

Beregning av fritt frambyggbru med alkalireaksjoner

Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av
Tromsøbrua

Eirik Sandnes
Lars Marius Brovold Skaug

Master i Bygg- og miljøteknikk
Innlevert: juni 2017
Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 9. juni 2017	ANTALL SIDER: 180 + 140 vedlegg
------------------------------------	-----------------------	------------------------------------

TITTEL:

Beregning av fritt frambyggbru med alkalireaksjoner

Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av Tromsøbrua

Analysis of cantilever bridge affected by alkali-silica reactions

UTFØRT AV:

Eirik Sandnes
Lars Marius Brovold Skaug



Det registreres stadig flere brukonstruksjoner fra 1950- og 1960-tallet som har tegn til alkalireaksjoner. Dette er en langsom prosess som fører til en volumøkning av betongen, og som i tillegg kan lede til opprissing og følgeskader. Tromsøbrua ble i 1960 Norges første fritt frambyggbru, med et hovedspenn på 80 meter. Det tas i oppgaven utgangspunkt i Statens vegvesens håndbøker, i tillegg til tidligere standard NS 3473. Oppgaven begrenses til den spennarmerte hovedseksjonen, og er modellert i NovaFrame. Resultatene er verifisert, kapasiteten kontrollert i bruddgrensetilstanden, og spenningene er beregnet i bruksgrensetilstanden.

Tilstandsbeskrivelsen baserer seg på egen befaringsrapport, og inspeksjonsrapporter med kloridinnhold, rissvidder og ekspansjonsmålinger. Strukturanalysene viser tegn til alkali-silika reaksjoner i overbygningen, men mest for søylene. Alkaligjelen farger krakeleringsrissene, og søylene ser mer opprisset ut enn de faktisk er. For viaduktene er det registrert flere vertikale riss og krakelering av brubjelken. Til sammenligning er det stort sett horisontale riss i hovedseksjonen. Dette har sammenheng med trykkspenningene, og kan bekrefte at ekspansjonen da vil gå på tvers av spenningene i stedet. Målinger viser at ekspansjonen for overbygningen kan antas å være under 0,5 ‰.

I bruddgrense er kapasiteten tilstrekkelig etter Bk10/50. Utnyttelsesgraden for momentet i hovedfelt og over støtte, er henholdsvis 97 % og 94 %. Dette tilsier at det kan være en utfordring dersom bruksklasse skal økes til Bk10/60, eller ved legging av membran. I tverretning er kapasiteten gjennomgående god, men for skjærstrekk overskrides den med 23 %. Det er likevel kjent at dette ofte forekommer ved valgt beregningsmetode. M-N diagram for søylene viser at kontrollerte lastkombinasjoner er innenfor kapasiteten. Det bør likevel gjøres en grundigere knekkingsanalyse av de slanke søylene, og vindlastenes betydning. Alkalireaksjonene er beregnet og modellert med en antatt 0,5 ‰ ekspansjon. Dette gir tvangsmomenter som kontrolleres. For fritt frambygg vil utnyttelsen reduseres med 5,5 % i felt, men kun økes med 0,3 % ved støtte. For søylene vil alkalireaksjonene ha større betydning for ekspansjoner opp mot, og over 1,0 ‰.

FAGLÆRER: Terje Kanstad, NTNU

VEILEDER(E): Håvard Johansen, Statens vegvesen, og Hans Stemland, SINTEF

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Forord

Denne oppgaven er skrevet som en avslutning på en toårig mastergrad i Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk- og naturvitenskapelige universitet. Fordypningen i prosjektering av betongkonstruksjoner er gjort i samarbeid med Institutt for konstruksjonsteknikk og Statens vegvesen, i løpet av tjue uker våren 2017. Beregning av fritt frambyggbruer er omfattende, og tar for seg mange emner innen betongfaget. Valg av oppgave er også basert på egen interesse for spennbetong og eksisterende brukonstruksjoner. Det innebærer både betongdimensjonering, historie, tilstandsvurdering og en praktisk tilnærming til faget. Det har også vært spesielt spennende å jobbe med et såpass ikonisk byggverk som Tromsøbrua, som var Norges første fritt frambyggbru, og er sammen med Ishavskatedralen et kjennetegn for byen.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår hovedveileder, professor Terje Kanstad, for hans engasjement og bistand gjennom hele oppgaveskrivingen. Dette gjelder også vår medveileder Håvard Johansen i Statens vegvesen, som har bidratt med nyttige råd og innspill. Vi vil også vise vår takknemlighet til Hans Stemland i SINTEF og Eva Rodum i Statens vegvesen, for veiledning og gode diskusjoner vedrørende alkalireaksjoner.

En takk går også til Aas-Jakobsen for lisens til NovaFrame, og hyggelige ansatte som tok oss godt i mot da vi fikk kikke i hovedarkivet. Spesielt takk til Sturla Rambjør for nyttige tilbakemeldinger angående fritt frambyggbruer. Det samme gjelder Kristian Lauknes i Staten vegvesen, som tok oss med på befarings og ga oss mye informasjon om bruas tilstand.

Trondheim, 9. juni 2017

Eirik Sandnes,

Lars Marius Brovold Skaug

Sammendrag

Det registreres stadig flere brukonstruksjoner fra 1950- og 1960-tallet som har tegn til alkalireaksjoner. Dette er en langsom prosess som fører til en volumøkning av betongen, og som i tillegg kan lede til opprissing og følgeskader. Tromsøbrua ble i 1960 Norges første fritt frambyggbru, med et hovedspenn på 80 meter. Det tas i oppgaven utgangspunkt i Statens vegvesens håndbøker, i tillegg til tidligere standard NS 3473. Oppgaven begrenses til den spennarmerte hovedseksjonen, og er modellert i NovaFrame. Resultatene er verifisert, kapasiteten kontrollert i bruddgrensetilstanden, og spenningene er beregnet i bruksgrensetilstanden.

Tilstandsbeskrivelsen baserer seg på egen befaring, og inspeksjonsrapporter med kloridinnhold, rissvidder og ekspansjonmålinger. Strukturanalysene viser tegn til alkali-silika reaksjoner i overbygningen, men mest for søylene. Alkaligelen farger krakeleringssrisserne, og søylene ser mer opprisset ut enn de faktisk er. For viaduktene er det registrert flere vertikale riss og krakelering av brubjelken. Til sammenligning er det stort sett horisontale riss i hovedseksjonen. Dette har sammenheng med trykkspenningene, og kan bekrefte at ekspansjonen da vil gå på tvers av spenningene i stedet. Målinger viser at ekspansjonen for overbygningen kan antas å være under 0,5 ‰.

I bruddgrense er kapasiteten tilstrekkelig etter Bk10/50. Utnyttelsesgraden for momentet i hovedfelt og over støtte, er henholdsvis 97 % og 94 %. Dette tilsier at det kan være en utfordring dersom bruksklasse skal økes til Bk10/60, eller ved legging av membran. I tverretning er kapasiteten gjennomgående god, men for skjærstrekk overskrides den med 23 %. Det er likevel kjent at dette ofte forekommer ved valgt beregningsmetode. M-N diagram for søylene viser at kontrollerte lastkombinasjoner er innenfor kapasiteten. Det bør likevel gjøres en grundigere knekkingsanalyse av de slanke søylene, og vindlastenes betydning. Alkalireaksjonene er beregnet og modellert med en antatt 0,5 ‰ ekspansjon. Dette gir tvangsmomenter som kontrolleres. For fritt frambygg vil utnyttelsen reduseres med 5,5 % i felt, men kun økes med 0,3 % ved støtte. For søylene vil alkalireaksjonene ha større betydning for ekspansjoner opp mot, og over 1,0 ‰.

Nøkkelord: Alkalireaksjoner (ASR), fritt frambygg, eksisterende betongbru, kapasitetskontroll

Abstract

An increasing number of bridges constructed from the 1950s and 60s are showing signs of alkali-silica reactions in Norway. The reaction slowly results in a volume increase of concrete, and may further lead to cracking, reinforcement corrosion and frost deterioration. The first cantilever concrete bridge in Norway was the Tromsø Bridge (1960), with a main span of 80 meters. The thesis follows the guidelines and design rules published by the Norwegian Public Roads Administration, supplemented by the former Norwegian standard NS 3473. A numerical model of the prestressed main section is established in the finite element software, NovaFrame. The obtained results are then verified, controlled for Ultimate Limit State capacities, and Service Limit State stresses.

Furthermore, the state of the bridge is presented. This is based on personal inspection of the bridge, as well as reports of chloride contents, crack widths and measurement of expansion. Microstructural analyses have revealed signs of alkali-silica reactions within the bridge deck, but considerably larger reactions are found in the columns. The reaction gel makes the state of the columns look more troublesome than it actually is. Map cracking and vertical cracks are observed on the bridge beam at the viaducts, while there are mainly horizontal cracks in the prestressed section. This is due to the compression stresses, where expansions will be perpendicular rather than longitudinal to the stresses. Measurements show that expansions in the bridge deck may be assumed less than 0.5 ‰.

The capacity in the Ultimate Limit State is sufficient for Bk10/50. The utilization of moment in the main span is 97 %, and 94 % at the supports. Increasing to Bk10/60 might, therefore, be challenging, as well as adding a bridge deck membrane. The capacity is satisfactory in the transverse direction, even though the shear tension capacity is exceeded by 23 %. This is known to occur for bridge calculations following the chosen method. M-N interaction diagrams for columns show sufficient capacity for the slender columns. A more thorough analysis should still be done, regarding buckling, slenderness and wind loads. Alkali-silica reactions have been evaluated and modeled with an assumed 0.5 ‰ expansion, resulting in secondary moments to be controlled. For the prestressed section, the utilization in the main span is reduced by 0.5 %, while only increased by 0.3 % at the supports. The columns will be more affected by the expansions when 1.0 ‰, or above.

Keywords: Alkali-silica reactions (ASR), existing cantilever bridge, capacity verification

Innhold

Forord	iii
Sammendrag	v
Abstract	vii
Forkortelser	xiii
1 Innledning	1
2 Regelverk	5
2.1 Standarder	6
2.2 Håndbøker	6
2.2.1 Bruprosjektering	6
2.2.2 Bruklassifisering	7
2.2.3 Bruinspeksjon	7
3 Fritt frambyggbruer	9
3.1 Byggetilstand	10
3.2 Ferdigtilstand	11
4 Laster og lastkombinasjoner	15
4.1 Permanente påvirkninger	15
4.1.1 Egenvekt	16
4.1.2 Superegenvekt	16
4.2 Variable påvirkninger	16
4.2.1 Trafikklast	16
4.2.2 Vindlast	20
4.2.3 Termiske påvirkninger	22
4.3 Deformasjonslaster	24
4.3.1 Kryp	24
4.3.2 Svinn	25
4.3.3 Forspenning	26
4.3.4 Tap av spennkraft	26
4.4 Ulykkeslaster	29
4.5 Grensetilstander og lastkombinasjoner	29
4.5.1 Bruddgrensetilstanden	30
4.5.2 Bruksgrensetilstanden	31
5 Bestandighet av betongkonstruksjoner	33
5.1 Nedbrytningsmekanismer	34
5.2 Alkalireaksjoner	35

5.3	Armeringskorrosjon	38
5.3.1	Karbonatisering	38
5.3.2	Kloridinntrenging	39
5.4	Frost	40
6	Beregningsgrunnlag	41
6.1	Bakgrunn	41
6.2	Geometri	43
6.3	Statisk system	44
6.4	Materialer	45
6.4.1	Betong	45
6.4.2	Slakkarmering	47
6.4.3	Spennarmering	47
6.5	Byggehistorikk	49
7	Tilstandsbeskrivelse	53
7.1	Visuell inspeksjon	54
7.2	Kloridmålinger	60
7.3	Rissviddemålinger	64
7.4	Strukturanalyse	66
7.5	Trykkprøving	71
7.6	Ekspansjoner	71
8	Modellering	75
8.1	Materialer	76
8.2	Referanselinjer og akser	76
8.3	Noder og elementer	77
8.4	Randbetingelser	78
8.5	Tverrsnitt	78
8.6	Spennarmering	80
8.7	Byggefaser	82
8.8	Laster	83
8.8.1	Egenlaster	83
8.8.2	Trafikklaster	84
8.8.3	Vindlaster	86
8.8.4	Temperaturlaster	87
8.8.5	Forspenning	88
8.8.6	Svinn	88
8.8.7	Kryp	89
8.9	Lastkombinering	92
9	Verifikasjon	93
9.1	Tverrsnitt	93
9.2	Respons	95
9.3	Kontroll av spennarmeringskrefter	97
10	Resultater	99
10.1	Momentdiagrammer	99
10.1.1	Egenvekt	100
10.1.2	Forspenning	101
10.1.3	Trafikk	102
10.1.4	Kryp	102

10.1.5	Svinn	104
10.1.6	Vind	104
10.1.7	Temperatur	104
10.2	Skjærkraftdiagrammer	107
10.3	Torsjonsmomentdiagram	108
10.4	Aksialkraftdiagram	108
10.5	Lastkombinering	109
10.5.1	Bruddgrensetilstand	109
10.5.2	Bruksgrensetilstand	111
11	Bruddgrensekontroll	113
11.1	Kontroll i lengderetning	114
11.1.1	Effektiv flensbredde	114
11.1.2	Momentkapasitet over støtte	114
11.1.3	Momentkapasitet i hovedfelt	117
11.1.4	Momentkapasitet i sidespenn	118
11.1.5	Skjærkapasitet	119
11.1.6	Torsjonskapasitet	121
11.1.7	Oppsummering	122
11.2	Kontroll i tverretning	123
11.2.1	Last på utkragende bruplate	123
11.2.2	Last på innvendig bruplate	126
11.2.3	Momentkapasitet	129
11.2.4	Skjærkapasitet	130
11.2.5	Oppsummering	132
11.3	Kontroll av søyler	133
11.3.1	Knekk lengde og andre ordens teori	133
11.3.2	Andre ordens eksentrisiteter	136
11.3.3	Dimensjonerende laster	137
11.3.4	Kapasitet M-N-diagram	139
12	Bruksgrensekontroll	145
13	Alkalireaksjoner i bruer	147
13.1	Konstruktive konsekvenser	148
13.1.1	Indre lastvirkning	148
13.1.2	Ytre lastvirkning	149
13.2	Modellering av alkalireaksjoner i NovaFrame	150
13.3	Resultat	151
13.4	Kapasitetsendring	152
13.5	Oppsummering	153
14	Diskusjon	157
15	Konklusjon	161
	Referanser	163
	Vedlegg	
A	Tegningsgrunnlag	

- B Beregning av laster**
- C Verifikasjon av modellen**
- D Kapasitet i lengderetning**
- E Kapasitet i tverretning**
- F Søyleberegninger**
- G Bruksgrensekontroll**
- H Beregning av alkalireaksjoner**

Forkortelser

Tabell 1: Forklaring av relevante forkortelser

	Betydning
AAJ	Aas-Jakobsen
ASR	Alkali-silika reaksjoner
AKR	Alkali-karbonat reaksjoner
Bk	Bruksklasse
EK	Eurokode
EV	Egenvekt
E-modul	Elastisitetsmodul
FFB	Fritt frambygg
G/S-bane	Gang- og sykkelbane
KSR	Kryp, svinn og relaksasjon
M-N diagram	Interaksjonsdiagram for moment og aksialkraft
N400	Håndbok N400 Bruprosjektering
NF	NovaFrame
NS	Norsk Standard
N/S/Ø/V	Nord/Sør/Øst/Vest
OD	Overdekning
PT	Forspenning
R412	Håndbok R412 Bruklassifisering
RH	Relativ fuktighet
SEV	Superegenvekt
SLS	Bruksgrensetilstand
TE	Temperatur
TR	Trafikk
UF	Utnyttelsesgrad
ULS	Bruddgrensetilstand
V441	Håndbok V441 Inspeksjonshåndbok for bruer
v/c	Vann/sement-forhold



Kapittel 1

Innledning

Bakgrunn

Det er i dag flere eksisterende bruer i Norge som er utsatt for alkalireaksjoner. Dette ses spesielt på brukonstruksjoner fra 1950- og 1960-tallet, fordi alkalireaksjonene er en langsom prosess [1]. Disse reaksjonene resulterer i ekspansjon av betongen, og skyldes kjemiske reaksjoner ved en kombinasjon av reaktivt tilslag og alkalier i sementpastaen. Reaksjonene bryter ned betongen, og kan lede til opprissing og følgeskader. Man antok tidligere at dette ikke kom til å få stor betydning for konstruksjoner, men i nyere tid viser undersøkelser betydelige ekspansjoner og rissutvikling. Utvidelser i overbygningen vil kunne gi tilleggsmomenter i søylene, og risiko for fugeklemming. Statens vegvesen er derfor avhengig av å gjøre inspeksjoner for å kartlegge tilstanden til en rekke bruer, og utføre konstruktive vurderinger av skadeomfanget [2].

Mål og omfang

På bakgrunn av dette vil det i denne oppgaven gjennomføres studier av Tromsøbrua fra 1960. Brua forbinder Tromsøya og Tromsdalen, og er aktuell med tanke på skadeomfang grunnet alkalireaksjoner. Den ble prosjektert av Aas-Jakobsen med Dyckerhoff & Widmann AG (DYWIDAG), og tegnet av den anerkjente arkitekten Erling Viksjø. Han mottok

Kapitelfigur 1. Tromsøbrua, 2016 [3]

Betongtavlen i 1963 for arbeidet med Tromsøbrua, som var den første fritt frambyggbrua i Norge med et hovedspenn på 80 meter. Dette er en spennarmert betongkonstruksjon, hvor tverrsnittshøyden varierer over spennvidden og bygges som utkragere. Brua kostet rundt 14,5 millioner kroner da den ble bygget [4]. Til sammenligning er det i dag lagt ut forslag om en ny bru over til Kvaløya, hvor kostnaden er estimert til 1,1 milliard for det ene forslaget, og 1,4 milliard for alternativet [5]. Brulengden og utformingen har store likheter med Tromsøbrua, og en ny Tromsøbru vil derfor kunne antas å koste over 1 milliard.

Oppgaven er tredelt, hvor det første målet er å gjennomføre en kapasitetskontroll og verifikasjon, i henhold til gjeldende regelverk for eksisterende bruer. Det andre målet er å beskrive tilstanden og skadeomfanget basert på rapporter, prøveuttak, og egen befarings. Det siste målet er å gjøre vurderinger av bruas kapasitet knyttet til alkalireaksjoner, og konstruktive konsekvenser av ekspansjon i bruoverbygning og søyler. Oppgaven forutsetter at leseren har forkunnskaper tilsvarende siste års byggstudenter, eller har bakgrunn som ingeniør.

Denne oppgaven begrenses hovedsakelig til fritt frambygd delen av Tromsøbrua. Mest relevant er kapasiteten til brua for dagens tilstand, og dermed vil det ikke gjøres kontroll i byggetilstanden. Brukonstruksjonen modelleres og analyseres i NovaFrame, og det gjøres først og fremst en kontroll i bruddgrensetilstanden. I bruksgrensetilstanden vil ulike snitt sjekkes, og om det forventes opprissing eller ikke. Tilstandsvurderingen gjelder for hele brua, både viaduktene og hovedspennet. Konsekvenser av alkalireaksjoner gjelder både generelt for brukonstruksjoner, og knyttes deretter til Tromsøbrua, basert på kartlagt skadeomfang. Delmål for avhandlingen vil være:

- få en god forståelse av oppførselen og beregning av fritt frambyggbruer
- gjennomføre litteraturstudie av gamle standarder og regelverk, bestandighet av betongkonstruksjoner, og alkalireaksjoners betydning for eksisterende bruer
- kunnskap om grunnleggende tilstandsvurdering av eksisterende betongbruer
- innhenting av nødvendig informasjon, med tanke på opprinnelig prosjekteringsgrunnlag, og i tilknytning til dagens tilstand
- etablere numerisk modell av hovedspennet til Tromsøbrua, med tilhørende geometri, randbetingelser, byggehistorikk, og aktuelle laster etter relevante standarder og regelverk

Organisering og oppbygging

Oppgaven er fordelt på 15 kapitler, med en forholdsvis kronologisk og naturlig rekkefølge etter oppgavens forløp.

Kapittel 2 vil introdusere aktuelle standarder og regelverk, i tillegg til relevante håndbøker fra Statens vegvesen.

Kapittel 3 beskriver fritt frambyggbruer generelt, mens *Kapittel 4* vil gå nærmere inn på laster og lastkombinasjoner som er aktuelle ved bruprosjektering og -klassifisering.

Kapittel 5 er et teoretisk kapittel om bestandighet av betongkonstruksjoner, som vil være nødvendig for *Kapittel 7*, som beskriver bruas tilstand.

Selve beregningsgrunnlaget for Tromsøbrua kommer deretter frem i *Kapittel 6*.

I *Kapittel 8* beskrives modelleringen av brua i NovaFrame, før den blir verifisert og resultatene presentert i henholdsvis *Kapittel 9* og *10*.

Kapittel 11 inneholder kapasitetsberegninger for både lengderetning, tverretning og for søylene i bruddgrensetilstanden. Her inkluderes beregninger for både moment, skjær, torsjon, og til slutt en oppsummering. I *Kapittel 12* gjøres en kontroll av rissforventningene i bruksgrensetilstanden.

Til slutt vil konstruktive konsekvenser av alkalireaksjoner i bruer bli vurdert og analysert i *kapittel 13*. Dette innebærer en vurdering av indre og ytre lastvirkninger som følge av ekspansjonen, og hvordan dette vil påvirke brukonstruksjonen. Disse effektene vil bli modellert i NovaFrame for å hente ut de ytre lastvirkningene, altså fastholdingskreftene.

De to siste kapitlene vil være diskusjon og endelig konklusjon av arbeidet.

Analyseverktøy

NovaFrame brukes for å analysere bruas respons ved å etablere en numerisk modell. Dette verktøyet baserer seg på elementmetoden ved bruk av romlige bjelkeelementer etter tradisjonell bjelketeori.

MathCad vil bli brukt for å utføre nødvendige beregninger.

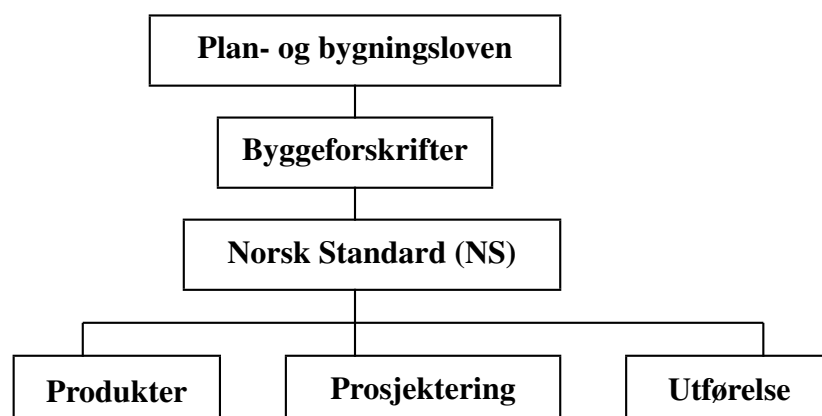
Microsoft Excel har funksjon som et elektronisk regneark og vil være et supplement til beregninger i MathCad.

Kapittel 2

Regelverk

Dette kapittelet vil introdusere aktuelle standarder og regelverk, i tillegg til relevante håndbøker fra Statens vegvesen.

Lover og offentlige regelverk regulerer byggevirksomheten med tanke på at det vil påvirke samfunnet både lokalt og i større sammenheng. Øverst har vi, slik figur 2.1 illustrerer, Plan- og bygningsloven, som er svært sentral og tar for seg forvaltning av arealer og hovedbestemmelsene for byggevirksomheten i hele Norge. Neste ledd er Byggeforskriftene, som inneholder funksjonskrav og bestemmelser for å sikre god kvalitet i planlegging, prosjektering og utførelse. Deretter følger Norsk Standard (NS), som inneholder regler og standarder for produkter, prosjektering og utførelse av bygningskonstruksjoner. Statens vegvesen har også utviklet håndbøker til bruk sammen med prosjekteringsstandardene [6].



Figur 2.1: Lover og regelverk [6]

2.1 Standarder

Tidligere ble det benyttet nasjonale standarder i Norge, men etter tusenårsskiftet ble Eurokodene (EK) innført for å sørge for et felleseuropeisk regelverk for dimensjonering av konstruksjoner. Denne oppgaven tar for seg en allerede eksisterende bru, og må derfor basere seg på regelverket som ble benyttet på daværende byggetidspunkt, og suppleres med nåværende dimensjoneringsregler i Eurokodeserien. Opprinnelig ble brua prosjektert etter NS 427, og etter lastforskrift 1/1947. Ettersom dette var før partialfaktormetoden, brukes standardverket som innførte denne metoden i 1973. Håndbøkene til Statens vegvesen er også svært sentrale, og bør brukes sammen med prosjekteringsstandardene. Standardene som brukes er:

- Eurokode 1, NS-EN 1991, Laster på konstruksjoner
- Eurokode 2, NS-EN 1992, Prosjektering av betongkonstruksjoner
- NS 3473:1998, Prosjektering av betongkonstruksjoner

2.2 Håndbøker

Statens vegvesen utgir håndbøker som kan deles inn i to nivåer:

- Nivå 1: Normaler og retningslinjer
- Nivå 2: Veiledninger

De viktigste håndbøkene er kravdokumenter, og plasseres i nivå 1. For å understøtte håndbøkene i nivå 1, er det skrevet veiledninger som utdyper det som står skrevet i normalene og retningslinjene. Her beskrives det mer detaljert om anvendelse av normalkravene.

2.2.1 Bruprosjektering

Håndbok N400 [7] er en håndbok som supplerer Eurokodene med utfyllende bestemmelser, prosjekteringsregler og krav for bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner.

2.2.2 Bruklassifisering

Håndbok R412 [8] inneholder lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige veinett. Bruklassifisering omfatter det å definere maksimal tillatt trafikklast for eksisterende bruer. Dette bestemmes ut fra tegninger, beregninger, materialkapasiteter og tilstanden. R412 er en av tre håndbøker i regelverket for bruklassifisering.

2.2.3 Bruinspeksjon

Håndbok V441 [9] stiller krav til rutinemessige inspeksjoner av alle bruer. Håndboka gir en veiledning i inspeksjon av bruer, slik at de blir inspisert på en forsvarlig og ensartet måte i hele landet. Bruinspeksjon kan forklares som en visuell kontroll som kombineres med oppmålinger og materialundersøkelser. Dette gjøres for å bedømme bruens tilstand og sikkerhetsnivå. Ved å gjennomføre denne type inspeksjoner kan en avdekke behovet for driftstiltak og vedlikehold, samt eventuelt behov for forsterkning eller ombygning. [9]



Kapittel 3

Fritt frambyggbruer

Fritt frambygg (FFB) bruer har en lett gjenkjennelig og elegant utforming med varierende tverrsnittshøyde. Disse er aktuelle for spennvidder opp til 400 meter. Norge har lang tradisjon med FFB-bruer, og Tromsøbrua var i 1960 den første som benyttet denne metoden i Norge. I begynnelsen var det vanlig med ledd i midten av spennet, og bunnplata ble fjernet ytterst på kragarmene for å spare vekt. I senere tid utformes FFB-bruer med kontinuerlig kassetverrsnitt [10]. Norge har flere ganger satt verdensrekord i spennvidder for FFB-bruer, og Stolmasundet bru (1998) har et spenn på 301 meter. Figur 3.1 viser Raftsundet bru, som har hovedspenn på 298 meter og 50 meter seilingshøyde. Til sammenligning har Tromsøbrua, som startet det hele, 80 meter hovedspenn og seilingshøyde på 38 meter.



Figur 3.1: Raftsundet bru fra 1998 [10]

Konstruksjoner dimensjoneres som regel ut fra egenlast og nyttelast i ferdigtilstand,

Kapitelfigur 3. Fritt frambygg av Tromsøbruas hovedspenn [11]

da dette tilsvarer ugunstigste lastsituasjon for de fleste konstruksjoner. For noen vil monstasetilstanden også være kritisk og nødvendig å analysere. FFB-bruer er eksempler på dette, hvor pilarene støpes til riktig høyde og bruoverbygningen støpes seksjonsvis utover fra pilaren. Her er det vanlig med kassetverrsnitt med varierende høyde [6]. Vanligvis støpes det vekselvis ut fra begge sider, slik at egenlasten av utkragerne balanseres og det ikke oppstår bøyemomenter på grunn av asymmetri. Ulik lengde på kragarmer kan fleksibelt kompenseres for med ballast eller lettbetong. Vindlasten vil under bygging av utkragerne kunne gi torsjonsmoment i konstruksjonen som den må dimensjoneres for. I byggetilstanden er konstruksjonen vanligvis statisk bestemt, men vil bli statisk ubestemt ved kobling av to kragarmer. Pilarene vil da vanligvis være tilnærmet torsjonsfrie, og konstruksjonen vil få tvangskrefter fra deformasjoner.

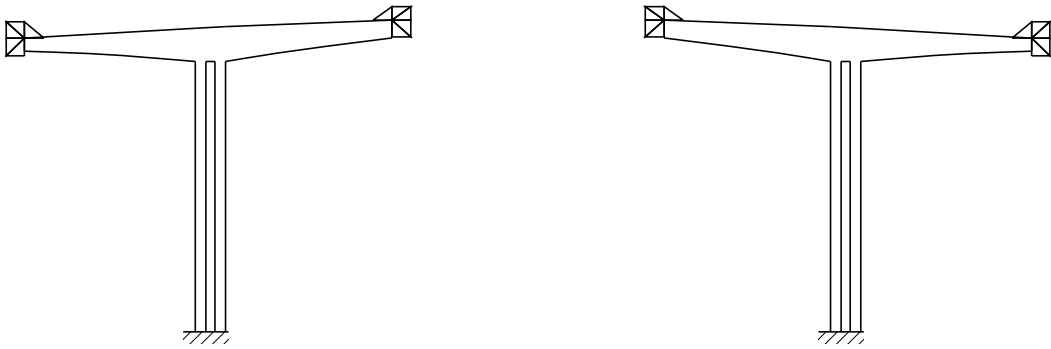
3.1 Byggetilstand

Pilarene er avgjørende for brua, og er i utgangspunktet eneste avstivning av brua i byggetilstand. De må prosjekteres for egenvekt og dynamisk vindlast [10]. Pilarene kan bygges med klatreforskaling over fundament. Bruoverbygningen bygges seksjonsvis ut fra pilaren, vanligvis symmetrisk eller balansert. Forskalingsvogner følger da støpeseksjonene utover på kragarmene, og vognene må tilpasset den varierende tverrsnittshøyden, se figur 3.2.



Figur 3.2: Balansert utbygging med forskalingsvogner [10]

Før utkragerne kobles sammen vil egenlasten gi strekkspenning i overkant for hele utkragerdelen. Kragarmene gjør det nødvendig å ha spennarmering i overkant for hele utkragens lengde, og det forankres i prinsippet etter hver seksjon [10].



Figur 3.3: FFB-bru i byggetilstanden

Vanligvis er prosessen for hver seksjon:

- armering av bunnplate, steg og bruplate
- montering av rør og forankringer for spennarmering
- støp og avretting av bunnplate, steg og bruplate
- installering av spennarmering og oppspenning
- forskalingsvogn forskyves og klargjøres for neste seksjon

Ved fritt frambygging må det prosjekteres med overhøyder. For at brua skal oppnå ønsket geometri i ferdigtilstand må en ha god kontroll på nedbøyningene til kragarmene i byggeprosessen. Det kan oppstå skjevbelastninger på pilaren fordi seksjonene på hver side ikke støpes samtidig, og det kan gi ytterligere deformasjoner fra kryp. Pilaren vil kunne krumme mer på en side, og få økt krumning fra krypet. Dette kan gjøre det nødvendig å støpe ulike deler av tverrsnittet vekselvis på hver side av pilaren [10].

3.2 Ferdigtilstand

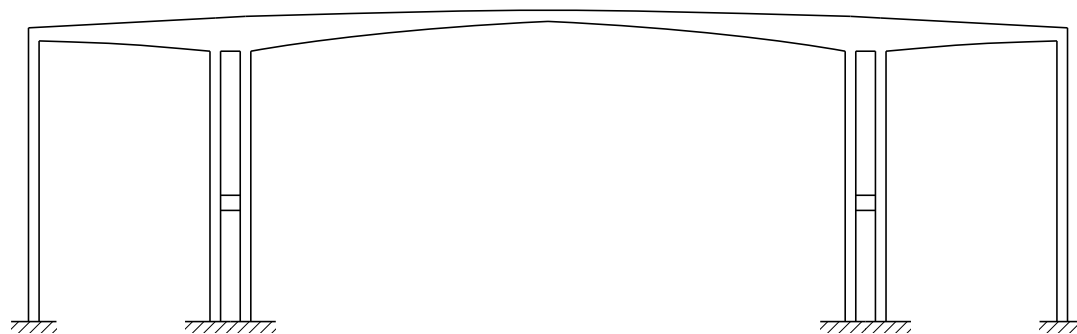
Ved siste seksjon hvor kragarmene møtes, vil sammenkoblingen gjennomføres som for en normal seksjon. Forskalingsvognen kobles som regel også til motstående utkrager for å oppnå korrekt geometri, og da er motstående forskalingsvogn fjernet, slik som på figur 3.4. Ved kobling kan det være nødvendig med jekking både vertikalt og horisontalt for å skyve kragarmene fra hverandre, eller justering ved ulik høyde. Det plasseres spennarmering i underkant for å ta opp resulterende belastning fra superegenvekt, trafikk og krypomlagring, og redusere nedbøyningene [10].

Hele brua vil virke som en enhet når det er etablert kobling mot både landkar og motstå-



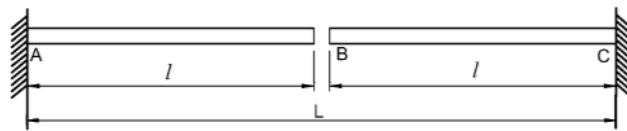
Figur 3.4: Like før sammenkobling for Raftsundet bru [10]

ende kragarm. Pilarene må være duktile nok til å ta deformasjoner fra forspenning, svinn, kryp og temperatur. Det kreves også mykhet og duktilitet ved dimensjonering for jord-skjelv [10]. Dersom pilarene er for korte vil dette bli en utfordring med deformasjonene fra overbygningen. I det øyeblikket som forskalingsvognene fjernes fra siste støpetappe, vil det statisk ubestemte systemet få strekk i overkant på midtpunktet, da det avlastes for vognene. På grunn av kryp i konstruksjonen vil krypomlagring gjøre at støttemomenter reduseres, og det vil bli økende feltmoment på midten på grunn av deformasjonene. Etter sammenkobling vil det også legges til egenlasten fra blant annet belegning, rekkverk, gangbane og nyttelaster etter at brua er åpnet.



Figur 3.5: FFB-delen av Tromsøbrua i ferdigtilstand

Effekten av forspenning inngår også i endelig krypbetraktning for å beregne momenter etter lang tid, og langtidsnedbøyninger. Momentet reduseres ettersom kryp fra spennarmring virker motsatt av kryp fra egenvekt, og på samme måte reduseres nedbøyningene [10]. Figur 3.6 illustrerer forenklet krypomlagring for fritt frambyggbruer. Denne danner grunnlaget for utledningen av formel (3.1) som benyttes ved beregning [12]. M_I representerer momentet fra byggetilstanden uten kryp, illustrert i figur 3.6a og 3.6b. M_{II} er momentet tilsvarende egenvekt uten byggefaser. Etter kobling av kragarmene vil fastholdingen føre til et moment fra kryptet, som vist på figur 3.6c.



(a) To møtende kragarmer



(b) Deformasjon for en utkrager



(c) Etter sammenkobling av endene

Figur 3.6: Sammenkobling for fritt frambyggbru [12]

$$M_{res}(1 + \Delta\varphi) = M_I + \Delta\varphi M_{II} \quad (3.1)$$

$$M_{res} = \frac{1}{1 + \Delta\varphi} M_I + \frac{\Delta\varphi}{\Delta\varphi + 1} M_{II} \quad (3.2)$$



Kapittel 4

Laster og lastkombinasjoner

For eksisterende bruer gjelder håndbok R412 for bestemmelse av maksimalt tillatt trafikkbelastning på konstruksjonen. Tidligere var lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige veinett beskrevet i håndbok 184, men dette er nå implementert i håndbok R412. Øvrige laster bestemmes i henhold til håndbok N400 eller standardverk. Norsk standard og regelverket klassifiserer opptredende laster i henhold til NS-EN 1991. De deles inn etter sin art og sannsynlighet for å oppstå [8]:

- *Permanente laster.* Innebærer egenlast, vanntrykk og jordtrykk
- *Variable laster.* Eksempelvis laster fra trafikk, snø, vind, bølger, temperatur, is
- *Deformasjonslaster.* Forspenning, svinn, kryp, relaksasjon og setninger
- *Ulykkeslaster.* Laster som kan komme av blant annet kollisjon, eksplosjon, brann og skred

4.1 Permanente påvirkninger

Laster som innenfor et betraktet tidsrom anses som konstante karakteriseres som permanente påvirkninger. Dette gjelder konstruksjonens tyngde, permanent ballast og utstyr, vanntrykk og jordtrykk [8].

Kapittelfigur 4. Trafikklast i to felt på Tromsøbrua

4.1.1 Egenvekt

Egenvekt innebærer tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen. For brukonstruksjoner omfatter dette både overbygningen og underbygningen. For fritt frambyggbruer vil egenvekten variere med hensyn til tverrsnittshøyden, og avta mot kragarmenes ytterpunkt. Pilarene vil derimot ha mer eller mindre konstant tverrsnitt. Tyngdetetthet av armert betong settes til [7]:

$$\gamma_{betong} = 25 \text{ kN/m}^3$$

4.1.2 Superegenvekt

Superegenvekt betegnes som egenvekten av permanente elementer utover selve konstruksjonstyngden. For brukonstruksjoner kan dette gjelde for blant annet vekt av gangbaner, belegning, autovern og rekkverk. Belegningsvekt innebærer slitelag og fuktisolering. For nye bruer med spennvidder mellom 50 og 200 meter skal belegningsvekten settes til $2,5 \text{ kN/m}^2$ [7]. Dersom belegningstykkelsen er kjent benyttes 25 kN/m^3 for egenvekt av asfalt. Tyngde for stålrekkverk settes til $0,5 \text{ kN/m}$ i henhold til R412, dette gjelder også for autovern [8].

4.2 Variable påvirkninger

Dersom lastene varierer i tid klassifiseres de som variable laster. Det kan gjelde laster fra trafikk, støt- og fortøyningslaster fra ferje, naturlaster og andre laster fra for eksempel utstyr som kan fjernes, eller belastning i midlertidige faser [8]. Naturlaster gjelder vind, temperatur, bølger, is og snø. Lastene fra trafikk, vind og temperatur vil ha stor betydning for brukonstruksjoner, de øvrige lastene vil neglisjeres da de anses å ikke ha stor betydning for denne oppgaven.

4.2.1 Trafikklast

Etter håndbok R412 skal konstruksjonen belastes av fotgjengere og kjøretøy i vertikal og horisontal retning, og dette betegnes trafikklast [8]. Trafikklastene omtales etter bruksklasse (Bk), aksellast eller totalvekt, spesialtransport og engangstransport. Ved klassifisering av brua i henhold til bruksklasse, er hensikten at den skal representere den brukslasten som kan trafikere brua uten noen form for restriksjoner. Dermed vil bruer bli klassifisert

til den høyeste bruksklassen tillatt, ved å ta utgangspunkt i kapasiteten til det svakeste elementet [8].

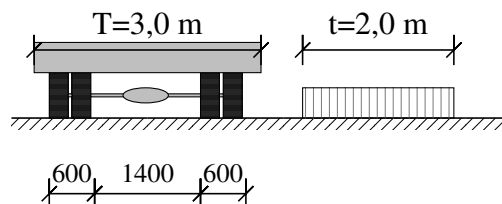
Vertikale laster

Følgende klasser benyttes, og er illustrert i tabell 4.1. De består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast.

- Bk10: Bruksklasse 10
- BkT8: Bruksklasse T8
- Bk8: Bruksklasse 8
- Bk6: Bruksklasse 6

Bruksklasse 10 deles ofte inn i Bk10/50 eller Bk10/60. Dette viser til vogntoglasten, V , som settes enten til 500 kN eller 600 kN. Plasseringen av lastene i bruas lengderetning gjøres med hensyn på å oppnå ugunstigste lastvirkning for det snittet som skal vurderes, og det velges kun én av de nevnte lastvariantene. Aksel-, boggi- og trippelboggilasten blir vanligvis dimensjonerende for korte bruer og sekundærkonstruksjoner. For lengre bruer vil belastningen fra kjøretøy eller vogntog være dimensjonerende laster [8]. Plassering av de vertikale lastene på brua i tverretning skal også være i ugunstigste stilling innenfor føringsavstanden, som er minste horisontale bredde av:

- kantsteinavstand
- avstand mellom kantstein og høy vertikal kant eller føringsskinne
- avstand mellom to høye vertikale kanter eller føringsskinner

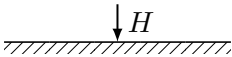
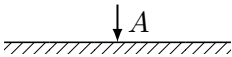
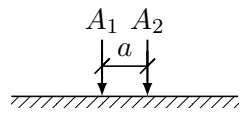
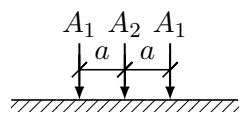
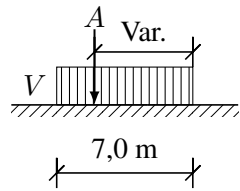
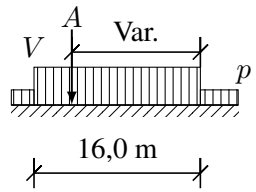


Figur 4.1: Plassering av trafikklaster i tverretning for en føringsbredde med to lastfelt [8]

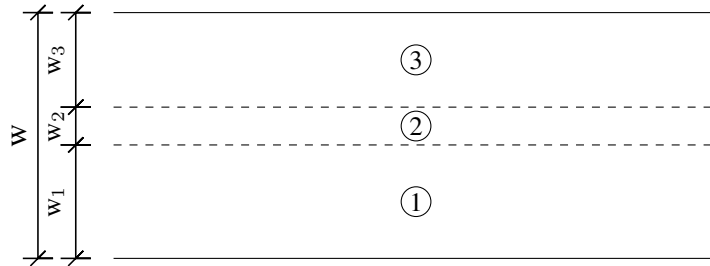
Med tunge kjøretøy eller vogntog vil bredden være 3,0 meter, og den jevnt fordelte lasten på 6 kN/m for lett trafikk fordeles over en bredde på 2,0 meter. Dette er illustrert i figur 4.1. Anleggsflaten til hjullasten er 0,2 meter i kjøreretning og 0,6 meter i tverretning.

KAPITTEL 4. LASTER OG LASTKOMBINASJONER

Tabell 4.1: Bruksklasser, inkludert dynamisk tillegg [8]

Type	Konfigurasjon	-	Bk10	BkT8	Bk8	Bk6
Hjullast		H	80	56	56	42
Aksellast		A	160	112	112	84
Boggilast		A₁	65	40	40	30
		A₂	160	112	112	84
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast		A₁	70	60	50	40
		A₂	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast		A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast		A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		p	6	6	6	6

Plassering av hjullast kan eksempelvis være på utragende del av en bruplate, eller innvendig mellom stegene. Utenfor kjøretøyet i lastfeltet kreves det et fritt rom på 0,2 meter da bruksklassenes fysiske bredde settes lik 2,6 meter [8]. Figur 4.2 illustrerer bredden av lastfeltet, hvor felt 1 og 3 er kjørefeltene på 3,0 meter, og felt 2 er resterende bredde $w_2 = w - w_1 - w_3$.



Figur 4.2: Lastfeltbredde etter NS-EN 1991-2:2003 [13]

Horisontale laster

For brulengder større enn 40 meter er bremselasten 300 kN, og virker jevnt fordelt over et lastfelt i kjørebans høyde [8]. Virkningen av skjev bremsing av kjøretøy beregnes med en sidelast, S , i tverretning lik 25 % av bremselasten.

For bruer med horisontalkurvatur skal det medtas en sentrifugallast, S_c , som virker samtidig med vertikallastene, men ikke samtidig med bremse- og sidelast. Sentrifugallast beregnes som:

$$S_c = v^2 \cdot V / (127 \cdot R) = 0.2 \cdot R \quad (4.1)$$

der v er kjøretøyhastigheten, R er horisontalkurvans radius og V er de vertikale trafikklaster. Horisontale trafikklaster antas å ha liten betydning for denne oppgaven, og neglisjeres derfor videre.

Last på gang- og sykkelbane

Trafikklast som skal tas med dersom det eksisterer gang- og sykkelbane (G/S-bane) på brua. Lasten er avhengig av hvordan G/S-banen er atskilt fra kjørebane, bredden og om kjørebanen samtidig har trafikklast eller ikke [8].

$$p_{G/S} = \begin{cases} 4 \text{ kN/m}^2, & \text{uten samtidig trafikklast} \\ 2 \text{ kN/m}^2, & \text{med samtidig trafikklast} \end{cases}$$

4.2.2 Vindlast

Håndbok N400 i kombinasjon med NS-EN 1991-1-4 benyttes til vindberegning. For bru-konstruksjoner benyttes det tre vindklassifiseringer, og man er interessert i å bestemme vindpåvirkningen på hele konstruksjonen [6]. For fritt frambyggbruer i ferdigtilstand set-ter N400 punkt 5.4.3.1 disse til vindlastklasse I. Det innebærer at den dynamiske last-virkningen fra vind anses som ubetydelig, hvilket denne oppgaven tar utgangspunkt i. I byggetilstand vil derimot FFB-bruer være i vindlastklasse II, hvor den dynamiske last-virkningen ikke kan neglisjeres [7].

Kasthastighetstrykket i hovedstrømsretningen brukes for å beregne lastvirkning fra vind. Vindlasten gis som horisontalkraft i bruas tverretning q_D , vertikalkraft q_L og vridningsmo-mentet fra vertikalkraftens lasteksentrisitet q_M . For å bestemme total vindlast per lengde-enhet multipliseres vindkasthastighetstrykket med kraftfaktorer.

$$\begin{bmatrix} q_D(z) \\ q_L(z) \\ q_M(z) \end{bmatrix} = q_p \begin{bmatrix} c_D h \\ c_L b \\ c_M b^2 \end{bmatrix} \quad (4.2)$$

Uten trafikklast

Referansevindhastigheter er gitt i NS-EN 1991-1-4, tabell NA.4(901.1). Basisvindhastig-het beregnes ved å multiplisere denne referansehastigheten med vindfaktorer.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} \quad (4.3)$$

Tabell NA.4.1 i oppgir terrengruhetskategori og tilhørende parametere. Kategorinummer I gjelder for kystnært byggested med opprørt sjø. Dette gir stedsvindhastigheten som en funksjon av høyden z :

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b \quad (4.4)$$

Den maksimale vindhastigheten i kastene finnes som summen av middelvindhastigheten og turbulenskomponenten [6]:

$$v_p(z) = v_m(z) \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_V(z)} \quad (4.5)$$

Vindkasthastighetstrykket blir derfor:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho_{luft} \cdot v_p(z)^2 \quad (4.6)$$

Kraftfaktorene, eller formfaktorene bestemmes ved bruk av NS-EN 1991-1-4. Her er betegnelseene noe annerledes enn fra N400. Faktoren i x-retning er gitt som c_D eller $c_{f,x}$. Referansehøyden d_{tot} er gitt ved tverrsnittshøyden med et tillegg på grunn av rekkverk. Vertikalfaktoren c_L settes i følge NA.8.3.3 til $\pm 0,9$, for å ta hensyn til mulighet for både trykk og løft i z-retning av brua. Det defineres også en lasteksentrisitet, $e = b/4$, i vertikalretning som gir et vridningsmoment, og kraftfaktoren vil bli $c_M = c_L \cdot \frac{1}{4}$.

Med trafikklast

Ved vindlastberegning med samtidig trafikklast skal kashastigheten være på 35 m/s, etter punkt 5.4.3.3 i N400.

$$v'_p = 35 \text{ m/s}$$

NS-EN 1991-1-4 NA.8.1(4) sier samtidig at vindhastigheten med trafikk ikke skal settes høyere enn referansevindhastigheten uten trafikk. Regelverket oppgir også at ved vindlast med samtidig virkende trafikklast settes tilleggshøyden til 2 meter.

Sirkulære sylindere

Det eksponerte arealet for sirkulære sylindere avhenger av diameteren. Hastighetstrykket som benyttes er referert til pilarens høyde over terrenget, og velges konservativt til høyeste punkt over nullnivå. Konstruksjonsfaktoren $c_s c_d$ bestemmes blant annet av dynamiske egenskaper og settes lik 1,0 [6]. Punkt 7.9.1(1) oppgir at formfaktorene for sirkulære tverrsnitt avhenger av Reynolds-tallet, Re . Det bestemmes ved diameteren, toppvindhastigheten og luftens kinematiske viskositet.

$$Re(z_e) = \frac{D \cdot v(z_e)}{\nu_{luft}} \quad (4.7)$$

Kraftfaktoren c_f skal etter tabell 7.14 i standarden beregnes som sylindere ordnet i en rekke. Faktoren $c_{f,0}$ for sylindere uten fri omstrømning ved endene finnes ved figur 7.28 i standarden. Ruheten for glatt betong er 0,2 mm.

$$c_{f,0}(z_e) = 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log(10 \cdot k/D)}{1 + 0.4 \cdot \log(Re(z_e)/10^6)} \quad (4.8)$$

Ved beregning uten endeffekter settes Ψ_λ lik 1,0. Tabell 7.14 definerer faktoren κ for pilarer ordnet i rekke, ut i fra forholdet mellom pilaravstander, a , og diameter, D .

$$\kappa = \frac{210 - a/D}{180} \quad (4.9)$$

Kraftfaktoren bestemmes dermed slik som oppgitt i punkt 7.9.3:

$$c_f(z_e) = c_{f,0}(z_e) \cdot \Psi_\lambda \cdot \kappa \quad (4.10)$$

Til slutt finnes vindlasten på brupilarene per meter ved ligningen fra 4.5.3(2):

$$q_w(z_e) = c_s c_d \cdot c_f(z_e) \cdot q_p(z_e) \cdot D \quad (4.11)$$

4.2.3 Termiske påvirkninger

Termisk påvirkning er gitt i NS-EN 1991-1-5 og er sammensatt av:

- jevnt fordelt temperaturandel
- vertikalt varierende temperaturandel
- horisontalt varierende temperaturandel
- forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

I denne oppgaven er det lagt vekt på vertikale laster, og ikke horisontale. Det vil heller ikke legges vekt på lokale temperaturforskjeller i tverrsnittet, slik at det er bare de to første punktene som tas hensyn til. For beregninger av jevnt fordelt og vertikalt varierende temperaturandel tas det utgangspunkt i høyeste og laveste lufttemperatur i Tromsø med 50 års returperiode. Isotermkart A1 og A2 i det nasjonale tillegget gir høyeste og laveste lufttemperatur som forventes:

$$T_{min} = -23^\circ\text{C}$$

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

Jevnt fordelt temperaturandel

Jevnt fordelte temperaturendringer i tverrsnittet gir en uniform lengdeendring i konstruksjonsdelene. Maksimal kontraksjon og ekspansjon beregnes ut fra høyeste og laveste temperatur som forventes i brua, og initialtemperatur ved fastholding T_0 . Høyeste og laveste

jevnt fordelte temperatur i brua beregnes i NA.6.1.3.1:

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -15^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = T_{max} - 3 = 31^{\circ}\text{C}$$

Maksimalt kontraksjons- og ekspansjonsintervall med initialtemperatur $T_0 = 10^{\circ}\text{C}$:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 25^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 21^{\circ}\text{C}$$

Vertikalt varierende temperaturandel

NA 6.1.2 sier at man kan bruke metode 1, lineært varierende, og metode 2, ikke lineært varierende, for å beregne den vertikalt varierende temperaturandelen i betongbruer. I denne oppgaven benyttes metode 1. Verdier for varierende temperaturandel avhenger av tverrsnittstype, og for kassetverrsnitt blir dette:

$$\Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,heat} = 10^{\circ}\text{C}$$

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser

Samtidighet av variasjon i døgntemperatur og årstid gjøres av følgende uttrykk etter punkt 6.1.5:

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con})$$

eller

$$\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con})$$

der ω_N settes lik 0,35 og ω_M lik 0,75.

4.3 Deformasjonslaster

Belastningen fra deformasjoner kan være knyttet til spennkrefter, svinn, kryp, relaksasjon, setninger, og deformasjon som følge av utførelsesmetode. Disse lastene er som oftest tidsavhengige, og en bruker konservativt største forventede verdi [8].

4.3.1 Kryp

Betong som påkjennes av trykk over lengre tid vil fortsette å trykkes sammen utover den elastiske deformasjonen, og gi langvarig deformasjon. Denne tilleggsdeformasjonen kalles kryp, og er avhengig av tid og lastnivå. Kryptøyningen kan antas proporsjonal med betongspenningen, som etter NS 3473:1998 punkt 9.3.2 gir [14]:

$$\varepsilon_{cc} = \varphi \varepsilon_c = \varphi \frac{\sigma_c}{E_{ck}} \quad (4.12)$$

Kryptallet φ bestemmes i punkt A.9.3.2:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_1 \beta_2 \beta_c (t - t_0) \quad (4.13)$$

der t er betongens alder i døgn, σ_c er spenningen, og t_0 er betongens alder i døgn ved pålastning. E_{ck} svarer til 28-døgns-fastheten. Kryptallet baseres på flere faktorer som tar hensyn til betongens fasthet og utforming av tverrsnitt, men også tid og relativ fuktighet (RH).

Faktoren φ_0 tar hensyn til uttørkingshastigheten. Effektivt tverrsnittsareal h_0 sier noe om hvor stor del av tverrsnittet som er utsatt for uttørking. RH for overbygning settes til 70% og lik 80% for søyler i vann [8]:

$$\varphi_0 = 1 + \frac{1 - \text{RH}/100}{0,08 \cdot (h_0)^{1/3}} \quad (4.14)$$

Betongens fasthet og alder før påføringer av spenninger gis av faktorene β_1 og β_2 . Høy fasthet og høy alder gir lavere virkning av kryp.

$$\beta_1 = \frac{8,3}{3 + \sqrt{f_{ckj}}} \quad (4.15)$$

$$\beta_2 = \frac{2,4}{0,1 + t_0^{0,18}} \quad (4.16)$$

Lastvarigheten og tidsparameteret bestemmes av β_c , som er en funksjon av tiden. Den

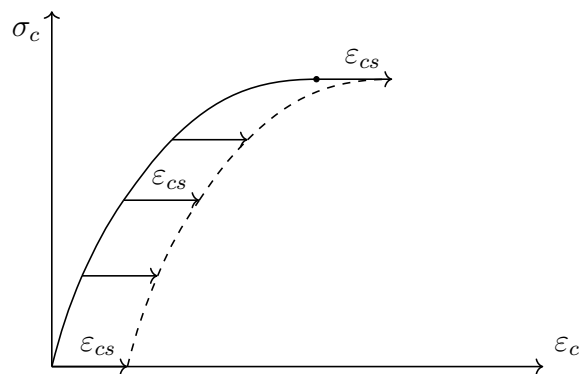
inneholder også faktoren β_h , som tar hensyn til innvirkningen av RH og h_0 . β_c konverger mot 1,0 med tiden t som da gir langtids kryptall.

$$\beta_c(t, t_0) = [(t - t_0)/(\beta_h + t - t_0)]^{0.3} \quad (4.17)$$

$$\beta_h = 1.5[1 + 0.00012(\text{RH}/50)^{18}]h_0 + 250 \leq 1500 \quad (4.18)$$

4.3.2 Svinn

Svinn er en sammentrekning av betongen, og er i motsetning til kryp uavhengig av lastnivå. Svinn kan deles inn i bidrag fra uttørkingssvinn autogent svinn. Autogent svinn skyldes en kjemisk prosess mellom sement og vann, og vil foregå så lenge det er en reaksjon. Dette fører til en volumendring som skyldes at reaksjonsproduktet har mindre volum enn reaktantene. Denne volumendringen fører til kapillære krefter, og gir et undertrykk i porene som fører til en sammentrekning som kalles autogent svinn [15]. Herdet betong som er eksponert for tørr luft vil utvikle uttørkingssvinn. Prosessen starter ved overflaten og sprer seg deretter innover i tverrsnittet. Siden dette fører til en større sammentrekning i overflaten enn i kjernen, vil overflaten risse opp [15].



Figur 4.3: Virkningen av svinntøyning på σ_c - ϵ_c diagrammet [16]

Fri svinntøyning, ϵ_{cs} , beregnes etter NS 3473:1998 tillegg A.9.3. I motsetning til EK2 regner ikke NS 3473 ut autogent- og uttørkingssvinn hver for seg. Med fri svinntøyning menes den uniforme sammentrekningen av betongen uten fastholding fra armering.

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_s \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (4.19)$$

ϵ_s og β_s avhenger av relativ fuktighet, effektivt tverrsnittsareal og tid.

$$\epsilon_s = -550 \cdot 10^{-6} [1 - (\text{RH}/100)^3] \quad (4.20)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left(\frac{t - t_s}{0.035h_o^2 + t - t_s} \right)^{0.5} \quad (4.21)$$

4.3.3 Forspenning

I betongkonstruksjoner med store spennvidder er det viktig å redusere egenvekten. Da benyttes spennbetong med høyere fasthet for å tåle høyere trykkspenning, i tillegg til spennstål med høy fasthet. Betongen prosjekteres for at den ikke skal få strekkspenninger i bruksgrensetilstanden. Spennkreftene reduseres over tid, som skyldes tap tilknyttet kryp og svinn i betongen, og relaksasjon i spennstålet [16].

Forspenning gir en lastvirkning som er sammensatt av direkte last på den forspente konstruksjonsdelen, og tvangskrefter som opptrer ved statisk ubestemte konstruksjoner [17]. Totalt moment fra spennarmering er summen av primærmomentet, som skyldes eksentrisitet mellom armering og tyngdepunktet til tverrsnittet, og tvangsmomentet.

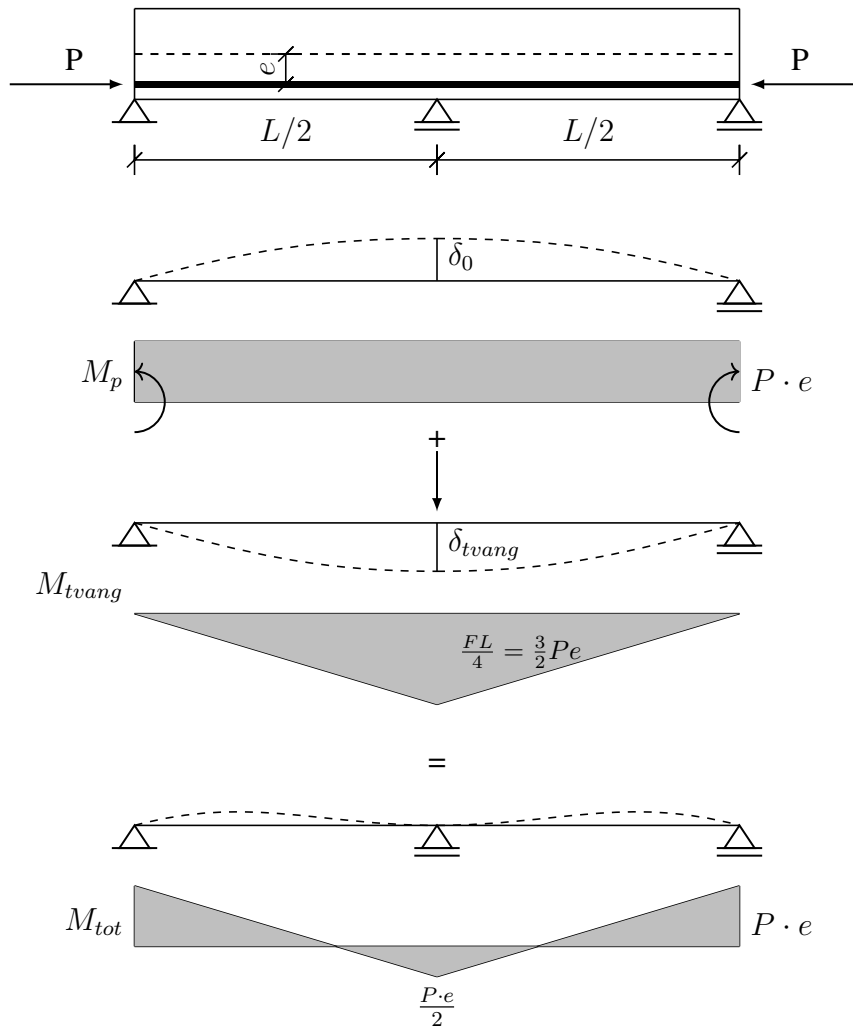
$$M_{tot} = M_p + M_{tvang} \quad (4.22)$$

Ved dimensjonering av bøyemoment betraktes spennarmeringen som en indre motstand, og primærmomentet bidrar derfor til tverrsnittskapasiteten. Det er bare tvangsmomentet som skal betraktes ved bestemmelse av dimensjonerende moment.

4.3.4 Tap av spennkraft

Etter oppspenning vil man aldri stå igjen med den samme spennkraften man har jekket opp med. Tap av spennkraft kan deles inn i tre forskjellige hovedgrupper [16]:

- tap av tøyingsdifferanse
- elastisk deformasjon av betongen
- tidsavhengige tap



Figur 4.4: Virkningen av spennkrefter på en tofeltsbjelke med rettlinjert spennarmering [16]

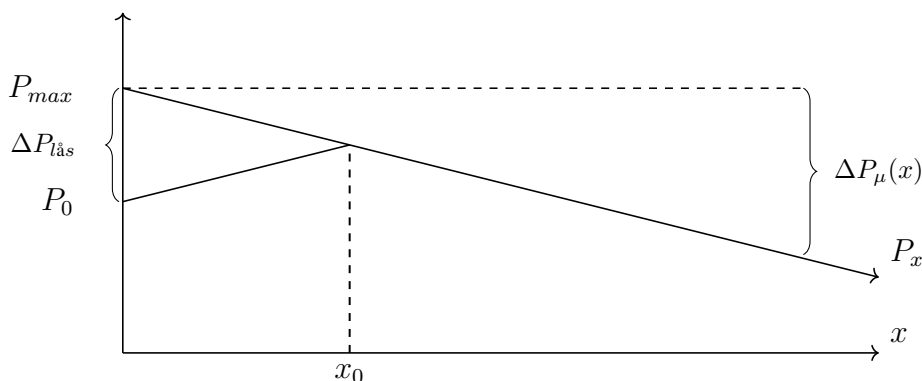
Tap av tøyingsdifferanse

Låsetap. Ved forankring av spenntau brukes vanligvis kilelåser. Overføring av kreftene fra jekken drar kilen et stykke inn før full forankring er etablert [16]. Dette gir et tøyningstap på 5-6 mm. På grunn av friksjon vil ikke tapet foregå i hele kabelens lengde, men innenfor en lengde x_0 . For stag brukes det en forankringsplate og en låsemutter i stedet for kilelåser.

Friksjonstap. For etteroppspente konstruksjoner ligger spennarmeringen i utsparingsrør, noe som vil gi friksjonskrefter mellom rør og spennarmering. Friksjonskreftene skyldes normaltrykk fra spennstålet mot utsparingsrøret grunnet kurvatur langs spennheten, og betegnes kurvatoreffekt. Ideelt vil det være null friksjonstap i rettlinjert spennarmering. I praksis vil aldri utsparingsrøret kunne monteres helt rett, og det vil gi små tilleggskrumninger som spennkabelen hekter seg i. Denne effekten kalles lengdeeffekten, og det kan

være behov for tosidig oppspenning ved lange kabler som har store friksjonstap [10].

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} - P_x = P_{max}(1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (4.23)$$



Figur 4.5: Kraftvariasjon i kabel på grunn av friksjon og låsing [16]

Elastisk deformasjon av betongen

Tap knyttet til elastisk deformasjon skjer blant annet i førroppsente konstruksjonsdeler ved kapping av spennarmeringen i spennbenken, og i etterroppsente konstruksjoner hvor flere spennarmeringsenheter spennes opp suksessivt. Når kabler spennes opp, stukes betongen tilnærmet proporsjonalt med spennkraften, og oppsente kabler fra tidligere faser vil dermed få et spennkrafttap. Dette betyr at den kabelen som spennes først får størst tap, mens den kabelen som spennes sist får null tap.

Tidsavhengige tap

Som tidligere beskrevet fører svinn og kryp til at betongen trekker seg sammen, og gir et spenntap i armeringen. Armerte betongkonstruksjoner vil ikke ha fri svinntøyning, fordi armeringen holder konstruksjonen igjen. Svinntap i spennarmeringen kan estimeres ved å følge en beregningsmodell fra boken *Betongkonstruksjoner* [16]. Den er som følgende; betongen svinner fritt, armeringen tvinges så å følge med, deretter etableres heft som holder igjen betongtøyningen, og resultatet blir en statisk ekvivalent beregningsmodell.

$$\Delta \varepsilon_{p,svinn} = \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{middel} \cdot A_t} + \frac{N_s \cdot (e - y_t)^2}{E_{middel} \cdot I_t} \quad (4.24)$$

Spennings tapet i armeringen på grunn av kryp kan også finnes ved bruk av forenklete metoder [16]. Først kan det gjøres en analyse med korttids E-modul, egenlast og forspenning

uten langtidstap. Deretter en analyse med langtids E-modul som inkluderer superegenvekt, og hvor kryp også er tatt i betraktning. Differansen mellom langtidstøyninger og korttidstøyninger tilsvarer kryptapet:

$$\Delta\varepsilon_{p,kryp} = \Delta\varepsilon_{cL} - \Delta\varepsilon_{ck} \quad (4.25)$$

Relaksasjon er spenningsfall i armeringen som skyldes konstant tøyning i stålet over tid. Ved dimensjonering beregnes relaksasjonstap i spennstål basert på ρ_{1000} , som er relaksasjonstapet i prosent 1000 timer etter oppspenning ved middeltemperatur $20^\circ C$ [16]. Spennstag er klassifisert til relaksasjonsklasse 3, varmevalsedde eller bearbejdede stenger. Tap av spenning som følge av relaksasjon beregnes etter NS-EN 1992-1-1 punkt 3.3.2:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \quad (4.26)$$

4.4 Ulykkeslaster

Konstruksjonen kan også utsettes for tilfeller og hendelser som for eksempel kollisjon fra kjøretøy, skip eller jernbane, last fra fallende gjenstander, eksplosjon, brann, og fra snø eller jordskred [8].

4.5 Grensetilstander og lastkombinasjoner

I definerte grensetilstander skal det påvises at lastvirkningen ikke overskrider motstanden [6]. Det kan ved brukklassifisering være aktuelt å foreta kontroll i følgende grensetilstander:

- bruddgrensetilstanden
- bruksgrensetilstanden
- ulykkesgrensetilstanden
- og i enkelte tilfelle også i utmattingsgrensetilstanden

Det settes som et krav at det minimum skal kontrolleres i bruddgrensetilstanden. De resterende grensetilstandene kontrolleres hvis de er vurdert som relevante [8]. Denne oppgaven vil hovedsakelig ta for seg kontroll i bruddgrensetilstanden, men også noen kontroller i

bruksgrensetilstanden. Dette betyr at øvrige grensetilstander neglisjeres videre.

4.5.1 Bruddgrensetilstanden

Sammenbrudd eller ulike former for konstruksjonssvikt er relatert til bruddgrensetilstanden (ULS). Aktuelle områder er tap av likevekt, velting, glidning, tverrsnittsbrudd, omfattende forskyvninger eller utmattingsbrudd [6]. I denne grensetilstanden skal to dimensjonerende situasjoner betraktes for hvert lasttilfelle, hvor den ugunstigste av kombinasjonssituasjonene velges til videre kontroll. Tabell 4.2 gir en oversikt over lastfaktorer i bruddgrensetilstanden.

Tabell 4.2: Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden [8]

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster		Deformasjonslaster,	Variable laster,
	Jordtrykk, J	Andre	D	Q
a	1,0	1,15 / 1,0	γ_D	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \sum Q_n$

$$\gamma_D = 1.1/0.9 \text{ for direkte virkninger av spennkrefter}$$

$$= 1.0 \text{ for øvrig laster}$$

$$\gamma_1 = 1.4 \text{ for brukslaster}$$

$$= 1.0 \text{ for temperaturlaster}$$

$$= 1.6 \text{ for øvrige variable laster}$$

$$\gamma_2 = 1.2 \text{ for brukslaster}$$

$$= 0.8 \text{ for temperaturlaster}$$

$$= 1.3 \text{ for øvrige variable laster}$$

Lastfaktorene er også spesifisert i Håndbok R412 med verdier for blant annet spesialtransporter, mobilkraner og engangstransporter. Q_1 er karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes, og Q_n er karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen [8].

4.5.2 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden (SLS) tar en for seg konstruksjonen i bruksfasen og funksjonsdyktighet. Det kan gjelde deformasjoner og nedbøyninger, svingninger, vibrasjoner og rissvidder [6].

Tabell 4.3: Lastfaktorer for bruksgrensetilstanden [8]

Kombinasjon	Permanente laster, P	Deformasjons- laster, D	Variable laster, Q	
			Trafikk, T	Natur, E
a	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 \cdot \sum Q_n$	
b	1,0	1,0	$\Psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \sum \Psi_1 \cdot Q_n$	

Dersom det stilles spesifikke bruksgrensekraav knyttet til brukklassifisering skal det kontrolleres for to kombinasjoner, også her er faktorene angitt i tabell 4.3. Kombinasjonsfaktorene som skal benyttes er:

$$\begin{aligned}\Psi_1 &= 0.5 \text{ for trafikklast} \\ &= 0.5 \text{ for naturlast} \\ &= 1.0 \text{ for ballast etc.}\end{aligned}$$

Kombinasjon a skal representere den største forventede lasttilstanden i løpet av konstruksjonens levetid. Denne anvendes blant annet for kontroll av lager- og fugeforskyvninger.

Kombinasjon b skal representere en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i løpet av konstruksjonens levetid. Denne kombinasjonen benyttes for rissviddekontroll, og for kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger. Rissviddekontroll bør utføres dersom det er middels eller høy kloridbelastning, og planlagt restlevetid er over 25 år. Dersom kloridbelastningen er neglisjerbar, eller planlagt restlevetid er under 25 år, er det normalt ikke nødvendig med rissviddekontroll. Elementer som bør vurderes er slakkarmerte bjelker, bjelker med føroppspent armering med direkte heft til betongen og overdekning i størrelsesorden lik slakkarmeringen, i tillegg til brudekker med slitelag uten membran. Dersom utnyttelsen i bruddgrensetilstanden ikke overskrider 90 % av armeringskapasitetene kan rissviddekontroll riktignok utelates [8].



Kapittel 5

Bestandighet av betongkonstruksjoner

I en periode slet betongen med sitt renommé, og “syk betong” ble et begrep. Årsaken til dette var at betong tidligere ble sett på som et evigvarende materiale. Utviklingen gikk mot høyere materialutnyttelse, mer kompliserte og spesialiserte betongsammensetninger, samt stadig mer rasjonelle byggemetoder. Samtidig holdt ikke regelverket følge med denne utviklingen, og mangel på kompetanse gjorde at mange konstruksjoner ikke ble prosjektert godt nok med tanke på bestandighet [18].

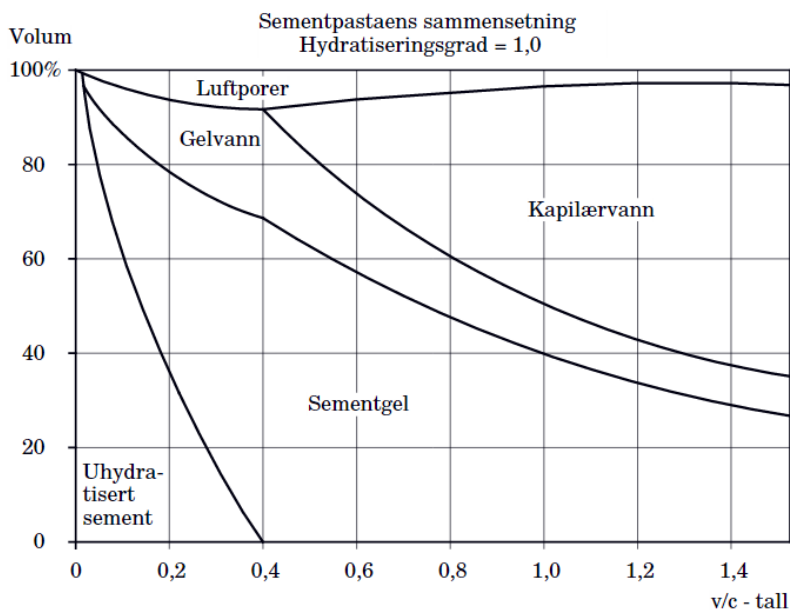
Betong består i hovedsak av vann, sement og tilslagsmaterialer, men det tilsettes også andre stoffer og materialer for å endre betongens egenskaper i fersk, størknet eller herdet stadie. I fersk betong utgjør tilslaget omtrent to tredjedeler av betongvolumet. Den resterende tredjedelen består av luft og sementpasta, som er blanding av sement og vann. Sement er et hydraulisk bindemiddel som reagerer med vann, og i denne reaksjonsprosessen sier vi at sementen hydratiserer til sementgel [18].

Når vann og sement reagerer, forbrukes vann på to måter:

- en vannmengde tilsvarende v/c -tall lik 0,25 er nødvendig for den kjemiske reaksjonen. Dette vannet blir kjemisk bundet og inngår i CSH-fasen (kalsium-silisium-hydrat), som gir betongen fasthet og stivhet.
- en vannmengde tilsvarende et v/c -tall lik 0,15 blir fysisk bundet til overflaten av reaksjonsproduktene som vann i gelporer, kalt gelvann.

Kapitelfigur 5. Krakeleringsmønster for søyler [3]

For å oppnå 100% hydratisering trengs et vann- sementforhold på 0,4. Økes dette forholdet vil man få overskuddsvann. Når dette vannet fordamper under herding vil det etterlates relativt store porer, kalt kapillærporer, som er ca. 1000 ganger større enn gelporer. Et siste poresystem er kontraksjonsporer. Disse porene er i samme størrelsesorden som kapillærporene, og kommer av at reaksjonsproduktet i hydratiseringen har mindre volum enn startproduktet av vann og sement [18]. Kapillærporene er svært viktig for betongens



Figur 5.1: Sementpastaens sammensetning ved 100% hydratisering[19]

permeabilitet, og omfatter både gass-, damp og væsketransport. Derfor vil en betong med lav permeabilitet være en tett betong, som har høyere bestandighet enn en betong med høy permeabilitet. Siden kapillærporene i hovedsak styres av betongens v/c-tall vil også betongens permeabilitet hovedsaklig være styrt av v/c-tallet.

5.1 Nedbrytningsmekanismer

Som de fleste andre bygningmaterialer blir også betong brutt ned med tiden. Betongkonstruksjoner blir forringet ved mekanisk eller kjemisk nedbrytning, eller ved en kombinasjon av disse [18]. Betong kan brytes ned på mange måter, men det ses bare nærmere på noen få nedbrytningsmekanismer som er relevant for oppgaven.

5.2 Alkalireaksjoner

I Norge registreres det stadig flere betongkonstruksjoner med alkalireaksjoner. Dette er en kjemisk-fysisk reaksjon mellom visse tilslagstyper og alkalier i sementpastaen [20]. Sluttproduktet av denne reaksjonen gir en gel som sveller under vannabsorpsjon. Alkaligelen kan være fargeløs, hvit og inneholde svinnriss. Volumøkning kan resultere i riss, redusert strekkfasthet, eller andre følgeskader som frostsprengning og kloridinntrengning. Tidligere var det en vanlig oppfatning at norske, langsomt-reagerende bergarter, ville gi liten ekspansjon grunnet lav temperatur. Nå har mange av de norske betongbruene passert 50 år, og nådd en alder der denne type skadeutvikling likevel er blitt synlige [2].

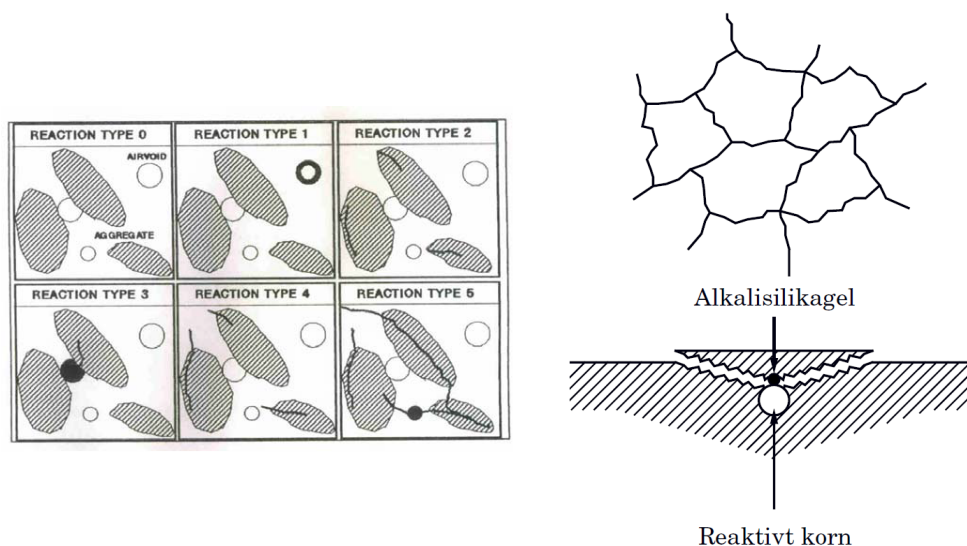
Alkalireaksjoner deles inn i to hovedgrupper, alkali-silika reaksjoner (ASR) og alkali-karbonat reaksjoner (AKR), som henholdsvis viser til reaktive silika- og karbonatholdige bergarter. Alkali-silika reaksjoner er også kjent som alkali-kisel reaksjoner, etter silika (silisiumdioksid), også kalt kiselsyre. Videre er det vanlig å dele alkali-silika reaksjoner inn i langsomme eller hurtige reaksjoner. Langsomme alkali-silika reaksjoner reagerer med kvartsholdige bergarter, der kvartskornene som regel er finkornete og krystalline. Hurtige reaksjoner reagerer med amorf kvarts, der kvartssammensetningen ikke er regelmessig, eller krystallinsk. Eksempler på dette kan være glass, flint og opal. Denne reaksjonen er lite kjent i Norge, og er kun observert ved bruk av knust glass som tilslag. Langsomme alkali-silika reaksjoner er den eneste dokumenterte reaksjonsformen i Norge [21], og videre i denne oppgaven betegnes dette kun alkalireaksjoner.



Figur 5.2: RAV-trekanten viser hvilke tre betingelser som må være tilstede [22]

For at en alkalireaksjon skal forekomme må tre betingelser være tilstede. Det må være høyt alkaliinnhold i betongen, reaktivt tilslag som inneholder minst 20 % risikobergarter [20], og relativ fuktighet høyere enn 80%. Elimineres en av disse fås ingen reaksjon. Høy temperatur vil i tillegg fremskynde prosessen [22]. De fleste betongkonstruksjoner vil tørke ut utenifra, betongkjernen vil derfor ofte ha en større relativ fuktighet en overflaten. Dette gir en ujevn ekspansjon som fører til at overflaten risser opp i et uregelmessig

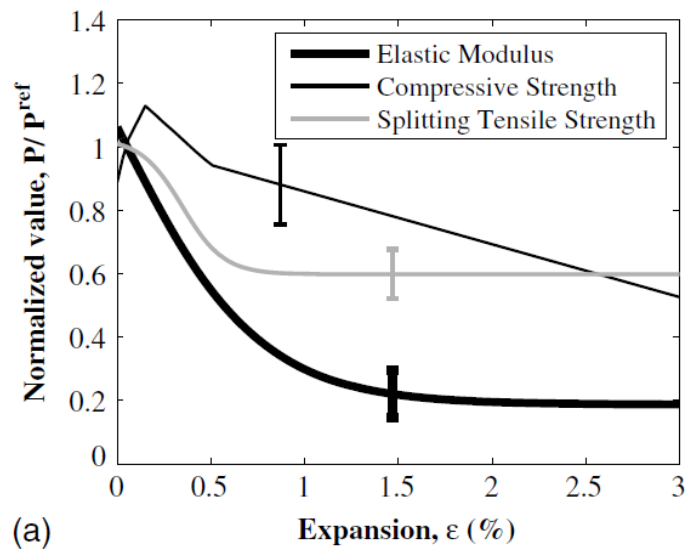
mønster. Alkalireaksjoner ser ofte mer problematisk ut enn det faktisk er, da gel og fukt gjør rissene mørke, slik at de ser større ut. Dersom det ikke er krakeleringsriss på overflaten, kan det skyldes at det er beskyttet mot fuktighet, og at alkaliene er utvasket på grunn av værhard side. Såkalt *leeching* og periodevis uttørking kan altså gi mindre reaksjon i overflaten. Figur 5.3 viser reaksjonstyper som kan benyttes ved strukturanalyser



Figur 5.3: Alkalireaksjoner i betong [23], [19]

[23]. Den viser også en illustrasjon av alkaligelen som kan sive ut i porer og sprekker, og at denne fører til volumutvidelse og oppsprekking [19]. Alkalireaksjoner vurderes kun å være skadelig dersom reaksjonen forårsaker riss eller sprekker i betongen. Ved *type 0* er det ingen alkalireaksjon. *Type 1* betyr alkaligel finnes i isolert luftpore, mens ved *type 2* er det reaksjon i tilslaget uten påvirkning av sementpastaen. *Type 3* er dersom det er alkaligel i luftpore og reaksjon i tilslaget. *Type 4* har reaksjon i tilslag og riss som løper ut i sementpastaen. Ved reaksjon i tilslaget og riss som forbinder flere reagerte tilslag klassifiseres det som *type 5*. Type 1 og 2 klassifiseres som ikke rissdannende, type 3 kan være rissdannende, mens type 4 og 5 er rissdannende og skadelig ASR [20].

Det er gjort flere studier på å beskrive tap av betongfastheten. Temaet er fortsatt ikke helt forstått, og en klar beskrivelse foreligger ikke, men trenden viser at det er en klar sammenheng mellom ekspansjon fra alkalireaksjoner, og reduserte materialegenskaper for betong [24]. Figur 5.4 [24] og tabell 5.1 [25] viser resultater som bekrefter dette.



Figur 5.4: Reduserte materialegenskaper som følge av ekspansjon [24]

Tabell 5.1: Nedre grenseverdier i % i forhold til upåvirket betong [25]

Egenskap	Ekspansjon				
	0.5 mm/m	1.0 mm/m	2.5 mm/m	5.0 mm/m	10.0
Trykkfasthet terning	100	85	80	75	70
Strekkfasthet	85	75	55	40	-
E-modul	100	70	50	35	30



Figur 5.5: Reaksjonsprodukt fra ASR [26]

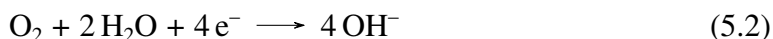
5.3 Armeringskorrosjon

Den mest utbredte nedbrytningsmekanismen er armeringskorrosjon. Årsakene kan være mange; mangelfull utførelse, feil betongkvalitet, karbonatisering eller inntrengning av klorider. Armeringskorrosjon fører til rustfarging, sprekkdannelse, betongavskalling og til slutt konstruktiv svekkelse. En elektrokjemisk korrosjonsreaksjon mellom jern, basisk vann og oksygen danner jernoksid, et svært tynt oksidsjikt som fungerer som en beskyttende barriere mellom stålet og omgivelsene. Dette kalles passivisering, og oksidsjiktet kalles passivfilm. Passivfilmen vedlikeholdes av korrosjonsreaksjonen så lenge porevannet er tilstrekkelig basisk, ikke inneholder klorider, og er i kontakt med stålet [27]. Brytes passivfilmen ned blottlegges stålet, og det kan korrodere. Korrosjon er en kjemisk prosess der det må være tilstede en anode og en katode, som er metallisk forbundet og omgitt av en elektrisk ledende væske (porevannet) [18].

Anodereaksjon



Katodereaksjon



Total reaksjon

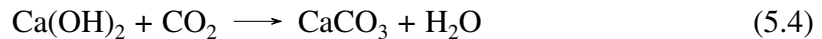


Den høye alkaliteten i betongen skyldes mengden av natrium- og kaliumhydroksid i sementen. Mengden av Na_2O og K_2O bestemmer hvor høy pH-verdien blir, men mettet kalsiumhydroksid i porevannet alene gir en pH på 12,6. Brytes oksidfilmen ned ved at pH-graden senkes til under 9,5, gir ikke dette tilstrekkelig beskyttelse for korrosjon [18].

5.3.1 Karbonatisering

Karbonatisering er en kjemisk prosess der enkelte bestanddeler av sementgelen reagerer med karbondioksid i lufta. Karbondioksid diffunderer inn i betongen og reagerer med kalsiumhydroksid i porevannet, og danner kalsiumkarbonat og vann. Resultatet av dette er at pH-nivået i betongen reduseres, slik at passivfilmen rundt armeringen brytes ned. Reaksjonsproduktene har mindre volum enn reaktantene, og denne volumreduksjonen vil

føre til små uregelmessige rissdannelser på betongoverflaten [18].



Førløpet for karbonatisering kan deles inn i to perioder: initieringsperioden er den tiden det tar for karbonatiseringsfronten å nå armeringen, mens korrosjonsperioden er tiden da korrosjon finner sted etter at oksidfilmen er brutt [22]. Karbonatiseringsfronten starter fra overflaten og beveger seg inn i betongen. Grunnet dette vil riss og rissvidder påvirke karbonatiseringshastigheten lokalt. Selv ikke stor overdekning vil være til hjelp der riss krysser armering. Hastigheten avtar med dybden i betongen og er proporsjonal med kvadratroten av tiden. Karbonatiseringskoeffisienten k avhenger av betongkvaliteten, og d er dybden av karbonatiseringsfronten.

$$d = k \cdot \sqrt{t} \quad (5.5)$$

Karbonatiseringsprosessen avhenger først og fremst av overdekning og betongens tetthet, men også med den relative fuktigheten. Karbonatisering skjer hurtigst ved 50-60 % relativ fuktighet. I dette fuktighetsområde vil også armeringen starte å korrodere, hvis det er tilgang på oksygen. Vannmettet eller meget tørr betong karbonatiserer praktisk talt ikke [22].

5.3.2 Kloridinntrenging

Armeringskorrosjon som følge av kloridinntrenging er ofte det største problemet for bestandigheten til armerte betongkonstruksjoner [15]. Når klorider kommer i kontakt med passivsjiktet brytes det ned, og danner løslige oksyklorider. Jernioner løses da lettere opp, og korrosjon initieres. Korrosjon som følge av klorider har en tendens til å foregå lokalt, og dermed med større hastighet enn den jevnere fordelte korrosjonen initiert av karbonatisering. Kloridinnholdet i betongen skyldes kloridholdige delmaterialer, eller ved at klorider trenger inn utenifra, for eksempel via veisalt eller sjøvann [19]. Tiden det tar for å depassivere passivsjiktet avhenger av:

- diffusjonshastighet, eller kapillærsugehastigheten av klorider
- binding av klorider i betongen
- grenseverdi for nødvendig kloridnivå

Som for karbonatisering kan god betongkvalitet og større overdekning forlenge initieringsperioden, men dette hjelper ikke om det er kloridholdige delmaterialer i betongen.

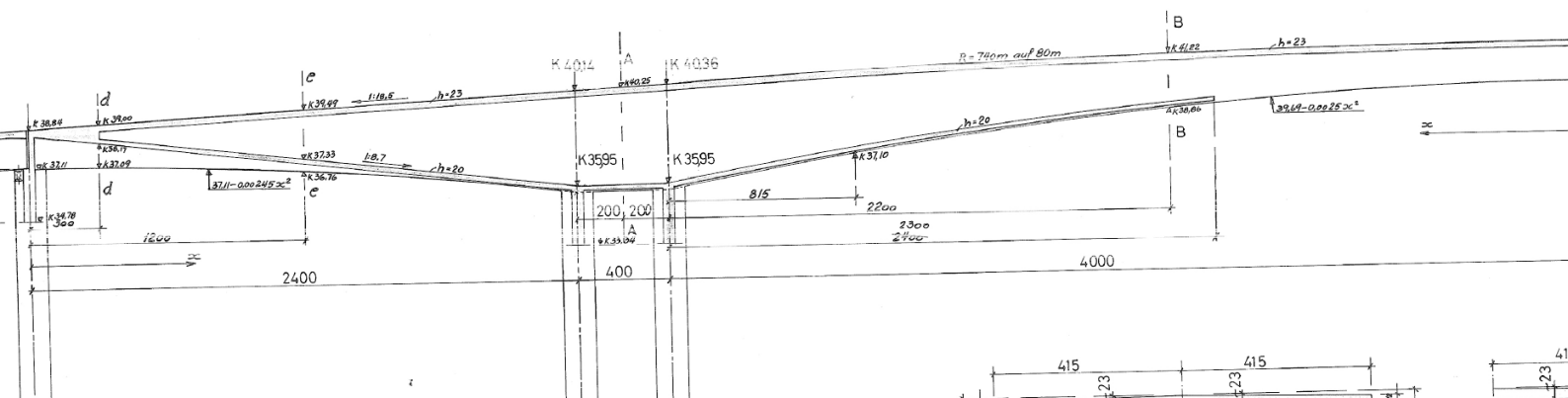
Det er ingen klare grenser på for hvor kloridterskelen ligger, siden bindingen av klorider avhenger av materialsammensetting og betongens alkalinitet. Tabell 5.2 viser anbefalte verdier for standard sement som ikke er karbonatisert. For karbonatisert betong senkes nedre grensenivå til 0,1 % av sementvekten [19].

Tabell 5.2: Kloridinnhold og korrosjonsrisiko med standard sement [19]

Kloridinnhold i % av sementvekt	Korrosjonsrisiko
< 0.4	Minimal
0.4 - 1.0	Mulig
1.0 - 2.0	Sannsynlig
> 2.0	Sikker

5.4 Frost

For betongkonstruksjoner i fuktig miljø kan det foregå kontinuerlige fryse- og tineprosesser, som fører til frostskafer. Disse skadene starter ofte i overflaten ved avskalling som gradvis spiser seg innover i betongen. Ved frostnedbrytning dannes et hydraulisk trykk i porene, eller osmotiske effekter. Hydraulisk trykk i porevannet resulterer i at betongen får strekkspenninger, som fører til oppsprekking og avskalling. Dersom det er salt i porevannet kan det oppstå osmotiske effekter. Saltkonsentrasjonen øker nær isfronten, og vann med lavere saltkonsentrasjon strømmer til for å utjevne dette. Det vil gi et trykk i poresystemet. Luftporene er vanligvis ikke fylt med vann og kan fungere som en trykkavlaster. Frostavskallingene kommer når vannet fryser og det utvikles trykkspenninger, som fører til strekkspenninger i betongen som overstiger strekkfastheten. Skadene påvirkes av antallet frostsykler, avkjølingshastighet, laveste frysetemperatur og tid ved frosttemperatur. Med avtakende masseforhold vil evnen betongen har til å motstå frostskafer øke [18].



Kapittel 6

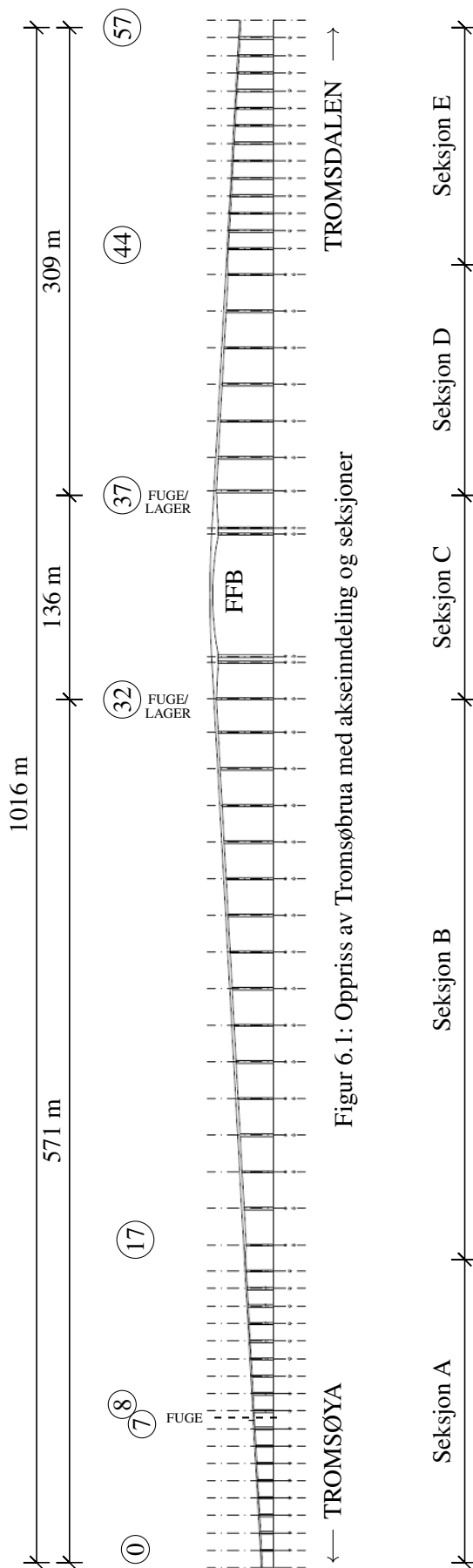
Beregningsgrunnlag

Beregningen av Tromsøbrua i denne oppgaven er basert på tegningsgrunnlaget, og arkiverte dokumenter hos Aas-Jakobsen. Relevante brutegninger finnes i vedlegg A. Dette kapittelet vil ta for seg generelt Tromsøbruas geometri, byggematerialer og historikken.

6.1 Bakgrunn

På 1950-tallet gikk bilfergen uavbrutt fram og tilbake over sundet i Tromsø, og det begynte å danne seg lange bilkøer fra fergestedet og opp gjennom byens gater. Løsningen ble å bygge en bru over sundet. Konsulentfirmaet Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen ble engasjert, og aksjeselskapet Tromsøbrua ble startet i 1955. I 1957 kunne det settes ut til anbud og entreprisen gikk til arbeidsfellesskapet Nils Meland A/S, Tromsø og A/S Jernbetong Trondhjem, Trondheim. Erling Viksjø var allerede anskaffet som arkitekten på prosjektet, og i desember 1957 ble brua påbegynt. I mai 1959 var undervannsarbeidet utført, i oktober ble hovedspennet fullført og de siste støpearbeidene avsluttet 23. desember 1959. Det ble senere i 1974 bygget nye fendere rundt søylegruppene til hovedspennet. I 1982 ble det utvidet med ny gang- og sykkelbane i stål på begge sider av brua, og i 2005 ble sikkerhetsrekkverket forhøyet til rundt 2,5 meter.

Kapitellfigur 6. Tverrsnitt for én utkrager på Tromsøbrua

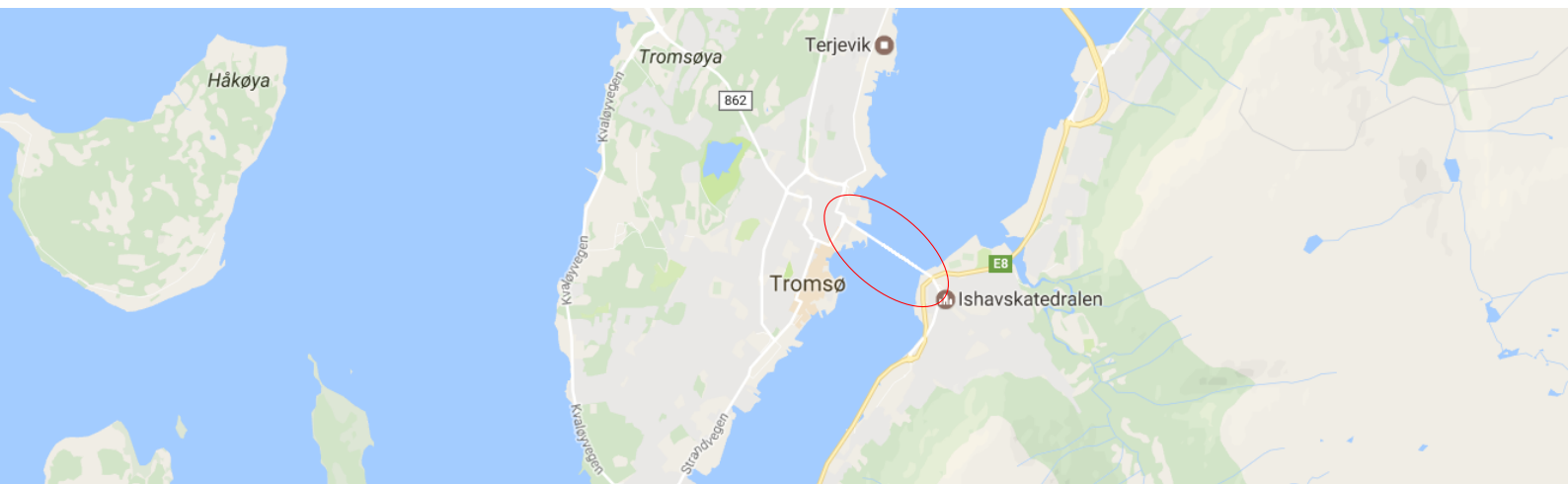


Figur 6.1: Oppriss av Tromsøbrua med akseindeling og seksjoner

6.2 Geometri

Tromsøbrua strekker seg fra Tromsøya og over til Tromsdalen på fastlandet. Tromsøbruas geometri er presentert i oppriss i figur 6.1, og tverrsnittsvariasjonen kan ses i figur 6.3. Total horisontallengde er 1016 meter. I denne oppgaven vil opprinnelig akseinndeling benyttes, og starter på 0 ved Tromsøya til 57 ved Tromsdalen. Hovedspennet kan ses i figur 6.4, og er 136 meter. Denne delen består av et hovedspenn på 80 meter, og sidespenn på 24 meter. Viadukten mot Tromsøya er 571 meter, mens viadukten mot Tromsdalen er 309 meter. Fugene er vist på oversiktstegningen i figur 6.1, og den første fugen er plassert i felt 7 mellom akse 7 og 8. I tillegg er det fuge mellom viaduktene og hovedspennet, i akse 32 og 37. Brua har to kjørebanner i tillegg til påhengte gangbaner.

- Seksjon A og E: Kontinuerlig massivt platetverrsnitt som spenner over enkle søyler
- Seksjon B og D: Kontinuerlig bjelkebru med dobbelt T-tverrsnitt, som spenner fra søylepar til søylepar, med 5,6 m innbyrdes avstand. Ved rigler i toppen og 5,5 m over vannflaten danner dette en rammekonstruksjon
- Seksjon C: Hovedspennet over tre felt er etter fritt frambygg-metoden, med varierende kassetverrsnitt og dobbelt T-tverrsnitt. Opplegg på to søylepar i gruppe

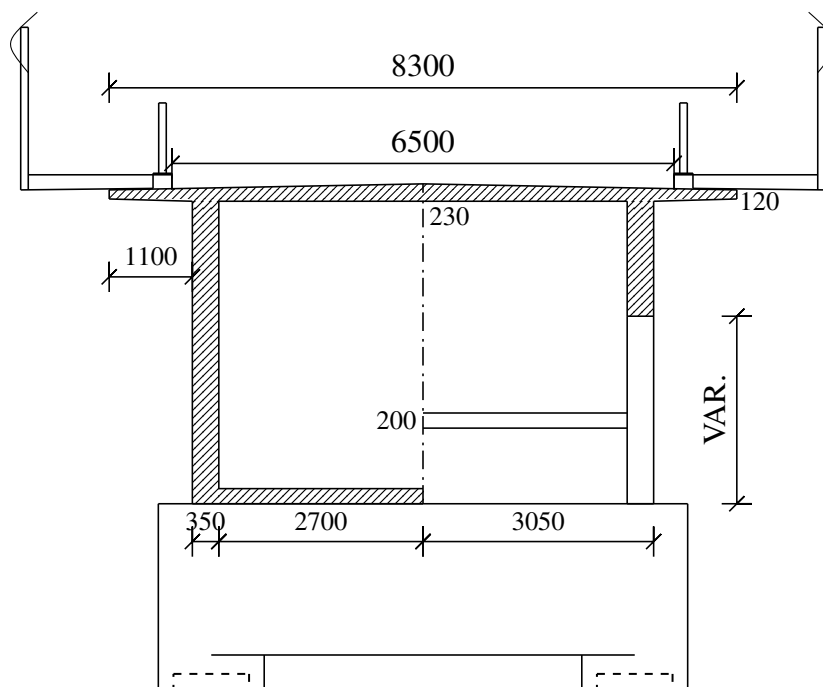


Figur 6.2: Brua strekker seg fra Tromsøya over mot Ishavskatedralen

Bruplata er 8300 mm bred og har en føringsbredde på 6500 mm. Opprinnelig var det satt opp 1,5 meter høye rekkverk, men disse har i ettertid blitt forhøyet til 2,5 meter av sikkerhetshensyn. De påhengte gangbanene er rundt 2,0 meter brede. Tromsøbrua har høye, slanke søyler med diameter 1400 mm. Disse er massive til over nederste rigel, og deretter hule med en veggtykkelse 200 mm. Søylene i FFB-delen er mest sannsynlig massive helt opp [28], mens enkeltsøylene er kun massive under kote 3,0 meter. De nedre riglene er

plassert med underkant kote 5,5 meter, mens de øvre riglene varierer med bruas høyde. Vanlige betongsåler er valgt til fundamenteringen på land, mens i sundet er det brukt kamstålarmerte 30x30 cm betongpåler som er drevet rundt 12 meter ned [28]. Fundamentene går fra diameter 1400 mm til 2600 mm over en høyde på 1,3 meter, og er deretter konstant 2600 mm over ytterligere 1,3 meter.

Brubanens horisontal- og vertikalkurvatur, i tillegg til kotehøyder og stigninger, kan ses i vedlegg A. Fra landkaret på Tromsøsidan går brua rettlinjet i 841 meter, og deretter i slak kurve med en radius på 250 meter. Kjørebanelens stigning er 1:18,5 m til midtspennet hvor den lange buen på 80 meter har en radius på 740 meter. Brua har en friseilingshøyde på 38 meter, og det høyeste punktet ligger 41,5 m over havoverflaten. Seilløpet under hovedspennet har for øvrig bredde på 60 meter.



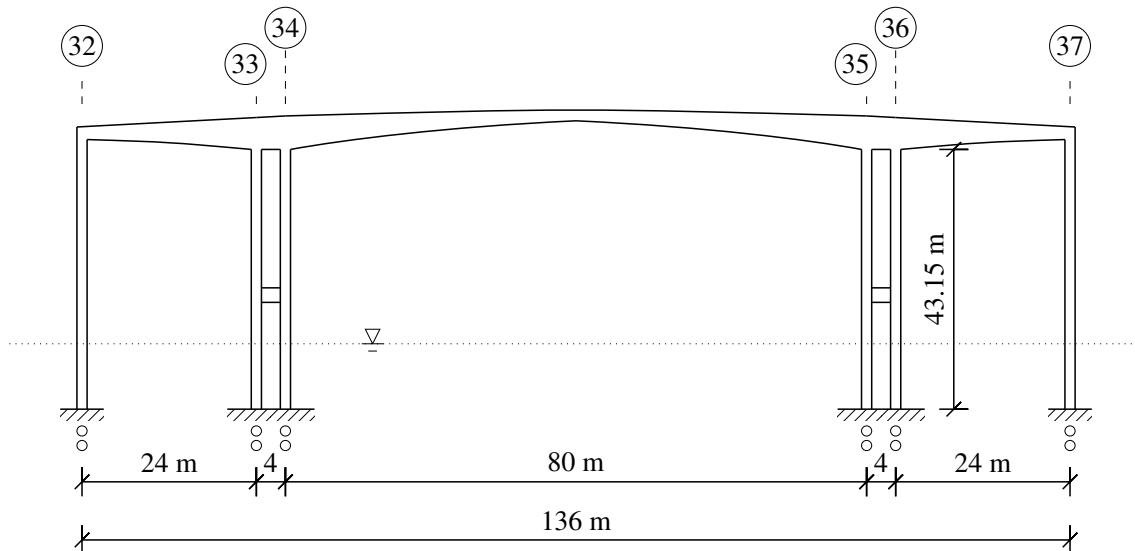
Figur 6.3: Tromsøbruas tverrsnittsvariasjon for FFB-delen

Denne oppgaven vil begrenses til seksjon C, som er den delen som er bygd etter FFB-metoden. Hovedspennet er som nevnt 80 meter, mens sidespennene er 24 meter pluss 4 meter mellom søyleparene. Tverrsnittet har varierende høyde fra 1750 mm til 4610 mm.

6.3 Statisk system

Det statiske systemet for FFB-delen av Tromsøbrua er vist i figur 6.4. Her er randbetingelsene for FFB-delen vist, hvor samtlige søyler er støpt monolittisk til bruoverbygningen,

og er fundamentert likt. For brua ellers, med viaduktene, er det en dilatasjonsfuge i felt mellom akse 7 og 8. Deretter strekker brua seg kontinuerlig til neste fuge og lager i akse 32. Tilsvarende går viadukten med landkar på Tromsdalsiden kontinuerlig frem til fuge og lager i akse 37. Dette gjør at FFB-delen kan ses på som en individuell konstruksjon, til en viss grad uavhengig av viaduktene.



Figur 6.4: FFB-delen beregnes som en uavhengig rammekonstruksjon

6.4 Materialer

Frem til 1973-74 hadde de norske standardene til felles at man ved dimensjonering skulle kontrollere de virkelige spenningene mot opptredende spenninger i en konstruksjonsdel, med gitte verdier av tillatte spenninger, kalt spenningskontrollmetoden [8]. De fleste bruer bygd etter lastklasse av 1958 og tidligere benyttet denne metoden. Denne metoden er ikke lengre i bruk, og siden det er færre som kjenner til denne beregningsmetoden, sier R412 at ved brukklassifisering skal det benyttes partialfaktormetoden for alle bruer, men med endrede last- og materialfaktorer. γ_g reduseres til 1,15 og γ_f økes til 1,4. Tromsøbrua bruker gamle stål- og betongkvaliteter, og vedlegg 1 i R412 gir materialegenskaper for gamle stål- og betongkvaliteter, slik at det kan brukes i henhold til NS 3473.

6.4.1 Betong

Betong har lav strekkfasthet, og kan være 5-10 % av trykkfastheten. Strekkbrudd gir ofte sprø brudd, derfor regner man kapasitet uten bidrag fra betongens strekkkapasitet. I stedet

Tabell 6.1: Betongegenskaper etter R412

Betongkvalitet		B440	A-Betong
Betongkvalitet etter NS 3473		C40	C25
Terningfasthet	f_{ck}	40 MPa	25 MPa
Karakteristisk sylindrefasthet	f_{cck}	32 MPa	20 MPa
Konstruksjonsfasthet for trykk	f_{cn}	25.2 MPa	16.8 MPa
Strekfasthet	f_{tk}	2.75 MPa	2.10 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	f_{tn}	1.85 MPa	1.40 MPa
Karakteristisk E-modul	E_c	26 870 MPa	23 336 MPa
Initiell E-modul	E_{cn}	26 328 MPa	23 313 MPa
Dimensjonerende trykkfasthet	f_{cd}	18 MPa	12 MPa
Dimensjonerende strekkfasthet	f_{td}	1.32 MPa	1.0 MPa

legges det inn armering som tar hele strekkraften. Det er noen unntak, og dette gjelder skjærstrekk, forankring, skjøting av armering og partielt belastede flater, som er avhengig av en viss strekkfasthet [14].

Tromsøbrua er prosjektert i overgangen mellom NS 427 (1939) og NS 427A (1962). Ut fra tegningsgrunnlaget er det brukt kvaliteter fra begge disse standardene. Bruoverbygningen i FFB-delen er i kvaliteten B440, mens søyler går under betegnelsen A-betong, med krav om minimum innblandet sementmengde. B440 ligger i følge R412 nærme C40, og den sier også at for bruer bygd etter 1945 skal det ikke brukes høyere fasthetsklasse enn C25, dersom ikke annet er angitt. A-betong i søylene klassifiseres derfor som C25. Det ble utført trykkmålinger av betongen ved bygging, og disse finnes i arkivet hos Aas-Jakobsen. Dimensjonerende trykkfasthet finnes ved formelen:

$$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} \quad (6.1)$$

Materialfaktoren for betong, γ_c , er 1,4 i bruddgrensetilstand, og 1,0 i bruksgrensetilstand. Dimensjonerende strekkfasthet er på tilsvarende måte:

$$f_{td} = \frac{f_{tn}}{\gamma_c} \quad (6.2)$$

Avhengig av betongkvalitet må også karakteristisk og initiell elastisitetsmodul bestemmes, hvor koeffisienten $k_E = 9500 MPa^{0.7}$. Formelen for karakteristisk E-modul og initiell E-modul finnes i punkt 9.2.1 og 11.3.1 i NS 3473:1998:

$$E_{ck} = k_E (f_{cck})^{0.3} \quad (6.3)$$

$$E_{cn} = 10^4 (f_{cn})^{0.3} \quad (6.4)$$

6.4.2 Slakkarmering

Ved riktig bruk og mengde av armering kan duktil oppførsel oppnås. Vanlig praksis ved tverrsnittdimensjonering i Norge er å normalarmere. Det vil si man setter bruddtøyningen i armeringen til to ganger flytegrensen [29], slik at armeringen flyter før betongen knuses. Dette karakteriserer duktilitet, og gir en forvarsel før et eventuelt brudd.

Tabell 6.2: Armeringsegenskaper etter R412

Armeringskvalitet		St. 37 Glattstål	CSF 40 (s) Kamstål		CSF 50 (s) Kamstål	
Armeringsdiameter	ϕ	8-32mm	8-20mm	25-32mm	8-16mm	20-32mm
Flytegrense	f_{sk}	230 MPa	400 MPa	380 MPa	500 MPa	480 MPa
Dimensjonerende fasthet	f_{sd}	184 MPa	320 MPa	304 MPa	400 MPa	384 MPa
Elastisitetsmodul	E_s	200 GPa	200 GPa	200 GPa	200 GPa	200 GPa

På brua er det hovedsakelig benyttet slakkarmering av kvalitet CSF 50, som er av tilsvarende Ks 50 kvalitet etter håndbok R412. Tromsøbrua er prosjektert etter NS 427, og denne standarden inneholdt bare glatt armeringstål, St. 37 og St. 52. Det var først tidlig på 50-tallet man begynte å produsere det som ble omtalt som svensk kamstål i Norge [30]. CSF er derfor en tidlig betegnelse på kamstål, før NS 427A kom i 1962 med betegnelsen Ks. Dimensjonerende fasthet finnes ved:

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (6.5)$$

hvor γ_s er 1,25 eller 1,0 i henholdsvis brudd- og bruksgrensetilstanden. Det er også brukt CSF 40 i søyler, og St. 37 i bøyler.

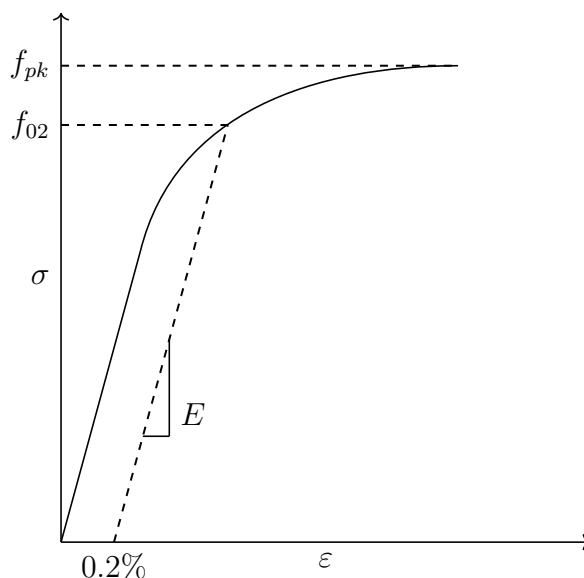
6.4.3 Spennarmering

Tromsøbrua er spent opp ved hjelp av spennstag i utsparingsrør som senere er injisert [28]. Injiseringmassen gir heft mellom spennstag og betong, i tillegg til å beskytte mot korrosjon. Spennstålet som ble brukt på Tromsøbrua er av typen St 80/105, og har en beregnet flytegrense på 8 000 kg/cm², og strekkgrense på 10 500 kg/cm². For forspenning av stål uten en klart definert flytegrense ble det tidligere benyttet en såkalt 0,2%-grense i beregninger (f_{02} , eventuelt $\beta_{0,2}$ [31]), fremfor dagens karakteristiske fasthet hvor man bruker 0,1%-grensen ($f_{p0,1k}$) [31]. Det betyr den spenningen stålet har fått ved 0,2 % inelastisk tøyning [16]. Dette tilsvarer for Tromsøbrua omtrentlig en 0,2%-grense, f_{02} , på 780 MPa, og strekkfasthet, f_{pk} , på 1030 MPa [31]. Elastisitetsmodulen er oppgitt i opprinnelige

beregninger som 2 050 000 kg/cm [32]. Dimensjonerende fasthet til spennarmering ble tidligere beregnet som:

$$f_{pd} = \frac{f_{02}}{\gamma_s} \quad (6.6)$$

hvor f_{02} er den spenningen som gir 0,2 prosent permanent forlengelse.



Figur 6.5: Spennings-tøyningsdiagram som viser f_{02} [14]

Tabell 6.3: Spennarmeringskvalitet

Spennstål		St 80/105
Areal	A_p	530,9 mm
Karakteristisk fasthet	f_{pk}	1030 MPa
Strekkfasthet 0,2 %-grense	f_{02}	780 MPa
Dimensjonerende fasthet	f_{pd}	624 MPa
Forspenning	$\sigma_{p,max}$	$0.75 f_{02}$
Elastisitetsmodul	E_p	205 GPa
Relaksajonsklasse 3	ρ_{1000}	4%

Etter det tidligere tyske regelverket DIN 4227 ble det bestemt at stålet skulle spennes opp med enten 55 % av strekkfastheten, eller 75 % av 0,2 %-grensa [33], til sammenligning mot dagens tillatte oppspenningskraft på 95% av $f_{p0,1k}$. Dette stemmer overens med arkiverte tabeller, som viser at stålstagene ble spent opp med rundt 32-33 tonn. Den positive armeringen i midtspennet kan tyde på at ble spent opp lavere enn overkantarmeringen, og ut fra tabellene ser det ut til at det ble spent opp med rundt 26 tonn. I denne oppgaven velges det å bruke 75 % oppspenning for all spennarmering. Tap av spennkraft er i opprinnelige beregninger satt til 16 %.

6.5 Byggehistorikk

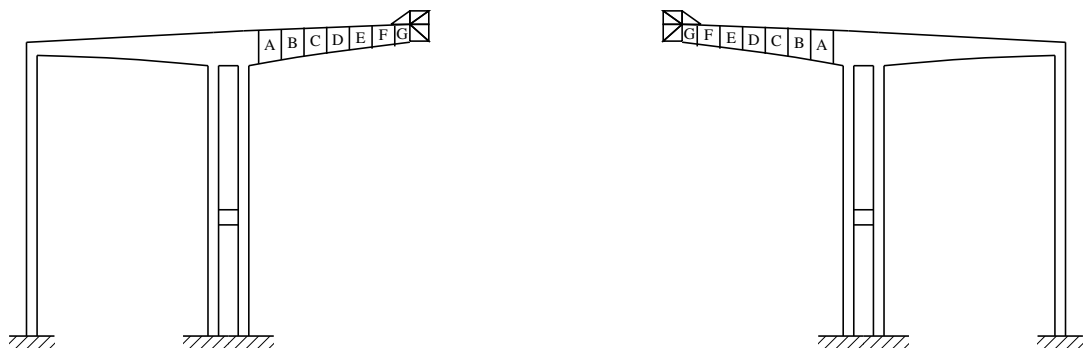
Bruas midtspenn ble utført i spennbetong etter Dywidag-systemet, og Tromsøbrua var ved ferdigstilling i 1960 den første fritt frambyggbrua i Norge. Hovedspennet ble bygd sommeren 1959 etter FFB-metoden. Sidespennene ble støpt med fast forskaling, mens hovedspennet ble utført som en utkrager ved bruk av forskalingsvogner. Med FFB-metoden er det vanligvis uavhengige, statisk bestemte konstruksjoner, frem til sammenkobling. For Tromsøbrua ble det gjort annerledes. Sidespenn og søyler ble støpt først, og dannet en statisk ubestemt konstruksjon. Kragerarmene var likevel statisk bestemte frem til sammenkobling. Dette er illustrert i figur 6.6.

Første trinn med den ene forskalingsvogna i stilling ses på figur 6.7d og 6.6a. Det ble bygget i seksjoner på 3 meter av gangen, som ble forankret til den delen som allerede var ferdig støpt ved bruk av Dywidag spennstål. Skjøtingen ble utført ved muffeskjøter, og kunne forankres ved å bruke en forankringsplate og låsemutter. Til hver utkrager ble det benyttet 104 spennstag, som gir en samlet spennkraft rundt 3 500 tonn [28]. Figur 6.7 og 6.8 viser hvordan fritt frambyggingen av Tromsøbruas hovedspenn ble utført.

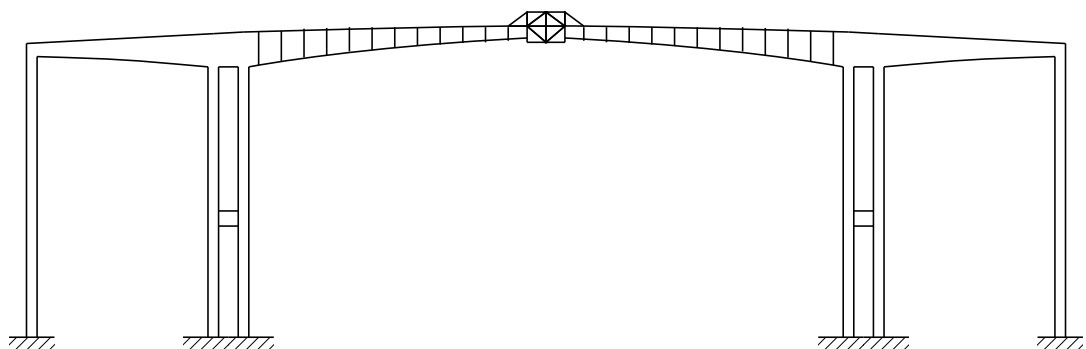
Denne byggemetoden gjorde at den etteroppspente brukonstruksjonen kunne utføres raskt og effektivt. Seksjonene ble forskalet, armert, støpt, oppspent og injisert på gjennomsnittlig en uke. Hele fritt frambygg-delen ble dermed ferdig på omtrent tre måneder. Forskalingsvognene ble bygget ferdig inne på land for å spare tid, og ble deretter fraktet ut med en sjøgående heisekran. Vekten av kurven ble i bereningene satt til 35 tonn [34]. Etter to døgn var betongens styrke oppe i 350 kg/cm^2 , og dermed sterk nok til å bære seg selv, og vekten av kurven. Byggesyklusen var en uke per flytt, og for å unngå frost i forbindelse med injiseringen ble syklusen på de siste tre seksjonene presset ned til 14 dager. Altså fire dager per flytt [28].



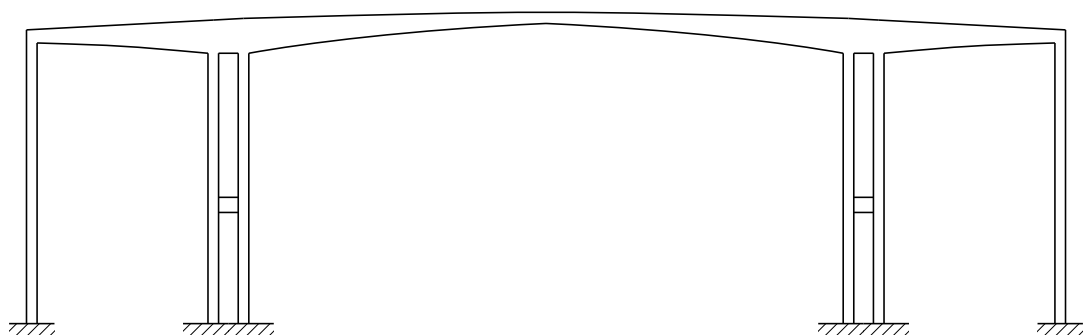
(a) Forskalingsvogn i posisjon for første fase og støp av seksjon A



(b) Fritt frambygging og støp av seksjon H

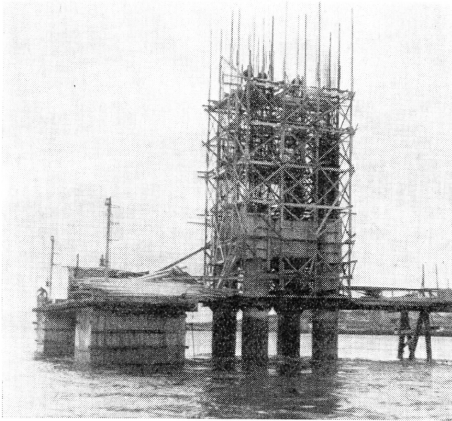


(c) Sammenkobling og støp av siste seksjon

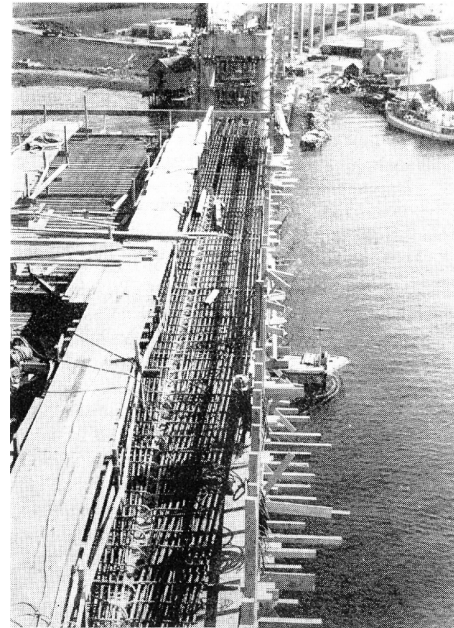


(d) Ferdigtilstand etter sammenkobling av kragarmene

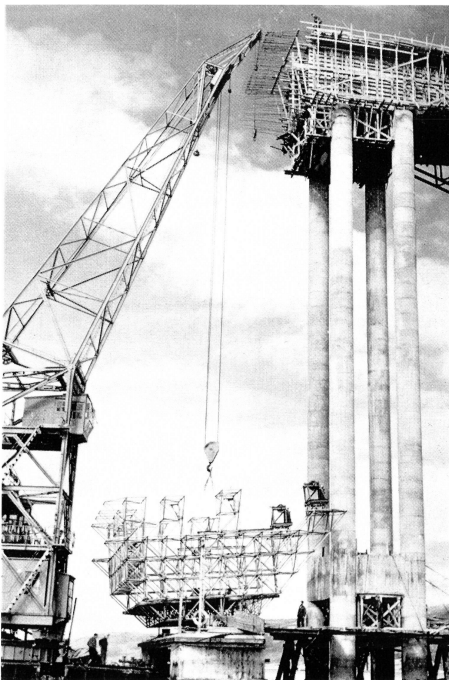
Figur 6.6: Fritt frambygging av Tromsøbrua



(a) Støping av søylegruppe



(b) Armering legges i sidespenn



(c) Forskalingsvogn løftes i posisjon

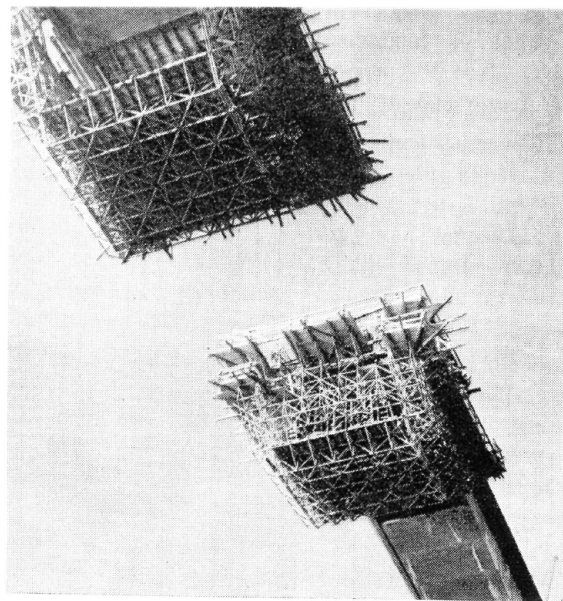


(d) Første trinn klart med forskalingsvogn [28]

Figur 6.7: Byggefaser for sidespenn



(a) Vognene møtes for sammenkobling av hovedspennet



(b) Kragarmene med forskalingsvogner møtes

Figur 6.8: Fritt frambygging av hovedspennet



Kapittel 7

Tilstandsbeskrivelse

Tilstandsbeskrivelsen av Tromsøbrua er basert på gjennomførte inspeksjoner og befaringer. I tillegg vil det tas utgangspunkt i håndbok V441. Relevante tilstandsundersøkelser som har blitt gjennomført de siste årene er:

- 1993-1996: Alkalireaksjoner i Nord-Norge
- 1997: Hovedinspeksjon, NOTEBY
- 2006: Hovedinspeksjon
- 2010: Tilstandskontroll og prøver, Multiconsult og NBTL
- 2014: Prøveuttak, SINTEF
- 2016: Hoved- og spesialinspeksjon, Multiconsult
- 2017: Egen befaring

Siste hoved- og spesialinspeksjon ble gjennomført av Multiconsult i august 2016, og vil være den mest relevante rapporten for dagens tilstand. Det ble også utført en 3D-skanning av den vestlige halvdel av brua. I tillegg ble det gjennomført en egen befaring med visuell inspeksjon i mai 2017.

Kapitelfigur 7. Riss ved opplegg for Tromsøbrua

7.1 Visuell inspeksjon

De fleste søylene til Tromsøbrua har markant krakelering, særlig for de som er plassert i sjøvann. Her var det under befarings i 2017 tydelig at krakeleringen var best synlig på én side, mot nord. Gjennomgående fukt ses ved utkragende bruplate med påhengt gangbane på overside. Det var spesielt vått inn mot kantstein, som kunne tyde på begrenset drenering fra kjørebanelen, og mangel på dryppnese. Søylene viste tegn til at krakeleringen kunne være mest tydelig for den massive delen under rigel, med mørke flekker fra fukt på grunn av dreneringshullet for den hule delen av søyla. Her kunne det også registreres tegn til korrosjon ved vannivå, se figur 7.4.

Under befaringsen ble det gjennomført en begrenset visuell registrering av tilstanden til fugene. Dilatasjonsfugen i felt 7 kan tyde på sammenklemming, og brudelen mot akse 8 kan se ut til å ha vært kappet opp tidligere, se figur 7.1a. Lagrene ved akse 32 og 37 viste også en forskyvning på 10-15 mm.

Figur 7.2a viser at det er tydelig ulikt omfang av krakelering i søyleoverflater, og en kan i tillegg se fuktgjennomgangen fra gangbanen til undersiden av utkragende bruplate. Figuren viser krakelering for søyle i akse 16 i forhold til akse 15, i tillegg vises variasjon for side mot nord kontra sør. Ved nærmere inspeksjon er det tydelig at alkaligel gjør krakeleringssissene mørkere og mer tydelige, mens rissviddene ikke nødvendigvis er spesielt store.

I forbindelse med siste hovedinspeksjon i 2016 ble det gjennomført en visuell undersøkelse av brua [3]. Det er registrert en rekke vertikale riss for brubjelkene, krakeleringssiss kan også sees, og det er også noen skråriss. Skrårissene kan være knyttet til kapasiteten, eventuelt sammenheng mellom ekspansjon og trykkspenninger. Undersiden av bruplata har spor av svinnriss, og spesielt er det registrert oppsprekking i søyletopp på utstikkende, fri del for et flertall søyler. Her er det ikke trykkspenninger og ekspansjon kan derfor foregå fritt, og frostsprenging kan forstørre denne oppsprekkingen. Figur 7.5a viser en forsterket krakelering nettopp ved søyletoppen, hvor det også kan være sammenheng med fuktpåkjenning fra gangbanen. Under befarings med Kristian Lauknes fra Statens vegvesen Region nord, kom det frem at det har vært opphopning av vann på disse søyleutstikkene, som vil legge til rette for at alkalireaksjoner kan foregå.

Det ble gjort en visuell undersøkelse av utborede kjerner fra ulike deler av brua i 2014 [35]. Tabell 7.1 viser resultatene. Figur 7.6 viser hvor noen av kjernene ble boret ut. Ved boringen nevnes det at asfalttykkelsen ble målt til 10 cm. Siste rapporter fra dekkelegging viser derimot at tykkelsen er omtrentlig 44 mm.



(a) Underside av dilatasjonsfuge mellom akse 7 og 8

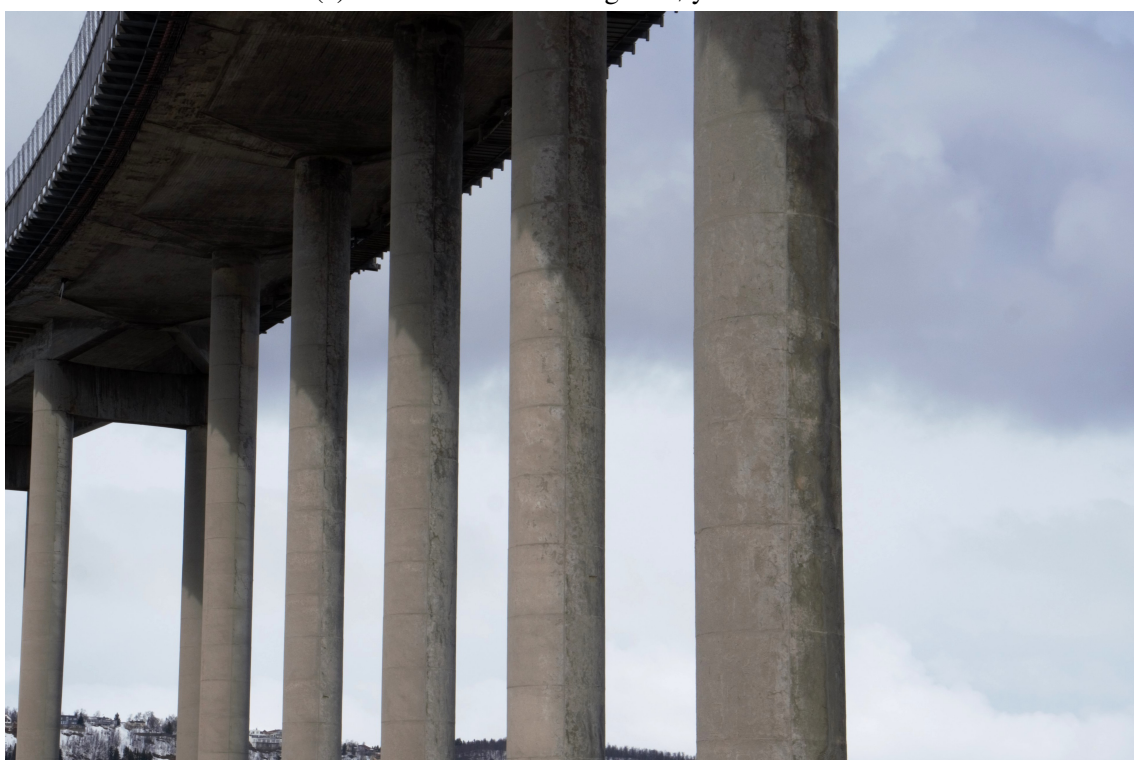


(b) Underside av dilatasjonsfuge i akse 32

Figur 7.1: Underside av dilatasjonsfuger [3]



(a) Varierende krakelering fra søyle 16 til 15



(b) Variasjon fra nord til sør

Figur 7.2: Varierende krakelering



Figur 7.3: Svinnriss underside bruplate



Figur 7.4: Tidevannssone og dreneringshull

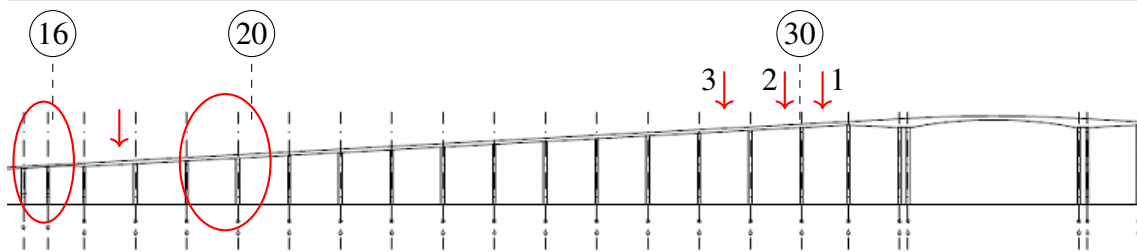


(a) Forsterket krakelering i toppen



(b) Riss på 3,0 mm i toppen

Figur 7.5: Krakelering og riss i søyletopp



Figur 7.6: Posisjoner for prøveuttak og undersøkelser

Tabell 7.1: Visuell undersøkelse av borkjerner i 2014

Kjerne	Riss	ASR
Dekke 1	Ikke observert	Små tegn
Dekke 2	Ikke observert	Nei
Dekke 3	Ikke observert	Svært små tegn
15 N-1	0,1 mm riss 50 mm innover i betongen	Hvit utfelling i luftporer
16 N-1	Ett 0,2 mm riss 50 mm inn i betongen	Hvit utfelling
16 N-2	Ikke observert	Hvit utfelling
16 Ø-3	Ikke observert	Spor av hvit utfelling
16 Ø-4	Ikke observert	Usikkert
51 S-1	Flere overflateriss. 0,3 mm riss 70 mm inn i betongen	Ingen øvrige tegn
51 S-2	Flere riss Ett 0,1 mm riss 43 mm innover i betongen. Ett 0,075 mm riss gjennom hele kjernen	Ingen øvrige

Ved tilstandskontrollen i 2011 ble fokus rettet mot ASR, og det ble foretatt en visuell kontroll, rissviddemålinger og utboring av kjerneprøver i akse 19 og 20. Disse ble valgt ut på grunn av betydelige skadeområder, begrensede inspeksjonsmuligheter grunnet det forhøyede rekkverket, og mangel på brulift. For søyle akse 19 nord under rigelen ble det observert avskalling med synlig og korrodert armering, og generelt mye riss i overflaten mellom middelvannstanden og underkant av rigel. For sørlig søyle ble det mellom kote 5,5m og 3,79m observert en vertikal sprekk, med varierende vidde mellom 1 og 5 mm. Her ble det plassert en kjerneprøve for å avdekke mulig skadeårsak. Det var ingen tegn til pågående armeringskorrosjon som kunne ha forårsaket denne skaden. For søyle i akse 20 sør ble det registrert flere vertikale riss med fellingsprodukter i og omkring rissene, og omfattende riss i betongoverflaten.



Figur 7.7: Krakeleringsriss mellom akse 17 og 18

7.2 Kloridmålinger

For bruas overbygning ble det i 2016 foretatt prøvetaking for måling av kloridinnholdet. De ble tatt i felt nummer 17, 23, 36 og 41, og det ble tatt fra 5 profiler i dybder lik 2-10 mm, 10-30 mm, 30-50 mm og 50-75 mm. Det har blitt antatt en sementmengde på 400 kg per kubikkmeter, og at betongen er av kvalitet C45 [3].

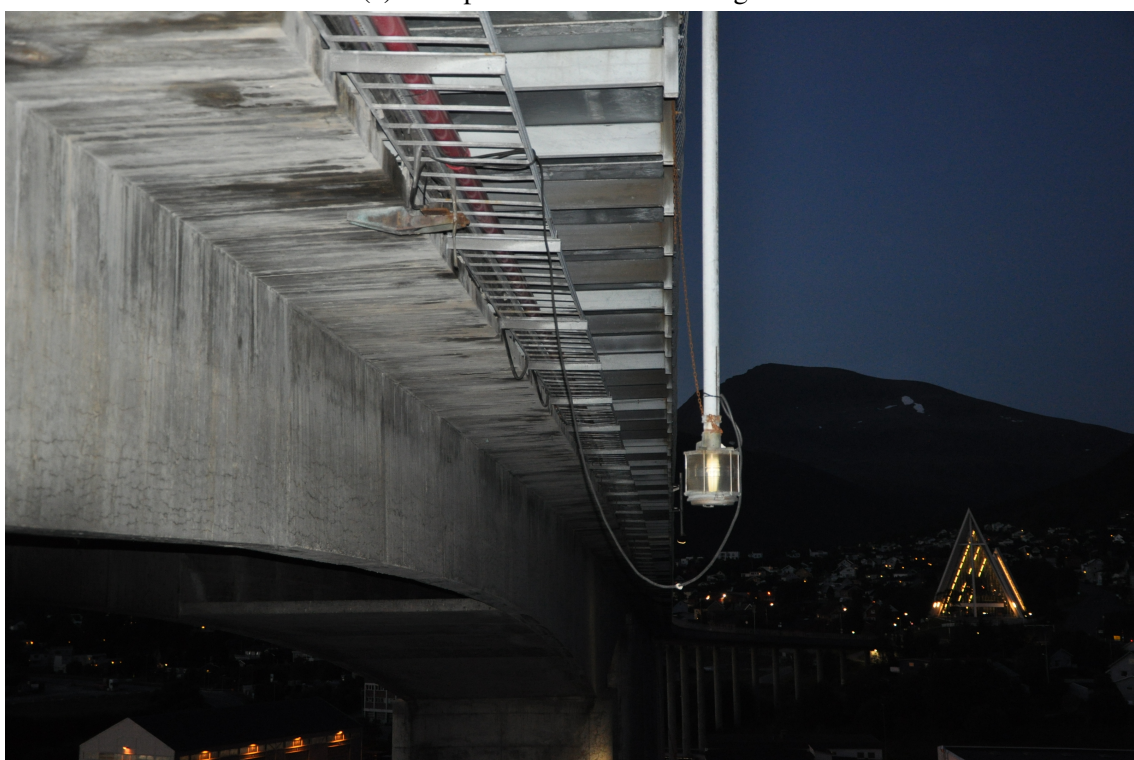
Tabell 7.2 presenteres resultater for felt 17, og øvrige målinger kan leses i vedlagt rapport.

Tabell 7.2: Kloridprøver fra tverrsnitt midt i felt 17

Prøve	Konstruksjonsdel	Kloridprøver				Overdekning	
		[mm]				[mm]	
		2-10	10-30	30-50	50-75	min	middel
F17.P1	Bjelke nord, utside	0.35	0.07	0.03	-	31	43
F17.P2	Bjelke nord, innside	0.57	0.15	-	-	38	52
F17.P3	Underside dekke, midt	0.24	0.10	0.05	0.05	13	28
F17.P4	Bjelke sør, innside	0.29	0.09	0.05	0.02	36	57
F17.P5	Bjelke sør, utside	0.42	0.14	0.08	0.04	45	58
					Snitt OD	33	48



(a) Sidespenn mellom akse 32 og 33



(b) Hovedspennet

Figur 7.8: Horisontale riss i FFB-seksjonen



(a) Krakelering med synlig alkaligel i seksjon B

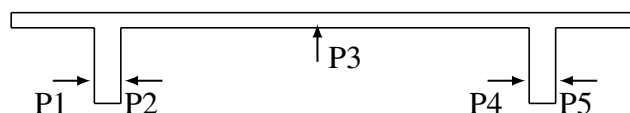


(b) Synlig alkaligel for søyle akse 16

Figur 7.9: Alkaligel i overflater



Figur 7.10: Søyler akse 19 sør



Figur 7.11: Prøveplassering for måling av kloridinnhold

Det er påvist opptil 0,57 % kloridinnhold på innsiden av bjelke mot nord og utsiden av bjelke mot sør, men dette er ikke i samme område som armeringen ligger. Dette betyr at det er liten sannsynlighet for armeringskorrosjon. I 2010 ble det tatt ut materiale for måling av kloridinnhold i søyler akse 19 og 20. Her ble det benyttet et sementinnhold på 375 kg per kubikkmeter. Resultatene fra disse viste at det kun ble registrert kloridinnhold av betydning under nedre rigel, hvor overdekningen varierer mellom 70 og 90 mm. Høyeste kloridinnhold ble målt for prøven i akse 20N som viste 0,8 % av sementvekten [36].

Ved inspeksjonen ble det målt overdekninger i alle lokaliteter for uttak av støvprøver til kloridanalyse. Det ble målt en kvadratmeter for hvert punkt det ble boret kloridprofil. Målingene viser at det er en variasjon fra 8 mm til over 100 mm [3].

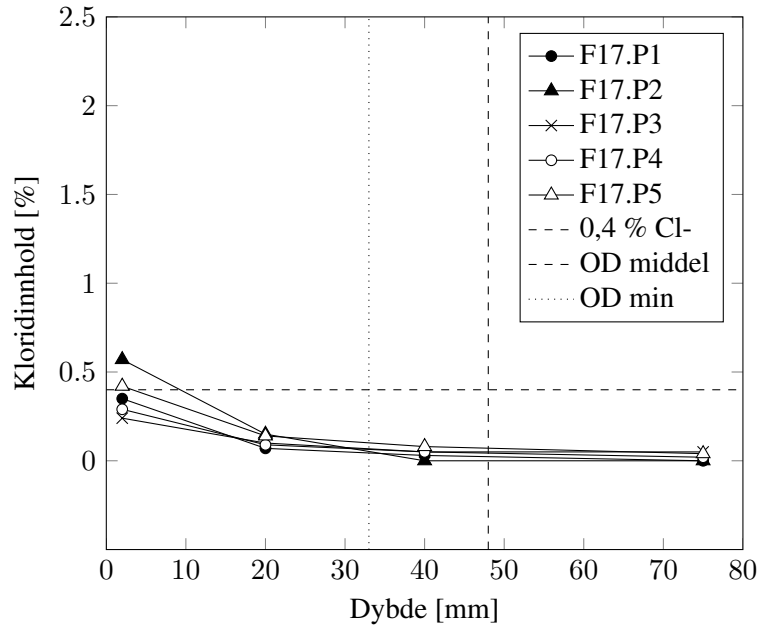
7.3 Rissviddemålinger

Mellom akse 17 og 43 har det blitt registrert riss i bjelkene. Disse er for det meste vertikale riss, i tillegg til noen få skjærriss. Det befinner seg også noen krakeleringsriss, og da særlig for den sørlige bjelken. I felt 17 ble det etablert et tremeters referansefelt i bjelke mot nord for registrering av riss. Sporslitasjen tydet på at bjelke mot nord har vært mest belastet, og målelinjen ble lagt tilsvarende posisjon som profil P2 på figur 7.11. Her ble det registrert 14 bøyeriss med senteravstand 120-300 mm, og rissvidder målt til < 0,5 mm [3], se figur 7.13.

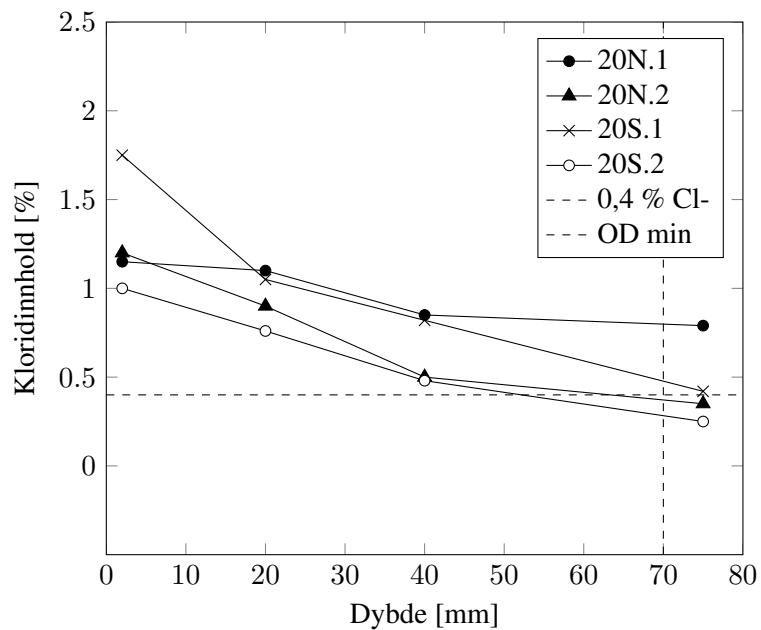
For søylene i akse 19 og 20 ble det i 2010 foretatt rissviddemålinger i to nivåer, mens i 2014 ble det registrert for søyle 16 og 51. Det brukes en rissindeks for rissviddemålinger langs definerte linjer [37]. Det måles da vertikalt på hovedrissretning, og rissindeksen er summen av rissvidder per målelengde:

$$\frac{\sum \text{rissvidder}}{l} \quad (7.1)$$

En sammenstilling av disse rissmålingene er gitt i figur 7.15. Her ser vi at nivået til rissindeksen stort sett ligger under 2 ‰. Elgeseter bru har betydelige alkalireaksjoner, og til sammenligning har det her blitt registrert rissindeks for søylene flere steder over 2 ‰,

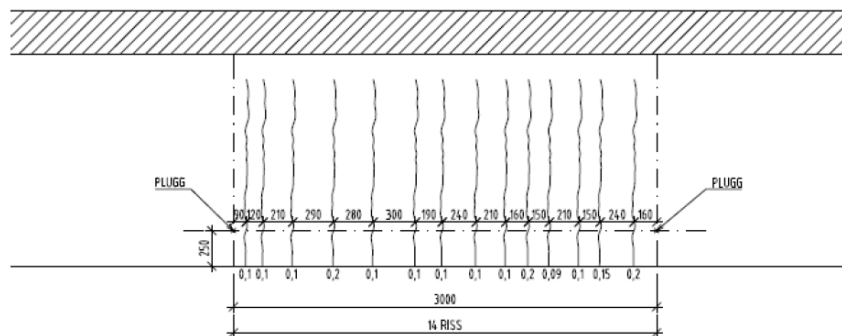


(a) Kloridinnhold i % av sementvekt for felt 17

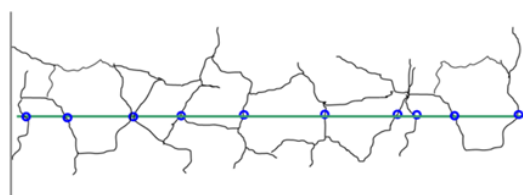


(b) Kloridinnhold i % av sementvekt for søyle 20N kote 4,0 meter

Figur 7.12: Kloridinnhold for bruoverbygning og søyle



Figur 7.13: Referansefelt mellom akse 17 og 18



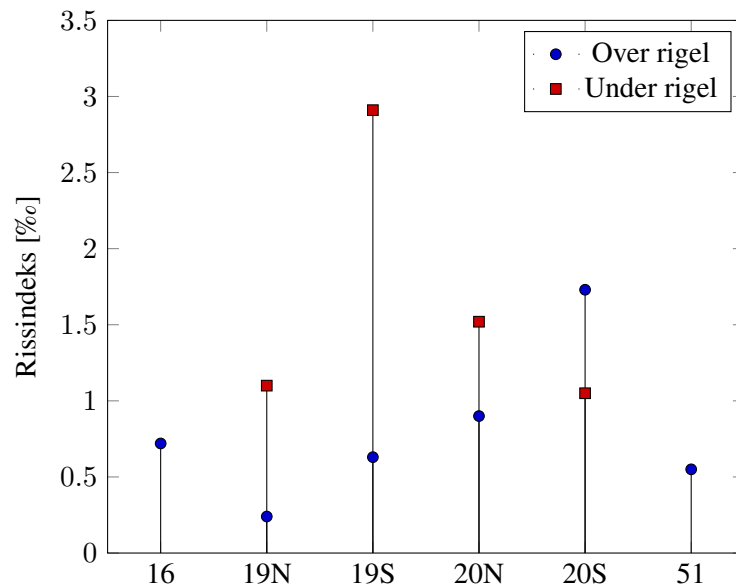
Figur 7.14: Rissviddeindeks

og helt oppe i 4 ‰[37]. I figur 7.16 har Eva Rodum i Statens vegvesen sammenstilt rissindekser og maksimale rissvidder for Tromsøbrua og Elgeseter bru. Denne er basert på konferanseartikkel [37] og innhentet data fra Tromsøbrua.

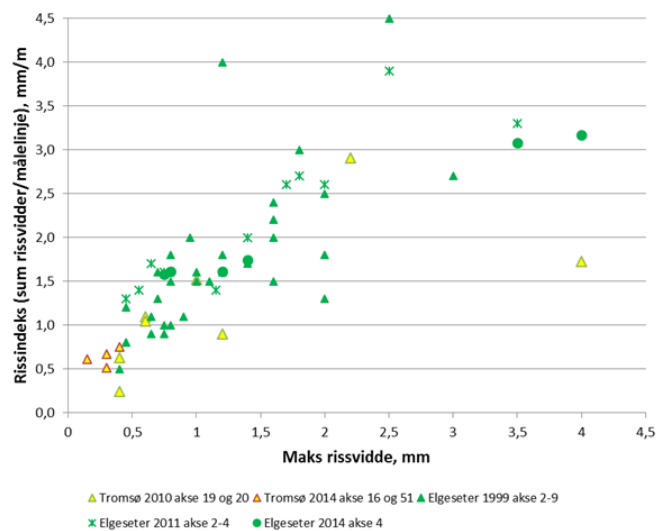
7.4 Strukturanalyse

Norsk betong- og tilslagslaboratorium gjennomførte i 2010 for Multiconsult en undersøkelse og vurdering av alkalireaksjon i borekjerner fra Tromsøbrua. Rapporten inneholder visuelle strukturanalyser, vanninnhold, kapillær vannmetningsgrad og trykkfasthet. Den visuelle strukturanalysen består av overflatebeskrivelse, makroanalyse av planslip, og mikroanalyse av tynnslip. De mottok 8 betongborekjerner med diameter Ø104 fra søyler i akse 19 og 20, over og under rigel. Prøvingsrapporten finnes fullstendig i vedlegg.

Resultatene fra undersøkelsene viser skadelig og rissdannende alkalireaksjon i alle prøvene for visuell strukturanalyse. Dette er forårsaket av bergartene kvartsitt, sandstein, siltstein, leirstein, mylonitt, kataklasitt og kvartsrik bergart [20]. Intensiteten og skadesgraden er riktignok varierende. Reaksjonsprodukter som amorf gel i sementpastaen, og krypto-mikrokrystallin reaksjonsprodukt i reagert tilslag ble observert. Tegnene på alkalireaksjoner ble vurdert til å være omfattende og rissdannende. I flere av prøvene fra tynnslip ble det observert skadelig alkalireaksjon med krystallstørrelser fra 0,25 mm til 1,0 mm, men størrelser over 0,13 mm klassifiseres ikke som reaktivt. Videre er det re-



Figur 7.15: Sammenstilling av rissindeks for Tromsøbruas søyler basert på undersøkelser fra 2010 og 2014



Figur 7.16: Rissindeks og maks rissvidde [37]

gistrert mer enn 20 % innhold av risikobergarter. I forskningsprosjektet fra 1993-96 [23] ble brua klassifisert til krakeleringsklasse 6, med maks rissvidde 0,5 mm. I 2010 ble det bemerket at ut fra visuelle vurderinger måtte Tromsøbrua klassifiseres til høyeste klasse, altså krakeleringsklasse 8.

Vanninnholdet ble samtidig målt til 4,5-5,1 vekt %, kapillær vannmetningsgrad til 0,91-0,98 og relativ fuktighet oppe i 100 %, som er nok fuktighet for utvikling av ASR i betongen.

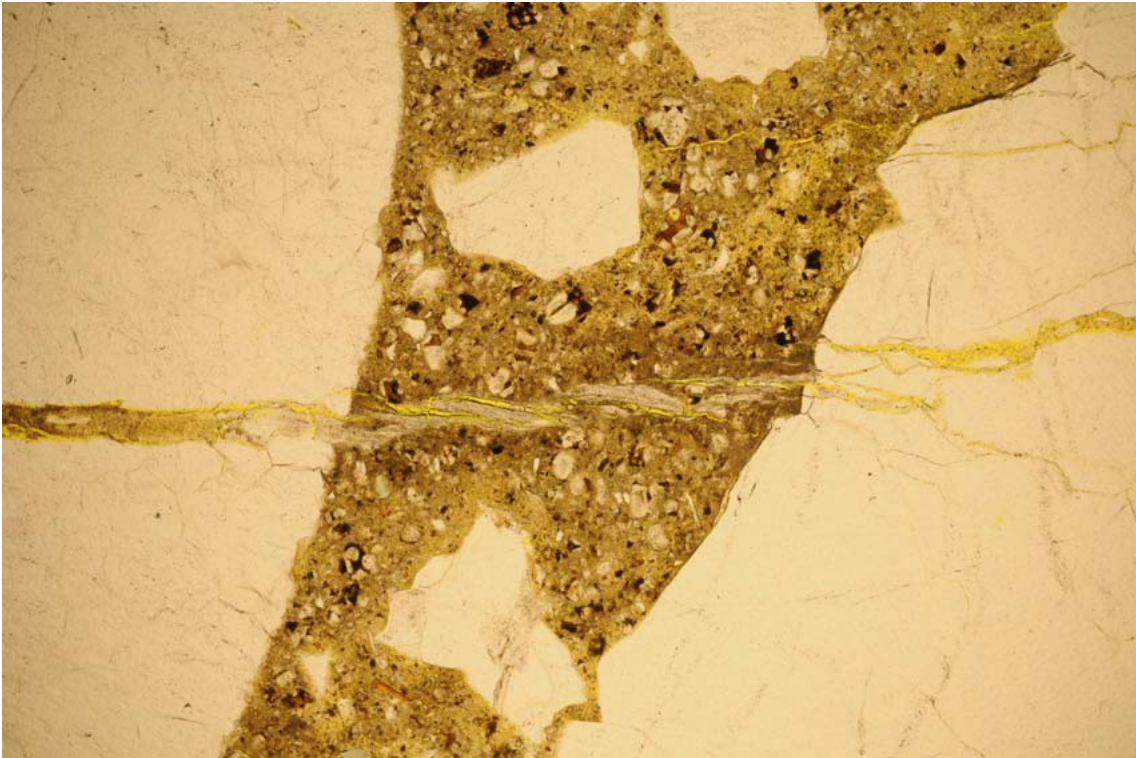
Det ble også i 2014 tatt ut borekjerner som ble undersøkt. Denne gangen ble det tatt ut prøver fra dekke, fra akse 15, 16 og 51. I dekket var det ikke observert alkaligel men rissmønsteret indikerte at det kunne være ASR i et beskjedent omfang. For søylene ble det registrert hvit utfelling i enkelte luftporer i tillegg til overflateriss. Tynnslip avdekket ASR-gel i rissene. For kjerne fra akse 51S indikerer krakeleringsmønsteret at ASR er skadeårsaken, men tynnslipsanalysen observerte kun utfellinger som kan være ASR-gel lokalt i et riss. Men det utelukkes ikke at ASR-gel er vasket ut av betongen. Her ble det observert mye ettringitt¹ i luftporer og stedvis i heftriss, som tyder på sterk fuktbelastning [35].

SINTEFs rapport fra 2015 beskriver at kjernene fra dekket og søyle i akse 16N vurderes å ha samme grove tilslag, mens kjerne 16Ø og 51S har et mer granittisk grovt tilslag. Kjernen fra akse 15N kan ha en blanding av disse to tilslagene. SINTEFs notat fra 2016 [38] trekker frem at det ene tilslaget synes å komme fra Alta, og det andre består av granittiske bergarter. Kjernen fra 15N utelukkes dermed ikke å bestå av en blanding av Alta-tilslag og granittisk tilslag. Resultater med hensyn til petrografisk sammensetning i betongen [38] ga følgende innhold av risikobergarter:

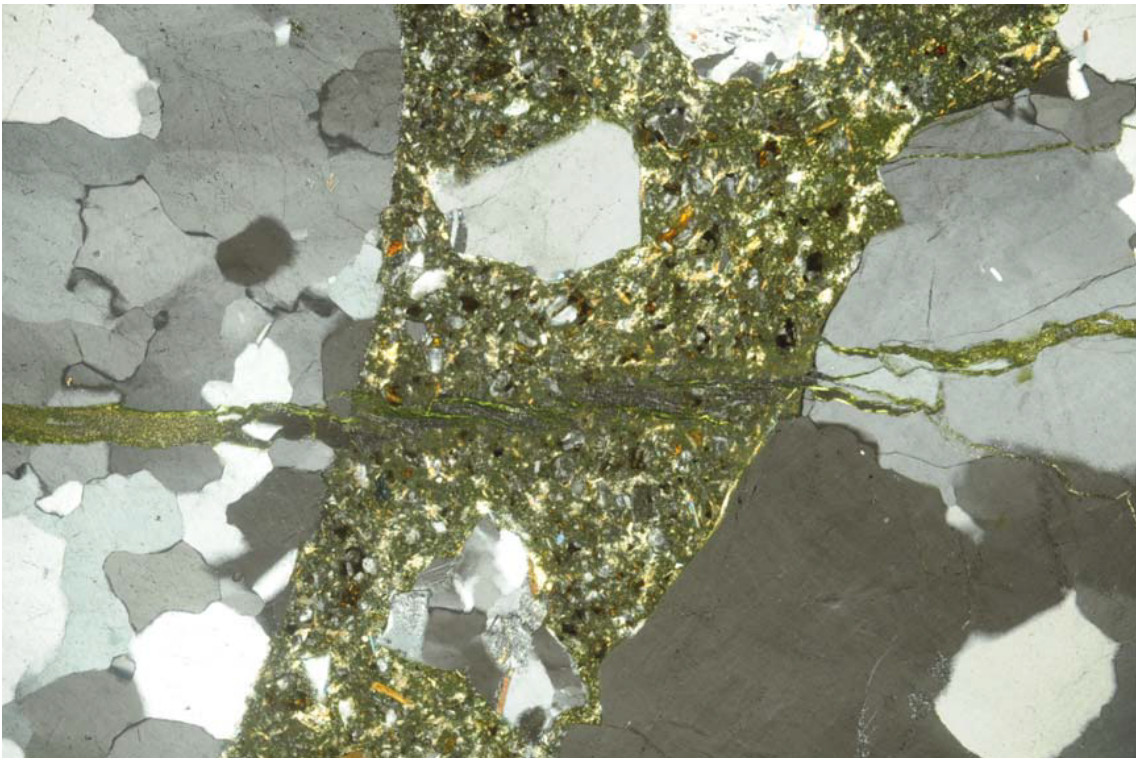
- 16Ø: 6 % steinandel og 3 % sandandel
- 51S: 11 % steinandel og 15 % sandandel

Tilslaget klassifiseres som reaktivt dersom innholdet er over 20 % [39]. Bergartsammensetningen i tilslaget som er utseparert fra borkjernene er noe forskjellige, og andel risikobergarter er ulik. Tilslagssammensetningen i kjerne 16Ø stemmer godt overens med en forekomst som ble undersøkt i tilknytning til FoU-prosjektet i Nord-Norge i 1993-1995, og heter *Kattfjord Grustak*. For kjerne 51S er resultatene i samsvar med petrografiske resultater som SINTEF har tilgang til for samme forekomst fra år 2000. Det er tegn til at noe av Alta-tilslaget kan være blandet med Kattfjord Grustak. Figur 7.19 viser to kjerner tatt fra over og under rigelen, og viser at her er det sannsynligvis brukt ulikt tilslag. Kjernen

¹Ettringitt er et sekundært utfellingsprodukt som dannes ved sementhydratisering. Omfanget viser hvor vannbelastet betongen har vært, og kan være utfellet i luftporer og riss i sementpastaen [20].

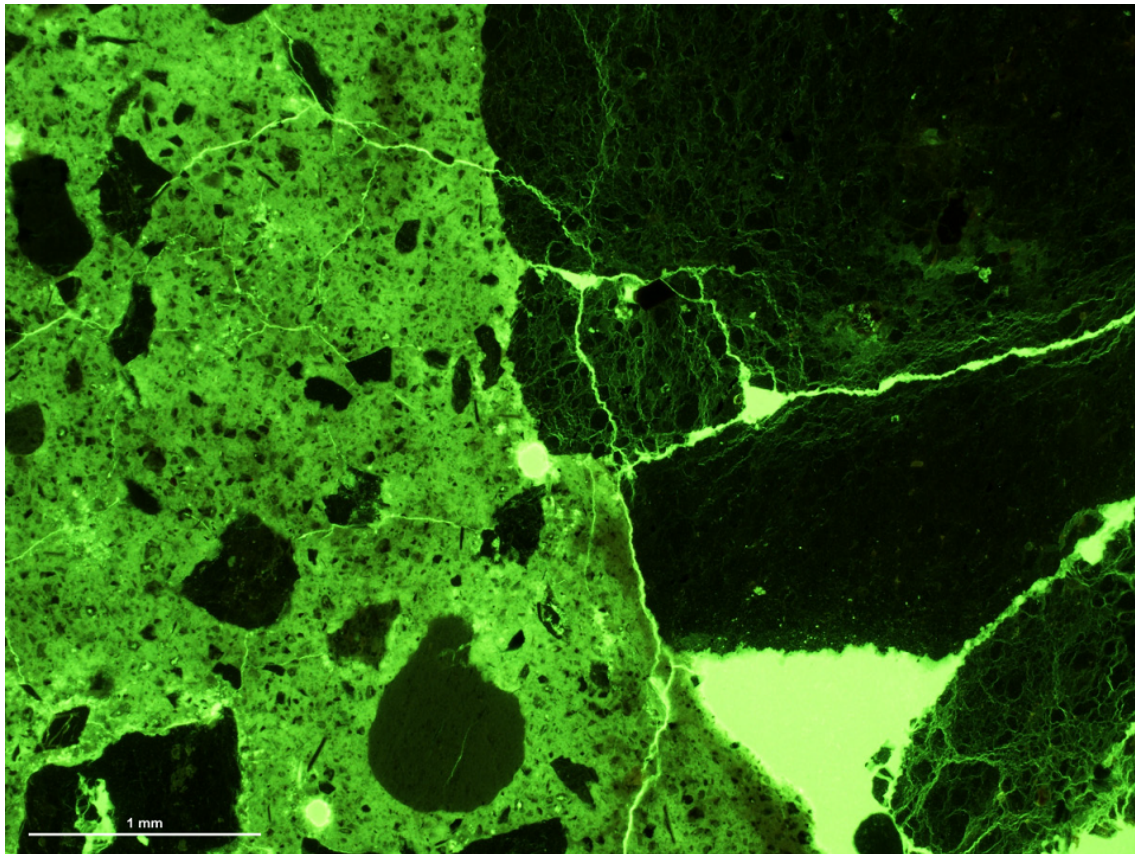


(a) Mikrofoto av tynnslip med planpolarisert lys. Reagert kvartsitt med gelfylte riss som løper ut i sementpastaen

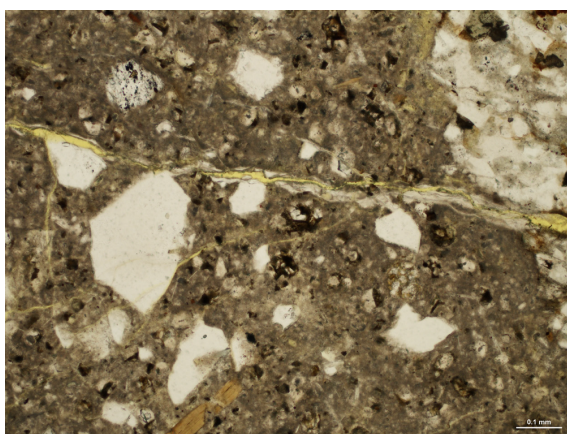


(b) Mikrofoto av tynnslip med polarisert lys. Gel er sort (amorf) og det er høyt innhold av portlanditt i sementpastaen (hvite-gule). Merk krystallstørrelsene i kvartsitt

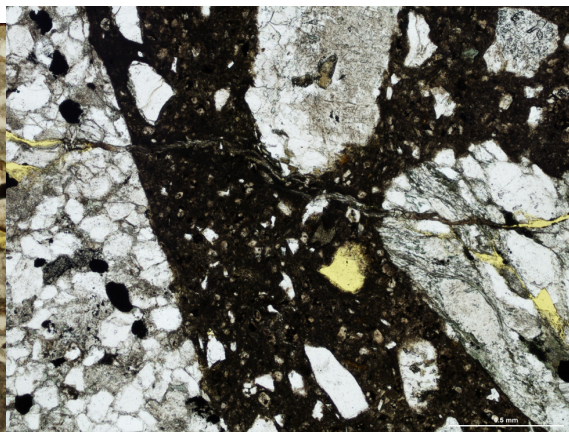
Figur 7.17: Tynnslip av kjerne fra akse 20N [20]



(a) Tynnslip fra dekkekjerne i fluorescerende lys. Rissene kan indikere ASR, men gel er ikke påvist



(b) Riss ut fra sandstein fylt med gel



(c) Riss fra sandstein til metagråvakke, som er fylt med gel

Figur 7.18: Tynnslip av kjerne fra dekke, søyle 15N og 16N [35]

under rigel er nærmest ødelagt på grunn av sprekker og riss, mens kjernen over rigel er i perfekt tilstand, uten tegn til riss.

7.5 Trykkprøving

I prøvingsrapporten fra 2010 ble en kerne fra søyle akse 20N og en fra 19N trykktestet i henhold til NS-EN 12390-3:2002. Tabell 7.3 viser at terningfastheten ble målt til 40 MPa og 44 MPa.

Tabell 7.3: Trykkprøving av Ø104 borekjerner

Prøve	Lengde	Bruddlast	Fasthet	Densitet	Høyde	Terning	Sylinder
A20N	175 mm	304 kN	35.8 MPa	2513 kg/m ³	1.68	40 MPa	35 MPa
A19N	170 mm	350 kN	40.1 MPa	2500 kg/m ³	1.63	44 MPa	39 MPa

7.6 Ekspansjoner

Multiconsult gjennomførte i 2016 en 3D-skanning for Statens vegvesen på den vestlige viadukten, fra akse 0 til 34. Resultatene på figur 7.20 viser forskyvningen av brua både langs kjørebanelen og i tverretning. Lokale variasjoner i materialsammensetning og fuktpåkjenning kan gi store utslag på en brukonstruksjon i forhold til ekspansjonen. Den kan være ujevnt fordelt over en konstruksjonsdel eller mellom flere ulike konstruksjonsdeler [2]. Skannerresultatene viser ulik ekspansjon i forhold til bruseksjoner, søyle i nord og i sør. Forskyvninger i lengderetning er mulig på grunn av liten motstand fra søyler, i tillegg til mulighet for bevegelse i fuger.

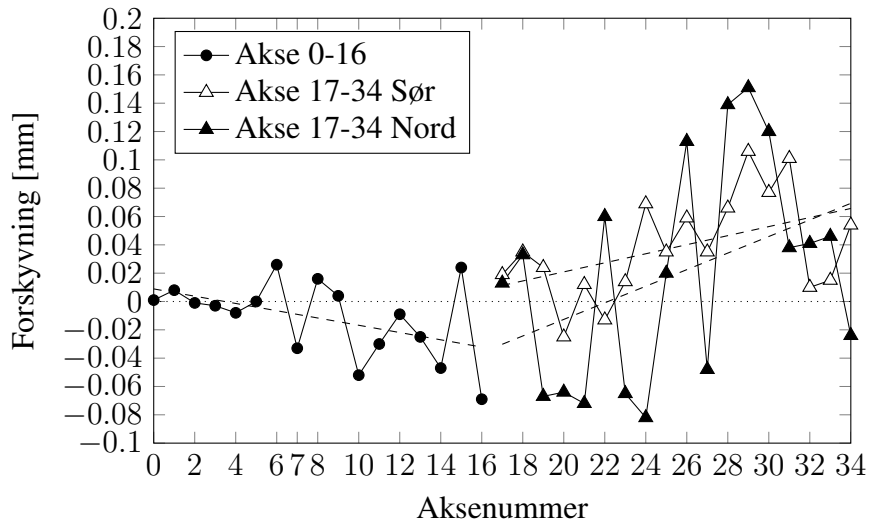
Resultatene fra målingene kan tyde på avvik fra støping, men i samråd med Hans Stemland fra SINTEF er det vurdert at en tendens kan være fornuftig mellom akse 8 og 32. Bevegelsen vil foregå begge retninger fra akse 20 og mot fugene. Dette kan delvis endre seg dersom fugene har vært sammenklemt, men fra akse 20 til 32 vil denne bevege seg østover. Ved oppskjæring på grunn av fugeklemming vil punkt om akse 20 være i ro igjen. Dersom landkar ikke er godt nok fastholdt må dette også vurderes ved fugeklemming mellom akse 7 og 8. Tilstandsanalyser tyder på små alkalireaksjoner i bruoverbygningen sammenlignet med for søylene. Ekspansjonen i lengderetning er nødvendigvis ikke stor, dersom det sammenlignes med for eksempel Elgeseter bru som har 1 ‰ [37], men det er klart at det har vært horisontalbevegelse. Trendlinjen fra målingene kan tyde på rundt 40 mm ekspansjon på 288 m fra akse 20 til 32, som tilsvarer nesten 0,15 ‰ ekspansjon. Brua



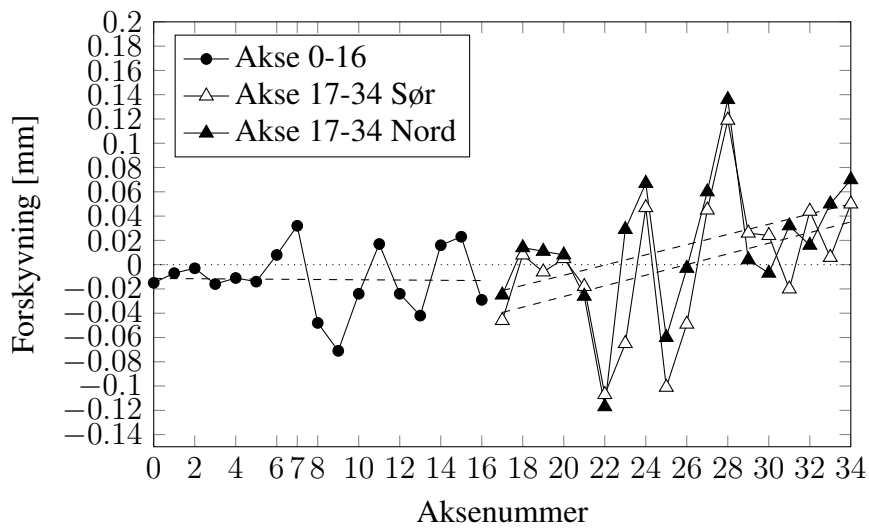
Figur 7.19: Kjerner fra over og under rigel, akse 19S

har også fått svinntøyninger, som dermed alkalireaksjonene må oppheve før det gir utslag i ekspansjon. Vannmåling av en kjerne fra dekke viste kapillære vannmetningsgrader på 92, 88 og 85 %, med tilhørende vanninnhold på 5,3, 4,8 og 4,5 % av tørrvekt. Med en lineær relasjon mellom vannmengde og RH i betongen kan det antas en RH i dekket på 85-90 %. Forventet svinn kan deretter estimeres til å være rundt 0,2 ‰. Temperaturforskjeller fra tidspunkt for støp og skanning kan også ha betydning for resultatene. Denne vurderingen er gjort i diskusjon med faglige veiledere Hans Stemland og Terje Kanstad, og ekspansjonene antas å ligge under 0,5 % for bruoverbygningen.

For søylene vil ekspansjonene foregå radielt, til sammenligning med bruoverbygningen som i prinsippet kan utvide seg i tre retninger. Ekspansjonen til Tromsøbrua ligger flere steder under 1,0 ‰ for søylene, men for akse 19-20 med Alta-tilslag er den oppe i 3,0 ‰.

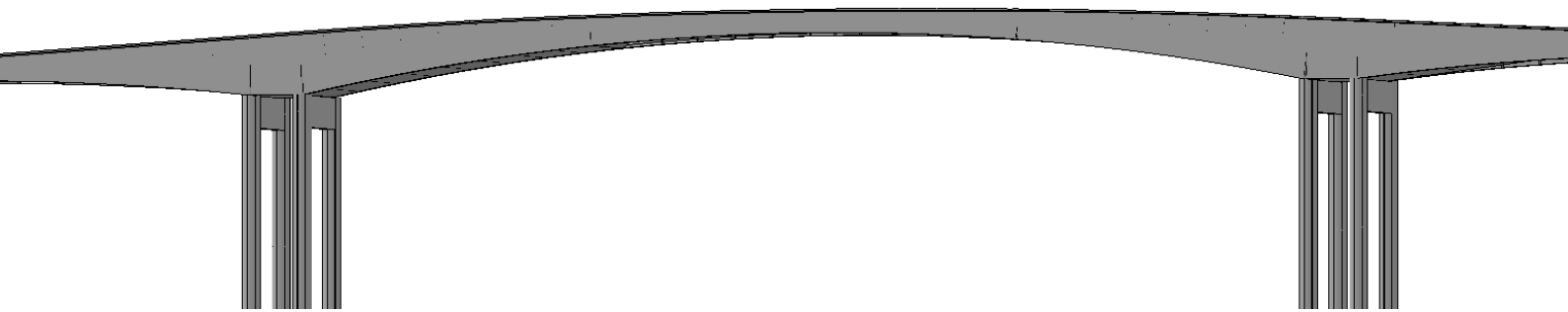


(a) Forskyvninger langs kjørebanelen



(b) Forskyvninger på tvers av kjørebanelen

Figur 7.20: 3D-skanning av bruas forskyvninger



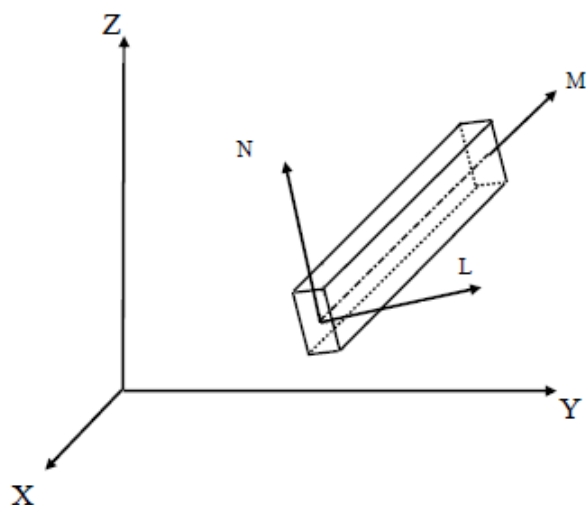
Kapittel 8

Modellering

For å analysere brua etableres det en numerisk modell i NovaFrame, utviklet av Aas-Jakobsen. Det er et program basert på elementmetoden, som kan utføre statiske og dynamiske analyser av tredimensjonale rammekonstruksjoner [40]. Det brukes romlige Euler-Bernoulli bjelkeelementer med seks frihetsgrader for hver node, med translasjon og rotasjon i henhold til tre akser, som vist på figur 8.1. Antagelsene ved teknisk bjelketeori er at skjærdeformasjoner neglisjeres for elementene, og at Naviers hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane og normalt på bjelkeaksen er gjeldende. Den idealiserte modellen baseres på antagelser om elastisk homogent materiale, og lineær oppførsel [41]. For å generere input data, kan en opprette ASCII-filer¹ med informasjon om for eksempel geometri og laster, som så importeres til NovaFrame for å utføre kommandoene. Dette kapitlet er bygd opp etter naturlig kronologisk rekkefølge for input i programvaren, det betyr at det først defineres materialer, referanselinjer og akser, deretter geometri, spennarmering og laster.

Kapitelfigur 8. Modell av fritt frambygg-delen av Tromsøbrua i NovaFrame

¹American Standard Code for Information Interchange, et vanlig brukt tegnssett i datasystem [42]



Figur 8.1: Lokalt- og globalt aksesystem i NovaFrame

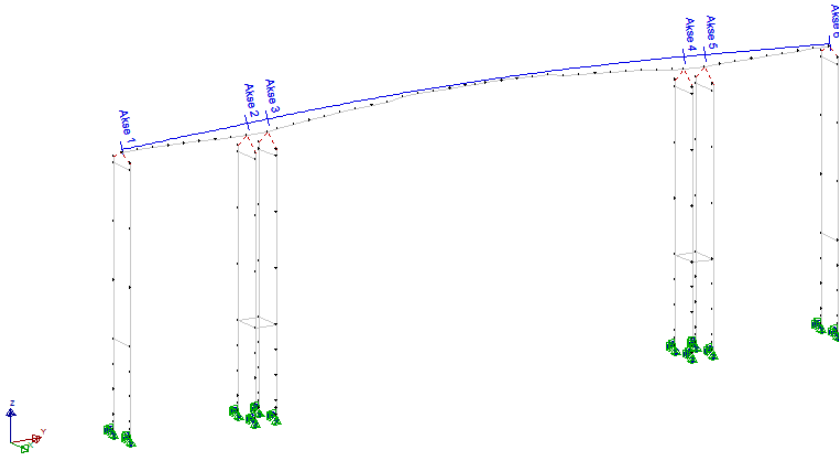
8.1 Materialer

Materialeegenskapene for brua som skal modelleres må defineres og knyttes til prosjektet. For Tromsøbrua legges det inn betong av kvalitet B440 og A-Betong, med verdier gitt i tabell 6.1. Spennarmeringen St 80/105 legges også inn, men med karakteristisk flytespenning satt lik f_{02} -verdien, da det er denne som knyttes til selve oppspenningen i NovaFrame.

8.2 Referanselinjer og akser

Ferdige brutegninger er grunnlaget for oppbyggingen av selve modellen. I tegningene kan informasjon om geometri, kotehøyder, dimensjoner og armering innhentes. Referanselinjer defineres for å enkelt brukes videre i modelleringsprosessen. En linje legges langs veikurvaturen, slik at den enkelt kan kobles på land, og tverrsnittet kan da variere fritt i underkant av referanselinjen. Referanselinjer legges også for søylene som skal modelleres. Her legges det tre linjer i hver akse, med en i senter, en for nordre søyle og en for søndre søyle. Deretter defineres de seks aksene som er aktuelle for FFB-delen. Brua er modellert med hensyn på avstand i meter fra Tromsøya, og dette blir dermed fra 571 m til 707 m. Hovedspennet har i overkant en vertikalkurvatur med radius lik 740 meter, og sidespennene har en vertikalhelning på 1:18,5. Horisontalgeometrien er i denne delen rettlinjert. Søylene defineres med kotehøyde til fundamentbunnen, avstand fra veglinja, og

avstand fra Tromsøya. Det er også valgt akser ved søylenes plassering.



Figur 8.2: Referanselinjer og akser i NovaFrame

8.3 Noder og elementer

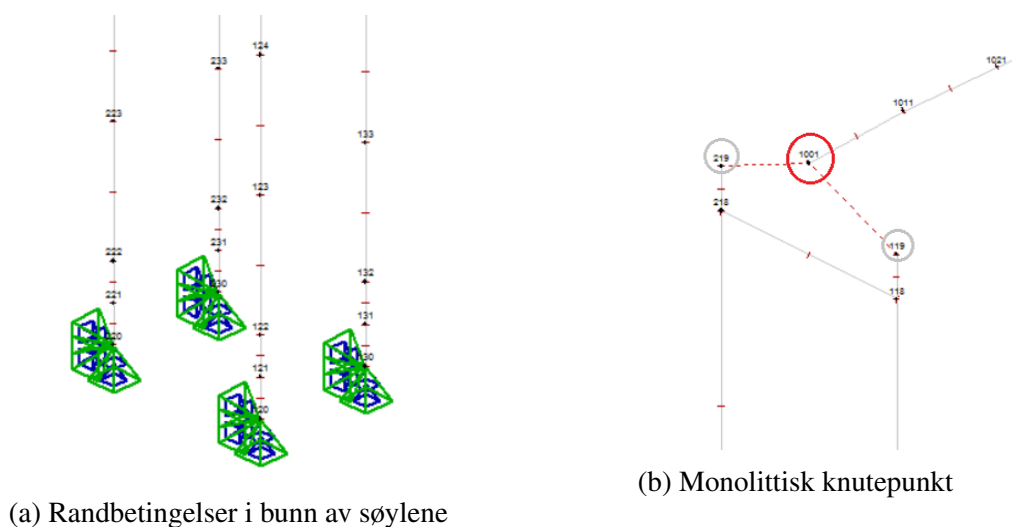
Noder plasseres ved å bruke definerte akser og referanselinjer, og i mellom nodene opprettes bjelkeelementer. Ved modellering av brua i lengderetning velges noder og elementer med utgangspunkt i byggefasene. Det vil si at de fleste elementene er lagt etter støpetappene på tre meter, med noen unntak. Nummerering av noder og elementer er tilpasset spennene og søyleparene, eksempelvis vist i tabell 8.1. For sidespenn mot Tromsøya mellom akse 32 og 34 navngis elementene fra 1000, for hovedspenn mellom akse 34 og 35 brukes 2000, og for sidespenn mot Tromsdalen mellom akse 35 og 37 velges 3000. Søyleparene nummereres etter nordre og søndre søylepar for hver akse, der tallene 1 og 2 viser til henholdsvis søyle i sør og nord, og X følger søylenummereringen fra 1-6. Man kan også hente ut resultater fra flere snitt enn i nodene, og et rimelig valg er å hente ut verdiene midt på elementene i tillegg til i nodene.

Tabell 8.1: Elementer i NovaFrame-modellen

	Element	Antall
Sidespenn, vest	1000-1080	9
Hovedspenn	2000-2270	28
Sidespenn, øst	3000-3080	9
Søyle X, sør	1X0-1X8	9
Søyle X, nord	2X0-2X8	9
Rigler	10-60, 11-16, 21,22,41,42	16

8.4 Randbetingelser

Ved å innføre randbetingelser avgjøres det hvilke frihetsgrader som skal fastholdes. I modellen er det lagt inn fast innspenning i bunn av søylene, hvor det er fundamenter og peler. Disse kan ses i figur 8.3a. Bunnen av søylefundamentene er antatt å ligge med samme kotehøyde, -10 meter for alle. Søylene og bruoverbygningen er støpt monolittisk, og denne momentstive forbindelsen modelleres ved å definere en mester-node, og en slave-node som vil ha lik rotasjon som mesteren [43]. Her velges noden i overbygningen som mester, mens noder i søyletopp velges som slave. Se for øvrig figur 8.3b.

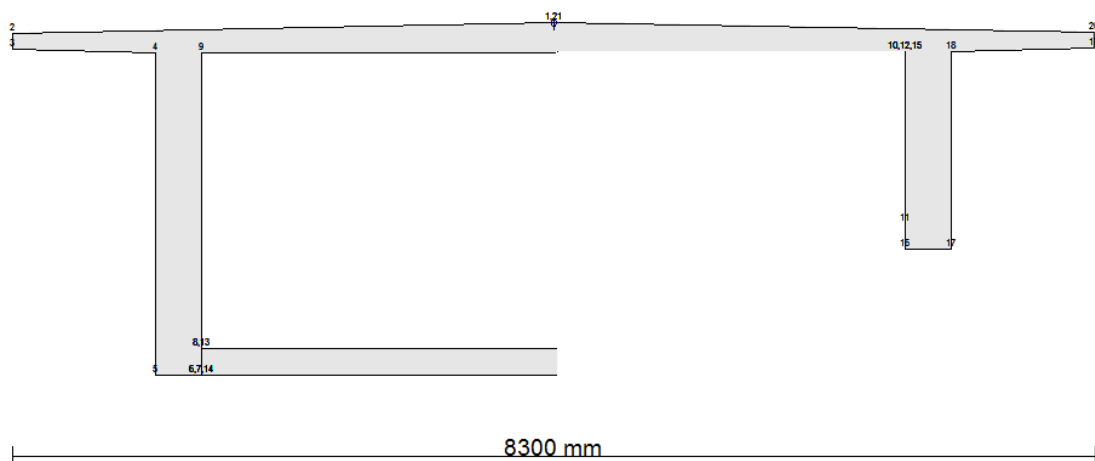


Figur 8.3: Randbetingelser i NovaFrame

8.5 Tverrsnitt

Tverrsnittet til overbygningen er en kombinasjon mellom dobbelt T-tverrsnitt og kassetverrsnitt. Egendefinerte tverrsnitt kan legges inn ved å angi punkter som utgjør geometrien, se figur 8.4. Hvert tverrsnitt knyttes til et gitt snitt på brua, og det interpoleres i mellom de definerte tverrsnittene. På grunn av overgangen mellom kasse- og T-tverrsnitt krever modellen likt antall tverrsnittspunkter for å kunne utføre denne interpolasjonen. Det er derfor brukt 21 punkter, og disse relateres til referanselinjen og plasseres i modellen. Bunnplata i modellen vil derfor ved denne overgangen bevege seg lineært fra den ene noden til den andre, i stedet for at kassetverrsnittet blir åpent i dette snittet. I underkant i hovedspennet varierer kotehøyden med en avstand fra midten etter formelen følgende formel:

$$H_{uk,hoved} = 39.69 - 0.0025x^2$$

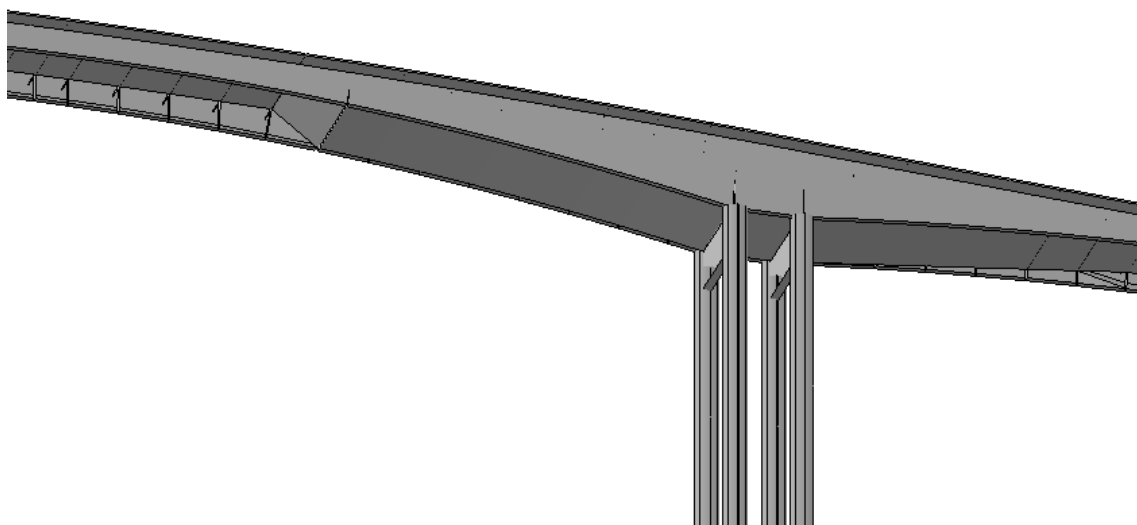


Figur 8.4: Tverrsnittsvariasjon i NovaFrame

I sidespennene har underkant av bunnplata en helning 1:8,7. Kotehøyden til steget varierer i underkant med avstand fra ytterste søyle etter formelen:

$$H_{uk,side} = 37.11 - 0.00245x^2$$

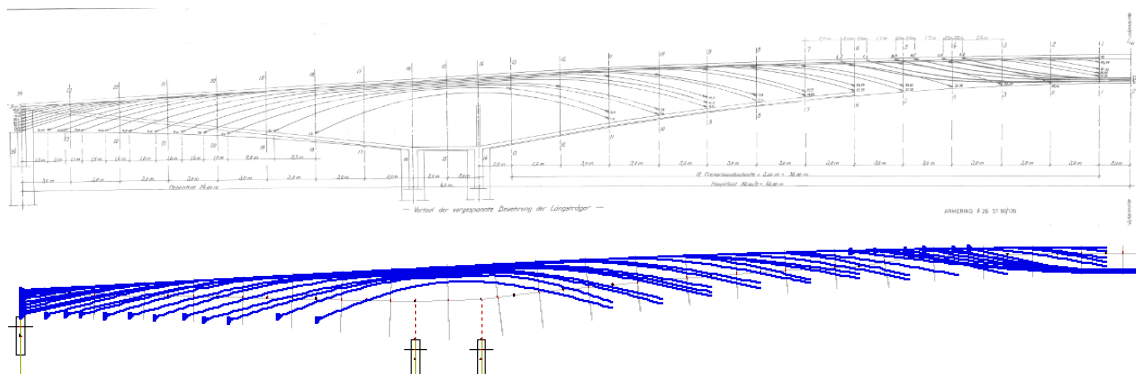
Tverrsnittsvariasjonen legges inn i et regneark i Excel for å finne verdier utover det som er gitt i tegningsgrunnlaget. Tverrsnitt kan også knyttes direkte til elementene i modellen, og dette må gjøres for søyler, fundamenter og rigler. Søylene er massive Ø1400, og riglene i tverretning er forenklet til å ha et konstant tverrsnittsareal som legges inn på tilsvarende måte. Fundamentene er Ø3600 og har en helning til søylediameteren. Dette er forenklet i modelleringen til middeldiameteren, som vil gi samme stivhet i beregningene.



Figur 8.5: Modellering av overgang for bruas tverrsnitt

8.6 Spennarmering

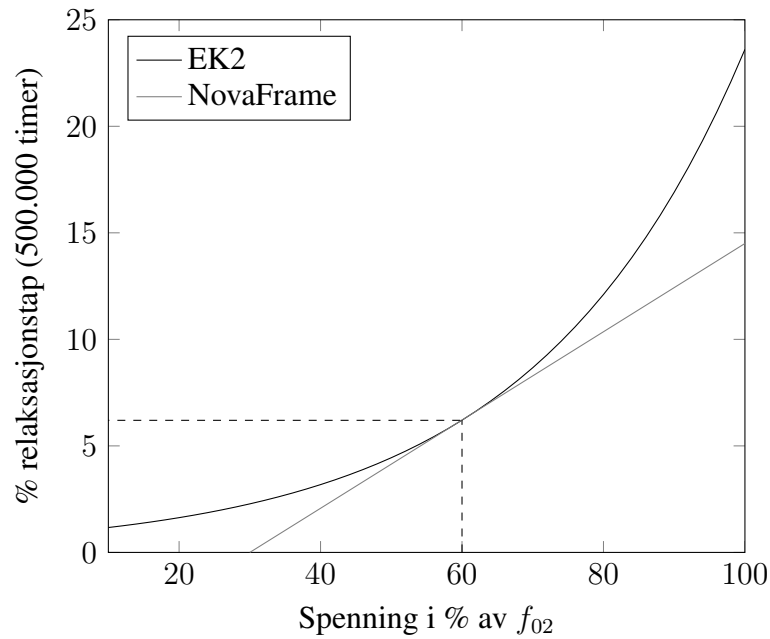
Spennarmeringen må også legges inn i modellen. Det defineres i NovaFrame om disse er før- eller etteroppspent, materialeegenskaper, armeringsstørrelse, rørdiameter og styrken til injiseringsmassen. Det legges inn armeringsdata for St 80/105, med rørdiameter lik 50 mm og 40 MPa styrke for injiseringsmassen for å oppnå full heft. Spennstagene knyttes opp mot referanselinjen, og geometrien legges inn ved å oppgi profilnummer, kurvetype og eksentrisiteter i både N- og L-retning. Det kreves også at det legges inn tapsparametere som tar for seg låsetap, friksjonstap, og tap fra kryp, svinn og relaksasjon. Programmet regner selv ut friksjons- og låsetap basert på formler gitt i kapittel 4.3.4, og tapsparametere fra ETA-datablad for Dywidag-systemet [44]. Elastisk deformasjon av tverrsnittet på grunn av suksessiv oppspenning og varierende egenlaster i byggefasene er ikke tatt hensyn til, men dette kan være av betydning for fritt frambyggbruer med denne armeringstypen.



Figur 8.6: Spennarmering modellert i NovaFrame

Tøyningstap fra kryp og svinn er beregnet i høyde med armering, som beskrevet i kapittel 4.3.4. Det er valgt ut tre representative snitt: over støtte, midt i hovedspenn, og midt i sidespenn. Middelerdien av disse tre snittene legges inn som tøyningstap i spennarmeringen. NovaFrame bruker en lineær tilnærming av spenningstapet fra relaksasjon. For å bestemme denne lineære tilnærmingen er det beregnet en tapskurve med hensyn på spenning etter formel (4.26) for relaksasjonstap. Det er så gjort en analyse i NovaFrame uten tap fra kryp, svinn og relaksasjon over støtte, for å finne den initielle spenningen i stagen etter låse- og friksjonstap. Tangenten i dette punktet på kurva blir brukt som input for relaksasjonen. Initiell spenning, $\sigma_{pi} = 0,57f_{02}$ gir en tangent der S1=30%, S2=60% og T2=6.2%. Dette er vist i figur 8.7.

Oppspenningen bestemmes prosentvis fra definert verdi under materialeegenskapene, og hvilke som er aktive og passive forankringer for hvert stag. For Tromsøbrua modelleres det at stagen spennes opp 75 % av f_{02} , og at alle stagen spennes opp ensidig utenom den positive armeringen i midtfelt. Det vil si at de har passiv forankring i sidespennene,



Figur 8.7: Arbeidskurve brukt i NovaFrame mot kurve i EK2

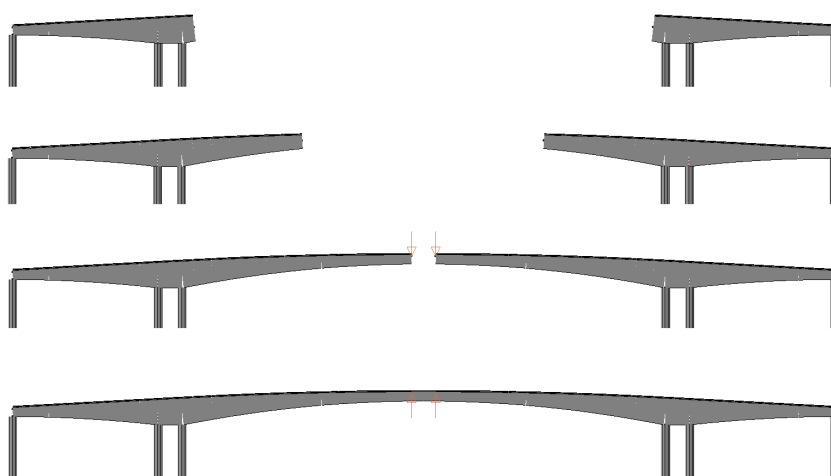
Tabell 8.2: Tapskoeffisienter for bruk i NovaFrame [44]

Låseglidning	$\Delta L_{lås}$	1.7 mm
Friksjonskoeffisient	μ	0.50
Tilleggskrumning	K	$0.0087 m^{-1}$
Kryptøyning	$\Delta \varepsilon_{p, krypt}$	-0.126 ‰
Svinntøyning	$\Delta \varepsilon_{p, svinn}$	-0.186 ‰
Relaksasjon	$S1$	30 ‰
	$S2$	60 ‰
	$T2$	6.2 ‰

og den aktive forankringen er ved fritt frambygging i hovedfeltet. Armeringen i hovedfelt spennes opp fra begge sider etter sammenkobling.

8.7 Byggefaser

Siden hovedspennet er bygd etter FFB-metoden må det tas hensyn til dette med tanke på byggetilstand og ferdigtilstand. I byggetilstanden betraktes tverrsnittets egenvekt, forspenning, forskalingsvogner, svinn, kryp, relaksasjon og eventuell nyttelast. Etter sammenkobling av kragarmene må det modelleres avlastning av forskalingsvognene som ble benyttet ved støp av koblingsseksjon, og eventuell annen nyttelast. Deretter kommer oppspenning av armering i underkant, superegenvekt, tvangskrefter fra kryp, svinn og relaksasjon, temperatursvingning, trafikklast og vindlast [10].



Figur 8.8: Byggefaser i NovaFrame

Tromsøbruas hovedspenn består av seksjoner A-M, i tillegg til søyler og sidespenn. Dette gir 14 byggefaser, hvor 13 er fritt frambygg-faser av seksjoner på 3 meter. Som en forenkling i oppgaven er det antatt at støping av fundamenter, søyler og sidespenn, i tillegg til en seksjon på 2 meter, gjøres i én og første fase. Byggetid for hver enkelt seksjon er beregnet og modellert å være en uke, mens Tromsøbruas byggehistorikk viser at de siste tre seksjonene var kortere. Den siste fasen innebærer sammenkobling av kragarmene og ferdigstilling. Rekkefølgen for byggeprosessen innebærer at forskalingsvognen flyttes til sist støpte seksjon, og armeringen spennes opp. Deretter er det 3 dager med forskalingsarbeid, binding av slakkarmering, og det legges rør for spennarmering. Ved dag 4 støpes det, og herdingen foregår ut uka, altså 4 dager. Deretter gjentas prosessen med flytting av vogn og oppspenning.

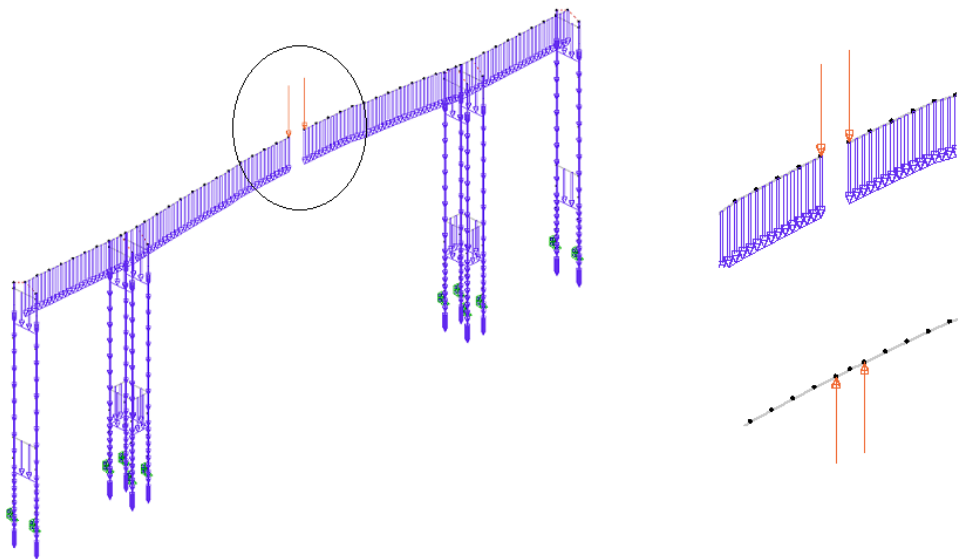
Byggefasene modelleres ved bruk av submodeller. Slik kan da egenlast, bidraget fra forskalingsvognene som fjernes fra brua i ferdigtilstand, og krypomlagringen etter sammenkobling representeres korrekt. Submodellene kan benyttes for å analysere brua i byggetil-

standen, men i denne oppgaven vil kun tilfellet rett før sammenkobling og i ferdigtilstand være relevant. Det må likevel beregnes tilhørende kryptall fra ferdig støp og herding for hver av byggeseksjonene.

8.8 Laster

8.8.1 Egenlaster

FFB-bruer vil teoretisk ha null feltmoment før sammenkobling. Egenlastene modelleres for hver halvdel av brua, og legges deretter sammen for å få ferdig modell. NovaFrame regner her selv egenlasten basert på definert tyngdetetthet og tverrsnittsarealer.



Figur 8.9: Egenvekt i byggetilstand med forskalingsvogner

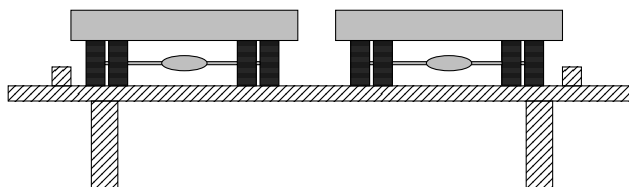
Superegenvekt modelleres på ferdigtilstanden, og knyttes derfor til ferdig, kontinuerlig brumodell. Dette innebærer egenvekt av belegning, gangbaner, rekkverk, autovern og kantstein. Belegningen modelleres med en tykkelse på 50 mm basert på siste rapport. Fullstendige beregninger av egenlaster finnes i vedlegg B. Lasten modelleres som enkel linjelast over hele brulengden.

Tabell 8.3: Egenlaster

Egenvekt Forskalingsvogn	Variierende tverrsnitt 350 kN
Belegning	$1.25 \text{ kN/m}^2 \cdot 6.5 \text{ m} = 8.1 \text{ kN/m}$
Utkraget gangbane	$2 \cdot 1.6 \text{ kN/m} = 3.2 \text{ kN/m}$
Rekkverk og autovern	$4 \cdot 0.5 \text{ kN/m} = 2 \text{ kN/m}$
Kantstein	$2 \cdot 1.43 \text{ kN/m} = 2.9 \text{ kN/m}$
Superegenvekt	16.2 kN/m

8.8.2 Trafikklaster

Kjøretøy- og vogntoglast beregnes etter R412 som en jevnt fordelt last, i tillegg til en aksellast som plasseres i ugunstigste posisjon innenfor 7,0 eller 16,0 meter. Det skal også tas med en jevnt fordelt last som representerer lettere blandet trafikk hvis den virker ugunstig.



Figur 8.10: Plassering av trafikklast i to lastfelt innenfor føringsbredden

Lastfeltbredden for kjøretøy eller vogntog er 3,0 meter, og lett trafikk opptar 2,0 meter. Med en føringsbredde $w = 6.5 \text{ m}$ kan det plasseres vogntoglast i $n = 2$ lastfelt, som er det maksimale antall lastfelt som kan belastes med aksellaster, kjøretøylaster eller vogntoglaster [8].

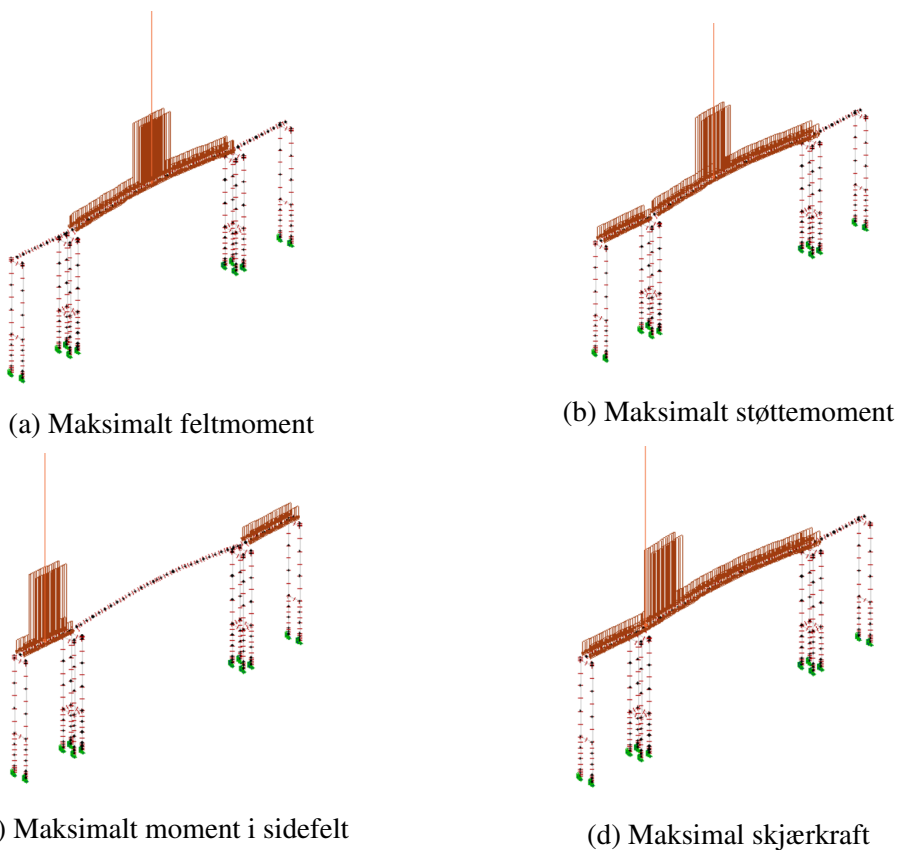
$$3,0 \text{ m} \cdot n = 6.0 \text{ m} < w$$

Vogntoglasten må i visse tilfeller skaleres etter elementlengdene, ettersom jevnt fordelte laster må modelleres over hele elementlengden. I midten av hovedspennet kan den fordeles med riktig verdi ettersom de seks elementene utgjør en lengde på 16 meter. I andre tilfeller må vogntoglasten modelleres fordelt på fem elementer som utgjør en lengde på 15 meter. Med trafikklast i kjørebane samtidig som i G/S-bane skal det legges til en last på 2 kN/m^2 . Figur 8.11 viser trafikklastene i ugunstigste posisjon for moment- og skjærkraftverdier. Maksimale feltmoment i hovedspenn finnes ved å plassere all last kun i hovedspennet, symmetrisk om midtpunktet. Maksimale feltmoment for ett sidespenn finnes tilsvarende ved å plassere all last i sidespennet, men det gir også større moment hvis man plasserer jevnt fordelt last i det andre sidespennet i tillegg. For størst støttemoment blir plassering av laster som figur 8.11b viser, hvor lettere trafikk er plassert i tilstøtende sidespenn i tillegg til hovedspenn, og vogntog og aksellast er plassert $0,4L$ fra støtte. Den-

ne plasseringen ble funnet ved å kontrollere resultatet fra ulike lastplasseringer, i tillegg til kontroll mot NovaFrames funksjoner med bruk av influenslinjer for trafikklast. Denne kontrollen ble også gjort for plassering av laster for maksimal skjærkraft, hvor vogntog og aksellast er plassert så nær opplegg som mulig.

Tabell 8.4: Trafikklast for Tromsøbrua for ett lastfelt

Lasttype	Bruksklasse Bk10
Vogntoglast	$v = 500 \text{ kN} / 16 \text{ m} = 31.25 \text{ kN/m}$ $v = 500 \text{ kN} / 15 \text{ m} = 33.33 \text{ kN/m}$
Lettere blandet trafikk	$p = 6.0 \text{ kN/m}$
G/S-last	$p_{G/S} = 1.9 \text{ m} \cdot 2.0 \text{ kN/m}^2 = 3.8 \text{ kN/m}$
Aksellast	$A = 40 \text{ kN}$



Figur 8.11: Plassering av trafikklast i hovedspenn for maksimale momenter

Figur 8.11c viser plassering av trafikklast for maksimal feltmoment i sidespenn, mens figur 8.11d viser valgt plassering av trafikklast for maksimal skjærkraft.

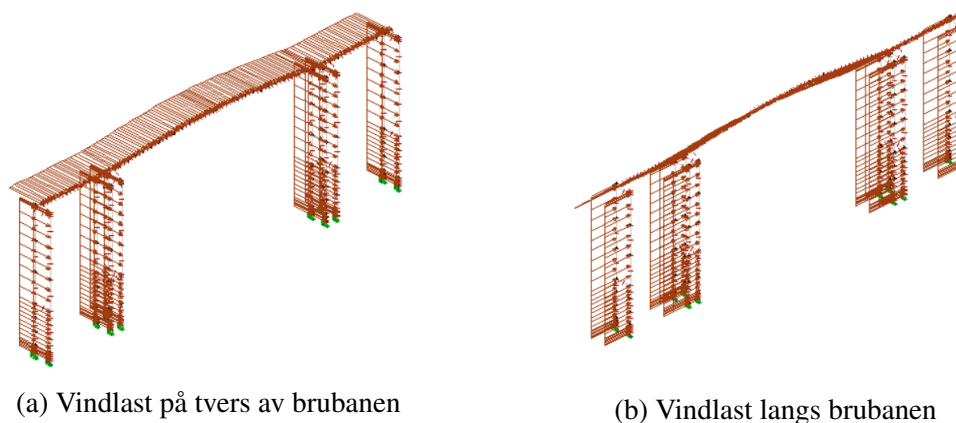
8.8.3 Vindlaster

For å beregne og modellere den statiske vindpåvirkningen på brukonstruksjonen er man avhengig av vindfaktorene. De varierende kraftfaktorene for elementene legges inn i L-retning, med faktorer for horisontalretning, vertikalretning, i tillegg til vridningsmomentet.

Tabell 8.5: Vindlast for bruoverbygningen

Vindpåvirkning		Uten trafikk	Med trafikk
Horisontalkraft	q_D	Varierer	Varierer
Vertikalkraft	q_L	12.56 kN/m	5.72 kN/m
Vridningsmoment	q_M	26.07 kNm/m	11.87 kNm/m

Deretter legges det inn et lasttilfelle for vind på elementene, som programvaren beregner etter NS 3491-4. Input data er her basisvindhastighet, terrengkategori, retning og definering av grunnivået.



Figur 8.12: Vindlasttilfeller

Kraftfaktoren for horisontalkomponenten til brua varierer med tverrsnittshøyden. Uten samtidig trafikklast modelleres det full vindstyrke, og etter NS-EN 1991-1-4:2005 tabell 8.1 med en tilleggshøyde på 0,6 meter for sikkerhetsrekkverket på begge sider. Med samtidig trafikklast på brua reduseres vindhastigheten, og det skal beregnes med en tilleggshøyde på 2 meter for kjøretøy.

For søylene legges vindlastene inn konservativt som jevnt fordelt last med 35,75 meter som referanse høyde til samtlige søylepar. Reynolds-tallet er beregnet til $3.5 \cdot 10^6$, og påvirkningen fra vind på søylene er gitt i tabell 8.6 i x- og y-retning for både ytre søylepar og søylegruppene.

Tabell 8.6: Vindlast for søylene

Vind	Ytre søylepar		Søylegruppe	
	U-TR	M-TR	U-TR	M-TR
q_{wy} [kN/m]	2.058	0.907	2.043	0.900
q_{wx} [kN/m]	1.927	0.849	2.054	0.905

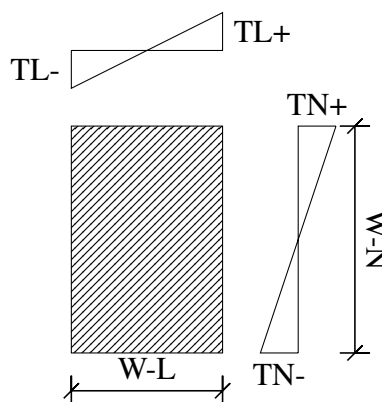
8.8.4 Temperaturlaster

Samtidighet av temperaturlastene gir til sammen åtte forskjellige temperaturkombinasjoner. Den jevnt fordelt temperaturlasten legges direkte inn i NovaFrame og er konstant uavhengig av tverrsnitt. Temperaturgradienten varierer med høyden og må legges inn manuelt.

$$\nabla_L = \frac{(TL+) - (TL-)}{W-L} \quad (8.1)$$

$$\nabla_N = \frac{(TN+) - (TN-)}{W-N} \quad (8.2)$$

Figur 8.13 viser hvordan gradienten regnes ut og brukes som input i programmet. Temperaturdifferanse delt på tverrsnittshøyde gir en gradient med benevnning $^{\circ}C/m$. Siden denne varierer med tverrsnittshøyden må gradienten regnes ut for hvert bjelkeelement. Dette er gjort i Excel basert på gjennomsnittshøyden i hvert bjelkeelement. Varmeutvidelseskoeffisienten, α er satt til $1,0 \cdot 10^{-5} C^{-1}$.



Figur 8.13: Utregning av gradient i NovaFrame [40]

Tabell 8.7: Temperaturkombinasjoner

Temperatur 1	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$
Temperatur 2	$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \Delta T_{N,con}$
Temperatur 3	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,exp}$
Temperatur 4	$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \Delta T_{N,con}$
Temperatur 5	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,exp}$
Temperatur 6	$\omega_M \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con}$
Temperatur 7	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,exp}$
Temperatur 8	$\omega_M \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,con}$

8.8.5 Forspenning

I NovaFrame er det mulighet til å bestemme om programmet skal beregne fullt moment eller bare tvangsmomentet fra spennkablene. Ved kapasitetsberegning av bøyemoment betrakter man ofte forspenningskraften som en indre motstand med en initiell tøyningssdifferanse og det sjekkes for rent moment. Primærmomentet utelastes da siden dette reduserer det ytre momentet og gir større kapasitet. Skjærkraftkapasitet beregnes kun ut ifra ytre krefter og dermed skal primærkreftene medtas, og de skal også tas med ved krypmodelleringen [16]. På samme måte som egenvekten må forspenningskreftene legges til riktig modell. Forspenningstag 1 til 52 i overkant spennes opp før sammenkobling, og vil derfor ikke være med å bidra med tvangskrefter i hovedspennet, men gir tvangskrefter bare i sidespenn og søyler. Forspenningstag i underkant, a-1, er spent opp etter sammenkobling og vil være de eneste stagen som gir tvangskrefter i hele konstruksjonen.

8.8.6 Svinn

I NovaFrame må brukeren selv regne ut svinntøyningen og legge det inn som input i programmet. Tøyningene må legges inn for hvert element og programmet gir disse elementene en uniform tøyning i lengderetning. Siden betongkonstruksjoner utvikler svinn fra dag en vil mye av svinnet foregå når brua bygges. Kragarmene er statisk bestemte og vil derfor ikke få tvangskrefter før sammenkobling. For å gjøre modelleringen enklere er dette sett bort ifra, og det brukes fri svinntøyninger fra dag én på ferdig bru. Dette vil overestimere tvangskreftene og være konservativt, men tvangskrefter fra svinn antas å være små sammenlignet med andre laster, slik at dette vil ikke ha stor betydning for kapasiteten. Hvis svinn gir betydeligere krefter enn hva det antas her bør svinnet beregnes mer eksakt. Det beregnes en gjennomsnittlig svinntøyning i bjelkeelementet basert på gjennomsnittlig uttørkningsareal og riving av forskaling etter 4 dager. Det tas ikke med bi-

drag fra armering som motvirker svinntøyningene, slik at det brukes kun fri svinntøyning. Tabellen nedenfor viser et utdrag av beregnede tøyninger for de forskjellige seksjonene. Selv om bruoverbygningen har varierende høyde og tverrsnitt, varierer ikke tøyningene mye.

Tabell 8.8: Svinntøyning etter 57 år for et utvalg seksjoner

Seksjon	A	B	C	D	E	F	G	H	I
ε_{cs} [%]	-0.344	-0.344	-0.345	-0.345	-0.346	-0.346	-0.346	-0.346	-0.346

8.8.7 Kryp

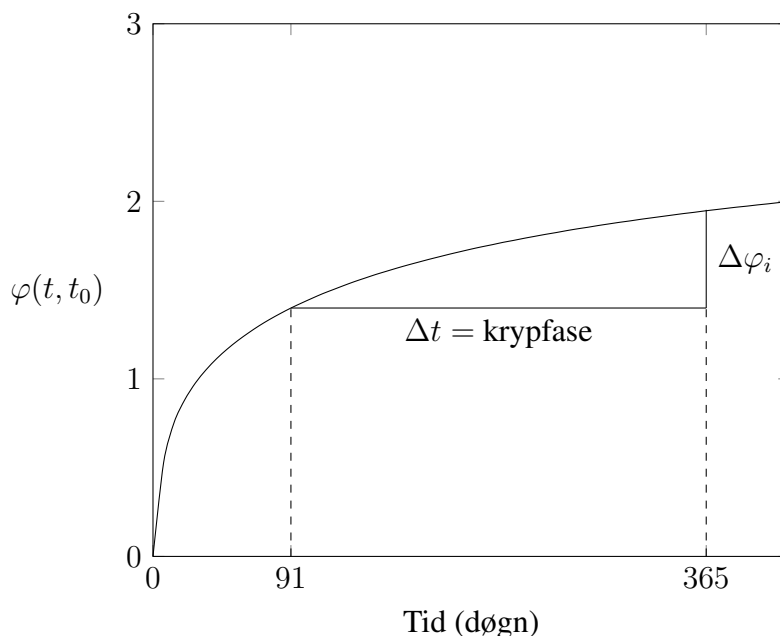
Siden utkragerarmene er statisk bestemt i byggefasen vil ikke effekten av kryp gi en kraftfordeling før etter sammenkobling. Det er allikevel svært viktig å gjøre krypanalyser i byggefasen for å beregne riktig overhøyde, slik at utkragerarmene møtes og får riktig geometri. Siden brua allerede er bygd og står med riktig geometri brukes det ikke mye tid på en full krypanalyse for å beregne overhøyder, siden dette er svært tidkrevende.

Krypdeformasjoner bestemmes av lastpåføring, og tiden fra lastpåføring som bestemmes av kryptallet $\varphi(t, t_0)$. Det kan med andre ord være svært utfordrende å ta hensyn til alle effektene på en god måte i fritt frambyggbruer, som har mange byggetapper og lastpåføringer til forskjellige tider. NovaFrame kan løse dette svært godt, hvis brukeren har kontroll på krypfasene og modell.

I NovaFrame bestemmes hvilken laster som skal virke i hver krypfase, og tilegner hver krypfase et kryptall. Kryptallet tar hensyn til betraktet tid, betongens alder ved pålastning, og relativ fuktighet. Programmet kan selv regne ut kryptallet med en automatisk kalkulator, eller brukeren selv kan manuelt gi kryptallet. I denne oppgaven er den siste metoden valgt.

Som vist i figuren nedenfor er kryptallet størst i begynnelsen. For å ikke overestimere kryptutviklingen fra tidligere faser deles det inn i delkryptall for hver fase. Hvis deformasjonene i byggefasene skal beregnes må det tilegnes et delkryptall for hvert element i hver byggefase. Delkryptallet tar bare hensyn til en start og sluttid. Delkryptallet må derfor oppdateres for alle elementer i hver fase når forskalingsvogn flyttes, og egenvekten fra en ny byggefase legges til. Det er viktig at det nye delkryptallet bare virker med egenvekten av den nye seksjonen og flytting av forskalingsvogn. Dette er fremgangsmetoden for en full krypanalyse og summen av alle bidragene skal gi riktig deformasjon.

I denne oppgaven er bare krypomlagringen interessant slik at det bare ses krypfasen før og



Figur 8.14: Kryptallskurve for seksjon A de første 400 dagene

etter sammenkobling, og ved påføring av superegenvekt etter 1 år. Som vist på figur 8.14 er utviklingen av kryptallet bratt i begynnelsen. Mye av potensialet til krypdeformasjonene er derfor ferdig for de tidlige byggefasene før sammenkobling. Det brukes derfor bare delkryptallene etter sammenkobling. Videre antas det at bare de permanente lastene bidrar kryp. Dette er egenvekt, superegenvekt og virkningen av forspenningen. Superegenvekt antas for enkelthets skyld å være påført 365 dager etter byggestart.

$$\Delta\varphi(t = i) = \varphi(t = i) - \varphi(t = 91) \quad (8.3)$$

For bygging av utkragerarmer er syklusen 7 dager: 3 dager med forskalingsarbeid og 4 dager herding. Spenning i ny seksjon blir påført ved oppspenning og flytting av forskalingsvogn slik at betongens alder ved pålastning er 4 dager. Sidespenn og søyler er bygd før utkragerarmer og det er ingen byggehistorikk på dette. Det er derfor antatt at det tok 28 dager å bygge, og betongens alder ved riving av forkaling var 7 dager. De siste tre fasene av hovedspennet ble kortet inn til to uker, men denne informasjonen kom i ettertid slik at dette er ikke tatt hensyn til. Det antas likevell at en uke tidligere sammenkobling ikke vil være av stor betydning for sluttresultatet.

Tabell 8.9: Delkryptall brukt i NovaFrame

Fase		Tid ferdig	$\varphi(t=57\text{år})$	$\Delta\varphi(t=1\text{år})$	$\Delta\varphi(t=5\text{år})$	$\Delta\varphi(t=57\text{år})$
1	Sidespenn	-	2.384	0.435	0.841	1.024
2	Seksjon A	7	2.631	0.569	1.045	1.246
3	Seksjon B	14	2.637	0.598	1.092	1.274
4	Seksjon C	21	2.642	0.629	1.110	1.311
5	Seksjon D	28	2.647	0.663	1.150	1.351
6	Seksjon E	35	2.651	0.700	1.194	1.395
7	Seksjon F	42	2.656	0.742	1.243	1.443
8	Seksjon G	49	2.660	0.788	1.296	1.496
9	Seksjon H	56	2.658	0.837	1.353	1.554
10	Seksjon I	63	2.655	0.893	1.418	1.620
11	Seksjon J	70	2.658	0.970	1.502	1.705
12	Seksjon K	77	2.660	1.070	1.611	1.814
13	Seksjon L	84	2.662	1.219	1.769	1.972
14	Seksjon M	91	2.662	1.900	2.458	2.662

8.9 Lastkombinering

Kombinering av påført belastning kan gjøres i NovaFrame og kontrolleres manuelt. Lastkombinasjonene som er aktuelle for denne oppgaven er gitt i tabell 8.10. Denne viser kombineringsfaktorer for egenlast, forspenning, kryp, svinn og relaksasjon, trafikk, temperatur, vind uten og med samtidig trafikk i kjørebane. Vind kombineres med ugunstigste tilfelle av trykk eller løft vertikalt.

Tabell 8.10: Lastkombinering i NovaFrame, ULS

Kombinasjon	G	PT	KSR	TR	TE	V	V-TR
ULSa-TR	1.15 / 1.0	1.1 / 0.9	1.0	1.4	-	-	-
ULSa-TE	1.15 / 1.0	1.1 / 0.9	1.0	-	1.0	-	-
ULSa-V	1.15 / 1.0	1.1 / 0.9	1.0	-	-	1.6	-
ULSb-TR	1.0	1.0	1.0	1.2	0.8	-	0.8
ULSb-V	1.0	1.0	1.0	-	0.8	1.3	-
ULSb-V-TR	1.0	1.0	1.0	0.8	0.8	-	1.3

I bruksgrensetilstanden er ikke kombinasjon b aktuell, da det ikke kontrolleres for tilfeller som lager- og fugeforskyvninger.

Tabell 8.11: Lastkombinering i NovaFrame, SLS

Kombinasjon	G	PT	KSR	TR	TE	V	V-TR
SLSb-TR	1.0	1.0	1.0	0.5	0.35	-	0.35
SLSb-TE	1.0	1.0	1.0	0.35	0.5	-	0.35
SLSb-V	1.0	1.0	1.0	-	0.35	0.5	-
SLSb-V-TR	1.0	1.0	1.0	0.35	0.35	-	0.5

Kapittel 9

Verifikasjon

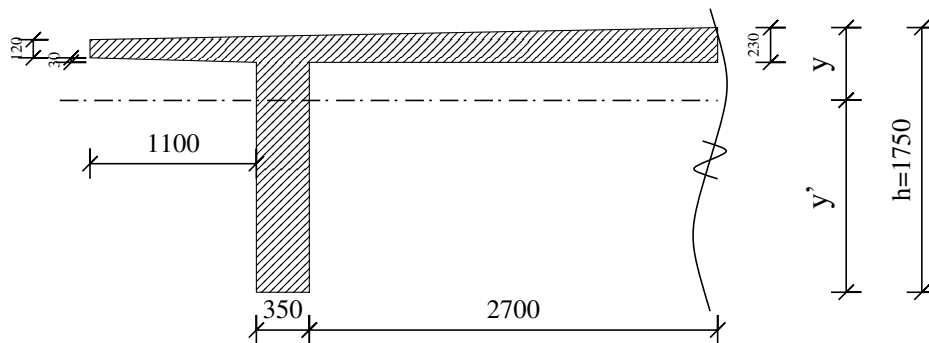
Fremgangsmåten for verifisering av brumodellen er basert på veiledning fra Statens vegvesen for prosjektering av etteroppspente brukonstruksjoner [45]. For å verifisere resultatene fra analysen i NovaFrame er det viktig med en kritisk tilnærming, og gjøre analytiske beregninger som en kvalitetskontroll. Det vil være aktuelt å kontrollere rimeligheten og global likevekt for den numeriske modellen, og en uavhengig kontroll med alternative verktøy [43]. Fullstendige beregninger finnes i vedlegg C.

9.1 Tverrsnitt

Det ble gjort tilpasninger i modelleringen av tverrsnittsgeometrien for at NovaFrame kunne interpolere mellom kasse- og dobbelt T-tverrsnitt. Dette førte til en usikkerhet i om programmet regnet tverrsnittsparemetrene riktig. Egentyngden og bøyestivheten er avgjørende for pålitelige resultater, det er derfor valgt å kontrollere et tverrsnitt med hensyn til areal, tyngdepunkt og annet arealmoment. For dette velges tverrsnittet midt i hovedspenn, se figur 9.1.

Tyngdepunktets posisjon finnes ved:

$$y_0 = \frac{\sum y_i \cdot A_i}{\sum A_i} \quad (9.1)$$



Figur 9.1: Tverrsnittet som kontrolleres

Annet arealmoment finnes ved bruk av Steiners sats:

$$I_i = I_0 + A_i(y_i - y_0)^2 \quad (9.2)$$

$$W = I/y \quad (9.3)$$

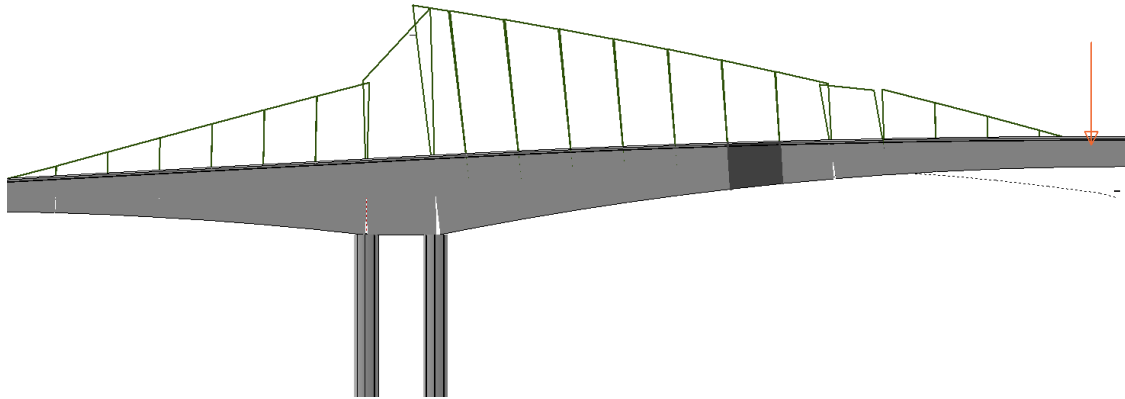
Tabell 9.1: Tverrsnitt

Parameter		NovaFrame	Analytisk	Avvik	AAJ
Høyde	h	1750 mm	1750 mm	0 %	1750 mm
Areal	A	2.608 m ²	2.608 m ²	0 %	2.61 m ²
Tyngdepunkt	y	481.9 mm	481.9 mm	0 %	480 mm
	y'	1268.1 mm	1268.1 mm	0 %	1270 mm
2. arealmoment	I _x	0.6738 m ⁴	0.6738 m ⁴	0 %	0.675 m ⁴
	I _y	16.43 m ⁴	16.44 m ⁴	0.06 %	-
Motstandsmoment	W _o	1.398 m ³	1.398 m ³	0 %	1.413 m ³
	W _u	0.531 m ³	0.531 m ³	0 %	0.533 m ³

Eneste avvik mellom numeriske og analytiske verdier er for annet arealmoment om y-aksen, men dette er av ubetydelig størrelse. Det konkluderes med dette at modelleringen av tverrsnittsgeometriene gir riktige resultater. Øvrige snitt kontrolleres mot Aas-Jakobsens opprinnelige beregninger.

9.2 Respons

Før sammenkobling av kragarmene kan brua kontrolleres mot analytiske beregninger som en utkrager.



Figur 9.2: Forenklet tverrsnitt

Som figur 9.2 gjøres en enkel beregning ved forskalingsvogn, P , på 35 tonn plassert to meter fra midtpunktet.

$$M = P \cdot L = 13300 \text{ kNm} \quad (9.4)$$

$$M_{NF} = -13299.96 \text{ kNm} \quad (9.5)$$

$$\therefore 0.0003\% \quad (9.6)$$

Ved analyse i NovaFrame fås en momentverdi lik -13 299,96 kNm. Avviket er kun på 0,0003 %.

Det gjøres i tillegg en kontroll av forventede deformasjoner for kragarmen med hensyn på retning og størrelsesorden. Velger et representativt element som brukes som middelverdi for hele kragarmen. Benytter her element 2060 som gir annet arealmoment lik $4,385 \text{ m}^4$. E-modulen som er modellert for bruoverbygningen er 26 328 MPa.

$$\delta = -\frac{PL^3}{3EI} = -55.45 \text{ mm} \quad (9.7)$$

$$\delta_{NF} = -55.85 \text{ mm} \quad (9.8)$$

$$\therefore 0.7\% \quad (9.9)$$

Resultatet fra NovaFrame viser -55,85 mm nedbøyning under lastpunktet. Dette gir et avvik på 0,7 %, og bekrefter at modellen gir pålitelige resultater for tilfellet som er modellert.

Reaksjonskreftene kan kontrolleres enkelt ved å kun bruke lasten fra en forskalingsvogn på 350 kN. Spennarmering og temperatur skal også ha last sum lik null.

$$\begin{bmatrix} R_{32} \\ R_{33} \\ R_{34} \end{bmatrix} = 2 \cdot \begin{bmatrix} 116kN \\ 195kN \\ -486kN \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 232kN \\ 390kN \\ -972kN \end{bmatrix} \quad (9.10)$$

$$\sum F = P + R_{32} + R_{33} + R_{34} = 0 \quad (9.11)$$

Summen av reaksjonskreftene stemmer overens med påført belastning.

Modellering av krypomlagring verifiseres med forenklet formel (3.1), og en formel gitt i brukermanualen til NovaFrame. $\Delta\varphi$ er delkryptall fra etter sammenkobling, til ut levetiden. Før sammenkobling fører ikke kryptet til spenninger i kragarmene, kun økte deformasjoner. Etter sammenkobling vil vinkelendringen som følge av kryp i konstruksjonen gi et moment som motvirker dette, og kalles krypmoment. Her vises det til figur 3.6 fra kapittel om FFB-bruer.

$$M_{res} = \frac{1}{1 + \Delta\varphi} M_1 + \frac{\Delta\varphi}{\Delta\varphi + 1} M_2 \quad (9.12)$$

M_1 finnes fra initiell sammenkoblet tilstand, og M_2 ved konstruksjon med fast forskaling. Disse hentes fra NovaFrame for støtte, M_{min} , og felt, M_{max} .

$$\begin{bmatrix} M_{1,min} \\ M_{2,min} \\ M_{1,max} \\ M_{2,max} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -67252kNm \\ -58837kNm \\ 0 \\ 7752kNm \end{bmatrix} \quad (9.13)$$

Lastkombinasjon fra NovaFrame med krypomlagring etter 57 år gir:

$$\begin{bmatrix} M_{min,NF} \\ M_{max,NF} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -60459kNm \\ 6348kNm \end{bmatrix} \quad (9.14)$$

Med Aas-Jakobsens forenklete 22/78-beregning [40] av krypomlagring fås:

$$\begin{bmatrix} M_{min,22/78} \\ M_{max,22/78} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.22M_{1,min} + 0.78M_{2,min} \\ 0.22M_{1,max} + 0.78M_{2,max} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -60688kNm \\ 6047kNm \end{bmatrix} \quad (9.15)$$

Med delkryptall fra sammenkobling til dagens tilstand tilsvarende 57 år får vi ved bruk av ligning 9.12:

$$\begin{bmatrix} M_{min,\Delta\varphi} \\ M_{max,\Delta\varphi} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -61135kNm \\ 5635kNm \end{bmatrix} \quad (9.16)$$

22/78-formelen gir avvik på 0,4 % og 4,7 %. Til sammenligning gir delkryp-formelen avvik rundt 1,1 % og 11 %. Krypomlagringen kan antas å være modellert korrekt ut fra disse resultatene.

9.3 Kontroll av spennarmeringskrefter

Summen av kreftene fra spennstagene ved oppspenning sjekkes i støtte ved å sette alle tap i programmet lik null. Dette kontrolleres mot håndberegninger og beregninger gjort av Aas-Jakobsen.

$$P_{max} = A_p \cdot 0.75f_{02} = 32302kN \quad (9.17)$$

Tabell 9.2: Forspenning av 104 spennstag ved støtte

Forspenning	NovaFrame	Analytisk	Avvik	Aas-Jakobsen
A_p	530.9 mm ²	$\pi D^2/4$	0.01 %	5.31 cm ²
P_{max}	32180 kN	32302 kN	0.4 %	$104 \cdot 32t = 32648kN$

Det er svært nyttig og god verifikasjon å kontrollere spennarmeringskreftene i flere faser, for å kontrollere at programmet beregner som forventet. Det er vanlig å sjekke:

- Før låsing, for å kontrollere P_{max} og friksjonstap
- Etter låsing, for å sjekke låsetap
- Lang tid, for å finne tidsavhengige tap

Det er valgt å kontrollere initiell spenning, samt langtids- og friksjonstap. Dette gjøres med håndberegninger, og sjekkes mot spenninger fra modellen. Selv om det er vanskelig å reprodusere eksakt samme verdier i modell som ved håndberegninger, gir dette likevel en god indikasjon på at verdiene ligger i samme størrelsesorden.

Initiell spenning sjekkes ved å kjøre en analyse i NovaFrame uten tap fra kryp, svinn og relaksasjon. Dette for å sjekke tap fra friksjon og eventuell låsing. Det er valgt å sjekke dette for spennstag 1 og 2 som er det korteste spennstaggparet ved støtte. Låsetapet er antatt å være svært lite for Dywidag-systemet, og det antas at låsetapet ikke har betydning

over støtte på grunn av lang avstand fra aktiv jekk. Beregning viser også at låsetapet bare er innenfor $x_0 = 610\text{mm}$ fra jekken. Den initielle spenning i stagene ved støtte inneholder derfor bare tap fra friksjon. Friksjonstap beregnes etter formel (4.23) og den initielle spenningen antas å være:

$$\sigma_{pm0} = \sigma_{p,max} - \sigma_{\mu} \quad (9.18)$$

Spenning etter langtid sjekkes ved håndberegning etter metoder i *Betongkonstruksjoner* [16], og dobbeltsjekkes mot forenklet metode gitt i EK2. Det vises til denne boken og vedlegg C for mer informasjon. Forenklet metode beregnes etter:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) (1 + 0,8 \varphi(t, t_0))} \quad (9.19)$$

For å kontrollere tap fra svinn, kryp og relaksasjon i NovaFrame er det kjørt en beregning med kun friksjonstap, deretter tre beregninger for hver av de tre langtidstapene. Differansen gir riktig tap. Tapene sjekkes så mot håndberegninger.

Tabell 9.3: Oppspenning av stag 1-4 ved støtte. * betyr at det er brukt midlere tøyning

Oppspenning	NovaFrame	Analytisk	Avvik
σ_{pm0}	466.44 MPa	470.18 MPa	0.79%
$\Delta \sigma_{kryp}$	19.42* /4.24 MPa	4.75 MPa	292.32%* /11%
$\Delta \sigma_{svinn}$	38.11* /43.08 MPa	44.17 MPa	14%* /2.46%
$\Delta \sigma_{rel}$	28.82 MPa	28.76 MPa	20.42%* /0.2%
$\Delta \sigma_{ksr}$	88.7* /76.14 MPa	77.88 MPa	20%* /2.23%
$\Delta \sigma_{ksr,forenklet}$		73.86 MPa	

NovaFrame beregner tidsavhengige tap til = 16,3 %, mens håndberegninger gir 16,6. Forenklet metode gir 15,7 %. I denne verifikasjonen er det brukt eksakte kryp- og svinntøyninger, og ikke midlere tøyninger som beskrevet i kapittel 8.6. Siden det er brukt midlere tøyningstap fra svinn og kryp i modellen, markert med stjerne i tabellen, gir dette større avvik for akkurat denne kabelen. Det er antatt at dette vil jevne seg ut hvis alle kabler hadde blitt inkludert, og det gjøres verifikasjon i flere snitt. Summeres alle tapene blir avviket bare 2,23 %. Det konkluderes med dette at NovaFrame regner ut tapene riktig basert på input fra brukeren.

Kapittel 10

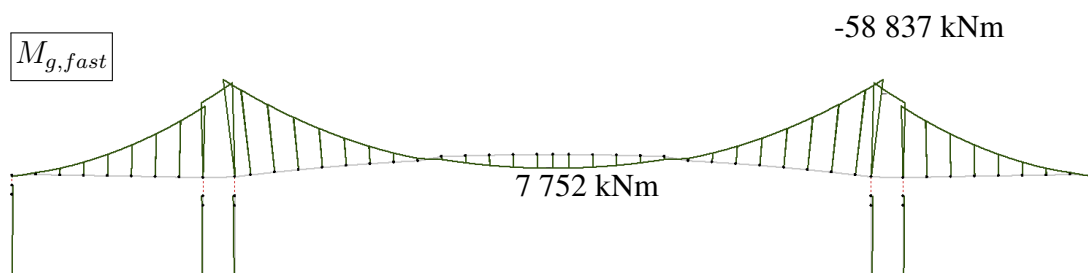
Resultater

10.1 Momentdiagrammer

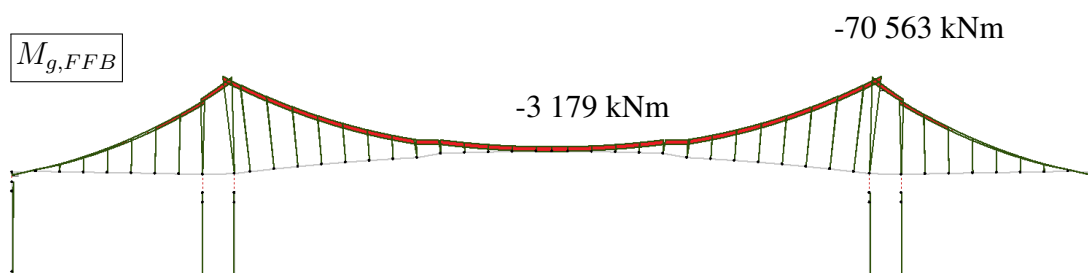
I denne delen vil resultatene fra analysen i NovaFrame presenteres. Det vises først de ulike lastdiagrammene uten lastfaktorer. Deretter brukes disse verdiene i lastkombineringen både for brudd- og bruksgrensetilstanden.

10.1.1 Egenvekt

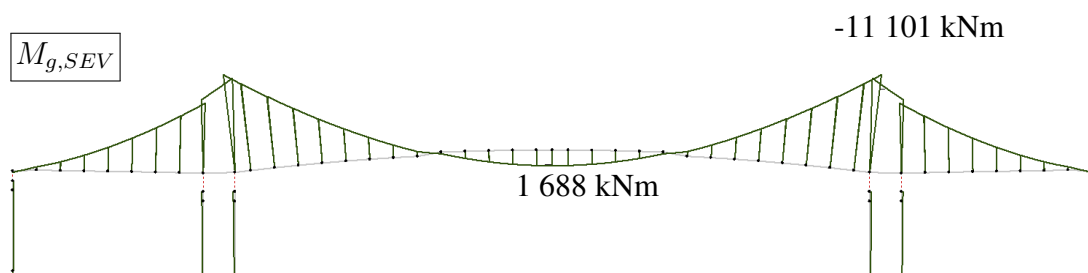
Det vises resultater i henhold til om konstruksjonen hadde blitt bygd med og uten byggefaser. Figur 10.1b viser resultatene hvor byggefasene har blitt tatt hensyn til, og brua er bygd etter fritt frambygg-metode. Avlastning av forskalingsvogner på ferdig bru vil føre til et negativt moment i felt, og er markert med rødt i samme figur. Etter sammenkobling vil kryp føre til en momentomlagring, som vil gradvis føre til et større feltmoment og mindre støttemoment, dette vises i figur 10.4e i resultatet for kryp.



(a) Moment fra egenvekt i ferdigtilstand uten byggefaser



(b) Moment fra egenvekt i ferdigtilstand med FFB-metode. Det røde tilsvarer bidraget fra avlastning av forskalingsvogner

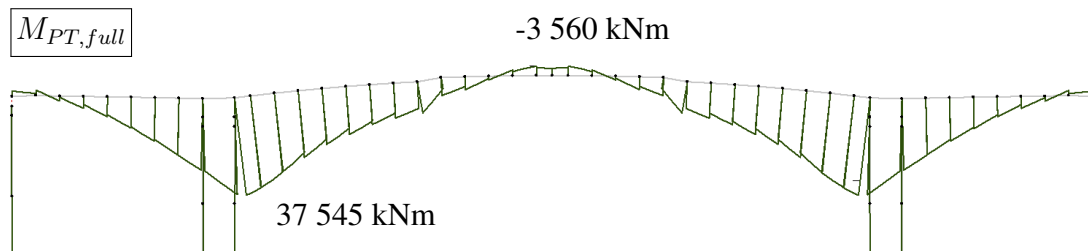


(c) Moment fra superegenvekt

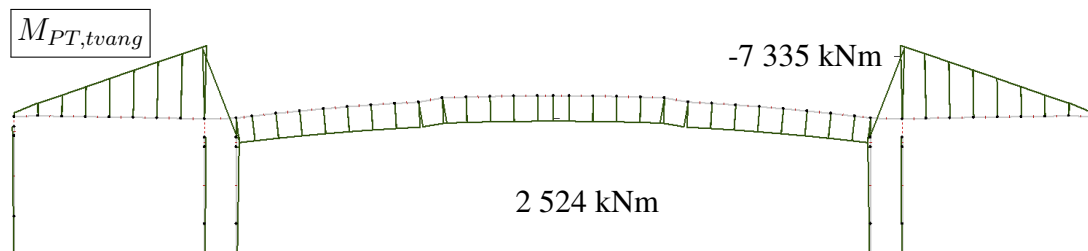
Figur 10.1: Momentdiagrammer for egenlaster

10.1.2 Forspenning

Figur 10.2a viser resulterende moment fra full oppspenning, som motvirker egenvektmomentene. Etter sammenkobling av utkragerne vil deformasjonslaster, temperatur og forspenning gi tvangskrefter. Tvangsmomenter fra oppspenning er vist i figur 10.2b.



(a) Moment fra full oppspenning

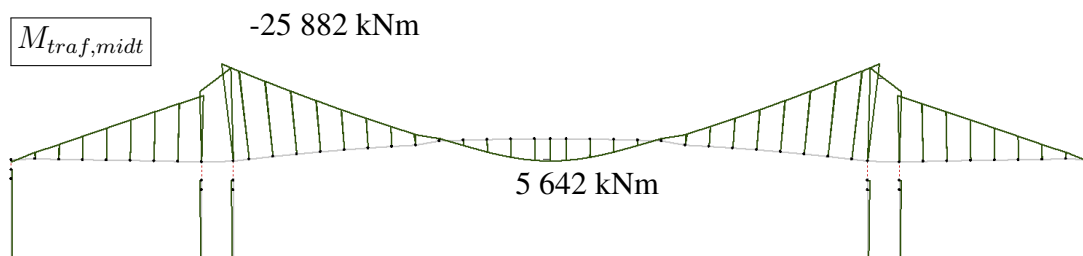


(b) Tvangsmomenter fra oppspenning av stålet

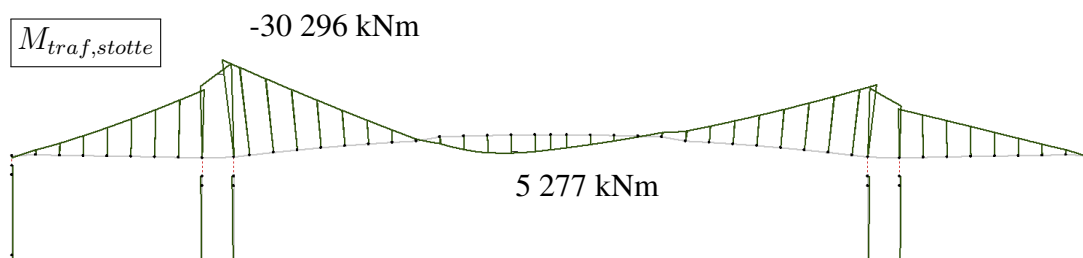
Figur 10.2: Momentdiagrammer fra forspenningen

10.1.3 Trafikk

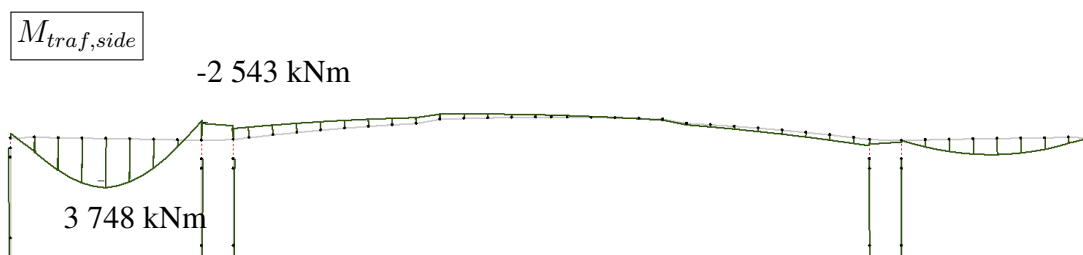
For å finne maksimale momentverdier plasseres det vogntog, aksellast og lettere blandet trafikk i to trafikkfelt i bruas føringsbredde. Se figur 8.11. Resultatene er vist i figur 10.3.



(a) Moment fra trafikklast for maksimalt feltmoment



(b) Moment fra trafikklast for maksimalt støttemoment



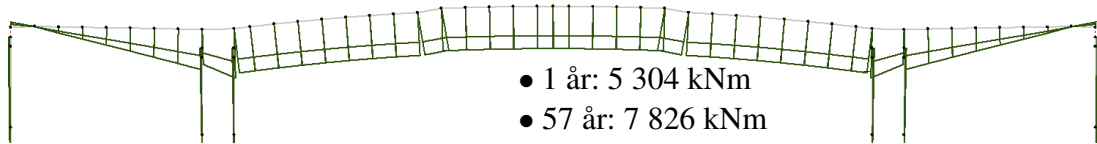
(c) Moment fra trafikklast for maksimalt feltmoment i sidespenn

Figur 10.3: Momentdiagrammer fra trafikklast

10.1.4 Kryp

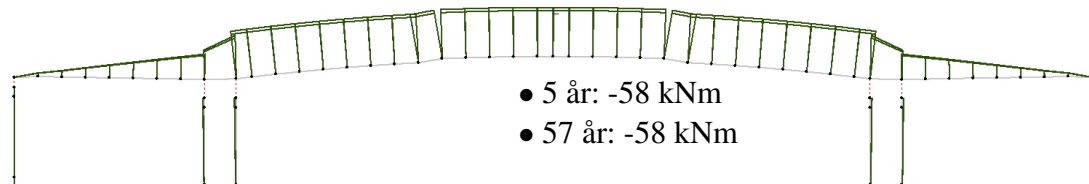
Det er valgt å dele opp krypmomentene fra de ulike kryplastene, for å kvalitetssikre at kryp er korrekt modellert. Kryp fra egenvekt skal gi strekk på underside, mens kryp fra spennkabler skal virke motsatt.

$$M_{kryp,EV}$$



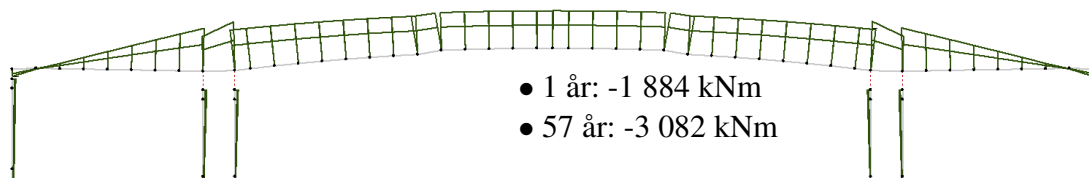
(a) Krypomlagring for egenvekt, for 1 år og 57 år

$$M_{kryp,SEV}$$



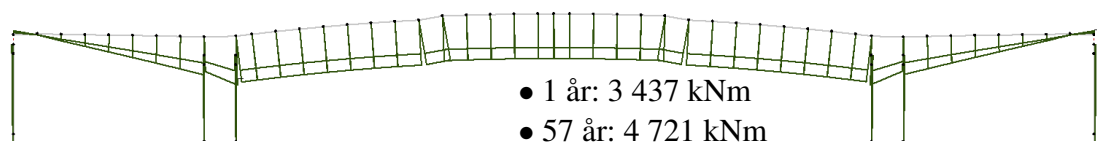
(b) Kryp fra superegenvekt, for 5 år og 57 år

$$M_{kryp,PT}$$



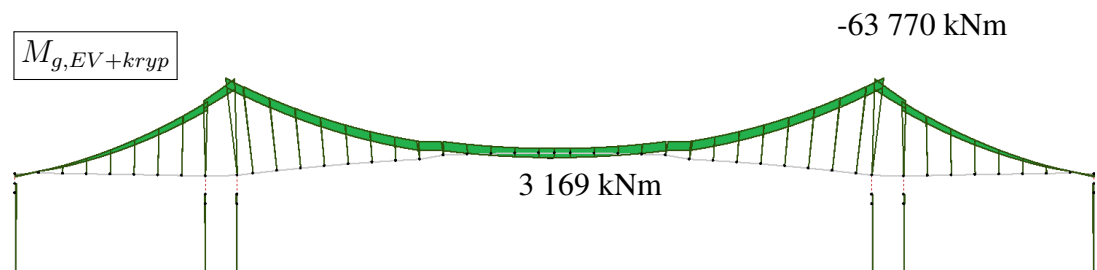
(c) Kryp fra forspenning, for 1 år og 57 år

$$M_{kryp,tot}$$



(d) Totalt kryp, for 1 år og 57 år

$$M_{g,EV+kryp}$$

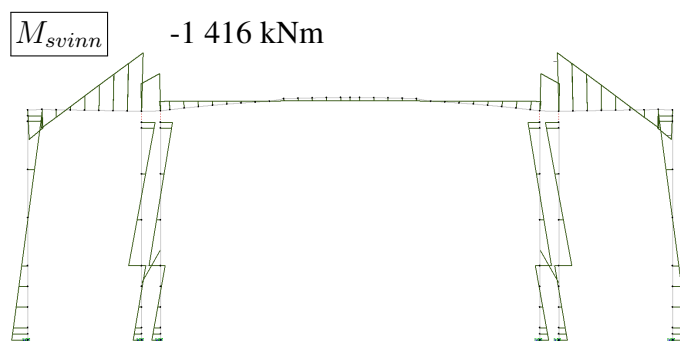


(e) Moment fra egenvekt med krypomlagring etter 57 år. Det grønne viser effekten av krypomlagringen.

Figur 10.4: Momentdiagrammer fra kryp

10.1.5 Svinn

Det er ikke tatt hensyn til byggefasene for svinntøyningene. Figur 10.5 viser at resultatene ikke er spesielt høye, og svinnet vil dermed ikke ha stor betydning.



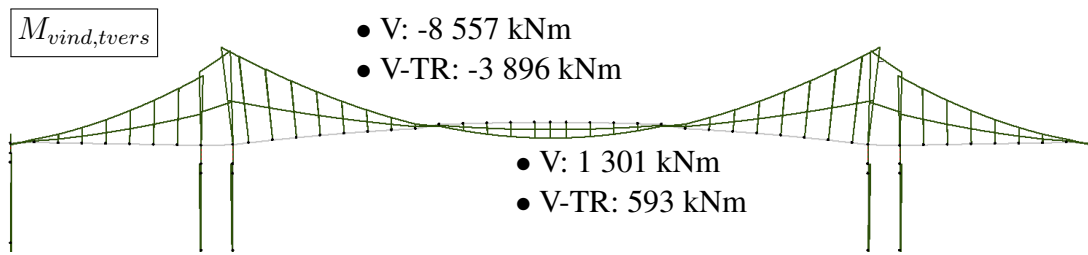
Figur 10.5: Momentdiagram fra 57 års svinn

10.1.6 Vind

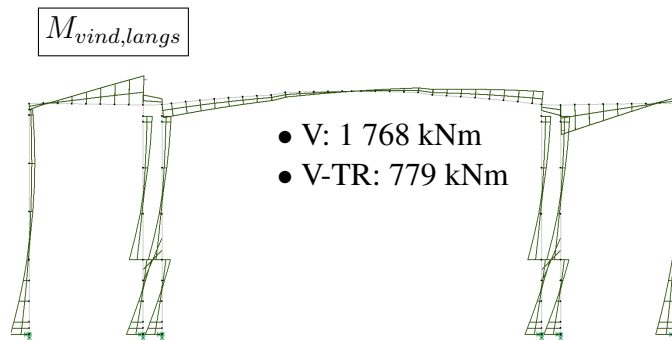
Figur 10.6a viser resulterende momentdiagram for vind på tvers av kjørebanelen. Diagrammet viser både verdier ved full vindstyrke uten samtidig trafikklast, og redusert vindstyrke ved samtidig trafikklast. Dette diagrammet er vist for tilfelle med trykk, men skal også kontrolleres for løft. Figur 10.6b viser tilsvarende for vind i lengderetning, og figur 10.7 viser vind i tverretning for søylene.

10.1.7 Temperatur

Resultatet av de 8 ulike temperaturkombinasjonene er vist i diagrammene, med maksimalverdier for momentene og tilhørende deformasjonsforløp for tvangsmomentet.

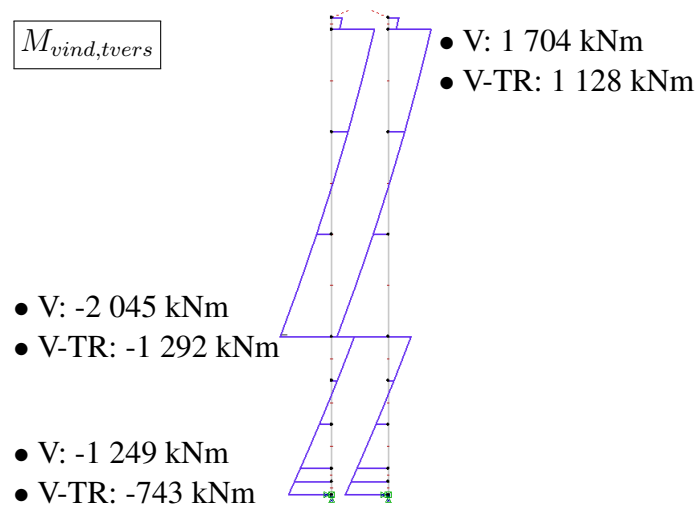


(a) Momenter fra vind på tvers av kjørebanelen, med og uten samtidig trafikklast

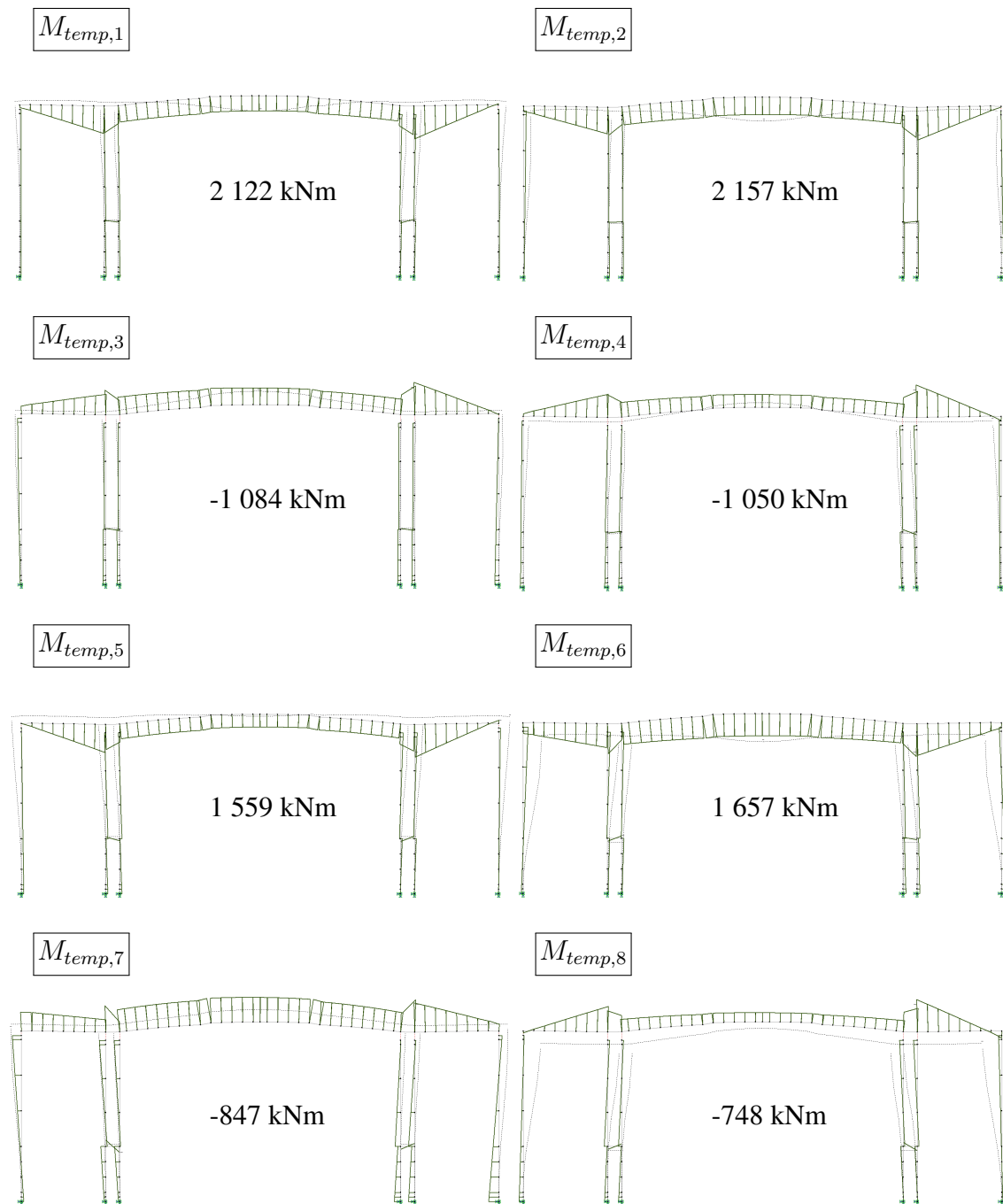


(b) Momenter fra vind i lengderetning, med og uten samtidig trafikklast. Verdiene er maksimalverdier ved støtte

Figur 10.6: Momentdiagrammer fra vindpåvirkning



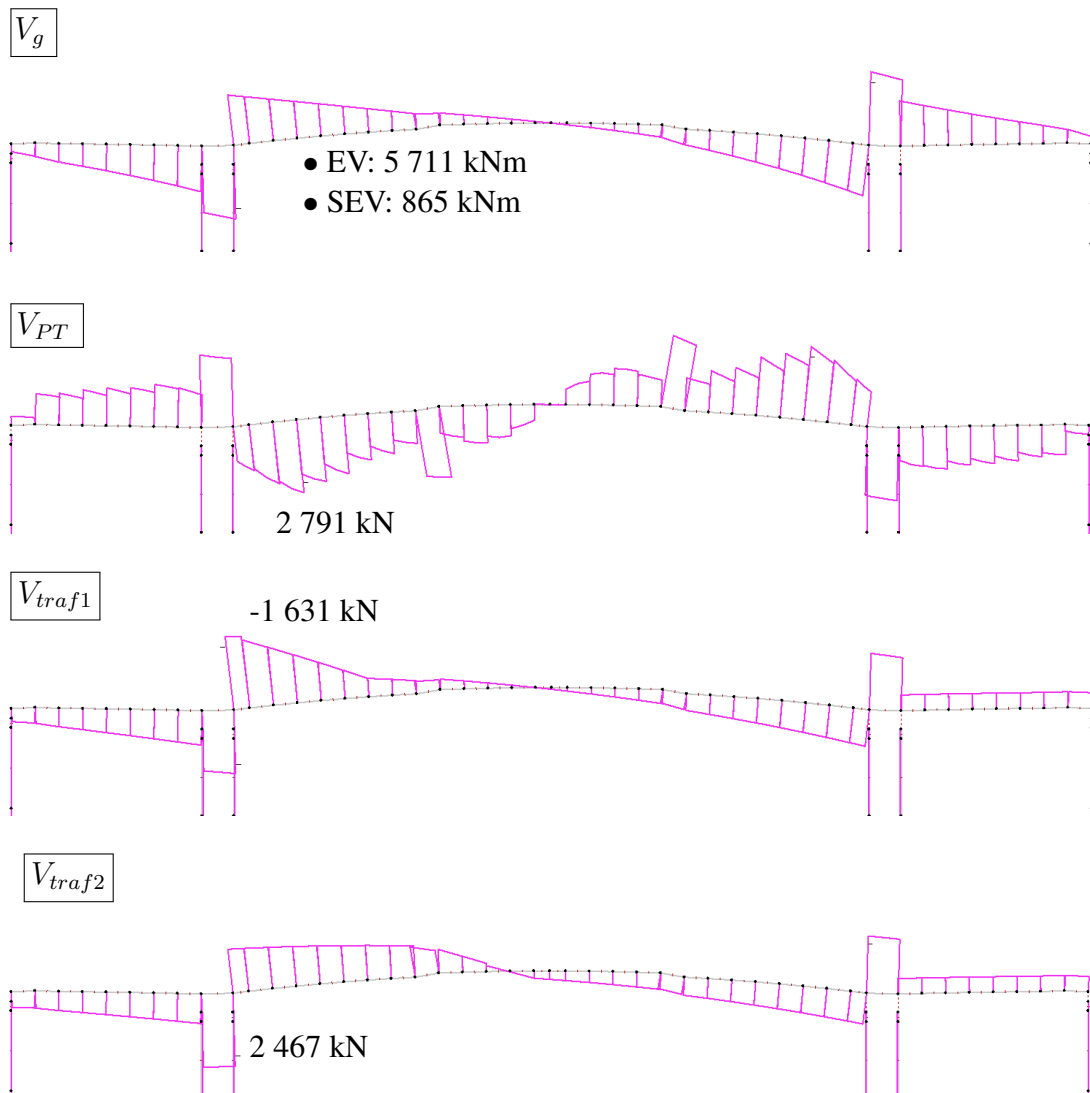
Figur 10.7: Momentdiagram for søyler med vind i tverretning



Figur 10.8: Resulterende temperaturmomenter med maksimalverdier gitt for midtsnitt

10.2 Skjærkraftdiagrammer

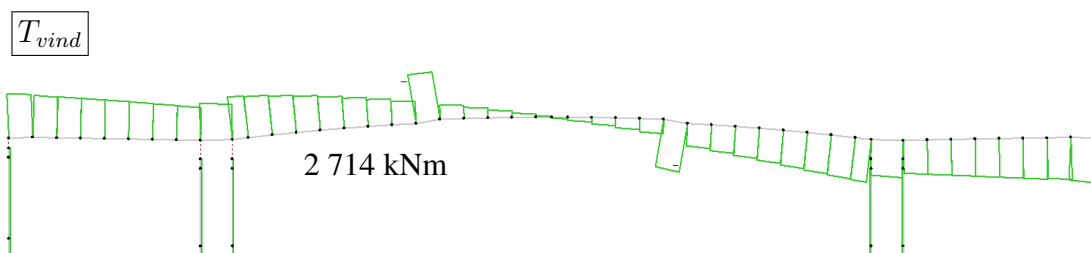
Det meste av skjærkreftene kommer fra egenlaster, forspenning og trafikk. Siden det innføres spennstag i hvert snitt, vil skjærkraftdiagrammet bli oppstykket grunnet varierende kurvatur i stagene.



Figur 10.9: Skjærkraftdiagrammer

10.3 Torsjonsmomentdiagram

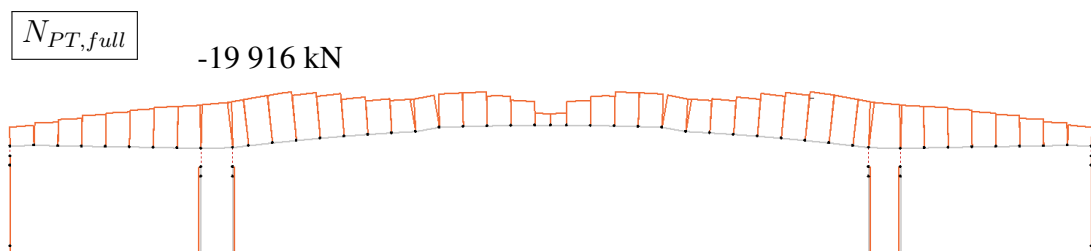
Det er kun vindlastens eksentriske plassering som gir bidrag til torsjon i denne oppgaven. Trafikklasten kan plasseres eksentrisk i brubanen, men dette er ikke tatt hensyn til.



Figur 10.10: Torsjonsmoment fra vind

10.4 Aksialkraftdiagram

Største bidrag til aksialkraft kommer fra forspenning, og er vist i figur 10.11.

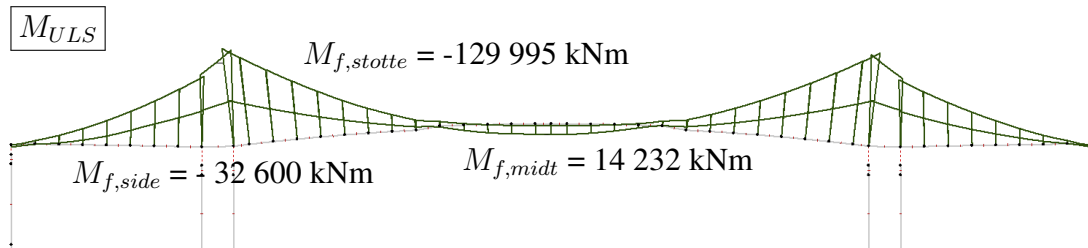


Figur 10.11: Aksialkraft fra full forspenning

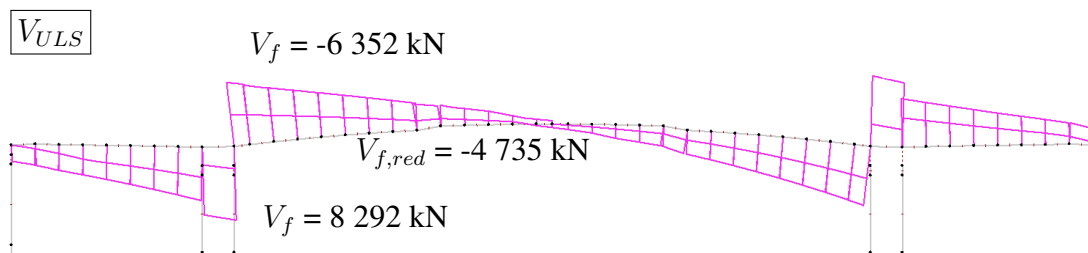
10.5 Lastkombinering

10.5.1 Bruddgrensetilstand

Kombinasjon b med trafikk gir dimensjonerende moment i hovedspenn



Figur 10.12: Dimensjonerende momentdiagram i bruddgrensetilstanden



Figur 10.13: Dimensjonerende skjærdiagram i bruddgrensetilstanden

KAPITTEL 10. RESULTATER

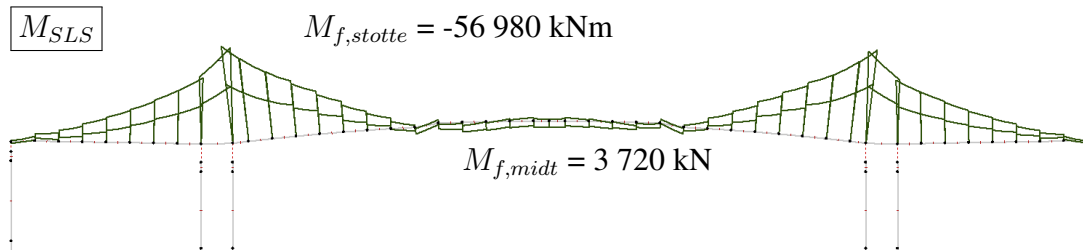
Tabell 10.1: Dimensjonerende momenter i bruddgrensetilstand

Laster	Sidespenn		Støtte		Hovedspenn	
	fak	ULSa-TR	fak	ULSa-TR	fak	ULSb-TR
Egenvekt	1.15	-16 846	1.15	-81 147	1.0	-3 179
Superegenvekt	1.15	-2 500	1.15	-12 767	1.0	1 688
Forspenning	1.1	-4 238	0.9	2 217	1.0	2 524
Kryp	1.0	1 464	1.0	4 337	1.0	4 145
Svinn	1.0	-408	1.0	-220	1.0	85
Trafikk	1.4	-10 072	1.4	-42 415	1.2	6 770
Vind	-	-	-	-	0.8	474
Temperatur	-	-	-	-	0.8	1 725
		-32 600 kNm		-129 995 kNm		14 232 kNm

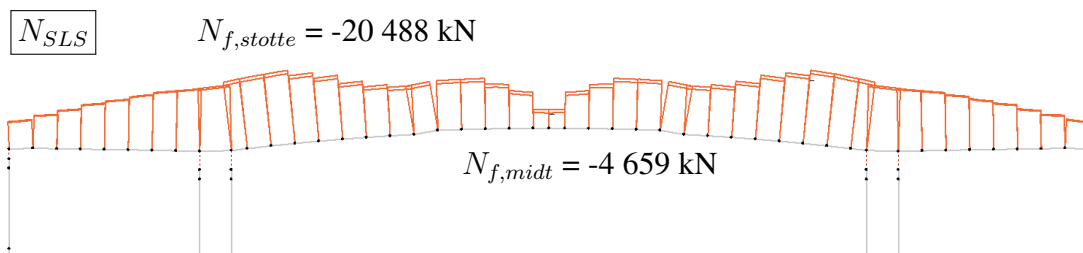
Tabell 10.2: Dimensjonerende skjærkrefter i bruddgrensetilstand

Laster	Støtte, venstre snitt		Støtte, høyre snitt		Støtte, avstand d	
	fak	ULSa-TR	fak	ULSa-TR	fak	ULSa-TR
Egenvekt	1.15	6 568	1.15	-4 522	1.15	-3 973
Superegenvekt	1.15	995	1.15	-732	1.15	-668
Forspenning	0.9	-2 339	0.9	1 191	0.9	1 865
Kryp	1.0	-458	1.0	8	1.0	8
Svinn	1.0	72	1.0	-13	1.0	-12
Trafikk	1.4	3 454	1.4	-2 284	1.4	-1 955
Vind	-	-	-	-	-	-
Temperatur	-	-	-	-	-	-
		8 292 kN		-6 352 kN		-4 735 kN

10.5.2 Bruksgrensetilstand



Figur 10.14: Dimensjonerende momentdiagram i bruksgrensetilstanden



Figur 10.15: Dimensjonerende aksialkraftdiagram i bruksgrensetilstanden

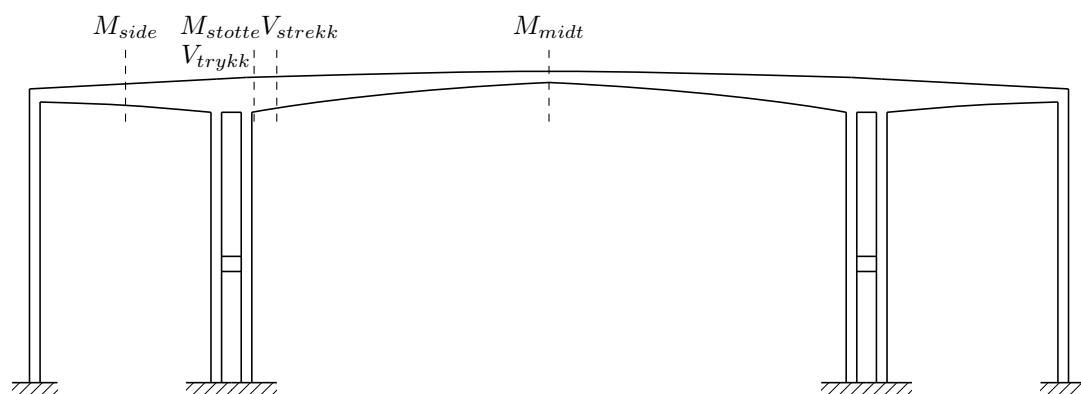
Tabell 10.3: Dimensjonerende verdier i bruksgrensetilstand

Laster	Støtte		Hovedspenn	
	fak	SLSb-TR	fak	SLSb-TR
Egenvekt	1.0	-70 563	1.0	-3 179
Superegenvekt	1.0	-11 102	1.0	1 688
Forspenning	1.0	37 525	1.0	-2 802
Kryp	1.0	4 337	1.0	4 145
Svinn	1.0	-220	1.0	85
Trafikk	0.5	-15 148	0.5	2 821
Vind	0.35	-1 364	0.35	207
Temperatur	0.35	-443	0.35	755
		-56 980 kNm		3 720 kNm

Kapittel 11

Bruddgrensekontroll

Det gjennomføres kapasitetskontroll for utvalgte snitt i bruddgrensetilstand, se figur 11.1, og det kontrolleres for bøyemoment og skjær både i lengderetning og tverretning. Det er i tillegg gjort beregninger av søylenes kapasitet med M-N diagram. Fullstendige beregninger finnes i vedlegg D, E og F henholdsvis.



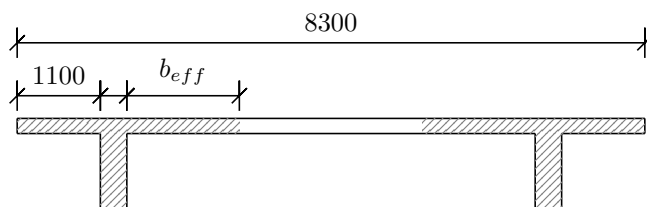
Figur 11.1: Utvalgte snitt som kontrolleres i lengderetning

11.1 Kontroll i lengderetning

11.1.1 Effektiv flensbredde

NS 3473:1998 punkt 9.5 sier at tverrsnitt som er utsatt for bøyning med flens i trykksonen kan antas å ha en medvirkende flensbredde på hver side av steget lik den minste av følgende verdier:

- faktisk flensbredde
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter
- 8 ganger flenstykkelsen



Figur 11.2: Effektiv flensbredde

Det legges også til at dersom flensen ligger i strekksonen, kan den armeringen som ligger innenfor en bredde som gitt for trykksonen regnes fullt virksom.

$$b_{eff} = \min\left(\frac{b_{tf}}{2}; 0.1 \cdot 0.3L; 8 \cdot t_{tf}\right) = 8 \cdot t_{tf} = 1488mm \quad (11.1)$$

Her er avstanden mellom momentnullpunktene antatt lik $0,3L$, men den er antakelig noe større.

$$b_{eff,f} = (1.1m + t_s + b_{eff}) \cdot 2 = 5876mm \quad (11.2)$$

11.1.2 Momentkapasitet over støtte

For spennbetong kan forspenningskreftene betraktes som enten en ytre påvirkning, eller som indre motstand. Dersom spennarmeringen er plassert på strekksiden av tverrsnittet er det vanlig praksis å betrakte forspenningen som en indre motstand, og kraften i spennarmeringen bestemmes ut fra total tøyning i stålet [16]. Tvangsmomentene for statisk ubestemte konstruksjoner, se figur 4.4, må som nevnt tas med i kontrollen.

Armeringstegninger for slakk- og spennarmering finnes i vedlegg A, mens vedlegg D

viser fullstendige beregninger. Den trapesformede flensen forenkles til en konstant plate-tykkelse lik 186 mm i de videre beregningene. Bruplata ligger i strekksonen, og figur 11.3 viser indre krefter i tverrsnittet. Resultatene gir dimensjonerende støttemoment:

$$M_f = -129995 \text{ kNm}$$

Armeringsmengde innenfor den effektive flensbredden:

$$A_p = 2 \cdot (52 - 5) \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} = 49907 \text{ mm}^2 \quad (11.3)$$

I bruplata er det lagt $18\phi 13$ i overkant og $40\phi 13$ i underkant. 16 av disse er utenfor effektive flensbredder. Til beregningene utgjør dette en strekkarmeringsmengde:

$$A_s = (18 + (40 - 16)) \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} = 5575 \text{ mm}^2 \quad (11.4)$$

Trykkarmeringen i bunnplata består av $20\phi 13$ både i overkant og underkant:

$$A'_s = 2 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} = 5309 \text{ mm}^2 \quad (11.5)$$

Velger i kapasitetsberegningene å bruke en midlere effektiv høyde for spenn- og slakkarmering på strekksiden, d_m .

$$d_m = \frac{d \cdot A_s f_{sd} + d_p \cdot A_p f_{pd}}{A_s f_{sd} + A_p f_{pd}} = 4384 \text{ mm} \quad (11.6)$$

Deretter beregnes balansert tverrsnitt med trykk i hele bunnplata og deler av stegene:

$$S_p + S_s = T_s + T_{c1} + T_{c2} \quad (11.7)$$

Trykkresultant i steg og bunnplate:

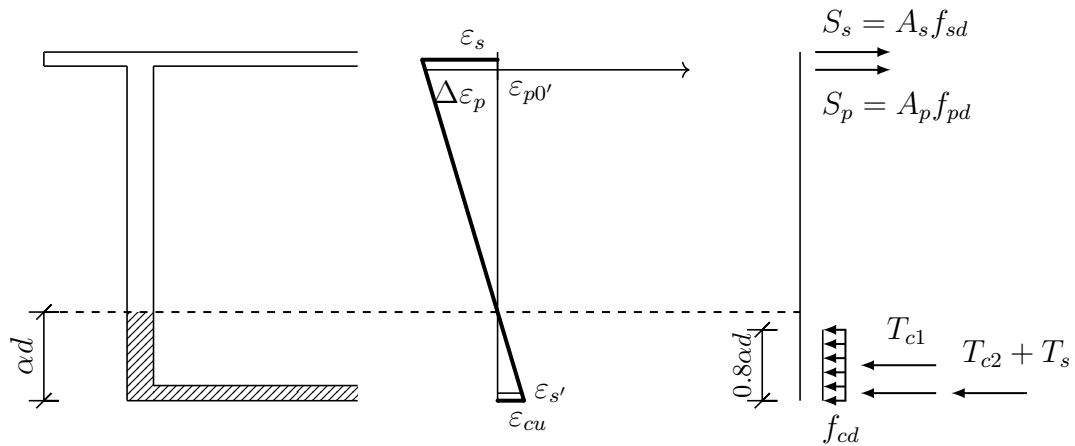
$$T_{c1} = 0.8 \alpha_b d_m t_w f_{cd} \cdot 2 \quad (11.8)$$

$$T_{c2} = b_{bf} t_{bf} f_{cd} \quad (11.9)$$

Ved likevektsbetraktning kan balansert spennarmeringsareal finnes:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \Delta \varepsilon_p} \quad (11.10)$$

$$A_{pb} = \frac{f_{sd}}{f_{pd}} (A_{s'} - A_s) + \frac{f_{cd} b_{bf} t_{bf} + 2 f_{cd} t_w (0.8 \alpha_b d_m)}{f_{pd}} = 92845 \text{ mm}^2 > A_p \quad (11.11)$$



Figur 11.3: Kraftlikevekt støttemoment

Virkelig trykksonehøyde:

$$\alpha = \frac{S_p + S_s - T_{c2} - T_s}{2t_s f_{cd} 0.8d_m} = 0.267 \quad (11.12)$$

Dette gir en trykksonehøyde, $\alpha d_m = 1172 \text{ mm}$, altså nøytralakse i steg, og all armering i bru- og bunnplate flyter. Momentarm for steg og bunnplata blir:

$$z_{c1} = (1 - 0.4\alpha)d_m \quad (11.13)$$

$$z_{c2} = d_m - \frac{1}{2}t_{bf} \quad (11.14)$$

For trykkarmering blir dette:

$$h' = d_m - d' \quad (11.15)$$

Trykksoneens momentkapasitet kan dermed beregnes:

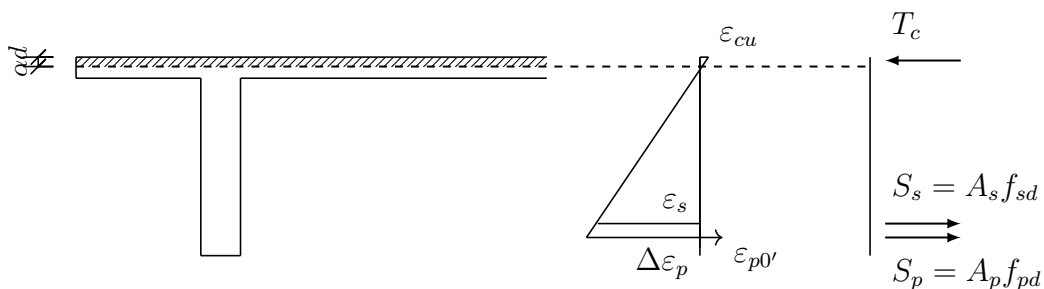
$$M_d = T_{c1}z_{c1} + T_{c2}z_{c2} + T_s h' = -138608 \text{ kNm} \quad (11.16)$$

$M_d > M_f$ betyr at tverrsnittet har tilstrekkelig momentkapasitet over støtte, og utnyttelsesgraden er på 94 %.

11.1.3 Momentkapasitet i hovedfelt

Kapasiteten i hovedfeltet kan på grunn av symmetri beregnes som et enkelt T-tverrsnitt som multipliseres med to. Effektiv platebredde, b_{eff} , og α_b er beregnet som tidligere og balansert tverrsnittsareal blir:

$$A_{pb} = \frac{t_{tf}b_{eff}f_{cd} + (0.8\alpha_b d_p - t_{tf})t_w f_{cd}}{f_{pd}} = 40832 \text{mm}^2 \quad (11.17)$$



Figur 11.4: Kraftlikevekt feltmoment

Midtfeltet er armert med 12 spennstag:

$$A_p = 12 \cdot \frac{\pi \phi^2}{4} = 6371 \text{mm}^2 \quad (11.18)$$

Tverrsnittet er derfor underarmert og virkelig trykksonehøyde kan beregnes:

$$\alpha = \frac{S_s + S_p}{0.8f_{cd}b_{eff}d_m} = 0.036 \quad (11.19)$$

Hvis $0.8\alpha d > t_{tf}$ kan tverrsnittet beregnes som et T-tverrsnitt etter tynnplatteteori. Omvendt beregnes tverrsnittet som en vanlig bjelke med bredde $b_{eff,f}$. I dette tilfellet blir $0.8\alpha d$ lik 45 mm, som er i bruplaten. Neglisjerer trykkarmering siden denne vil sannsynligvis ikke flyte på grunn av liten trykksonehøyde.

$$M_d = 2 \cdot [(S_s + S_p)d_m - T_c 0.4\alpha d_m] = 14613 \text{kNm} \quad (11.20)$$

og med

$$M_f = 14232 \text{kNm} \quad (11.21)$$

betyr dette at kapasitet er tilstrekkelig, hvor utnyttelsesgraden ligger på 97 %.

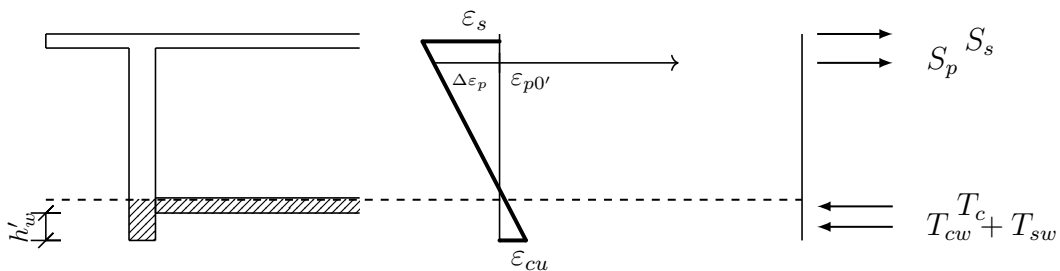
11.1.4 Momentkapasitet i sidespenn

I sidefelt begynner bunnplaten å bevege seg opp i stegene. I betraktet snitt er avstanden mellom bunnplaten og undersiden av tverrsnittet lik $h_w' = 362$. For beregning av balansert spennarmeringsareal er det antatt at hele platen og deler av steg er i trykk. Balansert spennarmeringsareal med $\alpha_b = 0.839$:

$$A_{pb} = \frac{f_{sd}}{f_{pd}}(A_{s'} - A_s) + \frac{f_{cd}b_{bf}t_{bf} + 2f_{cd}t_w(0.8\alpha_b d_m)}{f_{pd}} = 61762 \text{ mm}^2 > A_p \quad (11.22)$$

Midt i sidefelt er det armert med 92 spennstag i overkant, 10 stag er fratrukket siden de ligger i ueffektiv sone. Effektivt spennarmeringsareal er:

$$A_p = (92 - 10) \cdot \frac{\pi\phi^2}{4} = 43536 \text{ mm}^2 \quad (11.23)$$



Figur 11.5: Kraftlikevekt sidespenn

Tverrsnittet er derfor underarmert, og virkelig trykksonehøyde kan beregnes med antatt nøytralakse i bunnplate:

$$\alpha = \frac{(S_p + S_s - T_{cw} - T_{sw} + h_w' f_{cd}(b_{bf} + 2t_w))}{(b_{bf} + t_w)0.8f_{cd}d_m} = 0.284 \quad (11.24)$$

For å kontrollere om antagelsene sjekkes det hvor stor del av bunnflensen som er i trykk. $0.8\alpha d_m - h_w' = 176 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$. Antagelsene var dermed riktige og trykksonen ligger i bunnplaten. Tverrsnittskapasiteten beregnes til:

$$M_d = T_{cw} \frac{h_w'}{2} + T_{sw} d' + T_c z_c - S_p d_p - S_s d_s = -59428 \text{ kNm} \quad (11.25)$$

Dimensjonerende moment i sidefelt er funnet til $M_f = 32600 \text{ kNm}$. Dette gir en utnyttelsesgrad på 55 % .

11.1.5 Skjærkapasitet

Ved kontroll av spennarmerte betongkonstruksjoners skjærkraftkapasitet betraktes kreftene fra forspenningen som ytre laster [16]. Skjærberegninger gjøres etter NS 3473:1998, og forenklet metode punkt 12.3.2. Ved kapasitetskontroll for skjær skal dimensjonerende skjærkraft i ULS bestemmes som

- V_f dimensjonerende skjærkraft ved opplegg
- $V_{f,red}$ dimensjonerende redusert skjærkraft i avstand d fra teoretisk opplegg

I FFB-bruer kan det beregnes med en ytterligere redusert skjærkraft på grunn av trykk i bunnplata [10]. Punkt A.12.3 opplyser at bidrag fra eventuelle spennkrefter skal medregnes i de dimensjonerende snittkrefter som inngår i uttrykket for strekkbruddkapasiteten. Punkt 12.3.1.3 sier at ved spennarmering skrått rettet i forhold til konstruksjonsdelens systemlinje, skal tverrkomponentene av kreftene legges til de dimensjonerende skjærkrefter fra lastene. For tilnærmet jevnt fordelt last kan skjær i avstand d fra kant av opplegg benyttes for påvisning av strekkbruddkapasitet. For trykkbrudd må derimot kapasiteten påvises inn til kanten av opplegg.

Opptredende krefter ved støtte fra analysen er gitt i tabell 11.1. Aksialkraft og moment er tilhørende verdier for dimensjonerende, redusert skjærkraft i avstand d fra støtte.

Tabell 11.1: Resultater for skjærberegninger

V_f	$V_{f,red}$	N_f	M_f
8 292 kN	4 735 kN	-18 066 kN	-77 823 kNm

For bjelker er $k_v = 1,0$ og $k_A = 100 MPa$. Dersom tverrsnittet har en trykksone, sier punkt 12.3.2.4 i standarden at en kan velge $z = 0.9d$. Konservativt og forenklet kan z_1 settes lik $0.7d$. Momentandelen som sammen med aksialkraften gir spenningsløs betong i høyde med strekkarmeringen regnes etter NS 3473 som:

$$M_0 = \frac{-N_f \cdot W_c}{A_c} \quad (11.26)$$

hvor W_c er betongens motstandsmoment med hensyn på strekkranden. Det må i tillegg kontrolleres at N_f/A_c er høyst verdien av $0.4f_{cd}$.

Kapasitet fra betongen finnes dermed:

$$V_{c0} = 0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot (A_s + A_p)}{\gamma b_w d} \right) b_w d k_v < 0.6 f_{td} b_w d k_v \quad (11.27)$$

$$V_{c0} = 0.6f_{td}b_w d k_v = 2001kN \quad (11.28)$$

Ved aksial trykkraft fra forspenning i tillegg til et bøyemoment og skjærkraft øker trykksonehøyden i forhold til ved rent moment. Dette bidrar positivt på kapasiteten. Skjærkraftkapasitet med opptredende aksialkraft, uten å ta hensyn til armeringsbidraget beregnes etter:

$$V_{cd} = V_{c0} + 0.8M_0 \cdot \frac{V_{f,red}}{M_f} < (f_{td}k_v - 0.25 \frac{N_f}{A_c} b_w z_1) \quad (11.29)$$

$$V_{cd} = 3078kN < V_{f,red} \quad (11.30)$$

Dette betyr at vi er nødt til å ta med bidraget fra armeringen til skjærkapasiteten. Tilleggs-kapasiteten beregnes med $\cot(\alpha) = 0$ og $\sin(\alpha) = 0$ for vertikale bøyer:

$$V_{sd1} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv1}}{s_{v1}} \cdot z(1 + \cot(\alpha)) \sin \alpha = 4207kN \quad (11.31)$$

$$V_{sd2} = \frac{f_{sd} \cdot A_{sv2}}{s_{v2}} \cdot z = 1969kN \quad (11.32)$$

Summen av skjærstrekkkapasiteten fra betong, slakk- og skjærarmering:

$$V_d = V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 9253kN \quad (11.33)$$

Disse beregningene gir en utnyttelsesgrad på 51 % av skjærstrekkkapasiteten. Det må også kontrolleres for trykkbrudd:

$$V_{ccd} = 0.3f_{cd}b_w z(1 + \cot(\alpha)) = 12268kN < 0.45f_{cd}b_w z = 18402kN \quad (11.34)$$

Utnyttelsesgraden ligger på 68 % av skjærtrykkkapasiteten.

Beregning etter NS 3473 fra 1973

Beregning av skjærkapasitet for betongkonstruksjoner forandret seg fra første versjon av NS 3473 i 1973 til versjonen fra 1998 som denne oppgaven benytter som grunnlag. For å få en sammenligning av resultatene gjøres det også en beregning etter første standard. Punkt 5.2.1 beskriver at eventuelle spennkrefter skal adderes til de opptredende skjærkrefter [46]. Kapasiteten ved strekkbrudd beregnes etter punkt 5.2.3, og skal være summen av betongens og skjærarmeringens kapasitet:

$$V_d = f_v(bd + 75A_s) + f_s A_{sv} h' \leq 2f_v bd + f_s A_{sv} h' \quad (11.35)$$

men ikke større enn

$$2f_vbd + f_sA_{sv}h' \quad (11.36)$$

Videre oppgir punkt 5.2.4 at for tverrsnitt med skjærkraft og samtidig aksialtrykk skal strekkbruddkapasiteten være:

$$V_d + 0.2V_\gamma h N_\gamma / M_\gamma = 10770 \text{ kN} \quad (11.37)$$

men ikke større enn

$$(2f_v + 0.2N_\gamma / A_c)bd + f_sA_{sv}h' \quad (11.38)$$

Punkt 5.2.2 beskriver at trykkbruddet begrenser tverrsnittets kapasitet for skjærkraft, og kapasiteten ved trykkbrudd regnes å være:

$$V_d = 0.3f_cbd = 13630 \text{ kN} \quad (11.39)$$

11.1.6 Torsjonskapasitet

Torsjonskapasiteten kontrolleres ved akse 34, hvor vindlast gir et torsjonsmoment $T_f = 3861 \text{ kNm}$. Tilhørende skjærkraft er $V_f = 4854 \text{ kN}$ hentet fra NovaFrame analyse. Kapasitet for trykkbrudd ved torsjon beregnes etter NS 3473 punkt A12.4. Det antas at hovedtrykkretning θ ligger mellom 30 og 60 grader, og torsjonstverrsnittet er kassetverrsnitt uten utstikkende flenser. Torsjonskapasitet for trykkbrudd finnes da som:

$$T_{ccd} = 0.6A_0t f_{cd} = 44528 \text{ kNm} \quad (11.40)$$

hvor A_0 er brutto tverrsnittsareal innenfor kassens senterlinjer, og t er minste veggtykkelse for tverrsnittet. Kapasiteten er vesentlig høyere enn opptredende torsjonsmoment, men det må kontrolleres for samtidighet av skjær og torsjon:

$$\frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0.48 < 1.0 \quad (11.41)$$

Ved beregning av kapasitet for strekkbrudd sier punkt A12.4.1 i standarden at dersom torsjonsmomentet er større enn $0.3T_{cr}$, skal det torsjonsarmeres.

$$T_{cr} = 2f_{td}A_0t = 10896 \text{ kNm} \quad (11.42)$$

$$T_f > 0.3T_{cr} = 3269 \text{ kNm} \quad (11.43)$$

Dette betyr at tverrsnittet krever torsjonsarmering. Verdiene viser at differansen ikke er større enn at det kan antas tilstrekkelig strekkbruddkapasitet, ettersom det ligger slakkar-

mering i tverrsnittet. Nyere regelverk, NS-EN 1992-1-1, benytter en endret kontroll hvor T_{Ed} sjekkes direkte mot T_{ccd} , som ville resultert i at torsjonsarmering ikke er nødvendig.

11.1.7 Oppsummering

Tabell 11.2 viser en oppsummering i lengderetning av dimensjonerende krefter - betegnet som X_f for moment eller skjærverdi - og tilhørende tverrsnittskapasitet - X_d . Utnyttelsesgraden (UF) er deretter beregnet.

Tabell 11.2: Kapasiteter i lengderetning

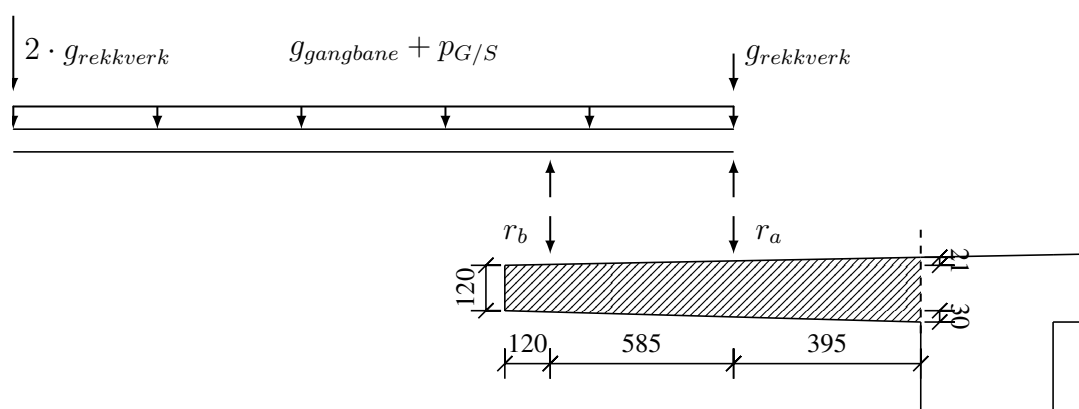
	X_f	X_d	UF
Støttemoment	-129 995 kNm	-138 608 kNm	94 %
Feltmoment	14 232 kNm	14 613 kNm	97 %
Sidemoment	-32 600 kNm	-59 428 kNm	55 %
Skjærstrekk	4 735 kN	9 253 kN	51 %
Skjærtrykk	8 292 kN	12 268 kN	68 %
Torsjonstrykk	3 861 kNm	44 528 kNm	9 %
Torsjonsstrekk	3 861 kNm	10 896 kNm	35 %

11.2 Kontroll i tverretning

Dimensjonerende krefter i bruas tverretning finnes analytisk ved beregninger av egenlast og påvirkning fra trafikk.

11.2.1 Last på utkragende bruplate

Påhengt gangbane



Figur 11.6: Belastning for utkragende bruplattedel

Påhengt gangbane gir to punktlaster på den utkragede flensen, da den er montert med to bolter. Her er den ene reaksjonskraften, r_a , plassert sammen med kjørebane kantstein. Reaksjonskreftene beregnes ut fra rekkverk, autovern, egenvekt av gangbanen og last i G/S-banen avhengig av om det er samtidig trafikklaster i kjørebane eller ikke. Beregningene er vist fullstendig i vedlegg E. Vertikalkraften fra vindpåvirkningen har en eksentrisitet på $b/4$ innenfor steget, og virker dermed ikke på utkragerdelen. Tabell 11.3 viser lastene på utkrageren. Verdiene er dimensjonerende, altså inkluderer lastfaktor for egenvekt, $\gamma_g = 1.15$, og trafikklaster, $\gamma_p = 1.4$. Se for øvrig figur 11.6

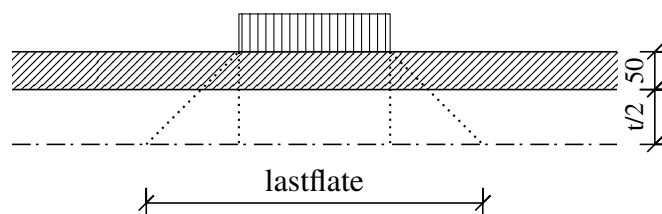
Lastbidrag fra trafikk

Adolf Puchers diagrammer [47] gir influenslinjer som kan brukes når en skal bestemme momentet fra hjullasten. Her finner man plater med ulike randbetingelser og betydningen av lastplasseringer i lengde- og tverretning. I tverretning skal det kontrolleres for en hjullast lik 80 kN, med lastflate på 200 mm i lengderetning og 600 mm i tverretning [8].

Tabell 11.3: Last på utkrager

Last		Verdi [kN/m]	Momentarm [mm]	Moment [kNm/m]
Bruplate	g_{bp}	4.60	517	-2.38
Kantstein	g_{ks}	1.64	395	-0.65
Belegning	g_{belegg}	0.39	135	-0.05
Reaksjonskraft, A	r_a	-7.48	395	+2.95
	$r_{a,utraf}$	(-11.46)		(+4.53)
Reaksjonskraft, B	r_b	16.65	980	-16.32
	$r_{b,utraf}$	(26.22)		(-25.70)
Med trafikk	x_f	15.8 kN/m		-16.4 kNm/m
Uten trafikk	$x_{f,utraf}$	21.4 kN/m		-24.3 kNm/m

Denne lasten antas å bre seg ut med en 45 graders vinkel til senterlinje av tverrsnitt, som anvist av Pucher [47] og NS 3473 punkt 3.5.4.



Figur 11.7: Lastutbredelse for hjullastflate

Med gjennomsnittlig flenstykkelse for utkrageren lik 145 mm, blir endelig lastflate:

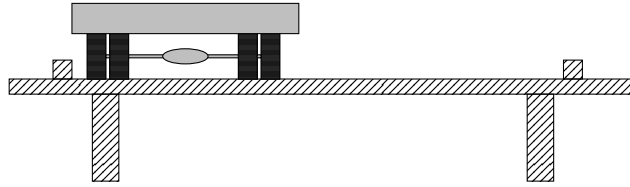
$$t_x = 600\text{mm} + 2 \cdot \left(50 + \frac{145}{2}\right)\text{mm} = 845\text{mm}$$

$$t_y = 200\text{mm} + 2 \cdot \left(50 + \frac{145}{2}\right)\text{mm} = 445\text{mm}$$

Her er slitelaget antatt 50 mm i beregningene. Disse plasseres i ugunstigste posisjon i diagrammene. For utkragerdelen vil dette være så nærme kantstein som mulig, mens for bruplate mellom stegene vil det være midt i plata. Den gjennomsnittlige verdien, μ_{middel} , multipliseres med påført hjullast, og divideres med 8π for å finne tilhørende momentverdi.

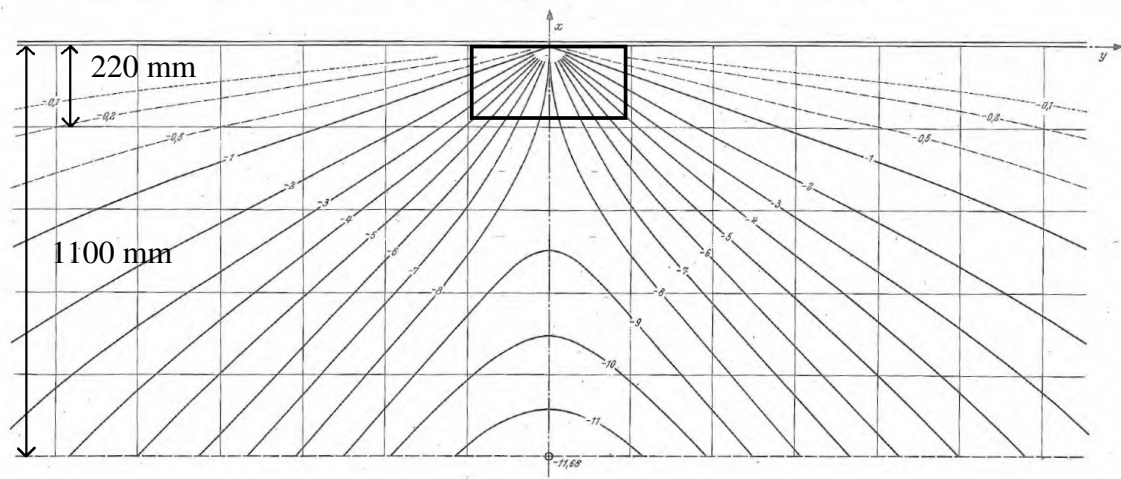
$$M = \mu_{middel} \frac{H}{8\pi} \quad (11.44)$$

Føringsbreddens del på den utstikkende flensen er maksimalt 270 mm. Den frie avstanden mellom kantstein og hjul på 200 mm gjør at avstand fra kantstein til endelig lastflate blir $300\text{mm} + 200\text{mm} - \frac{t_x}{2} = 77\text{mm}$. Hjullasten vil dermed ha et lite bidrag på utkrageren, og resten av hjulflata vil gå over brusteget. Derfor må hjullasten på 80 kN for full lastflate



Figur 11.8: Trafikklast i tverretning for utkragende flens

reduseres til aktuell flate på utkrageren. Full flate i y retning, mens $t_{x,red} = 270\text{mm} - 77\text{mm} = 193\text{mm}$ gir en redusert hjullast $H_{red} = 25.7\text{kN}$. Beregner ikke utkrageren for moment fra hjullast i y-retning da lastflatens del på utkrageren er såpass liten, og momentbidraget vil bli svært lite.



Figur 11.9: Pucher-diagram for utkragende bruplate [47]

For utkragende flens med en hjullast leses av middelverdi:

$$\mu_{middel} = -4.0$$

Dimensjonerende moment i x-retning fra hjullasten blir dermed:

$$m_{f,\mu} = \gamma_p \cdot \mu_{middel} \frac{H_{red}}{8\pi} = -5.7\text{kNm/m}$$

Lastkombinering for utkrager

Her vil lastkombinasjon med trafikk som dominerende påvirkning være dimensjonerende. Tilfellene som må sjekkes er ved trafikk i kjørebane plassert så langt ut mot kantstein som mulig samtidig som det er redusert last i G/S-banen. Det andre tilfellet er ved full last på

G/S-banen uten samtidig trafikklast i kjørebane. Viser til tabell 11.3.

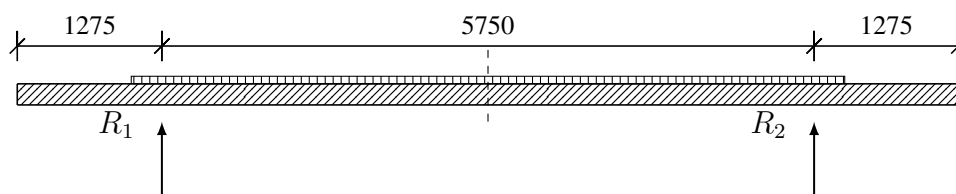
$$m_f = \min(m_{f,traf} + m_{f,\mu}, m_{f,utraf}) \text{ kNm/m} = -24.3 \text{ kNm/m}$$

Full last i G/S-banen uten samtidig trafikk i kjørebane gir størst moment på utkrageren.

11.2.2 Last på innvendig bruplate

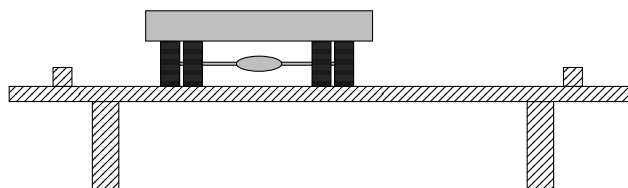
Moment på midten med en middeltykkelse for bruplata innvendig lik 200 mm:

$$m_{g,midt} = (g_{bruplate} + g_{belegg}) \cdot \frac{(5.75m)^2}{8} = 29.7 \text{ kNm/m}$$



Figur 11.10: Beregning av momenter ved midtpunkt

For innvendig flens med trippelboggilast leses det av influensverdier for hver hjullast. Største aksellaster er 140 kN i henhold til R412 og bruksklasse 10, mens de to ytre aksellastene er på 70 kN. Dette gir altså hjullaster på 70 kN eller 35 kN.



Figur 11.11: Trafikklast i tverretning for innvendig bruplate

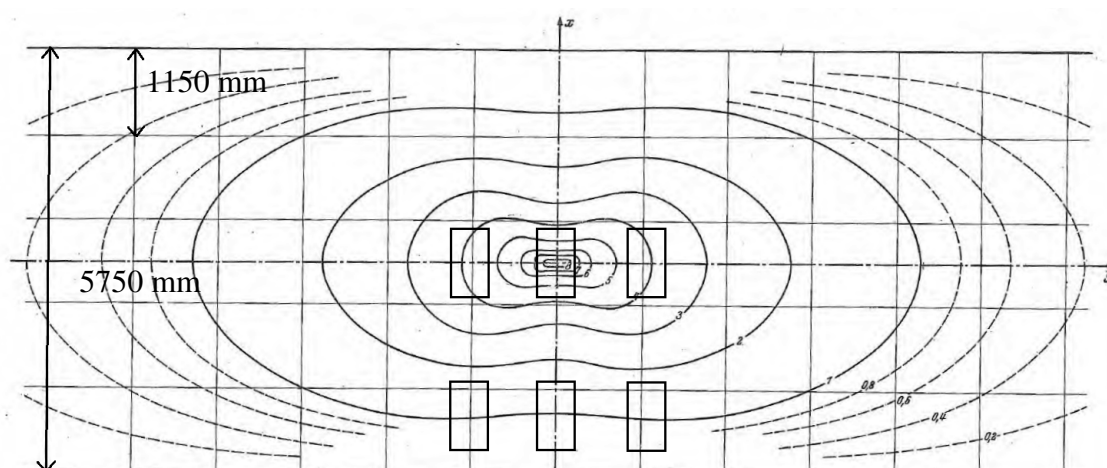
Gjennomsnittlig bruplatetykkelse er noe høyere her, som gir en lastflate for hjullastene:

$$t_{xi} = 900mm$$

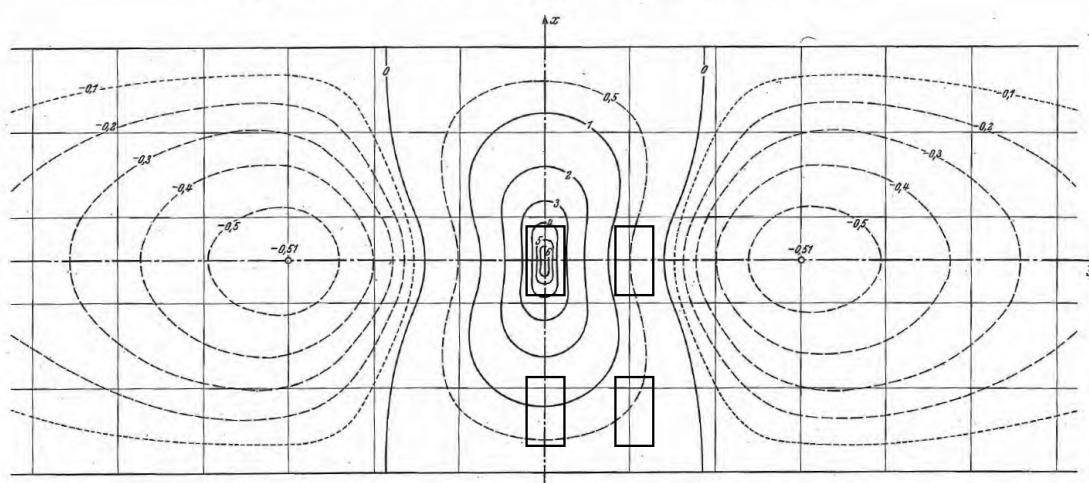
$$t_{yi} = 500mm$$

Leser dermed av verdier i diagrammene på tilsvarende måte som for utkrageren.

$$\mu_{x,middel,1} = 5.5 + 1.0 = 6.5$$



(a) Moment i x-retning



(b) Moment i y-retning

Figur 11.12: Pucher-diagram for innvendig bruplate [47]

$$\mu_{x,middel,2} = 2 \cdot (4.1 + 1.1) = 10.4$$

Dette gir moment fra trafikk i x-retning:

$$m_{f,x} = \gamma_p \cdot 6.5 \cdot \frac{70kN}{8\pi} + \gamma_p \cdot 10.4 \cdot \frac{35kN}{8\pi} = 45.6 \text{ kNm/m}$$

I y-retningen blir boggilast dimensjonerende tilfelle. Her er tyngste aksellast 160 kN, og den andre på 65 kN. Dette tegnes inn på tilsvarende måte, og finner $\mu_{y,middel}$:

$$\mu_{y,middel,1} = 5.0 + 0.9 = 5.9$$

$$\mu_{y,middel,2} = 0.5 + 0.4 = 0.9$$

Dette gir videre dimensjonerende moment for trafikk i y-retning for innvendig fritt opplagt bruplate:

$$m_{f,y} = \gamma_p \cdot 5.9 \cdot \frac{80kN}{8\pi} + \gamma_p \cdot 0.9 \cdot \frac{32.5kN}{8\pi} = 27.9 \text{ kNm/m}$$

Lastkombinering

For den innvendige bruplatten må det sjekkes om trafikk eller vind blir dominerende lasttilfelle i x-retning. I y-retning vil kun trafikklaster ha betydning. Lastkombineringen i tabell

Tabell 11.4: Lastkombinasjoner for innvendig bruplate

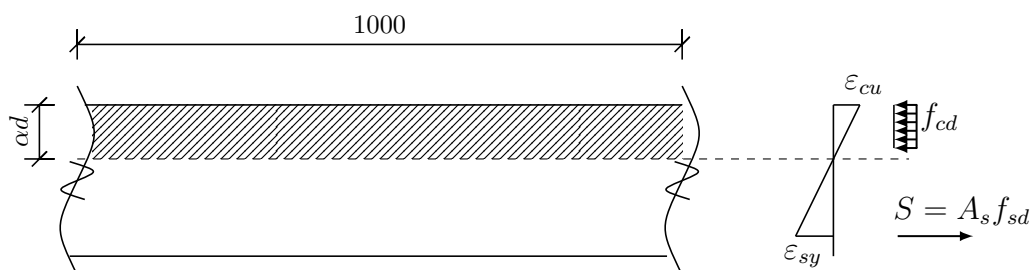
Laster	Trafikk (a)		Vind (a)		Trafikk (b)		Vind (b)	
	fak	ULSa-TR	fak	ULSa-V	fak	ULSb-TR	fak	ULSb-V
G	1.15	30	1.15	30	1.0	26	1.0	26
TR	1.4	45	-	-	1.2	39	0.8	26
V	-	-	1.6	42	-	-	-	-
V-TR	-	-	-	-	0.8	9	1.3	15
	75 kNm/m		72 kNm/m		74 kNm/m		67 kNm/m	

11.4 viser at kombinasjon med trafikk som dominerende last blir dimensjonerende. Dette gir:

$$m_{f,x} = 75.3 \text{ kNm/m}$$

$$m_{f,y} = 27.9 \text{ kNm/m}$$

11.2.3 Momentkapasitet



Figur 11.13: Generell figur for beregning av momentkapasitet per meter

Utkragende bruplate

For den utkragede flensen ble det lagt strekkarmering $\phi 13$ med senteravstand 210 mm. Dette gir et underarmert tverrsnitt. Trykksonen beregnes til:

$$\alpha = \frac{A_s f_{sd}}{0.8 f_{cd} d} = 0.121 \quad (11.45)$$

som gir en trykksonehøyde $\alpha d = 17.6$ mm. Momentkapasiteten ved innspenningen blir dermed:

$$m_d = 0.8 f_{cd} (1 - 0.4\alpha) \alpha d^2 = 34.8 \text{ kNm/m} \quad (11.46)$$

70 % av kapasiteten er altså utnyttet.

Innvendig bruplate

For innvendig flens ble det lagt strekkarmering $\phi 13$ med senteravstand 70 mm i x-retning. Dette gir et underarmert tverrsnitt. Trykksoneen beregnes til:

$$\alpha_x = \frac{A_{s,x} f_{sd}}{0.8 f_{cd} d_x} = 0.259 \quad (11.47)$$

som gir en trykksonehøyde $\alpha_x d_x = 52.7$ mm. Momentkapasiteten innvendig blir dermed:

$$m_{d,x} = 0.8 f_{cd} (1 - 0.4\alpha_x) \alpha_x d_x^2 = 138.4 \text{ kNm/m} \quad (11.48)$$

Utnyttelsesgraden i x-retning ligger her på 54 %.

I y-retning ble det lagt $\phi 13$ med senteravstand 150 mm.

$$\alpha_y = \frac{A_{s,y} f_{sd}}{0.8 f_{cd} d_y} = 0.129 \quad (11.49)$$

som gir en trykksonehøyde $\alpha_y d_y = 24.6$ mm. Momentkapasiteten blir:

$$m_{d,y} = 0.8 f_{cd} (1 - 0.4 \alpha_y) \alpha_y d_y^2 = 63.9 \text{ kNm/m} \quad (11.50)$$

Kapasiteten er 44 % utnyttet.

11.2.4 Skjærkapasitet

Utkragende bruplate

Hjullast neglisjeres i beregningene for utkragende plate, ettersom denne går rett over steget. Dimensjonerer for skjær gitt i tabell 11.3. Effektiv høyde:

$$d = h - c_{nom} - \phi/2 = 144.7 \text{ mm} \quad (11.51)$$

Redusert skjærkraft som kontrolleres i et snitt d fra innspenningen, hvor tykkelsen av utkrageren er 164,5 mm:

$$v_{f,red} = 20.5 \text{ kN/m}$$

Betongens skjærkapasitet beregnes etter NS 3473:1998 punkt 12.3.2.1 til:

$$v_{c0} = 0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c d} \right) dk_v = 92.9 \text{ kN/m} \quad (11.52)$$

$$v_{cd} = v_{c0} < 0.6 f_{td} dk_v \quad (11.53)$$

Dette betyr at kun 22 % av skjærstrekkapasiteten er utnyttet i dette snittet.

Kapasitet for trykkbrudd beregnes etter punkt 12.3.2.5:

$$v_{ccd} = 0.25 f_{cd} z < 0.45 f_{cd} z \quad (11.54)$$

$$v_{ccd} = 558.8 \text{ kN/m} > v_f$$

Innvendig bruplate

Skjærkapasiteten for den innvendige bruplatten må kontrolleres for hjullast nær opplegg. Norsk Betongforenings publikasjon nummer 6 kan benyttes dersom lasten er plassert inntil 30 % av spennvidden fra undersøkt snitt. Innvendig bruplate betraktes konservativt som fast innspent, og diagram i figur 11.14 benyttes for å bestemme faktoren k_v for last nær opplegg. Hjullasten plasseres i en avstand $s \geq d$ fra oppleggskanten, og settes $s = d = 200$ mm dersom ikke andre betingelser er bestemmende.

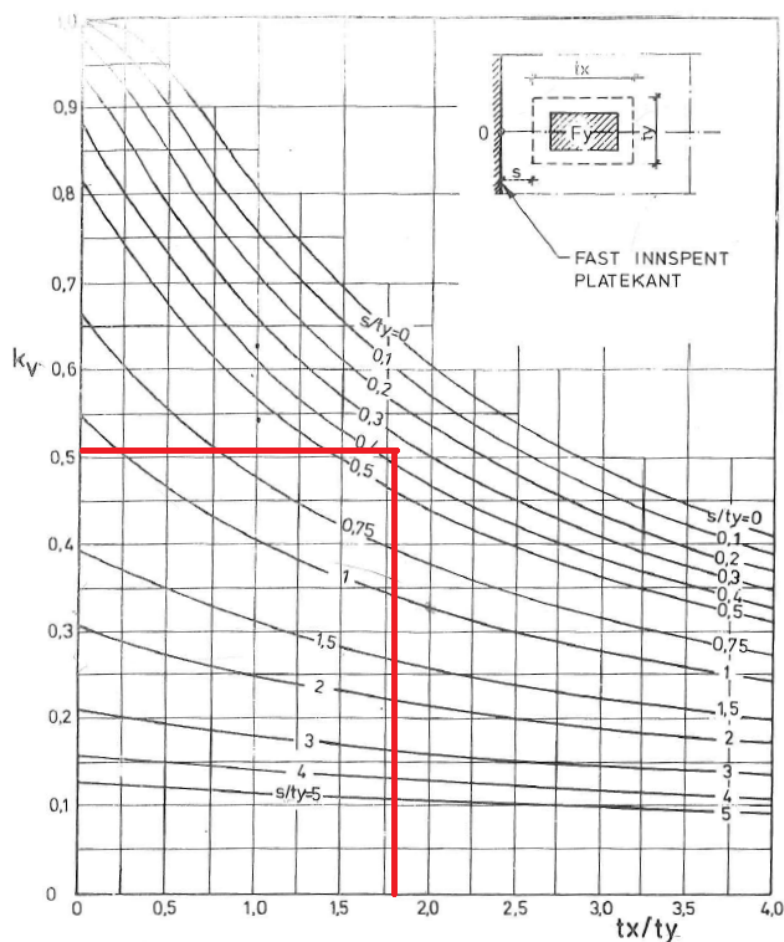


Diagram 4.1 k_v for last nær opplegg, fast innspent platekant. Skjærkraft pr. lengdeenhet i pkt. 0

Figur 11.14: Diagram for last nær opplegg for fast innspent platekant [48]

Med $k_v = 0,51$ og $F_\gamma = 80$ kN finnes dimensjonerende skjærkraften per lengdeenhet ved belastning nær opplegg bestemmes av [48]:

$$v_{\gamma, maks} = \gamma_p k_v \frac{F_\gamma}{t_{yi}} = 114.2 \text{ kN/m} \quad (11.55)$$

Skjærbidraget fra egenlasten bestemmes fra bruplata og belegningen, og reduseres i en

avstand d fra opplegg:

$$v_g = (g_{bruplate} + g_{belegg}) \frac{5.4m}{2} = 20.7 \text{ kN/m}$$

$$v_{g,red} = 19.4 \text{ kN/m}$$

Kapasiteten for betongen beregnes å være:

$$v_{cd} = 109.2 \text{ kN/m}$$

Dette betyr at kapasiteten for strekkbrudd ikke er tilstrekkelig, med $v_{f,red} = 133,7 \text{ kN/m}$. For trykkbrudd finnes skjærkapasiteten som:

$$v_{ccd} = 702.7 \text{ kN/m} > v_f$$

11.2.5 Oppsummering

Tabell 11.5 viser en oppsummering i tverretning tilsvarende som for tabellen i lengderetning.

Tabell 11.5: Kapasiteter i tverretning

		X_f	X_d	UF
Utkrager	Moment	-24 kNm/m	-35 kNm/m	70 %
	Skjærstrekk	21 kN/m	93 kN/m	22 %
	Skjærtrykk	21 kN/m	558 kN/m	4 %
Innvendig	Moment, x	75 kNm/m	138 kNm/m	54 %
	Moment, y	28 kNm/m	64 kNm/m	44 %
	Skjærstrekk	134 kN/m	109 kN/m	123 %
	Skjærtrykk	135 kN/m	703 kN/m	19 %

11.3 Kontroll av søyler

Det er valgt å se på de mest belastede søylene, som er søylegruppa i akse 33 og 34. Brua er symmetrisk, slik at kreftene her vil være det samme som for akse 35 og 36. Søylene i sidespenn, akse 33 og 37, er ikke kontrollert siden lastene som kommer fra viaduktene ikke er modellert. Disse søylene er også mindre belastet, og ved fritt frambygging av hovedspennet kunne de få strekkspenninger.

Underkant av bunnplate ligger på kote +35,75, og overkant av fundamentet er kote -7,4. Søylene er med det 43,15 meter høye. Ved kote +5,70 er søylene koblet sammen til en søylegruppe, ved bruk av rigler i både lengde- og tverretning. Betraktet søylelengde videre i oppgaven er 28,05 meter for delen mellom rigel og overbygning, og 13,1 meter for delen mellom rigel og fundament. Tegningsgrunnlaget sier at søylene kunne støpes hule, men leverandøren av Dywidag-systemet oppga etter ferdigstilling at de ble støpt massive [28]. Videre antas derfor massive søyler.

11.3.1 Knekk lengde og andre ordens teori

Siden søylene er svært høye, må slankheten av disse vurderes. NS 3473:1998 punkt 12.2.1 sier at slanke konstruksjoner belastet med aksialtrykk og bøyemoment, skal beregnes for disse lastvirkningene og virkningen av konstruksjonens forskyvninger, altså andre ordens teori. Det kan sees bort ifra andre ordens teori hvis den lastavhengige slankheten λ_N , beregnet på grunnlag av dimensjonerende laster, er mindre enn 10. Denne grensen kan økes til $18 - 8M_{0A}/M_{0B}$ for staver med uforskyvelige ender. Det er også satt en øvre grense på 45 for λ_N . Slankheter over dette vil føre til stabilitetsbrudd, det vil si at konstruksjonen knekker ut uavhengig av materialkapasitet.

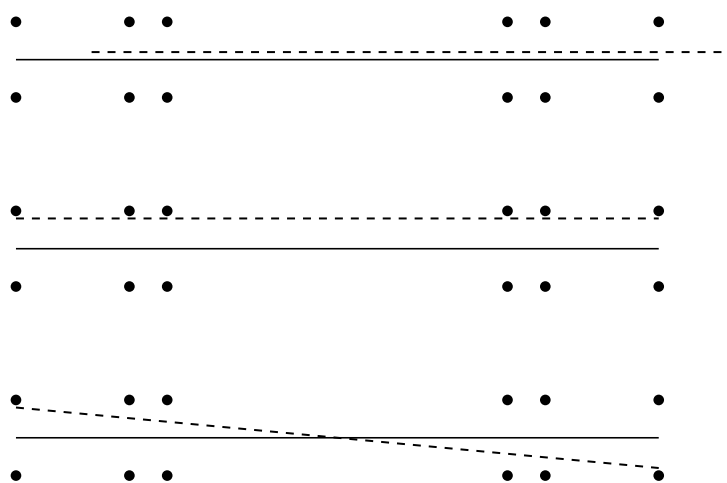
$$\lambda_N = \lambda \cdot \sqrt{\frac{-n_f}{1 + 4w_t}} \quad (11.56)$$

der

$$\lambda = \frac{l_e}{i} < 80 \cdot \sqrt{1 + 4w_t} \quad (11.57)$$

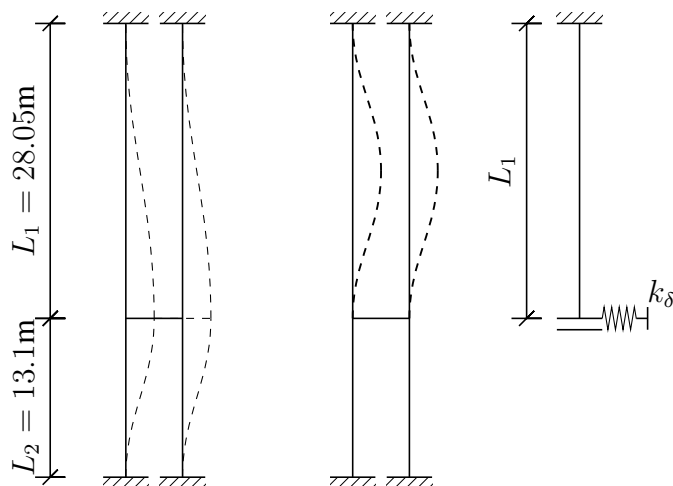
For en trykkstav av lineært elastisk materiale er slankheten gitt ved likning 11.57. For trykkstaver i armert betong vil ikke den geometriske slankheten, λ , gi et fullgodt uttrykk for stavens virkelige slankhet. Dette skyldes at stivheten av et armert tverrsnitt varierer med aksialkraftnivå, krumning og armering. Dette er bakgrunnen for å bruke lastavhengig slanket, λ_N [49]. Det vises til vedlegg F for beregning av aksialkraften n_f , og det

mekaniske armeringsforholdet w_t . Søylenes geometriske slankhet bestemmes av søylens knekkklengde l_e , og treghetsradie, $i = \sqrt{I_c/A_c}$.



Figur 11.15: Mulige globale knekkfigurer sett ovenifra

Knekking kan foregå i både tverr- og lengderetning, globalt og lokalt. Global knekkfigur er vanskelig å anta uten å gjøre en full knekkingsanalyse. Det antas i denne oppgaven at søylenes samlede stivhet er nok til at overbygningen ikke knekker ut, slik at søyleendene blir uforskyvelige i begge retninger. For et slikt tilfelle vil søylenes knekkfigur være lik i tverretning og lengderetning. For å finne denne knekkklengden er det tatt utgangspunkt i to mulige knekkformer for søylegruppen. En knekkform der søylegruppen knekker sammen, og et der søyleparene knekker hver for seg.



Figur 11.16: Knekkklengde

Riktig knekkform antas å være en av systemene gitt i figur 11.16, eller en kombinasjon mellom dem. Det er brukt systemdefinisjoner av elastisk innspente staver hentet fra formelheftet *Profil og formler* [50] for å beregne riktig knekkklengde. Systemet er diskretisert til systemet til høyre i samme figur, basert på høyden over rigel. Stivheten til rigelen

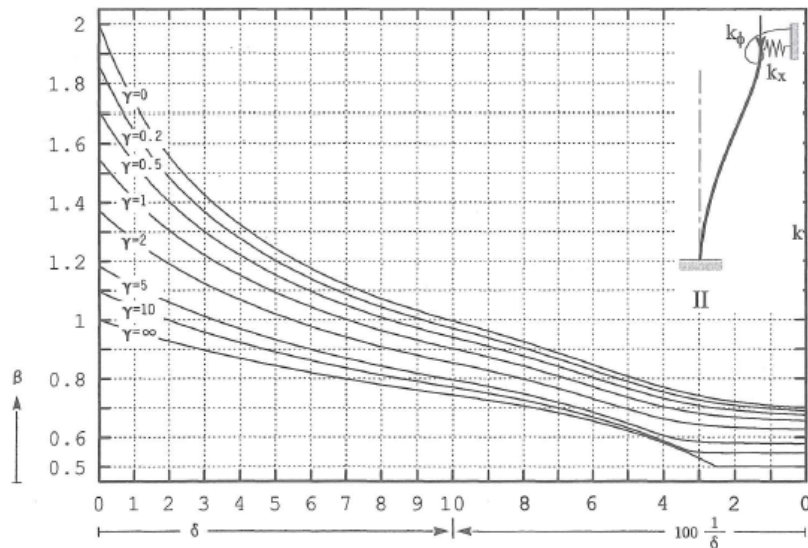
er antatt uendelig stiv, slik at systemet er en stav innspent i topp til overbygningen, og rotasjonsstivt til rigelen. Horisontal sidestivhet, k_δ , er basert på stivheten til den kortere søylen under rigel. For å lese av riktig knekkverdi i diagrammet må stivhetsparameterene γ og δ bestemmes. Med rotasjonstivhet fra rigel lik uendelig blir:

$$\gamma = \frac{k_\phi L}{EI} = \infty \quad (11.58)$$

For bestemmelse av stivhetsparameteren sideveis må først k_x bestemmes. k_x er stivheten sideveis for en enkel innspent søyle med forskyvelig ende.

$$k_x = \frac{3EI}{L_2^3} = 5872 \text{ kN/m} \quad (11.59)$$

$$\delta = \frac{k_x L_1}{EI} = 29.5 \quad (11.60)$$



Figur 11.17: Diagram for bestemmelse av knekk lengdefaktor for en innspent stav [50]

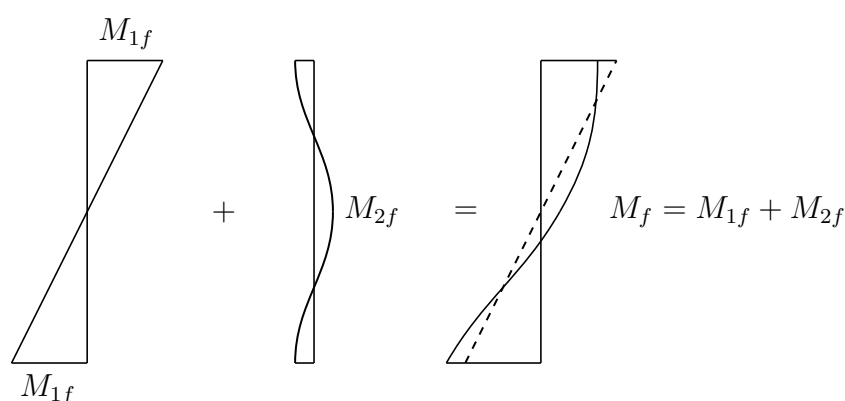
I diagrammet kan knekk lengdefaktoren leses av ved å følge linjen $\gamma = \infty$ ned til $100 \cdot \frac{1}{\delta} = 3,33$. Dette gir knekk lengdefaktor lik 0,55, som nesten er knekk lengdefaktoren for en dobbelt innspent søyle, som illustrert i figur 11.16. Søylen over rigel vil knekke før søylen under rigel, og de vil knekke nesten hver for seg. Dette fører til at λ_N er større enn nedre slankhetsgrense, men mindre enn øvre grense. Andre ordens teori må derfor inkluderes, men det vil ikke bli stabilitetsproblemer.

$$\lambda = 44.1 < 97.1$$

$$\lambda_N = 28.3 > 10$$

11.3.2 Andre ordens eksentrisiteter

Nøyaktig beregning og dimensjonering av slanke betongkonstruksjoner etter prinsippene i punkt 12.2.1 og 12.2.2 i NS 3473 kan være komplisert. Dette skyldes ikkelineære egenskaper og geometriske ikkelineariteter [49]. En slik ikkelineær beregning støttes ikke av NovaFrame, men det kan tas hensyn til, basert på lineært elastisk materiale. Det presiseres i brukerguiden at det ikke skal brukes større bøyestivhet, EI , enn sekantstivheten til risset betong, basert på lastnivå [40]. På grunnlag av dette velges det videre å bruke tilnærmet metode i NS 3473:1998 tillegg A.12.2.



Figur 11.18: Momenter i uforskyvelig dobbelkrummet søyle

Andre ordens eksentrisitet, a_e , er konstruksjonens maksimale elastiske utbøyning, og beregnes ut fra maksimal krumning, κ . Den finnes som $\kappa = (\varepsilon_s + \varepsilon_c)/d$. Dersom tøyningene ikke beregnes kan tilnærmede verdier, avhengig av aksialkapasiteten, brukes.

$$\kappa = \begin{cases} \frac{\varepsilon_{sy} + 0.003}{d}, & N \geq 0.5 A_c F_{cd}, \text{ strekkbrudd} \\ 0.5 \frac{A_c f_{cd}}{N} \cdot \frac{\varepsilon_{sy} + 0.003}{d}, & N \leq 0.5 A_c F_{cd}, \text{ trykkbrudd} \end{cases} \quad (11.61)$$

Andre ordens eksentrisitet blir:

$$a_e = 0.1 l_e^2 \cdot \kappa = 66.2 \text{ mm} \quad (11.62)$$

Kryp fører til en langtidseksentrisitet, og varierer med belastningen. Den skal beregnes basert på langtidslasten N_L , og kan forenklet beregnes etter punkt A.9.2.1, karakteristisk last ganget med en α -faktor. α er lik 1,0 for egen- og deformasjonslast, 0,4 for variable laster, og 0 for vind- og temperaturlaster. e_{1L} er første ordens langtidseksentrisitet inkludert utilsiktet eksentrisitet. Siden N_L er avhengig av belastning er det valgt å bare regne ut N_L , og dermed a_k for søylen i akse 32, siden denne er mest belastet. N_E er Eulers

knekklast med redusert stivhet $(EI)_{cr} = 0,6 \cdot E_{ck}I_c + E_{sk}I_s$,

$$a_k = e_{1L} \cdot \frac{0,8\varphi}{N_E/N_L - 1 - 0,4\varphi} = 8,0mm \quad (11.63)$$

Punkt 12.2.3 i NS 3473:1998 presiserer at for slanke konstruksjonsdeler skal det legges til en utilsiktet eksentrisitet om tverrsnittets hovedakse, der virkningen er mest ugunstig.

$$e_a = (20mm, \frac{d}{30}, \frac{l_e}{300}) = 51,4mm \quad (11.64)$$

For konstruksjonsdeler med uforskyvelige ender kan konstruksjonens maksimale moment forenklet beregnes som:

$$M_f = M_{1f} + M_{2f} = N_f(e_0 + e_a + a_e + a_k) \quad (11.65)$$

$N_f =$ Aksiallast

$e_0 = M/N =$ 1.ordens eksentrisitet

$e_a =$ Utilsiktet eksentrisitet

$a_e =$ 2. ordens eksentrisitet

$a_k =$ 2. ordens krypforskyvning

Den maksimale andre ordens eksentrisiteten ligger i søylens midtsnitt, og momentdiagrammet har samme form som søylens knekkform. Søylene knekker nesten som en dobbelt innspent stav, og derfor brukes maksimal andre ordens eksentrisitet konservativt også ved søyletopp og -bunn. Det beregnes tilleggsmomenter fra utilsiktet og andre ordens eksentrisitet ved søyletopp- og bunn, og ved rigel. Det brukes en gjennomsnittlig aksialkraft $N_{f,avg}$, i hver søyledel, for beregning av andre ordens momentene.

Tabell 11.6: Et utdrag av lastkombinasjoner som gir største moment og aksialkrefter i søylene. Brukes for beregning av andre ordens momenter

	$N_{f,avg}(kN)$	$N \cdot e_a(kNm)$	$N \cdot (a_e + a_k)(kNm)$
Søylefot	11550	594	863
Rigel	8822	453	659
Søyletopp	8822	453	659

11.3.3 Dimensjonerende laster

Vind- og temperaturlaster gir en rekke ulike lastkombinasjoner, og for å ha kontroll over dette vurderes kritiske kombinasjoner for søylene. Det er valgt å se på bøyning inn og ut

av planet, samt biaksial bøyning for ett tilfelle.

Maksimal aksialkraft

Maksimal aksialkraft fås i akse 34, og store deler av kreftene kommer fra egenvekt, superegenvekt, trafikklast og vind på tvers. Trafikklasten som gir mest skjær ved støtte, figur 8.11d, gir størst trafikkbelastning. Siden overbygningen har et betydelig vindfang og er høyt plassert over fundamentene gir vindlasten store trykk og strekk i søylene.

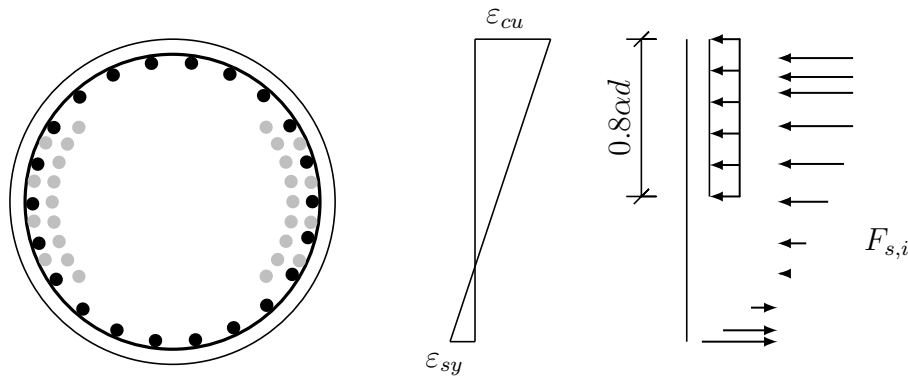
Maksimalt bøyemoment

I utgangspunktet er det få laster som gir store bøyemomenter i søylene. Vind på tvers er den eneste betydelige lasten, og gir store bøyemomenter i tverretning. Dette kan bli kritisk sammen med tilleggekseksentrisiteter. Momentdiagram for søylepar i akse 34 kan ses i figur 10.7.

Det er valgt å sjekke kapasiteten for: maksimal aksialkraft, maksimalt moment i tverretning, og maksimalt moment i lengderetning kombinert med tverretning. Dette vises i tabell 11.7.

Tabell 11.7: Lastkombinasjoner for søyle akse 34

Laster	ULSa-V Søylefot			ULSa-V Rigel			ULSb-TR Søyletopp			
	fak	N_f	$M_{y,f}$	fak	N_f	$M_{y,f}$	fak	N_f	$M_{x,f}$	$M_{y,f}$
Egenvekt	1.15	-7639	0	1.0	-6992	0	1.0	-4967	-421	0
SEV	1.15	-726	0	1.0	-869	0	1.0	-756	-228	0
Forspenning	0.9	911	0	1.0	995	0	1.0	1106	202	0
Kryp	1.0	352	0	1.0	230	0	1.0	230	-150	0
Svinn	1.0	-245	0	1.0	-37	0	1.0	0	0	0
Trafikk	-	-	-	-	-	-	1.2	-2390	-753	0
Vind på tvers	1.6	-4491	2488	1.6	-2604	-4014	0.8	-762	-	1178
Temperatur	-	-	-	-	-	-	0.8	90	-192	0
Utisiktet	1.0	-	-594	1.0	-	-453	1.0	-	-453	-
Andre ordens	1.0	-	-863	1.0	-	-659	1.0	-	-659	-
		-11838	-3945		-9277	-5126		-7449	-2656	-1178



Figur 11.19: Tøyingstilstand ved balansepunkt. Ekstra armering i grått, denne neglisjeres i lengderetningen

11.3.4 Kapasitet M-N-diagram

Siden søylene er påvirket av samtidig aksialkraft og bøyemoment må kapasiteten beregnes som en kombinasjon av dette, basert på gitte tøyingstilstander. Det er beregnet et M-N-diagram ved hjelp av tre punkter, basert på tre tøyingstilstander:

1. Rent trykk, og trykkbrudd når $\varepsilon_c = (\varepsilon_{co} + \varepsilon_{cu})/2$
2. Trykkbrudd i betong og flytning i nedre armeringslag på strekkside, $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$ og $\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$
3. Trykkbrudd i betong og strekkbrudd i armering (10‰)

Søylene er armert med $22\phi 25$ av kvalitet CSF 40s over hele søylehøyden, og er jevnt fordelt rundt søyleomkretsen. Tverretningen er i tillegg armert ekstra med 13 armeringsjern på hver side. Kvaliteten her er økt til CSF 50. Denne armeringen neglisjeres i lengderetningen, men legges til ved beregning i tverretningen.

Tverrsnittet er sirkulært, og betongens trykksone integreres over tverrsnittshøyden. En sirkel kan beskrives med kartesiske koordinater ved funksjonen $r^2 = x^2 + y^2$, der sirkelsentrum er i origo. En omformulering av denne funksjonen med hensyn på y , gir $y = \sqrt{r^2 - x^2}$. Kvadratrotten fører til at man mister en ukjent, og ligningen vil derfor bare beskrive en halv sirkel. Resultatet multipliseres derfor med to for å betrakte hele sirkeltverrsnittet. Trykksoneens resultant finnes ved å integrere over effektiv trykksonehøyde:

$$T_c = 2f_{cd} \int_{r-0.8\alpha d}^r \sqrt{r^2 - x^2} dx \quad (11.66)$$

For å finne trykkresultantens angrepspunkt beregnes først trykksoneens momentkapasitet,

T_{cm} , for så å dele på trykkresultanten [51]:

$$T_{cm} = 2f_{cd} \int_{r-0.8\alpha d}^r x\sqrt{r^2 - x^2} dx \quad (11.67)$$

$$y_c = \frac{T_{cm}}{T_c} \quad (11.68)$$

Kapasitet massivt tverrsnitt, uten ekstra armering

1. Tøyningstilfelle med rent trykk og armeringsflyt ved brudd:

$$N_1 = 2f_{cd} \int_{-r}^r \sqrt{r^2 - x^2} dx + f_{sd} A_{s,tot} = 21756 kN$$

$$M_1 = 0$$

2. Balansepunktet er satt til flyt i nedre armeringslag og bruddtøyning i betong. Trykksonehøyden blir da $\alpha d = 860 mm$. Nøytralaksen er derfor under tyngdepunktsaksen. I dette tilfellet flyter 4 lag med trykkarmering, og 1 lag med strekkarmering. For å hente ut kapasitet fra armering som ikke flyter, legges dette til i etterkant basert på tøyningen i armeringsjernene. Moment er regnet om tyngdepunktaksen, og alle angrepspunkt er fra tyngdepunktaksen.

$$T_c = 2f_{cd} \int_{r-0.8\alpha d}^r \sqrt{r^2 - x^2} = 9040 kN$$

$$T_{cm} = 2f_{cd} \int_{r-0.8\alpha d}^r x \cdot \sqrt{r^2 - x^2} = 2743 kNm$$

$$y_c = \frac{T_{cm2}}{T_c} = 303 mm$$

Kapasitet armeringslag som ikke flyter:

$$F_{s,i} = \varepsilon_{s,i} A_{s,lag} E_s / \gamma_s$$

$$\Delta N_2 = F_{s5} + F_{s6} + F_{s7} + F_{s8} - F_{s9} - F_{s10} = 269 kNm$$

$$\Delta M_2 = F_{s5}y_5 + F_{s6}y_6 + F_{s7}y_7 + F_{s8}y_8 + F_{s9}y_9 + F_{s10}y_{10} = 324 kNm$$

Kapasitet i balansepunkt:

$$N_2 = T_c + (4 - 1)f_{sd}A_{s,lag} + \Delta N_2 = 10205kN$$

$$M_2 = T_c + f_{sd}A_{s,lag}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_1) + \Delta M_2 = 3718kNm$$

3. Tøyningstilfelle 3 er satt til bruddtøyning i nedre armeringslag, og bruddtøyning i betong. Dette gir en trykksonehøyde, $\alpha d = 344mm$. I dette tilfellet vil 2 lag med trykkarmering, og 6 lag med strekkarmering flyte.

$$T_c = 2f_{cd} \int_{r-0.8\alpha d}^r \sqrt{r^2 - x^2} = 2568kN$$

$$T_{cm} = 2f_{cd} \int_{r-0.8\alpha d}^r x \cdot \sqrt{r^2 - x^2} = 1379kNm$$

$$y_c = \frac{T_{cm}}{T_c} = 537mm$$

Kapasitet fra armeringslag som ikke flyter:

$$F_{s,i} = \varepsilon_{s,i}A_{s,lag}E_s/\gamma_s$$

$$\Delta N_3 = -F_{s3} + F_{s4} + F_{s5} = 123kN$$

$$\Delta M_3 = F_{s3}y_3 + F_{s4}y_4 + F_{s5}y_5 = 218kNm$$

Kapasitet tøyningstilfelle 3:

$$N_3 = T_c + (2 - 6)f_{sd}A_{s,lag} + \Delta N_3 = 1497kN$$

$$M_3 = T_c + f_{sd}A_{s,lag}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_1) + \Delta M_3 = 2603kNm$$

Kapasitet fra ekstra armering

Som figur 11.19 viser er tverrsnittet armert med ekstra armering i sidene. Denne armeringen vil bidra lite for kapasiteten i lengderetning, men gir betydelig kapasitet i tverretningen. Det benyttes samme tøyningstilstander som tidligere, slik at kapasiteten fra ekstra armeringen adderes.

Armeringen består av to lag, et indre og et ytre. Ytre armeringslag består av 4 armeringsjern, og felles avstand fra tverrsnittets tyngdepunkt er beregnet til $d_{ytre} = 596mm$. Indre

lag består av 9 armeringjern og felles avstand fra tverrsnittets tyngdepunkt er beregnet til $d_{indre} = 505mm$.

$$A_{s,ytre} = 4 \cdot \frac{\pi\phi^2}{4} = 1964mm^2$$

$$A_{s,indre} = 9 \cdot \frac{\pi\phi^2}{4} = 4418mm^2$$

1. I tøyningstilfelle med rent trykk vil all ekstra armering flyte og bidra til trykkapasiteten.

$$N_{1,ekstra} = 2 \cdot f_{sd} \cdot (A_{s,indre} + A_{s,ytre}) = 4901kN$$

$$M_{1,ekstra} = 0$$

2. For balansepunktet vil armering på trykkside flyte, mens armeringen på strekkside flyter ikke. Der er bidraget basert på tøyningen i armeringjernene.

$$F_{ytre} = \varepsilon_{ytre} A_{s,ytre} \frac{E_s}{\gamma_s} = 556kN$$

$$F_{indre} = \varepsilon_{indre} A_{s,indre} \frac{E_s}{\gamma_s} = 989kN$$

Kapasiteten i balansepunktet finnes som:

$$N_{2,ekstra} = f_{sd} \cdot (A_{s,indre} + A_{s,ytre}) - F_{ytre} - F_{indre} = 904kN$$

$$M_{2,ekstra} = f_{sd} \cdot (A_{s,ytre} \cdot d_{ytre} + A_{s,indre} \cdot d_{indre}) + F_{ytre} \cdot d_{ytre} + F_{indre} \cdot d_{indre} = 2136kNm$$

3. For bruddtøyning i strekkarmering vil armeringen i både trykk- og strekksone flyte. Det vil derfor ikke gi noe bidrag i aksialkapasiteten, men bare for momentkapasiteten.

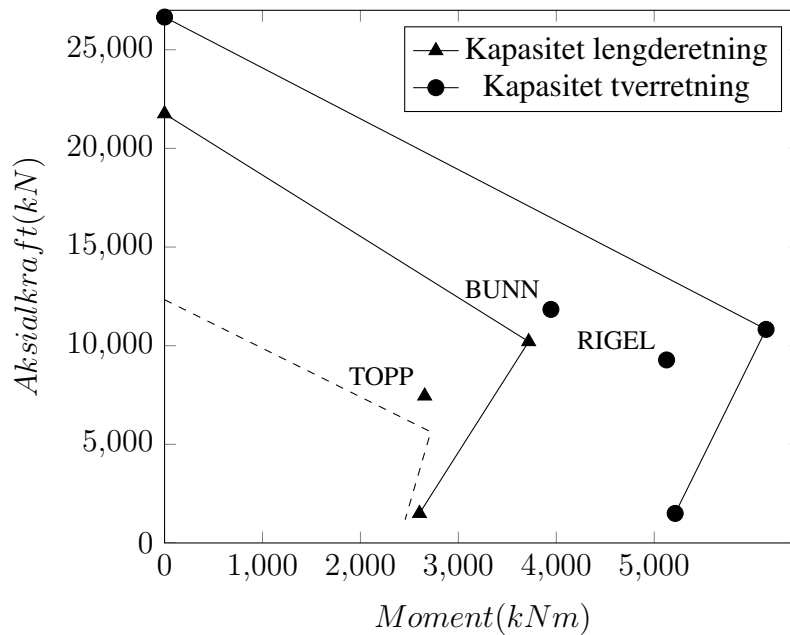
$$N_{3,ekstra} = f_{sd} \cdot (A_{s,indre} + A_{s,ytre} - A_{s,indre} - A_{s,ytre}) = 0kN$$

$$M_{3,ekstra} = 2 \cdot f_{sd} \cdot (A_{s,ytre} \cdot d_{ytre} + A_{s,indre} \cdot d_{indre}) = 2611kNm$$

Kapasitetsdiagram

Punktene plottes, som vist i figur 11.20, i et M-N diagram sammen dimensjonerende krefter. Siden opprinnelige tegninger viser at søylene kunne støpes massive, er det beregnet kapasitet også for hult tverrsnitt. Hadde tverrsnittet vært støpt hult ville dette resultert i kapasitetsproblemer. Figuren viser kapasitetskurver i lengderetning og tverretning, mar-

kert henholdsvis med trekant og sirkel. Den stiplede linjen viser hva kapasiteten vil være for en tilsvarende hul søyle.



Figur 11.20: Kapasitetsdiagram

Ved toppen utsettes søylen for bøyning om to akser. Dette kontrolleres etter NS-EN 1992-1-1 punkt 5.8.9. Biaksial bøyning kan også sjekkes i NS 3473, men det vises her bare til rektangulære søyler. For EK2 kan det sjekkes mot både sirkulære og rektangulære tverrsnitt. Eksponenten er satt til 2 for sirkulære, men den er 1 for rektangulære tverrsnitt med liten utnyttelsesgrad aksialt.

$$\left(\frac{M_{Edz}}{M_{Rdz}}\right)^a + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^a \leq 1.0 \quad (11.69)$$

Momentkapasitet med samtidig aksialkraft lik 7449 kN leses av i diagrammet i figur 11.20. Kapasiteten for dette tilfellet er 3365 kNm, og benyttes deretter i formel (11.69).

$$\left(\frac{M_{x,f}}{M_{x,d}}\right)^2 + \left(\frac{M_{y,f}}{M_{y,d}}\right)^2 = 0.75 \leq 1.0 \quad (11.70)$$

Kapittel 12

Bruksgrensekontroll

Betongspenningene kontrolleres i bruksgrensetilstanden for å sjekke om tverrsnittet er opprisset. Omfanget av denne oppgaven vil ikke inkludere rissviddeberegninger.

NS 3473 stiller krav til konstruksjonens egenskaper i bruksgrensetilstanden som skal sikre at to formål oppfylles [49]

1. Det skal påvises at konstruksjonen oppfører seg tilfredsstillende, det vil si at den skal ha de nødvendige egenskapene under normal bruk. Eksempler på dette kan være: konstruksjonens forskyvninger må ikke føre til skader, og den skal ikke være uakseptabel estetisk, eller i forhold til svingninger, rissvidder eller rissdannelse
2. Det skal sikres at konstruksjonen opprettholder disse egenskapene i dens forutsatte levetid.

I følge R412 kan rissviddekontroll sløyfes hvis det er påvist liten kloridbelastning. Selv med høyt kloridinnhold kan rissviddekontroll sløyfes hvis bruas restlevetid er under 25 år [8]. På Tromsøbrua er det påvist lave kloridnivåer ved armering slik at en rissviddekontroll utelates, men det sjekkes om det forventes riss på grunn av lastvirkningene. Spenningen kontrolleres i under- og overkant for et lineært elastisk urisset tverrsnitt og sammenlignes med rissbegrensninger i NS 3473:1998.

$$\sigma_{ok} = \frac{N}{A_t} - \frac{M}{I_t} \cdot y_c = \sigma_N + \sigma_M \quad (12.1)$$

$$\sigma_{uk} = \frac{N}{A_t} + \frac{M}{I_t} \cdot (h - y_c) = \sigma_N + \sigma_M \quad (12.2)$$

Betong kan etter punkt 15.6.1 antas urisset dersom hovedtrekkspenningen ikke overskrider f_{tn}/k_t , og betingelsen ved samtidig aksialtrykk og bøyning er:

$$(\sigma_N + \sigma_M) < k_w f_{tn}/k_t \quad (12.3)$$

Koeffisienten, $k_t = 1, 5$, bestemmes ut i fra tabell 10 . Det antas miljøklasse MA, meget aggressivt miljø grunnet plassering i saltvann. Armering antas som lite korrosjonsømfintlig etter punkt 15.2.3. Koeffisienten k_w er lik 1,0 for alle tverrsnitt større en 0,5 meter.

$$k_w f_{tn}/k_t = 1.23 \text{ MPa}$$

Tabell 12.1: Tverrsnittspenning i bruksgrense

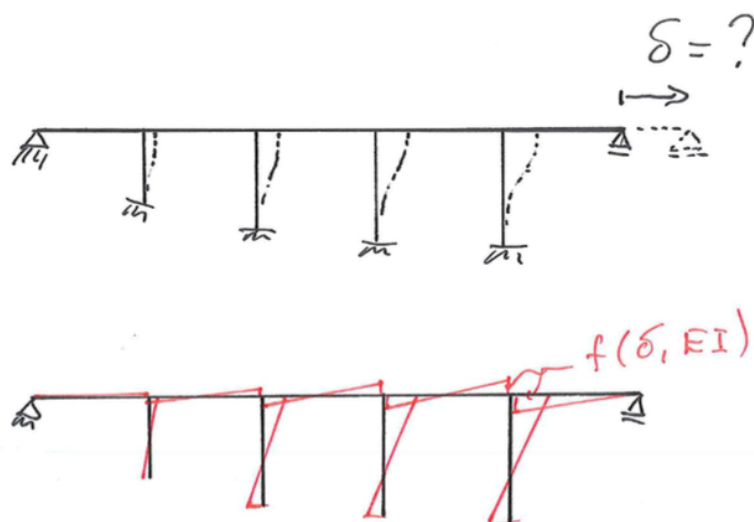
	$\sigma_N + \sigma_M$	Tilstand
Støtte, OK	2.52 MPa	Opprisset
Støtte, UK	-10.64 MPa	
Felt, OK	-4.10 MPa	Opprisset
Felt, UK	3.35 MPa	
Sidefelt, OK	1.88 MPa	Opprisset
Sidefelt, UK	-10.20 MPa	
1/4 punkt, OK	-5.37 MPa	Urisset
1/4 punkt, UK	0.72 MPa	

Kapittel 13

Alkalireaksjoner i bruer

Omfanget av alkalireaksjoner på brukonstruksjoner er forventet å øke i årene framover [1]. Som tidligere beskrevet er dette en skadeårsak som følge av kjemiske reaksjoner mellom alkalier i sementpastaen, og reaktive bergarter i betongens tilslag. Dette fører så til en volumøkning som kan skape problemer med tanke på fugeklemming, forskyvning av lagre, opprissing, deformasjoner og tvangskrefter i konstruksjonen. Skader i forbindelse med alkalireaksjoner har lenge vært kjent, men det har vært lite forskning på de konstruktive konsekvensene dette medfører. Det er svært relevant å gå mer i dybden på de bæremessige konsekvensene av de skadene som utvikles på grunn av ekspansjoner, og gjøre vurderinger i forhold til hvilke tiltak som kan gjøres for å hindre videre ekspansjon.

Det er ikke påvist gel i kjerneprøver fra overbygningen, men det er riss som kan tyde på tegn til alkalireaksjoner. Skannerresultater og synlige krakeleringssriss viser også tegn til ekspansjon i overbygningen. Hvor mye er usikkert da det må tas hensyn til temperatur, svinndeformasjoner og skjevstilling i søylene fra bygging, men figur 7.20 viser at trenden tyder på ekspansjon. Søylene viser større tegn til alkalireaksjoner, spesielt de som er plassert i sjøvann. For viaduktene er søylene hule innvendig over rigel, og det er påvist riss i en større grad for den massive delen enn for den hule.

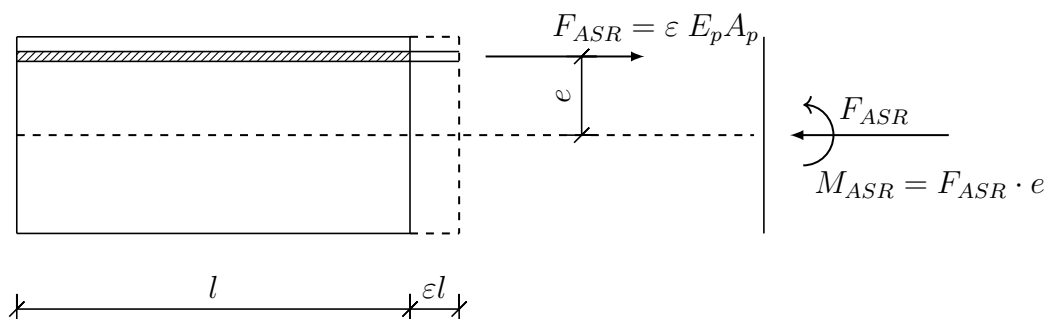


Figur 13.1: Tilleggsmomenter i søylene grunnet ASR

13.1 Konstruktive konsekvenser

Hans Stemland i SINTEF har utarbeidet en veiledning for konstruktiv analyse av alkali-reaksjoner [2]. Denne vil danne grunnlaget for dette kapittelet. I veiledningen ble det sett nærmere på Elgeseter bru i Trondheim, som først og fremst har betydelige alkali-reaksjoner i bruoverbygningen. Det er også gjort studier av Nautesund bru fra 1958, som hadde store alkali-reaksjoner og opprissing av tårnsøylene. SINTEF utførte visuelle inspeksjoner og kjerneprøvetesting av brua før den ble revet i 2009 [52].

13.1.1 Indre lastvirkning



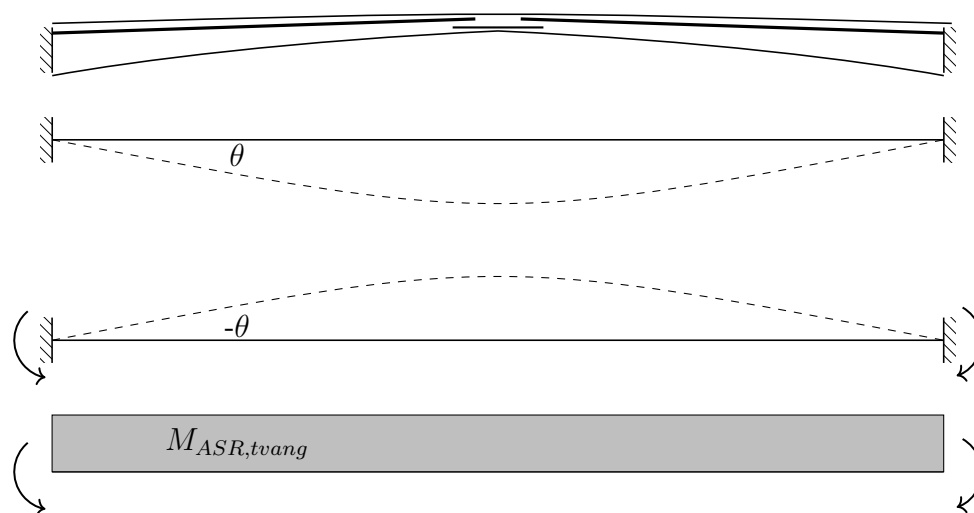
Figur 13.2: Tøyningstilstand og lastvirkning fra alkali-reaksjoner

Det er kun betongen som er påvirket av alkali-reaksjoner og kan ekspandere. Armeringen vil følge med betongen på grunn av heft. Dette gir strekkspenninger i armering og trykk i

betongen. Ofte er det naturlig å anta at ekspansjonen er større i bruplata enn i steg grunnet ulik fuktbelastning, spesielt gjelder dette gamle bruer uten fuktmembran. Dette vil kunne gi en lastvirkning som kan gi strekkpåkjenninger i stegene [2].

I de fleste tilfeller vil alkalireaksjoner ha liten betydning for kapasiteten av tverrsnittet, og ekspansjonen kan betraktes som en indre forspenning. Dette er vist i figur 13.2. Den indre lastvirkningen fra ekspansjonen kombineres så med det ytre momentet, og det bestemmes en indre spennings- og tøyningstilstand [2].

Beregningsmodellen for den indre lastvirkningen følger samme prosedyre som for svinn, bare motsatt rettet. En tenker seg da et betongprisme som, på grunn av alkalireaksjon, ekspanderer jevnt over høyden. For en konstruksjon med eksentrisk plassert armering, vil denne gi både en indre motkraft og et moment. De indre spenningene fra ekspansjonen vil være avhengig av hvilken tøyningstilstand tverrsnittet er i, det vil si stadium 1 eller 2 [2].



Figur 13.3: Fri krumning og momenter fra fastholding, ved ASR i FFB-bru

13.1.2 Ytre lastvirkning

I en fri tilstand vil det være en aksialdeformasjon og krumning, som følge av den indre lastvirkningen. Dersom konstruksjonen er fastholdt vil dette forhindres og resulterer i tvangskrefter. For et risset tverrsnitt kan tvangskreftene føre det i stadium 1. Det kan dermed være vanskelig å vite om konstruksjonen responderer etter stadium 1 eller stadium 2.

På grunn av liten stivhet i søyler og mulighet for bevegelse i fuger er kontinuerlige bruer ofte fri til å bevege seg i lengderetningen. Aksialkraften blir som oftest veldig liten slik

at det kan sees bort ifra. Det mest vanlige for bruer med armering i underkant, er at tvangskreftene øker feltmomentet og reduserer støttemomentet [2].

For FFB-bruer er armeringen dominerende i overkant, og ved ekspansjon vil det gi en rotasjon, θ , som vist på figur 13.3. Innspenningene vil forhindre denne rotasjonen slik at vi får et tvangsmoment. For dette tilfellet vil ekspansjonen føre til redusert feltmoment, men økt støttemoment.

13.2 Modellering av alkalireaksjoner i NovaFrame

Selve ekspansjonen på 0,5‰ er en absolutt tøyning og modelleres i NovaFrame som svinn. Programmet legger da inn en tøyning på 0,5‰ i alle elementer i bruoverbygningen. Krumningen i en fri tilstand modelleres som en temperaturlast. NovaFrame regner ut tvangsmomentet fra temperatur kun ved hjelp av en temperaturgradient og varmeutvidelseskoeffisienten, α_T . Krumningen fra alkalireaksjonene blir:

$$\kappa_{ASR} = -\frac{M_{ASR}}{EI} = -\frac{F_{ASR} \cdot e}{EI} \quad (13.1)$$

der bøyestivheten EI skal representere langtidverdier. Krumning på grunn av en temperaturgradient:

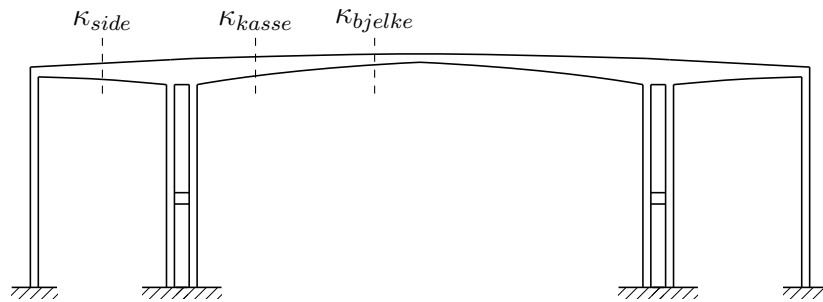
$$\kappa_T = \frac{\alpha_T \Delta T}{h} \quad (13.2)$$

Ved å sette at krumningen for alkalireaksjonen skal være lik en fiktiv temperaturkrumning, kan en ekvivalent temperaturgradient bestemmes:

$$\nabla_T = \frac{\Delta T}{h} = -\frac{M_{ASR}}{EI} \frac{1}{\alpha_T} \quad (13.3)$$

Bruoverbygningen har varierende tverrsnitt og armeringsmengde. Det vil være veldig tidkrevende å regne ut en gradient i alle snitt basert på kun armeringstegninger. Det beregnes derfor ut tre representative snitt for krumningen slik figur 13.4. Kassetverrsnittet har mest armering i overkant, slik at tverrsnittet vil forsøke å krumme seg nedover. Omvendt er det for dobbelt T-tverrsnittet. Her ligger tverrsnittets tyngdepunkt høyere enn armeringens tyngdepunkt, og krumningen vil være motsatt.

Som nevnt må det antas om tverrsnittet er i stadium 1 eller 2. For kombinasjon med permanente laster vil valgte snitt være i stadium 1. Sidespennet har små strekkspenninger, men den indre lastvirkningen fører til trykkspenninger i hele tverrsnittet. Det velges derfor en stadium 1 beregning for hele konstruksjonen.



Figur 13.4: Utvalgte snitt for modellering av ASR

Tabell 13.1: Ekvivalente temperaturgradienter

	Elementnummer	$\nabla = ^\circ C/m$
Sidespenn	1000-1080, 3000-3080	-1.0
Kassetverrsnitt hovedspenn	2000-2070, 2200-2070	-6.7
Dobbelt T-tverrsnitt hovedspenn	2080-2190	6.0

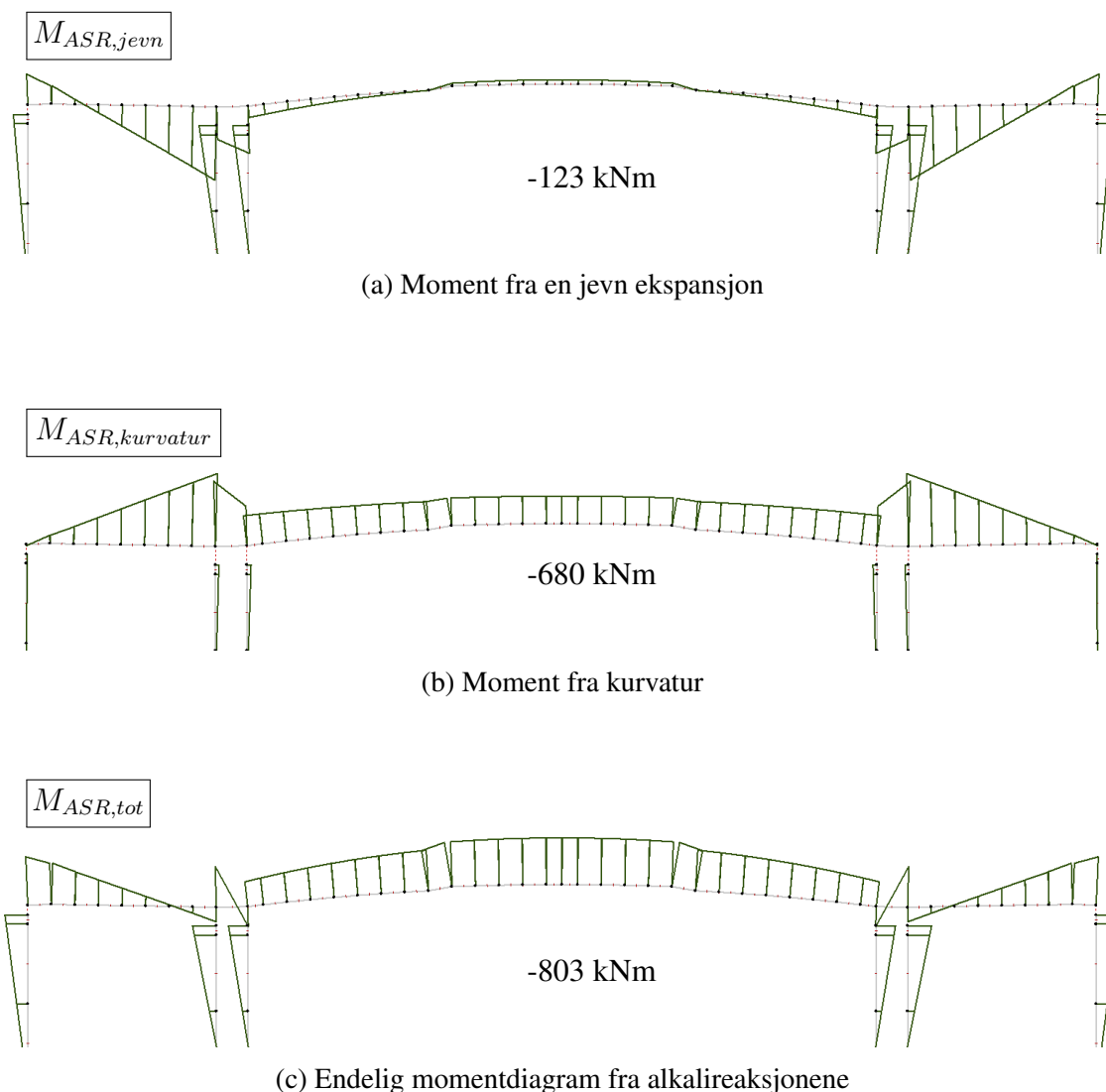
13.3 Resultat

På grunn av alkalireaksjonen vil spenningsbildet i tverrsnittet endre seg. Summen av spenningene fra permanente laster, indre krefter og ytre krefter gir sluttspenningene i tverrsnittet.

$$\sigma_{tot} = \sigma_g + \sigma_{indre} + \sigma_{ytre} \quad (13.4)$$

Tabell 13.2: Spenninger i MPa

	Permanente laster	Indre lastvirkning	Tvangskrefter	Totalt
Hoved - Dobbel T				
σ_{ok}	-4.49	-1.02	0.52	-4.99
σ_{uk}	-0.97	-1.84	-1.23	-4.04
Hoved - Kasse				
σ_{ok}	-0.49	-1.79	0.12	-2.16
σ_{uk}	-6.30	-0.20	-0.20	-6.70
Sidespenn				
σ_{ok}	0.5	-1.57	0.03	-1.04
σ_{uk}	-7.87	-1.36	-0.07	-9.30

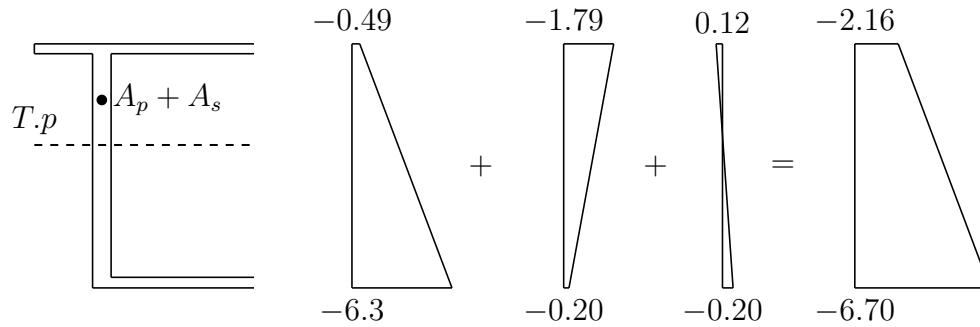


Figur 13.5: Momentdiagrammer fra ASR

13.4 Kapasitetsendring

Lastvirkningen fra alkalireaksjonen har ikke veldig mye å si for kapasitetsutnyttelsen i overbygningen. Tvangsmomentet og den frie ekspansjonen gir strekk i overkant i hele overbygningen, og reduserer dermed utnyttelsen i felt med 5,5 %. Over støtte øker utnyttelsen med 0,3 %, og har liten betydning.

For søylene vil virkningene av ekspansjonen være mer avgjørende, og tilleggsmomentene vil ha større innvirkning på kapasiteten. Ekspansjonen vil også skyve søylene ut av sin



Figur 13.6: Tverrsnittspenninger på grunn av alkalireaksjoner

Tabell 13.3: Tilleggsmomenter fra alkalireaksjoner

	Støtte	Hovedspenn	Sidspenn	Søyler
Jevn ekspansjon	319 kNm	-123 kNm	954 kNm	-400 kNm
Krumning	-747 kNm	-680 kNm	-1118 kNm	74 kNm
Skjevstilling	-	-	-	-139 kNm
Totalt	-428 kNm	-803 kNm	-164 kNm	-465 kNm

opprinnelige posisjon og denne skjevstillingen bør vurderes.

$$0.5\%c = 0.5 \cdot 10^{-3} \cdot 40000\text{mm} = 20\text{mm} \quad (13.5)$$

Denne eksentrisiteten gir et maksimalt momentbidrag i søylene på

$$20\text{mm} \cdot 6958\text{kN} = 139\text{kNm} \quad (13.6)$$

13.5 Oppsummering

Ekspansjonen på grunn av alkalireaksjoner er en langtidseffekt som setter opp indre og ytre krefter som virker samtidig med egen- og nyttelaster på konstruksjonen [2]. Tromsøbrua er ikke voldsomt trafikkert, derfor antas det at ekspansjonen hovedsaklig foregår under permanente laster. Spenninger og tøyninger er beregnet med langtids tverrsnitt og E-modul med kryptall lik 2,660.

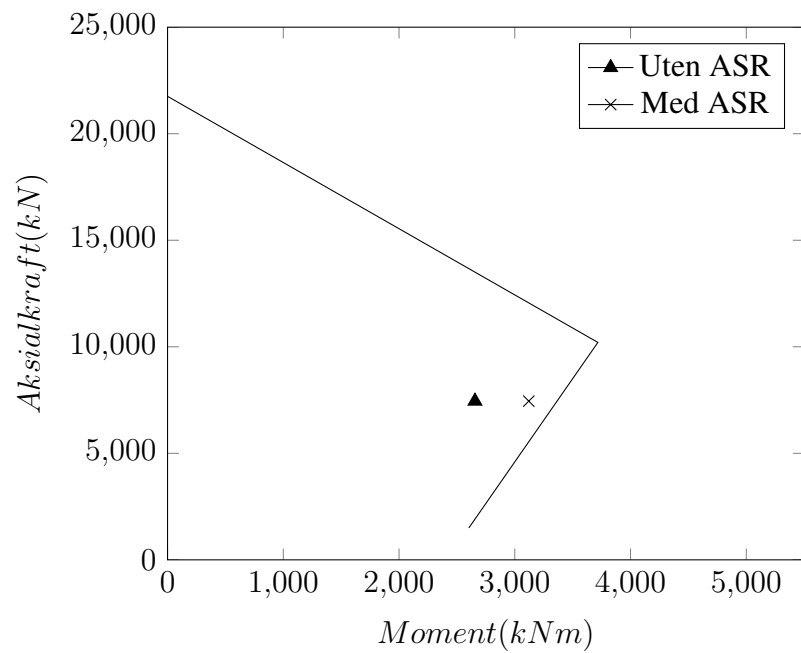
Basert på kun permanente laster med lastkoeffisient lik 1,0 er konstruksjonen hovedsaklig i stadium 1, eller på grensen til stadium 1. På grunn av mye armering og dens plassering vil en ekspansjon gi trykkspenninger i tverrsnittet. Tilhørende tvangskrefter vil ikke bli større enn de indre spenningene, slik at etter en ekspansjon på 0,5 ‰ vil konstruksjonen ende opp i stadium 1. Antagelsen for stadium 1 ser ut til å gi en god representasjon av

bruas langtidsrespons.

Den indre lastvirkningen vil gi spenninger i tverrsnittet, trykk i betongen og strekk i armeringen. For strekk- og spennarmering vil ikke dette gi betydelige problemer annet enn tidligere flytning. For trykkarmering vil flytning skje senere, eller at det aldri vil nå flytning. Det er her bare tatt hensyn til en jevn ekspansjon på 0,5 ‰, og dette vil ikke gi betydelige problemer med flytning. Trykkarmeringen i hovedspennet flyter ikke før ekspansjon på grunn av liten trykksonehøyde, og er neglisjert ved beregning av kapasitet. I områder med betydelig større trykksonehøyde, som for støtte, vil det ikke være flytningsproblemer for armeringen i bunnplata.

Ved å sammenligne alkalireaksjoner på FFB-bruer med kontinuerlige slakkarmerte bruer, slik som Elgeseter og Tjeldsundbrua, vil lastvirkningen fra ekspansjonen i stedet redusere feltmomentet. For ren kapasitetsberegning vil den indre tøyningen fra ASR dø ut ved flytning, og det er bare tvangsmomentet som gir en ytre lastvirkning. Tvangsmomentet vil øke kapasiteten med 5,5 % i felt, men bare redusere med 0,3 % over støtte. Selve lastvirkningen fra alkalireaksjoner vil med andre ord aldri bli avgjørende for kapasiteten over støtte, ettersom det kreves unaturlig stor ekspansjon for å overskride kapasiteten.

Det er ikke sett på en lastvirkning fra søylene, selv om det er påvist alkalireaksjoner. Søylene er symmetrisk armert og vil dermed ikke få en krumning. Alkalireaksjoner er en volumekspansjon som velger minste motstands vei, slik at en ekspansjon i lengderetning vil være lite sannsynlig på grunn av trykkspenningene. Søylene vil likevel bli påvirket av en ekspansjon fra overbygningen og skjevstillingen den medfører. Resultatet fra før og etter ekspansjon vises i diagrammet under. Det er fortsatt innenfor kapasiteten, men ekspansjoner over 1,0 ‰ vil kunne medføre kapasitetsproblemer.



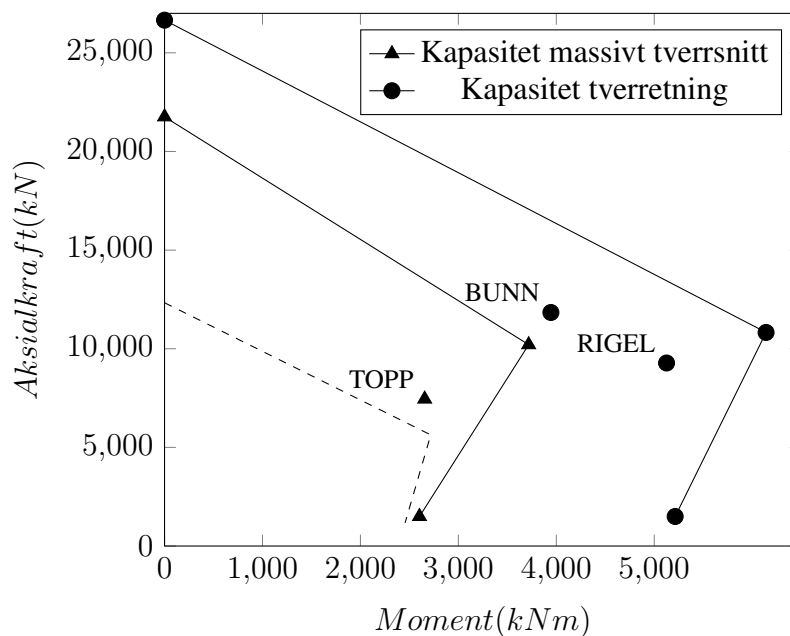
Figur 13.7: Kapasitetsdiagram for hule og massive søyler inkludert ASR.

Kapittel 14

Diskusjon

Tabell 14.1: Utnyttelsesgrad av kapasiteter

	Lengderetning			Tverretning	
	Felt	Støtte	Side	Utkrager	Innvendig
Moment	97 %	94 %	55 %	70 %	54 % / 44 %
Skjærstrekk		51 %		22 %	123 %
Skjærtrykk		68 %		4 %	19 %
Torsjon		9 % / 35 %			



Figur 14.1: Kapasitetsdiagram for hule og massive søyler

I bruddgrensetilstand er kapasiteten i lengderetning tilstrekkelig ved brukklassifisering i henhold til R412, og NS 3473. Dette gjelder for både moment, skjær og torsjon. Beregningene av momentkapasiteten i hovedfeltet er riktignok svært nær fullt utnyttet. Dette

kommer frem ved beregning med en 50 mm asfalttykkelse, som betyr at tykkelsen sannsynligvis bør holdes på et minimum. Dersom det skal legges membran, må vekten av denne tas i betraktning sammen med slitelagsvekten. Kapasitetsberegningene viser at en økning fra Bk10/50 til Bk10/60 vil være en utfordring, uten å måtte ty til momentomlagring fra felt til støtte. Samtidig er det ikke tatt hensyn til reduksjon av støttemoment for kontinuerlige opplegg. I tverretningen er kapasiteten for bruaplata svært god, selv om kapasiteten for skjærstrekk etter Betongforeningens publikasjon nr. 6 er overskredet. Det er i følge veileder kjent at denne kontrollen ofte kan overskride kapasiteten, uten å være et reelt problem. Det bør likevel merkes, og være med i vurderingen for bruas tilstand.

M-N diagram og søyleberegninger viser at kapasiteten ved biaksial bøyning er tilstrekkelig. Dette gjelder også for kapasiteten ved bøyning ut av planet, dersom ekstra armering ved rigler tas med i betraktningen. Med tanke på søylenes slankhet bør en grundigere knekkingsanalyse gjennomføres, i tillegg til å vurdere vindens betydning. Beregning av vindlast etter Eurokode gir vesentlige laster, og for bruas vindfang med de høye sikkerhetsrekkverkene, bør dette være med i vurderingen. I denne oppgaven ble tilleggshøyden for rekkverk satt til 0,6 meter, etter Eurokode-bestemmelser for åpent rekkverk på begge sider. Dette har resultert i god nok kapasitet, men vindlastene og rekkverkets betydning for brua bør likevel ses nærmere på.

Bruksgrensekontrollen viser at det bør gjøres en rissviddekontroll av utvalgte snitt. Dette gjelder ved lastkombinasjon i henhold til R412, og skyldes de variable lastene. Beregningene er likevel tett opp mot grensekrauet for rissviddekontroll, og ved betraktning av lastkombinasjoner med permanente laster vil brua stort sett forbli urisset på grunn av trykkspenninger. Dette er vanlig med tanke på at det er en fritt frambyggbru, og utført i spennbetong vil den stort sett være i stadium 1. Dette kan bli annerledes dersom de permanente lastene endres, det vil si dersom for eksempel asfalttykkelsen økes, og det legges membran på brua. Resultatet kan da føre til strekkspenninger, også for lastkombinasjon med permanente laster. Dersom det er strekkspenninger vil riss kunne oppstå, men R412 sier at rissviddekontroll kan neglisjeres dersom kloridbelastningen er lav. For Tromsøbrua er det påvist lavt kloridinnhold for overbygningen.

Målinger og resultater fra tilstandsrapporter viser at bruoverbygningen kan antas å ha lavere enn 0,5 ‰ ekspansjon. Ekspansjonen fra alkalireaksjonene vil gi strekk i armeringen, og dermed trykk i betongen. I en fri tilstand vil brua ha aksialutvidelse og krumning som følge av volumutvidelsen i betongen, og armeringen som holder igjen. Ekspansjonen og krumningen blir fastholdt, og dette vil gi tvangskrefter som må betraktes. For fritt frambyggbruer resulterer disse alkalireaksjonene i at bruoverbygningen vil få redusert feltmoment, og økt støttemoment. Økningen av utnyttelsen over støtte vil bare være 0,3 ‰, mens for felt reduseres det med 5,5 ‰. For søylene vil ekspansjonene føre til tilleggsmomenter

og skjevstilling, som vil kunne ha stor betydning. Dette gjelder spesielt for slanke søyler.

Beregningene viser lav utnyttelse av kapasiteten av bruplatten i tverretning, utenom skjærkapasiteten. Alkalireaksjonene vil potensielt kunne føre til større feltmomenter for innvendig bruplate, og dermed påvirke utnyttelsesgraden. For Tromsøbrua vil dette trolig ikke ha noen betydning. Det kan likevel være viktig å ta med i vurderingen, med tanke på at tallene viser en overskridelse for skjærstrekk i tverretning.

Alkalireaksjonene vil også, i tillegg til en volumøkning, kunne gi følgeskader som armeringskorrosjon og frostsprengning. Forskning viser en reduksjon av både strekk- og trykkfasthet, og avtagende verdier for elastisitetsmodulen. Volumekspansjonen er tilknyttet trykkspenningene, og for søyler vil derfor utvidelsen være radielt. Ved FFB er det også betydelig trykk i lengderetning, og ekspansjonen vil gå vertikalt eller i tverretning. Dette samsvarer med de horisontale rissene som er registrert i både hoved- og sidespenn. Redusert strekkfasthet påvirker heft mellom armering og betong, og skjærkapasiteten kan også bli lavere på grunn av dette. I kapittel 5 er det presentert at allerede ved 0,5 ‰ ekspansjon, kan strekkfastheten være redusert med opp til 25 % i visse tilfeller. Denne oppgaven har ikke vurdert denne reduksjonen nærmere, men det vil være svært aktuelt å inkludere dette i betraktningen av ASR. Reduksjonen vil sannsynligvis ha større betydning for heft i konstruksjonen, enn skjærkapasiteten. Dette bør også vurderes i sammenheng med injiseringen av spennarmeringen for Tromsøbrua. På denne tiden var det, i følge Håvard Johansen i Statens vegvesen, store utfordringer i forhold til injisering av rørene for å oppnå full heft. De siste seksjonene ble også fremskyndet, på grunn av utfordringer ved injisering og kulde. I oppgaven er det antatt full heft mellom spennarmering og betong. Ved tap av heft vil spennarmeringen virke som en ytre last, og vil da ikke bidra til tverrsnittets kapasitet.

Aktuelle tiltak ved alkalireaksjoner innebærer å fjerne et element fra RAV-trekanten. For en eksisterende brukonstruksjon, vil dette være å redusere fuktpåkjeningen. Det ble under befaring observert betydelig fukt i forbindelse med gangbaner og underside av utstikkende flens. Dette legger til rette for at det kan ekspandere mer i bruplata enn ellers i tverrsnittet, noe som i så fall vil være problematisk for viaduktene. Det vil være gunstig å både montere dryppnese og legge membran som tiltak for overbygningen. Det bør sannsynligvis også gjøres tiltak i forhold til vannopphopningen på søyletoppene. Misfarging og krakelering ved drenshull for hule søyler tyder også på betydelig fukt innenfra. Det er ukjent hva denne fukten kommer fra, men utvendige tiltak hjelper lite dersom problemene også foregår innenfra.

Kapittel 15

Konklusjon

Kapasiteten for Tromsøbrua er gjennomgående god for overbygningen, ved klassifisering etter bruksklasse Bk10/50. Dette gjelder både i lengderetning og tverretning, ved å betrakte moment, skjær og torsjon. Det kan likevel bli en utfordring dersom bruksklasse skal økes til Bk10/60, eller dersom det legges membran og tykkere asfalt. Utnyttelsesgraden for hovedfelt er 97 %, men det er uten å ta hensyn til momentomlagring, og reduksjon av støttemomenter for kontinuerlige opplegg. Kapasiteten for skjærstrekk i tverretning er overskredet med 23 %, men dette er et kjent resultat i tilknytning til valgt beregningsmetode.

Søylekapasiteten er god ved kontroll av utvalgte lastkombinasjoner og snitt. Oppgaven har kontrollert for biaksial bøyning, men det har vært usikkerhet knyttet til knekk lengder og kapasitet. Det bør derfor gjøres en mer grundig analyse av søylene i henhold til knekking med vindpåvirkning.

Lastvirkningen fra alkalireaksjonene i overbygningen har liten betydning for FFB-delen. Denne vil redusere utnyttelsen i hovedfeltet med 5,5 %, mens den bare vil øke ved støtte med 0,3 %. Alkalireaksjonene vil være en større utfordring for viaduktene, enn for hovedspennet. Søylene vil riktignok ha samme lastvirkning for både viadukter og hovedspenn. Ekspansjonen i overbygningen vil gi tilleggsmomenter i søylene, som kan påvirke kapasiteten betydelig. Ved kun 0,5 ‰ utvidelse i overbygningen vil det likevel ikke bli avgjørende, men med ekspansjoner over 1,0 ‰ kan det by på problemer for søylekapasiteten. Tiltak for å hindre videre ekspansjon vil være å redusere fuktpåkjeningen på brua. Det kan innebære montering av dryppnese på utragende flens, og legging av membran på bruplate. Tett oppfølging av riss og ekspansjoner fra alkalireaksjonene vil være viktig.

Videre arbeid

- Beregning og vurdering av viaduktene
- Grundigere analyse av søylenes kapasitet med hensyn til slankheten, betydelig vindpåvirkning, og knekking
- Forskning på konstruktive konsekvenser ved alkalireaksjoner, for både bruoverbygning og søyler
- Alkalireaksjonenes betydning for bestandighet og materialegenskaper



Figur 15.1: Natt i Tromsø, med brua og Ishavskatedralen. Foto av Morten Nelson [53]

Referanser

- [1] Statens vegvesen. *FoU-programmet Varige konstruksjoner 2012-2015 - Rapport nr. 606*. 2016.
- [2] Stemland H, Rodum E, Johansen H. *Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse*. Statens vegvesen, 2016.
- [3] Multiconsult. *Spesialinspeksjon Bru nr. 19-0511 Tromsøbrua*. Statens vegvesen, 2016.
- [4] Nordlys. *Feiret Tromsøbrua*. Tilgjengelig fra <https://www.nordlys.no/nyheter/feiret-tromsobra/s/1-79-5180794>, 2010. Hentet 01.06.17.
- [5] iTromsø. *Går for ny bru til Kvaløya*. Tilgjengelig fra <http://www.itromso.no/nyheter/2016/01/14/G2016>. Hentet 06.06.17.
- [6] Larsen PK. *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim, 2nd edition, 2008.
- [7] Statens vegvesen. *Håndbok N400 - Bruprosjektering, Prosjektering av bruer, ferjekai'er og andre bærende konstruksjoner*. 2000.
- [8] Statens vegvesen. *Håndbok R412 - Bruklassifisering*. 2014.
- [9] Statens vegvesen. *Håndbok V441 - Inspeksjonshåndbok for bruer*. 2014.
- [10] Rambjør S. *Fritt frambyggbruer*. Kompendium, Aas-Jakobsen, 2009.
- [11] Statens vegvesen. *Nasjonale vegminner - En reisebok*. Forlaget Press, 2014.
- [12] Kwak HG, Son JK. *Determination of design moments in bridges constructed by balanced cantilever method*. Elsevier, 2001.
- [13] Standard Norge. *NS-EN 1991-2:2003 - Trafikklast på bruer*. 2003.
- [14] Standard Norge. *NS 3473 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*. 5 edition, 1998.

- [15] Jacobsen S. *TKT 4215 - Concrete Technology I*. NTNU, 2012.
- [16] Sørensen SI. *Betongkonstruksjoner - Beregninger og dimensjonering etter Eurokode 2*. Tapir Akademisk Forlag, Trondheim, 2nd edition, 2010.
- [17] Statens vegvesen. *Håndbok 184 - Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett*. 2015.
- [18] Gjerp P, Opsahl M, Smeplass S. *Grunnleggende betongteknologi*. Byggenæringens Forlag AS, 2. utgave, Oslo, 2013.
- [19] Betongelementforeningen. *Betongelementboken, Bind D - Brannmotstand, bestandighet og tetting*. SB Grafisk, 2 edition, 2007.
- [20] Jensen V. *Undersøkelser og vurdering av alkalireaksjon i borekjerner fra Tromsøbrua*. NBTL, 2010.
- [21] Lindgård J, Haugen M, Dahl PA. *Alkalireaksjoner i betong - Skademekanismer og regelverk ved nybygging*. SINTEF Byggforsk, 2007.
- [22] Norcem FoU. *God betong er bestandig*, 2015.
- [23] Jensen V. *Alkali Aggregate reaction in Southern Norway*. NTH, 1993.
- [24] Esposito R, Anac C, Hendriks M, Copuroglu O. Influence of the alkali-silica reaction on the mechanical degradation of the concrete. *Journal of materials in civil engineering*, 28(6), 2016.
- [25] The institution of Structural Engineers. *Structural effects of alkali-silica reaction*. 1992.
- [26] Lindgård J, Rodum E. *Alkalireaksjoner – hvor utbredt er dette i Norge, konsekvenser, hva gjøres av forskning?* REBET-dagen, Stockholm, 2015.
- [27] Myrdal R. *Armeringskorrosjon*. SINTEF Byggforsk, 2009.
- [28] A/S Stormbull. *Stormbulletin*. Nr. 2, 1960.
- [29] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002+AI:2005+NA:2016 - Eurokode 0, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. 2001.
- [30] Lyse I, Wiig NJ. *Betong - Armert og Uarmert*. F. Bruns Bokhandels Forlag, 1957.
- [31] Bundesministerium für Verkehr Bau und Stadtentwicklung. *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. 5 edition, 2011.

- [32] Dyckerhoff & Widmann. *Ermittlung der Biegelinien des Ueberbaues für den freien Vorbau*. 1959.
- [33] Finsterwalder U. *Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen*. ETH Zürich, 5 edition, 1956.
- [34] Dr. Ing. A. Aas-Jakobsen. *Statische Berechnungen der vorgespannten Konstruktion*. Tromsøbrua A/S, 1960.
- [35] Haugen M. *Laboratorieundersøkelser av utborede betongkjerner fra Tromsøbrua*. SINTEF Byggforsk, 2015.
- [36] Multiconsult. *Tromsøbrua - Prøvetaking akse 19 og 20*. Statens vegvesen, 2011.
- [37] Rodum E, Pedersen BM, Relling RH. *Field and laboratory examinations of an ASR-affected bridge - Variation in crack extent and water content*. 15th ICAAR Conference, Sao Paulo, Brasil, 2016.
- [38] Haugen M. *Utseparering av tilslag fra betongkjerner boret ut fra Tromsøbrua*. SINTEF Byggforsk, 2016.
- [39] SINTEF Byggforsk. *Alkalireaksjoner i betong - Skademekanisme og regelverk ved nybygging*. Blad nr. 520.063, 2007.
- [40] Aas-Jakobsen. *NovaFrame user's guide*. Version 5, 2011.
- [41] Bell K. *An engineering approach to finite element analysis of linear structural mechanics problems*. Fagbokforlaget, 2014.
- [42] Store norske leksikon. *ASCII*. Tilgjengelig fra <https://snl.no/ASCII>. Hentet 07.06.17.
- [43] Bell K. *Matrisestatikk - Statistiske beregninger av rammekonstruksjoner*. Fagbokforlaget, 2011.
- [44] Österreichisches Institut für Bautechnik. *European technical approval - ETA-05/0123*. 2013.
- [45] Johansen H. *Beregningsveiledning for etteroppspente betongbruer - Rapport nr. 668*. Statens vegvesen, 2017.
- [46] Standard Norge. *NS 3473 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*. 1 edition, 1973.
- [47] Pucher A. *Einflussfelder elastischer Platten/Influence Surfaces of Elastic Plates*. Springer-Verlag, 3 edition, 1964.

- [48] Norsk Betongforening. *Publikasjon nr. 6 - Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster*. 1978.
- [49] Sørensen SI. *Betongkonstruksjoner - Dimensjonering etter NS 3473/1989*. Tapir Forlag, Trondheim, 2nd edition, 1989.
- [50] Larsen PK, Clausen AH, Aalberg A. *Stålkonstruksjoner - Profiler og formler*. Fagbokforlaget, 3 edition, 1993.
- [51] Sylte F, Ringstad M. *Beregning og dimensjonering av betongsøyler*. Masteroppgave, NTNU, 2014.
- [52] Esposito R, Hendriks M. *Structural Modelling of ASR-affected Concrete: The approach developed in the PAT-ASR project*. TU Delft, 2016.
- [53] Morten Nelson. *Store norske leksikon, Tromsø*. Tilgjengelig fra <https://snl.no/Troms> Hentet 08.06.17.
- [54] NOTEBY. *Tromsøbrua - Hovedinspeksjon og Spesialinspeksjon*. Statens vegvesen, 1997.

Vedlegg

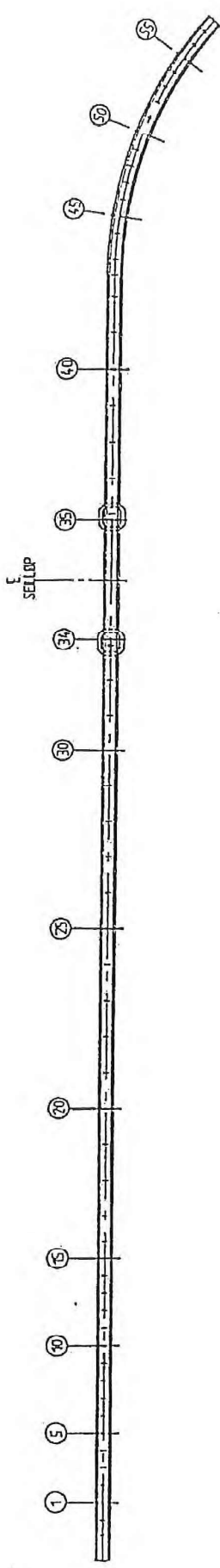
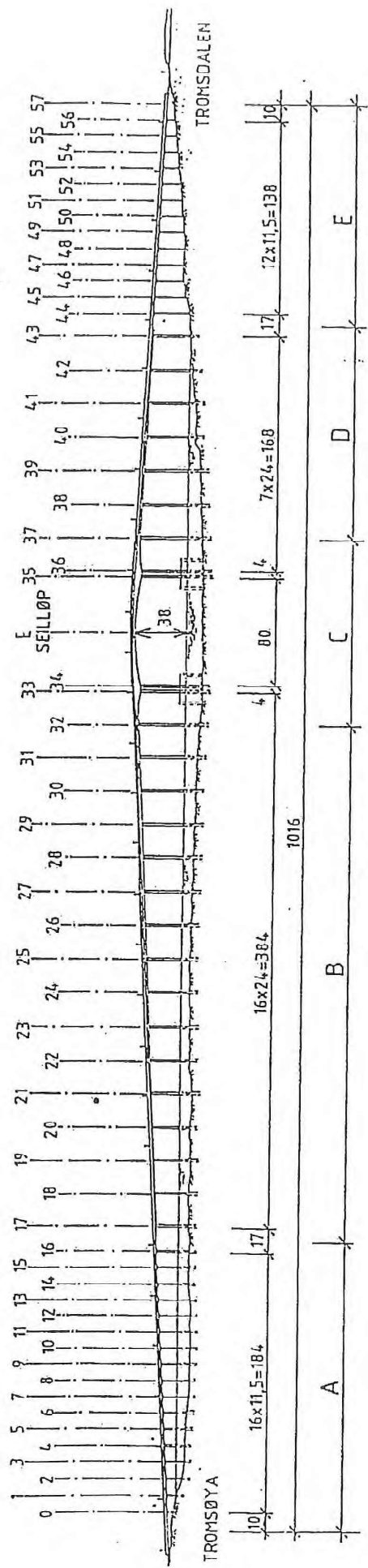
- A Tegningsgrunnlag
- B Beregning av laster
- C Verifikasjon av modellen
- D Kapasitet i lengderetning
- E Kapasitet i tverretning
- F Søyleberegninger
- G Bruksgrensekontroll
- H Beregning av alkalireaksjoner

Vedlegg A

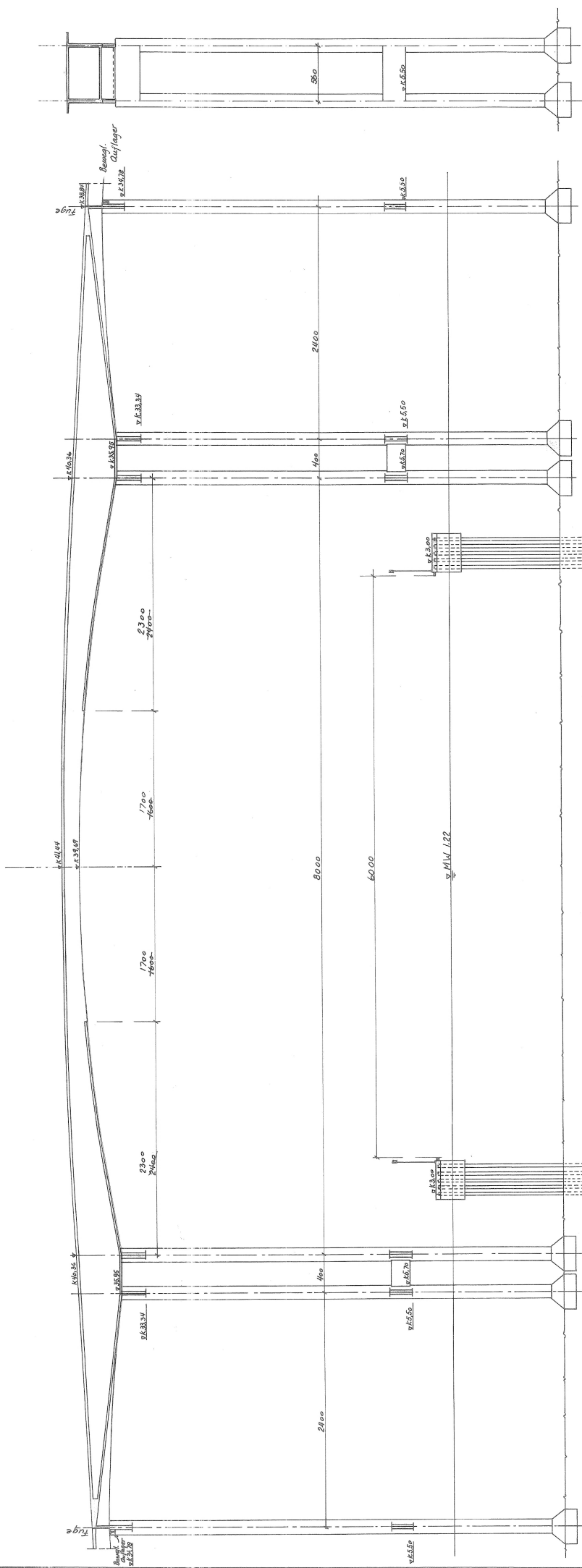
Tegningsgrunnlag

Vedlegget inkluderer oppgavens tegningsgrunnlag for Tromsøbrua:

- Utbrettet oppriss og plan av Tromsøbrua [54]
- Plan, oppriss og sideriss av fritt frambygg-seksjonen. Tegningsnr. 332-111
- Oppriss og tverrsnitt av én halvdel. Tegningsnr. 332-112
- Typisk tverrsnitt med gangbaner. Tegningsnr. 13
- Spennarmering. Tegningsnr. 332-114
- Spennarmering - Snitt 0, 3, 10, 12, 14 og 20. Tegningsnr. 332-115, 332-116 og 332-124
- Vanlig armering av midtspenn - Snitt 13-6. Tegningsnr. 332-131
- Vanlig armering av midtspenn - Snitt 6-0. Tegningsnr. 332-132
- Vanlig armering i sidefelt ved midtspenn - spenn 32-33 og 36-37. Tegningsnr. 332-130
- Ekstra armering i sidefelt ved midtspenn. Tegningsnr. 332-129
- Søylar i sidespenn, armering for midtsøylar 33-34 og 35-36, og armering av søyle-topp og øvre rigel for søylepar 33-36. Tegningsnr. 332-49, 332-66 og 332-122
- Armering av midtsøyle og rigler. Tegningsnr. 332-77

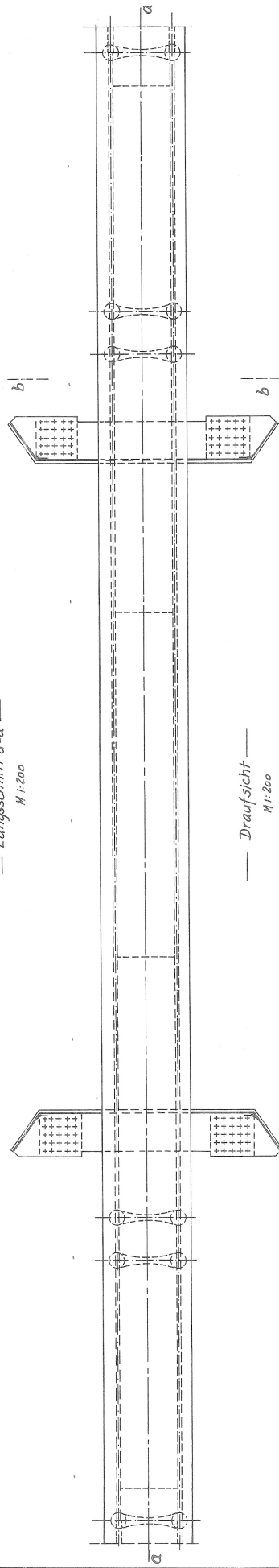


UTBRETET OPPRISS OG PLAN AV
TROMSØBRUA



— Längsschnitt a-a —
M 1:200

— Schnitt b-b —

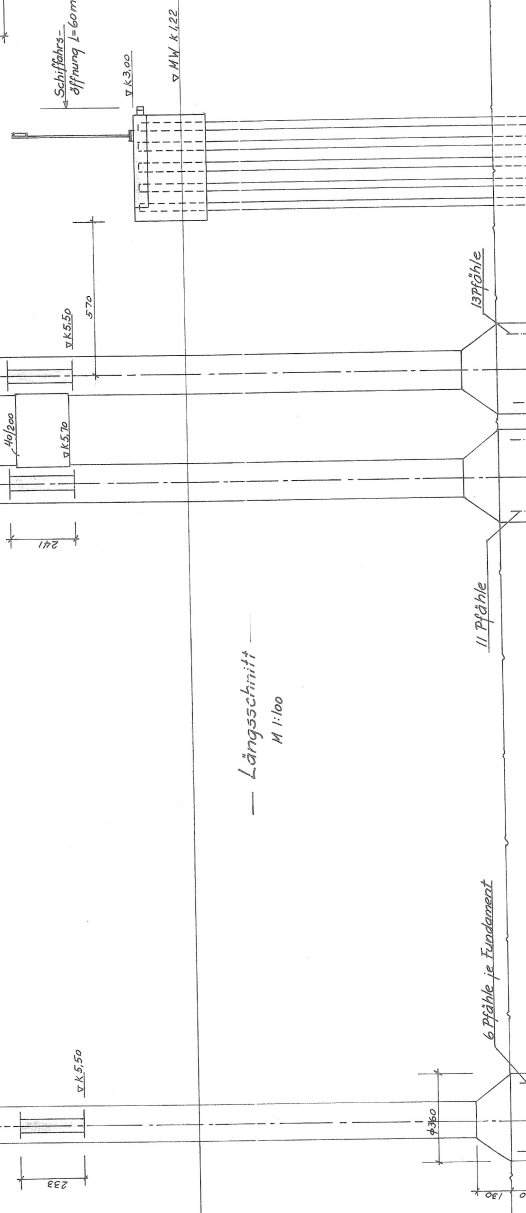
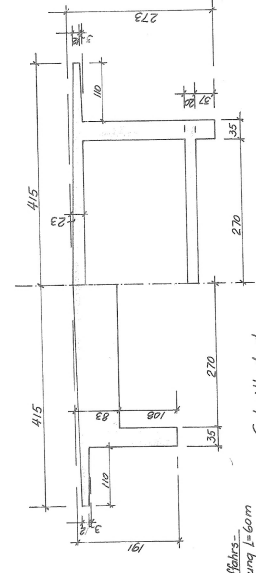
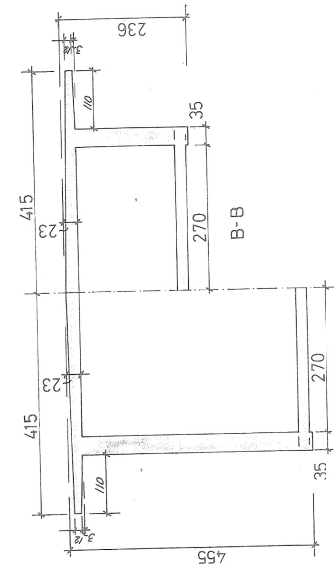
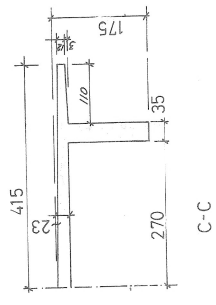
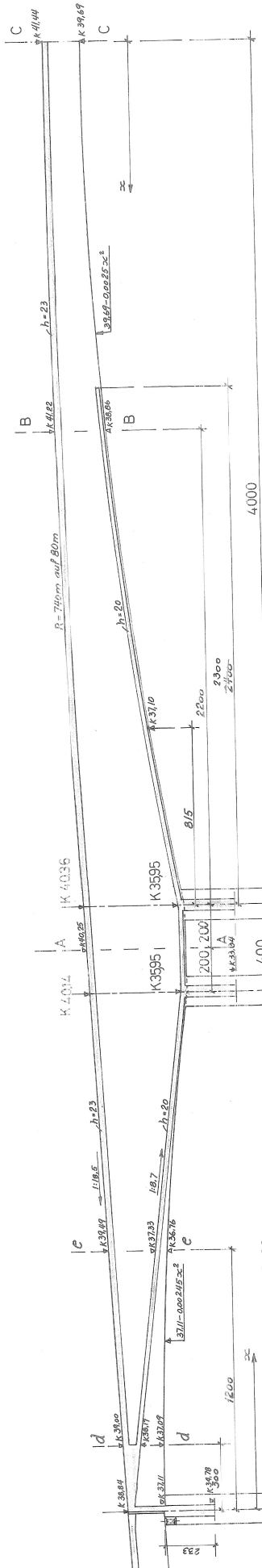


— Draufsicht —
M 1:200

Tegnet 23.10.58 AF.	
Planstokk	Kont.
Fundert	
1:200	
M 1:1 cm	
og m	
332.111	
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO	
PARTNER 17 - SENTRALEND 24.48.80	

— Tromsøbrua —

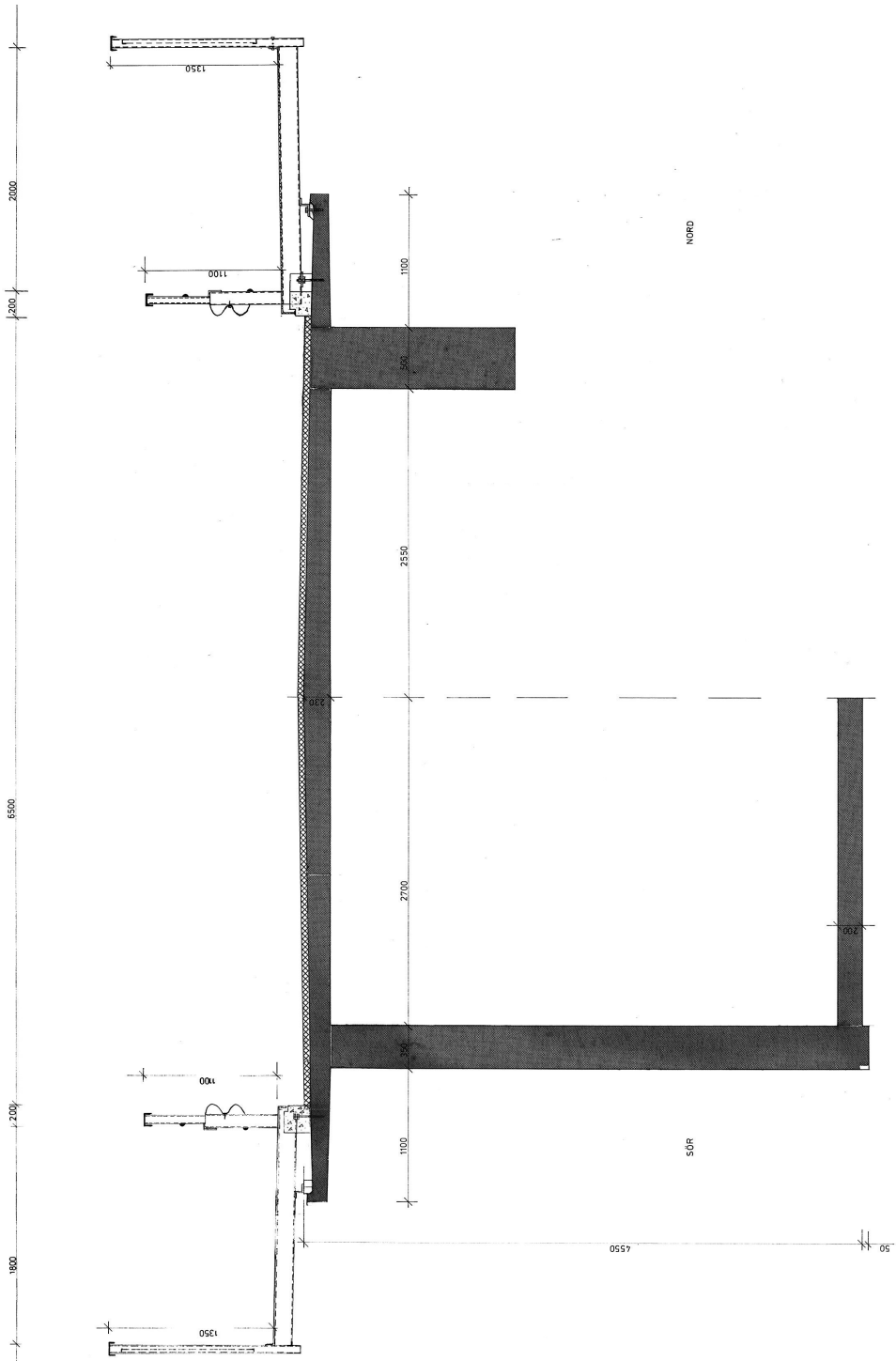
Draufsicht, Längsschnitt og Querschnitt



Tegnr 23-10-50 L.F.	
Målestokk	Kont.
1:100	Forenditt
1:50	a
Mål i cm	b
og m	c
	d
332.112	

— Tromsøbrua —
 Längs- og Quersnitte

DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO
 FAKTORIER P. — SINDLUND, ÅSHEIM



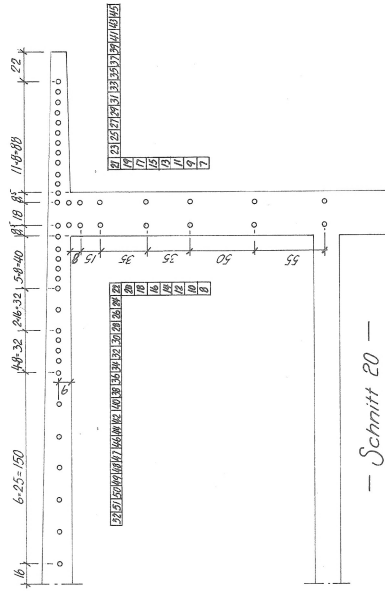
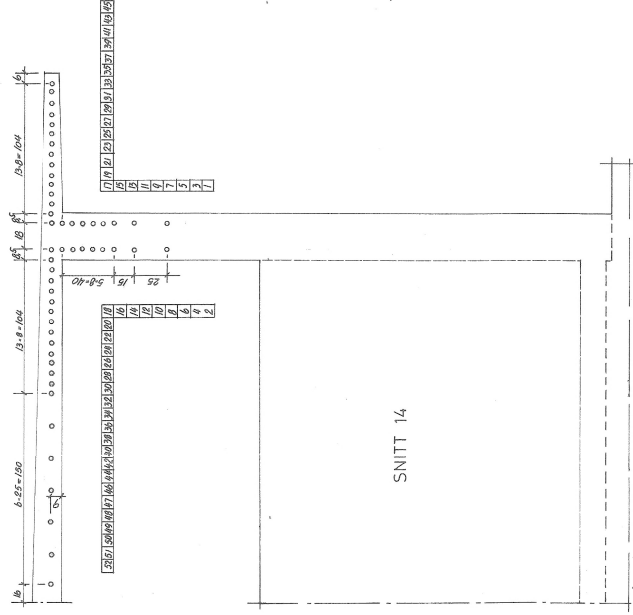
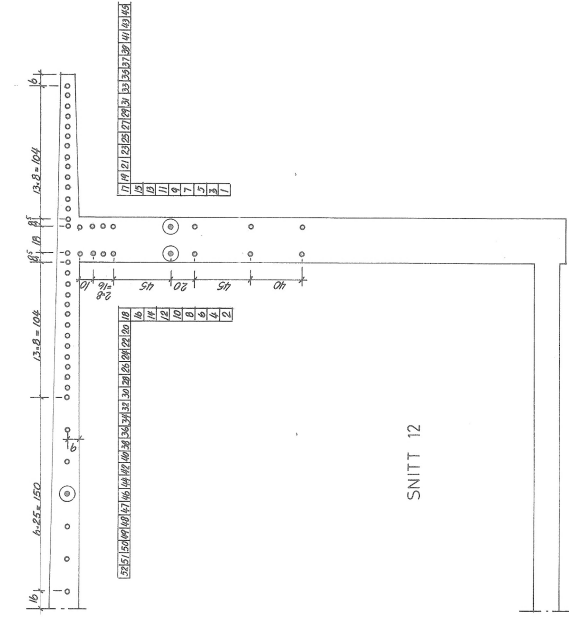
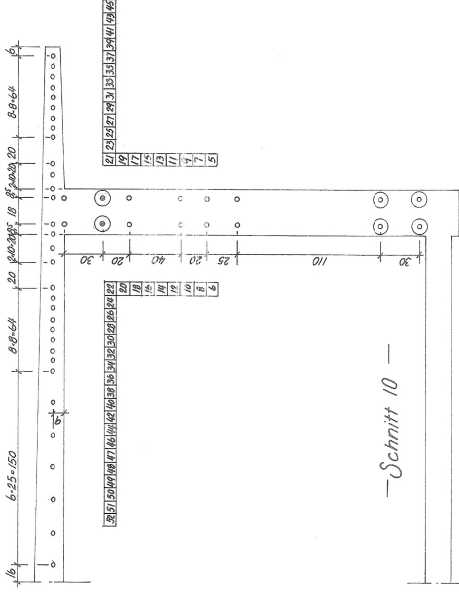
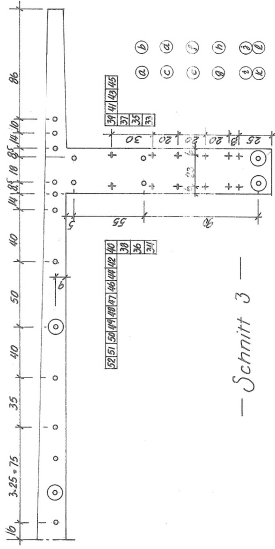
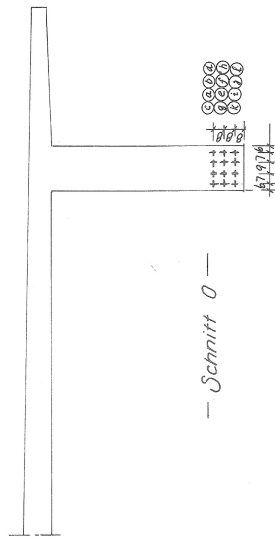
TYPISK TVERRSNITT
KASSE / BJELKE

1 : 20

BEMERKNINGER
 UTFØRELSESKRAV, SE DETALJTEGNINGER
 HENVISNINGER
 SYKKELBANE, SE TEGN. - 14
 REKVIKVERK, SE TEGN. - 12
 FESTE AV LUSMAST, SE TEGN. - 16

Godkjent som arbeidstegning.
 NSR-DIREKTORATET, den 29/3 - 82
[Signature] Erik Ruv.

Myteknisk	B	INNETEGNET FORTAU PÅ SØNDRE SIDE	SHL	17/0881
Konstruksjons		TEGNET NY TEGNING	J.E.H.	14.05.80.
Betong		Revisjonsgitt	Rev. nr.	
Arbeidsg.		STATENS VEGVESEN	Tegn. J. E. H.	
		TRONSØBRUA	Kont. B. K. Andersen	
		TROMS FYLKE	Dato	28.02.80
		TYPISK TVERRSNITT	Bl. 1	20
			1350	
			Tegn. nr.	13
			DR. ING. A. AAS-JANSSON FINNSEN AS	
			POSTBOKS 269, 2307 FINNSEN - TUR (089) 40 424	



Målestokk	1/20	Figur	5/11-58 LA
		Kont.	
Formidert	a	20/5-59	LA
	b	1/4-59	LA
	c		
	d		
Mål i cm og m			
			332.012 ^b
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARTNER P. - JERNKONSTRUKTØR			

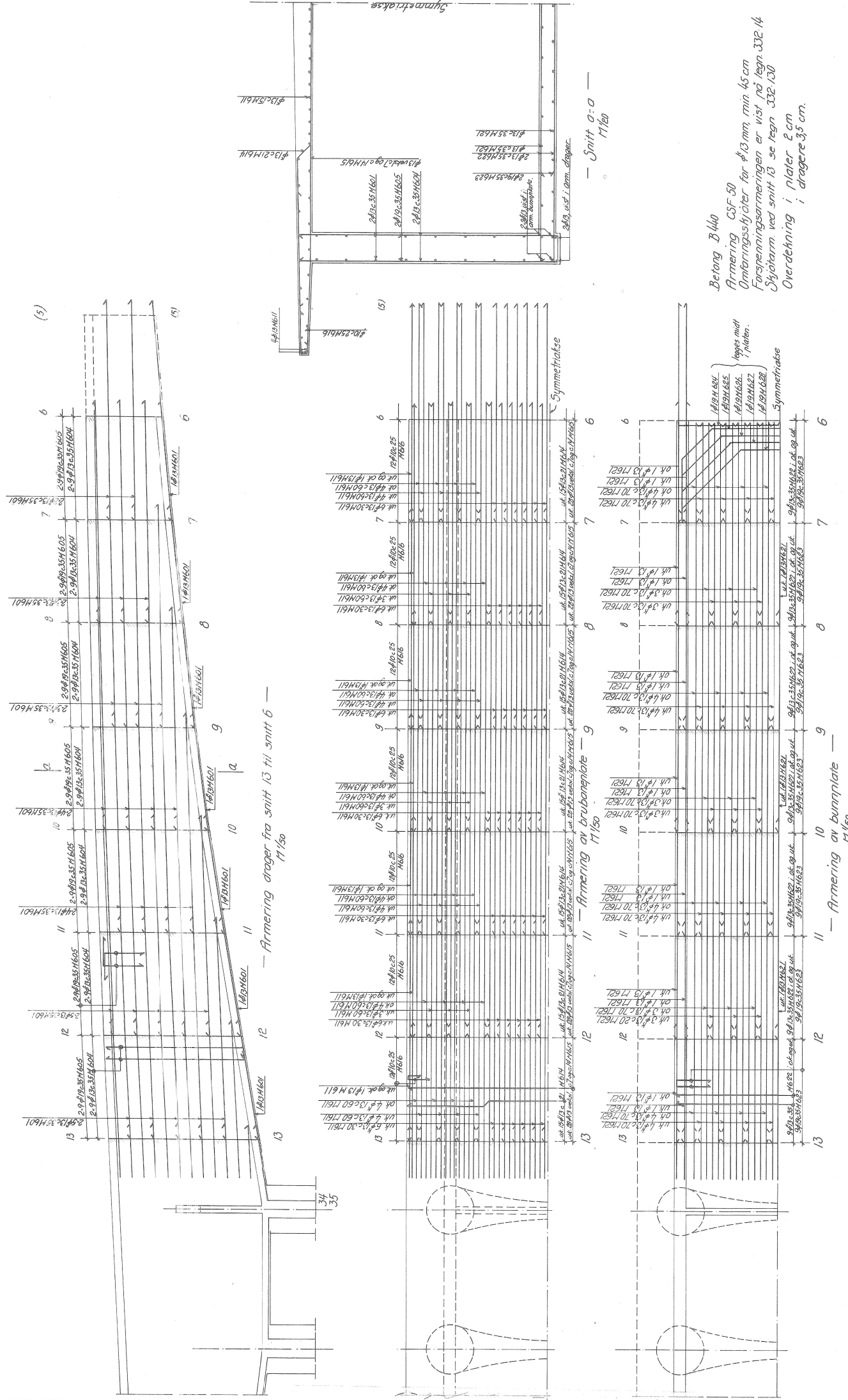
Målestokk	1/20	Figur	5/11-58 LA
		Kont.	
Formidert	a	18-59	LA
	b	20/5-59	LA
	c		
	d		
Mål i cm og m			
			332.0116 ^b
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARTNER P. - JERNKONSTRUKTØR			

Betong: ϕ 26 Sigma St. 80/105

Endverankerung

Zwischenverankerung

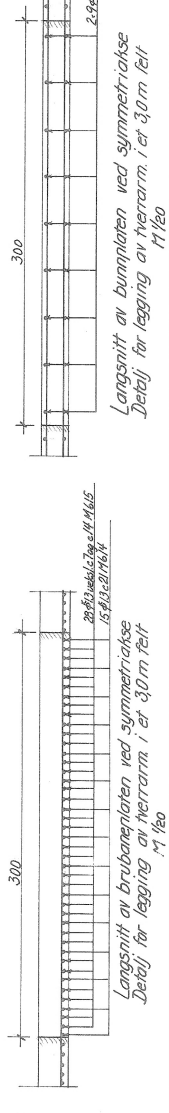
Målestokk	1/20	Figur	2/11-58 LA
		Kont.	
Formidert	a	5/3-59	LA
	b	20/5-59	LA
	c		
	d		
Mål i cm og m			
			332.0115 ^b
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARTNER P. - JERNKONSTRUKTØR			

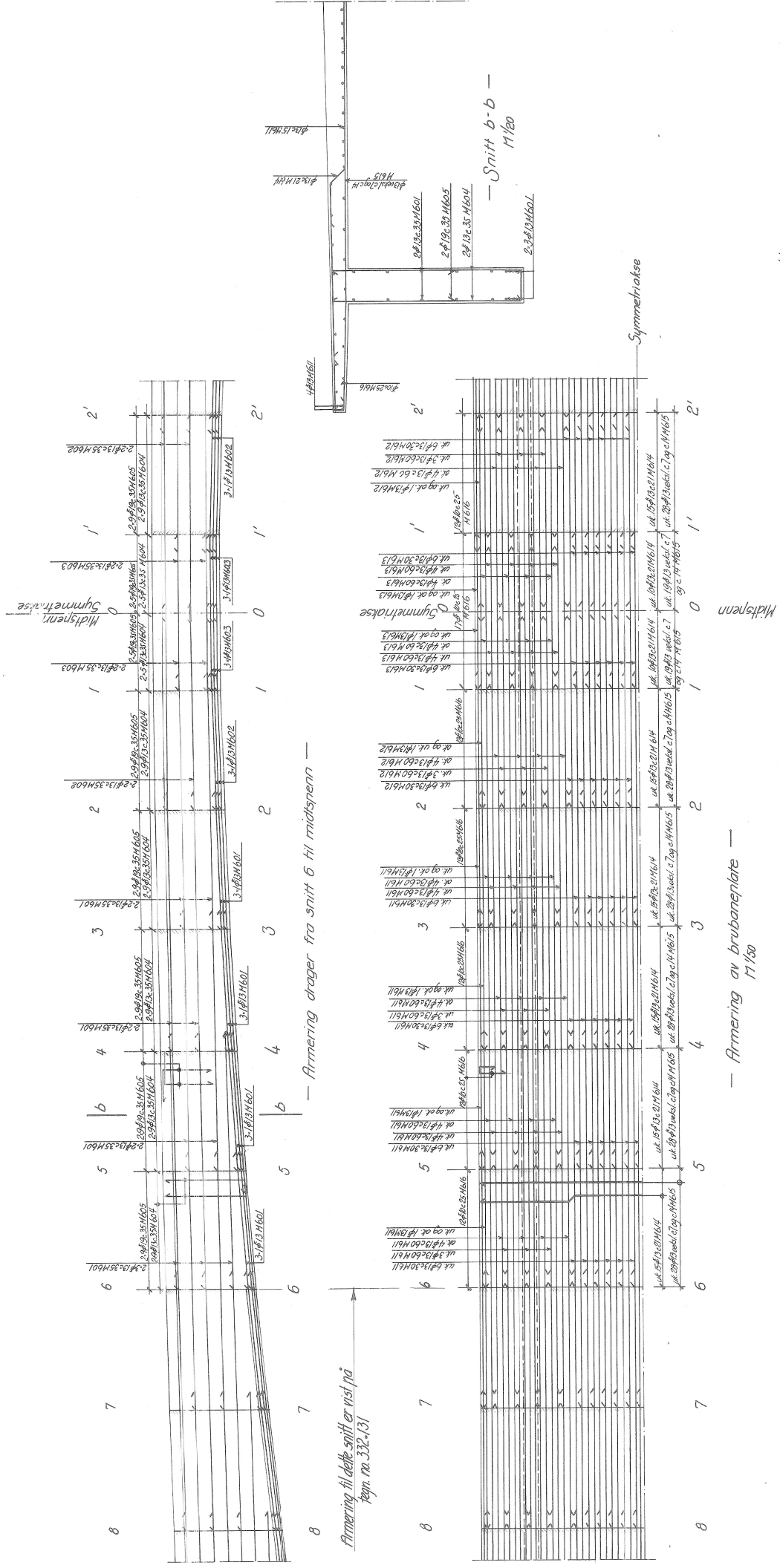


Betong B440
 Armering CSF 50
 Armeringsbjelker for Ø13 mm, min 45 cm
 Forsterkningsarmingen er vist på tegn 332.14
 Skjøtkarm ved snitt 13 se tegn 332.130
 Overdekning i plater 2 cm
 dragere 35 cm.

Tegnet 1/4 - 50 LA	
Målestokk	1/50
Kont.	1/20
Forfatter	
a	
b	
c	
d	
Mål i cm og m	
332.131	

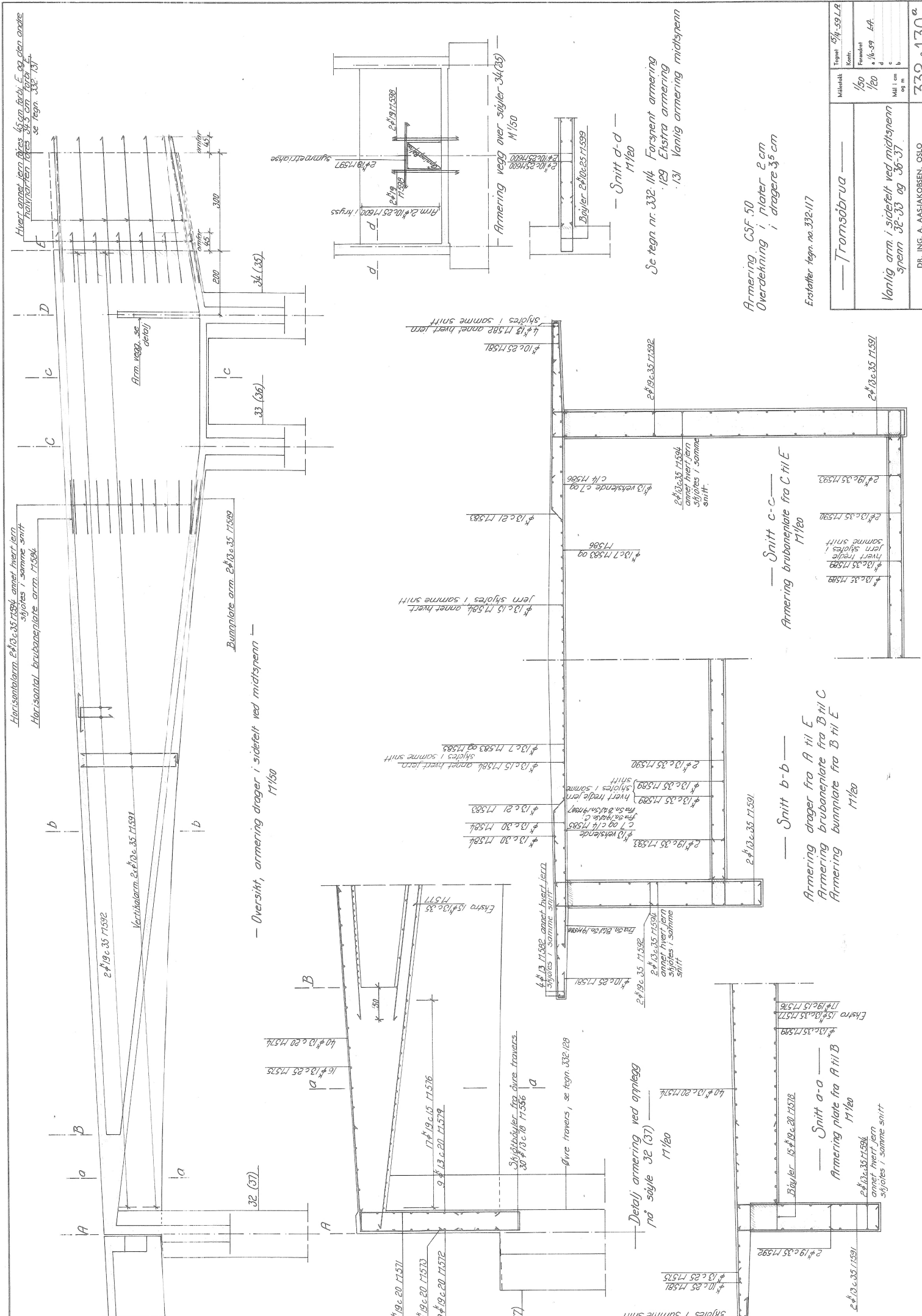
— Tromsøbrua —
 Vanlig armering av midtsjenn
 Snitt 13 - Snitt 6
 DR. ING. A. AASJAKOBSEN, OSLO
 PARTNER 7 - SIBERLAGOPD 18-60





Betong B 440
 Armering GSF 50
 Omringingsstøter for $\phi 13$ mm, min. 45 cm.
 Forspenningsarm er vist på tegn. 332.114
 Overdeknning i plater 2 cm
 dragere 3,5 cm.

Tegnet 332.131 LP	
Målestokk	Kont.
1/50	Forandert
1/20	a
Mål i cm	d
og m.	c
	b
— Tromsøbrua —	
Vanlig armering av midtspenn Snitt 6 - Snitt 0	
332.132	
DR. ING. A. AASJAKOBSEN, OSLO PARTNER 57 - ENTREPRENØR 8 418	



Hvert annet jern plass 45 cm forbi E og den andre halvparten plass 90 cm forbi E se tegn. 332-137

Horisontalbein. 2#19c.35 T1592, annet hvert jern sjyles i samme snitt
 Horizontal brubeneplate arm. T1584

Vertikalbein. 2#19c.35 T1592

32 (37)

32 (37)

33 (36)

34 (35)

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

2#19c.35 T1592

— Oversikt, armering drager i sidetelt ved midtspenn —
 M1/50

— Detalj armering ved opplegg på søyle 32 (37) —
 M1/60

— Snitt b-b —
 Armering drager fra A til E
 Armering brubeneplate fra B til C
 Armering bumplate fra B til E
 M1/20

— Snitt c-c —
 Armering brubeneplate fra C til E
 M1/20

Se tegn. nr. 332-114 Forspent armering
 129 Ekstra armering
 131 Vanlig armering midtspenn

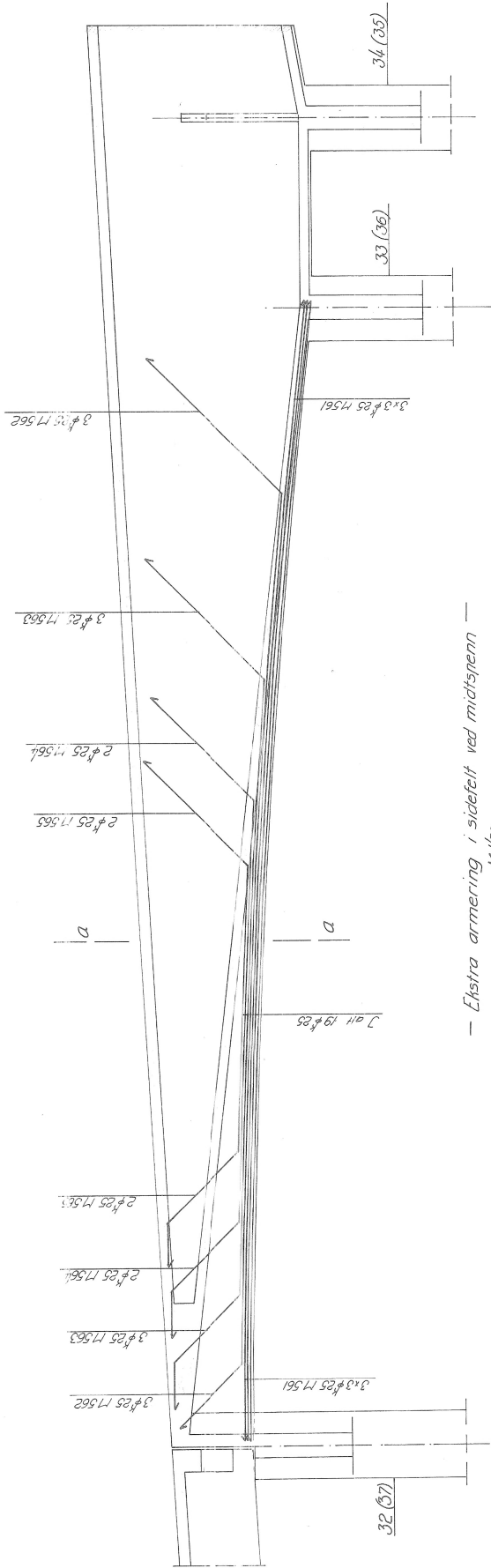
Armering CSF 50
 Overdekning i plater 2 cm
 i dragere 35 cm

Erstatte tegn. no. 332-117

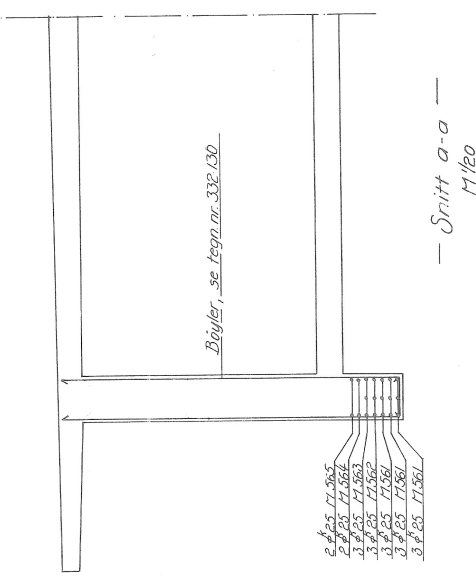
Målestokk	Tegnet	332-130
1/50	Kont.	1/4-59 LR
1/20	Forsent	a. 1/4-59 LR
Mål i cm og in	b	
	c	
	d	
332-130		

Vanlig arm. i sidetelt ved midtspenn
 spenn 32-33 og 36-37

DR. ING. A. AASJAKOBSEN, OSLO
 PARKVEIEN 17 — TELEFON 20 64 90



— Ekstra armering i sidefelt ved midtspekk —
M 1/50

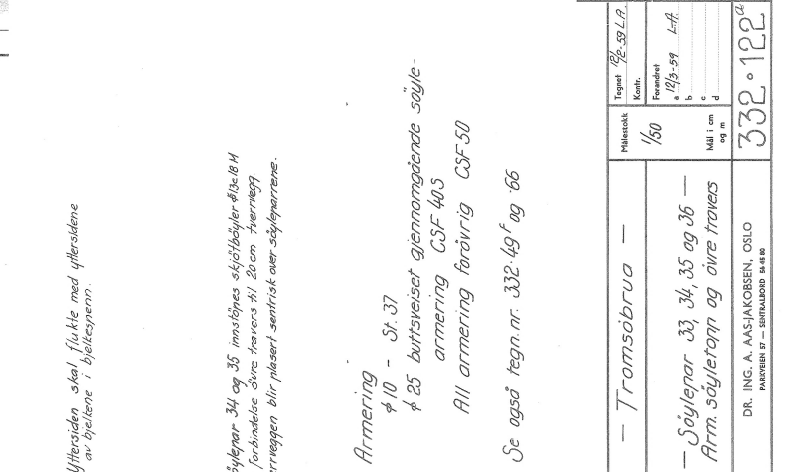
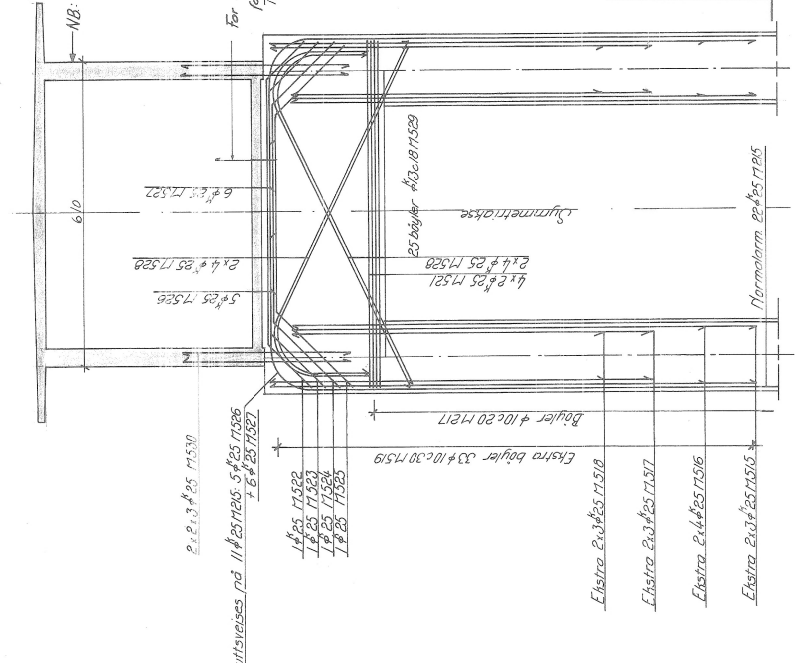
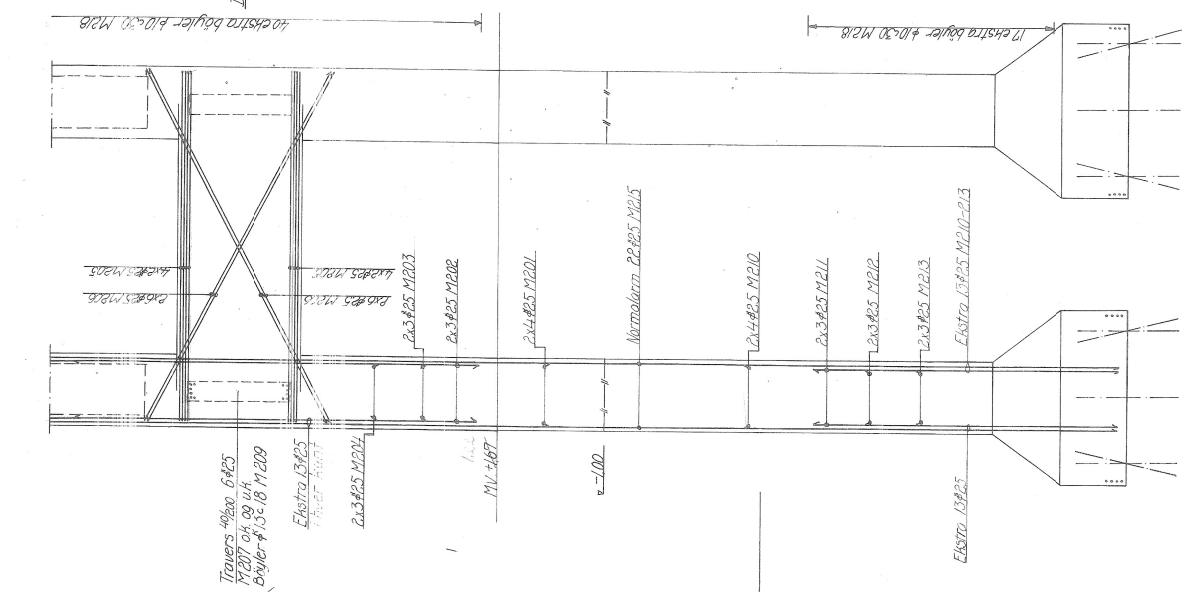
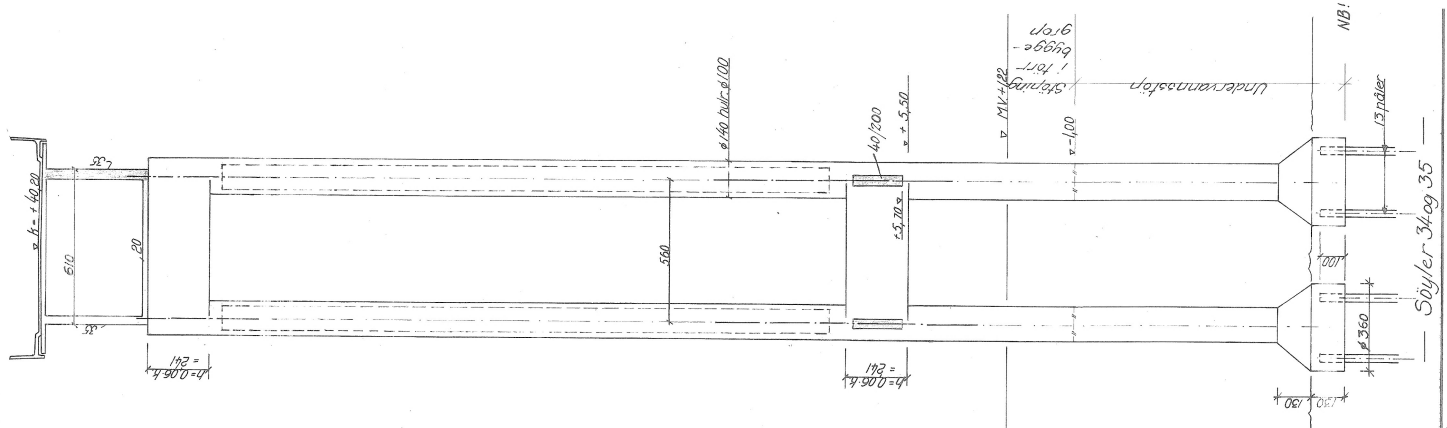


Se tegn nr. 332 114 for fagspant armering, og
" " " 332 130 " vanlig "

Armering $\phi 25$ CSF 40.5 buttsveises
Armenhvier stjøt fortrekkes min. 2,0 m

Armeringens plassering tilpasses det fagspante ståls
formringer, jf. konstr.ing.

Tegnet 1/10 50 L.R.		Målestokk	
Kontroll		1/50	
Fremstilt		Mål i cm	
a 1/10 59	af	og m	
d			
c			
b			
		332.129 ^a	
— Tromsøbrua —		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO	
Ekstra armering i sidefelt ved midtspekk		PÅRBEIDT PÅ — SIFTRAFIKK 14.4.60	



— Tromsøbrua —
 — Søyler 33, 34, 35 og 36 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Midsøyler 33, 34 og 35-36 —
 — Armering —
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

Målestokk	1/50	Topptegning	31-38 0.0
Mål i cm og m	1/50	Formidlet	a b c d
332.66		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARTNER P. - SENTRALBOD 04-89	

Målestokk	1/50	Topptegning	31-38 0.0
Mål i cm og m	1/50	Formidlet	a b c d
332.66		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARTNER P. - SENTRALBOD 04-89	

Målestokk	1/50	Topptegning	31-38 0.0
Mål i cm og m	1/50	Formidlet	a b c d
332.66		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARTNER P. - SENTRALBOD 04-89	

Skilt A-A
 M 1/50

Søyler 34 og 35

Målestokk	1/100	Topptegning	31-38 0.0
Mål i cm og m	1/100	Formidlet	a b c d
332.49f		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARTNER P. - SENTRALBOD 04-89	

— Tromsøbrua —
 — Pillarer i sidespenn —
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Midsøyler 33, 34 og 35-36 —
 — Armering —
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 33, 34, 35 og 36 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

NB: Ytterviden skal lukke med ytterledene an sjøene i bryggepenn.

For søyler 34 og 35 innstøpes søylebøyler 4x25 M20 for forbindelse øvre travers til 20 cm travers. Inneveggen blir plassert sentralt over søylepartene.

Armering
 10 - St. 37

25 buttsveiser gjennomgående søyle
 armering CSF 403
 All armering forøvrig CSF 50

Se også tegn nr. 332.49f og 66

Målestokk	1/50	Topptegning	31-38 0.0
Mål i cm og m	1/50	Formidlet	a b c d
332.122a		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARTNER P. - SENTRALBOD 04-89	

— Tromsøbrua —
 — Søyler 33, 34, 35 og 36 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Midsøyler 33, 34 og 35-36 —
 — Armering —
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

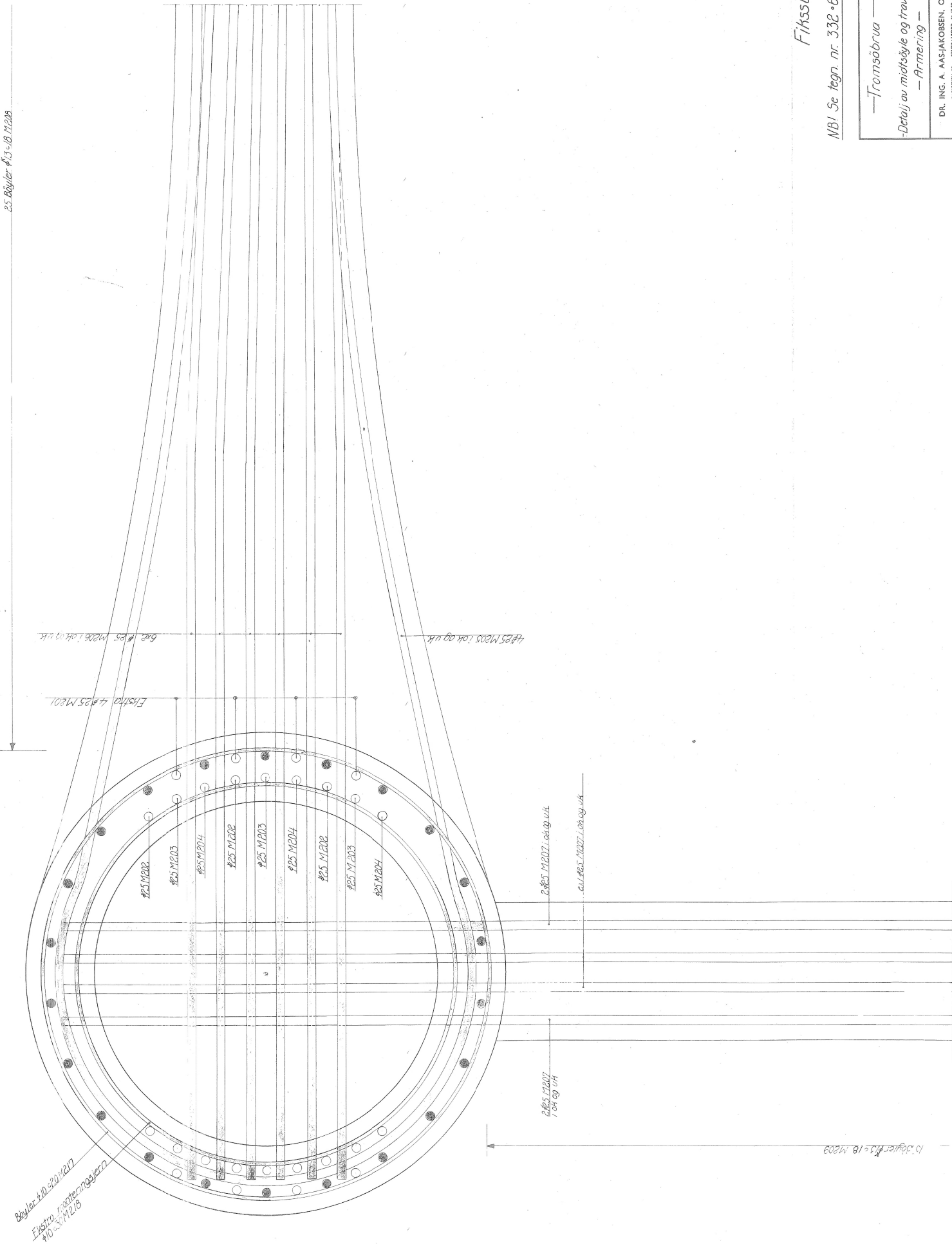
— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

— Tromsøbrua —
 — Søyler 32 og 37 —
 Arm. søyletopp og øvre travers
 M 1/50

25. Bøyer: $\phi 15 \times 18$ M205



Bøyer $\phi 10 \times 12$ M217
 Ekstra forsterkningsjern
 $\phi 10 \times 12$ M218

15. Bøyer: $\phi 15 \times 18$ M209

Fiksumkontrakt

NB! Se tegn. nr. 332.066

Målestokk	Tegnet	3/1-58	0.0.
	Forandret	a	
Mål i cm og m	a		
	b		
	c		
	d		
Tromsøbrua		—	
-Detalj av midtsøyle og traverser-		—	
-Armering		—	
DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO		332.077	
PARKEN 97 - BRUNNEN 14 48			

Vedlegg B

Beregning av laster

Vedlegget inneholder relevante lastberegninger. Ytterligere beregninger er utført i Excel, og finnes i elektronisk vedlegg.

B1 Beregning av egenlaster

B2 Tap av spennkraft ved støtte

B3 Tap av spennkraft i hovedfelt

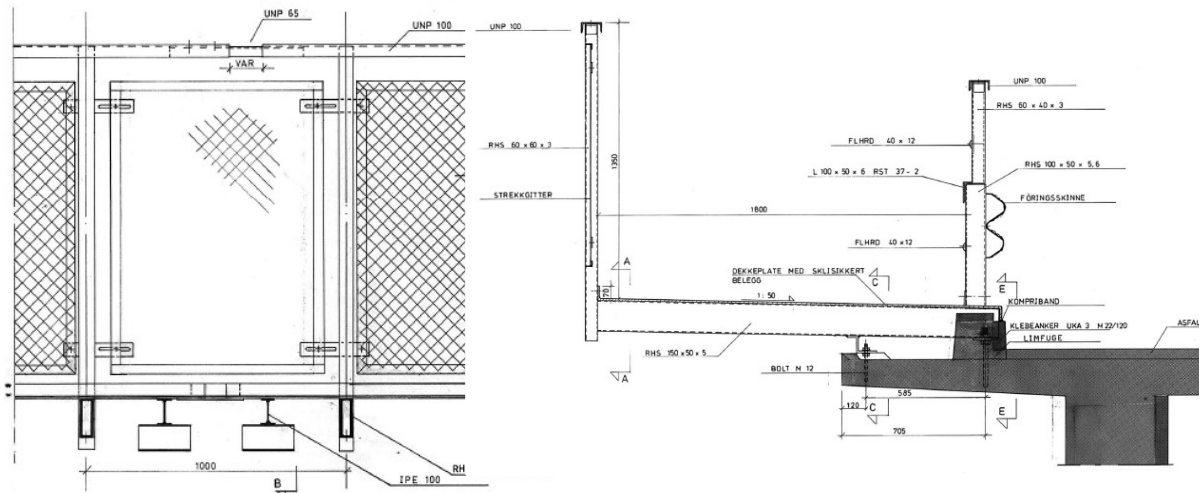
B4 Tap av spennkraft i sidespenn

B5 Vindberegninger

B6 Eksempelberegning av svinn

B7 Eksempelberegning av kryptall

B1.1 Grunnlag



Håndbok R412 4.4.1 Materialer- og egenvekter:

$$g_{\text{rekkverk}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Neglisjerer beslag, fester, støp osv

$$\gamma_{\text{stål}} := 77 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\gamma_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$b_{\text{gangbane}} := 2\text{m}$$

$$b_{\text{føring}} := 6.5\text{m}$$

$$t_{\text{dekkeplate}} := 6\text{mm}$$

$$t_{\text{belegning}} := 50\text{mm}$$

B1.2 Beregninger

$$A_{\text{IPE}} := 1030\text{mm}^2$$

$$A_{\text{RHS}} := 50\text{mm} \cdot 150\text{mm} - 38.8\text{mm} \cdot 138.8\text{mm} = 2114.6 \cdot \text{mm}^2$$

$$g_{\text{gangbane}} := b_{\text{gangbane}} \gamma_{\text{stål}} \cdot (t_{\text{dekkeplate}} \cdot 1\text{m} + 2A_{\text{IPE}} + A_{\text{RHS}}) \cdot \frac{1}{\text{m}} = 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{belegning}} := b_{\text{føring}} \cdot \gamma_{\text{betong}} \cdot t_{\text{belegning}} = 8.1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$A_{\text{kantstein}} := (250 \cdot 200 + 40 \cdot 180)\text{mm}^2 = 57200 \cdot \text{mm}^2$$

$$g_{\text{kantstein}} := \gamma_{\text{betong}} \cdot A_{\text{kantstein}} = 1.43 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{SEV}} := 2 \cdot g_{\text{gangbane}} + g_{\text{belegning}} + 4 \cdot g_{\text{rekkverk}} + 2 \cdot g_{\text{kantstein}} = 16.119 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

B2.1. Tverrsnittsparmetre fra NovaFrame

Tverrsnittsdata henets for akse 34, tilsvarende snitt 599 (profilnr) eller ved node 2001

Betongtv.snittsareal	$A_c := 5.690 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
Betong 2. areal moment	$I_c := 1.743 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$
Tyngdepunkt fra OK	$y_c := 2195.8 \text{ mm}$
104 spennstag	$A_p := 104.531 \text{ mm}^2$
Høyde tverrsnitt	$h := 4610 \text{ mm}$
Emodul spennstag	$E_p := 205 \text{ GPa}$
Fasthet spennstål	$E_{ck} := 26870 \text{ MPa}$
Karakteristisk Emodul betong	$f_{02} := 780 \text{ MPa}$
Kryptall 57 år	$\varphi := 2.631$
Langtids Emodul betong	$E_{cL} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 7400 \cdot \text{MPa}$
Tyngdepunkt spennkabel	$y_p := 235 \text{ mm}$

For tyngdepunktet til spennkabelen vises det til vedlegg D.1, momentkapasitet over støtte.

B2.2. Transformert kortidstverrsnitt

Stivhetsforhold betong/stål	$\eta := \frac{E_p}{E_{ck}} = 7.63$
Transformert areal	$A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 6.06 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$
Transformert tyngdepunkt	$y_{tp} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 2077.27 \cdot \text{mm}$
Transformert arealmoment	$I_t := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tp})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tp} - y_p)^2 = 1.86 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$

B2.3. Transformert langtidstverrsnitt

Stivhetsforhold betong/stål	$\eta_L := \frac{E_p}{E_{cL}} = 27.7$
Transformert areal	$A_{tL} := A_c + A_p \cdot (\eta_L - 1) = 7.16 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$
Transformert tyngdepunkt	$y_{tpL} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta_L - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_{tL}} = 1792.23 \cdot \text{mm}$
Transformert arealmoment	$I_{tL} := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tpL})^2 \dots = 1.74 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$ $+ A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tpL} - y_p)^2$

B2.4. Krefter hentet fra NovaFrame

Kreftene er hentet ved en analyse uten langtidstap i spennstag

Moment fra egenlast	$M_g := -70563 \text{ kNm}$
Moment fra superegenvekt	$M_{sg} := -11101 \text{ kNm}$
Moment fra forspenning	$M_{pT} := 45899 \text{ kNm}$
Moment fra kryp	$M_{kryp} := 4293 \text{ kNm}$
Moment fra svinn	$M_{svinn} := 220 \text{ kNm}$
Totalt moment	$M_t := M_g + M_{sg} + M_{pT} + M_{kryp} = -31472 \cdot \text{kNm}$
Aksialkraft fra forspenning og tvangskrefter	$N_t := -22765 \text{ kN}$
Oppspenning	$\sigma_{p,max} := 0.75 \cdot f_{02} = 585 \cdot \text{MPa}$
Initiell oppspenning etter umiddelbare tap	$\sigma_{pm0} := \left \frac{N_t}{A_p} \right = 412.23 \cdot \text{MPa}$

B2.5. Tap fra svinn

Fri svinntøyning	$\varepsilon_{cs} := -0.344 \cdot 10^{-3}$
Tøyning i armering pga svinn	$N_s := \left \varepsilon_{cs} \right \cdot E_p \cdot A_p = 3894.4 \cdot \text{kN}$

Tap i armering pga svinn $\Delta\varepsilon_{p.svinn} := \varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_{tL}} + \frac{N_s \cdot (y_{tpL} - y_p)^2}{E_{cL} \cdot I_{tL}} = -1.972 \times 10^{-4}$

Prosentvis tap i armering pga svinn $\frac{\Delta\varepsilon_{p.svinn} \cdot E_p}{\sigma_{pm0}} \cdot 100 = -9.81$

B2.5. Tap fra kryp

Tøyningdifferansen mellom kort- og langtidstøyninger i betongtverrsnittet er lik tøyningstap i armeringen grunnet kryp. Metode etter "Betongkonstruksjoner" av Sørensen side 245.

Spenning kort tid $\sigma_{pk} := \frac{N_t}{A_t} - \frac{M_t - M_{kryp}}{I_t} \cdot (y_{tp} - y_p) = -0.22 \cdot \text{MPa}$

Spenning lang tid $\sigma_{pL} := \frac{N_t}{A_{tL}} - \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot (y_{tpL} - y_p) = -0.36 \cdot \text{MPa}$

Tøyning i tverrsnitt kort tid $\varepsilon_{ck} := \frac{\sigma_{pk}}{E_{ck}} = -8.01 \times 10^{-6}$

Tøyning i tverrsnitt lang tid $\varepsilon_{cL} := \frac{\sigma_{pL}}{E_{cL}} = -4.86 \times 10^{-5}$

Tøyningdifferanse $\Delta\varepsilon_{p.kryp} := \varepsilon_{cL} - \varepsilon_{ck} = -4.06 \times 10^{-5}$

Liten tøyningdifferanse skyldes små betongspenninger. Dette resulterer i lite tap pga kryp

Prosentvis tap i armering pga kryp $\frac{\Delta\varepsilon_{p.kryp} \cdot E_p}{\sigma_{pm0}} \cdot 100 = -2.02$

B2.6. Tap fra relaksasjon

Regner relaksasjon etter EK2. Punkt 3.3.2(6) gir relaksasjonsklasse 3, der man bruker målt relaksasjon ved 1000 timer er lik 4%

Relaksasjon ved 1000 timer $\rho_{1000} := 4$

Betraktet tid i timer $t := 365 \cdot 57 \cdot 24 = 499320$

Forhold mellom initiell spenning og fasthet $\mu := \frac{\sigma_{pm0}}{f_{02}} = 0.53$

EK2: 3.3.2(7): $\Delta\sigma_{pr} := 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm0} = -20.2 \cdot \text{MPa}$

EK2: 5.10.6(10): Relaksjonstapet påvirkes av svinn og kryp i betongen. Som forenkling på dette kan relaksjonstapet reduseres med en faktor lik 0.8

Prosentvis tap i armering pga relaksasjon:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} \cdot 0.8 \cdot 100 = -3.91$$

Tap av tøyning som følge av relaksasjon:

$$\Delta\varepsilon_{p,rel} := \frac{0.8\Delta\sigma_{pr}}{E_p} = -7.86 \times 10^{-5}$$

B2.7. Totalt tap fra svinn, kryp og relaksasjon ved håndberegninger

$$\Delta\varepsilon_{csr} := \Delta\varepsilon_{p,svinn} + \Delta\varepsilon_{p,kryp} + \Delta\varepsilon_{p,rel} = -3.164 \times 10^{-4}$$

$$\text{tap}_{total} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} \cdot 0.8 \cdot 100 + \frac{\Delta\varepsilon_{p,kryp} \cdot E_p}{\sigma_{pm0}} \cdot 100 + \frac{\Delta\varepsilon_{p,svinn} \cdot E_p}{\sigma_{pm0}} \cdot 100 = -15.73$$

B2.8. Beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksasjon etter forenklet metode i EC2. Kontroll

$$\Delta\sigma_{ksr} := \frac{|\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 |\Delta\sigma_{pr}| + \frac{E_p}{E_{ck}} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{pk}|}{1 + \frac{E_p}{E_{ck}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left[1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot (y_{tp} - y_p)^2\right]} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 61.3 \cdot \text{MPa} \quad \text{EC2: 5.10.6 (2)}$$

$$\Delta\varepsilon_{csr,forenklet} := \frac{\Delta\sigma_{ksr}}{E_p} = 2.989 \times 10^{-4}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{ksr}}{\sigma_{pm0}} \cdot 100 = 14.86$$

B3.1. Tverrsnittsparmetre fra NovaFrame

Tverrsnittsdata hentes fra midtfelt, tilsvarende snitt 2140 (profilnr)

Betongtv.snittsareal	$A_c := 2.608 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
Betong 2. areal moment	$I_c := 6.738 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$
Tyngdepunkt fra OK	$y_c := 481.9 \text{ mm}$
24 spennstag	$A_p := 24 \cdot 531 \text{ mm}^2$
Høyde tverrsnitt	$h := 1750 \text{ mm}$
Emodul spennstag	$E_p := 205 \text{ GPa}$
Fasthet spennstål	$f_{02} := 780 \text{ MPa}$
Karakteristisk Emodul betong	$E_c := 26870 \text{ MPa}$
Kryptall 57 år	$\varphi := 2.662$
Langtids Emodul betong	$E_{cL} := \frac{E_c}{1 + \varphi} = 7338 \cdot \text{MPa}$
Tyngdepunkt spennkabel fra OK	$y_p := h - 80 \text{ mm} - 80 \text{ mm} = 1590 \cdot \text{mm}$

B3.2 Transformert kortidstverrsnitt

Stivhetsforhold betong/stål	$\eta := \frac{E_p}{E_c} = 7.63$
Transformert areal	$A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 2.69 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$
Transformert tyngdepunkt	$y_{tp} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 516.67 \cdot \text{mm}$
Transformert arealmoment	$I_t := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tp})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tp} - y_p)^2 = 7.68 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$

B3.3 Transformert langtidsverrsnitt

Stivhetsforhold betong/stål	$\eta_L := \frac{E_p}{E_{cL}} = 27.94$
Transformert areal	$A_{tL} := A_c + A_p \cdot (\eta_L - 1) = 2.95 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Transformert tyngdepunkt $y_{tpL} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta_L - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_{tL}} = 610.8 \cdot \text{mm}$

Transformert arealmoment $I_{tL} := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tpL})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tpL} - y_p)^2 \dots = 7.11 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$

B3.4 Krefter fra NovaFrame

Kreftene er hentet ved en analyse utenlangtidstap i spennstag

Moment fra egenlast $M_g := -3179 \text{ kNm}$

Moment fra superegenvekt $M_{sg} := 1688 \text{ kNm}$

Moment fra forspenning $M_{pT} := -3463 \text{ kNm}$

Moment fra kryp $M_{kryp} := 4139 \text{ kNm}$

Totalt moment $M_t := M_g + M_{sg} + M_{pT} + M_{kryp} = -815 \cdot \text{kNm}$

Aksialkraft fra forspenning og tvangskrefter $N_t := -5851 \text{ kN}$

Oppspenning $\sigma_p := 0.75 \cdot f_{02} = 585 \cdot \text{MPa}$

Initiell oppspenning etter umiddelbare tap $\sigma_{pi} := \left| \frac{N_t}{A_p} \right| = 459.12 \cdot \text{MPa}$

B3.5 Tap fra svinn

Fri svinntøyning $\epsilon_{cs} := -0.344 \cdot 10^{-3}$

Tøyning i armering pga svinn $N_s := |\epsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p = 898.71 \cdot \text{kN}$

Tap av tøyning pga svinn $\Delta\epsilon_{p.svinn} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_{tL}} + \frac{N_s \cdot (y_p - y_{tpL})^2}{E_{cL} \cdot I_{tL}} = -1.37 \times 10^{-4}$

Prosentvis tap i armering pga svinn $\frac{\Delta\epsilon_{p.svinn} \cdot E_p}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = -6.14$

B3.6 Tap fra kryp

Tøyningsdifferansen mellom kort- og langtidstøyninger i betongtverrsnittet er lik tøyningstap i armeringen grunnet kryp. Metode etter "Betongkonstruksjoner" av Sørensen side 245. Spenningen regnes i høyde ved armering.

$$\text{Spenning kort tid} \quad \sigma_{pk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t - M_{kryp}}{I_t} \cdot (y_p - y_{tp}) = -9.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Spenning lang tid} \quad \sigma_{pL} := \frac{N_t}{A_{tL}} + \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot (y_p - y_{tpL}) = -3.1 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Tøyning i tverrsnitt kort tid} \quad \epsilon_{ck} := \frac{\sigma_{pk}}{E_c} = -3.39 \times 10^{-4}$$

$$\text{Tøyning i tverrsnitt lang tid} \quad \epsilon_{cL} := \frac{\sigma_{pL}}{E_{cL}} = -4.23 \times 10^{-4}$$

$$\text{Tøyningssifferanse} \quad \Delta\epsilon_{p.kryp} := \epsilon_{cL} - \epsilon_{ck} = -8.45 \times 10^{-5}$$

$$\text{Spenningstap} \quad \Delta\epsilon_{p.kryp} \cdot E_p = -17.32 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Prosentvis tap i armering pga kryp} \quad \frac{(\epsilon_{cL} - \epsilon_{ck}) \cdot E_p}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = -3.77$$

B3.6 Tap fra relaksasjon

Regner relaksasjon etter EK2. Punkt 3.3.2(6) gir relaksasjonsklasse 3, der man bruker målt relaksasjon ved 1000 timer lik 4%

$$\text{Relaksasjon ved 1000 timer} \quad \rho_{1000} := 4$$

$$\text{Betraktet tid i timer} \quad t := 365 \cdot 57 \cdot 24 = 499320$$

$$\text{Forhold mellom initiell spenning og fasthet} \quad \mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{02}} = 0.588612841$$

$$\text{EK2: 3.3.2(7)} \quad \Delta\sigma_{pr} := 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot -\sigma_{pi} = -27.4 \cdot \text{MPa}$$

EK2: 5.10.6(10) Relaksjonstapet påvirkes av svinn og kryp i betongen. Som forenkling kan dette kan relaksasjonstapet reduseres med en faktor lik 0.8

Prosentvis tap i armering pga relaksasjon:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot 0.8 \cdot 100 = -4.78$$

Tapp av tøyning som følge av relaksasjon:

$$\Delta\varepsilon_{p,rel} := \frac{0.8\Delta\sigma_{pr}}{E_p} = -1.07 \times 10^{-4}$$

B2.7 Totalt tap fra svinn, kryp og relaksasjon ved håndberegninger

$$\Delta\varepsilon_{csr} := \Delta\varepsilon_{p,svinn} + \Delta\varepsilon_{p,kryp} + \Delta\varepsilon_{p,rel} = -3.29 \times 10^{-4}$$

$$\text{tap}_{total} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot 0.8 \cdot 100 + \frac{(\varepsilon_{cL} - \varepsilon_{ck}) \cdot E_p}{\sigma_{pi}} \cdot 100 + \frac{\Delta\varepsilon_{p,svinn} \cdot E_p}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = -14.69$$

B3.8 Beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksasjon etter forenklet metode i EC2. Kontroll

$$\Delta\sigma_{ksr} := \frac{|\varepsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 |\Delta\sigma_{pr}| + \frac{E_p}{E_c} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{pL}|}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left[1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot (y_p - y_{tp})^2 \right]} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 95 \cdot \text{MPa} \quad \text{EC2: 5.10.6(2)}$$

$$\Delta\varepsilon_{csr,forenklet} := \frac{\Delta\sigma_{ksr}}{E_p} = 4.63 \times 10^{-4}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{ksr}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 20.69$$

B4.1. Tverrsnittsparmetre fra NovaFrame

Tverrsnittsdata hentes fra midt i sidespenn, tilsvarende snitt 1050 (profilnr)

Betongtv.snittsareal	$A_c := 4.374 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
Betong 2. areal moment	$I_c := 4.033 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$
Tyngdepunkt fra OK	$y_c := 1198 \text{ mm}$
92 spennstag	$A_p := 92 \cdot 531 \text{ mm}^2 = 48852 \cdot \text{mm}^2$
Høyde tverrsnitt	$h := 4610 \text{ mm}$
Emodul spennstag	$E_p := 205 \text{ GPa}$
Fasthet spennstål	$E_c := 26870 \text{ MPa}$
Karakteristisk Emodul betong	$f_{02} := 780 \text{ MPa}$
Kryptall 57 år	$\varphi := 2.384$
Langtids Emodul betong	$E_{cL} := \frac{E_c}{1 + \varphi} = 7940 \cdot \text{MPa}$
Tyngdepunkt spennstag fra OK	$y_p := 389.9 \text{ mm}$

For beregning av tyngdepunkt av spennstag se vedlegg D3: momentkapasitet av sidespenn

B4.2 Transformert kortidstverrsnitt

Stivhetsforhold betong/stål	$\eta := \frac{E_p}{E_c} = 7.63$
Transformert areal	$A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 4.7 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$
Transformert tyngdepunkt	$y_{tp} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 1142.29 \cdot \text{mm}$
Transformert arealmoment	$I_t := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tp})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tp} - y_p)^2 = 4.2 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$

B4.3 Transformert langtidsverrsnitt

Stivhetsforhold betong/stål	$\eta_L := \frac{E_p}{E_{cL}} = 25.82$
Transformert areal	$A_{tL} := A_c + A_p \cdot (\eta_L - 1) = 5.59 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Transformert tyngdepunkt $y_{tpL} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta_L - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_{tL}} = 1022.62 \cdot \text{mm}$

Transformert arealmoment $I_{tL} := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tpL})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tpL} - y_p)^2 = 4.03 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$

B4.4 Krefter fra NovaFrame

Moment fra egenlast $M_g := -21284 \text{ kNm}$

Moment fra superegenvekt $M_{sg} := -3106 \text{ kNm}$

Moment fra forspenning $M_{pT} := 15272 \text{ kNm}$

Moment fra kryp $M_{kryp} := 1517 \text{ kNm}$

Totalt moment $M_t := M_g + M_{sg} + M_{pT} + M_{kryp} = -7601 \cdot \text{kNm}$

Aksialkraft fra forspenning og tvangskrefter $N_t := -19165 \text{ kN}$

Oppspenning $\sigma_{n0} := 0.75 \cdot f_{02} = 585 \cdot \text{MPa}$

Initiell oppspenning etter umiddelbare tap $\sigma_{pi} := \left| \frac{N_t}{A_p} \right| = 392.31 \cdot \text{MPa}$

B4.5 Tap fra svinn

Fri svinntøyning $\epsilon_{cs} := -0.344 \cdot 10^{-3}$

Tøyning i armering pga svinn $N_s := |\epsilon_{cs}| \cdot E_p \cdot A_p = 3445.04 \cdot \text{kN}$

Tap av tøyning pga svinn $\Delta\epsilon_{p.svinn} := \epsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{cL} \cdot A_{tL}} + \frac{N_s \cdot (y_{tpL} - y_p)^2}{E_{cL} \cdot I_{tL}} = -2.23 \times 10^{-4}$

Prosentvis tap i armering pga svinn $\frac{\Delta\epsilon_{p.svinn} \cdot E_p}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = -11.66$

B4.6 Tap fra kryp

Tøyningdifferansen mellom kort- og langtidstøyninger i betongtverrsnittet er lik tøyningstap i armeringen grunnet kryp. Metode etter "Betongkonstruksjoner" av Sørensen side 245. Spenningen regnes i høyde ved armering.

$$\text{Spenning kort tid} \quad \sigma_{pk} := \frac{N_t}{A_t} - \frac{M_t - M_{kryp}}{I_t} \cdot (y_{tp} - y_p) = -2.45 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Spenning lang tid} \quad \sigma_{pL} := \frac{N_t}{A_{tL}} - \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot (y_{tpL} - y_p) = -2.24 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Tøyning i tverrsnitt kort tid} \quad \epsilon_{ck} := \frac{\sigma_{pk}}{E_c} = -0.000091075$$

$$\text{Tøyning i tverrsnitt lang tid} \quad \epsilon_{cL} := \frac{\sigma_{pL}}{E_{cL}} = -0.000281692$$

$$\text{Tøyningdifferanse} \quad \Delta\epsilon_{p.kryp} := \epsilon_{cL} - \epsilon_{ck} = -1.91 \times 10^{-4}$$

$$\text{Spenningstap} \quad \Delta\epsilon_{p.kryp} \cdot E_p = -39.08 \cdot \text{MPa}$$

Prosentvis tap i armering pga kryp

$$\frac{\Delta\epsilon_{p.kryp} \cdot E_p}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = -9.96$$

B4.7 Tap fra relaksasjon

Regner relaksasjon etter EK2. Punkt 3.3.2(6) gir relaksasjonsklasse 3, der man bruker målt relaksasjon ved 1000 timer lik 4%

$$\text{Relaksasjon ved 1000 timer} \quad \rho_{1000} := 4$$

$$\text{Betraktet tid i timer} \quad t := 365 \cdot 57 \cdot 24 = 499320$$

$$\text{Forhold mellom initiell spenning og fasthet} \quad \mu := \frac{\sigma_{pi}}{f_{02}} = 0.502958176$$

$$\text{EK2: 3.3.2(7)} \quad \Delta\sigma_{pr} := 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pi} = 17.6 \cdot \text{MPa}$$

EK2: 5.10.6(10) Relaksjonstapet påvirkes av svinn og kryp i betongen. Som forenkling i dette kan relaksjonstapet reduseres med en faktor lik 0.8

Prosentvis tap i armering pga relaksasjon:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot 0.8 \cdot 100 = 3.59$$

Tapp av tøyning som følge av relaksasjon:

$$\Delta\epsilon_{p,rel} := \frac{0.8\Delta\sigma_{pr}}{E_p} = 6.87 \times 10^{-5}$$

B4.8 Totalt tap i armering som følge av svinn, kryp og relaksasjon

$$\Delta\epsilon_{csr} := \Delta\epsilon_{p,svinn} + \Delta\epsilon_{p,kryp} + \Delta\epsilon_{p,rel} = -3.451 \times 10^{-4}$$

$\text{tap_total} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} \cdot 0.8 \cdot 100 + \frac{(\epsilon_{ck} - \epsilon_{cL}) \cdot E_p}{\sigma_{pi}} \cdot 100 + \frac{\Delta\epsilon_{p,svinn} \cdot E_p}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 25.22$

B4.9 Beregning av tidsavhengige tap pga kryp, svinn og relaksasjon etter forenklet metode i EC2. Kontroll

$$\Delta\sigma_{ksr} := \frac{|\epsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8 |\Delta\sigma_{pr}| + \frac{E_p}{E_c} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{pk}|}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left[1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot (y_{tp} - y_p)^2 \right]} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi) = 92.2 \cdot \text{MPa} \quad \text{EC2: 5.10.6 (2)}$$

$$\Delta\epsilon_{csr,forenklet} := \frac{\Delta\sigma_{ksr}}{E_p} = 4.499 \times 10^{-4}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{ksr}}{\sigma_{pi}} \cdot 100 = 23.51$$

B5.1 Vindlastklasse

Håndbok N400 pkt 5.4.3.1: Fritt frambyggbruer i ferdigtilstand er vindklasse 1, altså ubetydelig dynamisk vindlast. I byggetilstand kan ikke dynamisk lastvirkning neglisjeres.

B5.2 Vindhastighet og vindhastighetstrykk

NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009

Tabell NA.4(901.1) Referansevindhastighet for Tromsø $v_{b0} := 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

B5.2.1 Vindfaktorer og basisvindhastighet

NA.4.2(2)P (901.1) Faktor for vindøkning med høyden over havet, c_{alt}

Terskelverdi $v_0 := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Nivåkorleksjon begynner ved: $H_0 := 700\text{m}$

Maksimal nivåkorleksjon nådd ved $H_{\text{topp}} := 1300\text{m}$

Høyde over havet for byggestedet: $H_{\text{ww}} := 0\text{m}$

For $v_{b0} < v_0$: $c_{\text{alt.H}} := 1.0 + \frac{(v_0 - v_{b0}) \cdot (H - H_0)}{v_{b0} \cdot (H_{\text{topp}} - H_0)} = 0.87$

NA.4.2(2)P Normalt kan følgende faktorer settes lik

Retningsfaktor $c_{\text{dir}} := 1.0$

Nivåfaktor $c_{\text{alt}} := 1.0$

Årstidsfaktor $c_{\text{season}} := 1.0$

Med returperiode på 50 år $c_{\text{prob}} := 1.0$

NA.4.1 Formel for bestemmelse av basisvindhastighet

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b0} = 27.00 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

B5.2.2 Stedvindhastighet

Tabell NA.4.1 Terrengruhetskategori I $k_r := 0.17$

$z_0 := 0.01\text{m}$

$z_{\text{min}} := 2\text{m}$

4.3.2 Terrengruhet

Ruhetsfaktor

$$z := 41.5\text{m}$$

$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.42$$

4.3.1 Variasjon i høyde

Terrengformfaktor

$$c_0 := 1.0$$

$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 38.24 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

B5.2.3 Vindkasthastighetstrykk

4.4 Vindturbulens

Turbulensintensitet

$$k_1 := 1.0$$

$$I_v := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.12$$

4.5(1)

Lufttetthet

$$\rho_{\text{luft}} := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Basisvindhastighetstrykk

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot v_b^2 = 455.63 \text{ Pa}$$

Stedsvindhastighetstrykk

$$q_m := \frac{1}{2} \cdot \rho_{\text{luft}} \cdot v_m^2 = 913.87 \text{ Pa}$$

NA.4.5

Toppfaktor

$$k_p := 3.5$$

Vindkasthastighet

$$v_p := v_m \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v} = 51.87 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Vindkasthastighetstrykk

$$q_p := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot q_m = 1681.75 \text{ Pa}$$

Håndbok N400:

5.4.3.3 Grensetilstander og lastkombinasjoner

Vindlast med samtidig trafikklast

$$v_{p'} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_{p'} := \frac{1}{2} \rho_{\text{luft}} \cdot v_{p'}^2 = 765.63 \text{ Pa}$$

B5.2.4 Vindhastighetskontroll

NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009

NA.8.1(4)

$$v_{m'} := \frac{v_{p'}}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v}} = 25.80 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{b'} := \frac{v_{m'}}{c_r \cdot c_0} = 18.22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{b0'} := \frac{v_{b'}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 18.218 \frac{m}{s}$$

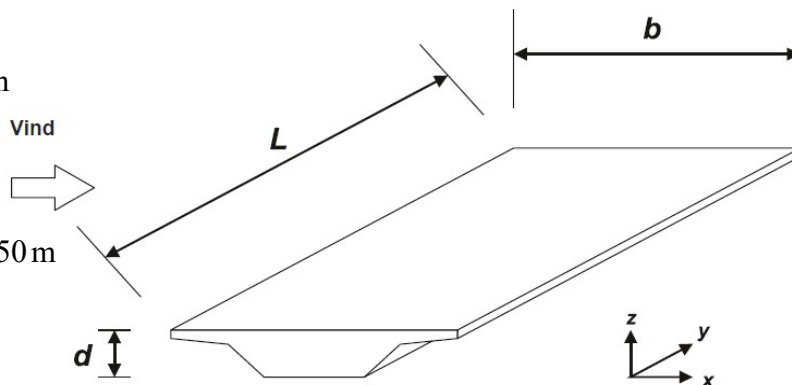
$$\text{if}(v_{b0'} < v_{b0}, \text{"OK"}, \text{"IKKEOK"}) = \text{"OK"}$$

B5.3 Vindpåvirkning på bru - uten trafikk

Variierende tverrsnittshøyde. Velger en middelhøyde pluss rekkverk

$$d_{tot} := 3m + 2.5m = 5.50m$$

$$b := 8.3m$$



Figur 8.2 – Retninger for vindpåvirkninger på bruer

8.3.3(5): Lasteksentrisitet i z-retning

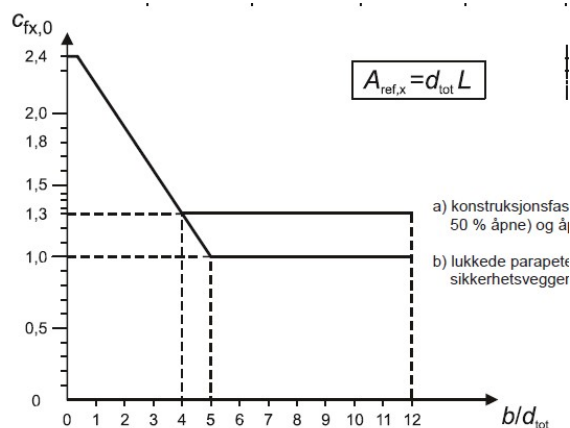
$$e_z := \frac{1}{4} = 0.25$$

Figur 8.3: Kraftfaktorer

Horizontal $c_D := 2.5 - 0.3 \cdot \frac{b}{d_{tot}} = 2.05$

Vertikal $c_L := 0.9 (\pm)$

Vridning $c_M := c_L \cdot e_z = 0.23$



Figur 8.3 – Kraftfaktorer for bruer, $c_{fx,0}$

B5.3.1 Vindkrefter på brudekket

N400 5.4.3.4: Brukonstruksjoner i vindklasse I

Horisontalkraft

$$q_D := q_p \cdot c_D \cdot d_{tot} = 18.94 \cdot \frac{kN}{m}$$

Vertikalkraft

$$q_L := q_p \cdot c_L \cdot b = 12.56 \cdot \frac{kN}{m} (\pm)$$

Vridningsmoment

$$q_M := q_p \cdot c_M \cdot b^2 = 26.07 \cdot \frac{kNm}{m}$$

B5.4 Vindpåvirkning på bru - med trafikk

5.4.3.3: Tilleggshøyde på 2 meter fra vegbanenivået.

$$d_{\text{tot}'} := 3\text{m} + 2\text{m} = 5.00\text{m}$$

Figur 8.3: Kraftfaktorer

$$c_{D'} := 2.5 - 0.3 \cdot \frac{b}{d_{\text{tot}'}} = 2.00$$

$$c_{L'} := 0.9 (\pm)$$

$$c_{M'} := c_{L'} \cdot e_z = 0.23$$

B5.4.1 Vindkrefter på brudekket med trafikklast

N400 5.4.3.4: Brukonstruksjoner i vindklasse I

Horisontalkraft	$q_{D'} := q_p' \cdot c_{D'} \cdot d_{\text{tot}'} = 7.66 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Vertikalkraft	$q_{L'} := q_p' \cdot c_{L'} \cdot b = 5.72 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} (\pm)$
Vridningsmoment	$q_{M'} := q_p' \cdot c_{M'} \cdot b^2 = 11.87 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

B5.5 Vindlast på søyler - uten trafikk

B5.5.1 Vindkastberegning for ytre brusøyler - uten trafikk

NS-EN 1991-1-4:2005/NA:2009

7.9 Sirkulære sylindere

6.1(1) Konstruksjonsfaktoren $c_s c_d$

Dynamisk beregning ikke nødvendig $c_{sCd} := 1.0$

Kinematisk viskositet $\nu_{\text{luft}} := 15 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$

Ytre søyler $l_{s,\text{ytre}} := 37.11\text{m} \quad D := 1.4\text{m}$

Søylepar $l_{s,\text{par}} := 35.75\text{m}$

$$A_{\text{ref},s} := D \cdot l = 1.40 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Toppvindhastighet ved høyde z_e $z_e := l_{s,\text{ytre}}$

4.3.2 Terrengruhet

$$c_{r,s} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 1.40$$

4.4(1) Turbulensintensitet

$$I_{v,s} := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = 0.12$$

4.3.1(1) Stedsvindhastighet

$$v_{m,s} := c_{r,s} \cdot c_0 \cdot v_b = 37.73 \frac{m}{s}$$

$$q_{m,s} := \frac{1}{2} \rho_{luft} \cdot v_{m,s}^2 = 889.51 \text{ Pa}$$

$$q_{p,s} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,s}) \cdot q_{m,s} = 1647.08 \text{ Pa}$$

Figur 7.27 (2)

$$v_{p,s} := \sqrt{\frac{2 \cdot q_{p,s}}{\rho_{luft}}} = 51.34 \frac{m}{s}$$

Reynolds nummer for sirkulære sylindere

$$Re_s := \frac{D \cdot v_{m,s}}{\nu_{luft}} = 3.52 \times 10^6$$

Utvendig formfaktor for sirkulære sylindere er utvendig formfaktor uten fri omstrømning ved endene multiplisert med endeeffekt faktoren.

$$\psi_\lambda := 1$$

Regner uten endeeffekter

Tabell 7.13: Ekvivalent ruhet for glatt betong

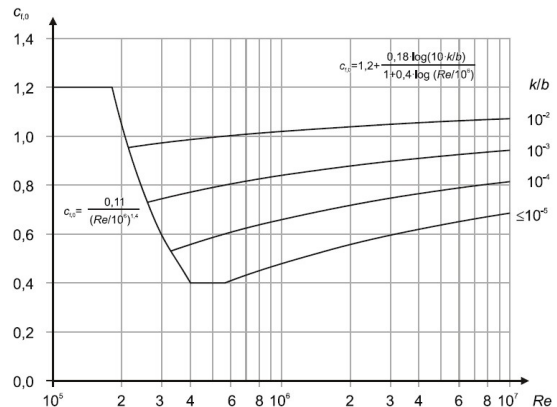
$$k_{ru} := 0.2 \text{ mm}$$

$$\frac{k_{ru}}{D} = 1.429 \times 10^{-4}$$

B5.5.2 Krafffaktor for sirkulære sylindere ordnet i rekke

Figur 7.28: Krafffaktor $c_{f,0}$ for sirkulære sylindere uten fri omstrømning ved endene og for forskjellige ekvivalente ruheter k/b

$$c_{f,s,0} := 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k_{ru}}{D}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{Re_s}{10^6}\right)} = 0.78$$



Figur 7.28 – Krafffaktor $c_{f,0}$ for sirkulære sylindere uten fri omstrømning ved endene og for forskjellige ekvivalente ruheter k/b

Avstander mellom bruas søylepar og grupper i x- og y-retning

$$a_{\text{par.x}} := 5.6\text{m} \quad a_{\text{spenn}} := 24\text{m} \quad \frac{a_{\text{par.x}}}{D} = 4.00 \quad \frac{a_{\text{spenn}}}{D} = 17.14$$

$$a_{\text{par.y}} := 4\text{m} \quad \frac{a_{\text{par.y}}}{D} = 2.86$$

Tabell 7.14: Faktor for vertikale sylindere ordnet i rekke:

Tabell 7.14 – Faktor k for vertikale sylindere ordnet i rekke

a/b	κ	
$a/b < 3,5$	1,15	
$3,5 < a/b < 30$	$\kappa = \frac{210 - \frac{a}{b}}{180}$	
$a/b > 30$	1,00	

a: avstand
b: diameter

$$\kappa_x := \frac{210 - \frac{a_{\text{par.x}}}{D}}{180} = 1.14 \quad \kappa_y := 1.15 \quad \kappa_{\text{spenn}} := \frac{210 - \frac{a_{\text{spenn}}}{D}}{180} = 1.07$$

7.9.3 Kraftfaktorer for vertikale sylindere ordnet i rekke

$$c_{f.s.x} := c_{f.s.0} \cdot \psi_{\lambda} \cdot \kappa_x = 0.89 \quad c_{f.s.y} := c_{f.s.0} \cdot \psi_{\lambda} \cdot \kappa_y = 0.90$$

$$c_{f.s.spenn} := c_{f.s.0} \cdot \psi_{\lambda} \cdot \kappa_{\text{spenn}} = 0.84$$

5.3 (2) Vindkrefter

$$q_{wx.s} := c_s C_d \cdot c_{f.s.spenn} \cdot q_{p.s} \cdot A_{\text{ref.s}} = 1.927 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{wy.s} := c_s C_d \cdot c_{f.s.x} \cdot q_{p.s} \cdot A_{\text{ref.s}} = 2.058 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

B5.5.3 Vindkastberegning for brusøylegruppe - uten trafikk

Toppvindhastighet ved høyde z_e $z_{e,par} := l_{s,par}$

4.3.2 $c_{r,par} := k_f \cdot \ln\left(\frac{z_{e,par}}{z_0}\right) = 1.39$

$$I_{v,par} := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z_{e,par}}{z_0}\right)} = 0.12$$

4.3.1 $v_{m,par} := c_{r,par} \cdot c_0 \cdot v_b = 37.55 \frac{m}{s}$

$$q_{m,par} := \frac{1}{2} \rho_{luft} \cdot v_{m,par}^2 = 881.44 \text{ Pa}$$

$$q_{p,par} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,par}) \cdot q_{m,par} = 1635.58 \text{ Pa}$$

Figur 7.27 (2) $v_{kast,par} := \sqrt{\frac{2 \cdot q_{p,par}}{\rho_{luft}}} = 51.16 \frac{m}{s}$

Reynolds nummer for sirkulære sylindere $Re_{par} := \frac{D \cdot v_{m,par}}{\nu_{luft}} = 3.51 \times 10^6$

Figur 7.28: Kraftfaktor $c_{f,0}$ for sirkulære sylindere uten fri omstrømning ved endene og for forskjellige ekvivalente ruheter k/b

$$c_{f,par,0} := 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k_{ru}}{D}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{Re_{par}}{10^6}\right)} = 0.78$$

Tabell 7.14: Faktor for vertikale sylindere ordnet i rekke:

$$\kappa_{par} := \frac{210 - \frac{a_{par,y}}{D}}{180} = 1.15$$

7.9.3 $c_{f,par,y} := c_{f,par,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \kappa_{par} = 0.90$ $c_{f,par,x} := c_{f,par,0} \cdot \psi_\lambda \cdot \kappa_x = 0.89$

5.3 (2)

$$q_{wx,par} := c_s C_d \cdot c_{f,par,y} \cdot q_{p,par} \cdot A_{ref,s} = 2.054 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$q_{wy,par} := c_s C_d \cdot c_{f,par,x} \cdot q_{p,par} \cdot A_{ref,s} = 2.043 \cdot \frac{kN}{m}$$

B5.6 Vindlast på brusøyler - med trafikk**B5.6.1 Vindkastberegning for ytre brusøyler - med trafikk**

$$4.3.1 \quad v_{m.s'} := c_{r.s} \cdot c_0 \cdot v_{b'} = 25.45 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_{m.s'} := \frac{1}{2} \rho_{\text{luft}} \cdot v_{m.s'}^2 = 404.95 \text{ Pa}$$

$$q_{p.s'} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v.s}) \cdot q_{m.s'} = 749.84 \text{ Pa}$$

$$\text{Figur 7.27 (2)} \quad v_{p.s'} := \sqrt{\frac{2 \cdot q_{p.s'}}{\rho_{\text{luft}}}} = 34.64 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\text{Reynolds nummer for sirkulære sylindere} \quad Re_{s'} := \frac{D \cdot v_{m.s'}}{\nu_{\text{luft}}} = 2.38 \times 10^6$$

Figur 7.28: Kraftfaktor $c_{f,0}$ for sirkulære sylindere uten fri omstrømning ved endene og for forskjellige ekvivalente ruheter k/b

$$c_{f.s,0'} := 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k_{ru}}{D}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{Re_{s'}}{10^6}\right)} = 0.75$$

$$7.9.3 \quad c_{f.s,x'} := c_{f.s,0'} \cdot \psi_{\lambda} \cdot \kappa_x = 0.86 \quad c_{f.s,y'} := c_{f.s,0'} \cdot \psi_{\lambda} \cdot \kappa_y = 0.87$$

$$c_{f.s,spenn'} := c_{f.s,0'} \cdot \psi_{\lambda} \cdot \kappa_{spenn} = 0.81$$

$$5.3 (2) \quad q_{wx.s'} := c_s c_d \cdot c_{f.s,spenn'} \cdot q_{p.s'} \cdot A_{ref.s} = 0.849 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{wy.s'} := c_s c_d \cdot c_{f.s,x'} \cdot q_{p.s'} \cdot A_{ref.s} = 0.907 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

B5.6.2 Vindkastberegning for brusøylegruppe - med trafikk

$$4.3.1 \quad v_{m.par'} := c_{r.par} \cdot c_0 \cdot v_{b'} = 25.34 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$q_{m.par'} := \frac{1}{2} \rho_{\text{luft}} \cdot v_{m.par'}^2 = 401.28 \text{ Pa}$$

$$q_{p.par'} := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v.par}) \cdot q_{m.par'} = 744.60 \text{ Pa}$$

Figur 7.27 (2) $v_{\text{kast.par}'} := \sqrt{\frac{2 \cdot q_{\text{p.par}'}}{\rho_{\text{luft}}}} = 34.52 \frac{\text{m}}{\text{s}}$

Reynolds nummer for sirkulære sylindere $Re_{\text{par}'} := \frac{D \cdot v_{\text{m.par}'}}{\nu_{\text{luft}}} = 2.36 \times 10^6$

Figur 7.28: *Kraffaktor $c_{f,0}$ for sirkulære sylindere uten fri omstrømning ved endene og for forskjellige ekvivalente ruheter k/b*

$$c_{f,\text{par}.0}' := 1.2 + \frac{0.18 \cdot \log\left(10 \cdot \frac{k_{\text{ru}}}{D}\right)}{1 + 0.4 \cdot \log\left(\frac{Re_{\text{par}'}}{10^6}\right)} = 0.75$$

Tabell 7.14: *Faktor for vertikale sylindere ordnet i rekke:*

7.9.3 $c_{f,\text{par}.y}' := c_{f,\text{par}.0}' \cdot \psi_{\lambda} \cdot \kappa_{\text{par}} = 0.8 \cdot c_{f,\text{par}.x}' := c_{f,\text{par}.0}' \cdot \psi_{\lambda} \cdot \kappa_x = 0.86$

5.3 (2)

$$q_{\text{wx.par}'} := c_s C_d \cdot c_{f,\text{par}.y}' \cdot q_{\text{p.par}'} \cdot A_{\text{ref.s}} = 0.905 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{wy.par}'} := c_s C_d \cdot c_{f,\text{par}.x}' \cdot q_{\text{p.par}'} \cdot A_{\text{ref.s}} = 0.900 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

B6. BEREGNING AV SVINN - EKSEMPEL

Beregning av fri svinntøyning er gjort etter NS 3473. For uttørkningsomreks, U, inngår utvendig og innvendig omkrets. Brua har åpning i kasse i midtfelt, brukassen kan dermed også tørke fra innside. I dette regneeksemplet er det brukt et "gjennomsnittlig" tverrsnitt midt i mellom støtte og felt (snitt 619). I NovaFrame er det regnet ut fri svinntøyning for hvert element i Excel, men det blir ikke vist her.

B6.1. Tverrsnittsparetere

Betongenstverrsnittets areal	$A_c := 4.189 \times 10^6 \text{ mm}^2$
Bredde av topplate	$b_{\text{plate}} := 8300 \text{ mm}$
Bredde utstikkende flens	$b_{\text{flens}} := 1100 \text{ mm}$
Tykkelse topplate	$t_{\text{plate}} := 230 \text{ mm}$
Tykkelse bunnplate	$t_{\text{bplate}} := 200 \text{ mm}$
Tverrsnittshøyde	$h := 2466 \text{ mm}$
Innvendig avstand mellom steg	$a_{\text{steg}} := 2 \cdot 2700 \text{ mm}$
Bredde bunnplate	$b_{\text{bplate}} := a_{\text{steg}} + 2 \cdot 350 \text{ mm} = 6100 \cdot \text{mm}$
Omkrets utsatt for uttørkning	$U := b_{\text{plate}} + 2 \cdot b_{\text{flens}} + 2 \cdot t_{\text{plate}} + 2 \cdot a_{\text{steg}} \dots = 31932 \cdot \text{mm}$ $+ 2 \cdot (h - t_{\text{plate}} - t_{\text{bplate}}) + b_{\text{bplate}}$

B6.2. Beregning av svinn etter NS 3473 A9.3.2

Betongens alder i døgn	$t := 365 \cdot 57 = 20805$
Betongens alder i døgn ved start uttørkning	$t_s := 4$
Relativ fuktighet i prosent	$RH := 70$
Effektiv tverrsnittstykkelse	$h_0 := 2 \cdot \frac{A_c}{U} = 262.370036327 \cdot \text{mm}$
Tidsavhengighet	$\beta_s := \left[\frac{t - t_s}{0.035 \cdot \left(\frac{h_0}{\text{mm}} \right)^2 + t - t_s} \right]^{0.5} = 0.95$
	$\epsilon_s := -550 \cdot 10^{-6} \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] = -3.6135 \times 10^{-4}$
Fri svinntøyning	$\epsilon_{cs} := \epsilon_s \cdot \beta_s \cdot 1000 = -0.342 \quad \%$

B7. BEREGNING AV KRYP - EKSEMPEL SEKSJON A**B7.1. Tverrsnittsparemetere**

Effektiv tverrsnittstykkelte fra
svinnberegninger $h_0 := 262.37$

B7.2. Beregning av kryp etter NS 3473 A9.3.2

Betongens alder i dogn $t := 365 \cdot 57 = 20805$

Betongens alder i dogn ved
pålantning $t_0 := 4$

Relativ fuktighet i prosent $RH := 70$

Karakteristisk sylinderefasthet
for B440, etter R412: $f_{cck} := 32$

$$\varphi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.08 \cdot (h_0)^{\frac{1}{3}}} = 1.586$$

$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck}}} = 0.959$$

$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.735$$

$$\beta_h := 1.5 \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50} \right)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 = 663.715$$

$$\beta_c := \left(\frac{t - t_0}{\beta_h + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.991$$

Kryptall etter 57 år:

$$\varphi := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 2.613$$

Vedlegg C

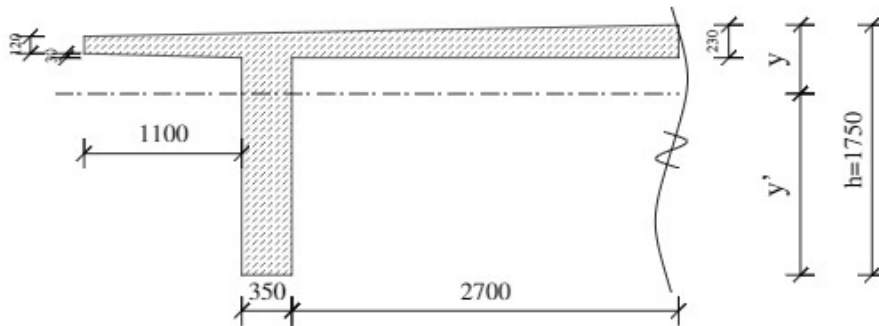
Verifikasjon av modellen

C1 Tverrsnittsberegninger

C2 Verifikasjon av spenntap

C1.1. BEREGNING AV AREAL

Kontrollerer tverrsnitt på midten av hovedspennet, tilsvarende snitt 0 eller node 2141.



$$b := 8300\text{mm} \quad h := 1750\text{mm}$$

$$h_w := 1520\text{mm} \quad t_w := 350\text{mm}$$

Utkragerlengde $u := 1.1\text{m}$

Tykkelse ved fkant $t_{\text{kant}} := 120\text{mm}$

Økt tykkelse UK innspenning $t_{\text{uk}} := 30\text{mm}$

Økt tykkelse OK midten $t_{\text{ok1}} := 80\text{mm}$

Økt tykkelse OK innspenning $t_{\text{ok}} := u \cdot \frac{t_{\text{ok1}}}{0.5 \cdot b} = 21.2 \cdot \text{mm}$

Tykkelse (høyde) ved innspenning $h_{\text{innsp}} := t_{\text{kant}} + t_{\text{uk}} + t_{\text{ok}} = 171 \cdot \text{mm}$

Ligning for flenshøyden $y_{\text{ok}}(x) := x \cdot \frac{53}{2750}$

$$y_{\text{ok}}(1100\text{mm}) = 21.2 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{ok}}(4150\text{mm}) = 80 \cdot \text{mm} \quad y_{\text{uk}}(x) := x \cdot \frac{3}{110}$$

Kontroll av høyde i senter $h_{\text{midt}} := y_{\text{ok}}(4150\text{mm}) + y_{\text{uk}}(1100\text{mm}) + t_{\text{kant}} = 230 \cdot \text{mm}$

$$y_{\text{uk}}(1100\text{mm}) = 30 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{steg}} := h_w \cdot 350\text{mm} = 532000 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{topp}} := t_{\text{kant}} \cdot b + t_{\text{uk}} \cdot u + t_{\text{ok1}} \cdot 0.5 \cdot b + t_{\text{uk}} \cdot (b - 2 \cdot u) = 1544000 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{tot}} := 2A_{\text{steg}} + A_{\text{topp}} = 2608000 \cdot \text{mm}^2$$

Gjennomsnittstykkelse for bruplate ved beregninger med forenklet tverrsnitt:

$$t_{\text{bp.snitt}} := \frac{A_{\text{topp}}}{b} = 186 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{forenklet}} := 2A_{\text{steg}} + 186 \text{mm} \cdot b = 2.608 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

C1.2. BEREGNING AV TYNGDEPUNKT

Her henvises det til figuren over. y er avstanden til tverrsnittsdelens tyngdepunkt fra UK. Her deles bruplata inn i fire deler, der del 1 er trekanten på 30 mm x 1100 mm, del 2 er rektangelet med 120 mm x 4150 mm, del 3 er trekanten med 80 mm x 4150 mm og del 4 er rektangelet med 30 mm x 3050 mm.

$$y_{\text{steg}} := \frac{h_{\text{w}}}{2} = 760 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{bp1}} := h_{\text{w}} + \frac{2}{3} \cdot 30 \text{mm} = 1540 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{bp2}} := h_{\text{w}} + 30 \text{mm} + \frac{1}{2} \cdot 120 \text{mm} = 1610 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{bp3}} := h_{\text{w}} + 30 \text{mm} + 120 \text{mm} + \frac{1}{3} \cdot 80 \text{mm} = 1697 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{bp4}} := h_{\text{w}} + 0.5 \cdot 30 \text{mm} = 1535 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{bp1}} := \frac{1.1 \text{m} \cdot 30 \text{mm}}{2}$$

$$A_{\text{bp2}} := 120 \text{mm} \cdot 4.15 \text{m}$$

$$A_{\text{bp3}} := \frac{1}{2} \cdot 4.15 \text{m} \cdot 80 \text{mm}$$

$$A_{\text{bp4}} := 3.05 \text{m} \cdot 30 \text{mm}$$

$$A_{\text{bp}} := A_{\text{bp1}} + A_{\text{bp2}} + A_{\text{bp3}} + A_{\text{bp4}} = 0.772 \text{m}^2$$

Tyngdepunktet fra underkant av tverrsnittet finnes som

$$y_{\text{tp}} := \frac{y_{\text{bp1}} \cdot A_{\text{bp1}} + y_{\text{bp2}} \cdot A_{\text{bp2}} + y_{\text{bp3}} \cdot A_{\text{bp3}} + y_{\text{bp4}} \cdot A_{\text{bp4}} \dots + y_{\text{steg}} \cdot A_{\text{steg}}}{A_{\text{bp}} + A_{\text{steg}}} = 1268.1 \cdot \text{mm}$$

$$y_{\text{o}} := h - y_{\text{tp}} = 481.894810838 \cdot \text{mm}$$

C1.3. ANNET AREALMOMENT

$$I_{\text{steg}} := \frac{t_w \cdot h_w^3}{12} + A_{\text{steg}} \cdot (y_{\text{steg}} - y_{\text{tp}})^2 = 2.398 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{\text{bp1}} := \frac{u \cdot t_{\text{uk}}^3}{36} + A_{\text{bp1}} \cdot (y_{\text{bp1}} - y_{\text{tp}})^2 = 1.221 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{\text{bp2}} := \frac{\frac{b}{2} \cdot t_{\text{kant}}^3}{12} + A_{\text{bp2}} \cdot (y_{\text{bp2}} - y_{\text{tp}})^2 = 5.881 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{\text{bp3}} := \frac{4.15m \cdot t_{\text{ok1}}^3}{36} + A_{\text{bp3}} \cdot (y_{\text{bp3}} - y_{\text{tp}})^2 = 3.055 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{\text{bp4}} := \frac{(b - 2u) \cdot t_{\text{uk}}^3}{12} + A_{\text{bp4}} \cdot (y_{\text{bp4}} - y_{\text{tp}})^2 = 6.532 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4$$

$$I_x := 2(I_{\text{steg}} + I_{\text{bp1}} + I_{\text{bp2}} + I_{\text{bp3}} + I_{\text{bp4}}) = 6.738 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$x_{\text{tp}} := \frac{b}{2} = 4150 \cdot \text{mm}$$

$$x_{\text{steg1}} := u + \frac{t_w}{2} = 1275 \cdot \text{mm}$$

$$x_{\text{steg2}} := b - u - \frac{t_w}{2} = 7025 \cdot \text{mm}$$

$$x_{\text{bp1}} := \frac{2}{3}u = 733 \cdot \text{mm}$$

$$x_{\text{bp11}} := b - x_{\text{bp1}} = 7567 \cdot \text{mm}$$

$$x_{\text{bp2}} := \frac{b}{2} = 4150 \cdot \text{mm}$$

$$x_{\text{bp3}} := \frac{2}{3} \cdot \frac{b}{2} = 2767 \cdot \text{mm}$$

$$x_{\text{bp33}} := b - x_{\text{bp3}} = 5533 \cdot \text{mm}$$

$$x_{\text{bp4}} := \frac{b}{2} = 4150 \cdot \text{mm}$$

$$I_{y.steg1} := \frac{t_w^3 \cdot h_w}{12} + A_{steg} \cdot (x_{steg1} - x_{tp})^2 = 4.403 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y.steg2} := \frac{t_w^3 \cdot h_w}{12} + A_{steg} \cdot (x_{steg2} - x_{tp})^2 = 4.403 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y.bp1} := \frac{u^3 \cdot t_{uk}}{36} + A_{bp1} \cdot (x_{bp1} - x_{tp})^2 = 1.937 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y.bp11} := \frac{u^3 \cdot t_{uk}}{36} + A_{bp1} \cdot (x_{bp11} - x_{tp})^2 = 1.937 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y.bp2} := \frac{b^3 \cdot t_{kant}}{12} + 2A_{bp2} \cdot (x_{bp2} - x_{tp})^2 = 5.718 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y.bp3} := \frac{\left(\frac{b}{2}\right)^3 \cdot t_{ok1}}{36} + A_{bp3} \cdot (x_{bp3} - x_{tp})^2 = 4.765 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y.bp33} := \frac{\left(\frac{b}{2}\right)^3 \cdot t_{ok1}}{36} + A_{bp3} \cdot (x_{bp33} - x_{tp})^2 = 4.765 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_{y.bp4} := \frac{(b - 2u)^3 \cdot t_{uk}}{12} + 2A_{bp4} \cdot (y_{bp4} - y_{tp})^2 = 5.805 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$I_y := I_{y.steg1} + I_{y.steg2} + I_{y.bp1} + I_{y.bp11} \dots = 1.644 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4 \\ + I_{y.bp2} + I_{y.bp3} + I_{y.bp33} + I_{y.bp4}$$

C1.4. MOTSTANDSMOMENT

$$W_o := \frac{I_x}{y_o} = 1.398 \cdot \text{m}^3$$

$$W_u := \frac{I_x}{y_{tp}} = 0.531 \cdot \text{m}^3$$

C2.1.TVERRSNITTSPARAMETERE FRA NOVAFRAME

Verifikasjon av spennkraft gjøres i det korteste kabelparet 1-2 over støtte, tilsvarende snitt 599. Verifikasjon ble gjort tidlig i oppgaven, slik at noen laster og kryptall er litt annerledes. Men det ikke av betydning siden det er en verifikasjon for å kontrollere om programmet regner som tilte

Betongtv.snittsareal	$A_c := 5.690 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$
Betong 2. areal moment	$I_c := 1.743 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$
Tyngdepunkt fra OK	$y_c := 2195.8 \text{ mm}$
104 spennstag	$A_p := 104.531 \text{ mm}^2$
Høyde tverrsnitt	$h := 4610 \text{ mm}$
Emodul spennstag	$E_p := 205 \text{ GPa}$
Fasthet spennstål	$E_c := 26870 \text{ MPa}$
Karakteristisk Emodul betong	$f_{02} := 780 \text{ MPa}$
Kryptall 57 år	$\varphi := 2.103$
Langtids Emodul betong	$E_{cL} := \frac{E_c}{1 + \varphi} = 8659 \cdot \text{MPa}$
Tyngdepunkt spennstag fra OK	$y_p := 235 \text{ mm}$

For beregning av tyngdepunkt av spennstag se vedlegg D1: momentkapasitet støtte

C2.2 TRANSFORMERT KORTIDSTVERRSNITT

Stivhetsforhold betong/stål	$\eta := \frac{E_p}{E_c} = 7.63$
Transformert areal	$A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 6.06 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$
Transformert tyngdepunkt	$y_{tp} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 2077.27 \cdot \text{mm}$
Transformert arealmoment	$I_t := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tp})^2 \dots = 1.86 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$ $+ A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tp} - y_p)^2$

C2.3 TRANSFORMERT LANGTIDSTVERRSNITT

$$\text{Stivhetsforhold betong/stål} \quad \eta_L := \frac{E_p}{E_{cL}} = 23.67$$

$$\text{Transformert areal} \quad A_{tL} := A_c + A_p \cdot (\eta_L - 1) = 6.94 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{Transformert tyngdepunkt} \quad y_{tpL} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta_L - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_{tL}} = 1842.13 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Transformert arealmoment} \quad I_{tL} := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tpL})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tpL} - y_p)^2 = 1.77 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

C2.5 KREFTER FRA NOVAFRAME

$$\text{Oppspenningskraft} \quad \sigma_{p0} := 0.75 \cdot f_{02} = 585 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Initiell spenning i kabel 1-4 NovaFrame} \quad \sigma_{pm0} := 466.44 \text{MPa}$$

$$\text{Laster fra egenlaster, svinn og kryp} \quad M := 83681 \text{kNm}$$

$$\text{Aksialkraft fra forspenning} \quad N_t := -A_p \cdot \sigma_{pm0} = -25759 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Moment fra egenlast, svinn, kryp og oppspenning} \quad M_t := M + N_t \cdot (y_{tp} - y_p) = 36227 \cdot \text{kNm}$$

C2.6 FRIKSJONSTAP ETTER EK2

$$\text{Horisontallengde spennkabel} \quad L_{\text{kabel}} := 18 \text{m}$$

$$\text{Betraktet snitt, lengde fra forankring} \quad x := 8 \text{m}$$

$$\text{Pilhøyde kabel, se tegningsgrunnlag} \quad e_{\text{pil}} := 2890 \text{mm} - 1030 \text{mm} = 1860 \cdot \text{mm}$$

ETA-05/123: DYWIDAG Systems:

$$\text{Friksjonskoeffisient} \quad \mu := 0.5$$

$$\text{Vinkelendring for en parabel} \quad \theta := \frac{8 \cdot e_{\text{pil}} \cdot x}{L_{\text{kabel}}^2} = 0.37$$

$$\text{Tillegskrumning} \quad \kappa := 0.0087 \text{m}^{-1}$$

EK2:5.10.5.2(1):

Tap pga friksjon ved støtte $\Delta\sigma_{\mu} := \sigma_{p0} \cdot \left[1 - e^{-\mu \cdot (\theta + \kappa \cdot x)} \right] = 114.82 \cdot \text{MPa}$

C2.7 LÅSETAP

Beregner låsetap etter eksempel i boka til Sørensen, "Betongkonstruksjoner".

Glidning ved låsing $\Delta l_{\text{lås}} := 1.7 \text{mm} \quad (\text{ETA-05/123})$

Tap av tøyning $\Delta \epsilon_{\text{lås}} := \frac{\Delta l_{\text{lås}}}{L_{\text{kabel}}} = 9.44 \times 10^{-5}$

Tøyning pga oppspenning $\epsilon_{\text{p.jekk}} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 2.85 \times 10^{-3}$

Tap pga låsing $\Delta \sigma_{\text{p.lås}} := \frac{\Delta \epsilon_{\text{lås}}}{\epsilon_{\text{p.jekk}}} \cdot \sigma_{p0} = 19.36 \cdot \text{MPa}$

Siden låsetapet skjer ved forankring på jekkeside kan vi sjekke hvor tapet er null i spennkabeleir

$$0.5 \cdot \Delta \sigma_{\text{p.lås}} = \sigma_{p0} \cdot \mu \cdot x_0 \cdot \left(\frac{8e_{\text{pil}}}{L_{\text{kabel}}^2} + \kappa \right)$$

Avstand fra forankring ved jekk $x_0 := 605.86 \text{mm}$

Grunnet høy friksjonskoeffisient og liten glidning ved låsing vil tapet være innenfor 61 cm fra je
Låsetap berører derfor ikke betraktet snitt og initiell oppspenning inneholder bare tap fra friksjon
ved støtte

Initiell spenning:

$$\sigma_{\text{pi.analytisk}} := \sigma_{p0} - \Delta \sigma_{\mu} = 470.18 \cdot \text{MPa}$$

C2.8 TAP FRA SVINN

Fri svinntøyning $\epsilon_{\text{cs}} := -0.344 \cdot 10^{-3}$

Kraft i armering pga tøyning $N_s := |\epsilon_{\text{cs}}| \cdot E_p \cdot A_p = 3894.4 \cdot \text{kN}$

Tap pga svinn $\Delta \epsilon_{\text{p.svinn}} := \epsilon_{\text{cs}} + \frac{N_s}{E_{\text{cL}} \cdot A_{\text{tL}}} + \frac{N_s \cdot (y_{\text{tpL}} - y_p)^2}{E_{\text{cL}} \cdot I_{\text{tL}}} = -2.135 \times 10^{-4}$

Tap fra svinn $\Delta \sigma_{\text{p.svinn}} := \Delta \epsilon_{\text{p.svinn}} \cdot E_p = -43.76 \cdot \text{MPa}$

C2.9 TAP FRA KRYP

Tøyningdifferansen mellom kort- og langtidstøyninger i betongtverrsnittet er lik tøyningstap i armeringen grunnet kryp. Metode etter "Betongkonstruksjoner" av Sørensen side 245. Spenningen regnes i høyde ved armering.

$$\text{Spenning i høyde ved spennarmering} \quad \sigma_{pk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t}{I_t} \cdot (y_{tp} - y_p) = -0.66 \cdot \text{MPa}$$

kort tid

$$\text{Spenning i høyde ved spennarmering} \quad \sigma_{pL} := \frac{N_t}{A_{tL}} + \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot (y_{tpL} - y_p) = -0.41 \cdot \text{MPa}$$

lang tid

$$\text{tøyning kortid} \quad \epsilon_{ck} := \left| \frac{\sigma_{pk}}{E_c} \right| = 0.000024704$$

$$\text{tøyning langtid} \quad \epsilon_{cL} := \left| \frac{\sigma_{pL}}{E_{cL}} \right| = 0.000047859$$

$$\text{tap av tøyningdifferanse} \quad \Delta\epsilon_{p.kryp} := \epsilon_{cL} - \epsilon_{ck} = 2.32 \times 10^{-5}$$

$$\text{Tap av spenning pga kryp} \quad \Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\epsilon_{p.kryp} \cdot E_p = 4.75 \cdot \text{MPa}$$

C2.10 TAP FRA RELAKSASJON

Regner relaksasjon etter EK2. Punkt 3.3.2(6) gir relaksasjonsklasse 3, der man bruker målt relaksasjon ved 1000 timer lik 4%

$$\text{Relaksasjon ved 1000 timer} \quad \rho_{1000} := 4$$

$$\text{Betraktet tid i timer} \quad t := 365 \cdot 57 \cdot 24 = 499320$$

$$\text{Forhold mellom initiell spenning og} \quad \nu := \left| \frac{\sigma_{pm0}}{f_{02}} \right| = 0.598$$

fasthet

$$\text{EK2: 3.3.2(7)} \quad \Delta\sigma_{pr} := 1.98 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{8 \cdot \nu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75 \cdot (1-\nu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm0} = 28.8 \cdot \text{MPa}$$

EK2: 5.10.6(10) Relaksjonstapet påvirkes av svinn og kryp i betongen. Som forenkling i dette kan relaksjonstapet reduseres med en faktor lik 0.8

Prosentvis tap i armering pga relaksasjon:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} \cdot 0.8 \cdot 100 = 4.93$$

Tapp av tøyning som følge av relaksasjon:

$$\Delta\epsilon_{p,rel} := \frac{0.8\Delta\sigma_{pr}}{E_p} = 1.12 \times 10^{-4}$$

C2.10 TOTALT TAP I ARMERING FRA SVINN, KRYP OG RELAKSASJON

Samlet tap fra langtidseffekter $\Delta\epsilon_{ksr} := \Delta\epsilon_{p,rel} + \Delta\epsilon_{p,kryp} + \Delta\epsilon_{p,svinn} = -7.808 \times 10^{-5}$

$\text{tap_total} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} \cdot 0.8 \cdot 100 + \frac{(\epsilon_{ck} - \epsilon_{cL}) \cdot E_p}{\sigma_{pm0}} \cdot 100 + \frac{\Delta\epsilon_{p,svinn} \cdot E_p}{\sigma_{pm0}} \cdot 100 = 15.33$
--

C2.11 BEREGNING AV TIDSAVHENGIGE TAP ETTER FORENKLET METODE. KONTROLL

$$\Delta\sigma_{ksr} := \frac{|\epsilon_{cs}| \cdot E_p + 0.8\Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_c} \cdot \varphi \cdot |\sigma_{pk}|}{1 + \frac{E_p}{E_c} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left[1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot (y_{tp} - y_p)^2 \right] \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi)} = 73.4 \cdot \text{MPa} \quad \text{EC2: 5.10.6 (2)}$$

$$\Delta\epsilon_{csr} := \frac{\Delta\sigma_{ksr}}{E_p} = 3.582 \times 10^{-4}$$

$$\frac{\Delta\sigma_{ksr}}{\sigma_{pm0}} \cdot 100 = 15.74$$

Vedlegg D

Kapasitet i lengderetning

D1 Momentkapasitet over støtte

D2 Momentkapasitet i hovedfelt

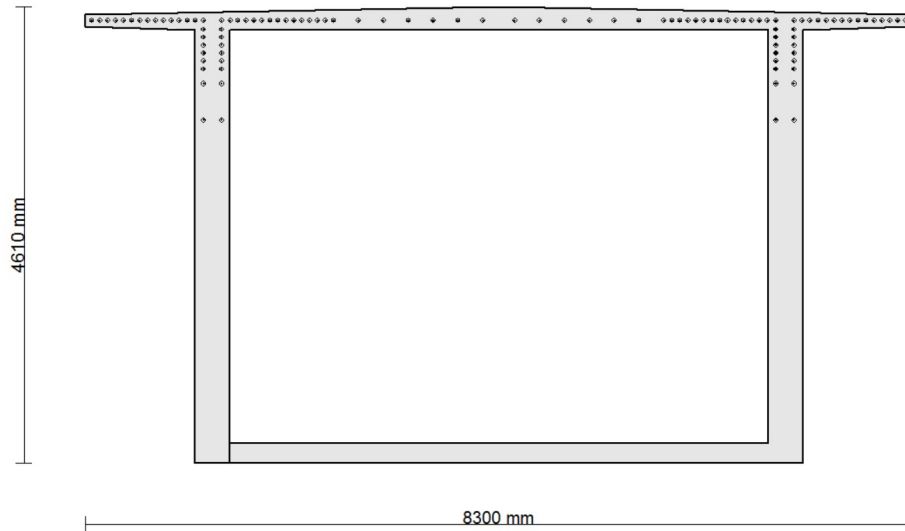
D3 Momentkapasitet for sidespenn

D4 Skjærkapasitet

D5 Torsjonskapasitet

D1.1. TVERRSNITTS- OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes for akse 34, tilsvarende snitt 14 eller ved node 2001.



Akse 34 / Snitt 14: $A_c := 5.69 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$ (fra NovaFrame)

Toppflens: $t_{tf} := 230 \text{ mm}$
 $b_{tf} := 8300 \text{ mm}$
 $t_{tf,avg} := \frac{t_{tf} - 8 \text{ mm} + 150 \text{ mm}}{2} = 186 \cdot \text{mm}$ (forenklet fra trapes)

$h := 4610 \text{ mm}$

Bunnflens: $t_{bf} := 200 \text{ mm}$
 $b_{bf} := 5400 \text{ mm}$

Steg: $t_w := 350 \text{ mm}$
 $b_w := 2 \cdot t_w = 700 \cdot \text{mm}$
 $h_w := h - t_{tf,avg} = 4424 \cdot \text{mm}$

Tyngdepunkt fra UK:

$$A_{bruplate} := t_{tf,avg} \cdot b_{tf} = 1.5 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2 \quad y_{bruplate} := h - t_{tf,avg} \cdot 0.5 = 4517 \cdot \text{mm}$$

$$A_{steg} := t_w \cdot h_w = 1.5 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2 \quad y_{steg} := h_w \cdot 0.5 = 2212 \cdot \text{mm}$$

$$A_{bunnplate} := t_{bf} \cdot b_{bf} = 1.1 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2 \quad y_{bunnplate} := t_{bf} \cdot 0.5 = 100 \cdot \text{mm}$$

$$y_{tp} := \frac{y_{bruplate} \cdot A_{bruplate} + y_{steg} \cdot A_{steg} \cdot 2 + y_{bunnplate} \cdot A_{bunnplate}}{A_{bruplate} + A_{steg} \cdot 2 + A_{bunnplate}} = 2435.3 \cdot \text{mm}$$

Håndbok R412 Bruklassifisering:

Tabell 4.2-1 Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål

Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.25$
Elastisitetsmodul:	$E_p := 205\text{GPa}$

Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956):

	Mindestfestigkeit := $10500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	Streckgrenze := $8000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	$\beta_{0.2} := \text{Streckgrenze} \cdot g = 784.5 \cdot \text{MPa}$
Tilsvarende fasthet:	$f_{02} := 780\text{MPa}$

R412, 4.2.2 Dimensjonerende spennarmeringsfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 624 \cdot \text{MPa}$$

Slakkarmering,	$\phi_s := 13\text{mm}$
CSF 50	
Ks 50	$E_s := 200\text{GPa}$

Tabell 4.2-3 Armeringens karakteristiske fasthet, f_{sk}

	$f_{sk} := 500\text{MPa}$
Dimensjonerende	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \cdot \text{MPa}$
Flyt i armering	$\epsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$

D1.1.3 BETONG B440

Tabell 4.2-2 Betongens konstruksjonsfasthet for trykk, f_{cn}

Tabellen oppgir tilsvarende fasthetsklasser for NS 3473. Her finnes kun for B400 og B450. Velger å bruke C40.

Konstr.fasthet (trykk):	$f_{cn} := 25.2\text{MPa}$
----------------------------	----------------------------

Tabell 4.2-1 Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål

Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.4$
Trykkbrudd:	$\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

NS 3473:1998:

10.4.2 Betongens dimensjonerende fastheter

Dim. trykkfasthet: $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 18 \cdot \text{MPa}$

D1.2. ARMERINGSBEREGNINGER

D1.2.1 SPENNARMERING

Bruker beregnet spennarmeringstap fra kryp, svinn og relaksasjon over støtte.

$$\Delta \epsilon_{\text{tap}} := 0.3164 \cdot 10^{-3}$$

Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956):

Oppspenning: $\sigma_{p0} := 0.75 \cdot f_{02} = 585 \cdot \text{MPa}$

Initiell spennkraft: $P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = 29195.8 \cdot \text{kN}$

Initiell tøyning: $\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 2.85 \times 10^{-3}$

Effektiv tøyningdiff.
/ forhåndstøyning: $\epsilon_{p0'} := \epsilon_{p0} - \Delta \epsilon_{\text{tap}} = 2.54 \times 10^{-3}$

Flytetøyning: $\epsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} = 3.04 \times 10^{-3}$

Fellestøyning: $\Delta \epsilon_p := \epsilon_p - \epsilon_{p0'} = 5.07 \times 10^{-4}$

Tyngdepunkt til spennarmeringen, avstand fra overkant

$$y_p := \frac{\left[\begin{array}{l} 2 \cdot (36 - 5) \cdot y_{ok} + 4 \cdot (y_{ok} + 90\text{mm}) \dots \\ + 4 \cdot (y_{ok} + 170\text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 250\text{mm}) \dots \\ + 4 \cdot (y_{ok} + 330\text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 410\text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 490\text{mm}) \dots \\ + 4 \cdot (y_{ok} + 640\text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 890\text{mm}) \end{array} \right] \cdot A_{p,\text{stag}}}{A_p} = 235.1 \cdot \text{m}$$

Effektiv høyde fra trykkrand til armering: $d_p := h - y_p = 4374.9 \cdot \text{mm}$

D1.2.2 SLAKKARMERING**Horisontalarmering brubaneplate (strekkarmering) - M584**

Overdekning: $c_{\text{nom}} := 20\text{mm}$

Senteravstand: $s_1 := 15\text{cm}$

Effektiv høyde OK: $d_{\text{ok}} := h - c_{\text{nom}} - \phi_s - \frac{\phi_s}{2} = 4570.5 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde UK: $d_{\text{uk}} := \left(h - t_{\text{f.avg}} + c_{\text{nom}} + \phi_s \right) + \frac{\phi_s}{2} = 4463.5 \cdot \text{mm}$

Armeringsmengde OK: $A_{\text{s.ok}} := 2 \cdot 9 \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 2389.2 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde UK: $A_{\text{s.uk}} := 2 \cdot (20 - 8) \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 3185.6 \cdot \text{mm}^2$

Strekkarmering: $A_s := A_{\text{s.uk}} + A_{\text{s.ok}} = 5574.8 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv høyde: $d := \frac{A_{\text{s.ok}} \cdot d_{\text{ok}} + A_{\text{s.uk}} \cdot d_{\text{uk}}}{A_{\text{s.ok}} + A_{\text{s.uk}}} = 4509.4 \cdot \text{mm}$

Armering bunnplate (trykkarmering) - M589

Senteravstand: $s_2 := 35\text{cm}$

Effektiv høyde OK: $d'_{\text{ok}} := t_{\text{bf}} - c_{\text{nom}} - \phi_s - \frac{\phi_s}{2} = 160.5 \cdot \text{mm}$

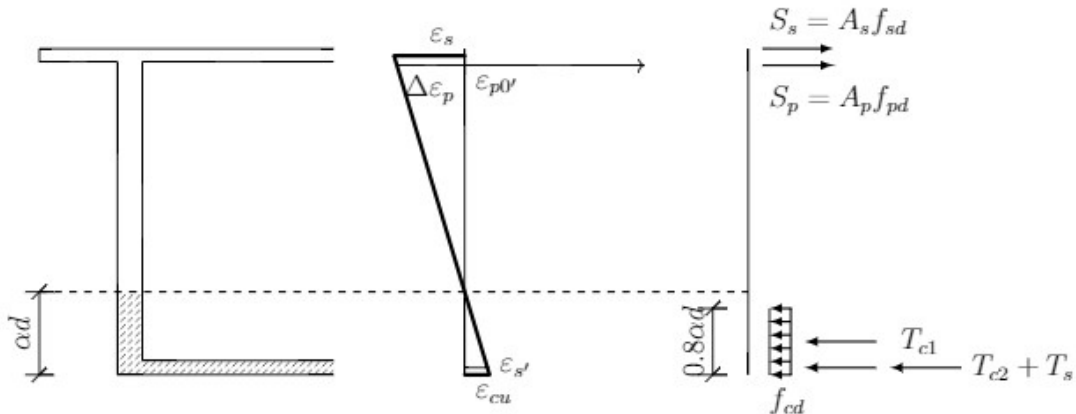
Effektiv høyde UK: $d'_{\text{uk}} := c_{\text{nom}} + \phi_s + \frac{\phi_s}{2} = 39.5 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde: $d' := \frac{d'_{\text{uk}} + d'_{\text{ok}}}{2} = 100 \cdot \text{mm}$

Trykkarmering: $A_{\text{s}'} := 2 \cdot 2 \cdot 10 \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 5309.3 \cdot \text{mm}^2$

Middelhøyde, A_p & A_s : $d_m := \frac{d \cdot A_s \cdot f_{\text{sd}} + d_p \cdot A_p \cdot f_{\text{pd}}}{A_s \cdot f_{\text{sd}} + A_p \cdot f_{\text{pd}}} = 4383.8 \cdot \text{mm}$

D1.3. TVERRSNITTSKONTROLL



D1.3.1 BALANSERT TVERRSNITT

Trykksone:

$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \Delta\epsilon_p} = 0.874$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_b \cdot d_m = 3829.5 \cdot \text{mm}$$

Tøyning i trykkarm.

$$\epsilon_{s,b'} := \frac{\alpha_b \cdot d_m - d'}{\alpha_b \cdot d_m} \cdot \epsilon_{cu} = 3.409 \times 10^{-3} \quad (\text{flyt})$$

Trykk i hele bunnplata pluss deler av steg:

$$S_p + S_s = T_{c1} + T_{c2} + T_s$$

$$A_{pb} := \frac{f_{sd}}{f_{pd}} \cdot (A_{s'} - A_s) + \frac{f_{cd} \cdot b_{bf} \cdot t_{bf} + f_{cd} \cdot 2 \cdot t_w \cdot (0.8 \alpha_b \cdot d_m)}{f_{pd}} = 92844.8 \cdot \text{mm}^2$$

if($A_{pb} > A_p$, "UNDERARMERT", "OVERARMERT") = "UNDERARMERT"

D1.3.2 MOMENTKAPASITET

Trykkresultant - bunnplata

$$T_{c2} := t_{bf} \cdot b_{bf} \cdot f_{cd} = 19440 \cdot \text{kN}$$

Spennarmering

$$S_p := A_p \cdot f_{pd} = 31142.2 \cdot \text{kN}$$

Strekkarmering:

$$S_s := A_s \cdot f_{sd} = 2229.9 \cdot \text{kN}$$

Trykkarmering:

$$T_s := A_s' \cdot f_{sd} = 2123.7 \cdot \text{kN}$$

Antar trykksone i steg og flyt i trykkarmering

$$\alpha := \frac{S_p + S_s - T_{c2} - T_s}{2 \cdot t_w \cdot f_{cd} \cdot 0.8 \cdot d_m} = 0.267$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha \cdot d_m = 1171.5 \cdot \text{mm}$$

Tøyning i trykkarm.
$$\varepsilon_{s'} := \frac{\alpha \cdot d_m - d'}{\alpha \cdot d_m} \cdot \varepsilon_{cu} = 3.201 \times 10^{-3}$$

Armeringen := if($\varepsilon_{s'} > \varepsilon_{sy}$, "FLYTER", "FLYTER IKKE") = "FLYTER"

Trykkresultant - steg
$$T_{c1} := t_w \cdot (0.8\alpha \cdot d_m) \cdot f_{cd} \cdot 2 = 11808.4 \cdot \text{kN}$$

Momentarm steg
$$z_{c1} := (1 - 0.4\alpha) \cdot d_m = 3915.3 \cdot \text{mm}$$

Momentarm bunnplate
$$z_{c2} := d_m - \frac{t_{bf}}{2} = 4283.8 \cdot \text{mm}$$

Momentarm trykkarm.
$$h' := d_m - d' = 4283.8 \cdot \text{mm}$$

$$M_d := T_{c1} \cdot z_{c1} + T_{c2} \cdot z_{c2} + T_s \cdot h' = 138608.2 \cdot \text{kNm}$$

Dimensjonerende moment over støtte (fra NovaFrame):

$$M_f := 129995 \cdot \text{kNm}$$

Utnyttelsegrad:
$$UF := \frac{M_f}{M_d} = 0.94$$

$$\text{Momentkapasitet} := \text{if}(UF < 1, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

D1.3.3 KONTROLL AV TØYNINGER

Se figur ovenfor.

Fellestøyning:
$$\Delta\varepsilon_{p.\text{max}} := \frac{d_p - \alpha \cdot d_m}{\alpha \cdot d_m} \cdot \varepsilon_{cu} = 9.571 \times 10^{-3}$$

Tøyning ved flyt
$$\varepsilon_p = 3.04 \times 10^{-3}$$

Bruddtøyning
$$\varepsilon_{p.\text{brudd}} := \varepsilon_{p0'} + \Delta\varepsilon_{p.\text{max}} = 1.21 \times 10^{-2}$$

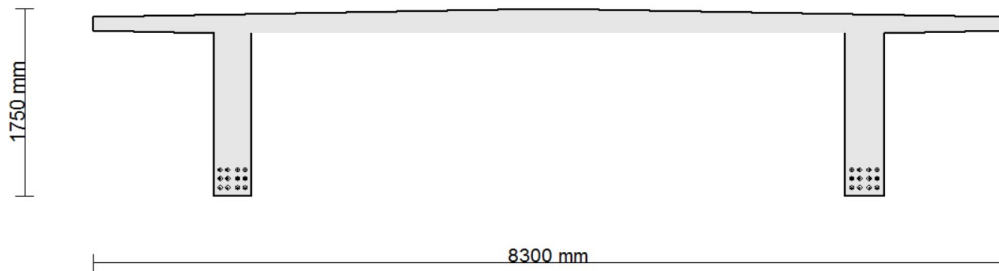
if($\varepsilon_{p.\text{brudd}} > \varepsilon_p$, "FLYTER", "FLYTER IKKE") = "FLYTER"

Tøyning i As
$$\varepsilon_s := \frac{d - \alpha \cdot d_m}{\alpha \cdot d_m} \cdot \varepsilon_{cu} = 9.973 \times 10^{-3}$$

if($\varepsilon_s > \varepsilon_{sy}$, "FLYTER", "FLYTER IKKE") = "FLYTER"

D2.1. TVERRSNITTS- OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes for hovedfelt, tilsvarende snitt 0 eller node 2141.



$$A_c := 10\text{mm}^2 \quad (\text{fra NovaFrame})$$

Toppflens: $t_{tf} := 230\text{mm}$

$$b_{tf} := 4150\text{mm}$$

$$t_{tf,avg} := \frac{t_{tf} - 8\text{mm} + 150\text{mm}}{2} = 186\text{mm} \quad (\text{forenklet trapes})$$

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

Steg: $t_w := 350\text{mm}$

$$h_w := h - t_{tf,avg} = 1564\text{mm}$$

Tyngdepunkt fra UK:

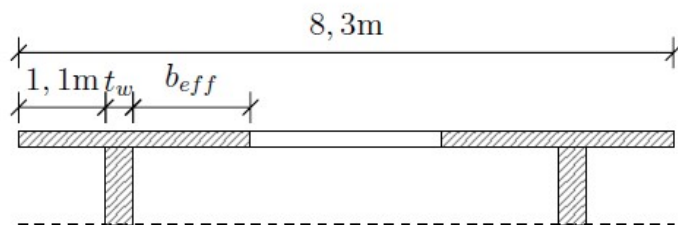
$$A_{bruplate} := t_{tf,avg} \cdot b_{tf} = 771900\text{mm}^2 \quad y_{bruplate} := h - t_{tf,avg} \cdot 0.5 = 1657\text{mm}$$

$$A_{steg} := t_w \cdot h_w = 547400\text{mm}^2 \quad y_{steg} := h_w \cdot 0.5 = 782\text{mm}$$

$$y_{tp} := \frac{y_{bruplate} \cdot A_{bruplate} + y_{steg} \cdot A_{steg}}{A_{bruplate} + A_{steg}} = 1293.9\text{mm}$$

D2.1.1 MEDVIRKENDE FLENSBREDDE

NS 3473:1998 pkt 9.5.1:

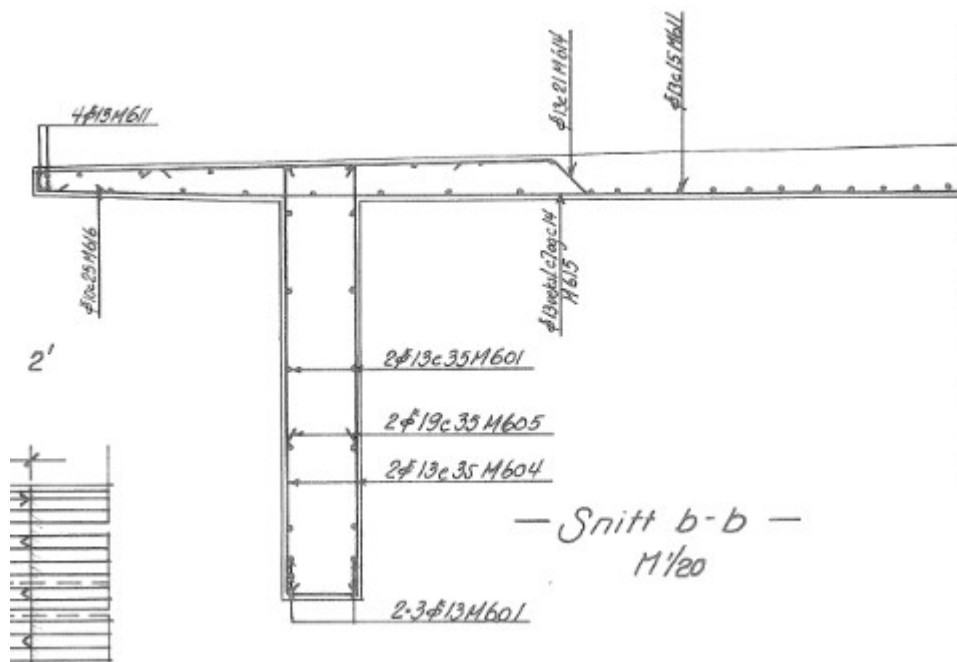


Figur 8.1: Effektiv flensbredde

$$b_{eff} := \min\left(\frac{b_{tf}}{2}, 0.1 \cdot 0.3 \cdot 80\text{m}, 8 \cdot t_{tf,avg}\right) = 1488\text{mm}$$

$$b_{eff,f} := (1.1\text{m} + t_w + b_{eff}) \cdot 2 = 5876\text{mm}$$

D2.1.2 ARMERINGSDATA



**Spennarmering,
St 80/105**

$$\phi_p := 26\text{mm}$$

$$A_{p.\text{stag}} := \frac{\pi \cdot \phi_p^2}{4} = 530.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := 12 \cdot A_{p.\text{stag}} = 6371.1 \cdot \text{mm}^2$$

Håndbok R412 Bruklassifisering:

Tabell 4.2-1 Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål

Materialfaktor: $\gamma_s := 1.25$

Elastisitetmodul: $E_p := 205\text{GPa}$

Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956):

$$\text{Mindestfestigkeit} := 10500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Streckgrenze} := 8000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_{0.2} := \text{Streckgrenze} \cdot g = 784.5 \cdot \text{MPa}$$

Tilsvarende fasthet: $f_{02} := 780\text{MPa}$

R412, 4.2.2 Dimensjonerende spennarmeringsfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 624 \cdot \text{MPa}$$

Slakkarmering,	$\phi_{13} := 13\text{mm}$	$\phi_{19} := 19\text{mm}$
CSF 50		
Ks 50	$E_s := 200\text{GPa}$	

Tabell 4.2-3 Armeringens karakteristiske fasthet, f_{sk}

	$f_{sk} := 500\text{MPa}$
Dimensjonerende	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400\cdot\text{MPa}$
Flyt i armering	$\epsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$

D1.1.3 BETONG B440

Tabell 4.2-2 Betongens konstruksjonsfasthet for trykk, f_{cn}

Tabellen oppgir tilsvarende fasthetsklasser for NS 3473. Her finnes kun for B400 og B450. Velger å bruke C40.

Konstr.fasthet (trykk):	$f_{cn} := 25.2\text{MPa}$
----------------------------	----------------------------

Tabell 4.2-1 Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål

Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.4$
Trykkbrudd:	$\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

NS 3473:1998:

10.4.2 Betongens dimensjonerende fastheter

Dim. trykkfasthet:	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 18\cdot\text{MPa}$
--------------------	---

D2.2. ARMERINGSBEREGNINGER

D2.2.1 SPENNARMERING

Bruker beregnet spennarmeringstap fra kryp, svinn og relaksasjon i midtfelt.

$$\Delta\epsilon_{\text{tap}} := 0.329 \cdot 10^{-3}$$

Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956):

Oppspenning:	$\sigma_{p0} := 0.75 \cdot f_{02} = 585\cdot\text{MPa}$
Initiell spennkraft:	$P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = 3727.1\cdot\text{kN}$

Initiell tøyning: $\epsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 2.85 \times 10^{-3}$

Effektiv tøyningdiff. / forhåndstøyning: $\epsilon_{p0'} := \epsilon_{p0} - \Delta\epsilon_{\text{tap}} = 2.52 \times 10^{-3}$

Flytetøyning: $\epsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} = 3.04 \times 10^{-3}$

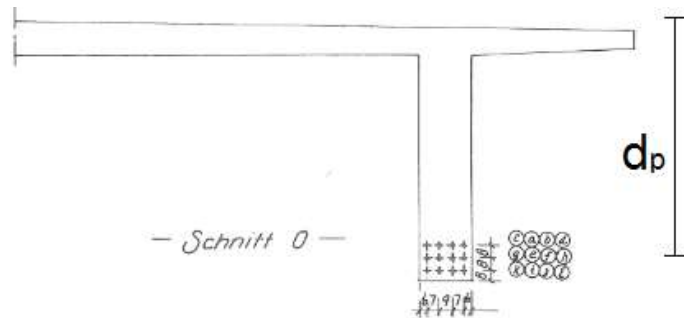
Fellestøyning: $\Delta\epsilon_p := \epsilon_p - \epsilon_{p0'} = 5.19 \times 10^{-4}$

Tyngdepunkt til spennarmeringen, avstand fra overkant. Se tegningsgrunnlag

$y_p := 80\text{mm} + 80\text{mm} = 160\text{mm}$

Effektiv høyde

$d_p := h - y_p = 1590\text{mm}$



D2.2.2 SLAKKARMERING

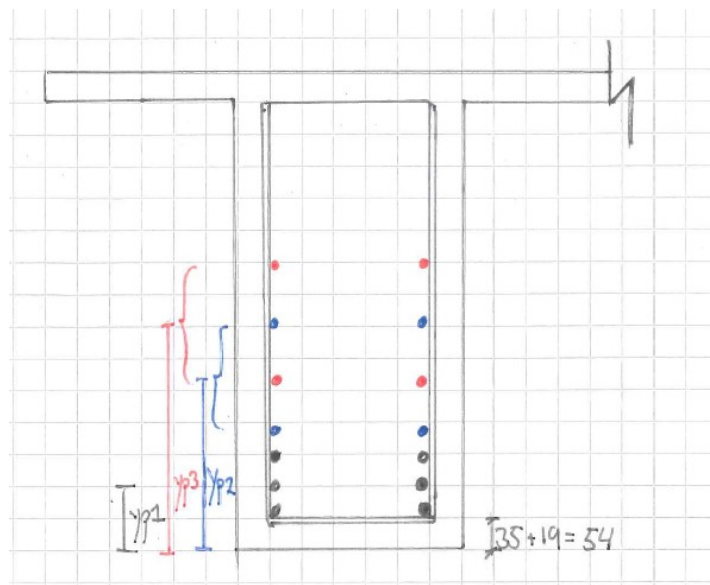
Strekkarmering i drager

Overdekning plate $c_{\text{nom}} := 20\text{mm}$

Overdekning drager $c_{\text{nom.d}} := 35\text{mm}$

$A_{s.13} := \frac{\Phi_{13}^2 \pi}{4} = 132.7 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde i drager $A_s := 14 \cdot \frac{\Phi_{13}^2 \pi}{4} = 1858.3 \cdot \text{mm}^2$



T.p 2x3Ø13 M601, antatt 25mm vertikalavstand mellom armeringsjern

$$y_{p1} := c_{\text{nom.d}} + \phi_{19} + \phi_{13} + 25\text{mm} + \frac{\phi_{13}}{2} = 98.5 \cdot \text{mm}$$

T.p 2x2Ø13c350 M603

$$y_{p2} := c_{\text{nom.d}} + \phi_{19} + 3 \cdot \phi_{13} + 3 \cdot 25\text{mm} + 168.5\text{mm} = 336.5 \cdot \text{mm}$$

T.p 2x2c350 M602.

$$y_{p3} := y_{p2} + 168.5\text{mm} = 505 \cdot \text{mm}$$

T.p fra UK totalt for strekkarmering

$$y_s := \frac{6A_{s.13} \cdot y_{p1} + 4A_{s.13} \cdot y_{p2} + 4A_{s.13} \cdot y_{p3}}{A_s} = 282.6 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde for strekkarmering i drager

$$d_s := h - y_s = 1467.4 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde for spenn- og strekkarmering

$$d_m := \frac{A_p \cdot d_p + A_s \cdot d_s \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}}}{A_p + A_s \cdot \frac{f_{sd}}{f_{pd}}} = 1570.7 \cdot \text{mm}$$

Trykkarmering plate - M612 og M613

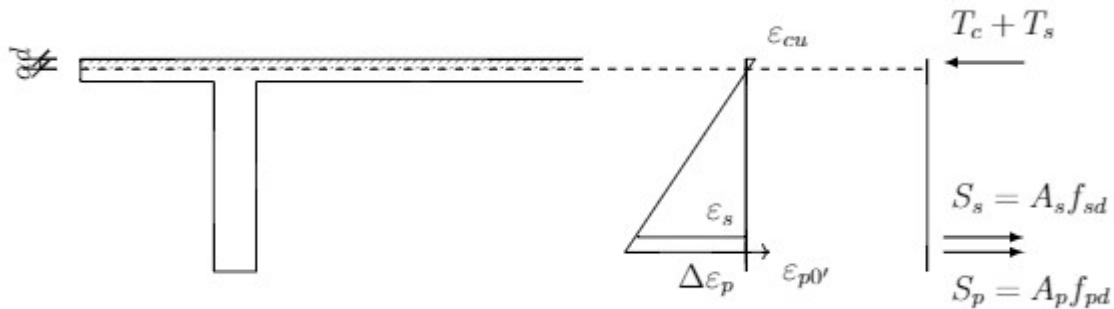
Armeingsmengde i underkant $A_{s.uk} := 21 \frac{\pi \cdot \phi_{13}^2}{4} = 2787.4 \cdot \text{mm}^2$

Armeingsmengde i overkant $A_{s.ok} := 10 \frac{\pi \cdot \phi_{13}^2}{4} = 1327.3 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv høyde UK: $d_{s.uk} := t_{\text{f.avg}} - c_{\text{nom}} - \phi_{19} - \frac{\phi_{13}}{2} = 140.5 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde OK: $d_{s.ok} := c_{\text{nom}} + \phi_{19} + \frac{\phi_{13}}{2} = 45.5 \cdot \text{mm}$

D2.3. TVERRSNITTSKONTROLL



D2.3.1 BALANSERT TVERRSNITT

Regner bare med spennarmering for å finne balansert armeringsareal

Trykksone $\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_p - \epsilon_{p0'}} = 0.871$

Trykksonehøyde $\alpha_b \cdot d_p = 1384.6 \cdot \text{mm}$

Trykk i hele toppplate pluss deler av steg. Tar bare med spennstag

$$A_{pb} := \frac{t_{f,\text{avg}} \cdot b_{\text{eff}} \cdot f_{cd} + (0.8 \cdot \alpha_b \cdot d_p - t_{f,\text{avg}}) \cdot t_w \cdot f_{cd}}{f_{pd}} = 40832 \cdot \text{mm}^2$$

$\text{if}(A_{pb} > A_p + A_s, \text{"UNDERARMERT"}, \text{"OVERARMERT"}) = \text{"UNDERARMERT"}$

D2.3.2 MOMENTKAPASITET

$$T_c + T_s = S_s + S_p$$

Trykkarmering ved flyt $T_s := f_{sd} \cdot A_{s,\text{ok}} = 530.9 \cdot \text{kN}$

Strekkarmering $S_s := f_{sd} \cdot A_s = 743.3 \cdot \text{kN}$

Spennarmering $S_p := f_{pd} \cdot A_p = 3975.6 \cdot \text{kN}$

Virkelig trykksone $\alpha := \frac{S_s + S_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot f \cdot d_m} = 0.036$

Trykksonehøyde $\alpha \cdot d_m = 55.8 \cdot \text{mm}$

Trykk bare i deler av bruplate. Trykkarmering antas å ikke flyte og utelates.

Trykkresultant betong $T_c := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b_{\text{eff}} \cdot f \cdot d_m = 4718.9 \cdot \text{kN}$

$$M_d := 2 \cdot \left[(S_s + S_p) \cdot d_m - T_c \cdot 0.4 \cdot \alpha \cdot d_m \right] = 14613.2 \cdot \text{kNm}$$

Dimensjonerende moment over støtte (fra NovaFrame):

$$M_f := 14232 \text{ kNm}$$

Utnyttelsegrad:
$$UF := \frac{M_f}{M_d} = 0.97$$

$$\text{Momentkapasitet} := \text{if}(UF \leq 1, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

D2.3.3 KONTROLL AV TØYNINGER

Se figur ovenfor.

Fellestøyning:
$$\Delta \epsilon_{p.\text{max}} := \frac{d_p - \alpha \cdot d_m}{\alpha \cdot d_m} \cdot \epsilon_{cu} = 9.629 \times 10^{-2}$$

Tøyning ved flyt
$$\epsilon_p = 3.04 \times 10^{-3}$$

Bruddtøyning
$$\epsilon_{p.\text{brudd}} := \epsilon_{p0'} + \Delta \epsilon_{p.\text{max}} = 9.88 \times 10^{-2}$$

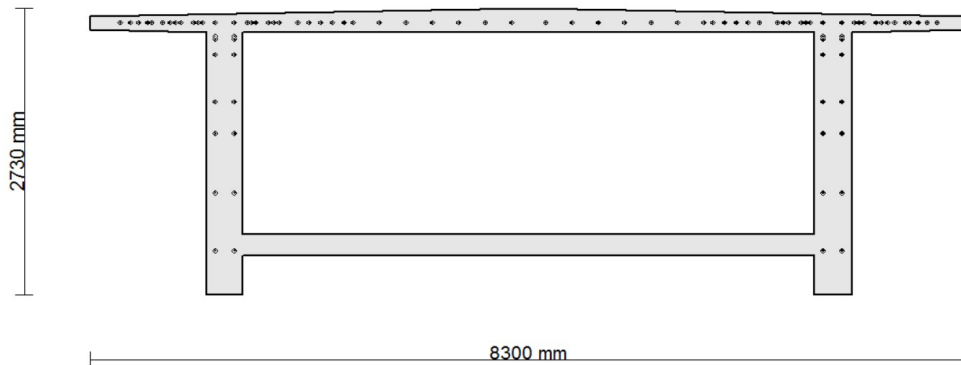
$$\text{if}(\epsilon_{p.\text{brudd}} > \epsilon_p, \text{"FLYTER"}, \text{"FLYTER IKKE"}) = \text{"FLYTER"}$$

Tøyning i A_s
$$\epsilon_s := \frac{d_s - \alpha \cdot d_m}{\alpha \cdot d_m} \cdot \epsilon_{cu} = 8.859 \times 10^{-2}$$

$$\text{if}(\epsilon_s > \epsilon_{sy}, \text{"FLYTER"}, \text{"FLYTER IKKE"}) = \text{"FLYTER"}$$

D3.1. TVERRSNITTS-OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes for sidespenn, tilsvarende snitt 20 eller node 1041



Snitt 20: $A_c := 4.374 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$

Topplens: $t_{tf} := 230 \text{ mm}$

$b_{tf} := 8300 \text{ mm}$

$t_{tf,avg} := \frac{t_{tf} - 8 \text{ mm} + 150 \text{ mm}}{2} = 186 \text{ mm}$ (forenklet fra trapes)

Bunnflens: $h := 2730 \text{ mm} = 2730 \cdot \text{mm}$

$t_{bf} := 200 \text{ mm}$

$b_{bf} := 5400 \text{ mm}$

Steg: $t_w := 350 \text{ mm}$

$b_w := 2 \cdot t_w = 700 \cdot \text{mm}$

$h_w := 2730 \text{ mm} - t_{tf,avg} = 2544 \cdot \text{mm}$

$h_w' := 362.5 \text{ mm}$

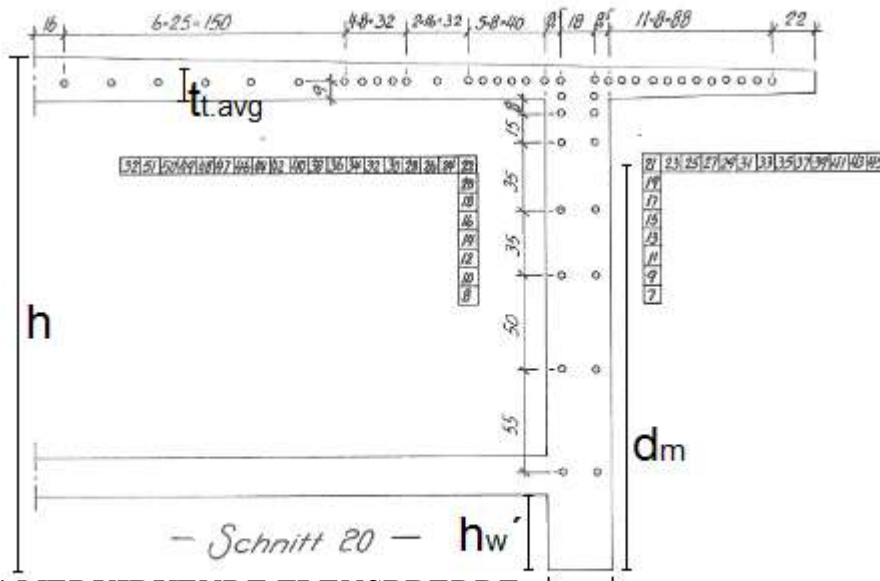
Tyngdepunkt fra UK:

$A_{bruplate} := t_{tf,avg} \cdot b_{tf} = 1.5 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$ $y_{bruplate} := h - t_{tf,avg} \cdot 0.5 = 2637 \cdot \text{mm}$

$A_{steg} := t_w \cdot h_w = 890400 \cdot \text{mm}^2$ $y_{steg} := h_w \cdot 0.5 = 1272 \cdot \text{mm}$

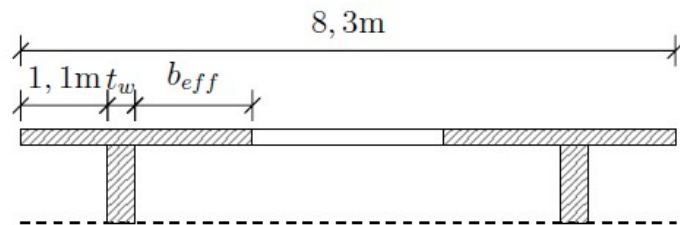
$A_{bunnplate} := t_{bf} \cdot b_{bf} = 1.1 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$ $y_{bunnplate} := h_w' + t_{bf} \cdot 0.5 = 462.5 \cdot \text{mm}$

$y_{tp} := \frac{y_{bruplate} \cdot A_{bruplate} + y_{steg} \cdot A_{steg} + y_{bunnplate} \cdot A_{bunnplate}}{A_{bruplate} + A_{steg} + A_{bunnplate}} = 1551.9 \cdot \text{mm}$



D3.1.1 MEDVIRKENDE FLENSBREDDE

NS 3473:1998 pkt 9.5.1:



Figur 8.1: Effektiv flensbredde

$$b_{eff} := \min\left(\frac{b_{tf}}{2}, 0.1 \cdot 0.3 \cdot 80m, 8 \cdot t_{tf.avg}\right) = 1488 \cdot mm$$

$$b_{eff.f} := (1.1m + t_w + b_{eff}) \cdot 2 = 5876 \cdot mm$$

D3.1.2 ARMERINGSDATA

**Spennarmering,
St 80/105**

$$\phi_p := 26mm$$

$$A_{p.stag} := \frac{\pi \cdot \phi_p^2}{4} = 530.9 \cdot mm^2$$

Spennarmering innenfor effektiv flensbredde:

$$A_p := (46 - 5) \cdot 2A_{p.stag} = 43536.2 \cdot mm^2$$

Avstand OK til A_p :

$$y_{ok} := t_{tf.avg} - 90mm = 96 \cdot mm$$

Håndbok R412 Bruklassifisering:

Tabell 4.2-1 Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål

Materialfaktor:

$$\gamma_s := 1.25$$

Elastisitetsmodul:

$$E_p := 205GPa$$

Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956):

$$\text{Mindestfestigkeit} := 10500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Streckgrenze} := 8000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_{0.2} := \text{Streckgrenze} \cdot g = 784.5 \cdot \text{MPa}$$

Tilsvarende fasthet: $f_{02} := 780 \text{MPa}$

R412, 4.2.2 Dimensjonerende spennarmeringsfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 624 \cdot \text{MPa}$$

**Slakkarmering,
CSF 50
Ks 50**

$$\phi_s := 13 \text{mm}$$

$$E_s := 200 \text{GPa}$$

Tabell 4.2-3 Armeringens karakteristiske fasthet, f_{sk}

$$f_{sk} := 500 \text{MPa}$$

Dimensjonerende $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \cdot \text{MPa}$

Flyt i armering $\epsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$

D3.1.3 BETONG B440**Tabell 4.2-2 Betongens konstruksjonsfasthet for trykk, f_{cn}**

Tabellen oppgir tilsvarende fasthetsklasser for NS 3473. Her finnes kun for B400 og B450. Velger å bruke C40.

Konstr.fasthet (trykk): $f_{cn} := 25.2 \text{MPa}$

Tabell 4.2-1 Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål

Materialfaktor: $\gamma_c := 1.4$

Trykkbrudd: $\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

NS 3473:1998:**10.4.2 Betongens dimensjonerende fastheter**

Dim. trykkfasthet: $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 18 \cdot \text{MPa}$

D3.2. ARMERINGSBEREGNINGER**D3.2.1 SPENNARMERING**

Bruker beregnet spennarmeringstap fra kryp, svinn og relaksasjon over støtte.

$$\Delta\varepsilon_{\text{tap}} := 0.48 \cdot 10^{-3}$$

Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956):

Oppspenning: $\sigma_{p0} := 0.75 \cdot f_{02} = 585 \cdot \text{MPa}$

Initiell spennkraft: $P_0 := \sigma_{p0} \cdot A_p = 25468.7 \cdot \text{kN}$

Initiell tøyning: $\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 2.85 \times 10^{-3}$

Effektiv tøyningdiff.
/ forhåndstøyning: $\varepsilon_{p0'} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{\text{tap}} = 2.37 \times 10^{-3}$

Flytetøyning: $\varepsilon_p := \frac{f_{pd}}{E_p} = 3.04 \times 10^{-3}$

Fellestøyning: $\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_p - \varepsilon_{p0'} = 6.7 \times 10^{-4}$

$$y_p := \frac{\left[\begin{array}{l} 2 \cdot 27 \cdot y_{ok} + 4 \cdot (y_{ok} + 90\text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 170\text{mm}) \dots \\ + 4 \cdot (y_{ok} + 320\text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 670\text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 1020\text{mm}) \dots \\ + 4 \cdot (y_{ok} + 1520\text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 2070\text{mm}) \end{array} \right] \cdot A_{p.\text{stag}}}{A_p} = 381.9 \cdot r$$

Effektiv høyde fra trykkrand til armering: $d_p := h - y_p = 2348.1 \cdot \text{mm}$

D3.2.2 SLAKKARMERING

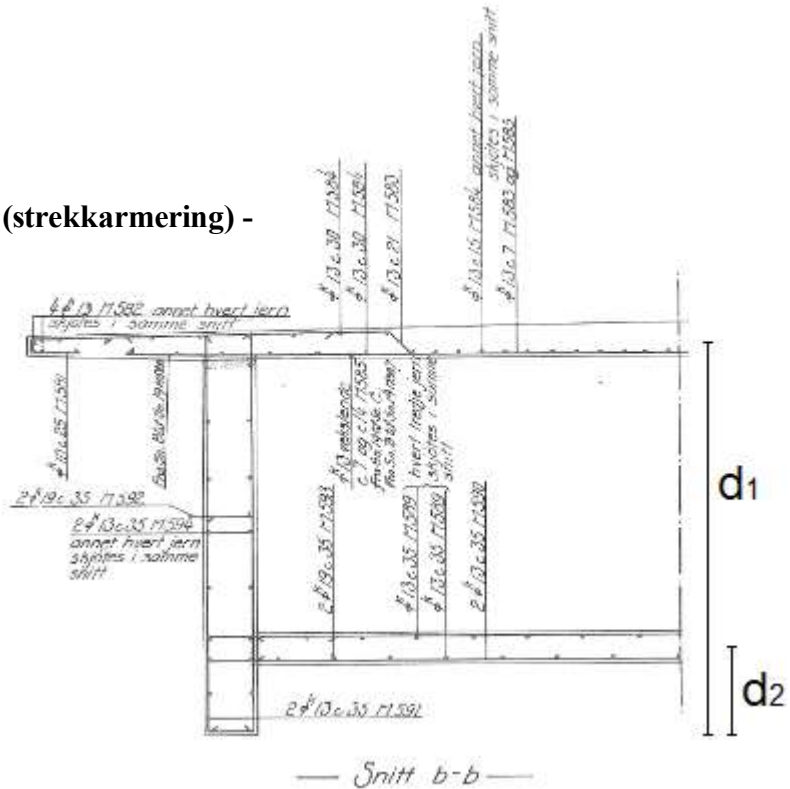
Horisontalarmering bruplate (strekkarmering) - M584

Overdekning:

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

Senteravstand:

$$s_1 := 15\text{cm}$$



Effektiv høyde OK: $d_{1.ok} := h - c_{\text{nom}} - \phi_s - \frac{\phi_s}{2} = 2690.5 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde UK: $d_{1.uk} := h_w + c_{\text{nom}} + \phi_s + \frac{\phi_s}{2} = 2583.5 \cdot \text{mm}$

Armeringsmengde OK: $A_{s1.ok} := 2 \cdot 10 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 2654.6 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde UK: $A_{s1.uk} := 2 \cdot (20 - 8) \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 3185.6 \cdot \text{mm}^2$ (8 jern i uvirksom sone)

Strekkarmering: $A_{s1} := A_{s1.uk} + A_{s1.ok} = 5840.2 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv høyde: $d_1 := \frac{A_{s1.ok} \cdot d_{1.ok} + A_{s1.uk} \cdot d_{1.uk}}{A_{s1.ok} + A_{s1.uk}} = 2632.1 \cdot \text{mm}$

Armering bunnplate (trykkarmering) - M589

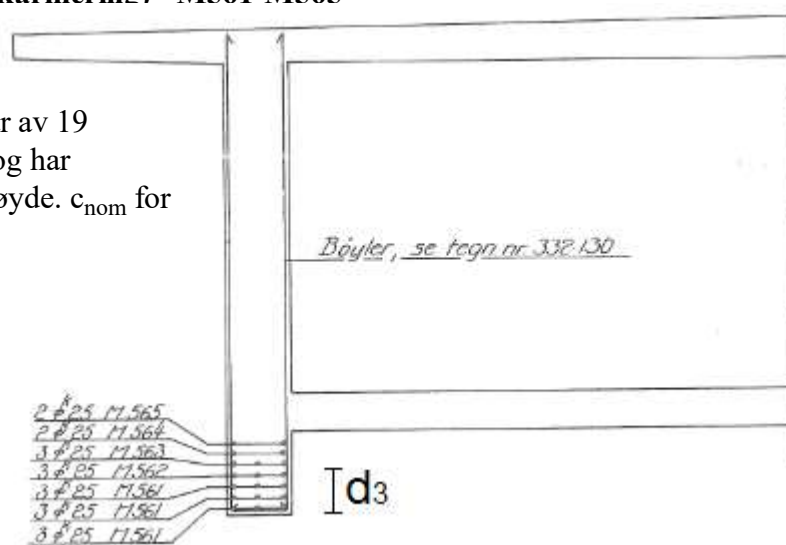
Senteravstand: $s_2 := 35\text{cm}$

Trykkarmering: $A_{s2} := (7 \cdot 2 + 6 \cdot 2) \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 3451 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv høyde: $d_2 := 362\text{mm} + t_{bf} \cdot 0.5 = 462 \cdot \text{mm}$

Ekstra armering (trykkarmering) - M561-M565

Denne armeringen består av 19 $\varnothing 25$ mm jern av CSF40 og har senteravstand 43mm i høyde. c_{nom} for drager er 35mm



Trykkarmering, ekvivalent til CSF50:

$$A_{s3} := 2 \cdot 19 \cdot \frac{\pi \cdot (25\text{mm})^2}{4} \cdot \frac{380\text{MPa}}{500\text{MPa}} = 14176.4 \cdot \text{mm}^2$$

Effektiv høyde:

$$d_3 := \frac{(60.5 \cdot 3 + 3 \cdot 103.5 + 3 \cdot 146.5 + 3 \cdot 189.5 \dots + 3 \cdot 232.5 + 2 \cdot 275.5 + 2 \cdot 318.5) \text{mm}}{19} = 178.2 \cdot \text{mm}$$

Middelhøyde mellom A_p & A_s (strekkarmering):

$$d_m := \frac{d_1 \cdot A_{s1} \cdot f_{sd} + d_p \cdot A_p \cdot f_{pd}}{A_{s1} \cdot f_{sd} + A_p \cdot f_{pd}} = 2370.6 \cdot \text{mm}$$

D3.3. TVERRSNITTSKONTROLL

D3.3.1 BALANSERT TVERRSNITT

Trykksone:
$$\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_p - \epsilon_{p0'}} = 0.839$$

Trykksonehøyde:
$$\alpha_b \cdot d_m = 1989.6 \cdot \text{mm}$$

Trykk i hele bunnplata pluss deler av steg:
$$S_p + S_s = T_c + T_{cw}$$

$$A_{pb} := \frac{f_{sd}}{f_{pd}} \cdot (A_{s2} - A_{s1}) + \frac{f_{cd} \cdot b_{bf} \cdot t_{bf} + f_{cd} \cdot 2 \cdot t_w \cdot (0.8 \alpha_b \cdot d_m)}{f_{pd}} = 61762.4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\text{if}(A_{pb} > A_p, \text{"UNDERARMERT"}, \text{"OVERARMERT"}) = \text{"UNDERARMERT"}$$

D3.3.2 MOMENTKAPASITET

Må finne virkelig trykksonehøyde. Antar at trykksonehøyden ligger et sted i bunnflensen. Regner bare med spennarmering, strekkarmering, trykkarmering i steg, bunnflens og steg under bunnflens. Regner så moment om underkant av tverrsnitt.

$$\text{Spennarmering} \quad S_p := A_p \cdot f_{pd} = 27166.6 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Strekkarmering:} \quad S_s := A_{s1} \cdot f_{sd} = 2336.1 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Trykkarmering flens:} \quad T_s := A_{s2} \cdot f_{sd} = 1380.4 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Trykkarmering (ekstraarmering) steg:} \quad T_{sw} := A_{s3} \cdot f_{sd} = 5670.6 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Trykkresultant steg under bunnflens} \quad T_{cw} := 2 \cdot h_{w'} \cdot f_{cd} \cdot t_w = 4567.5 \cdot \text{kN}$$

$$T_c + T_{cw} + T_{sw} = S_p + S_s$$

$$\text{Virkelig trykksone} \quad \alpha := \frac{S_p + S_s - T_{cw} - T_{sw} + h_{w'} \cdot f_{cd} \cdot (b_{bf} + 2 \cdot t_w)}{(b_{bf} + 2 \cdot t_w) \cdot f_{cd} \cdot 0.8 \cdot d_m} = 0.284$$

$$0.8\alpha \cdot d_m - h_{w'} = 175.5 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Trykkresultant - bunnflens} \quad T_c := (0.8\alpha \cdot d_m - h_{w'}) \cdot f_{cd} \cdot (b_{bf} + 2 \cdot t_w) = 19264.6 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Momentarm - bunnflens} \quad z_c := \frac{0.8\alpha \cdot d_m - h_{w'}}{2} + h_{w'} = 450.2 \cdot \text{mm}$$

$$M_d := T_{cw} \cdot \frac{h_{w'}}{2} + T_{sw} \cdot d_3 + T_c \cdot z_c - S_p \cdot d_p - S_s \cdot d_1 = -59428.3 \cdot \text{kNm}$$

Dimensjonerende moment i sidefelt (fra NovaFrame):

$$M_f := -32600 \cdot \text{kNm}$$

$$\text{Utnyttelsegrad:} \quad UF := \frac{M_f}{M_d} = 0.55$$

$$\text{Momentkapasitet} := \text{if}(UF < 1, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

$$\text{Armerings-} \quad \Delta \epsilon_{p,\text{max}} := \frac{d_p - \alpha \cdot d_m}{\alpha \cdot d_m} \cdot \epsilon_{cu} = 8.722 \times 10^{-3}$$

$$\text{tøyninger:} \quad \epsilon_{p,\text{brudd}} := \epsilon_{p0'} + \Delta \epsilon_{p,\text{max}} = 1.11 \times 10^{-2}$$

VEDLEGG D3. BEREGNING AV MOMENTKAPASITET FOR SIDESPENN

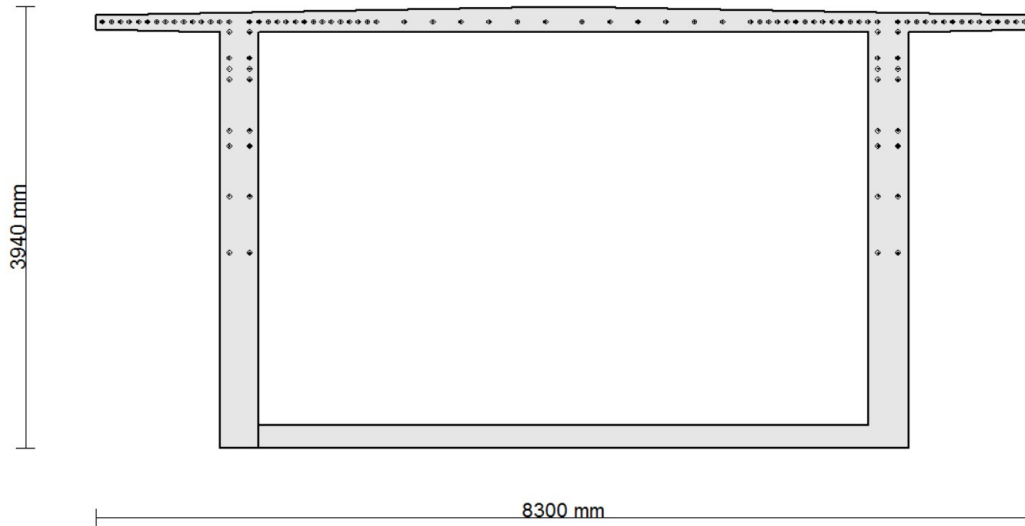
$$\varepsilon_s := \frac{d_1 - \alpha \cdot d_m}{\alpha \cdot d_m} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.02 \times 10^{-2}$$

$$\varepsilon_{s'} := \frac{\alpha \cdot d_m - d_3}{\alpha \cdot d_m} \cdot \varepsilon_{cu} = 2.573 \times 10^{-3}$$

D4.1. TVERRSNITTS- OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes for akse 34, tilsvarende snitt 14 eller ved node 2001.

Kontroll gjøres avstand d fra støtte og tverrsnittsdata fra snitt 12. Konservativt brukes redusert skjærkraft fra mellom snitt 13 og 12, i stedet for snitt 12.



Snitt 12: $A_c := 5.221 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$ (fra NovaFrame)

Toppflens: $t_{tf} := 230 \text{ mm}$
 $b_{tf} := 8300 \text{ mm}$
 $t_{tf,avg} := \frac{t_{tf} - 8 \text{ mm} + 150 \text{ mm}}{2} = 186 \cdot \text{mm}$ (forenklet fra trapes)

$h := 3940 \text{ mm}$

Bunnflens: $t_{bf} := 200 \text{ mm}$

$b_{bf} := 5400 \text{ mm}$

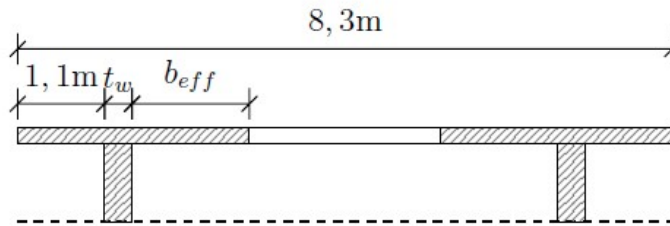
Steg: $t_w := 350 \text{ mm}$

$b_w := 2 \cdot t_w = 700 \cdot \text{mm}$

$h_w := h - t_{tf,avg} = 3754 \cdot \text{mm}$

D4.1.1 MEDVIRKENDE FLENSBREDDE

NS 3473:1998 pkt 9.5.1:

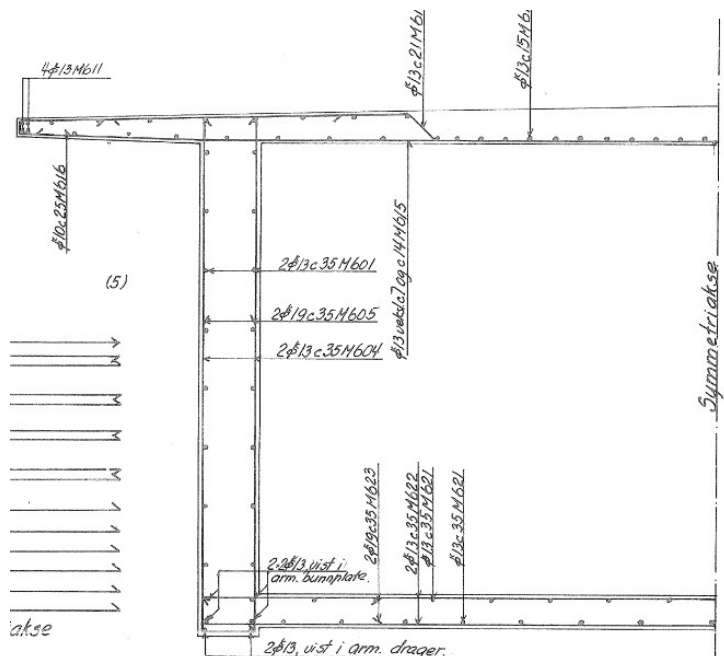


Figur 8.1: Effektiv flensbredde

$$b_{\text{eff}} := \min\left(\frac{b_{\text{tf}}}{2}, 0.1 \cdot 0.3 \cdot 80\text{m}, 8 \cdot t_{\text{tf.avg}}\right) = 1488 \cdot \text{mm}$$

$$b_{\text{eff.f}} := (1.1\text{m} + t_w + b_{\text{eff}}) \cdot 2 = 5876 \cdot \text{mm}$$

D4.1.2 ARMERINGSDATA



**Spennarmering,
St 80/105**

$$\phi_p := 26\text{mm}$$

$$A_{\text{p.stag}} := \frac{\pi \cdot \phi_p^2}{4} = 530.9 \cdot \text{mm}^2$$

Spennarmering innenfor effektiv flensbredde:

$$A_p := (104 - 2 \cdot 5) \cdot A_{\text{p.stag}} = 49907.3 \cdot \text{mm}^2$$

Avstand OK til A_p :

$$y_{\text{ok}} := t_{\text{tf.avg}} - 90\text{mm} = 96 \cdot \text{mm}$$

Betongens tv.sn.modul mhp
strekkrand (fra NovaFrame)

$$W_c := 6.39 \cdot 10^9 \text{mm}^3$$

Håndbok R412 Bruklassifisering:

Tabell 4.2-1 Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål

Materialfaktor:

$$\gamma_s := 1.25$$

Elastisitetsmodul: $E_p := 205\text{GPa}$

Dywidag-Spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956):

$$\text{Mindestfestigkeit} := 10500 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Streckgrenze} := 8000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\beta_{0,2} := \text{Streckgrenze} \cdot g = 784.5 \cdot \text{MPa}$$

Tilsvarende fasthet: $f_{02} := 780\text{MPa}$

R412, 4.2.2 Dimensjonerende spennarmeringsfasthet

$$f_{pd} := \frac{f_{02}}{\gamma_s} = 624 \cdot \text{MPa}$$

**Slakkarmering,
CSF 50
Ks 50**

$$\phi_s := 13\text{mm}$$

$$E_s := 200\text{GPa}$$

Tabell 4.2-3 Armeringens karakteristiske fasthet, f_{sk}

$$f_{sk} := 500\text{MPa}$$

Dimensjonerende $f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \cdot \text{MPa}$

Flyt i armering $\epsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$

D4.1.3 BETONG B440

Tabell 4.2-2 Betongens konstruksjonsfasthet for trykk, f_{cn}

Tabellen oppgir tilsvarende fasthetsklasser for NS 3473. Her finnes kun for B400 og B450. Velger å bruke C40.

Konstr.fasthet (trykk): $f_{cn} := 25.2\text{MPa}$

Tabell 4.2-1 Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål

Materialfaktor: $\gamma_c := 1.4$

NS 3473:1998:

Tabell 5 Betongfastheter

Bruker midlere verdier av C35 og C45

Trykkbrudd: $\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

Konstr.fasthet (strek): $f_{tn} := 1.85 \text{MPa}$

10.4.2 Betongens dimensjonerende fastheter

Dim. trykkfasthet: $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 18 \cdot \text{MPa}$

Dim. strekkfasthet: $f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.32 \cdot \text{MPa}$

D4.2. ARMERINGSBEREGNINGER

D4.2.1 SPENNARMERING

Tyngdepunkt til spennarmeringen, avstand fra overkant

$$y_p := \frac{\left[\begin{array}{l} 2 \cdot (36 - 5) \cdot y_{ok} + 4 \cdot (y_{ok} + 90 \text{mm}) \dots \\ + 4 \cdot (y_{ok} + 190 \text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 270 \text{mm}) \dots \\ + 4 \cdot (y_{ok} + 350 \text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 800 \text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 1000 \text{mm}) \dots \\ + 4 \cdot (y_{ok} + 1450 \text{mm}) + 4 \cdot (y_{ok} + 1850 \text{mm}) \end{array} \right] \cdot A_{p,\text{stag}}}{A_p} = 351.3 \cdot \text{r}$$

Effektiv høyde fra trykkrand til tyngdepunkt armering $d_p := h - y_p = 3588.7 \cdot \text{mm}$

D4.2.2 SLAKKARMERING

Horisontalarmering brubaneplate (strekkarmering) - M611

Overdekning: $c_{nom} := 20 \text{mm}$

Senteravstand: $s_1 := 15 \text{cm}$

Effektiv høyde OK: $d_{ok} := h - c_{nom} - \phi_s - \frac{\phi_s}{2} = 3900.5 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde UK: $d_{uk} := h - t_{f,\text{avg}} + c_{nom} + \phi_s + \frac{\phi_s}{2} = 3793.5 \cdot \text{mm}$

Armeringsmengde OK: $A_{s,ok} := 2 \cdot 9 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 2389.2 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde UK: $A_{s,uk} := 2 \cdot (21 - 8) \cdot \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 3451 \cdot \text{mm}^2$

Strekkarmering: $A_s := A_{s,uk} + A_{s,ok} = 5840.2 \cdot \text{mm}^2$

Effektiv høyde:

$$d := \frac{A_{s.ok} \cdot d_{ok} + A_{s.uk} \cdot d_{uk}}{A_{s.ok} + A_{s.uk}} = 3837.3 \cdot \text{mm}$$

Armering bunnplate (trykkarmering) - M589

Senteravstand:

$$s_2 := 35 \text{cm}$$

Effektiv høyde OK:

$$d'_{ok} := t_{bf} - c_{nom} - \phi_s - \frac{\phi_s}{2} = 160.5 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde UK:

$$d'_{uk} := c_{nom} + \phi_s + \frac{\phi_s}{2} = 39.5 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde:

$$d' := \frac{d'_{uk} + d'_{ok}}{2} = 100 \cdot \text{mm}$$

Trykkarmering:

$$A_{s'} := 2 \cdot 2 \cdot 10 \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4} = 5309.3 \cdot \text{mm}^2$$

Middelshøyde,
Ap & As:

$$d_m := \frac{d \cdot A_s \cdot f_{sd} + d_p \cdot A_p \cdot f_{pd}}{A_s \cdot f_{sd} + A_p \cdot f_{pd}} = 3606 \cdot \text{mm}$$

Vertikalarmering - M604 og M605

$$s_{v1} := 350 \text{mm}$$

$$A_{sv1} := 2 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{19}^2}{4} = 1134.1 \cdot \text{mm}^2$$

$$s_{v2} := 350 \text{mm}$$

$$A_{sv2} := 2 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{13}^2}{4} = 530.9 \cdot \text{mm}^2$$

D4.3. TVERRSNITTSKONTROLL

D4.3.1 SKJÆRSTREKKAPASITET UTEN ARMERING

NS 3473:1998:

12.3.2 Forenklet metode

(alle verdier fra NovaFrame)

Opptredende aksialkraft:

$$N_f := -18066 \text{kN} \quad (\text{med lastfaktor } 0,9)$$

Opptredende moment:

$$M_f := -77823 \text{kNm}$$

Opptredende skjærkraft:

$$V_f := 8292 \text{kN}$$

Redusert skjærkraft:

$$V_{f.red} := 4735 \text{kN}$$

$$d_{1.0} := 1.0 \text{m}$$

$$k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

For bjelker

$$k_v := 1.0$$

12.3.2.4: Hvis trykksone

$$z := 0.9d_m = 3245.4 \cdot \text{mm}$$

$$z_1 := 0.7 \cdot d_m = 2524.2 \cdot \text{mm}$$

Momentandel som med N_f gir spenningsløs betong i høyde m / strekkarmering

$$M_0 := \frac{-N_f \cdot W_c}{A_c} = 22111 \cdot \text{kNm}$$

12.3.2.1 Kapasitet fra betongen:

$$V_{c0} := \min \left[0.3 \cdot \left[f_{td} + \frac{k_A \cdot (A_s + A_p)}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d_m} \right] \cdot b_w \cdot d_m \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d_m \cdot k_v \right] = 2001.3 \cdot \text{kN}$$

Ved aksiell trykkraft fra forspenning i tillegg til bøyemoment og skjærkraft øker trykksonehøyden ved rent moment, og bidrar positivt på kapasiteten.

Skjærkraftkapasitet med opptredende aksialkraft, uten å ta med armeringen:

12.3.2.2 Kapasitet ved strekkbrudd for skjærkraft og samtidig aksialtrykk kan antas lik

$$V_{cd} := \min \left[V_{c0} + 0.8 \cdot M_0 \cdot \frac{V_{f,\text{red}}}{M_f}, \left(f_{td} \cdot k_v - 0.25 \cdot \frac{N_f}{A_c} \right) \cdot b_w \cdot z_1 \right] = 3077.6 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Uten_armering} := \text{if} \left(\frac{|V_{f,\text{red}}|}{V_{cd}} < 1, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"} \right) = \text{"Ikke OK"}$$

Dette betyr at vi må ta med bidraget fra armeringen.

D4.3.2 SKJÆRSTREKKAPASITET MED ARMERINGSBIDRAG

12.3.2.4 Kapasitet med skjærarmering kan antas lik summen av V_{cd} i tillegg til V_{sd}

$$V_{sd1} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv1}}{s_{v1}} \cdot z = 4206.5 \cdot \text{kN}$$

$$V_{sd2} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv2}}{s_{v2}} \cdot z = 1969.2 \cdot \text{kN}$$

Total skjærstrekkapasitet blir da summen av kapasiteten til betong, slakk- og skjærarmering:

$$V_d := V_{cd} + V_{sd1} + V_{sd2} = 9253.3 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Utnyttelsegrad: } UF_v := \frac{|V_{f,\text{red}}|}{V_d} = 0.51$$

$$\text{Skjærestrekkkapasitet} := \text{if}(UF_V < 1, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

D4.3.3 KAPASITET FOR TRYKKBRUDD

12.3.2.5 Kapasitet for trykkbrudd

$$V_{\text{ccd.}} := 0.3 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z = 12267.7 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{ccd.max}} := 0.45 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b_{\text{w}} \cdot z = 18401.6 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{ccd}} := \min(V_{\text{ccd.}}, V_{\text{ccd.max}}) = 12267.7 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Skjærtrykkkapasitet} := \text{if}(V_f < V_{\text{ccd}}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Utnyttelsegrad:
$$UF_{\text{vccd}} := \frac{V_f}{V_{\text{ccd}}} = 0.68$$

D5.1 GENERELT

Kontrollerer torsjonskapasiteten ved akse 34, snitt 14. Vindlast gir et torsjonsmoment grunnet eksentrisitet, og tilhørende skjærkraft hentes fra NovaFrame.

Tverrsnittsdata: $b_{bf} := 5400\text{mm}$ $h := 3940\text{mm}$ $t_w := 350\text{mm}$

Materialfaktor: $\gamma_c := 1.4$

Konstr.fasthet (trykk): $f_{cn} := 25.2\text{MPa}$ $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 18 \cdot \text{MPa}$

Konstr.fasthet (strek): $f_{tn} := 1.85\text{MPa}$ $f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.32 \cdot \text{MPa}$

D5.2 KAPASITET FOR TRYKKBRUDD

Opptredende torsjonsmoment $T_f := 3861\text{kNm}$

Opptredende skjærkraft: $V_f := 4854\text{kN}$

Skjærtrykkapasitet: $V_{ccd} := 12267.7\text{kN}$

Kapasitet trykkbrudd ved torsjon A12.4. Antar hovedtrykkretning θ ligger mellom 30 og 60 grader. Torsjonsvernsnitt er kassetvernsnitt uten utstikkende flenser.

Brutto areal begrenset av ytre omkrets $A_{ct} := (b_{bf} + 2 \cdot t_w) \cdot h = 2.4 \times 10^7 \cdot \text{mm}^2$

Lengde av ytre omkrets $u_c := 2 \cdot h + 2 \cdot (b_{bf} + 2 \cdot t_w) = 20080 \cdot \text{mm}$

Minste veggtykkelse i tv.snitt $t_c := \min\left(1.2 \cdot \frac{A_{ct}}{u_c}, 186\text{mm}\right) = 186 \cdot \text{mm}$

Tv.snittsareal innenfor senterlinje $A_0 := A_{ct} - 0.5 \cdot t_c \cdot u_c = 2.2 \times 10^7 \cdot \text{mm}^2$

Torsjonskapasitet for trykkbrudd $T_{ccd} := 0.6 \cdot A_0 \cdot t_c \cdot f_{cd} = 44528.2 \cdot \text{kNm}$

Utnyttelsesgrad $UF_T := \frac{T_f}{T_{ccd}} = 0.1$

Krav for samtidighet av skjær og torsjon skal være mindre enn 1.0 $UF_{TV} := \frac{T_f}{T_{ccd}} + \frac{V_f}{V_{ccd}} = 0.48$

$Skjærtrykkapasitet_{TV} := \text{if}(UF_{TV} \leq 1, "OK", "IKKE OK") = "OK"$

D5.3 KAPASITET FOR STREKKBRUDD

A.12.4.1: Hvis torsjonsmoment er nødvendig for likevekt og er større en $0.3 \cdot T_{cr}$ skal det armeres for torsjon

Rissmoment torsjon $T_{cr} := 2 \cdot f_{td} \cdot A_0 \cdot t_c = 10896.4 \cdot \text{kNm}$ $0.3 \cdot T_{cr} = 3268.9 \cdot \text{kNm}$

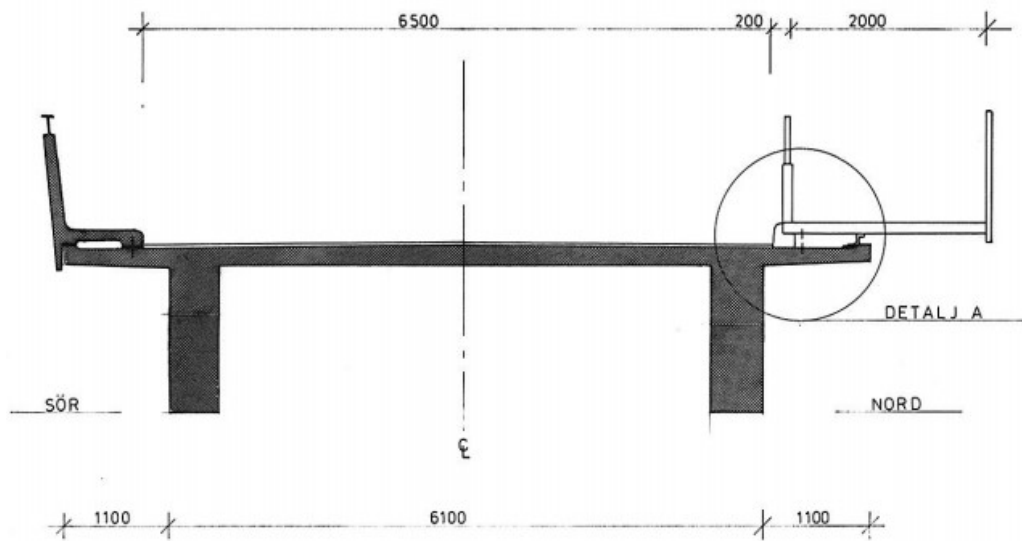
$T_{armering} := \text{if}(T_f \geq 0.3 \cdot T_{cr}, "ARMERES", "ARMERES IKKE") = "ARMERES"$

Vedlegg E

Kapasitet i tverretning

Vedlegget inneholder beregninger for utkragende bruplate, og innvendig bruplate. Det er gjort beregninger for både moment- og skjærkapasitet. Pucher-diagrammene kan ses i sin helhet i kapittel 11.2

E1. TVERRSNITTSDATA



TVERRSNITT

1:50

$b := 8.3\text{m}$

Tyngdetetthet (betong):	$\gamma_{\text{betong}} := 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
Avstand mellom bolter (gangbane)	$a_b := 585\text{mm}$
Avstand innsp. til kantstein:	$a_{\text{KS}} := 270\text{mm}$
Utkragerlengde	$u := 1.1\text{m}$
Tykkelse ved flenskant	$t_{\text{kant}} := 120\text{mm}$
Økt tykkelse UK innspenning	$t_{\text{uk}} := 30\text{mm}$
Økt tykkelse OK innspenning	$t_{\text{ok}} := u \cdot \frac{80\text{mm}}{4150\text{mm}} = 21.2 \cdot \text{mm}$
Tykkelse (høyde) ved innspenning	$h_{\text{innsn}} := t_{\text{kant}} + t_{\text{uk}} + t_{\text{ok}} = 171.2 \cdot \text{mm}$
Middelstykkelse for utkrager	$h_{\text{avg}} := \frac{h_{\text{innsn}} + t_{\text{kant}}}{2} = 145.6 \cdot \text{mm}$
Eksakt areal	$A_{\text{utkrager}} := [t_{\text{kant}} + 0.5 \cdot (t_{\text{ok}} + t_{\text{uk}})] \cdot u = 160162.7 \cdot \text{mm}^2$
Areal med middelstykkelsen	$A_{\text{avg}} := h_{\text{avg}} \cdot u = 160162.7 \cdot \text{mm}^2$
Slitelagtykkelse	$t_{\text{slitelag}} := 50\text{mm}$
Ligning for flenshøyden	$y_{\text{ok}}(x) := x \cdot \frac{53}{2750} \qquad y_{\text{uk}}(x) := x \cdot \frac{3}{110}$
	$y_{\text{ok}}(1100\text{mm}) = 21.2 \cdot \text{mm} \quad y_{\text{uk}}(1100\text{mm}) = 30 \cdot \text{mm}$
	$y_{\text{ok}}(4150\text{mm}) = 80 \cdot \text{mm}$
Kontroll av høyde i senter	$h_{\text{midt}} := y_{\text{ok}}(4150\text{mm}) + y_{\text{uk}}(1100\text{mm}) + t_{\text{kant}} = 230 \cdot \text{mm}$

E2. LASTER

Håndbok R412 Bruklassifisering:

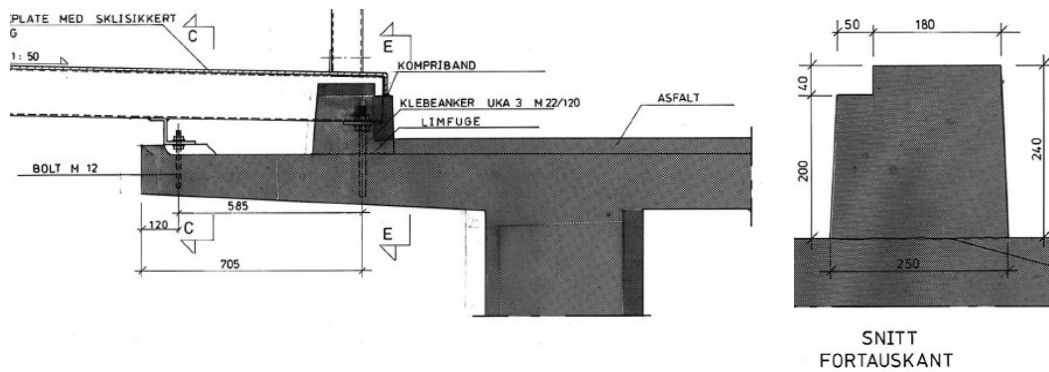
3.3 Dimensjonerende lastkombinasjoner

Lastfaktor egenvekt	$\gamma_g := 1.15$	$\gamma_{g.red} := 1.0$	
Lastfaktor trafikk	$\gamma_p := 1.4$	$\gamma_{p.b1} := 1.2$	$\gamma_{p.b2} := 0.8$
Lastfaktor vind	$\gamma_w := 1.6$	$\gamma_{w.b1} := 1.3$	$\gamma_{w.b2} := 0.8$

E2.1 Moment for utkragende flens med gangbane

Gangbanevekt $g_{gangbane} := \gamma_g \cdot 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Rekkverk / autovern $g_{rekkverk} := \gamma_g \cdot 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 0.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$



Kantstein $A_{kantstein} := (250 \cdot 200 + 40 \cdot 180) \text{mm}^2 = 57200 \cdot \text{mm}^2$

Vekt av kantstein $g_{kantstein} := \gamma_{betong} \cdot A_{kantstein} \cdot \gamma_g = 1.64 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Egenvekt bruplate utkrager $g_{bp1} := \gamma_g \cdot \gamma_{betong} \cdot t_{kant} \cdot u = 3.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$g_{bp2} := \gamma_g \cdot \gamma_{betong} \cdot \frac{t_{uk} \cdot u}{2} = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

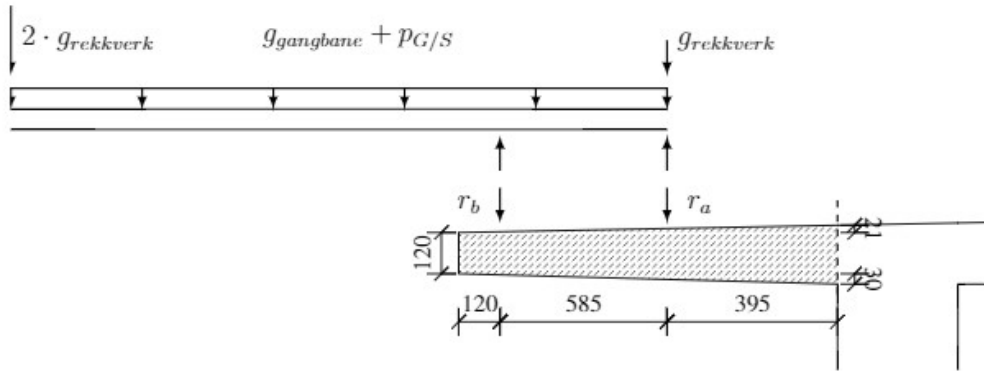
$$g_{bp3} := \gamma_g \cdot \gamma_{betong} \cdot \frac{t_{ok} \cdot u}{2} = 0.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Belegningsvekt 50mm $g_{belegg} := \gamma_g \cdot \gamma_{betong} \cdot t_{slitelag} = 1.44 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

R412 3.2.5 Last på gang- og sykkelbane

$$p_{traf} := \gamma_p \cdot 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$p_{utraf} := \gamma_p \cdot 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 5.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



Finner punktlaster for gangbanen

$$r_{b.traf} := \frac{(g_{gangbane} + p_{traf}) \cdot 2m \cdot \frac{2m}{2} + 2g_{grekkverk} \cdot 2m}{a_b} = 16.65 \cdot \frac{kN}{m} \quad (\text{Trykk})$$

$$r_{a.traf} := g_{grekkverk} \cdot 3 + (g_{gangbane} + p_{traf}) \cdot 2m - r_{b.traf} = -7.48 \cdot \frac{kN}{m} \quad (\text{Strekk})$$

$$r_{b.utraf} := \frac{(g_{gangbane} + p_{utraf}) \cdot 2m \cdot \frac{2m}{2} + 2g_{grekkverk} \cdot 2m}{a_b} = 26.22 \cdot \frac{kN}{m} \quad (\text{Trykk})$$

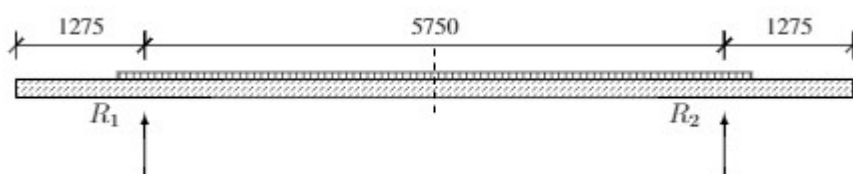
$$r_{a.utraf} := g_{grekkverk} \cdot 3 + (g_{gangbane} + p_{utraf}) \cdot 2m - r_{b.utraf} = -11.46 \cdot \frac{kN}{m} \quad (\text{Strekk})$$

Moment ved "innspenning", med forenklet egenvektresultant på midten

$$m_{f.traf} := \left[\begin{aligned} &g_{bp1} \cdot \frac{u}{2} + g_{bp2} \cdot \frac{u}{3} + g_{bp3} \cdot \frac{u}{3} + g_{kantstein} \cdot 395mm \dots \\ &+ g_{belegg} \cdot \frac{a_{ks}^2}{2} + r_{b.traf} \cdot (u - 120mm) + r_{a.traf} \cdot 395mm \end{aligned} \right] = -16.446 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$m_{f.utraf} := \left[\begin{aligned} &g_{bp1} \cdot \frac{u}{2} + g_{bp2} \cdot \frac{u}{3} + g_{bp3} \cdot \frac{u}{3} + g_{kantstein} \cdot 395mm \dots \\ &+ g_{belegg} \cdot \frac{a_{ks}^2}{2} + r_{b.utraf} \cdot (u - 120mm) + r_{a.utraf} \cdot 395mm \end{aligned} \right] = -24.258 \cdot \frac{kNm}{m}$$

Moment fra egenvekt for innvendig flens, beregner forenklet bare som fritt opplagt



Avstand mellom "opplegg"	$L_{if} := 5400\text{mm} + \frac{350\text{mm}}{2} \cdot 2 = 5750 \cdot \text{mm}$
Middeltykkelse innvendig	$t_{innv} := 200\text{mm}$
Egenvekt med middeltykkelse	$g_{flens} := \gamma_g \cdot \gamma_{betong} \cdot t_{innv} = 5.75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Moment på midten	$m_{g.midt} := \frac{(g_{flens} + g_{belegg}) \cdot L_{if}^2}{8} = 29.705 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

E2.2 Moment fra Pucher-diagram på utkrager

3.2.2 Lastfeltenes størrelse og plassering i tverretning

Lastflate:	$b_x := 600\text{mm}$	$b_y := 200\text{mm}$
------------	-----------------------	-----------------------

NS 3473:1973 pkt. 3.5.4

45 graders spredning	$t_x := b_x + 2 \cdot \left(t_{slitelag} + \frac{h_{avg}}{2} \right) = 845.6 \cdot \text{mm}$
	$t_y := b_y + 2 \cdot \left(t_{slitelag} + \frac{h_{avg}}{2} \right) = 445.6 \cdot \text{mm}$

<u>R412, 3.2.1</u>	$H_p := 80\text{kN}$	$h_p := \frac{H_p}{b_x \cdot b_y} = 666.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
--------------------	----------------------	---

Minste avstand H til KS	$a_{ks.min} := 200\text{mm}$	$a_{ks.ny} := a_{ks.min} + \frac{b_x}{2} - \frac{t_x}{2} = 77.2 \cdot \text{mm}$
-------------------------	------------------------------	--

Lastflate på utkrager	$b_{x.red} := a_{ks} - a_{ks.ny} = 192.8 \cdot \text{mm}$
-----------------------	---

Redusert hjullast	$H_{p.red} := h_p \cdot b_{x.red} \cdot b_y = 25.7 \cdot \text{kN}$
-------------------	---

Leser av μ -verdi:	$\mu_{middel} := -4.0$
------------------------	------------------------

Moment fra hjullast	$m_{f,\mu} := \gamma_p \cdot \mu_{middel} \cdot \frac{H_{p.red}}{8 \cdot \pi} = -5.728 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$
---------------------	---

E2.3 Moment fra Pucher-diagram på "fritt opplagt" bruplate

Høyere middeltykkelse innvendig	$t_{xi} := b_x + 2 \cdot \left(t_{slitelag} + \frac{t_{innv}}{2} \right) = 900 \cdot \text{mm}$
	$t_{yi} := b_y + 2 \cdot \left(t_{slitelag} + \frac{t_{innv}}{2} \right) = 500 \cdot \text{mm}$

Velger tilfelle med trippelboggilast plassert midt i felt for innvendig flens i x-retning, og boggilast i y-retning

Leser av μ_x -verdier for trippelboggilast	$\mu_{x1} := 4.1$	$\mu_{x2} := 1.1$
	$\mu_{x3} := 5.5$	$\mu_{x4} := 1.0$
Leser av μ_y -verdier for boggilast	$\mu_{y1} := 5.0$	$\mu_{y2} := 0.9$
	$\mu_{y3} := 0.5$	$\mu_{y4} := 0.4$

Figur 3.2-1
Bruksklasser

$A_{1,BL} := 160\text{kN}$	$H_{1,BL} := 80\text{kN}$
$A_{2,BL} := 65\text{kN}$	$H_{2,BL} := 32.5\text{kN}$
$A_{1,3BL} := 70\text{kN}$	$H_{1,3BL} := 35\text{kN}$
$A_{2,3BL} := 140\text{kN}$	$H_{2,3BL} := 70\text{kN}$

$$\text{Moment i x-retning } m_{\mu_x} := 2(\mu_{x1} + \mu_{x2}) \cdot \frac{H_{1,3BL}}{8 \cdot \pi} + (\mu_{x3} + \mu_{x4}) \cdot \frac{H_{2,3BL}}{8 \cdot \pi} = 32.587 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{f,\mu_x} := \gamma_p \cdot m_{\mu_x} = 45.6 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$\text{Moment i y-retning } m_{\mu_y} := (\mu_{y1} + \mu_{y2}) \cdot \frac{H_{1,BL}}{8 \cdot \pi} + (\mu_{y3} + \mu_{y4}) \cdot \frac{H_{2,BL}}{8 \cdot \pi} = 19.944 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{f,\mu_y} := \gamma_p \cdot m_{\mu_y} = 27.9 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

E2.4 Moment fra vindlast:

Vindkasthastighetstrykk $q_p := 1681.752\text{Pa}$

med trafikklast $q_{p'} := 765.625\text{Pa}$

Kraftfaktorer $c_L := 0.9$ $c_M := c_L \cdot \frac{1}{4} = 0.23$

Vertikalkraft $q_L := q_p \cdot c_L \cdot b = 12.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$q_{L'} := q_{p'} \cdot c_L \cdot b = 5.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vridningsmoment $q_M := q_p \cdot c_M \cdot b^2 = 26.1 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$

$$q_{M'} := q_{p'} \cdot c_M \cdot b^2 = 11.9 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

E2.5 Dimensjonerende momenter

For utkragerflensen i x-retning

$$m_f := \min(m_{f,traf} + m_{f,\mu}, m_{f,utraf}) = -24.3 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

For innvendig flens i y-retning er det kun moment grunnet trippelboggilast

$$m_{f,y} := m_{f,\mu y} = 27.9 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

For innvendig flens i x-retning

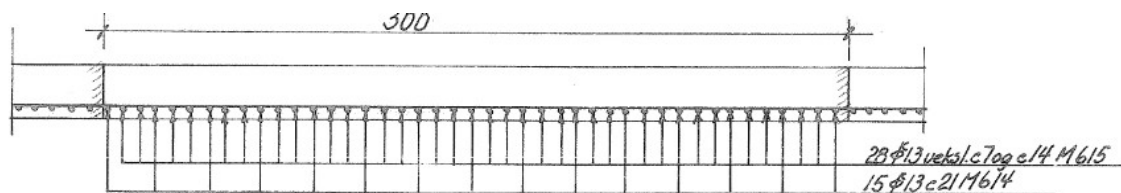
$$m_{ULSaTR} := m_{g,midt} + m_{f,\mu x} = 75.33 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{ULSaV} := m_{g,midt} + \gamma_w \cdot q_M = 71.4 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

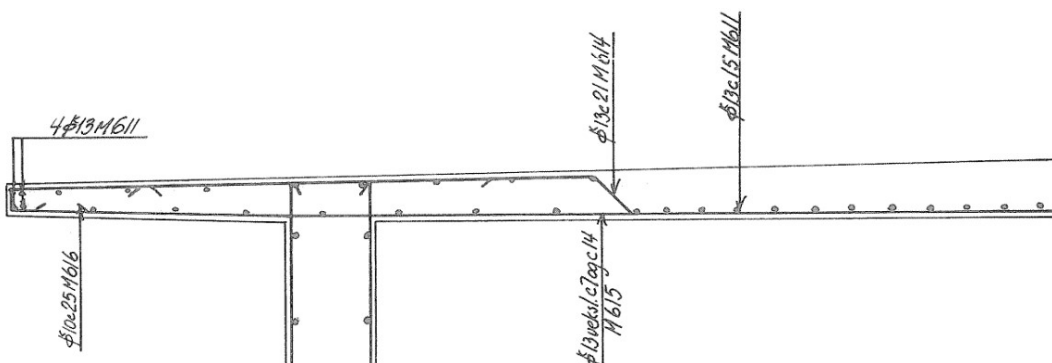
$$m_{ULSbTR} := \frac{m_{g,midt}}{\gamma_g} + \gamma_{p.b1} m_{\mu x} + \gamma_{w.b2} \cdot q_M' = 74.43 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{ULSbV} := \frac{m_{g,midt}}{\gamma_g} + \gamma_{p.b2} m_{\mu x} + \gamma_{w.b1} \cdot q_M' = 67.33 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$m_{f,x} := \max(m_{ULSaTR}, m_{ULSaV}, m_{ULSbTR}, m_{ULSbV}) = 75.3 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$



Langsnitt av brubaneplaten ved symmetriakse
Detalj for legging av tverrarm i et 3,0 m felt
M 1/20



E3. MATERIALDATA**Slakkarmering,
CSF 50**

$$\phi_s := 13\text{mm}$$

Ks 50**Tabell 4.2-1** *Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål*Materialfaktor: $\gamma_s := 1.25$ E-modul $E_s := 200\text{GPa}$ Overdekning $c_{\text{nom}} := 20\text{mm}$ **Tabell 4.2-3** *Armeringens karakteristiske fasthet, f_{sk}*

$$f_{sk} := 500\text{MPa}$$

Dimensjonerende

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 400 \cdot \text{MPa}$$

Flyt i armering

$$\varepsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_s} = 2.5 \times 10^{-3}$$

Strekkarmering M614
i x-retning utkrager

$$s_1 := 210\text{mm}$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4 \cdot s_1} = 632.1 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Feltarmering
M614+M615
i x-retning

$$s_2 := 70\text{mm}$$

$$A_{s,x} := \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4 \cdot s_2} = 1896.2 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Feltarmering M611
i y-retning

$$s_3 := 150\text{mm}$$

$$A_{s,y} := \frac{\pi \cdot \phi_s^2}{4 \cdot s_3} = 884.9 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$d := h_{\text{innsp}} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi_s}{2} = 144.7 \cdot \text{mm}$$

$$d_x := h_{\text{midt}} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi_s}{2} = 203.5 \cdot \text{mm}$$

$$d_y := h_{\text{midt}} - c_{\text{nom}} - \frac{3}{2} \phi_s = 190.5 \cdot \text{mm}$$

$$d_{x,\text{avg}} := t_{\text{innv}} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi_s}{2} = 173.5 \cdot \text{mm}$$

$$d_{y,\text{avg}} := t_{\text{innv}} - c_{\text{nom}} - \frac{3}{2} \phi_s = 160.5 \cdot \text{mm}$$

BETONG B440

Tabell 4.2-2 *Betongens konstruksjonsfasthet for trykk, f_{cn}*

Tabellen oppgir tilsvarende fasthetsklasser for NS 3473. Her finnes kun for B400 og B450. Velger å bruke C40.

Konstr.fasthet (trykk): $f_{cn} := 25.2\text{MPa}$

Tabell 4.2-1 *Materialfaktorer, γ_m , for betong og armeringsstål*

Materialfaktor: $\gamma_c := 1.4$

NS 3473:1998:

Tabell 5 *Betongfastheter*

Bruker midlere verdier av C35 og C45

Trykkbrudd: $\epsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$

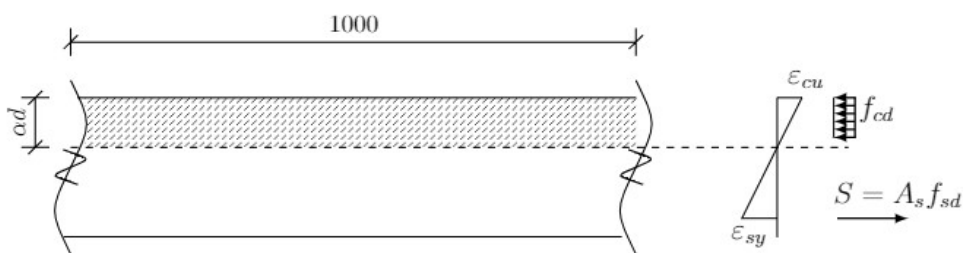
Konstr.fasthet (strekk): $f_{tn} := 1.85\text{MPa}$

10.4.2 *Betongens dimensjonerende fastheter*

Dim. trykkfasthet: $f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 18 \cdot \text{MPa}$

Dim. strekkfasthet: $f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.32 \cdot \text{MPa}$

E4. MOMENTKAPASITET



E4.1 Balansert tverrsnitt for innspenning

Trykksone: $\alpha_b := \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} = 0.583$ $\alpha_b \cdot d = 84.4 \cdot \text{mm}$

$$A_{sb} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 3038.8 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$\text{if}(A_{sb} > A_s, \text{"UNDERARMERT"}, \text{"OVERARMERT"}) = \text{"UNDERARMERT"}$

E4.2 Kapasitet i x-retning for "innspenning"

Strekkarmering: $S_s := A_s \cdot f_{sd} = 252.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Virkelig trykksone $\alpha := \frac{S_s}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot d} = 0.121$ $\alpha \cdot d = 17.6 \cdot \text{mm}$

Trykkresultant $T_c := 0.8 \alpha \cdot d \cdot f_{cd} = 252.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Indre momentarm $z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d = 137.7 \cdot \text{mm}$

$$m_d := T_c \cdot z = 34.8 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Utnyttelsegrad: $UF := \frac{|m_f|}{m_d} = 0.70$

$$\text{Momentkapasitet} := \text{if}(UF < 1, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

E4.2 Kapasitet i y-retning for innvendig "fritt opplagt" bruplate

$$A_{sb,y} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot d_y \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 4000.1 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{if}(A_{sb,y} > A_{s,y}, \text{"UNDERARMERT"}, \text{"OVERARMERT"}) = \text{"UNDERARMERT"}$$

Strekkarmering: $S_y := A_{s,y} \cdot f_{sd} = 354 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Virkelig trykksone $\alpha_y := \frac{S_y}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot d_y} = 0.129$ $\alpha_y \cdot d_y = 24.6 \cdot \text{mm}$

Trykkresultant $T_{c,y} := 0.8 \alpha_y \cdot d_y \cdot f_{cd} = 354 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Indre momentarm $z_y := (1 - 0.4 \cdot \alpha_y) \cdot d_y = 180.6 \cdot \text{mm}$

$$m_{d,y} := T_{c,y} \cdot z_y = 63.9 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Utnyttelsegrad: $UF_y := \frac{m_{f,y}}{m_{d,y}} = 0.44$

$$\text{Momentkapasitet}_y := \text{if}(UF_y < 1, "OK", "Ikke OK") = "OK"$$

E4.3 Kapasitet i x-retning for innvendig "fritt opplagt" bruplate

$$A_{sb.x} := 0.8 \cdot \alpha_b \cdot d_x \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 4273.1 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{if}(A_{sb.x} > A_{s.x}, "UNDERARMERT", "OVERARMERT") = "UNDERARMERT"$$

Strekkarmering: $S_x := A_{s.x} \cdot f_{sd} = 758.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Virkelig trykksone $\alpha_x := \frac{S_x}{f_{cd} \cdot 0.8 \cdot d_x} = 0.259$ $\alpha_x \cdot d_x = 52.7 \cdot \text{mm}$

Trykkresultant $T_{c.x} := 0.8 \alpha_x \cdot d_x \cdot f_{cd} = 758.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Indre momentarm $z_x := (1 - 0.4 \cdot \alpha_x) \cdot d_x = 182.4 \cdot \text{mm}$

$$m_{d.x} := T_{c.x} \cdot z_x = 138.4 \cdot \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Utnyttelsegrad: $UF_x := \frac{m_{f.x}}{m_{d.x}} = 0.54$

$$\text{Momentkapasitet}_x := \text{if}(UF_x < 1, "OK", "Ikke OK") = "OK"$$

E5. SKJÆRKAPASITET

E5.1 Kapasitet for utkragende bruplate

Skjærkraft ved innspenningskant. Velger å se bort fra hullast da den går nesten rett over steg. Kontrolleres i en avstand d fra innspenning.

NS 3473:1998:

12.3.2 Forenklet metode

$$V_{f.traf} := g_{bruplate} + g_{kantstein} + g_{belegg} \cdot a_{ks} + r_{a.traf} + r_{b.traf} = 15.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{f.utraf} := g_{bruplate} + g_{kantstein} + g_{belegg} \cdot a_{ks} + r_{a.utraf} + r_{b.utraf} = 21.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Regner tverrsnittsverdier $d = 144.7 \cdot \text{mm}$ $u_{red} := u - d = 955.3 \cdot \text{mm}$

$$y_{ok}(u_{red}) = 18.4 \cdot \text{mm} \quad y_{uk}(u_{red}) = 26.1 \cdot \text{mm}$$

$$h_{\text{red}} := y_{\text{ok}}(u_{\text{red}}) + y_{\text{uk}}(u_{\text{red}}) + t_{\text{kant}} = 164.5 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{red}} := \left[t_{\text{kant}} + 0.5 \cdot (y_{\text{ok}}(u_{\text{red}}) + y_{\text{uk}}(u_{\text{red}})) \right] \cdot u_{\text{red}} = 135873.9 \cdot \text{mm}^2$$

Redusert skjærkraft blir

$$g_{\text{bruplate.red}} := \gamma_{\text{betong}} \cdot A_{\text{red}} \cdot \gamma_g = 3.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$g_{\text{belegg.red}} := \gamma_g \cdot 1.25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (270 \text{mm} - d) = 0.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{f.traf.red}} := g_{\text{bruplate.red}} + g_{\text{kantstein}} + g_{\text{belegg.red}} + r_{\text{a.traf}} + r_{\text{b.traf}} = 14.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{f.utraf.red}} := g_{\text{bruplate.red}} + g_{\text{kantstein}} + g_{\text{belegg.red}} + r_{\text{a.utraf}} + r_{\text{b.utraf}} = 20.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{f.red}} := \max(v_{\text{f.traf.red}}, v_{\text{f.utraf.red}}) = 20.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$d_{1.0} := 1.0 \text{m}$$

$$d_{\text{red}} := h_{\text{red}} - c_{\text{nom}} - \frac{\phi_s}{2} = 138 \cdot \text{mm}$$

$$k_A := 100 \text{MPa}$$

For plater

$$k_V := 1.5 - \frac{d_{\text{red}}}{d_{1.0}} = 1.36$$

12.3.2.1 Kapasitet fra betongen:

$$v_{\text{c0}} := 0.3 \cdot \left(f_{\text{td}} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot d_{\text{red}}} \right) \cdot d_{\text{red}} \cdot k_V = 92.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{cd}} := \min(v_{\text{c0}}, 0.6 \cdot f_{\text{td}} \cdot d_{\text{red}} \cdot k_V) = 92.9 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utnyttelsegrad:

$$UF_V := \frac{v_{\text{f.red}}}{v_{\text{cd}}} = 0.22$$

12.3.2.4: Hvis trykksone

$$z_t := 0.9 \cdot d_{\text{red}} = 124.2 \cdot \text{mm}$$

12.3.2.5 Kapasitet for trykkbrudd

$$0.25 \cdot f_{\text{cd}} \cdot z_t = 558.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{\text{ccd}} := 0.45 \cdot f_{\text{cd}} \cdot z_t = 1005.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utnyttelsegrad:

$$UF_{v.ccd} := \frac{v_{\text{f.utraf}}}{0.25 \cdot f_{\text{cd}} \cdot z_t} = 0.038$$

E5.2 Kapasitet for innvendig bruplate

Kontrollerer for dimensjonerende tilfelle med hjullast nær opplegg.

Norsk Betongforenings publikasjon nr. 6:

Skjærkraftkapasitet for plater med konsentrerte laster

$$s_x := d_{x,avg} = 173.5 \cdot \text{mm} \quad \frac{t_{xi}}{t_{yi}} = 1.8 \quad \frac{s_x}{t_{yi}} = 0.35$$

$$F_\gamma := H_p = 80 \cdot \text{kN}$$

Diagram 4.1 k_γ for last nær opplegg, fast innspent platekant

$$k_\gamma := 0.51$$

Formel 4.1

$$v_{\gamma\text{maks}} := k_\gamma \cdot \frac{F_\gamma}{t_{yi}} = 81.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Last fra bruplate

$$v_g := \frac{(g_{flens} + g_{belegg}) \cdot L_{if}}{2} = 20.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{g,\text{red}} := (g_{flens} + g_{belegg}) \cdot \left(\frac{L_{if}}{2} - d_{x,avg} \right) = 19.4 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$v_{f,\text{red},\gamma} := v_{g,\text{red}} + \gamma_p \cdot v_{\gamma\text{maks}} = 133.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Skjærkraftkapasitet, strekkbrudd $k_{vi} := 1.5 - \frac{d_{x,avg}}{d_{1.0}} = 1.33$ For plater

12.3.2.1 Kapasitet fra betongen: $v_{c0,x} := 0.3 \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot d_{x,avg}} \right) \cdot d_{x,avg} \cdot k_{vi} = 109.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$v_{cd,x} := v_{c0,x} = 109.2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Utnyttelsegrad:

$$UF_{v,x} := \frac{v_{f,\text{red},\gamma}}{v_{cd,x}} = 1.224$$

12.3.2.4: Hvis trykksone

$$z_{t,x} := 0.9 \cdot d_{x,avg} = 156.2 \cdot \text{mm}$$

12.3.2.5 Kapasitet for trykkbrudd $0.25 \cdot f_{cd} \cdot z_{t,x} = 702.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$v_{ccd,x} := 0.45 \cdot f_{cd} \cdot z_{t,x} = 1264.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Utnyttelsegrad:

$$UF_{v.ccd,x} := \frac{v_g + \gamma_p \cdot v \cdot \gamma_{maks}}{0.25 \cdot f_{cd} \cdot z_{t,x}} = 0.192$$

Vedlegg F

Søyleberegninger

Vedlegget inneholder beregninger av søylenes kneklengde, slankhet og kapasitet i henhold til NS 3473:1998.

F1 Kneklengde

F2 Slankhet

F3 Kapasitet

1. TVERRSNITTSDATA

$$\text{Areal, massivt tverrsnitt} \quad A_c := \frac{\pi (1400\text{mm})^2}{4} = 1.539 \cdot \text{m}^2$$

$$\text{Annet arealmoment, massivt tverrsnitt} \quad I_c := \frac{\pi}{64} \cdot (1400\text{mm})^4 = 1.886 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

$$\text{Areal, hult tverrsnitt} \quad A_{c.\text{hul}} := A_c - \frac{\pi (1000\text{mm})^2}{4} = 0.754 \text{m}^2$$

$$\text{Annet arealmoment, hult tverrsnitt} \quad I_{c.\text{hul}} := I_c - \frac{\pi}{64} \cdot (1000\text{mm})^4 = 1.395 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$$

NS 3473:1998 punkt 9.2

$$\text{E-modul for A-betong} \quad E_c := 9500\text{MPa}^{0.7} \cdot (20\text{MPa})^{0.3} = 23336.3 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{Søylelengde over rigel} \quad L_1 := 28.05\text{m}$$

$$\text{Søylelengde under rigel} \quad L_2 := 13.1\text{m}$$

Stålkonstruksjoner: Profiler og formler**Tabell 4.1** Systemdefinisjon av elastisk innspente staver

Knekk lengde av søylelengde over rigel bestemmes ved hjelp av "systemdefinisjon av elastisk innspente staver" i formelheftet "stålkonstruksjoner". Bruker basissystem II: innspent stav som kan rotere om toppen og forskyves sideveis. Antar at rigelen er uendelig stiv, slik at rotasjonsstivheten k_ϕ settes til uendelig. Stivhet sideveis bestemmes av søylestivheten og lengde av massiv søyle under rigel. Ved hjelp av tabell 4.3 kan knekk lengdefaktoren bestemmes. Denne metoden tar ikke hensyn til eventuelle sidelasters innvirkning.

$$\text{Sideveis stivhet} \quad k_x := \frac{3 \cdot E_c \cdot I_c}{L_2^3} = 5872.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Dimensjonsløs stivhetsparameter} \quad \delta := \frac{k_x \cdot L_1^3}{E_c \cdot I_c} = 29.5$$

$$\text{Rotasjonsstivhet} \quad k_\phi := \infty$$

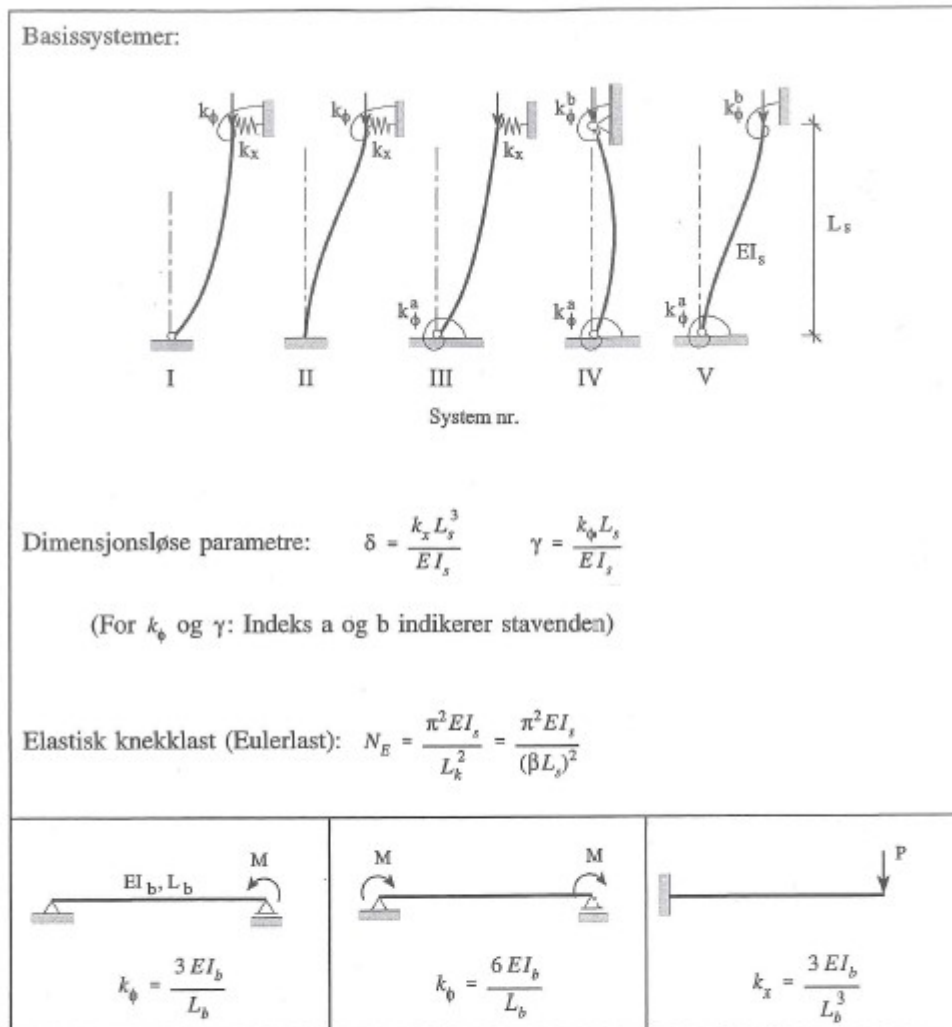
$$\text{Dimensjonsløs stivhetsparameter} \quad \gamma := \infty$$

Tabell 4.3 Knekk lengdefaktor for stavsystem II

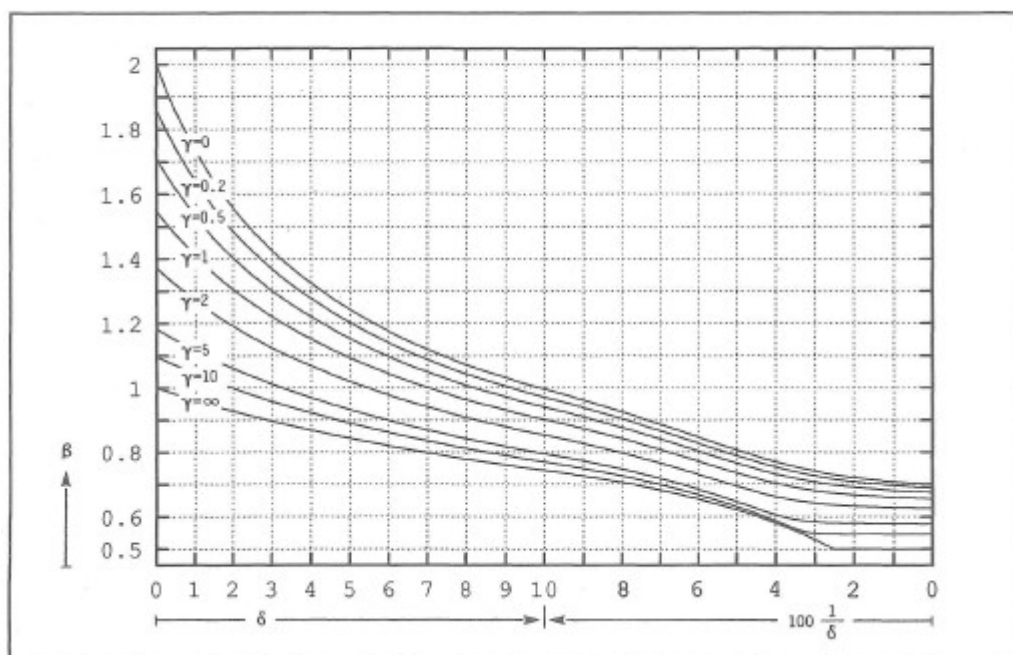
$$\beta := 0.55$$

Staven knekker som en dobbeltinnspent stav.

TABELL 4.1 SYSTEMDEFINISJON AV ELASTISK INNSPENDE STAVER



TABELL 4.3 STAVSYSTEM II



F2.1. TVERRSNITTSDATA

Utvendig diameter:	$d := 1400\text{mm}$
Areal, massivt tv.snitt:	$A_c := \frac{\pi d^2}{4} = 1.539 \cdot \text{m}^2$
Annet arealmoment, massivt tv.snitt:	$I_c := \frac{\pi}{64} \cdot d^4 = 1.9 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$
Knekkfaktor fra tidligere vedlegg:	$\beta := 0.55$
Søylelede mellom rigeler:	$L_1 := 28.05\text{m}$
Knekk lengde:	$l_e := \beta \cdot L_1 = 15.4\text{m}$

Betong A-betong:

Materialfaktor:	$\gamma_c := 1.4$
E-modul:	$E_{ck} := 23336\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet:	$f_{cn} := 16.8\text{MPa}$
Dim.fasthet:	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 12 \cdot \text{MPa}$

F2.2. ARMERING

Karakteristisk E-modul:	$E_{sk} := 200\text{GPa}$
Materialfaktor:	$\gamma_s := 1.25$
Antall armeringsjern:	$n_{stenger} := 22$
Armeringens annet arealmoment, dette er beregnet i vedlegg F3:	$I_s := 2.1 \times 10^9 \text{mm}^4$

R412: Tabell 4.2-3: Armeringens karakteristiske fasthet

Tabellen viser gamle fasthetsklasser for bruk i NS 3473. Armeringsfastheten skal reduseres ved diameter større enn 25mm

Fasthet:	$f_{sk} := 380\text{MPa}$
Totalt armeringsareal:	$A_s := n_{stenger} \frac{\pi \cdot (25\text{mm})^2}{4} = 10799.2 \cdot \text{mm}^2$
Dim.fasthet:	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 304 \cdot \text{MPa}$

F2.3. SLANKHETSKRAV

NS 3473:1998: pkt. 12.2.1 Slanke konstruksjoner belastet med aksialtrykk eller bøyemoment og aksialtrykk skal beregnes for disse lastvirkningene og virkningen av konstruksjonens forskyvninger (2.ordensteori)

12.2.5 Det kan sees bort ifra forskyvninger hvis den lastavhengige slankheten λ_N , beregnet på grunnlag av dimensjonerende laster, er mindre enn 10 (enkelkrummet), eller $18 \cdot 8 \cdot M_{0A} / M_{0B}$

Gjennomsnittelig største aksiallast,
(Kombinasjon ULSa -V): $N_f := -11550 \text{ kN}$

Mange lastkombinasjon gir momentdiagram på både motsatt side (gunstig) og samme side (ugunstig). Bruker kombinasjon ULSa-TR som er mest ugunstig med tanke på slankhetskravet.

Kombinasjon ULSa-TR: $M_{0A} := -109 \text{ kNm}$

$$M_{0B} := -143 \text{ kNm}$$

12.2.4, 12.2.5 Lastavhengig slankhet

Nedre grense lastavhengige
slankhet: $\lambda_{N,\text{maks}} := 45$

Øvre grense lastavhengige
slankhet: $\lambda_{N,\text{nedre}} := 18 - 8 \frac{M_{0A}}{M_{0B}} = 11.9$

Treghetsradie: $i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 0.35 \text{ m}$

Geometrisk slankhet: $\lambda := \frac{l_e}{i} = 44.1$

Dimensjonsløs aksialkraft: $n_f := \frac{N_f}{f_{cd} \cdot A_c} = -0.625$

Mekanisk armeringsforhold,
reduisert armeringsareal for
sirkulære søyler: $\omega_t := \frac{\frac{2}{3} \cdot f_{sd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.12$

Lastavhengige slankhet: $\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{-n_f}{1 + 4\omega_t}} = 28.7$

Øvre grense for geometrisk
slankhet: $\lambda_{\text{maks}} := 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \omega_t} = 97.1$

$\text{if}(\lambda_{\text{maks}} > \lambda, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$

$\text{if}(\lambda_{N,\text{maks}} > \lambda_N, \text{"materialbrudd"}, \text{"stabilitetsbrudd"}) = \text{"materialbrudd"}$

$\text{if}(\lambda_N > \lambda_{N,\text{nedre}}, \text{"2.ordens teori"}, \text{"1.ordens teori"}) = \text{"2.ordens teori"}$

F2.4. TILLEGGEKSENTRISITETER (2.ORDENS OG UTILSIKTET)

NS 3473:1998 pkt. 12.1.2: Ved bergening av kapasiten for tverrsnitt påkjent av aksialkraft skal det forutsettes en minste eksentrisitet om ugunstig akse. Eksentrisiteten skal ikke antas mindre enn den største av 20mm, $l_e/300$ og $l/30$ av tverrsnittsmålet i eksentrisitetens retning.

A12.2 Slanke konstruksjonsdeler

Sekantstivhet tilnærmet for langtidlast

$$EI_{cr} := 0.6 \cdot E_{ck} \cdot I_c + I_s \cdot E_{sk} = 3.1 \times 10^{15} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$$

Utilsiktet eksentrisitet

$$e_a := \max\left(20\text{mm}, \frac{d}{30}, \frac{l_e}{300}\right) = 51.4 \cdot \text{mm}$$

F2.5. ORDENS UTBØYNINGSEKSENTRISITET

$$\kappa := \text{if}\left(0.5 \cdot A_c \cdot f_{cd} < |N_f|, 0.5 \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{N_f} \cdot \frac{\frac{f_{sk}}{E_{sk}} + 0.003}{d}, \frac{\frac{f_{sk}}{E_{sk}} + 0.003}{d}\right) = -0.0028 \frac{1}{\text{m}}$$

2.ordens utbøyings eksentrisitet

$$a_e := \left|0.1 \cdot l_e^2 \cdot \kappa\right| = 66.62 \cdot \text{mm}$$

F2.6. LANGTIDSEKSENTRISITET PGA KRYP

A9.1: For bestemmelse av langtidslast og langtidsmoment spesifiserer ikke NS 3479 ikke noe om hvilket av de variable lastene som skal forutsettes som langtidslast. Dersom nøyaktigere undersøkelser ikke gjøres kan det regnes en midlere last over konstruksjonens levetid. N_L kan beregnes som en endel av α av N_k , der α er 1,0 for permanente laster, 0,4 for variable laster og (for vind. For Tromsøbrua brukes 1,0 for egenlast og deformasjonslast, 0,4 for trafikklast, vi og temperatur utelates. Det brukes så en gjennomsnittelig last over høyden på søylen.

Kryptall søyler 57år

$$\varphi := 2.662$$

Eulers knekklast langtid

$$N_E := \frac{\pi^2 EI_{cr}}{l_e^2} = 126905 \cdot \text{kN}$$

Langtidsaksiallast fra NovaFrame

$$N_L := 5379 \text{ kN}$$

NS 3473:1998:12.2.6: Dersom den lastavhengige slankheten beregnet med aksialkraft på grunnlag av konstruksjonens karakteristiske langtidslast og de tilhørende stavendemomentene il ser større en veridene gitt i punkt 12.2.5 kan det sees bort ifra virkningen av kryp.

Dimensjonsløs langtids aksialkraft: $n_L := \frac{N_L}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.291$

Lastavhengig slankhet for langtidslast: $\lambda_{NL} := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n_L}{1 + 4\omega_t}} = 19.6$

$\text{if}(\lambda_{NL} > \lambda_{N.nedre}, \text{"Krypberegninger"}, \text{"ikke krypberegninger"}) = \text{"Krypberegninger"}$

Må se på virkningen av kryp:

Langtidsmoment $M_L := 157 \text{ kNm}$

1. ordens langtids eksentrisitet $e_{0L} := \frac{M_L}{N_L} = 29.2 \cdot \text{mm}$

1. ordens eksentrisitet langtids eksentrisitet inkl utilsiktet eksentrisitet $e_{1L} := e_{0L} + e_a = 80.6 \cdot \text{mm}$

Langtids eksentrisitet pga kryp $a_k := e_{1L} \cdot \frac{0.8\varphi}{\frac{N_E}{N_L} - 1 - 0.4\varphi} = 7.97 \cdot \text{mm}$

F3.1. TVERRSNITTSDATA

Diameter utvendig	$d_u := 1400\text{mm}$
Diameter utvendig	$d_i := 1000\text{mm}$
Antall armeringsjern	$n_{\text{stenger}} := 22$
Radius	$r := 700\text{mm}$
Areal, massivt tverrsnitt	$A_c := \frac{\pi d_u^2}{4} = 1.539 \cdot \text{m}^2$
Annet arealmoment, massivt tverrsnitt	$I_c := \frac{\pi \cdot d_u^4}{64} = 1.9 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$
Areal, hult tverrsnitt	$A_{c.\text{hul}} := A_c - \frac{\pi d_i^2}{4} = 0.75 \text{m}^2$
Annet arealmoment, hult tverrsnitt	$I_{c.\text{hul}} := I_c - \frac{\pi \cdot d_i^4}{64} = 1.4 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$

**F3.1.1.BETONG:
A-BETONG**

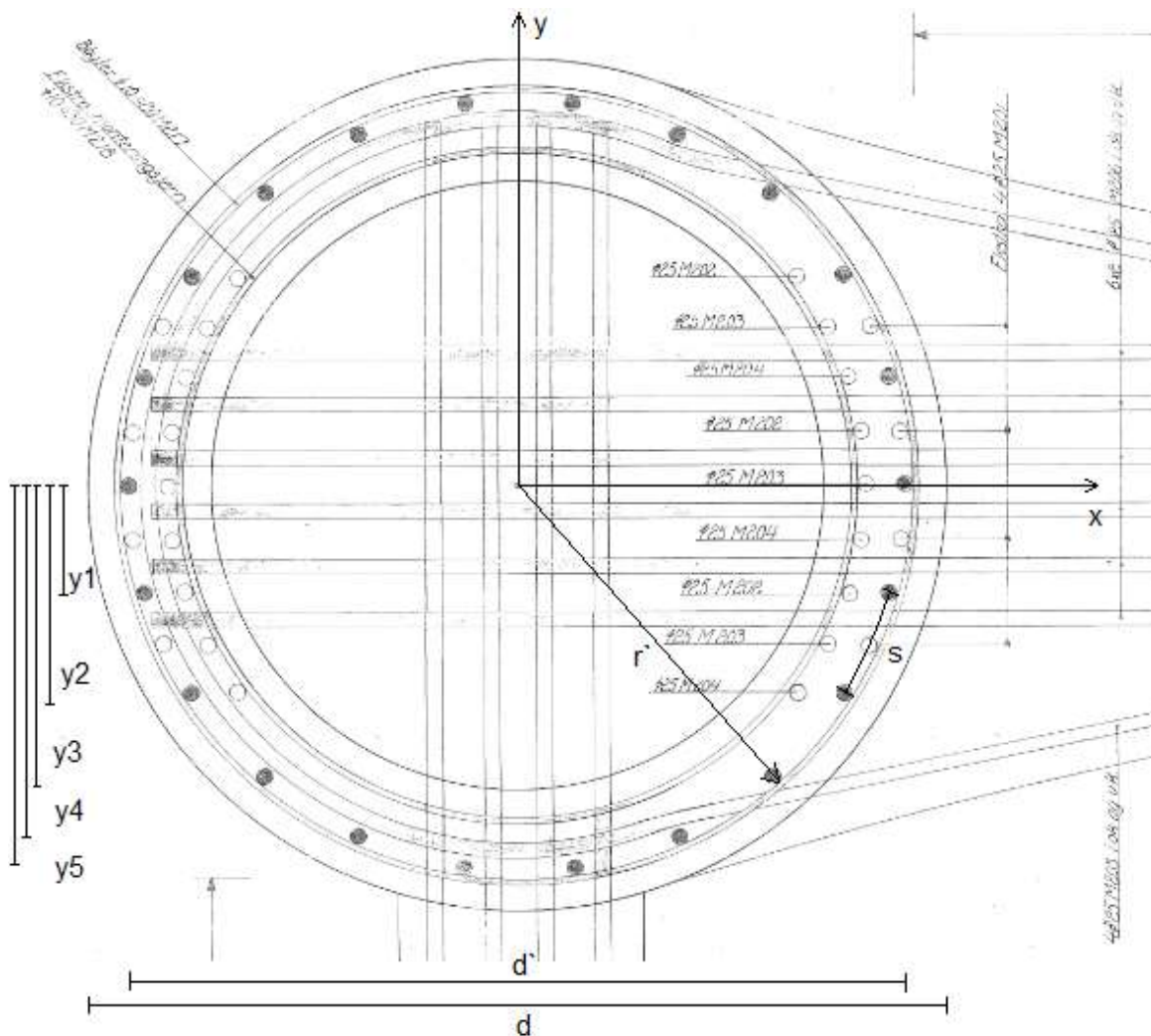
Materialfaktor	$\gamma_c := 1.4$
E-modul for A-betong	$E_c := 23336\text{MPa}$
Konstruksjonsfasthet	$f_{cn} := 16.8\text{MPa}$
Dim.fasthet	$f_{cd} := \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = 12 \cdot \text{MPa}$
Konstr.strekkfasthet	$f_{tn} := 1.4\text{MPa}$
Dim. strekkfasthet	$f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1 \cdot \text{MPa}$
Bruddtøyning betong	$\epsilon_{cu} := 3.5 \times 10^{-3}$
	$\epsilon_{c0} := 2 \times 10^{-3}$

F3.1.2.ARMERING

Materialfaktor	$\gamma_s := 1.25$
Fasthet	$f_{sk} := 380\text{MPa}$
E-modul	$E_{sk} := 200\text{GPa}$
Armeringsareal for 1 jern	$A_s := \frac{\pi \cdot (25\text{mm})^2}{4} = 490.9 \cdot \text{mm}^2$

Dim.fasthet	$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 304 \cdot \text{MPa}$
Definert bruddtøyning	$\epsilon_{su} := 10 \times 10^{-3}$
Flyttøyning	$\epsilon_{sy} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 1.9 \times 10^{-3}$

F3.1.3. PLASSERING AV ARMERING I TVERRSNITTET



For å finne armeringsplasseringen må en finne avstanden mellom armeringsjernene. Det gjøres ved å dele sirkelomkretsen armeringen ligger i på antall armeringsjern. Nå avstanden er funnet kan man finne vinkelen mellom det enkelte armeringsjern og x-aksen. Ved hjelp av koordinatene i enhetsirkelen har man nøyaktig høyde i y-retning

Diameter armeringsirkel: 50mm
 overdekning, 10mm bøylearming, $d' := d_u - 2 \cdot 50\text{mm} - 2 \cdot 10\text{mm} - 25\text{mm} = 1255 \cdot \text{mm}$
 25mm armeringsjern:

Radius armeringsirkel: $r' := \frac{d'}{2} = 627.5 \cdot \text{mm}$

Omkrets armeringsirkel: $O_{As} := \pi \cdot d' = 3942.7 \cdot \text{mm}$

Buelengde mellom armeringstenger: $s := \frac{O_{As}}{n_{\text{stenger}}} = 179.21 \cdot \text{mm}$

Armeringsavstand x-aksen: $y1 := \sin\left(\frac{s}{r'}\right) \cdot r' = 176.79 \cdot \text{mm}$

$$y2 := \sin\left(\frac{2 \cdot s}{r'}\right) \cdot r' = 339.25 \cdot \text{mm}$$

$$y3 := \sin\left(\frac{3 \cdot s}{r'}\right) \cdot r' = 474.23 \cdot \text{mm}$$

$$y4 := \sin\left(\frac{4 \cdot s}{r'}\right) \cdot r' = 570.79 \cdot \text{mm}$$

$$y5 := \sin\left(\frac{5 \cdot s}{r'}\right) \cdot r' = 621.11 \cdot \text{mm}$$

Armeringens annet arealmoment for bruk i vedlegg F2: $I_s := 2 \cdot 2 \cdot A_s \cdot (y1^2 + y2^2 + y3^2 + y4^2 + y5^2) \dots = 2.1 \times 10^9 \cdot \text{mm}^4 + 22 \cdot \frac{\pi \cdot (25\text{mm})^4}{64}$

F3.2. KAPASITET- MASSIVT TVERRSNITT

Effektiv tverrsnittshøyde: 50mm
 overdekning, 10mm bøylearmering, $d_s := 2 \cdot r - 50\text{mm} - 10\text{mm} - 12.5\text{mm} = 1327.5 \cdot \text{mm}$
 25mm armeringsjern

Kapasitet for et lag à 2 armeringsjern $F_s := 2 \cdot A_s \cdot f_{sd} = 298.5 \cdot \text{kN}$

1. Rent trykk

Tøyningstilstand i betong $\epsilon_{c.1} := \frac{\epsilon_{c0} + \epsilon_{cu}}{2} = 2.75 \times 10^{-3}$

Aksialkapasitet

$$N_1 := 2 \cdot f_{cd} \cdot \int_{-r}^r \sqrt{r^2 - x^2} dx + f_{sd} \cdot A_s \cdot n_{\text{stenger}} = 21756 \cdot \text{kN}$$

Moment kapasitet

$$M_1 := 0 \text{ kNm}$$

2. Trykkbrudd i betong og flytning i armering i 2 armeringslag

Tøyningstilstand i armering	$\epsilon_{s.2} := \epsilon_{sy} = 1.9 \times 10^{-3}$
Tøyningstilstand i betong	$\epsilon_{c.2} := \epsilon_{cu}$
	$\alpha_2 := \frac{\epsilon_{c.2}}{\epsilon_{c.2} + \epsilon_{s.2}} = 0.65$
Effektiv trykksonehøyde	$0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_s = 688.3 \cdot \text{mm}$
Betongens trykkresultant	$T_{c2} := 2 \cdot f_{cd} \cdot \int_{r-0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_s}^r \sqrt{r^2 - x^2} dx = 9040.3 \cdot \text{kN}$
Trykksoneens momentkapasitet om senterlinje	$T_{m2} := 2 \cdot f_{cd} \cdot \int_{r-0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_s}^r x \sqrt{r^2 - x^2} dx = 2742.9 \cdot \text{kNm}$
Trykkresultantens angrepspunkt fra senterlinje	$y_c := \frac{T_{m2}}{T_{c2}} = 303.4 \cdot \text{mm}$
Avstand fra senterlinje der trykkarmering begynner å flyte. 4 lag flyter.	$\epsilon_{y2} := 700 \text{mm} - \frac{(\epsilon_{cu} - \epsilon_{sy}) \cdot \alpha_2 \cdot d_s}{\epsilon_{cu}} = 306.7 \cdot \text{mm}$
Kraft fra lag som ikke flyter	$F_{s4} := 2 \cdot A_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \left[-\epsilon_{cu} + \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d_s} \cdot (r + y4) \right] = 262.2 \cdot \text{kN}$ $F_{s3} := 2 \cdot A_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \left[-\epsilon_{cu} + \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d_s} \cdot (r + y3) \right] = 200.5 \cdot \text{kN}$ $F_{s2} := 2 \cdot A_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \left[-\epsilon_{cu} + \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d_s} \cdot (r + y2) \right] = 114.3 \cdot \text{kN}$ $F_{s1} := 2 \cdot A_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \left[-\epsilon_{cu} + \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d_s} \cdot (r + y1) \right] = 10.5 \cdot \text{kN}$ $F_{s0} := 2 \cdot A_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \left[-\epsilon_{cu} + \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d_s} \cdot (r) \right] = -102.5 \cdot \text{kN}$ $F_{t1} := 2 \cdot A_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \left[-\epsilon_{cu} + \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d_s} \cdot (r - y1) \right] = -215.5 \cdot \text{kN}$
Momentkapasitet fra armering som ikke flyter	$\Delta M_2 := F_{s4} \cdot y4 + F_{s3} \cdot y3 + F_{s2} \cdot y2 \dots = 323.5 \cdot \text{kNm}$ $+ F_{s1} \cdot y1 - F_{t1} \cdot y1$
Aksialkapasitet fra armering som ikke flyter	$\Delta N_2 := F_{s4} + F_{s3} + F_{s2} + F_{s1} + F_{s0} + F_{t1} = 269.5 \cdot \text{kN}$

Aksielkapasitet

$$N_2 := T_{c2} + 4 \cdot F_s - 1 \cdot F_s + \Delta N_2 = 10205.2 \cdot \text{kN}$$

Momentkapasitet

$$M_2 := F_s \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5) \dots + T_{c2} \cdot y_c + \Delta M_2 = 3717.6 \cdot \text{kNm}$$

3. Trykkbrudd i betong og strekkbrudd i 2 armeringslag

Tøyningstilstand i armering

$$\epsilon_{s.3} := \epsilon_{su}$$

Tøyningstilstand i betong

$$\epsilon_{c.3} := \epsilon_{cu}$$

$$\alpha_3 := \frac{\epsilon_{c.3}}{\epsilon_{c.3} + \epsilon_{s.3}} = 0.26$$

Effektiv trykksonehøyde

$$\alpha_3 \cdot d_s = 344.2 \cdot \text{mm}$$

Betongens trykkresultant

$$T_{c3} := 2 \cdot f_{cd} \cdot \int_{r-0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_s}^r \sqrt{r^2 - x^2} dx = 2567.6 \cdot \text{kN}$$

Trykksoneens momentkapasitet om senterlinje

$$T_{m3} := 2 \cdot f_{cd} \cdot \int_{r-0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_s}^r x \sqrt{r^2 - x^2} dx = 1378.5 \cdot \text{kNm}$$

Trykkresultantens angrepspunkt fra senterlinje

$$y_{c3} := \frac{T_{m3}}{T_{c3}} = 536.9 \cdot \text{mm}$$

Kapasitet av armering som ikke flyter

Avstand fra senterlinje der trykk- og strekkarmering begynner å flyte.
2 lag med trykkarmering og 6 lag med strekkarmering flyter

$$x_3 := \frac{(\epsilon_{c.3} - \epsilon_{sy})}{\epsilon_{s.3} + \epsilon_{c.3}} \cdot d_s = 157.3 \cdot \text{mm}$$

$$x_4 := \frac{(\epsilon_{s.3} - \epsilon_{sy})}{\epsilon_{s.3} + \epsilon_{c.3}} \cdot d_s = 796.5 \cdot \text{mm}$$

Krefter fra armering som ikke flyter

$$F_{s4.} := 2 \cdot A_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \left[-\epsilon_{cu} + \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}}{d_s} \cdot (r - y_3) \right] = -189 \cdot \text{kN}$$

$$F_{s3.} := 2 \cdot A_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \left[-\epsilon_{cu} + \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}}{d_s} \cdot (r - y_2) \right] = 26 \cdot \text{kN}$$

$$F_{s2.} := 2 \cdot A_s \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \left[-\epsilon_{cu} + \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{su}}{d_s} \cdot (r - y_1) \right] = 286 \cdot \text{kN}$$

Kapasitet fra armering som ikke flyter

$$\Delta M_3 := -F_{s4} \cdot y_4 + F_{s3} \cdot y_3 + F_{s2} \cdot y_2 = 217.5 \cdot \text{kNm}$$

$$\Delta N_3 := F_{s4} + F_{s3} + F_{s2} = 123.4 \cdot \text{kN}$$

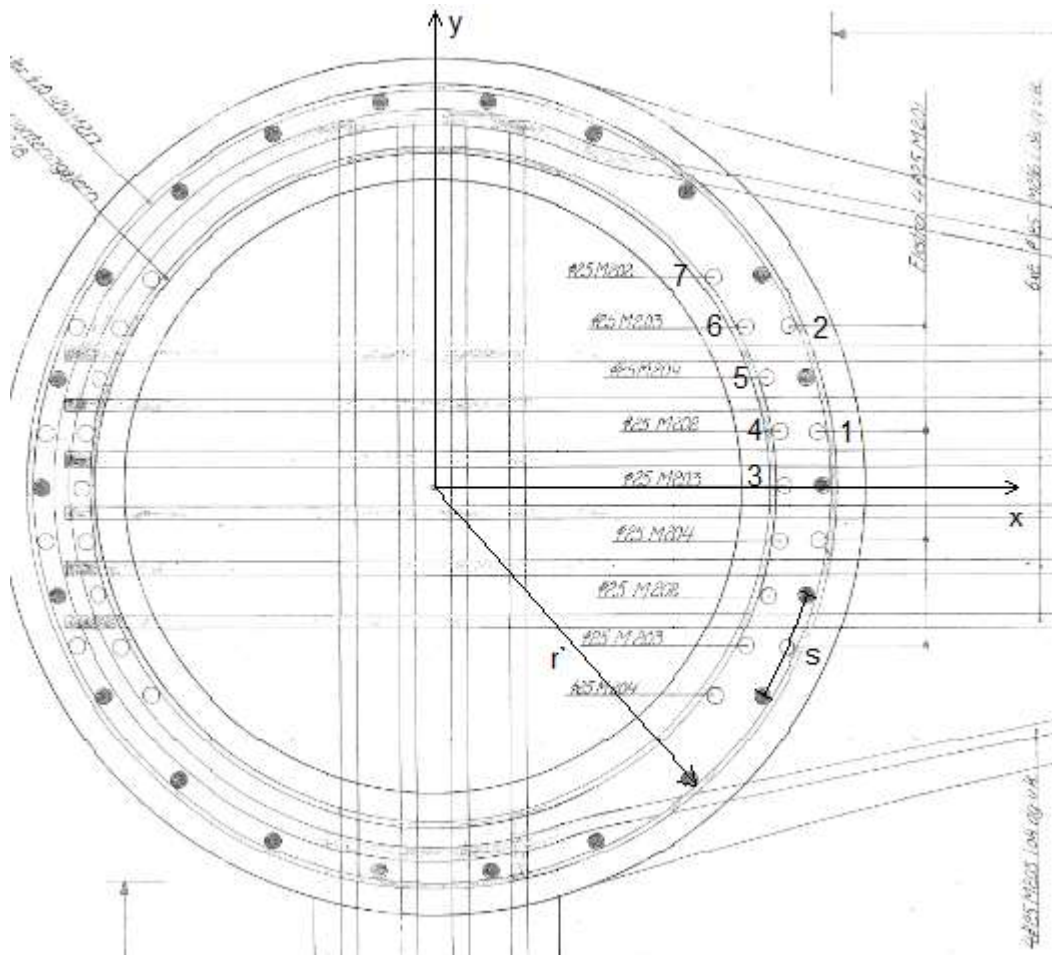
Aksielkapasitet

$$N_3 := T_{c3} + 2 \cdot F_s - 6 \cdot F_s + \Delta N_3 = 1497.1 \cdot \text{kN}$$

Momentkapasitet

$$M_3 := F_s \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + 2 \cdot y_4 + 2y_5) \dots = 2603.1 \cdot \text{kNm} \\ + T_{c3} \cdot y_{c3} + \Delta M_3$$

6. KAPASITET -FRA EKSTRA ARMERING



I tverretning er søylene armert med ekstra armering (farget hvit i figuren over). Dette legges til kapasiteten i tverretning. Armeringen deles inn i ytre og indre lag. Indre lag består av 9 jern, og ytre 4 jern. Høyden til hvert jern regnes på samme måte som tidligere. Det regnes avstand fra tyngdepunktet til ytre og indre lag. For å kunne adderes til tidligere beregninger brukes samme tøyningstilstand. Jernene er av kvalitet CSF50 og har en diameter lik 25mm

Fasthet CSF50: $f_{sd50} := \frac{480\text{MPa}}{\gamma_s} = 384\cdot\text{MPa}$

Flytegrense CSF50: $\epsilon_{sy50} := \frac{480\text{MPa}}{E_{sk}} = 2.4 \times 10^{-3}$

Ekstra armering - ytre lag

Avstand til armeringstang nr.1: $x1 := \cos\left(\frac{0.5\cdot s}{r'}\right) \cdot r' = 621.11\cdot\text{mm}$

Avstand til armeringstang nr.2: $x2 := \cos\left(\frac{1.5\cdot s}{r'}\right) \cdot r' = 570.79\cdot\text{mm}$

Tyngdepunkt: $d_{ytre} := \frac{x1 + x2}{2} = 596\cdot\text{mm}$

Areal ytre armeringlag: $A_{s,ytre} := 4\cdot A_s = 1963.5\cdot\text{mm}^2$

Ekstra armering - indre lag

Indre armeringssirkel er mindre en ytre. Indre søyleradius (hult tverrsnitt)+50mm overdekning, 10mm bøylearmering, 0.5*25mm armeringsjern

Radius for indre armeringssirke:l $r_{indre} := \frac{d_1}{2} + 50\text{mm} + 10\text{mm} + 12.5\text{mm} = 572.5\cdot\text{mm}$

Senteravtand mellom armeringsjern: $s_{indre} := 81.752\text{mm}$

Avstand til armeringstang nr.3: $x3 := \cos\left(\frac{0s_{indre}}{r_{indre}}\right) \cdot r_{indre} = 572.5\cdot\text{mm}$

Avstand til armeringstang nr.4: $x4 := \cos\left(\frac{2s_{indre}}{r_{indre}}\right) \cdot r_{indre} = 549.31\cdot\text{mm}$

Avstand til armeringstang nr.5: $x5 := \cos\left(\frac{3s_{indre}}{r_{indre}}\right) \cdot r_{indre} = 520.77\cdot\text{mm}$

Avstand til armeringstang nr.6: $x6 := \cos\left(\frac{4s_{indre}}{r_{indre}}\right) \cdot r_{indre} = 481.62\cdot\text{mm}$

Avstand til armeringstang nr.7: $x7 := \cos\left(\frac{5s_{indre}}{r_{indre}}\right) \cdot r_{indre} = 432.67\cdot\text{mm}$

$$\text{Tyngdepunkt indre armeringslag: } d_{\text{indre}} := \frac{x_3 + 2x_4 + 2x_5 + 2x_6 + 2x_7}{9} = 504.6 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Areal indre armeringslag: } A_{\text{s.indre}} := 9 \cdot A_s = 4417.9 \cdot \text{mm}^2$$

1. Rent trykk - kapasitet ekstra armering

All ekstra armering flyter

$$N_{1.\text{ekstra}} := 2(A_{\text{s.indre}} + A_{\text{s.ytre}}) \cdot f_{\text{sd}50} = 4900.9 \cdot \text{kN}$$

$$M_{1.\text{ekstra}} := 0$$

2. Balansepunkt - kapasitet ekstra armering

Armeringslag i trykkside flyter, armering på strekkside flyter ikke.

$$\text{Tøyning i ytre lag: } \epsilon_{2.\text{ytre}} := \frac{(r + d_{\text{ytre}}) - \alpha_2 \cdot d_s}{\alpha_2 \cdot d_s} \cdot \epsilon_{\text{cu}} = 1.77 \times 10^{-3}$$

$$\text{Tøyning i indre lag: } \epsilon_{2.\text{indre}} := \frac{(r + d_{\text{indre}}) - \alpha_2 \cdot d_s}{\alpha_2 \cdot d_s} \cdot \epsilon_{\text{cu}} = 1.4 \times 10^{-3}$$

$$\text{Kraft fra ytre lag } F_{\text{s.ytre}} := A_{\text{s.ytre}} \cdot \frac{E_{\text{sk}}}{\gamma_s} \cdot \epsilon_{2.\text{ytre}} = 556.59 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Kraft fra indre lag } F_{\text{s.indre}} := A_{\text{s.indre}} \cdot \frac{E_{\text{sk}}}{\gamma_s} \cdot \epsilon_{2.\text{indre}} = 989.6 \cdot \text{kN}$$

$$N_{2.\text{ekstra}} := f_{\text{sd}50} \cdot (A_{\text{s.indre}} + A_{\text{s.ytre}}) - F_{\text{s.ytre}} - F_{\text{s.indre}} = 904.3 \cdot \text{kN}$$

$$M_{2.\text{ekstra}} := f_{\text{sd}50} \cdot (A_{\text{s.ytre}} \cdot d_{\text{ytre}} + A_{\text{s.indre}} \cdot d_{\text{indre}}) \dots + F_{\text{s.indre}} \cdot d_{\text{indre}} + F_{\text{s.ytre}} \cdot d_{\text{ytre}} = 2136.4 \cdot \text{kNm}$$

3. Balansepunkt - kapasitet ekstra armering

$$\text{Tøyning i ytre lag, trykkside: } \epsilon_{3.\text{ytre}} := \frac{(r - d_{\text{ytre}}) - \alpha_2 \cdot d_s}{\alpha_2 \cdot d_s} \cdot \epsilon_{\text{cu}} = -3.08 \times 10^{-3}$$

$$\text{Tøyning i indre lag, trykkside: } \epsilon_{3.\text{indre}} := \frac{(r - d_{\text{indre}}) - \alpha_2 \cdot d_s}{\alpha_2 \cdot d_s} \cdot \epsilon_{\text{cu}} = -2.71 \times 10^{-3}$$

All armering flyter

$$N_{3.ekstra} := f_{sd50} \cdot (A_{s.indre} + A_{s.ytre}) - f_{sd50} \cdot (A_{s.indre} + A_{s.ytre}) = 0 \cdot \text{kN}$$

$$M_{3.ekstra} := 2f_{sd50} \cdot (A_{s.ytre} \cdot d_{ytre} + A_{s.indre} \cdot d_{indre}) = 2610.7 \cdot \text{kNm}$$

7. KAPASITET - HULT TVERRSNITT

Kapasiteten for de hule søylene gjøres på akkurat samme måte og det brukes de samme tøyningstilstandene og trykksonehøydene som for massive søyler. Det integreres over det samme område, men det trekkes nå ifra det tomme hulrommet med radius, r_i . Slik at summen blir et hult tverrsnitt.

Indre radius for søylen, radius på hulrom $r_i := \frac{d_i}{2} = 500 \cdot \text{mm}$

1. Rent trykk

Aksialkapasitet

$$N_{1.hul} := f_{cd} \left(\int_0^{2\pi} \int_{r_i}^r r \, dr \, d\theta \right) + f_{sd} \cdot A_s \cdot n_{stenger} = 12331 \cdot \text{kN}$$

Momentkapasitet

$$M_{1.hul} := 0 \text{ kNm}$$

2. Trykkbrudd i betong og flytning i armering i 2 armeringslag

$$T_{c2.hul} := T_{c2} - 2 \cdot f_{cd} \int_{r-0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_s}^{r_i} \sqrt{r_i^2 - x^2} \, dx = 4467.9 \cdot \text{kN}$$

$$T_{m2.hul} := T_{m2} - 2 \cdot f_{cd} \int_{r-0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_s}^{r_i} x \sqrt{r_i^2 - x^2} \, dx = 1743.7 \cdot \text{kNm}$$

Trykkresultantens angrepunkt fra senterlinje $y_{c2.hul} := \frac{T_{m2.hul}}{T_{c2.hul}} = 390.3 \cdot \text{mm}$

Aksialkapasitet

$$N_{2.hul} := T_{c2.hul} + 4 \cdot F_s - 1 \cdot F_s + \Delta N_2 = 5632.8 \cdot \text{kN}$$

Momentkapasitet

$$M_{2.hul} := F_s \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4 + y_5) \dots + T_{c2.hul} \cdot y_{c2.hul} + \Delta M_2 = 2718.4 \cdot \text{kNm}$$

3. Trykkbrudd i betong og strekkbrudd i 2 armeringslag

$$T_{c3.hul} := T_{c3} - 2 \cdot f_{cd} \cdot \int_{r-0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_s}^{r_i} \sqrt{r_i^2 - x^2} dx = 2244.3 \cdot kN$$

$$T_{m3.hul} := T_{m3} - 2 \cdot f_{cd} \cdot \int_{r-0.8 \cdot \alpha_3 \cdot d_s}^{r_i} x \sqrt{r_i^2 - x^2} dx = 1231.4 \cdot kNm$$

Trykkresultantens
angrepspunkt fra senterlinje

$$y_{c3.hul} := \frac{T_{m3.hul}}{T_{c3.hul}} = 548.7 \cdot mm$$

Aksielkapasitet

$$N_{3.hul} := T_{c3.hul} + 2 \cdot F_s - 6 \cdot F_s + \Delta N_3 = 1173.9 \cdot kN$$

Momentkapasitet

$$M_{3.hul} := F_s \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + 2y_4 + 2y_5) \dots = 2456 \cdot kNm \\ + T_{c3.hul} \cdot y_{c3.hul} + \Delta M_3$$

Vedlegg G

Bruksgrensekontroll

Vedlegget inkluderer beregninger i bruksgrensetilstanden, og spenninger i utvalgte snitt.

G1 Kontroll ved støtte

G2 Kontroll i hovedfelt

G3 Kontroll i sidespenn

G4 Kontroll i 1/4-punkt

G1.1. TVERRSNITTS- OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes for akse 34, tilsvarende snitt 599 (profilnr) eller ved node 2001

Snitt 599 (Støtte):

$$A_c := 5.69 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$h := 4610 \text{ mm}$$

$$I_c := 1.743 \cdot 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$y_c := 2195.8 \text{ mm}$$

G1.1.2 BETONG B440

Håndbok R412 Bruklassifisering: Tabell 4.2-2

Terningfasthet: $f_{ck} := 40 \text{ MPa}$

Konstr.fasthet (trykk): $f_{cn} := 25.2 \text{ MPa}$

Konstr.fasthet (strek): $f_{tn} := 1.85 \text{ MPa}$

Ekvivalent sylindrefasthet: $f_{cck} := 32 \text{ MPa}$

Karakteristisk E-modul: $E_{ck} := 9500 (\text{MPa})^{0.7} \cdot f_{cck}^{0.3} = 26870.1 \cdot \text{MPa}$

G1.1.3 SPENNARMERING St 80/105

For beregning av t.p spennarmering se vedlegg D.1

T.p spennarmering: $y_p := 235 \text{ mm}$

$$\phi_p := 26 \text{ mm}$$

Areal et spennstag: $A_{p.stag} := \frac{\pi \cdot \phi_p^2}{4} = 530.9 \cdot \text{mm}^2$

Totalt areal: $A_p := 104 \cdot A_{p.stag} = 55216.6 \cdot \text{mm}^2$

Dywidag-spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956)

Elastisitetsmodul: $E_p := 205 \text{ GPa}$

Fasthet: $f_{02} := 780 \text{ MPa}$

G1.2.1.MIDLERE ELASTISITETSMODUL

Moment	$M := -56980\text{kNm}$
Aksiallast	$N_t := -18991\text{kN}$
Moment fra egenvekt, kryp og svinn	$M_g := -66446\text{kNm}$
Moment fra superegenvekt	$M_{sg} := -11102\text{kNm}$
Moment fra forspenning	$M_p := 37525\text{kNm}$
Moment fra kortidslaster	$M_k := M - M_g - M_{sg} - M_p = -16957\cdot\text{kNm}$
Totalt moment	$M_t := M_g + M_{sg} + M_k + M_p $
Kryptall egenvekt	$\varphi_g := 2.631$
Kryptall superegenvekt	$\varphi_{sg} := 0.679$
E-modul egenvekt	$E_g := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi_g} = 7400.2\cdot\text{MPa}$
E-modul superegenvekt	$E_{sg} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi_{sg}} = 16003.6\cdot\text{MPa}$

$$\frac{M_t}{E_{cm}} = \frac{|M_g|}{E_g} + \frac{|M_{sg}|}{E_{sg}} + \frac{|M_k|}{E_{ck}} + \frac{|M_p|}{E_g}$$

$$E_{cm} := 8587.5\text{MPa}$$

G1.3.1 TRANSFORMERT TVERRSNITT- LANGTID

Forholdstall stivhet	$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 23.87$
Transformert tv.snittareal	$A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 6.95 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$
Transformert t.p fra OK	$y_{tp} := \left \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} \right = 1839.65 \cdot \text{mm}$
Transformert annet arealmoment	$I_t := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tp})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tp} - y_p)^2 = 2 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$

G1.4.1. TVERRSNITTSPENNINGER

Spenninger
OK

$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} - \frac{M}{I_t} \cdot y_{tp} = 2.52 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger
UK

$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M}{I_t} \cdot (h - y_{tp}) = -10.64 \cdot \text{MPa}$$

G1.5.1. KONTROLL OM TVERRSNITT ER RISSET

15.6.1. Hvis tverrsnittet er urisset innenfor følgende krav kan risseviddekontroll utelates. For bestemmelse av K_t i tabell 10 antas miljøklasse MA, meget aggressivt miljø grunnet plassering i saltvann. Armering antas også som lite korrosjonsømfintlig.

Korrosjonsfaktor for
miljøklasse:

$$k_t := 1.5$$

$$h_1 := 1 \text{ m}$$

Korreksjonsfaktor for
tverrsnittshøyde:

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

Begrensning av
hovedtrekkspenninger:

$$\frac{k_w \cdot f_{tn}}{k_t} = 1.23 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if} \left(\sigma_{ok} < \frac{k_w \cdot f_{tn}}{k_t}, \text{"OK URISSET"}, \text{"OK RISSET"} \right) = \text{"OK RISSET"}$$

$$\text{if} \left(\sigma_{uk} < \frac{k_w \cdot f_{tn}}{k_t}, \text{"OK URISSET"}, \text{"OK RISSET"} \right) = \text{"OK URISSET"}$$

G2.1. TVERRSNITTS- OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes midt i hovedspenn:

$$\begin{aligned} \text{Snitt 639 (Hovedspenn):} \quad A_c &:= 2.608 \cdot 10^6 \text{ mm}^2 \\ h &:= 1750 \text{ mm} \\ I_c &:= 6.738 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 \\ y_c &:= 481.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

G2.1.2 BETONG B440

Håndbok R412 Bklassifisering: Tabell 4.2-2

$$\begin{aligned} \text{Terningfasthet:} \quad f_{ck} &:= 40 \text{ MPa} \\ \text{Strekkfasthet:} \quad f_{tk} &:= 2.75 \text{ MPa} \\ \text{Ekvivalent sylinderfasthet:} \quad f_{cck} &:= 32 \text{ MPa} \\ \text{Konstr.fasthet (trykk):} \quad f_{cn} &:= 25.2 \text{ MPa} \\ \text{Konstr.fasthet (strekk):} \quad f_{tn} &:= 1.85 \text{ MPa} \\ \text{Karakteristisk E-modul} \quad E_{ck} &:= 9500 (\text{MPa})^{0.7} \cdot f_{cck}^{0.3} = 26870.1 \cdot \text{MPa} \end{aligned}$$

G2.1.3 SPENNARMERING St 80/105

$$\begin{aligned} \text{T.p spennarmering:} \quad y_p &:= h - 80 \text{ mm} - 80 \text{ mm} = 1590 \cdot \text{mm} \\ \phi_p &:= 26 \text{ mm} \\ \text{Areal et spennstag:} \quad A_{p.\text{stag}} &:= \frac{\pi \cdot \phi_p^2}{4} = 530.9 \cdot \text{mm}^2 \\ \text{Totalt areal:} \quad A_p &:= 2 \cdot 12 \cdot A_{p.\text{stag}} = 12742.3 \cdot \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Dywidag-spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956)

$$\begin{aligned} \text{Elastisitetsmodul:} \quad E_p &:= 205 \text{ GPa} \\ \text{Fasthet:} \quad f_{02} &:= 780 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Totalt moment $M := 3720 \text{ kNm}$

Aksialkraft $N_t := -4797 \text{ kN}$

Moment fra egenvekt, kryp og svinn: $M_g := 1051 \text{ kNm}$

Moment fra forspenning: $M_p := -2802 \text{ kNm}$

Moment fra superegenvekt: $M_{sg} := 1688 \text{ kNm}$

Moment fra kortidslaster: $M_k := M - M_g - M_{sg} - M_p = 3783 \cdot \text{kNm}$

Totalt moment: $M_t := |M_g| + |M_{sg}| + |M_k| + |M_p|$

Kryptall egenvekt: $\varphi_g := 2.662$

Kryptall superegenvekt: $\varphi_{sg} := 0.762$

E-modul egenvekt: $E_g := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi_g} = 7337.5 \cdot \text{MPa}$

E-modul superegenvekt: $E_{sg} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi_{sg}} = 15249.7 \cdot \text{MPa}$

$$\frac{M_t}{E_{cm}} = \frac{|M_g|}{E_g} + \frac{|M_{sg}|}{E_{sg}} + \frac{|M_k|}{E_{ck}} + \frac{|M_p|}{E_g}$$

$E_{cm} := 12006.4 \text{ MPa}$

G2.3.1 TRANSFORMERT TVERRSNITT- LANGTID

Forholdstall: $\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 17.07$

Transformert tv.snittareal: $A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 2.81 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Transformert t.p fra OK: $y_{tp} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 562.59 \cdot \text{mm}$

Transformert annet arealmoment: $I_t := I_c - A_c \cdot (y_{tp} - y_c)^2 \dots = 8.73 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$
 $+ A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tp} - y_p)^2$

G2.4.1. TVERRSNITTSPENNINGER

Spenninger
OK

$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} - \frac{M}{I_t} \cdot y_{tp} = -4.103 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger
UK

$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M}{I_t} \cdot (h - y_{tp}) = 3.35 \cdot \text{MPa}$$

G2.5.1. KONTROLL OM TVERRSNITT ER RISSET

Hvis tverrsnittet er urisset innenfor følgende krav kan risseviddekontroll utelates. For bestemmelse av K_t antas miljøklasse MA, meget aggressivt miljø grunnet plassering i saltvann. Armering antas også som lite korrosjonsømfindtlig.

Korrosjonsfaktor for miljøklasse:

$$k_t := 1.5$$

$$h_1 := 1 \text{ m}$$

Korreksjonsfaktor for tverrsnittshøyde:

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

Begrensning av hovedtrekkspenninger:

$$\frac{k_w \cdot f_{tn}}{k_t} = 1.23 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if} \left(\sigma_{ok} < \frac{k_w \cdot f_{tn}}{k_t}, \text{"OK URISSET"}, \text{"OK RISSET"} \right) = \text{"OK URISSET"}$$

$$\text{if} \left(\sigma_{uk} < \frac{k_w \cdot f_{tn}}{k_t}, \text{"UK URISSET"}, \text{"UK RISSET"} \right) = \text{"UK RISSET"}$$

G3.1. TVERRSNITTS- OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes for midt i sidespenn. Tilsvarende snitt20 i spennstagningsstabell

Snitt 695:

$$A_c := 4.374 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$h := 2730 \text{ mm}$$

$$I_c := 4.033 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$y_c := 1197 \text{ mm}$$

G3.1.2 BETONG B440**Håndbok R412 Bruklassifisering: Tabell 4.2-2**

Terningfasthet: $f_{ck} := 40 \text{ MPa}$

Konstr.fasthet (trykk): $f_{cn} := 25.2 \text{ MPa}$

Konstr.fasthet (strek): $f_{tn} := 1.85 \text{ MPa}$

Ekvivalent sylindrefasthet $f_{cck} := 32 \text{ MPa}$

Karakteristisk E-modul $E_{ck} := 26870.1 \text{ MPa}$

G3.1.3 SPENNARMERING St 80/105

For beregning av t.p spennarmering se vedlegg D.3

$$\phi_p := 26 \text{ mm}$$

$$A_{p.stag} := \frac{\pi \cdot \phi_p^2}{4} = 530.9 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt areal: $A_p := 92 \cdot A_{p.stag} = 48845.5 \cdot \text{mm}^2$

Dywidag-spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956)

Elastisitetsmodul: $E_p := 205 \text{ GPa}$

Fasthet: $f_{02} := 780 \text{ MPa}$

T.p spennarmering fra OK $y_p := 381.9 \text{ mm}$

G3.2.1.MIDLERE ELASTISITETSMODUL

Moment $M := -19356 \text{ kNm}$

Aksiallast $N_t := -14738 \text{ kN}$

Moment fra egenvekt, kryp og svinn $M_g := -20015 \text{ kNm}$

Moment fra superegenvekt $M_{sg} := -3106 \text{ kNm}$

Moment fra oppspenning $M_p := 9475 \text{ kNm}$

Moment fra kortidslaster $M_k := M - M_g - M_{sg} - M_p = -5710 \cdot \text{kNm}$

Totalt moment $M_t := |M_g| + |M_{sg}| + |M_k| + |M_p|$

Kryptall egenvekt $\varphi_g := 2.384$

Kryptall superegenvekt $\varphi_{sg} := 0.679$

E-modul egenvekt $E_g := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi_g} = 7940.3 \cdot \text{MPa}$

E-modul superegenvekt $E_{sg} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi_{sg}} = 16003.6 \cdot \text{MPa}$

$$\frac{M_t}{E_{cm}} = \frac{|M_g|}{E_g} + \frac{|M_{sg}|}{E_{sg}} + \frac{|M_k|}{E_{ck}} + \frac{|M_p|}{E_g}$$

$E_{cm} := 9296 \text{ MPa}$

G3.3.1 TRANSFORMERT TVERRSNITT- LANGTID

Forholdstall stivhet $\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 22.05$

Transformert tv.snittareal $A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 5.4 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Ny t.p fra OK $y_{tp} := \left| \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} \right| = 1041.85 \cdot \text{mm}$

Transformert annet arealmoment $I_t := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tp})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tp} - y_p)^2 \dots = 4.376 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$

G3.4.1. TVERRSNITTSPENNINGER

$$\begin{array}{l} \text{Spenninger} \\ \text{OK} \end{array} \quad \sigma_{\text{ok}} := \frac{N_t}{A_t} - \frac{M}{I_t} \cdot y_{\text{tp}} = 1.88 \cdot \text{MPa}$$

$$\begin{array}{l} \text{Spenninger} \\ \text{UK} \end{array} \quad \sigma_{\text{uk}} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M}{I_t} \cdot (h - y_{\text{tp}}) = -10.2 \cdot \text{MPa}$$

G3.5.1. KONTROLL OM TVERRSNITT ER RISSET

15.6.1: Hvis tverrsnittet er urisset innenfor følgende krav kan risseviddekontroll utelates. For bestemmelse av K_t i tabell 10 antas miljøklasse MA, meget aggressivt miljø grunnet plassering i saltvann. Armering antas også som lite korrosjonsømfintlig.

$$k_t := 1.5 \quad h_1 := 1 \text{ m}$$

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1 \quad \frac{k_w \cdot f_{\text{tn}}}{k_t} = 1.23 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if}\left(\sigma_{\text{ok}} < \frac{k_w \cdot f_{\text{tn}}}{k_t}, \text{"OK URISSET"}, \text{"OK RISSET"}\right) = \text{"OK RISSET"}$$

$$\text{if}\left(\sigma_{\text{uk}} < \frac{k_w \cdot f_{\text{tn}}}{k_t}, \text{"OK URISSET"}, \text{"OK RISSET"}\right) = \text{"OK URISSET"}$$

G4.1. TVERRSNITTS- OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes for snitt 625, eller snitt 5 i spennstagtabell

Snitt 625 :

$$A_c := 2.854 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$h := 2102 \text{ mm}$$

$$I_c := 1.146 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Tyngdepunkt fra OK

$$y_c := 606 \text{ mm}$$

G4.1.2 BETONG B440

Håndbok R412 Bruklassifisering: Tabell 4.2-2

Terningfasthet:

$$f_{ck} := 40 \text{ MPa}$$

Strekkfasthet:

$$f_{tk} := 2.75 \text{ MPa}$$

Karakteristisk sylinder fasthet:

$$f_{cck} := 32 \text{ MPa}$$

Konstr.fasthet (trykk):

$$f_{cn} := 25.2 \text{ MPa}$$

Konstr.fasthet (strekk):

$$f_{tn} := 1.85 \text{ MPa}$$

Karakteristisk E-modul

$$E_{ck} := 26870.1 \text{ MPa}$$

G4.1.3 SPENNARMERING St 80/105

$$\phi_p := 26 \text{ mm}$$

$$A_{p.stag} := \frac{\pi \cdot \phi_p^2}{4} = 530.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := 2 \cdot 32 \cdot A_{p.stag} = 33979.5 \cdot \text{mm}^2$$

Dywidag-spannbeton und freier Vorbau: Weiterentwicklung und Erfahrungen (1956)

$$E_p := 205 \text{ GPa}$$

$$f_{02} := 780 \text{ MPa}$$

T.p spennarmering fra OK. Se snitt 6 tegning

$$y_p := \frac{18 \cdot 140 \text{ mm} + 2 \cdot 200 \text{ mm} + 2 \cdot 330 \text{ mm} \dots + 2 \cdot 700 \text{ mm} + 2 \cdot 1050 \text{ mm} + 2 \cdot 880 \text{ mm} \dots + 2 \cdot 1680 \text{ mm} + 2 \cdot 1930 \text{ mm}}{32} = 501.9 \cdot \text{mm}$$

G4.2.1.MIDLERE ELASTISITETSMODUL

Totalt moment $M := 3332\text{kNm}$

Aksialkraft $N_t := -13554\text{kN}$

Moment fra egenvekt, kryp og svinn $M_g := -5470\text{kNm}$

Moment fra oppspenning $M_p := 6881\text{kNm}$

Moment fra superegenvekt $M_{sg} := 121\text{kNm}$

Moment fra kortidslaster $M_k := M - M_g - M_{sg} - M_p = 1800\cdot\text{kNm}$

Totalt moment $M_t := |M_g| + |M_{sg}| + |M_k| + |M_p|$

Kryptall egenvekt $\varphi_g := 2.658$

Kryptall superegenvekt $\varphi_{sg} := 0.707$

E-modul egenvekt $E_g := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi_g} = 7345.6\cdot\text{MPa}$

E-modul superegenvekt $E_{sg} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi_{sg}} = 15741.1\cdot\text{MPa}$

$$\frac{M_t}{E_{cm}} = \frac{|M_g|}{E_g} + \frac{|M_{sg}|}{E_{sg}} + \frac{|M_k|}{E_{ck}} + \frac{|M_p|}{E_g}$$

$E_{cm} := 8127\text{MPa}$

G4.3.1 TRANSFORMERT TVERRSNITT

Forholdstall $\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 25.22$

Transformert tv.snittareal $A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 3.68 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Transformert t.p fra OK $y_{tp} := \left| \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} \right| = 582.69 \cdot \text{mm}$

Transformert annet arealmoment $I_t := I_c - A_c \cdot (y_{tp} - y_c)^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tp} - y_p)^2 = 1.15 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$

G4.4.1. TVERRSNITTSPENNINGER

Spenninger
OK

$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} - \frac{M}{I_t} \cdot y_{tp} = -5.37 \cdot \text{MPa}$$

Spenninger
UK

$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M}{I_t} \cdot (h - y_{tp}) = 0.72 \cdot \text{MPa}$$

G4.5.1. KONTROLL OM TVERRSNITT ER RISSET

15.6.1. Hvis tverrsnittet er urisset innenfor følgende krav kan risseviddekontroll utelates. For bestemmelse av K_t i tabell 10 antas miljøklasse MA, meget aggressivt miljø grunnet plassering i saltvann. Armering antas også som lite korrosjonsømfintlig.

Korrosjonsfaktor for miljøklasse:

$$k_t := 1.5$$

$$h_1 := 1 \text{ m}$$

Korreksjonsfaktor for tverrsnittshøyde:

$$k_w := \max\left(1.5 - \frac{h}{h_1}, 1.0\right) = 1$$

Begrensning av hovedtrekkspenninger:

$$\frac{k_w \cdot f_{tn}}{k_t} = 1.23 \cdot \text{MPa}$$

$$\text{if} \left(\sigma_{ok} < \frac{k_w \cdot f_{tn}}{k_t}, \text{"OK URISSET"}, \text{"OK RISSET"} \right) = \text{"OK URISSET"}$$

$$\text{if} \left(\sigma_{uk} < \frac{k_w \cdot f_{tn}}{k_t}, \text{"UK URISSET"}, \text{"UK RISSET"} \right) = \text{"UK URISSET"}$$

Vedlegg H

Beregning av alkalireaksjoner

Vedlegget inkluderer utførte beregninger for alkalireaksjoner. Beregningene er gjort for kasse- og dobbelt T-tverrsnitt, i tillegg til for sidespennet.

H1 ASR for kassetverrsnitt

H2 ASR for dobbelt T-tverrsnitt

H3 ASR for sidespenn

H1.1 TVERRSNITTS- OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes for gjennomsittlig kasse i hovedspenn. Snitt 10 i spennstagtabell (profilnr610)

$$A_c := 4.741 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$h := 3254 \text{ mm}$$

$$I_c := 7.583 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

Tyngdepunkt fra OK $y_c := 1539 \text{ mm}$ (NovaFrame)

H1.1.2 BETONG B440

Karakteristisk E-modul $E_{ck} := 26870.1 \text{ MPa}$

Kryptall $\varphi := 2.660$

Langstids E-modul $E_{cm} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 7341.6 \cdot \text{MPa}$

H1.1.3 SPENNARMERING St80/105

$$\phi_p := 26 \text{ mm}$$

$$A_{p.\text{stag}} := \frac{\pi \cdot \phi_p^2}{4} = 530.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := 96 \cdot A_{p.\text{stag}} = 50969.2 \cdot \text{mm}^2$$

$$E_p := 205 \text{ GPa}$$

Tyngdepunkt spennstag fra overkant:

$$y_p := \frac{32 \cdot 140 \text{ mm} + 2 \cdot 230 \text{ mm} + 2 \cdot 530 \text{ mm} + 2 \cdot 730 \text{ mm} + 2 \cdot 1130 \text{ mm} \dots + 2 \cdot 1330 \text{ mm} + 2 \cdot 1580 \text{ mm} + 2 \cdot 2680 \text{ mm} + 2 \cdot 2980 \text{ mm}}{48} = 559.6 \cdot \text{mm}$$

H1.1.4 SLAKKARMERING

Se armeringstegning "Vanlig armering av midtspenn - snitt 13 -snitt 6"

Elastisitesmodul: $E_s := 200 \text{ GPa}$

Bruplate:

Tyngdepunkt OK: $y_{1\text{ok}} := 20 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + 6.5 \text{ mm} = 39.5 \cdot \text{mm}$

Tyngdepunkt UK: $y_{1\text{uk}} := 230 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - 6.5 \text{ mm} = 203.5 \cdot \text{mm}$

Armeringsmengde OK: $A_{s1.ok} := 2 \cdot 10 \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 2654.6 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde UK: $A_{s1.uk} := 2 \cdot 20 \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 5309.3 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde: $A_{s1} := A_{s1.uk} + A_{s1.ok} = 7963.9 \cdot \text{mm}^2$

Tyngdepunkt armering i bruplate fra OK: $y_1 := \frac{A_{s1.ok} \cdot y_{1.ok} + A_{s1.uk} \cdot y_{1.uk}}{A_{s1.ok} + A_{s1.uk}} = 148.8 \cdot \text{mm}$

Bunnplate:

Armeringsmengde: $A_{s2} := 19 \cdot 2 \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 5043.8 \cdot \text{mm}^2$

Tyngdepunkt armering i bruplate fra OK: $y_2 := h - 100\text{mm} = 3154 \cdot \text{mm}$

Amering steg:

Armeringsmengde: $A_{s3} := 2 \cdot 18 \cdot \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 4778.4 \cdot \text{mm}^2$

Tyngdepunkt fra OK: $y_3 := 230\text{mm} + 3 \cdot 350\text{mm} = 1280 \cdot \text{mm}$

Middelhøyde mellom slakk- og spennarmering:

$$y_m := \frac{y_1 \cdot A_{s1} \cdot E_s + y_2 \cdot A_{s2} \cdot E_s + y_3 \cdot A_{s3} \cdot E_s + A_p \cdot y_p \cdot E_p}{A_{s1} \cdot E_s + A_{s2} \cdot E_s + A_{s3} \cdot E_s + A_p \cdot E_p} = 748.9 \cdot \text{mm}$$

H1.2 TRANSFORMERT TVERRSNITT- LANGTID

Forholdstall stivhet $\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 27.92$

Transformert tv.snittareal $A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 6.11 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Ny t.p fra OK $y_{tp} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 1319.15 \cdot \text{mm}$

Transformert annet arealmoment $I_{tL} := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tp})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{tp} - y_p)^2 \dots = 8.146 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$

H1.3 SPENNINGER VED PERMANENTE LASTER

Aksialkraft fra forspenning: $N_t := -17395 \text{ kN}$

Moment fra egenvekt, kryp, $M_t := -14549 \text{ kNm}$
svinn og forspenning:

Spenning overkant:
$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} - \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot y_{tp} = -0.49 \cdot \text{MPa}$$

Spenning underkant:
$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot (h - y_{tp}) = -6.3 \cdot \text{MPa}$$

Tverrsnittet er i stadium I

H1.4 EKVIVALENT KRUMNING

Fri tøyning fra AR:
$$\epsilon_{fri} := 0.5 \cdot 10^{-3} \quad (0.5 \text{ promille})$$

Kraft fra armering:
$$N_{AR} := -\epsilon_{fri} \cdot [E_p \cdot A_p + E_s \cdot (A_{s1} + A_{s2} + A_{s3})] = -7003 \cdot \text{kN}$$

Moment fra armering:
$$M_{AR} := N_{AR} \cdot (y_m - y_{tp}) = 3993.5 \cdot \text{kNm}$$

Varmeutvidelseskoeffisient:
$$\alpha := 1 \cdot 10^{-5} \cdot \text{K}^{-1}$$

Spenningsendring pga alkalireaksjoner:
$$\sigma_{ok.AR} := \frac{N_{AR}}{A_t} - \frac{M_{AR}}{I_{tL}} \cdot y_{tp} = -1.79 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{uk.AR} := \frac{N_{AR}}{A_t} + \frac{M_{AR}}{I_{tL}} \cdot (h - y_{tp}) = -0.2 \cdot \text{MPa}$$

Tøyningsendring pga ASR:
$$\epsilon_{ok} := \epsilon_{fri} + \left(\frac{N_{AR}}{E_{cm} \cdot A_t} - \frac{M_{AR}}{E_{cm} \cdot I_{tL}} \cdot y_{tp} \right) = 2.56 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{uk} := \epsilon_{fri} + \left[\frac{N_{AR}}{E_{cm} \cdot A_t} + \frac{M_{AR}}{E_{cm} \cdot I_{tL}} \cdot (h - y_{tp}) \right] = 4.73 \times 10^{-4}$$

Ekvivalent temperaturgradient:

$$\text{Nabla}_T := -\frac{M_{AR}}{E_{cm} \cdot I_{tL}} \cdot \frac{1}{\alpha} = -6.678 \frac{\text{K}}{\text{m}}$$

H2.1 TVERRSNITTS- OG MATERIALDATA

Tverrsnittsdata hentes for gjennomsnittlig dobbelt-T tverrsnitt i hovedspenn. Snitt 3 i spennstagta (profilnr631)

$$A_c := 2.689 \cdot 10^6 \text{ mm}^2$$

$$h := 1866 \text{ mm}$$

$$I_c := 8.123 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$$

Tyngdepunkt fra OK: $y_c := 522 \text{ mm}$

H2.1.2 BETONG B440

Karakteristisk E-modul: $E_{ck} := 26870.1 \text{ MPa}$

Kryptall: $\varphi := 2.660$

Langstids E-modul: $E_{cm} := \frac{E_{ck}}{1 + \varphi} = 7341.6 \cdot \text{MPa}$

H2.1.3 SPENNARMERING St80/105

$$\phi_p := 26 \text{ mm}$$

$$A_{p.\text{stag}} := \frac{\pi \cdot \phi_p^2}{4} = 530.9 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_p := 62 \cdot A_{p.\text{stag}} = 32917.6 \cdot \text{mm}^2$$

$$E_p := 205 \text{ GPa}$$

Tyngdepunkt spennstag fra overkant:

$$y_p := \frac{13 \cdot 140 \text{ mm} + 2 \cdot 280 \text{ mm} + 2 \cdot 830 \text{ mm} + 2 \cdot 1730 \text{ mm} + 2 \cdot 1616 \text{ mm} \dots + 2 \cdot 1536 \text{ mm} + 2 \cdot 1336 \text{ mm} + 2 \cdot 1136 \text{ mm} + 2 \cdot 936 \text{ mm} + 2 \cdot 636 \text{ mm}}{31} = 706.2 \cdot \text{mm}$$

H2.1.3 SLAKKARMERING

Se "vanlig armering i midtspenn- snitt 6 -0" for informasjon om armeringsplassering:

Elastisitesmodul: $E_s := 200 \text{ GPa}$

Bruplate:

Effektiv høyde OK: $y_{1\text{ok}} := 20 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + 6.5 \text{ mm} = 39.5 \cdot \text{mm}$

Effektiv høyde UK: $y_{1\text{uk}} := 230\text{mm} - 20\text{mm} - 6.5\text{mm} = 203.5\cdot\text{mm}$

Armeringsmengde OK: $A_{s1.\text{ok}} := 2 \cdot 10 \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 2654.6 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde UK: $A_{s1.\text{uk}} := 2 \cdot 20 \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 5309.3 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde: $A_{s1} := A_{s1.\text{uk}} + A_{s1.\text{ok}} = 7963.9 \cdot \text{mm}^2$

Tyngdepunkt armering i bruplate fra OK: $y_1 := \frac{A_{s1.\text{ok}} \cdot y_{1\text{ok}} + A_{s1.\text{uk}} \cdot y_{1\text{uk}}}{A_{s1.\text{ok}} + A_{s1.\text{uk}}} = 148.8 \cdot \text{mm}$

Amering steg:

Armeringsmengde: $A_{s2} := 2 \cdot 14 \cdot \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 3716.5 \cdot \text{mm}^2$

Tyngdepunkt fra OK:

$$y_2 := \frac{3 \cdot (h - 98.5\text{mm}) + 4(230\text{mm} + 350\text{mm} + 168.5\text{mm})}{7} = 1185.2 \cdot \text{mm}$$

Effektiv høyde mellom slakk- og spennarmering:

$$y_m := \frac{y_1 \cdot A_{s1} \cdot E_s + y_2 \cdot A_{s2} \cdot E_s + A_p \cdot y_p \cdot E_p}{A_{s1} \cdot E_s + A_{s2} \cdot E_s + A_p \cdot E_p} = 647.7 \cdot \text{mm}$$

H2.2 TRANSFORMERT TVERRSNITT- LANGTID

Forholdstall stivhet: $\eta := \frac{E_p}{E_{\text{cm}}} = 27.92$

Transformert tv.snittareal: $A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 3.58 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Ny t.p fra OK: $y_{\text{tp}} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 567.66 \cdot \text{mm}$

Transformert annet arealmoment: $I_{\text{tL}} := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{\text{tp}})^2 + A_p \cdot (\eta - 1) \cdot (y_{\text{tp}} - y_p)^2 = 8.237 \times 10^{11} \cdot \text{mm}^4$

H2.3 SPENNINGER VED PERMANENTE LASTER

Aksialkraft fra forspenning: $N_t := -12209 \text{ kN}$

Moment fra egenvekt, kryp, $M_t := 1553 \text{ kNm}$
svinn og forspenning:

Spenning overkant:
$$\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} - \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot y_{tp} = -4.49 \cdot \text{MPa}$$

Spenning underkant:
$$\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot (h - y_{tp}) = -0.97 \cdot \text{MPa}$$

Tverrsnittet er i stadium I

H2.4 EKVIVALENT KRUMNING

Fri tøyning fra AR:
$$\epsilon_{fri} := 0.5 \cdot 10^{-3} \quad (0.5 \text{ promille})$$

Kraft fra spennarmering:
$$N_{AR} := -\epsilon_{fri} \cdot [E_p \cdot A_p + E_s \cdot (A_{s1} + A_{s2})] = -4542.1 \cdot \text{kN}$$

Moment fra armering:
$$M_{AR} := N_{AR} \cdot (y_m - y_{tp}) = -363.4 \cdot \text{kNm}$$

Varmeutvidelseskoeffisient:
$$\alpha := 1 \cdot 10^{-5} \cdot \text{K}^{-1}$$

Spenningsendring pga alkalireaksjoner:
$$\sigma_{ok.AR} := \frac{N_{AR}}{A_t} - \frac{M_{AR}}{I_{tL}} \cdot y_{tp} = -1.02 \cdot \text{MPa}$$

$$\sigma_{uk.AR} := \frac{N_{AR}}{A_t} + \frac{M_{AR}}{I_{tL}} \cdot (h - y_{tp}) = -1.84 \cdot \text{MPa}$$

Tøyningsendring pga ASR:
$$\epsilon_{ok} := \epsilon_{fri} + \left(\frac{N_{AR}}{E_{cm} \cdot A_t} - \frac{M_{AR}}{E_{cm} \cdot I_{tL}} \cdot y_{tp} \right) = 3.61 \times 10^{-4}$$

$$\epsilon_{uk} := \epsilon_{fri} + \left[\frac{N_{AR}}{E_{cm} \cdot A_t} + \frac{M_{AR}}{E_{cm} \cdot I_{tL}} \cdot (h - y_{tp}) \right] = 2.49 \times 10^{-4}$$

Ekvivalent
temperaturgradient:

$$\text{Nabla}_T := -\frac{M_{AR}}{E_{cm} \cdot I_{tL}} \cdot \frac{1}{\alpha} = 6.009 \frac{\text{K}}{\text{m}}$$

Armeringsmengde UK: $A_{s1.uk} := 2 \cdot 20 \cdot \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 5309.3 \cdot \text{mm}^2$

Armeringsmengde: $A_{s1} := A_{s1.uk} + A_{s1.ok} = 7963.9 \cdot \text{mm}^2$

Tyngdepunkt armering i bruplate fra OK: $y_1 := \frac{A_{s1.ok} \cdot y_{1.ok} + A_{s1.uk} \cdot y_{1.uk}}{A_{s1.ok} + A_{s1.uk}} = 148.8 \cdot \text{mm}$

Armering bunnplate

Armeringsmengde: $A_{s2} := 19 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 5043.8 \cdot \text{mm}^2$

Tyngdepunkt armering i bruplate fra OK: $y_2 := h - 362\text{mm} - 100\text{mm} = 2268 \cdot \text{mm}$

Ekstra armering - M561-M565

Armeringsmengde: $A_{s3} := 2 \cdot 19 \cdot \frac{\pi \cdot (25\text{mm})^2}{4} = 18653.2 \cdot \text{mm}^2$

Tyngdepunkt fra OK: $y_3 := h - 178.2\text{mm} = 2551.8 \cdot \text{mm}$

Amering steg:

Armeringsmengde: $A_{s4} := 2 \cdot 12 \cdot \frac{\pi \cdot (13\text{mm})^2}{4} = 3185.6 \cdot \text{mm}^2$

Tyngdepunkt fra OK: $y_4 := 230\text{mm} + 2 \cdot 350\text{mm} = 930 \cdot \text{mm}$

Middelhøyde mellom strekk- og spennarmering $y_m := \frac{y_1 \cdot A_{s1} \cdot E_s + y_2 \cdot A_{s2} \cdot E_s + y_3 \cdot A_{s3} \cdot E_s + \dots + y_4 \cdot A_{s4} \cdot E_s + y_p \cdot A_p \cdot E_p}{A_{s1} \cdot E_s + A_{s2} \cdot E_s + A_{s3} \cdot E_s + A_{s4} \cdot E_s + A_p \cdot E_p} = 969.3 \cdot \text{mm}$

H3.2 TRANSFORMERT TVERRSNITT- LANGTID

Forholdstall stivhet: $\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 27.92$

Transformert tv.snittareal: $A_t := A_c + A_p \cdot (\eta - 1) = 5.69 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$

Ny t.p fra OK: $y_{tp} := \frac{A_c \cdot y_c + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot y_p}{A_t} = 1008.58 \cdot \text{mm}$

Transformert annet arealmoment:

$$I_{tL} := I_c - A_c \cdot (y_c - y_{tp})^2 \dots = 4.394 \times 10^{12} \cdot \text{mm}^4$$

$$+ A_p \cdot (\eta - 1) (y_{tp} - y_p)^2$$

H3.3 SPENNINGER VED PERMANENTE LASTER

Aksialkraft fra forspenning: $N_t := -14738 \text{ kN}$

Moment fra egenvekt, kryp, svinn og forspenning: $M_t := -13467 \text{ kNm}$

Spenning overkant: $\sigma_{ok} := \frac{N_t}{A_t} - \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot y_{tp} = 0.5 \cdot \text{MPa}$

Spenning underkant: $\sigma_{uk} := \frac{N_t}{A_t} + \frac{M_t}{I_{tL}} \cdot (h - y_{tp}) = -7.87 \cdot \text{MPa}$

H4.4 EKVIVALENT KRUMNING

Fri tøyning fra AR: $\epsilon_{fri} := 0.5 \cdot 10^{-3}$ (0.5 promille)

Kraft fra spennarmering:

$$N_{AR} := -\epsilon_{fri} \cdot [E_p \cdot A_p + E_s \cdot (A_{s1} + A_{s2} + A_{s3} + A_{s4})] = -8491.3 \cdot \text{kN}$$

Indre moment fra armering: $M_{AR} := N_{AR} \cdot (y_m - y_{tp}) = 333.5 \cdot \text{kNm}$

Varmeutvidelseskoeffisient: $\alpha := 1 \cdot 10^{-5} \cdot \text{K}^{-1}$

Spenningsendring pga alkalireaksjoner: $\sigma_{ok,AR} := \frac{N_{AR}}{A_t} - \frac{M_{AR}}{I_{tL}} \cdot y_{tp} = -1.57 \cdot \text{MPa}$

$$\sigma_{uk,AR} := \frac{N_{AR}}{A_t} + \frac{M_{AR}}{I_{tL}} \cdot (h - y_{tp}) = -1.36 \cdot \text{MPa}$$

Tøyningsendring: $\epsilon_{ok} := \epsilon_{fri} + \left(\frac{N_{AR}}{E_{cm} \cdot A_t} - \frac{M_{AR}}{E_{cm} \cdot I_{tL}} \cdot y_{tp} \right) = 2.86 \times 10^{-4}$

$$\epsilon_{uk} := \epsilon_{fri} + \left[\frac{N_{AR}}{E_{cm} \cdot A_t} + \frac{M_{AR}}{E_{cm} \cdot I_{tL}} \cdot (h - y_{tp}) \right] = 3.14 \times 10^{-4}$$

Ekvivalent temperaturgradient: $\text{Nabla}_T := -\frac{M_{AR}}{E_{cm} \cdot I_{tL}} \cdot \frac{1}{\alpha} = -1.03 \frac{\text{K}}{\text{m}}$