,6	6990	9580	10300	11000	8810	9450	10100
101		60,6	63,8	7140	9770	10500	11200	8990	9640	10300
102		61,8	65,1	7270	9960	10700	11400	9170	9840	10500
103	4	63,0	66,4	7420	10200	10900	11600	9350	10000	10700
104		64,3	67,7	7560	10400	11100	11900	9530	10200	10900
105		65,5	69,0	7710	10600	11300	12100	9710	10400	11100
106		66,8	70,3	7850	10800	11500	12300	9900	10600	11300
107		68,0	71,6	8000	11000	11800	12600	10100	10800	11600
108		69,3	73,0	8150	11200	12000	12800	10300	11000	11800
109	4¼	70,6	74,3	8300	11400	12200	13000	10500	11200	12000
110		71,9	75,7	8460	11600	12400	13300	10700	11400	12200
111		73,2	77,1	8610	11800	12700	13500	10900	11600	12400
112		74,5	78,5	8770	12000	12900	13800	11100	11900	12700
113		75,9	79,9	8930	12200	13100	14000	11200	12100	12900
114		77,2	81,3	9080	12400	13400	14300	11400	12300	13100
115	4½	78,6	82,7	9240	12700	13600	14500	11700	12500	13400
116		79,9	84,2	9410	12900	13800	14800	11900	12700	13600
117		81,3	85,6	9570	13100	14100	15000	12100	12900	13800
118		82,7	87,1	9730	13300	14300	15300	12300	13200	14100
119		84,1	88,6	9900	13600	14600	15500	12500	13400	14300
120		85,6	90,1	10100	13800	14800	15800	12700	13600	14500
121		87,0	91,6	10200	14000	15000	16100	12900	13800	14800
122	4¾	88,4	93,1	10400	14300	15300	16300	13100	14100	15000
123		89,9	94,6	10600	14500	15500	16600	13300	14300	15300
124		91,4	96,2	10700	14700	15800	16900	13500	14500	15500
125		92,8	97,8	10900	15000	16100	17100	13800	14800	15800

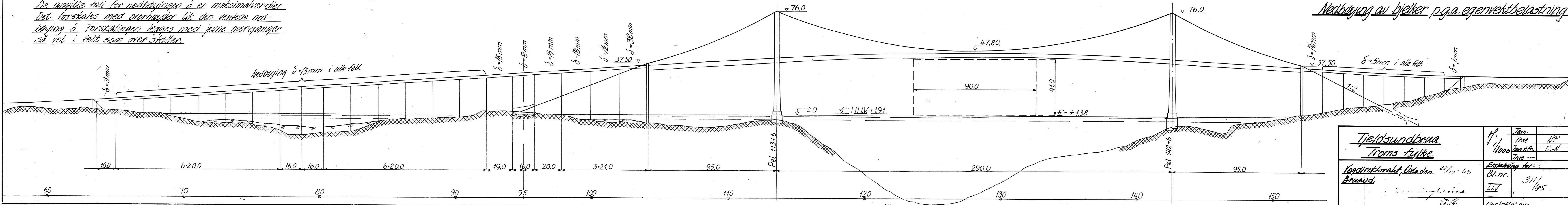
1) Bei Konservierung mit Zinkstaubfarbe erhöht sich das Längengewicht um ca. 5%.

Vedlegg G

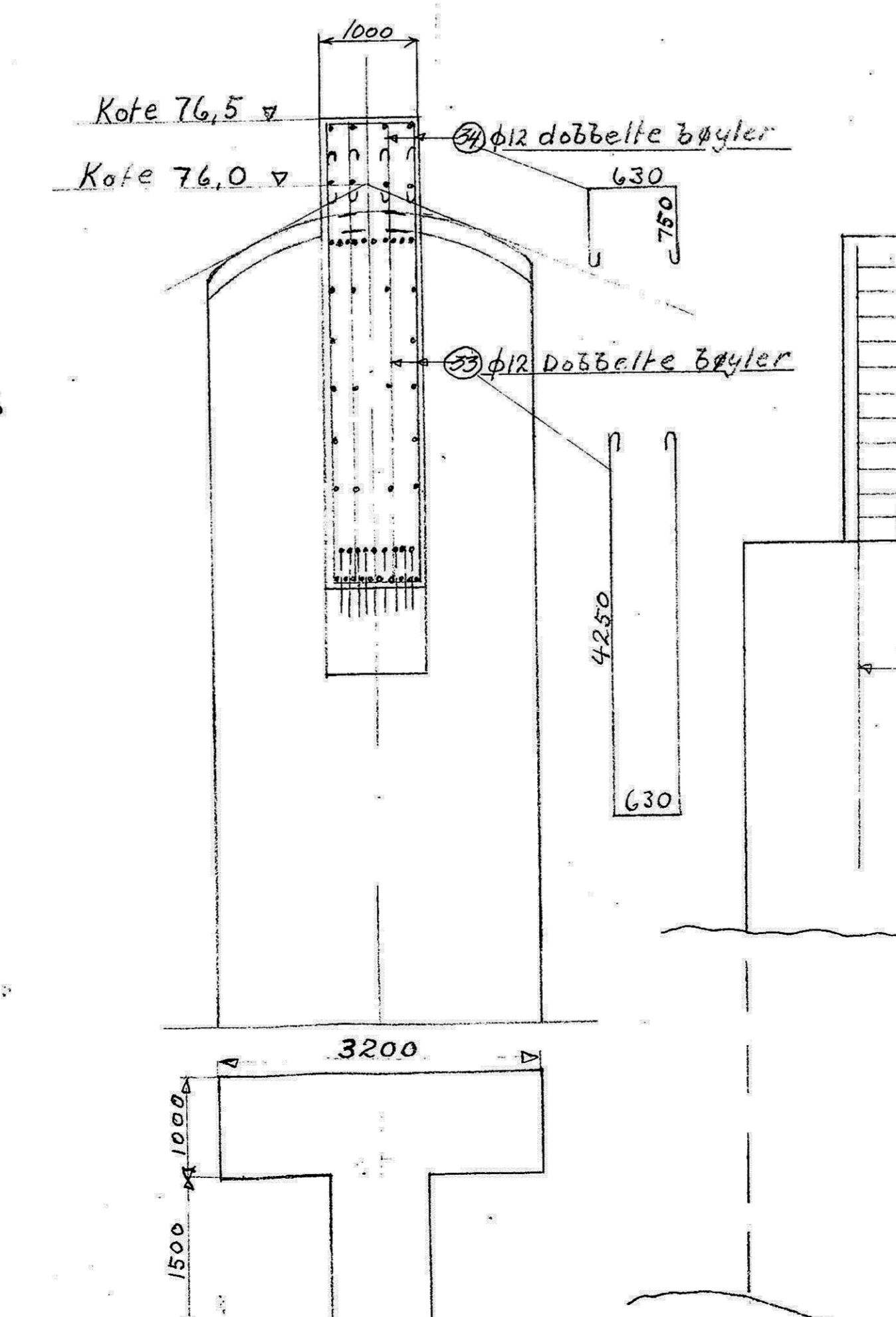
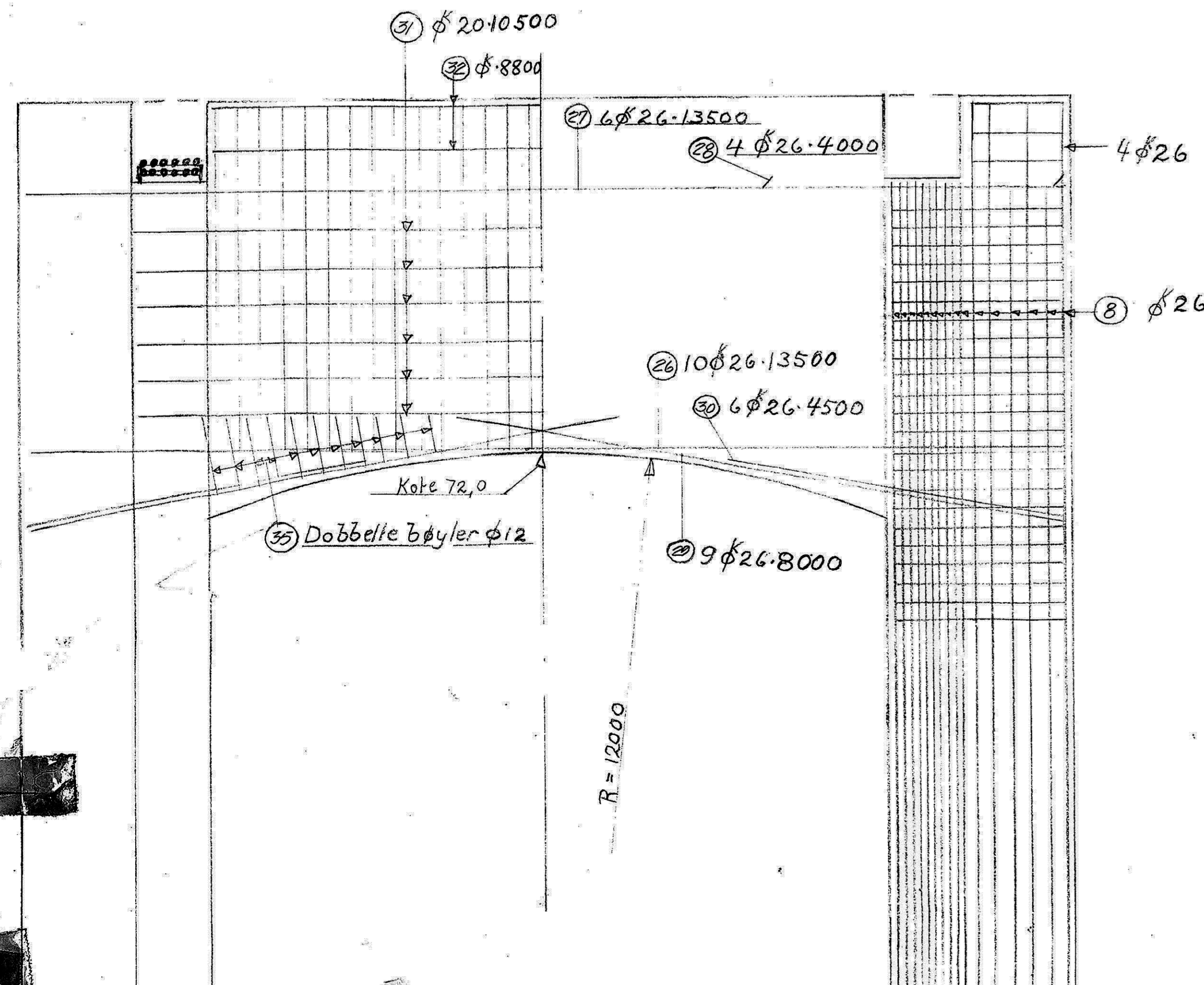
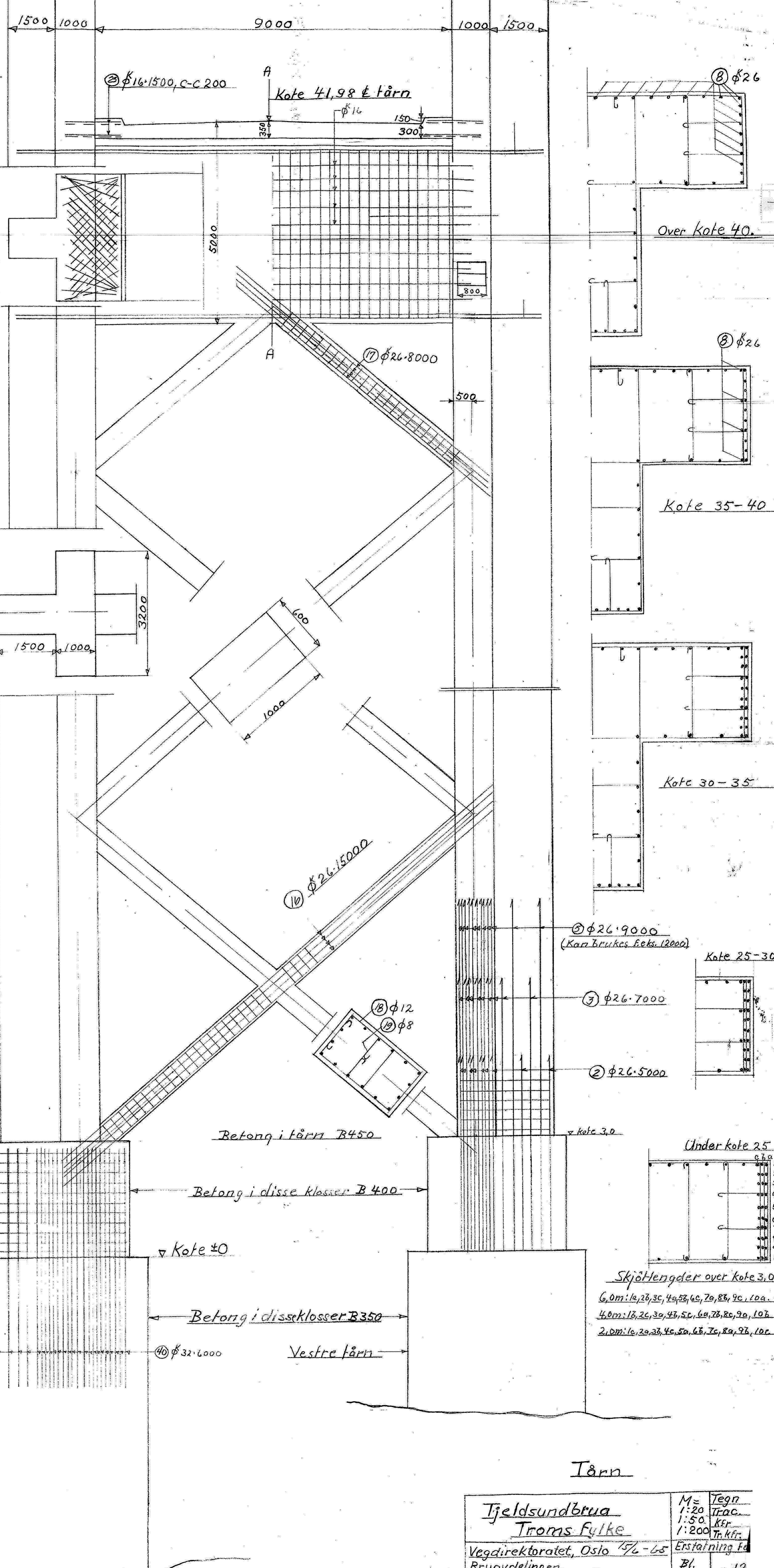
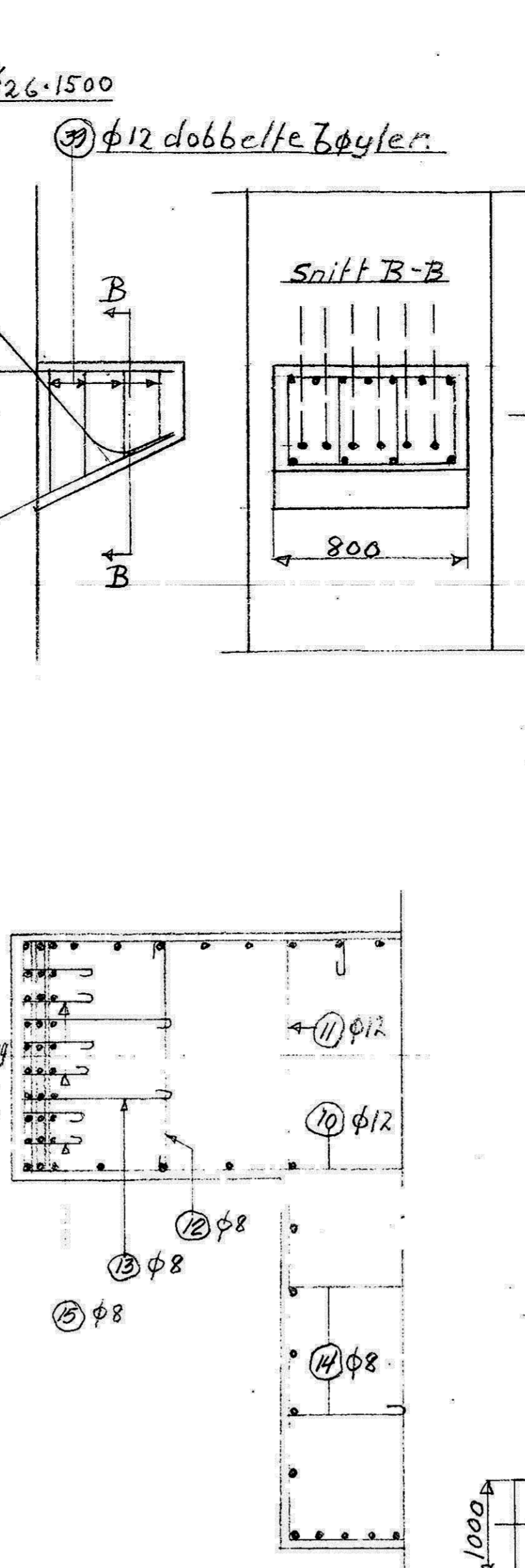
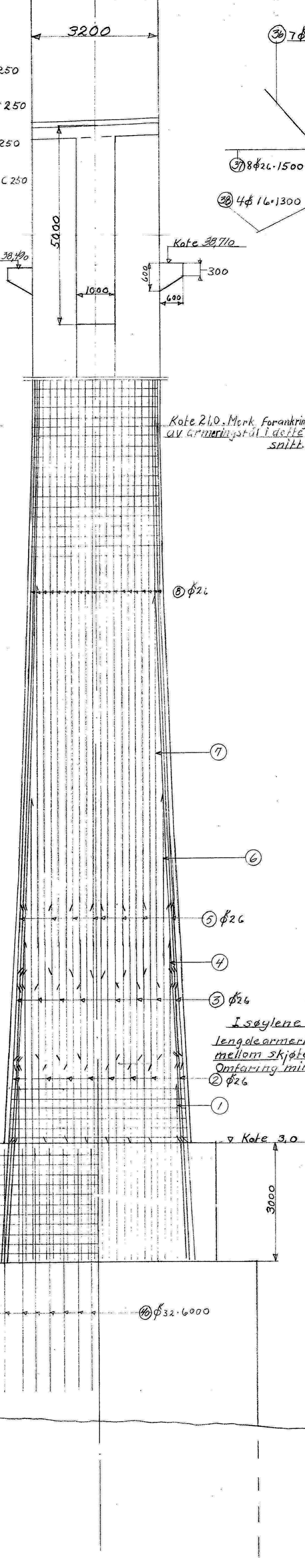
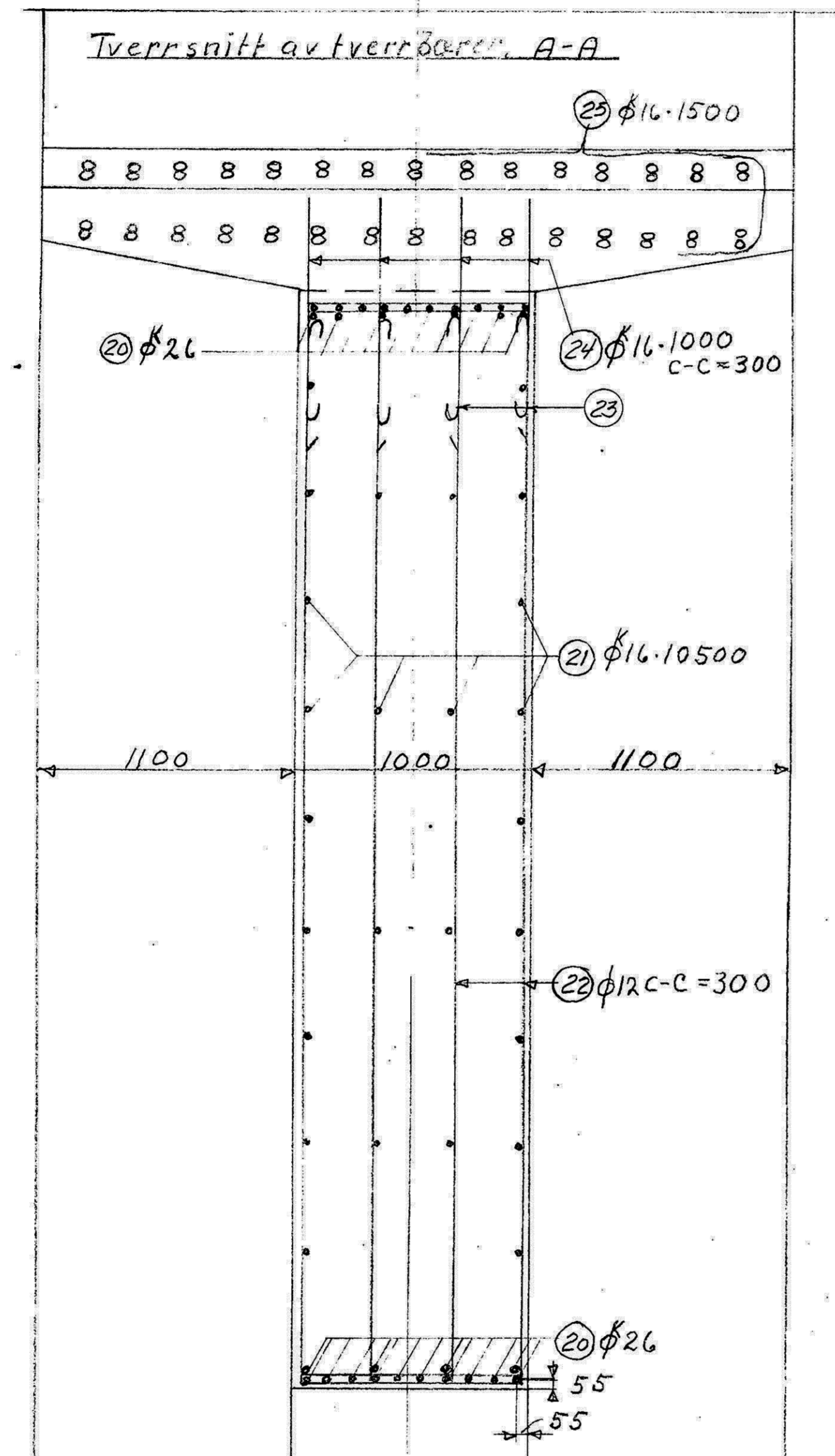
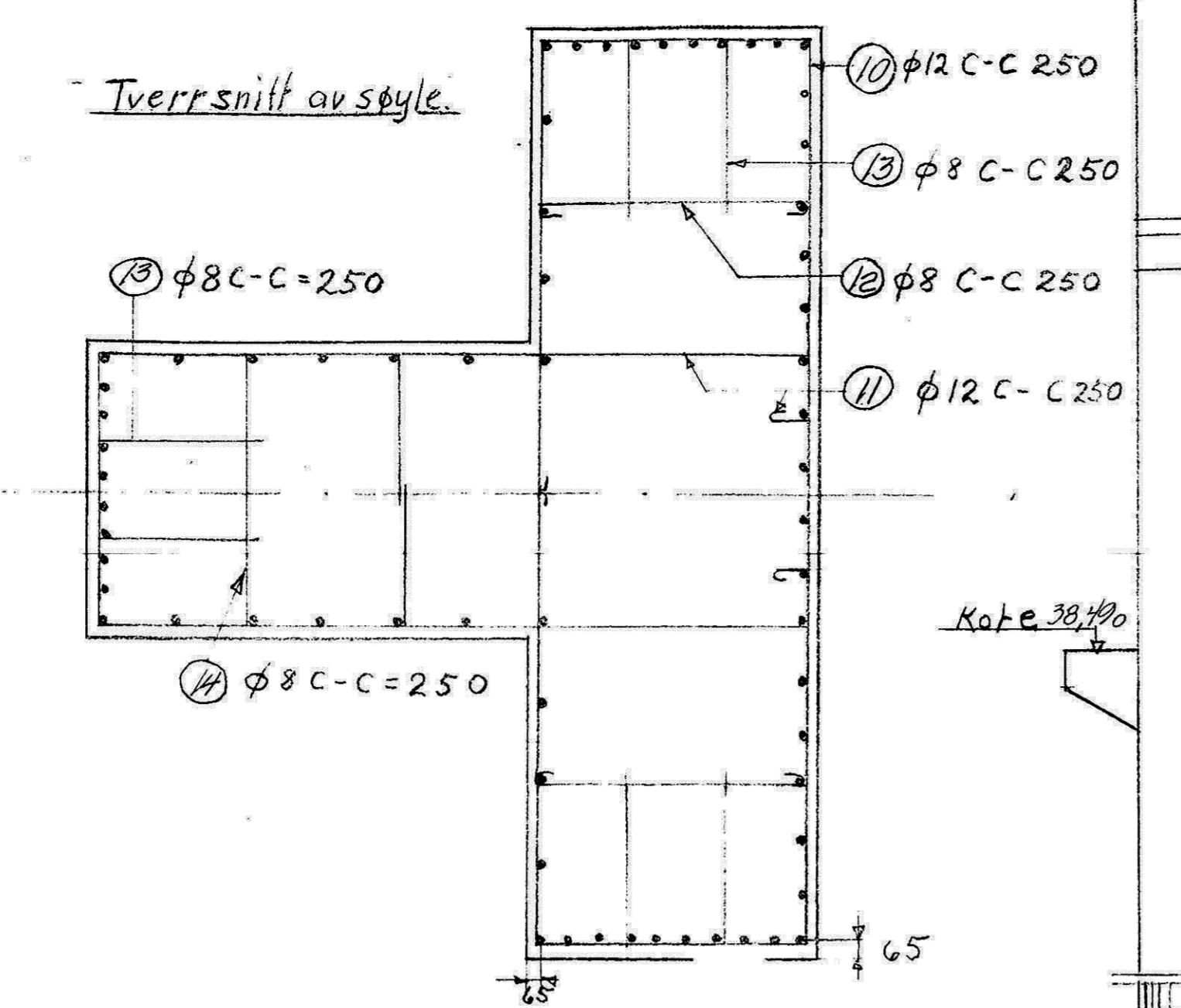
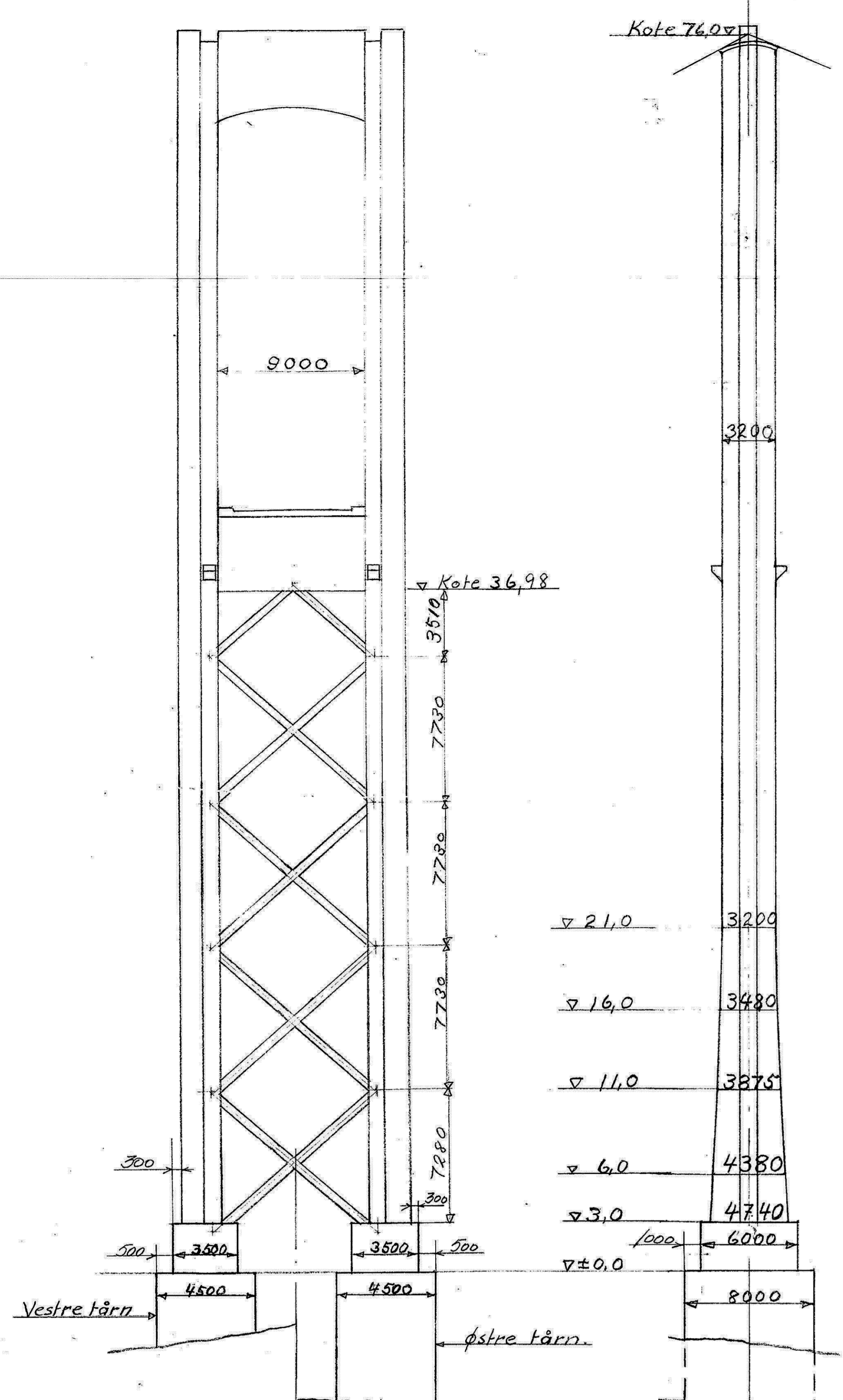
Tegninger av broen

De angitte tall for nedbøyningen δ er maksimalverdier.
 Det forstales med overhøyder lik den ventede nedbøyning δ . Forstalingen legges med jerne overganger så vel i felt som over støtter.

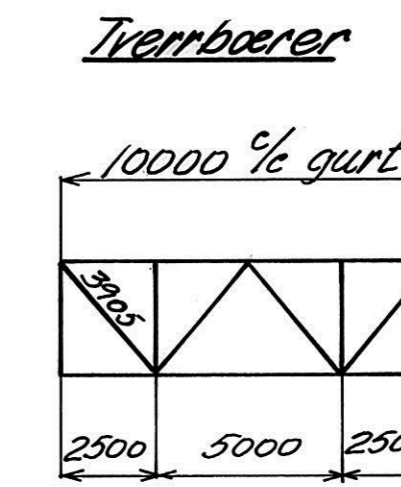
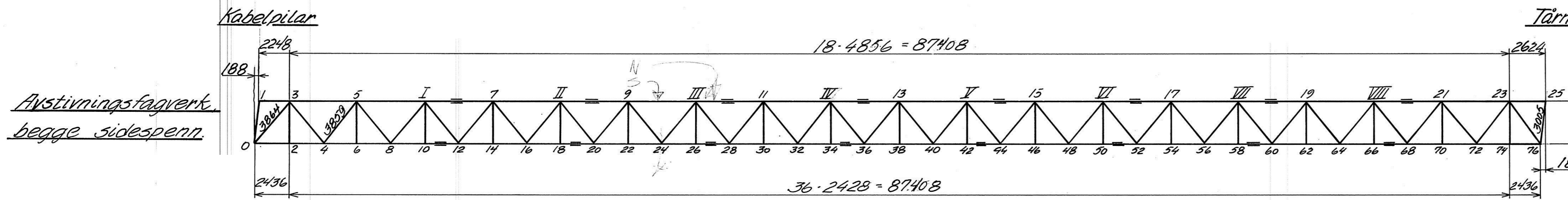
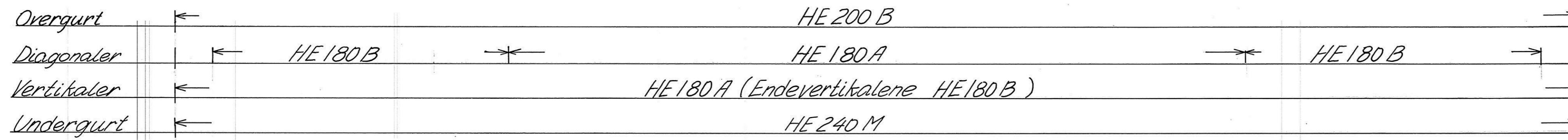
Nedbøyning av bjelker p.g.a. egenvektbelastning



Tjeldsundbrua Troms fylke		H. 1/1000	Teg. Trac. NP
		Vegdirektorat, Oslo den 22/10-65	Teg. kfr. P.B. Trac. --
Bruard.		Bl.nr. LXV	311/65
Erskattet av:		T.S.	

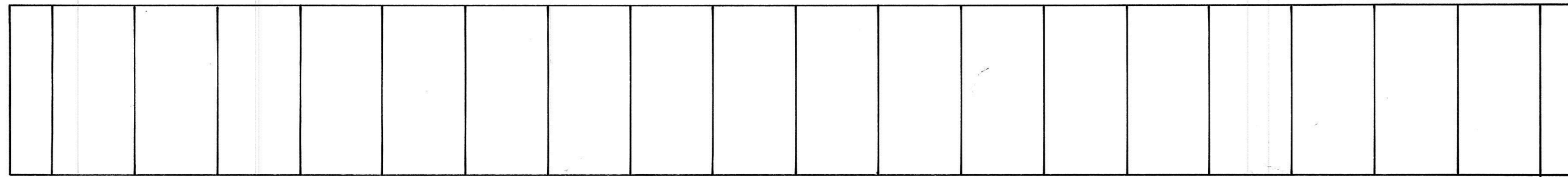


Tjeldsundbrua		M = Tegning
Trondelag fylke		1:20 Trac.
Vegdirektoratet, Oslo 196-65		1:50 Kf.
Bruvædelingen		1:200 Tr. Kf.
Erstatning f. d.		B1. 12
Arbeidsgang		II

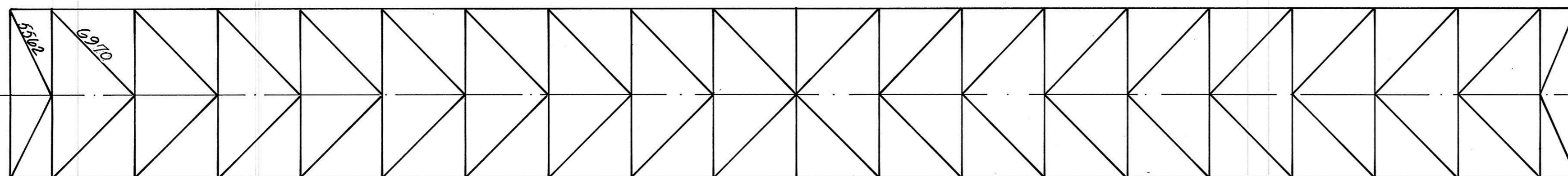


Skjot

Overgurt



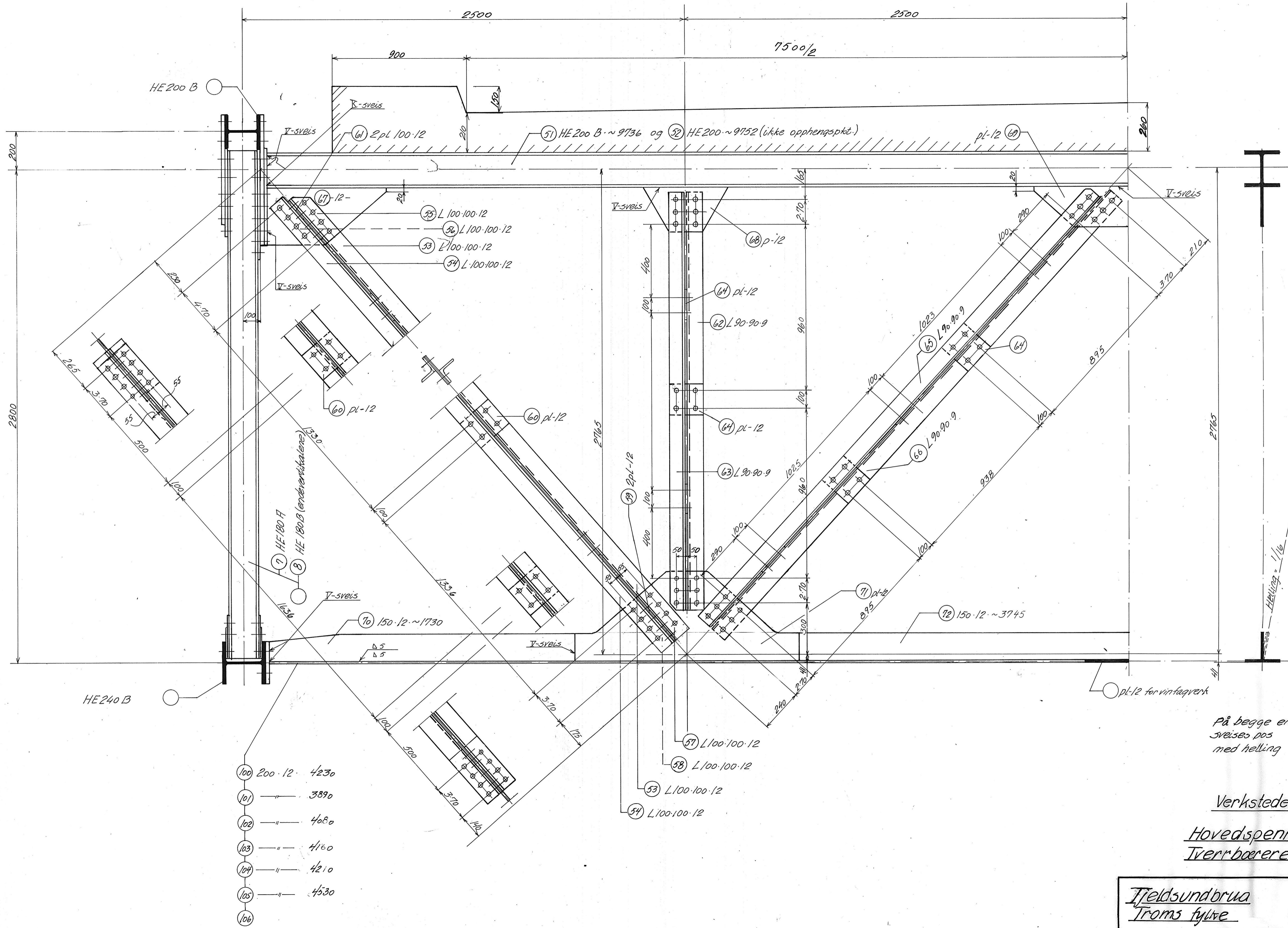
Undergurt



Fagverket legges ut rettlinjet i verkstedet.

Oversikt over fagverk i begge sidespenn.

Tjeldsundbrua Troms fylke	Målestokk	Tegn.	N.P.
	1/200	Trac.	N.P.
Vegdirektoratet, Oslo, 27/1-26 Bruvdelingen	Erstating for:	Bl.nr.	347/64
		XLIV	
	Erstattet av:		



På begge endetrembærere
sveises pos
med helling 1/16.

Verkstedets tegninger.

Hovedspenn
Tverrbærere

Tjeldsundbrua		Målestokk	Tegn.	NP
Troms fylke		1/10	Trac.	NP
			Kfr.	RL
Regdirektoratet, Oslo		Erstalling for:		
Bruvdelingen		Bl.nr.	341 / 64	
		XXXVIII		
		Erstallet av:		

Vedlegg H

Beregninger av hengestangkraft uten vogntoglast

$$g := 75.03 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

egenvekt med rekkverk og belegning

$$p_1 := 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 2 = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

trafikklast jevntfordelt (to kjørefelt)

$$P_1 := 80 \text{kN}$$

trafikklast punkt

$$P_2 := \frac{500 \text{kN} \cdot 2}{16 \text{m}} = 62.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

total vogntoglast

$$p_v := P_2 - p_1 = 50.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

vogntoglast - trafikklast jevntfordelt

$$l := 290 \text{r}$$

Lengde mellom hovedspenn

$$f := 28.02 \text{r}$$

pilhøyde på kabel

$$H_g := g \cdot \frac{l^2}{8 \cdot f} = 2.815 \times 10^7 \cdot \text{N}$$

Egenlast

$$z := 0.4$$

Last plassering

$$H_p := \frac{p_1 \cdot l^2}{8 \cdot f} = 4.502 \times 10^6 \cdot \text{N}$$

trafikklast jevntfordelt

vedlegg E

$$H_p := P_1 \cdot \frac{3}{4} \cdot \frac{1}{f} \cdot z \cdot z = 1.552 \times 10^5 \cdot \text{N}$$

Trafikklast punktlast

Kraft i hengestenger

$$\lambda := 2.4.86r$$

Avstanden mellomhengestengene

$$g_2 := g - 9.06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Egenvekt minus vekt av kabler

$$S_g := g_2 \cdot \lambda = 641.228 \text{ kN}$$

Egenvektens bidrag til kraften i hengestengene

Trafikk

$$\overset{\text{ww}}{H} := H_g + H_p + H_P = 3.281 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$E := 2.1 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

vedlegg C

$$I := 8.12810^{10} \text{ mm}^4$$

$$\overset{\text{ww}}{c} := 1 \cdot \sqrt{\frac{H}{E \cdot I}} = 12.714$$

$$\mu_{05} := \frac{\lambda \cdot c}{1.2} = 0.213$$

punktlast i 0,5L og jevntfordelt på resten av området mellom hengestengene.

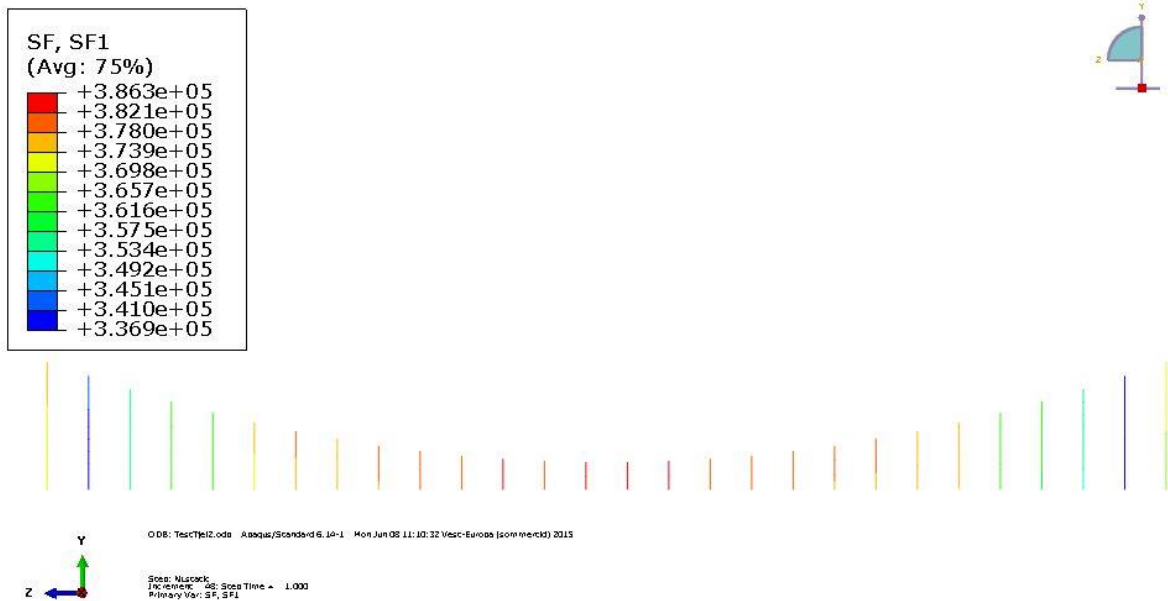
$$S_p := P_1 \cdot \mu_{05} + p_1 \cdot \lambda = 133.685 \text{ kN}$$

$$\overset{\text{ww}}{S} := S_g + S_p = 774.914 \text{ kN}$$

to hengestenger uten lastfaktor

$$S_1 := \frac{S}{2} = 3.875 \times 10^5 \text{ N}$$

en hengestang uten lastfaktor



Figur 1 Kraft i hengestenger uten vogntoglast

Sammenlikning av kraft i hengestenger uten vogntoglast fra håndberegninger og Abaqus.

	Verdi
Hengestangkraft i håndberegninger	$3,875 \cdot 10^5$ N
Hengestang kraft fra Abaqus	$3,863 \cdot 10^5$ N
Sammenlikning	1,003