

Analyse og kapasitetskontroll av skadet fritt frambygg bru av betong

Kristine Hjertnes Monsen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2016

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Medveileder: Ane Katrine Aabergsbotten Nordsveen, Sweco Norge AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 7. juni 2016	ANTALL SIDER: 109 + 53 vedlegg
------------------------------------	-----------------------	-----------------------------------

TITTEL:

Analyse og kapasitetskontroll av skadet fritt frambygg bru av betong

Analysis and Capacity Check of Damaged Cantilever Concrete Bridge

UTFØRT AV:

Kristine Hjertnes Monsen



SAMMENDRAG:

Oppgaven omhandler vurdering av tilstanden og bæreevnen til Herøybrua. Modellering og analyse er gjort i analyseprogrammet RM Bridge. Forutsetninger og teorigrunnlag for beregningene presenteres i oppgaven. Det er gjennomført et litteraturstudium av årsaker og konsekvenser av armeringskorrosjon.

Herøybrua er en fritt frambygg bru bestående av 10 spenn som stod ferdig i 1976. Tilstandsvurderingen baserer seg på et notat fra Rambøll fra 2013, der kloridinitert armeringskorrosjon pekes på som hovedårsaken til korrosjon- og bomskader på hovedpilarene.

Det er utført kapasitetskontroll av brubjelken for moment og skjærkraft i bruddgrensetilstanden etter NS 3473. Dimensjonerende laster baseres på Håndbok R412 *Bruklassifisering* med støtte i Håndbok N400 og Eurokoden. I tillegg er hovedpilarene kontrollert for kombinasjon av moment og aksialkraft i bruddgrensetilstanden for bøyning om begge akser separat. For å ta hensyn til skadene er hovedpilarens kapasitet beregnet for ulike grader av bortfalt overdekning og redusert armeringstverrsnitt.

Beregninger har vist at kapasitetsutnyttelsen for moment og skjær i brubjelken er høy. Kapasiteten overskrides for moment i hovedspennet. For bøyning i lengderetningen er hovedpilarenes kapasitet god også medregnet betydelige skader. Ved bøyning i tverretning er ikke pilarens kapasitet for kombinert moment og aksialkraft tilstrekkelig i prosjektert tilstand.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU og Ane Katrine Aabergsbotten Nordsveen, Sweco Norge AS

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

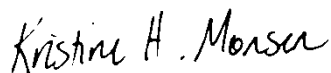
Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet våren 2016 ved Institutt for konstruksjonsteknikk, og er en del av en 5-årig mastergrad ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven er utarbeidet over en periode på 20 uker og tilsvarer 30 studiepoeng. Den er skrevet av Kristine Hjertnes Monsen med professor Terje Kanstad som intern veileder. Ekstern samarbeidspartner er Sweco Norge AS, med Ane Katrine Aabergsbotten Nordsveen i Oslo som veileder. I tillegg har Statens Vegvesen, med Håvard Johansen ved Vegdirektoratet i Trondheim bistått med brutegninger og presiseringer til disse.

Gjennom denne masteroppgaven har jeg fått en bedre forståelse for bruprosjektering og modellering gjennom analyseprogrammet RM Bridge. Modelleringen har vært tidkrevende og utfordrende fordi jeg ikke hadde noen forkunnskaper om programmet ved oppgavens start. Det har likevel vært spennende og gitt mersmak. Oppgaven har tatt utgangspunkt i en eksisterende bru med hovedfokus på de korrosjonsskadede hovedpilarene. Dermed har jeg opparbeidet meg kunnskap om armeringskorrosjon og bestandighet, samt hvilke konsekvenser dette kan ha for bæreevnen. Jeg har også fått innsikt i byggemetoden fritt frambygg og kompleksiteten knyttet til denne brutypen. Oppgaven har i tillegg fokusert på egenkontroll av påførte lasttilfeller og konsekvenser av å redusere hovedpilarenes bøyestivhet i analysen.

Det rettes en stor takk til professor Terje Kanstad ved NTNU for god veiledning underveis. Jeg vil også takke Ane Katrine Aabergsbotten Nordsveen hos Sweco for å være tilgjengelig for både generelle spørsmål og utfordringer i forhold til RM Bridge. Til slutt vil jeg takke Sweco Norge AS for å arrangere internkurs i RM Bridge som jeg fikk delta på fra 30. mars til 1. april 2016.

Trondheim, 7. juni 2016



Kristine Hjertnes Monsen

Sammendrag

Denne masteroppgaven tar utgangspunkt i Herøybrua i Møre og Romsdal fylke. Brua ligger på fylkesvei 654 over Røyrasundet fra Rafteneset mot Røyra. Herøybrua er en fritt frambygg bru bestående av 10 spenn og stod ferdig i 1976. Hovedspennet er 170 meter langt og brua har en totallengde på 543 meter. Grunnet byggemetoden varierer kassehøyden mellom 2 og 10 meter. Brua har to kjørefelt og brubredden er 8,9 meter med en føringsbredde på 7 meter. Herøybrua er klassifisert til bruklasse Bk10. I de senere årene har det blitt rapportert en forverring i korrosjon- og bomskader på hovedpilarene.

Brua er modellert og analysert i analyseprogrammet RM Bridge for å finne dimensjonerende lasttilfeller i brudd- og bruksgrensetilstanden. Det er utført egenkontroll av påsatte laster for å verifisere at lastene er definert korrekt i programmet. Kapasitetskontrollene er utført for hånd for brubjelken og ved hjelp av M-N Diagram for pilarene. Brubjelken er kontrollert for moment og skjærbelastning i bruddgrensetilstanden. Det har vist seg at kapasitetsutnyttelsen generelt sett blir høy og overskides for momentet i hovedspennet.

For hovedpilarene er det i tillegg til kapasitetskontroll, undersøkt effekten av å redusere den elastiske bøyestivheten i analysen. Tilfellet med 50 % reduksjon i bøyestivheten i bruddgrensetilstanden ble analysert, effekten var mindre enn antatt, men likevel av betydelig størrelse. Det viser seg at effekten av reduksjonen er problemavhengig og må derfor utredes i hvert enkelt tilfelle.

Det er i tillegg gjort enkle spenningsberegninger i bruksgrensetilstanden for å kontrollere om pilaren risser opp. De største beregnede strekkspenningene er alle mindre enn betongens strekkfasthet og dermed er det ikke behov for ytterligere rissviddeberegninger.

Kapasitetskontrollen av hovedpilarene i bruddgrensetilstanden for kombinert moment og aksialkraft resulterte i en kapasitetsoverskridelse ved bøyning i tverretningen. I lengderetningen var kapasiteten derimot god. Kapasitetsoverskridelsen i tverretningen settes i sammenheng med den høye og dominerende vindlasten. I tillegg kan antakelser om rotasjonsstivheter og påfølgende knekk lengder ha vært avgjørende for at pilaren betegnes som slank. Slankheten medfører større belastning på pilaren fordi forskyvninger må medregnes.

Kapasiteten for skadet bru er i tillegg estimert for hovedpilarene ved bøyning i lengderetning. Tilstandsvurderingen av brupilarene er basert på et notat fra Rambøll fra 2013. Kloridinitiert armeringskorrosjon pekes på som sannsynlig årsak til korrosjon- og bomskadene nederst på hovedpilarene. Det er derfor gjennomført et litteraturstudium om årsaker til og konsekvenser av armeringskorrosjon. Ved hjelp av M-N Diagram ble det estimert at kapasiteten til pilaren først ble kritisk når 50 % av det ytterste laget med armering og all overdekning var borte fra betongtverrsnittet. Det ses likevel på som viktig å utbedre skadene for å hindre videre skadeutvikling.

Abstract

This master thesis is based on the Herøy Bridge in Møre og Romsdal county. The bridge is located on county road 654 over Røyrasundet, and connects Rafteneset and Røyra. The Herøy Bridge is a cantilever bridge consisting of 10 spans, which was completed in 1976. The bridge has a total length of 543 meters and the main span is 170 meters long. Due to the method of construction the height of the cross section varies between 2 and 10 meters. The bridge consists of two lanes with a combined width of 7 meters. The width of the bridge cross section is 8.9 meters. The Herøy Bridge is classified as a Bk10 bridge. In recent years it has been reported increased corrosion and concrete damage at the main piers.

A model of the bridge is made and analyzed in the software RM Bridge to find the design load cases in both ultimate and serviceability limit state. A check of each load case is performed to ensure that they are defined correctly in RM Bridge. The capacity check for the main girder is performed by hand, while M-N Diagrams are used to check the capacity of the main piers. Both the shear and the bending moment capacity of the main girder are checked in ultimate limit state. The utilization of the capacity is generally high and the bending moment capacity is exceeded in the mid span.

In addition to capacity check of the main piers, the effect of reduced elastic bending stiffness is looked into. The effect of 50 % reduction in ultimate limit state was analyzed. The effect was less than expected but still of considerable size. It turns out that the effect of the reduction is strongly problem related and therefore must be considered in each individual case.

Also, simple concrete stress calculations in serviceability limit state are performed to check whether the main pier cracks. The largest calculated tensile stresses are less than the concrete tensile strength, thus there is no need for more detailed crack width calculations.

The capacity of the main piers in ultimate limit state for combined bending moment and axial force was exceeded in transverse direction. In longitudinal direction the capacity was sufficient. The high and dominating wind load is the probable cause of the exceeded capacity in transverse direction. In addition, assumptions about the rotational stiffness and subsequent buckling lengths could be decisive for the slenderness of the main pier. When slender, the main pier has to withstand a greater load because displacement must be included in the design moment.

Additionally the capacity of the main piers, taken the damages into account, was estimated in longitudinal direction. The assessment is based on a report from Rambøll in 2013. Chloride initiated reinforcement corrosion is pointed out as the probable cause of the damages at the bottom of the main piers. Therefore, a study of literature on causes and consequences of reinforcement corrosion is conducted. Using M-N Diagrams it is estimated that the capacity of the piers first becomes critical when 50 % of the reinforcement in the outer layer is gone, in addition to the entire concrete cover. Still, it is important to repair the damages to prevent further damage development.

Innhold

Forord	III
Sammendrag	V
Abstract	VII
1. Innledning.....	1
2. Prosjekteringsgrunnlag.....	3
2.1 Standarder.....	3
2.2 Håndbøker	3
2.3 Analyseprogram	4
3. Bakgrunn	5
3.1 Fritt frambygg bru	5
3.1.1 Generelt	5
3.1.2 Byggemetode.....	5
3.2 Bestandighet	6
3.2.1 Bestandighetskrav	6
3.2.2 Armeringskorrosjon	8
4. Laster.....	13
4.1 Laster på bruer.....	13
4.1.1 Permanente laster	13
4.1.2 Variable laster	13
4.1.3 Deformasjonslaster.....	22
4.1.4 Ulykkeslaster.....	23
4.2 Grensetilstander og lastkombinering.....	23
4.2.1 Bruddgrensetilstanden	23
4.2.2 Bruksgrensetilstanden	24
5. Statisk modell.....	27
5.1 Bakgrunn	27
5.2 Statisk modell av Herøybrua	27
6. Materialer	29
6.1 Betong	29
6.2 Slakkarmering	30
6.3 Spennarmering	31
6.3.1 Generelt	31
6.3.2 Spennarmeringen i Herøybrua	32
7. Analyse i RM Bridge.....	35

7.1	Akser	35
7.2	Tverrsnitt	35
7.3	Segmentering.....	37
7.4	Sammenkoblinger og opplagerbetingelser	38
7.5	Spennarmeringsgeometri.....	39
7.6	Byggeprosess.....	41
7.7	Laster	43
7.7.1	Egenlast	43
7.7.2	Sekundær egenlast.....	43
7.7.3	Kryp, svinn og relaksasjon	44
7.7.4	Forspenning	44
7.7.5	Temperaturlast.....	45
7.7.6	Vindlast	45
7.7.7	Trafikklast	46
7.8	Lastkombinering.....	48
8.	Kontroll av laster i RM Bridge.....	51
8.1	Egenlast	51
8.2	Sekundær egenlast, forspenning og deformasjonslaster	56
8.3	Temperaturlast.....	57
8.4	Vindlast	59
8.5	Trafikklast	61
9.	Resultater fra RM Bridge analysen og tverrsnittskontroll	63
9.1	Bruddgrensetilstanden for brubjelken – lengderetning	63
9.1.1	Momentkapasitet over støtte	63
9.1.2	Momentkapasitet i felt.....	67
9.1.3	Skjærkraft i brubjelken.....	68
9.2	Bruddgrensetilstanden – kontroll av hovedpilar	71
9.2.1	Bøyestivhet.....	71
9.2.2	Slankhet	74
9.2.3	Dimensjonerende krefter	76
9.2.4	Konstruering av M-N Diagram	78
9.3	Bruksgrensetilstanden – Hovedpilar	82
10.	Skadet bru.....	85
10.1	Inspeksjoner og tilstand.....	85
10.2	Mekaniske konsekvenser av armeringskorrosjon	87

10.3	Kontroll av hovedpilar	88
11.	Diskusjon.....	91
12.	Oppsummering og konklusjon	93
	Referanser.....	95
	Vedlegg	97

1. Innledning

Det finnes i dag svært mange bruer med bestandighetsproblemer. Flere bruer krever ekstra oppfølging og reparasjoner med det økende skadeomfanget. Det er derfor behov for økt kompetanse blant konsulenter for å håndtere disse problemene. En av disse bruene er Herøybrua i Møre og Romsdal fylke. Herøybrua er en fritt frambygg bru på 10 spenn som stod ferdig i 1976. Betongbrua er spesielt utsatt for armeringskorrosjon og medfølgende bomskader på hovedpilarene.

Denne oppgaven har i utgangspunktet bestått av å verifisere brua i prosjektert tilstand, beskrive skadeomfanget og til slutt kontrollere hovedpilarenes kapasitet basert på sannsynlig skadeomfang.

Kapasitetskontrollen utføres i henhold til NS 3473, som var den gjeldende standarden for betongkonstruksjoner på prosjekteringstidspunktet. Laster beregnes etter Statens Vegvesens håndbøker og suppleres med Eurokoden der det er nødvendig. Analyseprogrammet RM Bridge benyttes for å bestemme dimensjonerende lastvirkninger. Ved verifikasjon av hovedpilarene i skadd tilstand legges et notat fra Rambøll til grunn.

I tillegg fokuseres det på kontroll av påførte laster og effekten av å redusere pilarens bøyestivhet i analysen i bruddgrensetilstanden. Det gjennomføres også et litteraturstudium av årsaker og konsekvenser av armeringskorrosjon.

2. Prosjekteringsgrunnlag

Følgende dokumenter og analyseprogram danner grunnlaget for beregninger av brua i denne oppgaven. Dersom bestemmelser i ulike regelverk strider mot hverandre har standardene høyest prioritet, deretter håndbøker, veiledere og annen litteratur.

2.1 Standarder

Eurokodeserien ble innført i Norge 1. april 2009 og erstattet dermed de nasjonale standardene. I denne oppgaven kontrolleres en eksisterende bru og standarden som var gjeldende på prosjekteringsstidspunktet vil derfor benyttes så langt det lar seg gjøre. Dermed blir NS 3473 regelverket som følges i forhold til selve betongkonstruksjonen. Der det er nødvendig suppleres det med nåværende betongstandarder NS-EN 1992-1-1 og NS-EN 1992-2. Øvrige laster beregnes med utgangspunkt i håndbøker og Eurokodene. Følgende standarder er lagt til grunn i denne oppgaven:

- NS 3473 5. utgave november 1998: *Prosjektering av betongkonstruksjoner beregnings- og konstruksjonsregler.*
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning.*
- NS-EN 1991-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster.*
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: *Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.*
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: *Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer.*

2.2 Håndbøker

I tillegg til standardene baseres beregninger på Statens Vegvesen sine håndbøker. Håndbøkene fungerer som veiledning til og presisering av krav i standardene. Håndbøkene deles inn i to nivåer der normaler og retningslinjer settes høyere enn veiledninger (Statens Vegvesen, 2014). Normaler fungerer som kravdokumenter og gjelder på alle offentlige veier og gater. Retningslinjer gjelder for riksvei og for konsulenter og entreprenører på oppdrag fra Statens Vegvesen. Veiledninger inneholder utdypende fagmateriell og fungerer som hjelpedokumenter til normalene og retningslinjene.

Håndbok R412 (Normaler) benyttes hovedsakelig i denne oppgaven. Forskriften gjelder som minimumskrav ved klassifisering av eksisterende bruer og dimensjonering av provisoriske bruer, forsterkninger eller utvidelser. Den definerer størrelsen på brukslaster som skal benyttes ved klassifisering av eksisterende bruer og ferjekaier i det offentlige veinettet. I denne oppgaven er følgende håndbøker benyttet:

- Statens Vegvesen håndbok R412 *Bruklassifisering*, veidirektoratet 2014, faglig innhold 2003.
- Statens Vegvesen håndbok N400 *Bruprosjektering*, veidirektoratet 2015.

2.3 Analyseprogram

Analysen av Herøybrua er utført i analyseprogrammet RM Bridge V8i 08.11.28.02. Programmet er spesialtilpasset bruer. Det er utviklet av Bentley i Østerrike og benyttes blant annet i konsulentfirmaet Sweco Norge AS. Programmet består av to moduler og er et såkalt 4D-program. Dette gir muligheten for å utføre tidsavhengige numeriske analyser av bruprosjekter. Programmet er beskrevet ytterligere i kapittel 7.

3. Bakgrunn

3.1 Fritt frambygg bru

3.1.1 Generelt

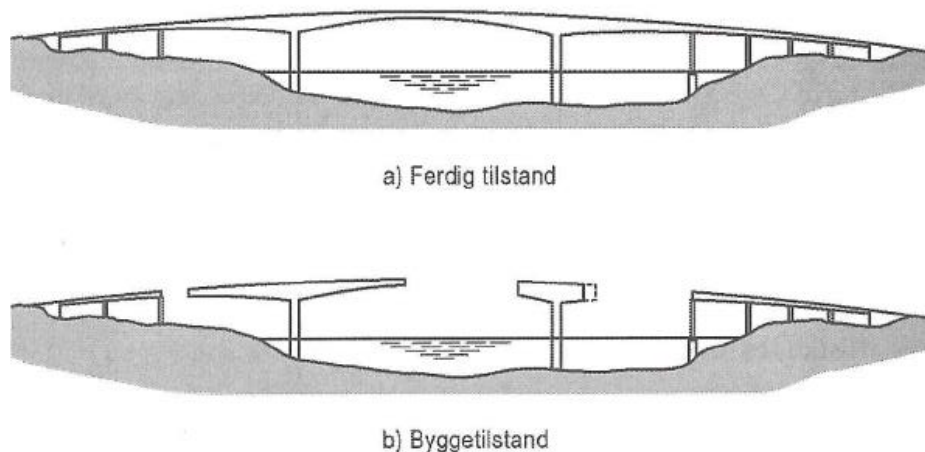
I følge Rambjør (2009), kompendiet som stoffet i dette kapitlet hovedsakelig er hentet fra, har Norge lange tradisjoner for denne brutypen og har ved flere anledninger satt verdensrekord i spennvidde. Brutypen er aktuell for spennvidder fra rundt 100 meter opp til 400 meter. Fritt frambygg (FFB) bruene er svært kraftige sammenlignet med andre brutyper beregnet for lange spenn. Dette er fordi FFB-bruene bærer all last ved skjær og moment i brubjelken, noe som medfører høye bjelketverrsnitt. For å oppnå en estetisk vellykket bru er det viktig at søylehøyde står i forhold til spennvidde.

Brutypen er relativt fleksibel med hensyn på spenninndeling. For å kompensere for ulikheter i kragarmenes lengder kan det benyttes ballastkasser eller lettbetong. Forskjellige høydevariasjoner på brukassen og tykkere undergurt, steg eller bruplate kan videre kompensere for mindre ubalanser.

I byggetiden er søylene i utgangspunktet bruas eneste avstivning. De må dermed motstå krefter fra egenvekt og dynamisk vindlast. Dette gir behov for en kraftig og robust søyle i byggefasen. Etter sammenkobling av kragarmene og kobling mot landkar virker hele brua som en enhet. Da må søylene være duktile nok til å ta deformasjoner fra kryp, svinn og temperaturlast, i tillegg til deformasjoner fra oppspenning etter sammenkoblingen. Søylene utformes gjerne med et torsjonsstivt kassetverrsnitt med høy bøyestivhet om begge akser for å kunne motstå lastene på best mulig måte. I tillegg er det viktig at søylene er lange nok slik at deformasjonene, som nevnt over, ikke skaper problemer.

3.1.2 Byggemetode

Det første som bygges er fundamentet som søylen skal stå på. Videre benyttes gjerne klatreforskaling over fundamentet for å bygge søylen, da den som regel er for høy til å støpe i én etappe. På toppen av søylen bygges søylehodet som danner grunnlaget for byggingen av brubjelken. Brubjelken bygges seksjonsvis og balansert ut fra søylehodet ved hjelp av forskalingsvogner. Ved å bygge seksjonene på hver side av søylen sørges det for at søylen hovedsakelig må motstå aksialkrefter og ikke store bøyemomenter. Prosessen er illustrert på Figur 1.



Figur 1 - Fritt frambyggbru i byggetilstand og ferdigtilstand (Larsen, 2008).

Det er nødvendig å ha spennarmering i overkant av hele kragarmenes lengde fordi brua bygges som en utkrager. Spennkablene føres i uinjisererte rør i bruplata. Etter beregnet spennarmeringsbehov forankres det kabler seksjonsvis i lengderetning og symmetrisk i tverretning. Det vil si at *alle* spennkablene føres gjennom snittet over søyla med ulik lengde, slik at kun noen få kabler legges helt til enden av kragarmene. Forankringene plasseres nært bjelkesteget slik at spennkraften skal kunne fordele seg så nært forankringen som mulig. Når hele brua er ferdig støpt og forankret injiseres rørene slik at den oppstår heft mellom spennarmeringen og betongen. For å ta opp krefter fra sekundær egenlast, trafikklaster og kryptomlagring av momenter fra støtte til felt legges det gjerne spennarmering i underkant. Spennarmeringen bidrar også til å redusere nedbøyningene betraktelig.

For å optimalisere konstruksjonen reduseres brubjelketverrsnittet for hver seksjon og forskalingen må derfor tilpasses ved hver flytting. I prinsippet støpes to like seksjoner på de to kragarmene, men de støpes ikke samtidig. For å unngå ulik deformasjon av kragarmene på grunn av kryp er det derfor viktig å veksle på hvilken side som støpes først. Det er svært viktig å holde nøye kontroll på nedbøyninger underveis i byggeprosessen for å sikre at den ferdige brua oppnår korrekt form. Fordi både brubanen og søylene er ganske myke er løsningen at byggingen utføres med overhøyder. Når kragarmene skal sammenkobles kan det benyttes horisontal og/ eller vertikal jekking dersom små justeringer er nødvendige.

Før sammenkobling av kragarmer til landkar eller motstående kragarmer er systemet statisk bestemt. Da er det kun søylen som stiver av systemet. Når brua så sammenkobles blir den statisk ubestemt og krefter fra deformasjoner som skyldes kryp, svinn og temperatursvingninger oppstår.

3.2 Bestandighet

3.2.1 Bestandighetskrav

For konstruksjoner som oppføres i dag stilles det krav i NS-EN 1992-1-1 både i planleggingsfasen og gjennom hele levetiden. Konstruksjonen klassifiseres etter eksponeringsklasse for å ta hensyn til miljøet konstruksjonen befinner seg i. Eksponeringsklassene er inndelt i 6 hovedgrupper som er oppsummert i Tabell 1.

Tabell 1 - Oppsummering av eksponeringsklasser etter NS-EN 1992-1-1 tabell 4.1.

Type miljøpåvirkning:	Eksponeringsklasser:
Ingen risiko for korrosjon eller angrep.	X0
Korrosjon fremkalt av karbonatisering.	XC1, XC2, XC3, XC4
Korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann.	XD1, XD2, XD3
Korrosjon fremkalt av klorider fra sjøvann.	XS1, XS2, XS3
Fryse-/ tineangrep	XF1, XF2, XF3, XF4
Kjemiske angrep	XA1, XA2, XA3

Miljøpåvirkninger regnes både som kjemiske og fysiske forhold som konstruksjonen utsettes for, i tillegg til de mekaniske påvirkninger. Det stilles bestandighetskrav innenfor de ulike klassene i forhold til korrosjonsbeskyttelse av armeringsstål og rissdannelse. Innen korrosjonsbeskyttelse stilles det krav til tetthet, kvalitet og tykkelse av betongoverdekningen. I tillegg planlegges skadebegrensende tiltak som kontroll og inspeksjoner gjennom

3. Bakgrunn

konstruksjonens levetid. For bruer gjelder i tillegg NS-EN 1992-2 som inneholder presiseringer i forhold til NS-EN 1992-1-1.

Herøybrua er prosjektert etter NS 3473. Her stilles det, i likhet med dagens standard, bestandighetskrav. Det er likevel forskjell på omfanget av kravene i de to standardene. I NS 3473 klassifiseres konstruksjonen etter fire miljøklasser:

- SA (Særlig aggressivt miljø): Konstruksjoner med sterke kjemiske angrep som gjør særlige beskyttelsestiltak påkrevd. Dette kan kreve spesialkomponert betong, membraner eller lignende.
- MA (Meget aggressivt miljø): Konstruksjoner i saltvann, i skvalpesonen eller utsatt for sjøsprøyt, konstruksjoner utsatt for aggressive gasser, salt eller andre kjemiske stoffer og konstruksjoner utsatt for gjentatt frysing og tining i våt tilstand.
- NA (Noe aggressivt miljø): Konstruksjoner utendørs eller i fuktig miljø innendørs og konstruksjoner i ferskvann.
- LA (Lite aggressivt miljø): Konstruksjoner i tørt miljø innendørs uten aggressivitet.

Videre stilles det krav til armeringens minste overdekning gjengitt på Figur 2 og rissvidder gjengitt på Figur 3.

Tabell 12 – Minimumsoverdekning av hensyn til korrosjonsbeskyttelse

Miljøklasse	Korrosjons- ømfintlig armering	Lite korrosjons- ømfintlig armering
SA	Fastsettes særskilt	Fastsettes særskilt
MA		
NA		
LA		
	50 mm	40 mm
	35 mm	25 mm
	25 mm	15 mm

Figur 2 - Minimum overdekning etter miljøklasser og armeringstype etter NS 3473.

Tabell 9 – Grenseverdier for beregningsmessig karakteristisk rissvidde w_d

Miljøklasse	Korrosjonsømfintlig armering w_d	Lite korrosjonsømfintlig armering w_d
SA	Vurderes særskilt ¹⁾	Vurderes særskilt ¹⁾
MA		
NA		
LA		
	0,2 mm	0,3 mm
	0,2 mm	0,4 mm
	0,4 mm	–

¹⁾ En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme fram til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

Figur 3 - Rissvidder for beregninger basert på miljøklasser og armeringstype etter NS 3473.

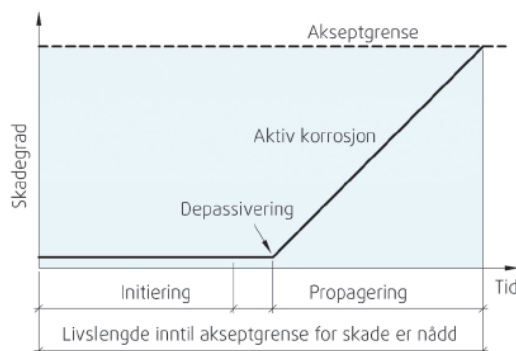
For bruer er det vanlig at de ulike konstruksjonselementene har ulike miljøklasser. FFB-delen av Herøybrua faller hovedsakelig under miljøklasse MA eller NA. På grunnlag av at pilarene delvis står i skvalpesonen, i tillegg til at brudekket blir utsatt for veisalt, klassifiseres disse delene som MA. De ytre flatene i kassetverrsnittet vil kunne klassifiseres som miljøklasse NA på grunnlag av høyden over havet og at konstruksjonen er værutsatt. Inne i kassetverrsnittet vil ikke betongen være værutsatt og kunne klassifiseres som LA.

3.2.2 Armeringskorrosjon

I følge Sintef Byggforsk (2009), byggdetaljer 520.061 som stoffet i dette kapittelet hovedsakelig er hentet fra, er armeringskorrosjon årsaken til de fleste større skader på betongkonstruksjoner. Det er derfor svært viktig å ha kjennskap til mekanismene som initierer korrosjonsprosessen, forhold som påvirker korrosjonshastigheten etter initiering og hvordan skader forårsaket av armeringskorrosjon kan utbedres. Denne kunnskapen er viktig både for prosjekterende og utførende, slik at forebyggende tiltak mot armeringskorrosjon kan tas inn i byggeprosessen. Dermed kan eventuelt fremtidig skadeomfang av nye konstruksjoner begrenses.

Herdet betong inneholder en stor andel kalsiumhydroksid (Ca(OH)_2) som er lettløselig i vann. I tillegg inneholder sement forbindelser av alkalier, natrium og kalium som danner lettløselig NaOH og KOH i betongen. Til sammen tilfører forbindelsene porevannet store mengder basiske hydroksylioner (OH^-) som resulterer i en pH-verdi opp mot 14,0 i betongens porer. Den høye pH-verdien er gunstig for armeringens bestandighet i betongen. Dette er fordi det dannes et beskyttende sjikt av jernhydroksid (Fe(OH)_x) eller jernoksid ($\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$) på ståloverflaten når stålet, med nærvær av oksygen i luften, kommer i kontakt med basisk vann. Det svært tynne oksidsjiktet fungerer som en fysisk og beskyttende barriere mellom stålet og omgivelsene. Oksidsjiktet omtales ofte som passivfilmen og fenomenet kalles passivering. Så lenge porevannet som er i kontakt med stålet er tilstrekkelig basisk og ikke inneholder oppløste kloridsalter vedlikeholdes passivfilmen.

Dersom porevannet, som er i kontakt med stålet, faller til et pH-nivå rundt 7-8 (resultat av karbonatisering) eller inneholder oppløste kloridioner over en viss terskelverdi, kan passivfilmen brytes ned eller depassiveres. Stålet blottlegges da enten lokalt eller over store områder og kan korrodere med en betydelig høyere hastighet enn under passiveringen. Prosessen kalles aktiv korrosjon. Figur 4 viser forholdet mellom skadegrad og armeringskorrosjon over tid. Tiden det tar før kloridinnholdet i porevannet, som er i kontakt med armeringen, blir høyt nok til at stålet depassiveres eller tiden det tar før betongen, som er i kontakt med armeringen, er blitt karbonatisert kalles initieringsperioden. Tiden etter depassivering kalles propageringsperioden. Korrosjonshastigheten i propageringsperioden avhenger av flere faktorer knyttet til betongkvalitet og miljøeksponering. De viktigste faktorene er betongens fukttilstand, elektriske ledningsevne og tilgangen på oksygen. Korrosjonshastigheten er høyest ved relativ fuktighet (RF) rundt 95 %.



Figur 4 - Korrosjonsinitiering og korrosjonspropagering ihht. K. Tuuttis model. (Sintef Byggforsk, 2009).

For at aktiv korrosjon skal forekomme må det, i tillegg til fravær av en intakt passivfilm, forekomme både en anodisk og en katodisk prosess. I anodereaksjonen oksideres jernet, mens i katodereaksjonen reduseres oksygenet.

3. Bakgrunn

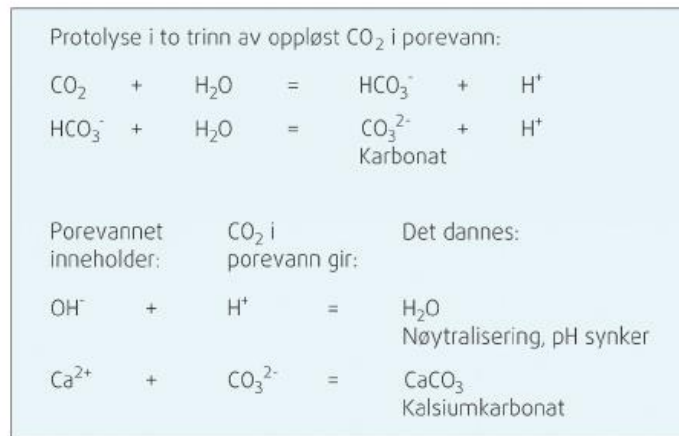
Anodereaksjon: *Metallisk jern* \rightarrow *jernioner* + *elektroner* ($Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^{-}$)

Katodereaksjon: *Oksygen* + *vann* + *elektroner* \rightarrow *hydroksylioner* ($O_2 + 2H_2O + 4e^{-} \rightarrow 4OH^{-}$)

Ved anoden løses altså stålet opp og korrosjonsprodukter (rust) dannes. Avhengig av forbindelsene som forårsaker korrosjonen dannes ulike korrosjonsprodukter med varierende volum.

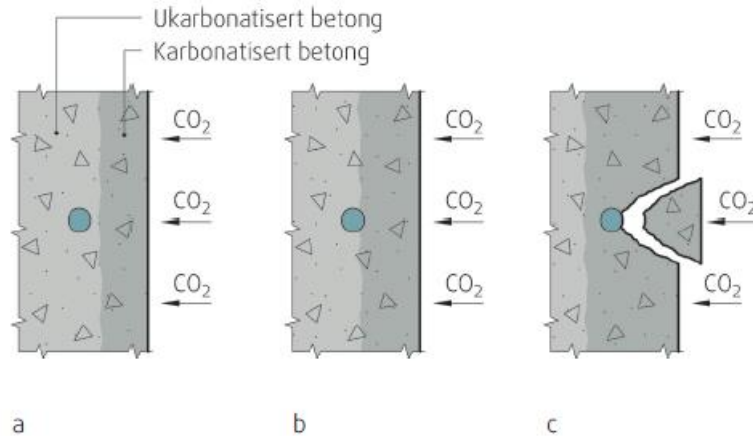
3.2.2.1 Karbonatisering

Karbonatisering er en kjemisk prosess som oppstår når en betongflate er i kontakt med luft. Luften diffunderer langsomt inn i betongen og karbondioksidet (CO_2) i luften reagerer kjemisk med det basiske porevannet og nøytraliserer det. I prosessen omdannes CO_2 til karbonat (CO_3^{2-}). Karbonatet reagerer så med oppløst kalsium i porevannet og danner tungtløselig kalsiumkarbonat ($CaCO_3$). Etter hvert medfører denne karbonatiseringsprosessen at betongens pH-verdi synker til 8-9 og dermed kan aktiv korrosjon oppstå. Figur 5 gir en oversikt over de kjemiske reaksjonene som inngår i prosessen.



Figur 5- Kjemiske reaksjoner under karbonatiseringsprosessen (Sintef Byggforsk, 2009).

Skillet mellom karbonisert og ikke-karbonisert betong kalles karboniseringsfronten. Den beveger seg langsomt innover i betongen. Figur 6 illustrerer denne prosessen. Først starter karbonatiseringen (a), etter hvert når karbonatiseringsfronten armeringen og depassiviserer den (b) og til slutt har karbonatiseringsfronten passert armeringen og initiert aktiv korrosjon som medfører sprekkdannelse og avskalling. Den mest avgjørende faktoren som bestemmer tiden det tar før karboniseringsfronten når armeringen er betongoverdekningen. I følge Sintef Byggforsk (2009) vil en dobling av betongoverdekningen medføre en firedobling av initieringsperioden. Det er derfor svært viktig med riktig og tilstrekkelig overdekning i forhold til bestandigheten og levetiden til en betongkonstruksjon.



Figur 6 - Illustrasjon av karbonatisering og korrosjon (Sintef Byggforsk, 2009).

Generelt kjennetegnes karbonatisering av jevn nedbrytning over større områder av armeringen. De første tegnene på denne typen armeringskorrosjon er oppsprekking av betongen samt rustutslag etterfulgt av avskalling av betong. Fordi korrosjonsproduktene har større volum enn metallet vil prosessen medføre et trykk på den omsluttende betongen. Videre vil tap av tverrsnitt til kritisk armering eller tap av heft mellom armeringen og betongen resultere i kollaps av deler av konstruksjonen.

Faktorer som innvirker på karboniseringshastigheten

Karboniseringshastigheten avhenger i tillegg til overdekningen av ulike miljøfaktorer og betongkvaliteten. De viktigste miljøfaktorene er relativ fuktighet i betongen, temperatur og CO₂-konsentrasjon i omgivende luft. Størst hastighet finner sted ved RF på 50-60 %, mens vannmettet eller helt tørr betong ikke karboniseres. Karboniseringshastigheten øker også med økende temperatur og økende CO₂- konsentrasjon i lufta rundt betongen. Vanligvis er CO₂- konsentrasjon i lufta konstant (0,038 %), men for eksempel i sterkt trafikkerte biltunneler kan konsentrasjonen øke.

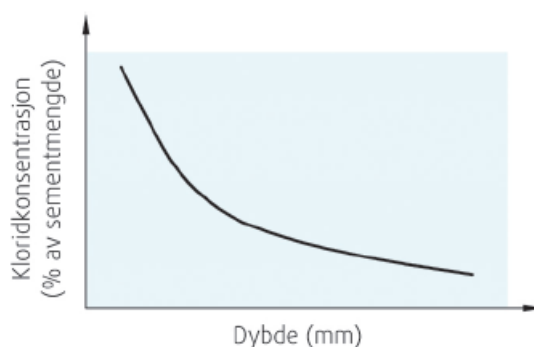
I tillegg til miljøfaktorene påvirker vann/bindemiddel-forholdet (v/b-forholdet), sementtype og -mengde, tilsetningsstoffer, betongfasthet og karboniseringsvinn karboniseringshastigheten. V/b-forholdet til betongen avgjør hovedsakelig porøsiteten. CO₂ diffunderer lettere gjennom betongens poresystem dersom porøsiteten er høy. Økes v/b-forholdet øker dermed også karboniseringsdybden. Høyt sementinnhold i betongen gir større motstand mot karbonatisering. Dette er fordi mye sement gir en større andel kalsiumhydroksid og alkalier som må forbrukes i kjemiske prosesser før karboniseringsfronten kan bevege seg innover i betongen. Reaksjonsproduktet CaCO₃ som felles ut i betongens poresystem bidrar til økt tetthet og fasthet. Volumet er i midlertid mindre enn utgangsstoffene, noe som kan medføre rissdannelse på overflaten. Denne prosessen kalles karboniseringsvinn. Rissene kan videre lette karboniseringsprosessen og gi en dypere front lokalt.

Tiltak mot karbonatisering

For å hindre karbonatisering kan enten initieringsperioden forlenges ved å øke tykkelsen på betongoverdekningen eller karboniseringsfrontens hastighet kan senkes. Det finnes to måter å senke karboniseringsfrontens bevegelse innover i betongoverdekningen på. Enten kan man optimalisere betongsammensetningen ved å lage en tettere og mindre permeabel betong, i tillegg til å innføre store mengder kalsiumhydroksid og høy pH-verdi. Eller så kan betongen overflatebehandles for å bremse inntrengningen av CO₂.

3.2.2.2 *Kloridinitiert korrosjon*

Kloridsalter fra sjøvann og veisalt er hovedårsakene bak kloridinitiert korrosjon. Både sjøvann og veisalt inneholder kloridsalter som er lett løselige i vann, henholdsvis natriumklorid (NaCl) og kalsiumklorid (CaCl₂). Dersom kloridsaltene er oppløst i vann, som er i kontakt med betongoverflaten, vil de trenge inn i betongen. Normalt vil inntrengningen starte med at kloridholdig vann absorberes eller suges inn i det ytterste sjiktet av betongen. Dersom betongen utsettes for gjentatt oppfukning og uttørking vil kapillærsuget medføre et svært stort kloridopptak. Når kloridene først har trukket inn i betongen blir de der, selv etter uttørking. Konsentrasjonen av kloridioner er ofte høy nær betongoverflaten og avtar innover i betongen. Diffusjonsmekanismer transporterer kloridionene langsomt mot områder med lavere konsentrasjon. En typisk konsentrasjonsprofil er vist på Figur 7. Diffusjonshastigheten avhenger blant annet av v/b-forholdet, sementtype, porøsitet, temperatur og type kation (Na⁺ eller Ca²⁺) som følger kloridionene. I praksis avtar hastigheten noe med tiden.

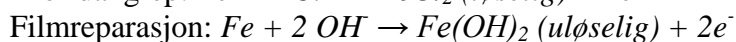
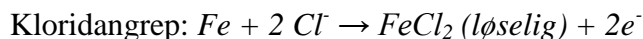


Figur 7 - Kloridprofil i betong (Sintef Byggforsk, 2009).

Pittingkorrosjon

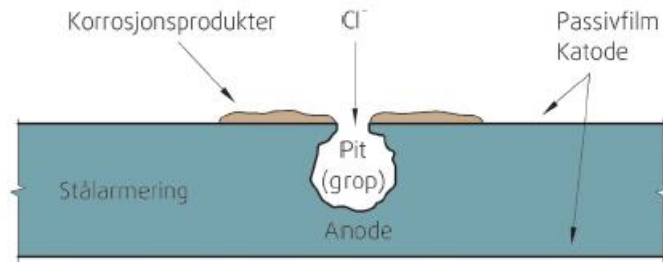
Korrosjonsmekanismen ved kloridinitiert korrosjon kalles pittingkorrosjon. Passivfilmen som omslutter armeringen inneholder gjerne lokale svakheter, såkalte strukturelle defekter. Når de oppløste kloridionene i porevannet kommer i fysisk kontakt med armeringen kan de reagere kjemisk med passivfilmen og løse den opp. Prosessen oppstår ved at de oppløste kloridionene bytter plass med OH⁻-ioner i passivfilmen. Det dannes så en kjemisk forbindelse av jernhydroksid og klorid av typen Fe(OH)Cl som i motsetning til passivfilmen (Fe(OH)₂) er løselig i vann. Dermed forsvinner passivfilmen lokalt og det underliggende stålet blottlegges.

Når passivfilmen er brutt lokalt kan kloridionene fritt reagere med det blottlagte metalliske jernet. Det oppstår to konkurrerende anodereaksjoner:



Dersom porevannet som er i kontakt med stålet har et høyt Cl⁻/OH⁻-forhold bidrar dette til økt kloridangrep. Dersom forholdet er lavt nok kan stålet repassiveres uten at den aktive korrosjonen kommer i gang. Hvis forholdet derimot er høyt nok vil kloridangrepet føre til en utgraving i stålet der passivfilmen ble fjernet, illustrert på Figur 8. I gropen kan oppløste jernioner reagere med vann og kloridioner og danne sure H⁺-ioner. Dersom disse ionene akkumuleres i grope med samtidig tilstedeværelse av kloridioner dannes saltsyre (HCl). Dette medfører svært surt vann i gropen og setter fart på jernoppløsningen. Korrosjonshastigheten i

en slik grop kan bli svært høy fordi prosessen er selvakselererende. Kloridionene fungerer kun som en katalysator i korrosjonsprosessen.



Figur 8 - Kloridinitiert pittingkorrosjon på stål i betong (Sintef Byggforsk, 2009).

Faktorer som innvirker på korrosjonsprosessen

Armeringskorrosjonen vil ofte bremses av naturlige årsaker i betongen. Den viktigste årsaken for betongkonstruksjoner i relativt tørre omgivelser er betongens høye elektriske motstand. For betongkonstruksjoner i svært fuktige omgivelser vil ofte tilførselen av oksygen til katodereaksjonen være den hastighetsbremsende faktoren.

Andre faktorer har innvirkning på den kloridkonsentrasjonen som er nødvendig for å initiere pittingkorrosjon i en gitt konstruksjon, såkalt kritisk kloridinnhold. En av de viktigste faktorene er betongens pH-verdi. Et lavt Cl^-/OH^- -forhold medfører at armeringen tåler mer klorid ved høy pH-verdi. I tillegg til pH-verdi har sementens kloridbindende egenskaper, stålets elektrokjemiske potensial og forekomsten av hulrom i grensesliktet mellom stål og betong innvirkning på kritisk kloridinnhold.

Tiltak mot kloridinntrengning

Som nevnt er det en rekke faktorer som påvirker kloridinntrengningen og tiden det tar før kloridkonsentrasjonen ved armeringen overskrider kritisk kloridinnhold. Dermed er det flere tiltak som kan innføres for å hindre eller begrense inntrengningen. Økning av betongoverdekning øker betydelig tiden det tar før klorid diffunderer inn til armeringen. Konstruktive detaljer som dryppneser kan benyttes for å hindre kloridholdig vann i størst mulig grad å komme i fysisk kontakt med betongen. Vannavisende overflatebehandling kan også redusere kloridinntrengningen betydelig.

4. Laster

4.1 Laster på bruere

Statens Vegvesen (2014) Håndbok R412 kapittel 2.3 klassifiserer laster etter deres sannsynlighet for å opptre og type påvirkning. Lastene inndeles i permanente laster, variable laster, deformasjonslaster og ulykkeslaster. Det er den karakteristiske verdien som benyttes i dimensjoneringen.

4.1.1 Permanente laster

Permanente laster er hvor påvirkningen ventes å være tilnærmet konstant innenfor det tidsrommet som betraktes. Som permanente laster regnes egenvekt av konstruksjonen og permanent utstyr, ytre vanntrykk og jordtrykk. Permanente laster som inkluderes i analysen er:

- Egenlast av armert betong på 25 kN/m^3 (Håndbok R412, avsnitt 4.1.1)
- Egenlast av slitelag på 25 kN/m^3 (Håndbok R412, avsnitt 4.1.1)
- Egenlast av kantdragere på $3,125 \text{ kN/m}$ per stykk
- Egenlast av rekkverk på $0,5 \text{ kN/m}$ per stykk (Håndbok R412, avsnitt 4.1.1)

Egenlast er i Håndbok N400 avsnitt 5.2.2 definert som tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen. Som primær egenlast regnes vekten av de hovedbærende konstruksjonsdelene. Dette innbefatter vekten av brubjelken og søylene. Det henvises til NS-EN 1991-1-1 for beregning av egenlast for ulike konstruksjonsmaterialer.

Som sekundær egenlast regnes her kantbjelker, rekkverk og slitelag. Kantbjelkene har dimensjoner $25 \text{ cm} \times 50 \text{ cm}$. Med en egenvekt på 25 kN/m^3 tilsvarer det en jevnt fordelt last på $3,125 \text{ kN/m}$ per kantdrager. Lastene påføres med en eksentrisitet på $4,2 \text{ meter}$ i tverretning i forhold til senter av brutvernsnittet. I tillegg legges rekkverk-lasten til med tilsvarende eksentrisitet på hver side.

I følge Statens Vegvesen (2016) ble slitelaget ved inspeksjon målt til 11 cm . Med en antatt bredde på 7 m tilsvarer dette en jevnt fordelt last på $19,25 \text{ kN/m}$ som påføres i senter av brutvernsnittet i RM Bridge modellen.

4.1.2 Variable laster

Variable laster er påvirkninger som antas å variere i tid gjennom konstruksjonens levetid. Som variable laster regnes trafikklast, naturlaster, støt- og forføyningslaster fra ferjer og laster påført konstruksjonen i midlertidige faser som fabrikasjon. Variable laster som inkluderes i analysen er:

- Trafikklast
- Vindlast
- Temperaturlast

Snølast regnes ikke å opptre samtidig med trafikklast på veibruer og tas derfor ikke med i analysen (Håndbok R412, avsnitt 5.1). Videre antas det at fundamentene er tilstrekkelig dimensjonert for vanntrykk, islast og strømningslast. Derfor utelates også disse lastene fra analysen.

4.1.2.1 Trafikklast

Laster fra kjøretøy, syklist og fotgjengere på kjørebane, gangbane, skulder og midtdeler betegnes som trafikklast. Trafikklast fra biler, tungtrafikk og spesialkjøretøy resulterer i vertikale og horisontale, statiske og dynamiske krefter. Disse blir tatt hensyn til i forskjellige lastmodeller.

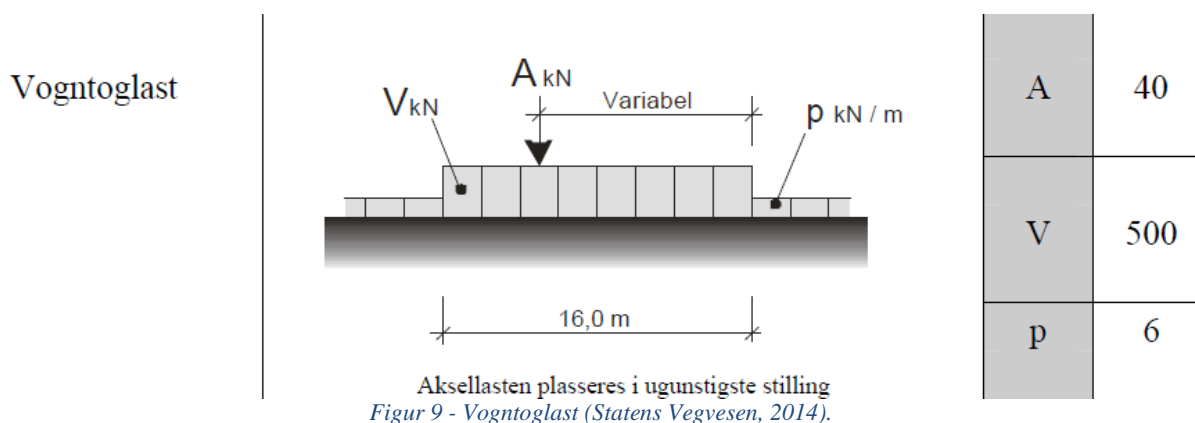
Bestemmelsene for trafikklast på eksisterende bruer beskrives i Håndbok R412 kapittel 3. Normalt klassifiseres bruer etter brukklasser. Bruklassen gjenspeiler den brukslasten som kan trafikkere brua uten restriksjoner. For bruer med lav bæreevne kan det i stedet for brukklasser benyttes aksellast/ totalvekt.

Vertikal trafikklast

Hver brukklasse består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast som brua skal dimensjoneres for. For å kontrollere ulike snitt plasseres lastene i bruas lengderetning slik at ugunstigste lastvirkning oppnås. For de enkelte snittene som skal kontrolleres plasseres kun én av de nevnte lastvirkningene i ugunstigste posisjon. Det er tidkrevende å undersøke alle de nevnte lastene. For korte bruer og sekundærkonstruksjoner vil i praksis dimensjonerende laster bli bestemt av aksel-, boggi- eller trippelboggilasten. For lengre bruer vil dimensjonerende laster bli bestemt av kjøretøy- eller vogntoglasten.

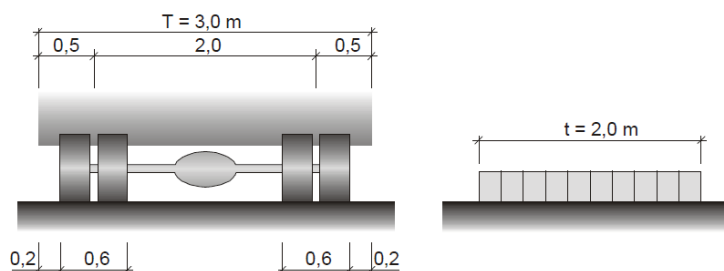
Herøybrua er brukklasse Bk10 fordi brua er prosjektert etter lastforskrift av 1969 eller senere. Brua har lange spenn og det studeres i denne oppgaven globale effekter. Derfor blir vogntoglasten i praksis dimensjonerende.

Vogntoglasten består av en aksellast (A), en totalvekt av vogntoget (V) og en jevnt fordelt last (p). Aksellasten på 40 kN som plasseres i ugunstigste posisjon innenfor 16 meter. Totalvekten på 500 kN fordeles utover 16 meter og resulterer i en jevnt fordelt last på 31,25 kN/m. Til slutt legges den jevnt fordelte lasten på 6 kN/m, som representerer lettere blandet trafikk, til der det er ugunstig. Vogntoglasten er illustrert i Figur 9.



Føringsbredden på Herøybrua settes konstant til 7m, selv om den i virkeligheten varierer mellom 7m og 8m. Etter Håndbok R412 avsnitt 3.2.2 kan maksimalt to lastfelt belastes med aksellaster, kjøretøylaster eller vogntoglast. Av Figur 10 ser man at det er plass til to lastfelt med vogntoglast innenfor føringsbredden. De resulterende lastene fra vertikal trafikklast på brua er oppsummert i Tabell 2.

4. Laster



Figur 10 - Bredden på teoretiske lastfelt for tunge kjøretøy/vogntog og jevnt fordelt trafikklast (Statens Vegvesen, 2014).

	Total last (V)	Aksellast (A)	Jevnt fordelt last (p)
Vogntoglast	31,25kN/m	40kN	6kN/m
Total last på brua	62,5kN/m	80kN	12kN/m

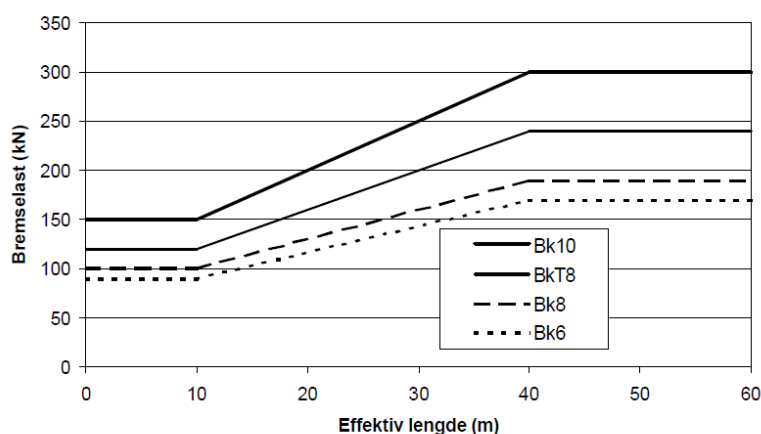
Tabell 2 - Vertikal trafikklast på brua.

Horisontal trafikklast:

Horisontale trafikklast er definert i Håndbok R412 kapittel 3.2.3. De kommer av bremse- og akselerasjonskrefter i tillegg til sentrifugal- og sidelast. Sentrifugalkrefter skyldes horisontalkurvatur i kjørebane og ses bort fra i denne analysen siden brua modelleres som rett. Sidelast oppstår på grunn av skjev og usymmetrisk bremsing av kjøretøy, sidestøt osv. Bremskraften og akselerasjonskraften er like store og motsatt rettet. De horisontale kreftene opptrer ikke alene, men sammen med tilhørende vertikale trafikklast.

Bremselast

Bremselasten beregnes på grunnlag av brulengder og bruklasse. Med brulengde forstås den samlede lengden av den eller de brudelene som samtidig kan overføre bremselast til det snittet som skal kontrolleres. Bremselasten antas å være jevnt fordelt over hele kjørebanebredde og virke i bruas lengderetning i høyde med kjørebane. Grunnlaget for verdiene for bremselasten finnes i Figur 11.



Figur 11 - Bremselast som funksjon av brulengder (Statens Vegvesen, 2014).

I lengderetning kan horisontalkrefter kun tas opp av pilarene i akse 3 og 4. I tverretning kan horisontalkrefter tas opp i hver søyle og i landkaret. Det antas likevel, konservativt, at også all horisontallast fordeles mellom de to pilarene i akse 3 og 4 på bakgrunn av vesentlig større stivhet enn de øvrige søylene. Søylene har alle samme E-modul, men tverrsnittet til

hovedpilarene er vesentlig større. Dermed blir den effektive lengden større enn 40 meter og bremselasten blir 300 kN.

Sidelast

Sidelasten opptrer samtidig som bremselasten og tilhørende vertikallast. Den beregnes som 25 % av bremselasten i snittet som betraktes. I dette tilfellet utgjør det 75 kN. Den forutsettes å virke vinkelrett på bruas lengderetning og i høyde med kjørebanelen.

4.1.2.2 Vindlast

Vindlast er variabel naturlast som opptrer periodevis og skyldes klimatiske forhold. Vindlast på konstruksjonen bestemmes etter Håndbok N400 og NS-EN 1991-1-4. Etter Håndbok N400 kapittel 5.4.3 bestemmes vindlast på konstruksjoner etter følgende vindklasser:

- Vindklasse I: Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind.
- Vindklasse II: Brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres.
- Vindklasse III: Brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind.

Fritt frambygg bruker tilhører vindklasse I i ferdigtilstand og vindklasse II i byggetilstand. Dynamisk vindlast vil ofte medføre store torsjonsmomenter for søylene i byggefasen, det er derfor svært viktig å dimensjonere for vindlast i byggefasen ved oppføring av nye bruer. Vindlasten vil dermed være utslagsgivende ved kontroll av byggefasen, men ikke medføre noen permanente effekter i ferdigtilstand. Fordi denne analysen tar sikte på å studere globale effekter på en eksisterende bru tas det derfor kun hensyn til vindlast i ferdigtilstand.

Ferdige brukonstruksjoner skal kontrolleres for vindlast både med og uten samtidig trafikklast. De to lasttilfellene gir ulik vindlast fordi lastarealet blir større med kjøretøy på brua og maksimal vindlast ikke vil opptre med samtidig trafikk, da brua vil stenges i slike tilfeller. Vindlasten beregnes for brubjelken i alle akseretninger i tillegg til hovedpilarene og søylen i akse 5. For detaljerte beregninger henvises det til vedlegg B.

Vindlast uten trafikklast

Referansevindhastigheten i Herøy kommune, hentet fra Tabell NA.4(901.1) i NS-EN 1991-1-4, er oppgitt som:

$$v_{b,0} = 30 \text{ m/s.}$$

For å transformere vindhastigheten til jevnt fordelte krefter på brua beregnes først basisvindhastigheten. Etter NA.4.2(2)P multipliseres referansevindhastigheten med fire faktorer som tar hensyn til vindretning (c_{dir}), årstidsvariasjoner (c_{season}), nivåforskjell (c_{alt}) og sannsynligheten for overskridelse (c_{prob}). Ferdig bru beregnes med en returperiode på 50 år, mens kontroll av byggefasen kontrolleres for en returperiode på 10 år. I denne oppgaven ses det som nevnt bort fra byggefasen og c_{prob} får verdien 1,0. Alle faktorene får dermed verdi 1,0 og dette gir basisvindhastigheten:

$$v_b = v_{b,0} * c_{dir} * c_{season} * c_{alt} * c_{prob} = 30 \text{ m/s}$$

Videre beregnes stedsvindhastigheten ved å ta hensyn til terrengets ruhet og form. Terrengformfaktoren $c_0(z)$ settes lik 1,0, mens terrengruheten $c_r(z)$ beregnes ut fra kjørebanelens

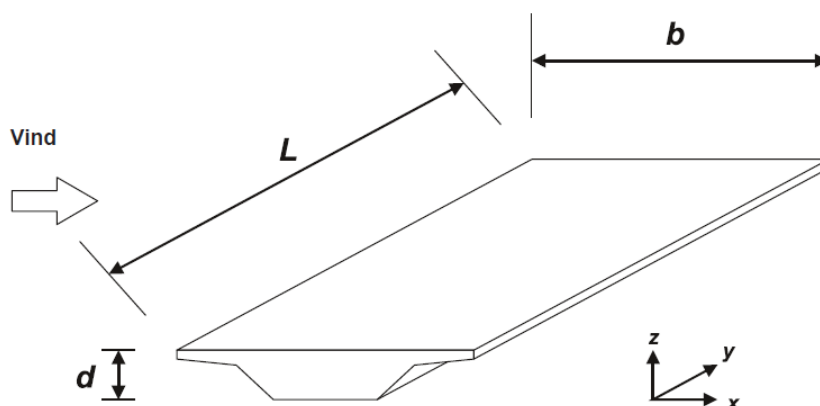
maksimale høyde over terrenget, $z = 37\text{m}$, og terrengruhetskategorien på stedet. Herøybrua antas å tilhøre terrengkategori I, *kystnær, opprørt sjø. Åpne vidder og strandsoner uten trær eller busker*, og faktorene som er nødvendige for å beregne ruhetsfaktoren gis i Tabell NA.4.1 i NS-EN 1991-1-4. Stedsvindhastigheten etter NA.4.3.3 (901.2) i NS-EN 1991-1-4 blir da:

$$v_m = c_r(z) * c_0(z) * v_b = 41,9 \text{ m/s}$$

For å komme frem til endelige vindkrefter på brua beregnes vindhastighetstrykket. Den gjennomsnittlige stedsvindhastigheten omgjøres her til en toppverdi for vindtrykket som virker i høyden z . Vindhastighetstrykket bestemmes etter NA.4.5(1) og blir:

$$q_{p,UTRAF} = \frac{1}{2} \rho * v_m(z) * (1 + 2 k_p * I_v(z)) = 2032 \text{ Pa}$$

Kraftfaktorene, som er de resulterende lasttilfellene fra vindlast, beregnes etter kapittel 8 i NS-EN 1991-1-4. Aksesystemet som benyttes for vindlast på bruer avviker fra aksesystemet benyttet i RM Bridge modellen og er vist på Figur 12.



Figur 12 - Aksesystem for vindlaster på bru (Standard Norge, 2009).

Etter punkt 8.3.2(1) i NS-EN 1991-1-4 kan *forenklet metode* for beregning av krefter benyttes dersom dynamisk responsberegning er vurdert til ikke å være nødvendig. På grunnlag av at brua er i vindklasse I er dette tilfellet og forenklet metode benyttes. Dette gir følgende ligninger for kreftene:

$$\begin{aligned} F_{wx} &= \frac{1}{2} \rho * v_b^2 * C_x * A_{ref,x} && \text{(NS-EN 1991-1-4; pkt. 8.3.2(1))} \\ F_{wy} &= 0,5 * F_{wx} && \text{(NS-EN 1991-1-4; pkt. NA.8.3.4(1))} \\ F_{wz} &= \frac{1}{2} \rho * v_b^2 * C_z * A_{ref,z} && \text{(NS-EN 1991-1-4; pkt. 8.3.3)} \end{aligned}$$

Hvor ρ representerer lufttettheten og vindlastfaktoren C tar hensyn til vindkraftens virkning på brubanen og vindeksponeringen. Faktoren C beregnes ut fra eksponeringsfaktoren c_e og kraftfaktoren c_f . Kraftfaktoren i z -retning bør etter NA.8.3.3(1) i NS-EN 1991-1-4 settes til $\pm 0,9$ for å ta med effekten av både løft og trykk på brudekket. Etter 8.3.3(5) i NS-EN 1991-1-5 skal vindkraften i z -retning virke i en avstand $e = b/4$ fra senterlinjen til brua. En oversikt over vindkreftene på brubjelken er gitt i Tabell 3. I RM Bridge påføres kreftene som last per areal og multipliseres med tverrsnittshøyden og lengden til hvert element, slik at lasten blir så reell som mulig. Det vil si at lastarealet A_{ref} i dette tilfellet settes lik 1. Dersom vindkreftene skal kontrolleres for hånd benyttes en jevnt fordelt linjelast basert på et konservativt gjennomsnitt av den varierende tverrsnittshøyden. Det er valgt å benytte 6m som konservativ verdi for tverrsnittshøyden.

Tabell 3 - Vindkrefter på brubjelken uten samtidig trafikklast.

Vindkraft på brubjelken	Retning i RM Bridge	Uten trafikklast	
		RM Bridge	Kontroll
F_x	z-retning	4,27 kN/m ²	28,17 kN/m
F_y	x-retning	2,13 kN/m ²	14,08 kN/m
F_z	y-retning	±1,83 kN/m ²	±16,28 kN/m

I følge punkt 8.1(3) i NS-EN 1991-1-4 opptrer vanligvis ikke kreftene i x- og y-retning samtidig da de forårsakes av vind som blåser i forskjellige retninger. Kreftene i z-retning kan derimot komme av vind som blåser i mange forskjellige retninger og bør anses å virke samtidig som henholdsvis krefter i x- og y-retning, dersom det er ugunstig.

Vindlast med trafikklast

For lasttilfellet med kombinert trafikk- og vindlast skal kastvindhastigheten ved kjørebans høyeste punkt settes lik 35m/s. Som følge av den gitte kastvindhastigheten endres vindhastighetstrykket og blir, etter NA.4.5(1);

$$q_{p.MTRAF} = \frac{1}{2} \rho * (35m/s)^2 = 766 Pa$$

I tillegg til endret vindkasthastighet vil også lastarealet endre seg. Etter punkt 8.3.1(5)a) i NS-EN 1991-1-4 skal det på vegbruer i tillegg til tverrsnittshøyden legges på 2 meter opp fra veibanenivået på den ugunstigste lengden, uavhengig av plasseringen til de vertikale trafikklastene. Tilsvarende som for lasttilfellet uten trafikklast påføres det en areallast i RM Bridge modellen, mens det for kontrollberegninger benyttes en linjelast. Dermed gir dette en modifisert tverrsnittshøyde på 2m + 6m = 8m som kan benyttes i kontrollberegninger. Det antas også her en konservativ snittverdi for den varierende tverrsnittshøyden. Vindkreftene for lasttilfellet med trafikklast er oppsummert i Tabell 4.

Tabell 4 - Vindkrefter på brubjelken med samtidig trafikklast.

Vindkraft på brubjelken	Retning i RM Bridge	Med trafikklast	
		RM Bridge	Kontroll
F_x	z-retning	2,29 kN/m ²	18,34 kN/m
F_y	x-retning	1,15 kN/m ²	9,17 kN/m
F_z	y-retning	±0,94 kN/m ²	±8,35 kN/m

Vindlast på pilar i akse 3, 4 og 5

Vindlast på rektangulære pilarer regnes etter kapittel 4, 5.3, 6 og 7.6 i NS-EN 1991-1-4. Det beregnes vindkrefter i bruas lengde- og tverretning på pilarene i akse 3, 4 og 5 da disse er utsatt for armeringskorrosjon. Referanse- og basisvindhastigheten blir som for brubjelken, men stedsvindhastigheten v_m vil endre seg fordi referansehøyden z er en annen.

Referansehøyden skal i følge 7.6(2) i NS-EN 1991-1-4 settes lik konstruksjonsdelens største høyde over terrenget. I dette tilfellet vil det si lengden av hver av pilarene. Pilarene i akse 3 og 4 har likt tverrsnitt og kun et lite avvik i lengde, derfor forenkles beregningene for disse med å benytte en midlere lengde for z . Dermed blir $z_{34} = 23,2m$ og $z_5 = 22,6m$. Dette gir, etter 4.3.1 i NS-EN 1991-1-4, stedsvindhastighetene:

$$v_{m,34} = c_{r,34} * c_0 * v_b = 39,5m/s$$

4. Laster

$$v_{m,5} = c_{r,5} * c_0 * v_b = 39,4 \text{ m/s}$$

Topp hastighetstrykket q_p beregnes på tilsvarende måte som for brubjelken, men som nevnt med referanse høyden z lik lengden til hver pilar. Noe som resulterer i:

$$q_{p,34} = \frac{1}{2} \rho * v_{m,34}^2 (1 + 2 k_p * I_{v,34}) = 1859 \text{ Pa}$$
$$q_{p,5} = \frac{1}{2} \rho * v_{m,5}^2 (1 + 2 k_p * I_{v,5}) = 1848 \text{ Pa}$$

For å finne vindkreftene på pilarene benyttes en generell formel i avsnitt 5.3(2) i NS-EN 1991-1-4.

$$F_w = c_s c_d * c_f * q_p(z) * A_{ref}$$

Her representerer konstruksjonsfaktoren $c_s c_d$, som er gitt i kapittel 6 i NS-EN 1991-1-4, vindpåvirkning fra ikke-samtidige vindkasthastighetstrykk på overflaten og svingninger i konstruksjonen som følge av turbulens. Fordi brua er i vindklasse I i ferdigtilstand er det ikke behov for dynamiske beregninger. Som følge av dette er konstruksjonsfaktoren ikke relevant. Kraftfaktoren c_f for konstruksjonsdeler med rektangulært tverrsnitt er gitt i avsnitt 7.6(1) og referansearealet A_{ref} er gitt i avsnitt 7.6(2). Kraftfaktoren er blant annet avhengig av dybde/bredde-forholdet til konstruksjonsdelen. Referansearealet settes lik konstruksjonens lengde multiplisert med konstruksjonens bredde. Her settes konstruksjonens lengde lik 1, slik at kreftene oppgis som jevnt fordelte laster. De resulterende vindkreftene på pilarene i y- og x-retning er oppsummert i Tabell 5.

Tabell 5 – Vindkrefter på pilar 3, 4 og 5 i y- og x-retning.

Vindkrefter	Akse i RM Bridge	Pilar i akse 3 og 4	Pilar i akse 5
F_{wy}	x-akse	21,6 kN/m	4,0 kN/m
F_{wx}	z-akse	18,6 kN/m	16,6 kN/m

4.1.2.3 Temperaturlast

Temperaturlast er en variabel naturlast som opptrer periodevis og skyldes naturforhold. For å sikre at termiske bevegelser ikke fører til at konstruksjonen overbelastes skal bærende konstruksjoner kontrolleres. Dette kan gjøres ved å foreskrive bevegelsesfuger eller ved å ta hensyn til virkningen under dimensjoneringen. De termiske variasjonene i de ulike konstruksjonsdelene avhenger av daglige og årstidsavhengige variasjoner i blant annet lufttemperatur, solstråling og utstråling. Størrelsen på de termiske påvirkningene avhenger av lokale klimatiske forhold i tillegg til konstruksjonens orientering, totale masse og overflate (Standard Norge, 2008a).

Termiske påvirkninger er kort beskrevet i Håndbok N400 kapittel 5.4.8. Metode for å beregne temperaturendringer i bruer er gitt i NS-EN 1991-1-5 kapittel 6.

Det defineres tre grupper for bruoverbygningen:

- Type 1: Stålbru
- Type 2: Samvirkebru
- Type 3: Betongbru

Herøybrua blir klassifisert etter NA.6.1.1(1) som type 3 *betongbjelke med kassetverrsnitt*. Temperaturvirkningene for brustedet er gitt i figur NA.A1 og NA.A2. Temperaturene er

basert på maksimum og minimum verdier målt i skyggen per år og er justert for nivå over havet. For bru-stedet finnes følgende verdier;

$$\begin{aligned} T_{max} &= 34 \text{ }^\circ\text{C} \\ T_{min} &= -20 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Jevnt fordelt temperaturandel

Videre beregnes jevnt fordelt temperaturandel (årstidsvariasjoner) etter kapittel 6.1.3. Årstidsvariasjonene fører til en konstant lengdeendring i tverrsnittet. Når temperaturen øker vil det medføre utvidelse, mens når den avtar oppstår det sammentrekning av konstruksjonsdelen. For statisk bestemte konstruksjoner vil effekten kun bli en lengdeendring av tverrsnittet som må tas hensyn til ved dimensjonering av fuger og glidelagre. For statisk ubestemte konstruksjoner vil det derimot oppstå tvangskrefter som motvirker ekspansjonen/kontraksjonen, disse må tas hensyn til i lastanalysen. I denne analysen er brua statisk ubestemt i ferdigtilstand og beregninger for jevnt fordelt temperaturandel beregnes i det følgende.

Temperatuene på brustedet gir høyeste og laveste jevnt fordelte brutemperatur etter Figur NA.6.1 på;

$$\begin{aligned} T_{e,max} &= T_{max} - 3 \text{ }^\circ\text{C} = 31 \text{ }^\circ\text{C} \\ T_{e,min} &= T_{min} + 8 \text{ }^\circ\text{C} = -12 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Maksimalt kontraksjons- og ekspansjonsintervall beregnes med $T_0 = 10 \text{ }^\circ\text{C}$. Initialtemperaturen T_0 er temperaturen på det tidspunktet når konstruksjonen fastholdes. I dette tilfellet tilsvare det når brua ferdigstilles og hovedspennet sammenkobles.

$$\begin{aligned} \Delta T_{N,con} &= T_0 - T_{e,min} = -22 \text{ }^\circ\text{C} \\ \Delta T_{N,exp} &= T_{e,max} - T_0 = 21 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Vertikale temperaturdifferanser mellom over- og underside av tverrsnittet oppstår i statisk ubestemte konstruksjoner og skyldes da fastholding mot krumning. Temperaturdifferansene skyldes døgnvariasjoner i temperatur som medfører en gradient over tverrsnittet. Den kan etter kapittel 6.1.4 beregnes etter to ulike metoder;

- Metode 1: *Vertikal lineært varierende temperaturandel*
- Metode 2: *Vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel*

Det er her, for enkelthets skyld, valgt å benytte lineær metode i dimensjoneringen etter kapittel 6.1.4.1. Tabell NA.6.1 gir verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel avhengig av type bruoverbygning basert på slitelag med tykkelse 50mm. For Herøybrua ble slitelaget målt til 11cm ved inspeksjon i følge Statens Vegvesen (2016), dermed må faktorene k_{sur} fra tabell NA.6.2 benyttes for å justere temperaturdifferansene. Verdiene for k_{sur} finnes ved å interpolere mellom verdiene i tabellen. Dermed blir;

$$\begin{aligned} K_{sur,heat} &= 0,66 \\ K_{sur,cool} &= 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta T_{M,heat} &= 10 \text{ }^\circ\text{C} * k_{sur,heat} = 6,6 \text{ }^\circ\text{C} \\ \Delta T_{M,cool} &= 5 \text{ }^\circ\text{C} * k_{sur,cool} = 5 \text{ }^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Temperaturfordelingen over tverrsnittet antas slik at $\Delta T = 0$ i tverrsnittets tyngdepunktsakse.

Horisontale temperaturdifferanser

Etter punkt 6.1.3.4(1) er det vanlig å se bort fra horisontal temperaturdifferanse og kun ta hensyn til vertikal temperaturdifferanse. Det er kun i spesielle tilfeller, som for eksempel hvis én side av brua er mer eksponert for sollys grunnet plassering eller utforming, at horisontale effekter bør medregnes. Da dette ikke er tilfelle for denne brua vil det kun ses på vertikale effekter i denne oppgaven.

Temperaturdifferanse mellom vegger i betongbruer med kassetverrsnitt

Etter punkt 6.1.4.4(1) bør det tas hensyn til at det kan oppstå betydelige temperaturdifferanser mellom indre og ytre vegger i kassetverrsnittet på store betongbruer. Det er likevel besluttet å se bort fra dette punktet for ikke å gjøre lasttilfellene for komplekse, da det fokuseres på å sammenligne kapasiteten til konstruksjonen med og uten effekten av korrosjonsskader på hovedpilarer.

Samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser

For å komme frem til endelige lastvirkninger fra temperatur må det tas hensyn til samtidighet av døgn- og årstidsvariasjoner. I kapittel 6.1.5(1) er det gitt åtte kombinasjonsligninger, her gjengitt på komprimert form:

$$\begin{aligned} &\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \\ &\text{eller} \\ &\omega_M \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \end{aligned}$$

Hvor $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$ er døgnvariasjonene og $\Delta T_{N,exp}$ og $\Delta T_{N,con}$ er årstidsvariasjonene som forklart i avsnittene over. Kombinasjonsfaktorene ω_M og ω_N settes henholdsvis lik 0,75 og 0,35 etter NA.6.1.5(1). De ulike kombinasjonene er oppsummert i Tabell 6. De to ulike temperatureffektene, jevnt fordelt temperaturandel og vertikalt lineært varierende temperaturandel, modelleres separat og resulterende laster kombineres etter tabellen. Den ugunstigste av lastkombinasjonene inngår som *karakteristisk temperaturlast* i videre lastkombinering i brudd- og bruksgrensetilstanden.

Tabell 6 – Kombinasjoner grunnet samtidighet av temperaturlaster.

Kombinasjon	$\Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$	$\Delta T_{N,con}$
T1	1,0		0,35	
T2	0,75		1,0	
T3	1,0			0,35
T4	0,75			1,0
T5		1,0	0,35	
T6		0,75	1,0	
T7		1,0		0,35
T8		0,75		1,0

Forskjell i den jevnt fordelte temperaturandelen mellom ulike konstruksjonsdeler

Etter punkt 6.1.6 bør det tas hensyn til ugunstige lastvirkninger forårsaket av forskjeller i jevnt fordelt temperaturandel mellom ulike konstruksjonsdeler. Det er anbefalt å bruke 15 °C

mellom ulike deler i hovedkonstruksjonen. Videre anbefales 10 °C og 20 °C mellom henholdsvis lyst og mørkt hengekabel og bruoverbygning eller tårn. Det ses i denne oppgaven kun på jevnt fordelt temperaturandel for bruoverbygningen og derfor er ikke dette punktet relevant.

Brupilarer

Etter avsnitt 6.2 bør det tas hensyn til den samlede effekten av temperaturvirkninger for pilarer hvis den kan medføre tvangskrefter eller bevegelser i tilgrensende konstruksjoner. I denne oppgaven er det likevel valgt å se bort fra temperaturlaster på brupilarer.

4.1.3 Deformasjonslaster

Laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper regnes som deformasjonslaster. Som deformasjonslaster regnes spennkrefter, svinn, kryp, relaksasjon, setninger og deformasjoner påført konstruksjonen som resultat av fabrikkasjons-, bygge- eller installasjonsmetode. Deformasjonslastene som inkluderes i analysen er:

- Svinn
- Kryp
- Relaksasjon
- Spennkraft

4.1.3.1 Kryp

Kryp er en belastning som oppstår når betongen utsettes for trykk over lang tid. Når betongen utsettes for trykk grunnet ytre krefter vil det oppstå en momentan sammentrykking. Betongen vil deretter fortsette å trykkes sammen ved langvarig belastning. Denne volumendringen kalles kryp. Den tidsavhengige deformasjonen kalles kryptøyning. Kryptøyningen kan beregnes etter NS 3473 avsnitt 9.3 og tillegg A.9.3.

Kryp avhenger både av betongens totale alder, men også alder når spenningen påføres. Betongens fasthet og dermed E-modul er også tidsavhengig, da kryptøyningen er en funksjon av tangent E-modulen er det viktig å bestemme denne.

4.1.3.2 Svinn

At betongen krymper som følge av uttørking kalles svinn. Denne volumendringen som følge av endringer i betongens fuktnivå medfører sammentrekninger i betongen som videre resulterer i tøyninger. Disse tøyningene kalles svinntøyninger. De er til forskjell fra kryptøyningene uavhengige av lastnivå og lastvarighet. Svinn vil kun medføre krefter på statisk ubestemte konstruksjoner (Sørensen, 2013).

Svinntøyningen er sammensatt av to bidrag; uttørkingssvinn og autogent svinn. Uttørkingssvinnet utvikler seg langsomt og er en funksjon av fukttransport gjennom herdet betong. Autogent svinn utvikler seg derimot med betongens fasthetsutvikling og det meste finner sted tett etter utstøping. Svinntøyningen beregnes etter NS 3473 tillegg A.9.3.

4.1.3.3 Relaksasjon

Relaksasjon er spenningsfall som følge av at stålet utsettes for en konstant tøyning over lang tid. Relaksasjonstapet kan beregnes etter NS 3473 avsnitt 9.3 og tillegg A.9.3.

4.1.3.4 Forspenning

Forspenning er strekkspenninger som påføres spennarmeringen. Disse overføres videre som trykkspenninger til betongen gjennom forankring og heft mellom spennarmeringen og betongen. Når spennarmeringen gis kurvatur tilsvarende momentdiagrammet fra ytre laster resulterer dette i en oppbøyning av tverrsnittet. For statisk ubestemte systemer vil dette resultere i tvangskrefter som motvirker denne oppbøyningen (Sørensen, 2013). Spennarmring og tap av spennkraft er beskrevet i avsnitt 6.3

4.1.4 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er laster forårsaket av unormale hendelser, ulykkestilfeller eller uriktig operasjon. Eksempler på ulykkeslaster er påkjørsel, brann og eksplosjon. Den vanligste ulykkeslasten er påkjørsel fra trafikk, enten det er kjøretøy, skips- eller jernbanetraffikk. Siden det i denne oppgaven kun utføres kontroll av eksisterende bru ses det bort fra ulykkeslaster.

4.2 Grensetilstander og lastkombinering

4.2.1 Bruddgrensetilstanden

I bruddgrensetilstanden bestemmes konstruksjonsdelenes kapasitet mot brudd. Dette gjøres ved beregninger på grunnlag av materialenes dimensjonerende fastheter og tøyningsegenskaper. Aktuelle lastvirkninger som kontrolleres er bøyemoment, aksialkraft, skjærkraft og torsjonsmoment, samt kombinasjoner av disse (Sørensen, 2013).

For spennarmerte konstruksjoner utføres kontrollen ved to ulike tidspunkt; i oppspenningstilstanden og *etter lang tid*. I denne oppgaven vil kun bøyemoment og skjærkraft i brubjelken, i tillegg til moment og aksialkraft i hovedpilarer bli kontrollert *etter lang tid* siden brua er 40 år gammel.

Etter Håndbok R412 Vedlegg 1 avsnitt 3.3.1 kontrolleres to sett med lastkombinasjoner, hvor den ugunstigste av disse legges til grunn for dimensjoneringskontrollen. Oversikten over lastkombinasjonsfaktorene i bruddgrensetilstanden er gitt i Tabell 7. Q_1 representerer den karakteristiske verdien for den variable lasten som er mest ugunstig for den lastvirkningen som betraktes. Q_n representerer karakteristisk verdi for de øvrige lastene som er ugunstige for den gitte lastvirkningen. Lastkombinasjonsfaktorene resulterer i sju forskjellige kombinasjoner som er oppsummert i Tabell 8. Her er også verdiene for γ_1 og γ_2 for de ulike variable lastene listet i tabellen.

Tabell 7 – Faktorer for lastkombinasjon i bruddgrensetilstanden i henhold til Håndbok R412.

Lastgruppe kombinasjon	Permanente laster		Deformasjonslaster		Variable laster
	Jordtrykk	Andre	Spennarmering	Andre	
a	1,0	1,15/1,0	1,1/0,9	1,0	$\gamma_1 Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 Q_1 + 0,8 \sum Q_n$

4. Laster

Tabell 8 – Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstanden.

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente Laster	Deformasjonslaster				Variable Laster		
		Egenlast	Spenn- armering	Kryp	Svinn	Relaksasjon	Trafikk	Temperatur
ULSa.Traf	1,15/1,0	1,1/0,9	1,0	1,0	1,0	1,4	-	-
ULSa.Temp	1,15/1,0	1,1/0,9	1,0	1,0	1,0	-	1,0	-
ULSa.Vind	1,15/1,0	1,1/0,9	1,0	1,0	1,0	-	-	1,6
ULSb.Traf	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,2	0,8	0,8
ULSb.Temp	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,8	0,8	0,8
ULSb. VindMTraf	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,8	0,8	1,3
ULSb. VindUTraf	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	-	0,8	1,3

4.2.2 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden skal det påvises at konstruksjonen tilfredsstillter krav til bruk og formål gjennom hele dens levetid. Kravene i bruksgrensetilstanden skal også sikre konstruksjonens bestandighet. For betongkonstruksjoner er aktuelle krav knyttet til deformasjoner, opprissing og konstruksjonens tetthet (Sørensen, 2013).

Etter Håndbok R412 Vedlegg 1 avsnitt 3.3.2 skal bruksgrensetilstanden kontrolleres for kombinasjonene *a* og *b* dersom det i forbindelse med brukklassifisering stilles spesielle bruksgrensekrav.

- Kombinasjon *a* antas å representere den største forventede lasttilstanden i konstruksjonens levetid. Kombinasjonen anvendes for kontroll av lager- og fugeforskyvninger og lignende.
- Kombinasjon *b* antas å representere en lasttilstand som ikke overskrides mer enn 100 ganger i konstruksjonens levetid. Kombinasjonen anvendes for rissviddekontroll av betongkonstruksjoner og for kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger.

Tabell 9 – Oversikt over lastkombinasjonsfaktorer i bruksgrensetilstanden (Statens Vegvesen, 2014).

Kombinasjon	Permanente laster P	Deformasjons- laster D	Variable laster, Q		
			Trafikklast T	Naturlast E	Ballast etc. L
a	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 \cdot \sum Q_n$		1,0
b	1,0	1,0	$\Psi_1 \cdot Q_1 + 0,7 \cdot \sum \Psi_1 \cdot Q_n$		

Tabell 10 – Kombinasjonsfaktorer for ulike lasttilfeller i bruksgrensetilstanden (Statens Vegvesen, 2014).

Variable laster Q		Kombinasjonsfaktorer Ψ_1
Trafikklast	T	0,5
Naturlast	E	0,5
Ballast etc.	L	1,0

I bruksgrensetilstanden kontrolleres det kun om hovedpilaren risser opp, derfor benyttes kun kombinasjon *b*. Tabell 9 og Tabell 10 gir dermed til sammen 4 ulike lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden. Vindlasten har forskjellig størrelse ettersom den regnes å opptre med

4. Laster

samtidig trafikk eller alene, som beskrevet i avsnitt 4.1.2.2. I tillegg legges det til et lasttilfelle for langtids-aksialkraften som benyttes i slankhetsberegninger av pilaren. Lastkombinasjonsfaktorene for de ulike kombinasjonene er oppsummert i Tabell 11.

Tabell 11 – Lastkombinasjoner i Bruksgrensetilstanden.

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente Laster	Deformasjonslaster				Variable Laster		
	Egenlast	Spenn- armering	Kryp	Svinn	Relaksasjon	Trafikk	Temperatur	Vind
SLSb.Traf	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,5	0,35	0,35
SLSb.Temp	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,35	0,5	0,35
SLSb. VindMTraf	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,35	0,35	0,5
SLSb. VindUTraf	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	-	0,35	0,5
N _L	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,4	0,4	-

5. Statisk modell

5.1 Bakgrunn

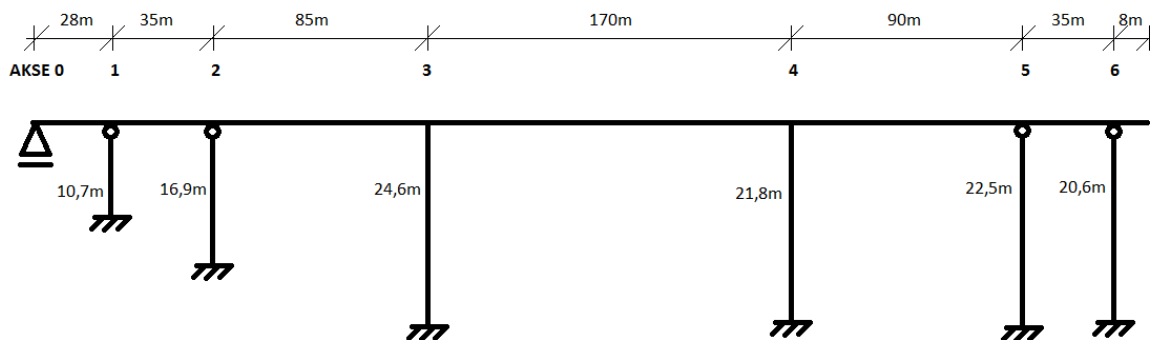
Håndbok N400 punkt 1.1.3.1 gir grunnleggende konstruksjonskrav. Blant kravene er at brua skal oppføre seg duktilt i bruddgrensetilstanden. Dette kravet oppnås ved å velge et underarmert tverrsnitt. Et underarmert tverrsnitt vil si at armeringen når flytegrensen før betongen ryker i trykkbrudd. Duktilitet i bruddgrense er viktig for at man skal få et forvarsel om at konstruksjonen går mot brudd i form av store deformasjoner. Til forskjell fra et sprøtt brudd gir dette tid til å evakuere området og begrense skadeomfanget av eventuell kollaps.

I tillegg kreves en konstruksjon som er lite ømfintlig for lokale skader og uforutsette hendelser. Dette oppnås ved å velge et statisk ubestemt bæresystem for brua. I statisk bestemte systemer oppstår det en mekanisme når første flyteledd oppstår, noe som medfører kollaps av konstruksjonen. Ved i stedet å benytte et statisk ubestemt bæresystem vil kreftene omfordres i konstruksjonen når første flyteledd oppstår. Dette vil ikke ha konsekvenser for brua før det maksimale antallet flyteledd det statisk ubestemte systemet kan motstå har oppstått. Da forutsatt at konstruksjonsmaterialene har tilstrekkelig rotasjonskapasitet. Dermed oppnår man en robust konstruksjon som tåler for eksempel en ulykkes-påkjørsel uten at den kolliderer.

I tillegg er det viktig å designe bruer slik at bæresystemet til brua er entydig og kommer tydelig frem. Det er også viktig at dimensjoner på søyler og lignende står i forhold til resten av brua. I dette legges at publikum skal føle seg trygge når de ferdes på og rundt brua.

5.2 Statisk modell av Herøybrua

Brua modelleres fra akse 0 ved landkar nord til fugen mellom akse 6 og 7 da det hovedsakelig er fritt frambygg-delen som er av interesse. Det vil si at viadukten i sør utelates fra modellen. Fugen i profil 1243 mellom akse 6 og 7 ses egentlig på som et ledd i konstruksjons-teknisk sammenheng fordi den overfører vertikalkrefter mellom de ulike brudelene som er forbundet av fugen. Siden det er usikkert hvor mye vertikalkrefter som overføres i fugen er det valgt å modellere den som en fri ende uten den ekstra vertikallasten. Dette er ikke helt korrekt, men vil hovedsakelig ha innvirkning på spenninger og krefter i spennet mellom akse 6 og 7. Siden det er hovedspennene og –pilarene som hovedsakelig er av interesse er denne tilnærmingen god nok.



Figur 13 – Statisk modell av Herøybrua.

Den statiske modellen for brua er skissert på Figur 13. Søylehøydene er gjennomsnittlige senterhøyder fra overkant søylefundament til underkant brubjelke. Alle søylene, bortsett fra fritt frambygg-delen, er forbundet til brubjelken med to parallelle glidelagre i tverretning. Brubjelken er forbundet til landkaret i akse 0 med to parallelle glidelagre med sidestyring. Brubjelken er bygd utfra, og dermed stivt forbundet med søylene i akse 3 og 4. Dermed overføres momenter, horisontale og vertikale krefter mellom brubjelken og de to hovedpilarene. Mellom brubjelken og de øvrige søylene overføres det kun vertikale- og tverrkrefter da glidelagrene gir brubjelken mulighet til bevegelse i lengderetning. Alle søylene er antatt fast innspent ved fundamentene. Dermed opptas horisontalkrefter i brubjelken i lengderetningen kun av søyle 3 og 4. Horisontalkrefter i tverretning opptas i alle søyler og i landkaret.

6. Materialer

Det må legges inn betongkvalitet og spennarmeringskvalitet i RM Bridge modellen. Siden brua ble bygget for 40 år siden fantes det andre standarder for materialkvaliteter enn i dag.

6.1 Betong

I bruoverbygningen ble det benyttet betongkvalitet B450 og i søylene ble det benyttet B350. Disse kvalitetene samsvarer som sagt ikke med dagens standarder og ligger derfor ikke i programmets materialdatabase. Figur 14 viser en oversikt over sylindrer- og terningtrykkfastheten til ulike standard betongkvaliteter som ble benyttet frem til og med 70-tallet. Trykkfastheten er angitt som en midlere verdi og ikke som en karakteristisk verdi som er vanlig etter dagens standard. Benevnelsene av betongkvaliteten baseres på terningtrykkfastheter, til forskjell fra dagens standarder som baseres på sylindrertrykkfastheter.

Standard betongkvalitet	B 100	B 150	B 200	B 250	B 300	B 350	B 400	B 450
Foreskrevet trykkfasthet bestemt med terninger kp/cm^2	100	150	200	250	300	350	400	450
bestemt med cylindre kp/cm^2	80	120	160	200	250	300	350	400

Figur 14 – Standard betongkvaliteter (Den Norske Ingeniørforening, 1962).

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)		NS 3473 (av 1973 og senere)	
	Betongkvalitet	Betongkvalitet	σ_c (kg/cm^2)	Fasthetsklasse	f_{cn} (N/mm^2)
Før 1920	C-betong	B 200	40	C 15	11,2
1920-1945	B-betong	B 250	45	C 20	14,0
Etter 1945	A-betong	B 300	55	C 25	16,8
		B 350	60	C 30	19,6
		B 400	70	C 35	22,4
		B 450	80	C 40	25,2
				C 45	28,0

Figur 15 – Betongens konstruksjonsfasthet for trykk (Statens Vegvesen, 2014).

Omregning av betongkvalitet gjøres etter Håndbok R412 Vedlegg 1. Av Figur 15 ser man at en B350-betong tilsvarer en C30-betong etter NS3473 med karakteristisk konstruksjonsfasthet på 19,6Mpa. Tilsvarende svarer en B450-betong til en C40-betong med konstruksjonsfasthet 25,2Mpa. Etter NS 3473 Norges Byggstandardiseringsråd (1998) tabell 5 har en betongkvalitet CX en terningfasthet $f_{ck} = X$, en sylindrefasthet $f_{cck} = 0,8X$ og en konstruksjonsfasthet $f_{cn} = 0,56X + 2,8$. Dimensjonerende verdi finnes ved å benytte materialfaktoren $\gamma_c = 1,4$ i bruddgrensetilstand i henhold til Håndbok R412. Dermed blir betongkvalitetene som angitt i Tabell 12 og Tabell 13.

6. Materialer

Tabell 12 – Egenskaper for betongkvalitet B350.

Betongkvalitet etter NS 3473		Betongkvalitet etter Eurokode 2	
B350 → C30		B25	
Terningfasthet f_{ck}	30 MPa	Terningfasthet $f_{ck,cube}$	30 MPa
Sylinderfasthet f_{cck}	24 MPa	Sylinderfasthet f_{ck}	25 MPa
Konstruksjonsfasthet f_{cn}	19,6 MPa		
Materialfaktor γ_c	1,4	Materialfaktor γ_c	1,5
		Koeffisient α_{cc}	0,85
Dimensjonerende fasthet f_{cd}	14 MPa	Dimensjonerende fasthet f_{cd}	14,1 MPa
E-modul E_c	24,6 GPa	E-modul E_c	31 GPa

Tabell 13 – Egenskaper for betongkvalitet B450.

Betongkvalitet etter NS 3473		Betongkvalitet etter Eurokode 2	
B450 → C40		B30	
Terningfasthet f_{ck}	40 MPa	Terningfasthet $f_{ck,cube}$	37 MPa
Sylinderfasthet f_{cck}	32 MPa	Sylinderfasthet f_{ck}	30 MPa
Konstruksjonsfasthet f_{cn}	25,2 MPa		
Materialfaktor γ_c	1,4	Materialfaktor γ_c	1,5
		Koeffisient α_{cc}	0,85
Dimensjonerende fasthet f_{cd}	18 MPa	Dimensjonerende fasthet f_{cd}	17 MPa
E-modul E_c	26,9 GPa	E-modul E_c	33 GPa

Det er i tillegg benyttet betongkvalitet B150 til etterfylling i bunn av enkelte pilarer. Denne betongen neglisjeres i brumodellen på grunnlag av at kvaliteten betegnes som konstruksjonsbetong og dermed kun bidrar med økt stabilitet og bestandighet.

På grunnlag av dette er det valgt å legge inn betong C30/37 (B30) i brubjelken og C25/30 (B25) i søylene. Disse kvalitetene samsvarer godt med den faktiske kvaliteten på betongen i brua og vil ikke gi noen utslag i RM Bridge modellen. Programmet benytter betongkvaliteten (E-modulen) til å gjøre stivhetsbetraktninger mellom de ulike konstruksjonsdelene. Siden modellen kun benyttes til å hente ut dimensjonerende krefter og momenter, mens tverrsnittskontrollen utføres for hånd, er denne tilnærmingen god nok. I tverrsnittskontrollen benyttes betongkvalitetene etter NS 3473.

6.2 Slakkarmering

Slakkarmeringen i brua er av kvalitet Ks40, Ks40s og Ks50. Etter Håndbok R14 Vedlegg 1 er dimensjonerende fasthet f_{sd} er gitt ved karakteristisk fasthet f_{sk} dividert med materialfaktoren γ_s . Materialfaktoren er oppgitt til 1,25 for bruddgrensetilstanden og 1,0 for bruksgrensetilstanden. Karakteristiske fastheter avhengig av armeringskvalitet og –diameter er oppgitt på Figur 16. E-modulen antas å være 200 GPa.

Lastklasse	Armerings- type	Armerings- kvalitet	Diameter (mm)	f_{sk} (N/mm ²)
Før 1958	Glattstål	St. 37	8-32	230
Fra og med 1958	Kamstål	Ks 40 og Ks 40 S	8-20	400
			25-32	380
		Ks 50 og Ks 50 S	8-16	500
			20-32	480
		Ks 60 og Ks 60 S	8-16	600
		K 400 S og K400 TS	8-32	400
K500 S og K500 TS	8-32	500		
		K500 TE	8-32	500

Figur 16 – Armeringens karakteristiske fasthet (Statens Vegvesen, 2014).

Det legges ikke inn slakkarmering i RM Bridge modellen. Det er mulig å legge inn snitt i tverrsnittet hvor man enten angir mengde armering eller at programmet beregner nødvendig mengde. Dette gjøres ikke i denne oppgaven da dimensjoneringen eller kontrollen utføres for hånd.

6.3 Spennarmering

6.3.1 Generelt

I følge Sørensen (2013), lærebok i betongkonstruksjoner ved NTNU som stoffet i dette kapitlet hovedsakelig er hentet fra, kan spennarmeringen ses på som en trykkspenning påført betongen med størrelse og fordeling så den til en viss grad motvirker ytre laster. Spennarmeringen gis en initialtøyning uavhengig av betongens tøyning. Denne strekkspenningen overføres som trykk til betongen ved endeforankringene eller ved heft mellom betong og spennarmeringen. Hensikten er, i likhet med slakkarmering, å kompensere for betongens lave strekkfasthet, i tillegg til å motvirke ytre laster. For å utnytte spennarmeringen best bør den ha kurvatur som ligner momentdiagrammet fra de ytre lastene.

Andre fordeler med spennbetong i forhold til slakkarmert betong er begrensning av opprissing og rissvidder. Noe som er fordelaktig for bestandighet. I tillegg kommer reduksjon i nedbøyning grunnet oppbøyning fra forspenningen og økt bøyestivhet fordi opprissing reduseres. Bruk av spennarmering vil også kunne øke spennvidden på konstruksjonen, noe som er fordelaktig for blant annet brukonstruksjoner.

Før- og etteroppspente konstruksjoner

Det er to hovedmåter å spenne opp en konstruksjon på; føroppspenning og etteroppspenning. Ved føroppspenning blir spennstålet påført strekk før betongen er støpt og herdet. Dette utføres gjerne ved at stålet spennes opp mellom egne motholdskonstruksjoner etterfulgt av at betongen støpes omkring og i direkte kontakt med armeringen. Metoden er først og fremst vanlig ved produksjon av spennbetongelementer i fabrikk.

Ved etteroppspenning spennes armeringen opp først etter at betongen er ferdig støpt og tilstrekkelig herdet. Armeringen tres gjennom utsparingskanaler i den ferdig støpte konstruksjonen og det påføres anker i hver ende. Det finnes to typer anker; aktivt og passivt. Vanligvis har man et passivt anker i den ene enden, som gjerne er støpt direkte i betongen, og et aktivt anker i andre enden. Det er også mulig å ha to aktive anker. Armeringen spennes så opp med en jekk i aktiv ende, med konstruksjonen selv som mothold. Dermed påføres betongen trykk samtidig som spennarmeringen strekkes. Spennkreftene overføres til betongen

via de innstøpte forankringsplatene når armeringen låses til disse. Deretter er det vanlig å injisere sementbasert mørtel i utsparingskanalene for å skape heft mellom spennarmeringen og betongen. Det er vanlig å benytte etteroppspenning i store plasstøpte konstruksjoner som for eksempel bruer.

Tap av spennkraft

Av ulike årsaker vil den målte jekkraften i oppspenningen reduseres noe. Denne reduksjonen kan betegnes som tap av spennkraft og kan deles inn i tre hovedgrupper:

- Tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong:

Denne typen tap skjer umiddelbart i etteroppspente konstruksjoner og skyldes at det ikke er heftforbindelse mellom betongen og armeringen. Det vil si for uninjisert forspenning eller før injisering av kabelrør. Det er tre hovedårsaker til tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong:

Låsetap oppstår ved overføringen av krefter fra jekk til forankring. Det skyldes at spennarmeringen glir noen millimeter før kilen låser seg i den aktive enden av forankringen. Låseglidningen skal oppgis av produsenten av spennstålet.

Den opprinnelige spennkraften reduseres også på grunn av friksjonskrefter som motvirker glidning mellom spennarmeringen og utsparingsrøret. Dette tapet i opprinnelig spennkraft kalles friksjonstap. Det finnes to forskjellige årsaker til friksjonstap; kurvatur- og lengdeeffekten. Kurvatoreffekten er friksjon grunnet normaltrykk mellom spennstålet og utsparingsrøret som følge av kurvaturen. Tilleggskrumninger, grunnet at utsparingsrøret aldri vil være helt rett og dermed punktvis vil holde spennstålet på plass, kalles lengdeeffekten og er, som navnet tilsier, avhengig av lengden til spennstålet.

Spennkrafttap grunnet temperaturdifferanse er spesielt aktuelt ved produksjon av føroppspente elementer. Det kan forekomme ved at betong og stål har ulik temperatur ved støpning. I tillegg får gjerne betongen en rask temperaturøkning grunnet varmeutvikling ved herding og eventuell varme som tilføres for å akselerere herdingsprosessen. Først etter at det er etablert heftforbindelse vil avkjøling finne sted. Spenningene vil ikke endre seg ved avkjøling siden stål og betong har tilnærmet lik temperaturutvidelseskoeffisient. Dermed vil spenningsfallet i spenntauene ved oppvarming gi et permanent spennkrafttap.

- Spenningsendring på grunn av korttidslaster:

Slike tap kan skyldes kapping av spennarmeringen i spennbenken for føroppspente konstruksjoner. For etteroppspente konstruksjoner kan de være aktuelle for eksempel for fritt frambygg bruer hvor flere spennarmeringsenheter spennes opp suksessivt.

- Tidsavhengige tap:

Tidsavhengige tap skyldes kryp og svinn i betongen, samt relaksasjon i spennstålet. De er aktuelle for både før- og etteroppspente konstruksjoner. Kryp, svinn og relaksasjon er beskrevet i avsnitt 4.1.3.

6.3.2 Spennarmeringen i Herøybrua

Spennarmeringen i hovedspenn er på tilgjengelige tegninger spesifisert som BBRV 4406 kabler. Det antas i samarbeid med Håvard Johansen at kablene består av tråder med massive tverrsnitt med diameter 6mm. Rørene som spennarmeringen føres gjennom har diameter

56mm. Videre antas det at kablene har en bruddspenning i strekk, f_{pk} , på 1670MPa. Hver tråd har et tverrsnittsareal på $28,3\text{mm}^2$, 44ø6 gir dermed en strekkraft ved brudd, F_{pk} , på $1670\text{MPa} \times 44 \times 28,3\text{mm}^2 = 2078\text{kN}$. Det antas også en oppspenningskraft på $0,75F_{pk}$.

Etter dagens standard benyttes karakteristisk strekkfasthet ved brudd f_{pk} og flytegrense $f_{p0,1k}$ for å klassifisere spennarmeringen. $f_{p0,1k}$ tilsvarer spenningen hvor stålet har fått 0,1 % uelastisk tøyning og er en valgt grense i forhold til begrensning av deformasjoner. Tidligere, jf. Strängbetong (1975), ble det benyttet en flytegrense på 0,2 % uelastiske tøyninger i stålet. På grunnlag av at dette var gjeldende praksis da Herøybrua ble prosjektert benyttes $f_{p0,2k}$ flytegrensen videre i beregningene.

Dimensjonerende flytegrense er gitt ved materialfaktor γ_p etter Håndbok R412, Vedlegg 1 Tabell 4.2-1, som 1,25 i bruddgrensetilstanden og 1,0 i bruksgrensetilstanden. Dette er tilsvarende som for slakkarmeringen og resulterer i en dimensjonerende flytegrense på 1176 MPa.

Tabell 14 – Egenskaper for spennarmeringen i Herøybrua.

Egenskap	Symbol	Verdi
E-modul	E_p	206 000 MPa
Karakteristisk bruddspenning	f_{pk}	1670 MPa
Karakteristisk flytegrense	$f_{p0,2k}$	1470 MPa
Friksjonskoeffisient	u	0,2
Areal (44 stk tau med diameter 6mm)	A_p	1244 mm^2
Rørareal (diameter 27mm)	A_d	2463 mm^2
Wobble faktor	k	0,001 rad/m
Oppspenningskraft	$0,75 f_{pk}$	1559 kN
Relaksjonsklasse	Klasse 1	
Materialfaktor, bruddgrensetilstanden	γ_p	1,25
Dimensjonerende flytegrense	$f_{p0,2d}$	1176 MPa

I følge Strängbetong (1975) ble det benyttet en av to hovedtyper BBRV-kabler på 70-tallet; $150/170 \text{ kp/mm}^2$ eller $160/180 \text{ kp/mm}^2$. Der første tall tilsvarer 0,2 % - flytegrense og siste tall tilsvarer bruddspenning. Omgjøres disse kvalitetene til dagens standard tilsvarer $150/170 \text{ kp/mm}^2$ en $1470/1670 \text{ MPa}$. Denne kvaliteten samsvarer med bruddspenningen antydnet av Håvard Johansen. I analysen i RM Bridge velges materialer fra en standardkatalog. Den spennarmeringskvaliteten som samsvarer best med spennarmeringen i Herøybrua er *Strand-1550/1770*. Her modifiseres de kjente egenskapene slik at de samsvarer med verdiene i Tabell 14. Det antas at oppspenningskraften er gitt etter låsetap, som derfor ses bort fra.

7. Analyse i RM Bridge

Analyseprogrammet RM Bridge V8i 08.11.28.02, videre referert til som RM Bridge, benyttes til å utføre tidsavhengige numeriske analyser av Herøybrua. Programmet består av to moduler; *Modeler* og *Analyzer*. I *Modeler* bestemmes bruaksene, tverrsnittene og segmenteringen av brua. Modellen overføres så til *Analyzer*-delen hvor spennarmeringsgeometri, laster og tidsstegene i byggeprosessen bestemmes og analysen gjennomføres.

Bru-programmet er utviklet av det østerrikske selskapet Bentley og er et såkalt 4D-program. Det vil si at i tillegg til de tre romlige dimensjonene tas også tidsperspektivet med i analysene. Dette gir muligheter for å beregne tidsavhengige effekter som svinn, kryp og relaksasjon som oppstår på grunn av byggeprosessen (ulik alder på betongen i ulike deler av konstruksjonen). Ved beregning av kryp og svinn velges parametere etter benyttet standard (NS 3473) og brukeren definerer selv ulike tidssteg. Forskjellige kryp-, svinn- og relaksasjonsparametere er predefinert i programmet for ulike standarder, men de kan også redigeres. Betongens alder ved henholdsvis kryp- og svinnbelastning defineres. I tillegg defineres lengden av hvert konstruksjonssteg. Et konstruksjonssteg representerer for eksempel tiden til neste støpetappe eller ønsket varighet av tidsavhengige deformasjoner forårsaket av kryp og svinn. Figur 17 viser 3D-modellen av Herøybrua som er laget i programmet.



Figur 17 - 3D-modell av Herøybrua i programmet RM Bridge.

7.1 Akser

Horisontal og vertikal akse tegnes inn for å gjenspeile bruas kurvatur. Det er valgt å se bort fra horisontalkurvatur og betrakte brua som rett. Denne forenklingen gjør modellen mindre kompleks. I tillegg er det fritt frambygg-delen av brua som er av interesse og denne delen har ingen horisontal kurvatur. I vertikal retning er kurvaturen til overkant av senter veibane brukt som vertikalakse.

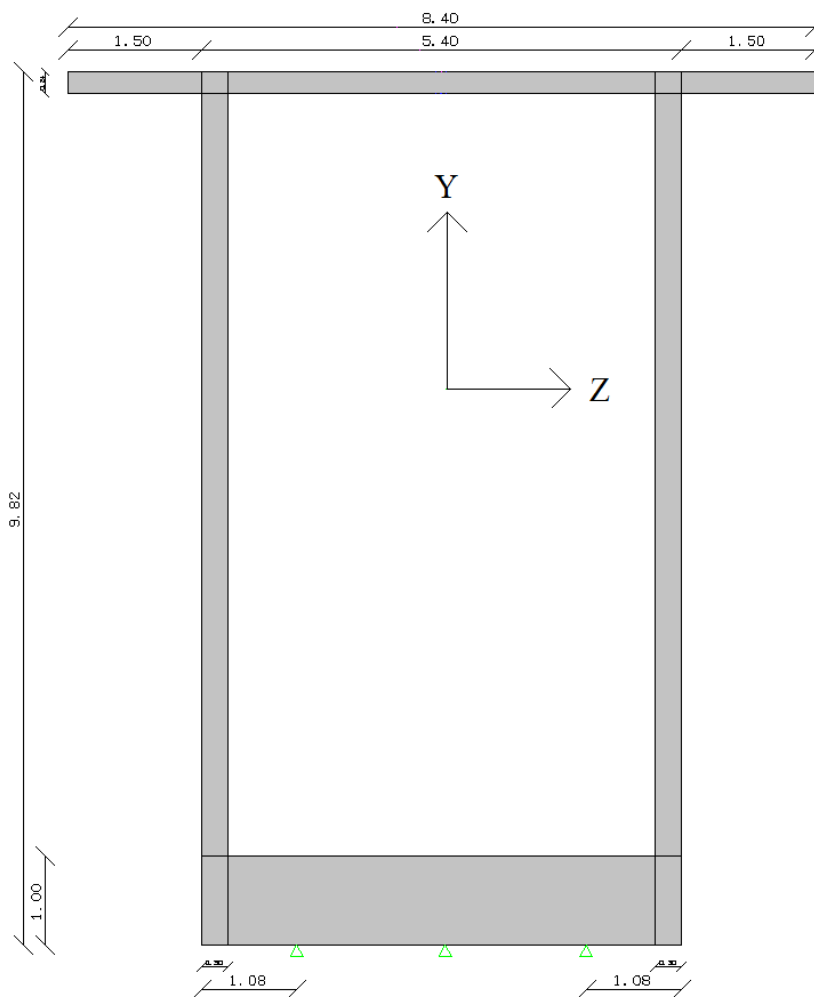
I RM Bridge benyttes et venstrehåndssystem hvor bruas lengdeakse er global x-akse, tverretningen er global z-retning og y-aksen er vertikal. Aksesystemet kan ses på Figur 17.

7.2 Tverrsnitt

I RM Bridge benyttes konstruksjonslinjer til å tegne ønsket tverrsnittsgeometri. Det kan benyttes konstante verdier eller variabler for å konstruere linjene. Variablene benyttes der geometrien vil endres over bruas lengde og kan bestemmes ved formler eller tabeller. Videre deles tverrsnittet inn i ønsket antall tverrsnittselementer. Elementene tegnes som to-dimensjonale trekanten eller firkanten avgrenset av valgte konstruksjonslinjer. RM Bridge benytter 9-nodede Lagrange-elementer som sikrer gode resultater, også med relativt grov elementinndeling, på grunn av sine kvadratiske formfunksjoner.

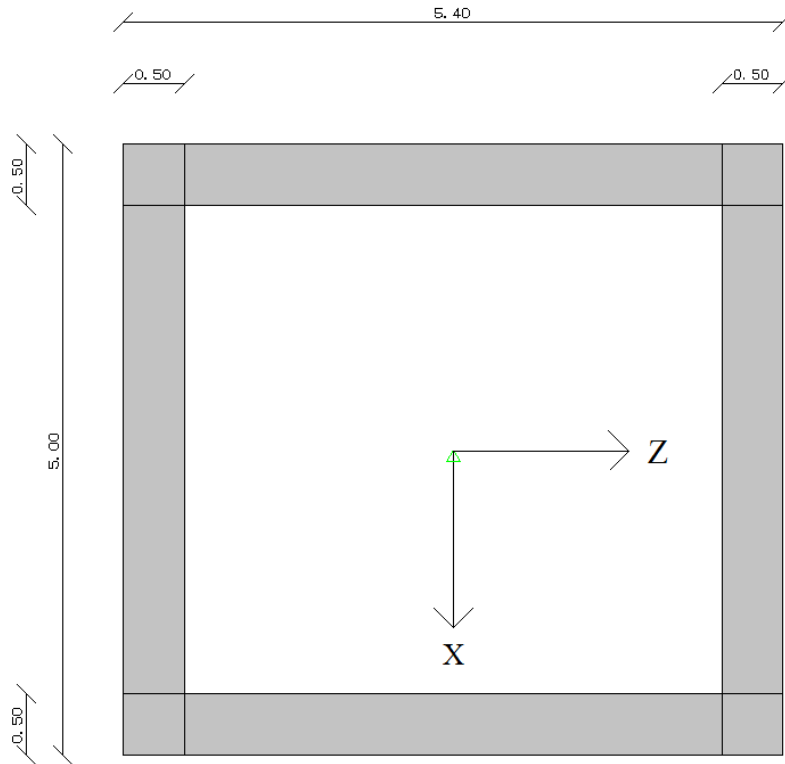
Brua modelleres med et forenklet kassetverrsnitt med varierende tverrsnittshøyde fra 2 til nesten 10 meter. Tykkelsen på undergurten varierer fra 0,2 til 1 meter i takt med

tverrsnittshøyden. Det er også tatt hensyn til variasjoner i dimensjoner på bruas øvrige tverrsnittsdeler. Vutene i tverrsnittet neglisjeres i denne globalmodellen uten at det har stor betydning. Ved lokal kontroll og kontroll av tverretningen er de av større betydning og må inkluderes. Det legges inn sammenkoblingspunkt hvor brubjelken kobles sammen med landkar eller søyler. Fra akse 0-2 er brua en meter bredere enn i FFB-delen, dette neglisjeres på grunnlag av at fokuset er på FFB-delen og brua gis en konstant tverrsnittsbredde på 8,4 meter. Tverrsnittet over hovedpilarene er illustrert på Figur 18.



Figur 18 – Modell av tverrsnitt over pilarene for FFB-delen av brubjelken i RM Bridge.

Søylene består av ulike massive og hule firkantede tverrsnitt. Søylene i akse 1, 2 og 6 har massive rektangulære tverrsnitt. Fritt frambygg-pilarene i akse 3 og 4 er identiske hule kassetverrsnitt, mens søyle 5 har et mer rektangulært kassetverrsnitt. Det ses konservativt bort fra etterfylt betong i nederste del av søyle 3, 4 og 5. Fundamentene tas heller ikke med i modellen. I søyletverrsnittene legges det også inn sammenkoblingspunkt i midten av tverrsnittet, og ved hvert av glidelagene for søylene som ikke er fast innspent. Figur 19 illustrerer tverrsnittet til hovedpilarene i akse 3 og 4.



Figur 19 - Modell av tverrsnitt for søyle i akse 3 og 4 i RM Bridge.

7.3 Segmentering

Brumodellen deles så opp i segmenter som representerer de ulike konstruksjonsdelene. Det lages et segment for brubjelken langs lengdeaksen og et segment for hver søyle. Søylesegmentene kobles til brubjelkesegmentet i gitte punkter og er vertikalt orienterte. Hvert av disse segmentene deles videre opp i segmentpunkter. Det skal i følge Bentley (2011b) defineres et nytt segregeringspunkt for brubjelken i hver posisjon hvor:

- En søyle eller et landkar kobles til brubjelken.
- Tverrsnittet forandrer seg.
- Det er en støpe-skjøt fra byggefasen.
- Resultatene fra analysen ønskes å kontrolleres i detalj.

På bakgrunn av dette er brubjelken oppdelt i 103 segmenteringspunkt, inkludert start og sluttunkt, hovedsakelig basert på støpe-prosessen. De delene av brubjelken som ikke er bygd som fritt frambygg er ikke av noe særlig interesse og gis segmenteringspunkt kun der det er nødvendig grunnet spennarmering, opplagre eller forandringer i geometri. Søylene i akse 1, 2 og 6 er ikke interessante og gis en grov oppdeling ca. hver fjerde meter. Søylene i akse 3, 4 og 5 derimot, er av interesse og gis en finere inndeling for hver meter.

I følge Bentley (2011b) bygges den strukturelle modellen i RM Bridge opp av elementer, noder, tverrsnitts- og materialparametere. Det strukturelle systemet er definert ved at det lages én node for hvert segregeringspunkt. Strukturelle elementer blir automatisk generert mellom hvert node-par. Det vil si at hvert element ligger mellom en start- og endenode og er stivt forbundet med disse med en viss eksentrisitet fra sitt tyngdepunkt. Endenoden til et element er også startnoden til det etterfølgende elementet. Nødvendig informasjon om tverrsnittet lagres i

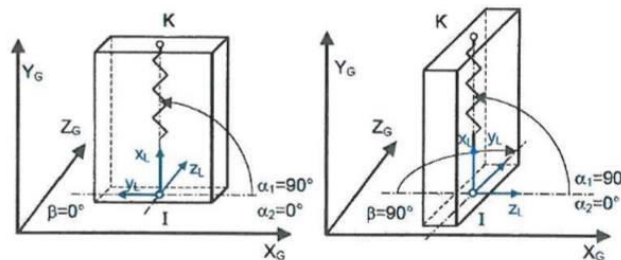
elementene. Brubjelken gis node-numre fra 101 til 203. Nodene og elementene i søylene nummereres fra fundament til søyletopp etter akse de ligger i. Det vil si at søylen i akse 1 for node- og elementnumre som starter på 1101, søylen i akse 2 på 1201 osv. En oversikt over elementnummereringen er vist i Tabell 15.

Tabell 15 - Elementnummerering av konstruksjonsdeler i RM Bridge modellen.

Konstruksjonsdel:	Elementnummerering:
Søyle i akse 1	1101-1103
Søyle i akse 2	1201-1205
Søyle i akse 3	1301-1325
Søyle i akse 4	1401-1422
Søyle i akse 5	1501-1523
Søyle i akse 6	1601-1606
Brubjelke, spenn 1-7	101-202

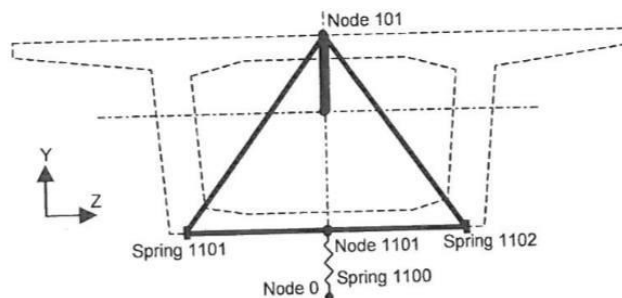
7.4 Sammenkoblinger og opplagerbetingelser

For å koble sammen ulike segmenter og simulere opplagerbetingelser benyttes det i RM Bridge fjærelementer. Et fjærelement kobler alltid sammen to noder. Det finnes to typer fjærelementer; de som kobler sammen to strukturelle noder (*Normal spring*) og de som kobler sammen en strukturell node med «bakken» (*Spring-0*). Fjærene har 6 frihetsgrader som hver må gis en verdi for fjæras stivhet (fjærkonstanten). Fjærene er orientert vertikalt og rotert 90° om global z-akse, som vist på Figur 20. Dermed er fjæras x-akse lik den globale y-aksen.



Figur 20 - Lokalt koordinatsystem for et fjærelement i RM Bridge (Bentley, 2011b).

I akse 0 modelleres landkaret ved et predefinert fjærssystem som heter *Abutment*. Det består av tre fjærer som til sammen med toppunktet i tverrsnittet danner en trekant, illustrert på Figur 21. Midtfjæra representerer koblingen til underlaget ved en *Spring-0*. Denne fjæra har stivhet 10^8 kN/m i alle frihetsgrader. Den høyre og venstre fjæra representerer de sidestyrtede glidelagene og gis stivhet 10^8 kN/m i fjærenes x- og z-akse, ellers gis de null stivhet. Fjærene gis nummer 1000, 1001 og 1002 henholdsvis til midtfjæra, venstre og høyre fjær.



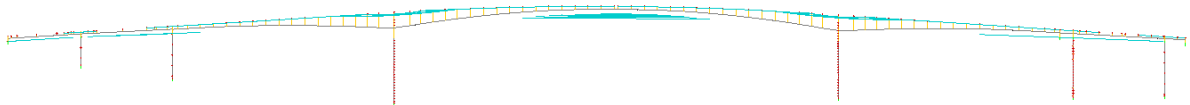
Figur 21 - Illustrasjon av det predefinerte fjærssystemet «Abutment» i RM Bridge (Bentley, 2011b)

Overgangen fra pilar til brubjelke i akse 3 og 4 modelleres med en spesiell sammenkobling som kalles *Rigid*. I stedet for å innføre et fjærelement, slettes noden i søyla nærmest brubjelken og forbindelsen omgjøres til ett element som er stiv forbundet til de avgrensende nodene.

I de resterende forbindelsene mellom brubjelken og søylene i akse 1, 2, 5 og 6 modelleres glidelagene med fjærelementer. Da ikke annet fremkommer av de tilgjengelige tegningene antas det at glidelagene har sidestyring også her. Dermed gis fjærene på høyre og venstre side av tverrsnittet en fjærstivhet på 10^8 kN/m i fjærenes x- og z-retning og ellers ingen stivhet. Venstre og høyre fjær i akse x gis henholdsvis nummer 1x50 og 1x51. Alle søylene festes til underlaget med *Spring-0*, med fjærkonstanter som beskrevet tidligere. Disse fjærene festes til tyngdepunktet i søyletverrsnittet, fjæra i akse x nummereres som 1x00.

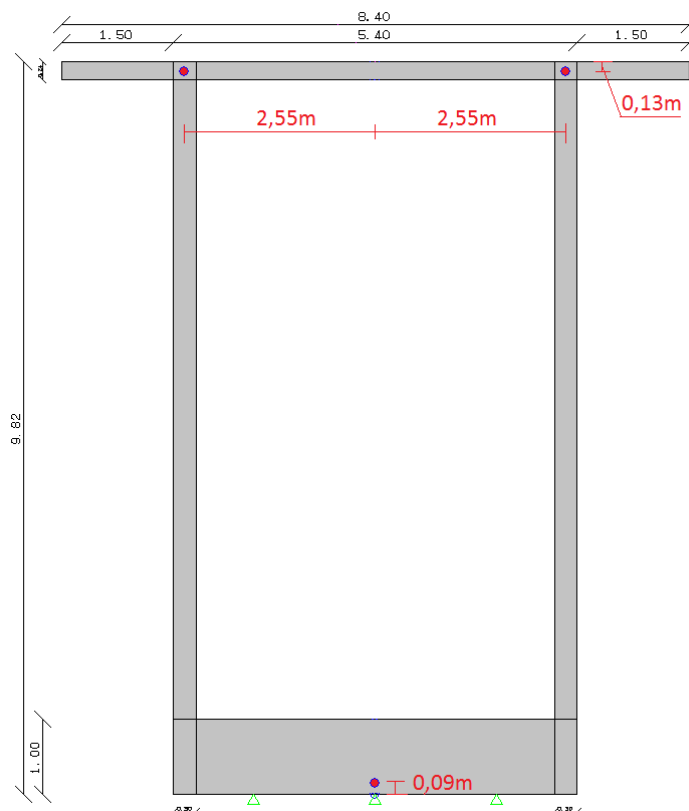
7.5 Spennarmeringsgeometri

Det legges inn spennarmering med egenskaper som beskrevet i avsnitt 6.3 Tabell 14. Spennarmeringen i overkant av brubjelken i FFB-delen er beskrevet i detalj på tegningene og legges inn i RM Bridge deretter. Spennarmeringen i underkant FFB-delen er kun beskrevet med vutenes plassering i lengderetning og oversikt over spennarmeringsbehov og må derfor estimeres. Det samme gjelder for øvrig spennarmering i over- og underkant av sidespennene. Figur 22 gir en oversikt over kabelgeometrien som er lagt inn i RM Bridge modellen, illustrert med blått.



Figur 22 - 3D modell av spennarmeringskabler i RM Bridge.

I overkant av brubjelken i FFB-delen (akse 3 og 4) legges det inn henholdsvis 29 kabler på høyre og venstre side av tverrsnittet, totalt 58 kabler over hver søyle. Kablene defineres med eksentrisiteter, som oppgitt på tegning 525/75 i vedlegg A, i forhold til spenningspunkt med plassering 130 cm under kjørebanelen og midt i steget på høyre og venstre side. Disse punktene er illustrert på Figur 23. Kablenes lengde varierer fra 20 til 166 meter, hvorav samtlige ligger i snittet over hver av søylene. I tillegg legges det inn 24 kabler i underkant av hovedspennet. Kabelantallet baseres som tidligere nevnt på vutenes plassering på tegning 384/73 og beskrivelse på tegning 311/75. Kablene plasseres med symmetriske eksentrisiteter i forhold til spenningspunktet i underkant av tverrsnittet, illustrert på Figur 23.



Figur 23 - Spenningspunkter som gir utgangspunkt for spennarmeringsplasseringen i over- og underkant av FFB-delen av brua.

Kablene fra akse 5 til fugen etter akse 6 er ikke tilstrekkelig beskrevet med vute-plasseringer og legges derfor inn i modellen kun basert på spennarmeringsbehovet. Alle kabler er symmetrisk plassert i tverretning. Siden RM Bridge er et bjelkeprogram har dermed ikke kablernes plassering i tverretning noe betydning for resultatene av analysen. På bakgrunn av dette og manglende informasjon legges disse kablene i senter av tverrsnittet i over- og underkant med lik overdekning som kablene i hovedspennet.

En oversikt over alle kabler og kabelgrupper er gitt i Tabell 16. Her ligger alle kabler fra og med nummer X01 på venstre side av tverrsnittet og fra X51 ligger på høyre side, i overkant. Kabler fra nummer X31 ligger på venstre side og fra X81 på høyre side, i underkant av tverrsnittet. Fra underkant spenn 4 er kablene for enkelhets skyld definert i grupper hvor X31 ligger i senter underkant og X01 ligger i senter overkant.

Tabell 16 - Oversikt over alle spennkabler lagt inn i modellen i RM Bridge.

Kabel eller kabelgruppe	Lokasjon
101-103 og 151-153	Spenn 1 UK
104 og 154	Søyle 2 OK
105-106 og 155-156	Spenn 2 UK
107-111 og 157-161	Søyle 2 OK
301-329 og 351-379	Pilar 3 OK
331-342 og 381-392	Spenn 3 (hovedspenn) UK
401-429 og 451-479	Pilar 4 OK
431 (6 stk)	Spenn 4 UK
501 (7 stk)	Søyle 5 OK
531 (8 stk)	Spenn 5 UK
601 (10 stk)	Søyle 6 OK

7.6 Byggeprosess

Det antas litt forenklet at byggeprosessen foregår i tre hovedbyggetrinn. Først støpes alle søyler med søylehoder, brubjelken mellom akse 0 og 2 og mellom akse 5 og enden av modellen. Det antas at betongen i dette trinnet har en alder på 28 døgn ved starten av trinn 2. I virkeligheten vil sannsynligvis noen konstruksjonsdeler ha en høyere alder, men antakelsen er konservativ siden den medfører at krypdeformasjonene for disse delene overestimeres. Det siste som gjøres i byggetrinnet er å spenne opp kablene som i sin helhet ligger i disse seksjonene. I modellen settes det på midlertidig horisontal fastholding av bjelkeseksjonene ved hjelp av fjærer, i node 119 og 190, som deaktiveres når konstruksjonsdelen kobles sammen med FFB-delen. Dette må til for at konstruksjonen til enhver tid skal ha et statisk bestemt system under byggefasen.

I neste byggetrinn bygges like seksjoner fra hver side av pilaren i akse 3. I følge veileder Terje Kanstad er det vanlig praksis at det støpes én seksjon på hver side av pilaren per uke. Forskalingsvognen flyttes frem, seksjonen armeres og støpes tidlig i uken. Seksjonen spennes opp når betongen er 4 dager gammel. På tross av seksjonenes lave alder og stivhet, vil lasten fra de påfølgende seksjonene være liten nok til at den ikke medfører noen problemer. Det antas også at kragarmen kobles sammen med eksisterende brubjelke i akse 2 og den midlertidige horisontale fastholdingen deaktiveres.

Det siste byggetrinnet er tilsvarende utbygging fra pilaren i akse 4. Når kragarmene fra pilaren i akse 4 er ferdige kobles de umiddelbart sammen med eksisterende kragarm fra pilaren i akse 3 og brubjelke fra akse 5. Den midlertidige horisontale fastholdingen deaktiveres, og kablene i undergurten av FFB-delen spennes opp etter sammenkoblingen.

7. Analyse i RM Bridge

Tabell 17 – Forenklet antatt byggeprosess.

Bygge- seksjon	Tid etter byggetrinn 1 (døgn)	Betongens alder ved pålasting (døgn)	Konstruksjonsdel	Elementnummer
1	0	28	Søyle 1	1101-1103
1	0	28	Søyle 2	1201-1205
1	0	28	Søyle 3 + hodet	1301-1325, 136-137
1	0	28	Søyle 4 + hodet	1401-1422, 171-172
1	0	28	Søyle 5	1501-1523
1	0	28	Søyle 6	1601-1606
1	0	28	Brubjelke akse 0-2	101-118
1	0	28	Brubjelke akse 5 til enden av modellen	190-202
2	7	4	Utbygging fra søyle 3	135, 138
3	14	4		134, 139
4	21	4		133, 140
5	28	4		132, 141
6	35	4		131, 142
7	42	4		130, 143
8	49	4		129, 144
9	56	4		128, 145
10	63	4		127, 146
11	70	4		126, 147
12	77	4		125, 148
13	84	4		124, 149
14	91	4		123, 150
15	98	4		122, 151
16	105	4		121, 152
17	112	4		120, 153
18	119	4		119
19	126	4	Utbygging fra søyle 4	170, 173
20	133	4		169, 174
21	140	4		168, 175
22	147	4		167, 176
23	154	4		166, 177
24	161	4		165, 178
25	168	4		164, 179
26	175	4		163, 180
27	182	4		162, 181
28	189	4		161, 182
29	196	4		160, 183
30	203	4		159, 184
31	210	4		158, 185
32	217	4		157, 186
33	224	4		156, 187
34	231	4		155, 188
35	238	4		154, 189

7.7 Laster

De ulike lasttilfellene defineres i *Load case definition* og påføres konstruksjonen på et gitt tidspunkt i *Schedule activations*. Som beskrevet i forrige avsnitt bygges brua trinnvis. I første trinn påføres egenlasten når betongen er 28 døgn gammel. Spennkablene spennes opp og både kryp og svinn regnes å starte ved samme tidspunkt. I hvert av de neste byggetrinnene påføres egenlasten når seksjonen er 4 døgn gammel, det antas at kryp og svinn også starter på dette tidspunktet. Spennkablene blir først spent opp når betongen er 7 døgn gammel. Ved siste byggetrinn spennes alle kabler i underkant av tverrsnittet også opp og lasten overføres til konstruksjonen.

Det antas videre at sekundær egenlast påføres når siste byggetrinn er ferdig. Kryp og svinn beregnes automatisk for hvert trinn med forutsetningen gitt i forrige avsnitt. For langtids kryp antas det 10 000 døgn og resultatet lagres separat.

Vind-, temperatur- og trafikklast påføres i egne steg etter byggeprosessen. Disse lastene er, til forskjell fra egenlasten og forspenningen, variable og vil ikke ha noe påvirkning på kryp og svinn i analysen. Derfor har det ingen betydning når disse lastene påføres etter brua er ferdigstilt.

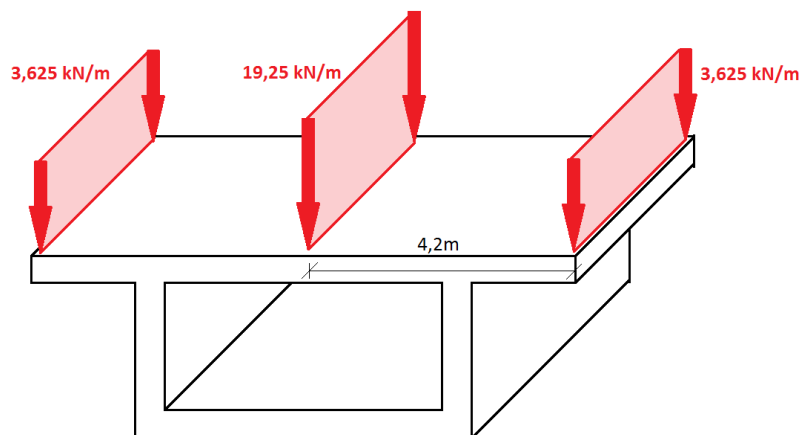
7.7.1 Egenlast

Egenlasten for hvert byggetrinn defineres i *Load case definition* ved å definere hvilke elementer som skal tas med i det enkelte byggetrinnet. Lasten genereres automatisk ved hjelp av konstruksjonsmaterialets massetetthet og elementenes tverrsnittsgeometri. Det er kun kraftens retning som må spesifiseres som negativ i y-retningen (vertikalt).

7.7.2 Sekundær egenlast

Den sekundære egenlasten påføres som jevnt fordelte laster i vertikalretning og legges inn i *Load case definition*. Lasten påføres i *Schedule activations* etter siste byggetrinn.

Vekten av slitelaget gir, som beskrevet tidligere i avsnitt 4.1.1, en jevnt fordelt last på 19,25 kN/m. Denne lasten påføres sentrisk på brutverrsnittet. I tillegg gir vekten av kantdrager og tilhørende rekkverk en jevnt fordelt last på hver side av tverrsnittet på henholdsvis 3,125 kN/m og 0,5 kN/m. Lastene slås sammen og plasseres med en eksentrisitet på 4,2 meter. Plasseringen av lastene er illustrert på Figur 24.



Figur 24 - Skisse av plassering av sekundær egenlast i RM Bridge.

7.7.3 Kryp, svinn og relaksasjon

Lasttilfellet for kryp og svinn må legges inn i *Load case definition* for hvert byggetrinn, men det er ikke nødvendig å definere lasten utover det. Lasttilfellet genereres automatisk på bakgrunn av betongens alder ved belastning i hvert byggetrinn og kryptkurver i programmet. Relaksasjonslasten genereres også automatisk dersom man krysser av for at den skal inkluderes i analysen. Relaksasjonen beregnes på bakgrunn av relaksasjonsklasse, tiden etter oppspenning, oppspenningskraften og strekkfastheten til spennstålet. Modeller for både kryp, svinn og betong er predefinert i programmet for ulike standarder. Det er valgt å benytte verdier for NS 3473 på grunnlag av at det var den gjeldende standarden når brua ble bygget.

7.7.4 Forspenning

Under *Tendon actions* legges oppspenningssekvens og låsetap for hver kabel inn. Oppspenningskraften antas, som nevnt i avsnitt 6.3, å være 75 % av den karakteristiske bruddspenningen, noe som tilsvarer 1558 kN. Det antas at oppspenningskraftens verdi er etter låsetap og dermed settes låseglidningen til 0 mm.

Det ble antydnet av Håvard Johansen at det i FFB-bruer er vanlig med ensidig oppspenning (annenhver side) for korte kabler og tosidig oppspenning for lange kabler. Grensen for hvor man går over til tosidig oppspenning antas å være i området 100 meter. Dermed legges det inn oppspenning fra henholdsvis høyre og venstre side, for kablene i overkant, i annenhver seksjon som bygges ut fra pilarene i akse 3 og 4. Fra og med kabel 319 og 369, ved utbygging fra pilar 3, og 419 og 469, ved utbygging fra pilar 4, går man over til tosidig oppspenning. Kabler som i sin helhet ligger i sidespennene antas å spennes opp fra venstre. Kabler som strekker seg fra sidespennene og inn i utkragerne antas å spennes opp etter sammenkobling fra FFB-delen. Etter sammenkoblingen spennes også de resterende kablene i underkant av FFB-delen opp fra venstre side. Dette er oppsummert i Tabell 18.

Tabell 18 - Oversikt over oppspenning for kabler og kabelgrupper.

Kabel eller kabelgruppe	Lokasjon	Oppspenning	Tidspunkt
101-103 og 151-153	Spenn 1	Ensidig venstre	STG1
104 og 154	Søyle 2	Ensidig høyre	STG35
105-106 og 155-156	Spenn 2	Ensidig venstre	STG1
107-109 og 157-159	Søyle 2	Ensidig venstre	STG1
110-111 og 160-161	Søyle 2	Ensidig høyre	STG35
301-318 og 351-368	Pilar 3	Ensidig venstre / høyre	STG2 – STG10
319-329 og 369-379	Pilar 3	Tosidig	STG11 – STG17
331-342 og 381-392	Spenn 3	Ensidig venstre	STG35
401-418 og 451-468	Pilar 4	Ensidig venstre / høyre	STG19 – STG27
419-429 og 469-479	Pilar 4	Tosidig	STG28 – STG34
431	Spenn 4	Ensidig venstre	STG35
501	Søyle 5	Ensidig venstre	STG35
531	Spenn 5	Ensidig venstre	STG1
601	Søyle 6	Ensidig venstre	STG1

Det lages et lasttilfelle for hvert bygge-steg der kabler skal spennes opp i *Load case definition*. Det vil si alle trinn bortsett fra STG18. I hvert trinn må det angis hvilke kabler som skal aktiveres i dette trinnet. I *Schedule actions* legges det for hvert trinn inn tre kommandoer.

Først spennes kabelen (*stress*), så beregnes lasten på grunn av spennkabelen (*calc*) og til slutt injiseres kabelrøret (*grout*).

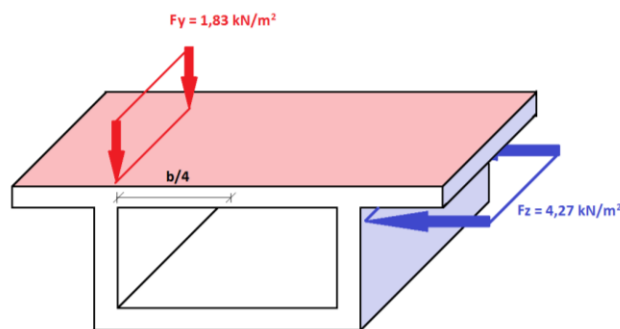
7.7.5 Temperaturlast

For å beregne temperaturlasten er det nødvendig å lage fire forskjellige lasttilfeller. Lasttilfellene defineres som de øvrige lastene i *Load case definition*. De konstante temperaturendringene $\Delta T_{N,con}$ og $\Delta T_{N,cexp}$ settes henholdsvis lik -21°C og 22°C og temperaturgradientene $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$ settes lik $6,6^{\circ}\text{C}$ og -5°C . Deretter kombineres disse lastene med kombinasjonsfaktorer til den mest ugunstige temperaturlasten i *Schedule action*. Det er denne lasten som kombineres med de øvrige lastene i brudd- og bruksgrensekontrollen.

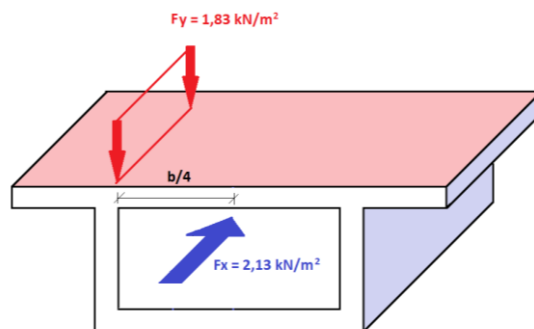
7.7.6 Vindlast

Vindlasten vil i praksis variere over bruas lengde på grunn av blant annet variasjon i bruas høyde og tverrsnittsdimensjoner. Tverrsnittsvariasjonene tas hensyn til i RM Bridge modellen som har et predefinert lasttilfelle for vindlast. Her påføres det gitte vindtrykket konstruksjonen med en gitt eksentrisitet til tverrsnittsenteret for hvert element. Videre multipliseres vindtrykket med tverrsnittshøyden i hvert element. Vindtrykket påføres automatisk med både positivt og negativt fortegn slik at det ugunstigste tilfellet blir beregnet. I tillegg til vindlast på brubjelken er vindlasten beregnet for hovedsøylene i akse 3, 4 og 5.

Det er nødvendig å definere 14 forskjellige laster i *Load case definition* for å få med virkningen av vinden i alle retninger på brubjelken og hovedsøylene. For tilfellet med og uten samtidig trafikklaster defineres fire forskjellige laster. Vindlast beregnes her for x-retning, z-retning og for positiv, samt negativ eksentrisitet, i y-retningen. I tillegg beregnes vindlast i x- og z-retning for hver av de tre korrosjonsskadede søylene (akse 3, 4 og 5). Figur 25 og Figur 26 illustrerer hvordan vindlastene på brubjelken påføres i RM Bridge for tilfellet uten trafikklaster.

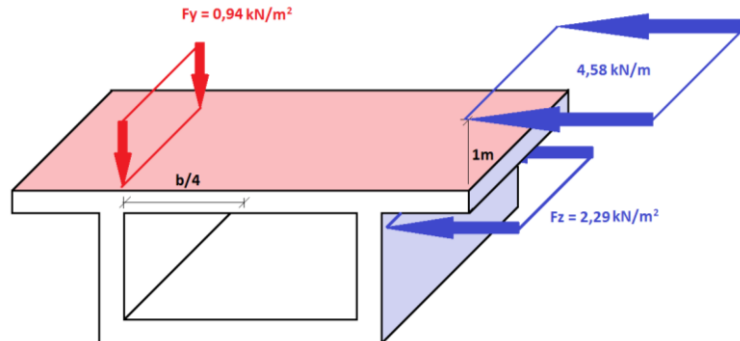


Figur 25 - Vindlast uten samtidig trafikklaster i z- og y-retning.

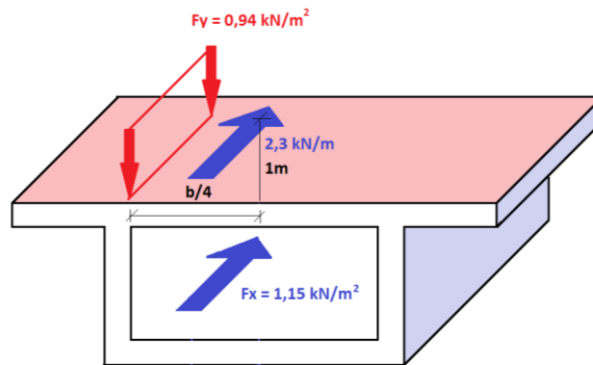


Figur 26 - Vindlast uten samtidig trafikklaster i x- og y-retning.

Tilsvarende illustrerer Figur 27 og Figur 28 vindlastene for lasttilfellet med trafikklast. Det fargede området gjenspeiler lastarealet, mens pilene er tegnet inn der resultantene virker. For tilfellet med trafikklast er lastarealet ytterligere 2 meter over kjørebanelen, dette tilsvarer en jevnt fordelt linjelast som virker 1 meter over kjørebanelen.



Figur 27 - Vindlast med samtidig trafikklast i z- og y-retning.



Figur 28 - Vindlast med samtidig trafikklast i x- og y-retning.

Videre kombineres disse lastene med både positivt og negativt fortegn i *Schedule actions*. Her kombineres først lastene i x-retning og deretter lastene i z-retning for tilfellet med og uten samtidig trafikklast. Vindlasten i y-retning blir lagt til dersom den er ugunstig, det samme gjelder lastene på søylene i de respektive retningene. Til slutt brukes det mest ugunstige lasttilfellet av vindlast i x- og z-retning som karakteristisk vindlast, henholdsvis med og uten trafikklast.

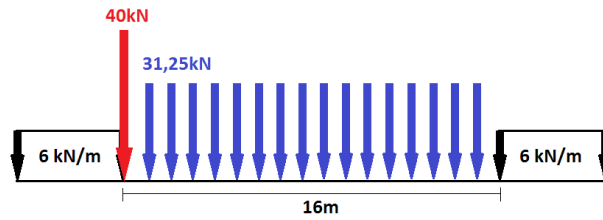
7.7.7 Trafikklast

Vertikal trafikklast defineres til forskjell fra øvrige laster i *Traffic lanes* og *Load trains*. Først deles brua opp i de to lastfeltene ved å angi eksentrisiteten til senter av hvert felt og utstrekningen, som i dette tilfellet blir alle elementene i brubjelken. Eksentrisiteten settes til 2 meter og -2 meter for de to feltene.

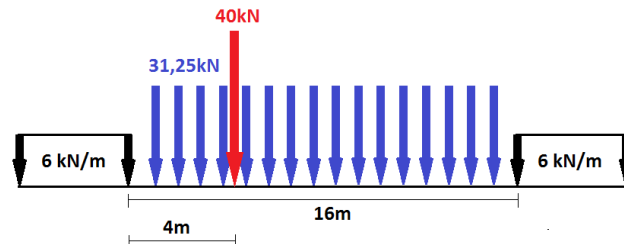
Deretter defineres lasttogene som ved hjelp av influenslinjer settes i den mest ugunstige posisjonen med tanke på ulike snitt. Vogntoglasten består som tidligere nevnt av en jevnt fordelt last på totalt 500 kN over 16 meter med en punktlast på 40 kN som plasseres i ugunstigste stilling innenfor dens utbredelse. I tillegg plasseres en jevnt fordelt last på 6 kN/m der det er ugunstig. I RM Bridge er det ikke mulig å ha en punktlast innenfor en jevnt fordelt last, det er derfor besluttet å undersøke fem tilnærmede plasseringer av punktlasten. For å gjøre dette må den jevnt fordelte lasten på 500 kN over 16 meter settes på som punktlaster for

7. Analyse i RM Bridge

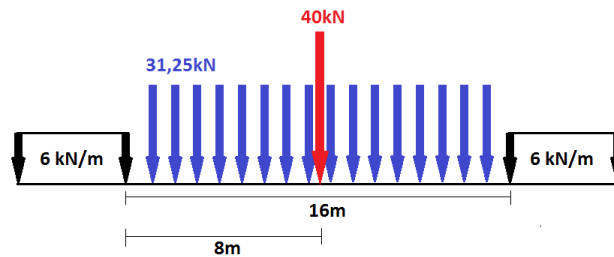
hver meter. Figur 29 til Figur 33 viser de fem plasseringene av punktlasten som blir kontrollert.



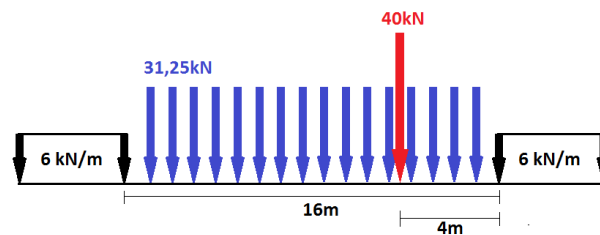
Figur 29 - Vogtoglest, lasttog 1.



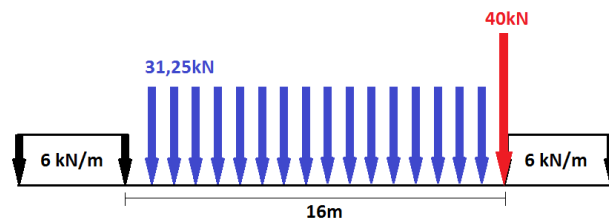
Figur 30 - Vogtoglest, lasttog 2.



Figur 31 - Vogtoglest, lasttog 3.



Figur 32 - Vogtoglest, lasttog 4.

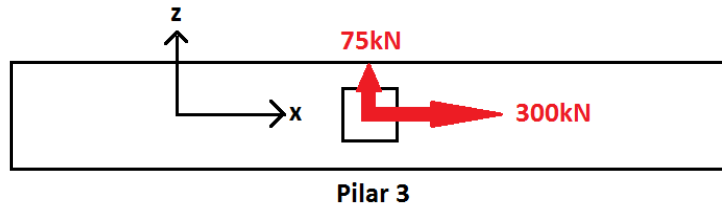


Figur 33 - Vogtoglest, lasttog 5.

Etter at lasttogene og lastfeltene er definert settes de sammen under *Schedule actions*. Det ugunstigste lasttoget for hvert lastfelt finnes og de to lastfeltene kombineres.

Bremse- og sidelasten antas å opptre samtidig med hverandre, og med vertikal trafikklast dersom det er ugunstig. De horisontale trafikklastene opptre dermed ikke alene. Det defineres

to lasttilfeller i *Load case definition* hvor lastene plasseres som krefter henholdsvis ved pilaren i akse 3 (node 137) og 4 (node 172). På grunn av det statiske systemet i brua opptas kun horisontalkrefter i lengderetning av disse pilarene. Derfor er det kun nødvendig å påføre lastene her. Det tas hensyn til at både bremse- og sidelasten kan virke i begge retninger. Lastene plasseres i senter av brutverrsnittet i kjørebanelens høyde. Dette er illustrert på Figur 34, plasseringen vil være tilsvarende ved pilar 4.



Figur 34 - Bremse- og sidelastens plassering på brubjelken ved pilar 3.

Horisontal og vertikal trafikklast kombineres til slutt under *Schedule actions*, hvor den karakteristiske trafikklaster beregnes på bakgrunn av det ugunstigste tilfellet for hvert snitt.

7.8 Lastkombinering

I følge Bentley (2011a) er det i RM Bridge flere forskjellige måter å superponere lasttilfeller eller omhyllingskurver (*envelopes*) på. Den valgte metoden er avgjørende for resultatet. Reglene er oppsummert i det følgende:

- **Add** – Her adderes det valgte lasttilfellet eller omhyllingskurven uten at det kontrolleres om virkningen er gunstig eller ugunstig. Lasttilfellet benyttes gjerne for permanente laster i lastkombineringen.
- **And** – Her adderes det valgte lasttilfellet/omhyllingskurven til resultatene kun dersom det er ugunstig. Lasttilfellet benyttes gjerne for variable laster i lastkombineringen.
- **Or** – Her erstatter det valgte lasttilfellet/omhyllingskurven det eksisterende lasttilfellet/omhyllingskurven dersom det er ugunstigst.
- **AndX** – Her kombineres lastene på samme måte som for *And*, bortsett fra at lastene adderes en gang med positivt fortegn og en gang med negativt fortegn. Lasttilfellet benyttes gjerne for vindlaster og bremselaster som kun er definert i en retning.
- **OrX** – Her kombineres lastene på samme måte som for *Or*, bortsett fra at lastene kontrolleres en gang med positivt fortegn og en gang med negativt fortegn.

Videre representerer *Sup* en omhyllingskurve og *Lc* et enkelt lasttilfelle. Det er valgt å ta hensyn til fortegnet i hvert lasttilfelle for horisontal trafikklast, temperaturlast og vindlast i *Schedule actions* slik at de endelige omhyllingskurvene for hvert tilfelle inneholder det mest ugunstige tilfellet. Dermed kan de endelige karakteristiske lasttilfellene legges sammen uten å tenke på fortegn. De benyttede reglene er vist på Figur 35 for bruddgrensetilstanden og Figur 36 for bruksgrensetilstanden.

7. Analyse i RM Bridge

		Combination 1		Combination 2		Combination 3		Combination 4		Combination 5		Combination 6		Combination 7	
		Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.
SW-SUM	SupAddLc	1	1.15	1	1.15	1	1.15	1	1	1	1	1	1	1	1
SDL-SUM	SupAddLc	1	1.15	1	1.15	1	1.15	1	1	1	1	1	1	1	1
PT-SUM	SupAddLc	0.9	1.1	0.9	1.1	0.9	1.1	1	1	1	1	1	1	1	1
CS-INF	SupAddLc	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Trafikk.sup	SupAndSup		1.4						1.2		0.8		0.8		
Temp.sup	SupAndSup				1				0.8		0.8		0.8		0.8
W+T.sup	SupAndSup								0.8		0.8				1.3
W-T.sup	SupAndSup					1.6									1.3
		ULSa.Traf		ULSa.Temp		ULSa.Vind		ULSb.Traf		ULSb.Temp		ULSb.VindMTraf		ULSb.VindUTraf	

Figur 35 - Kombinasjonstabell hentet fra RM Bridge for bruddgrensetilstanden.

		Combination 8		Combination 9		Combination 10		Combination 11		Combination 12	
		Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.	Favor.	Unfavor.
SW-SUM	SupAddLc	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
SDL-SUM	SupAddLc	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
PT-SUM	SupAddLc	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
CS-INF	SupAddLc	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Trafikk.sup	SupAndSup		0.5		0.35		0.35				0.4
Temp.sup	SupAndSup		0.35		0.5		0.35		0.35		0.4
W+T.sup	SupAndSup		0.35		0.35		0.5				
W-T.sup	SupAndSup								0.5		
		SLSb.Traf		SLSb.Temp		SLSb.VindMTraf		SLSb.VindUTraf		N_L	

Figur 36 - Kombinasjonstabell hentet fra RM Bridge for bruksgrensetilstanden.

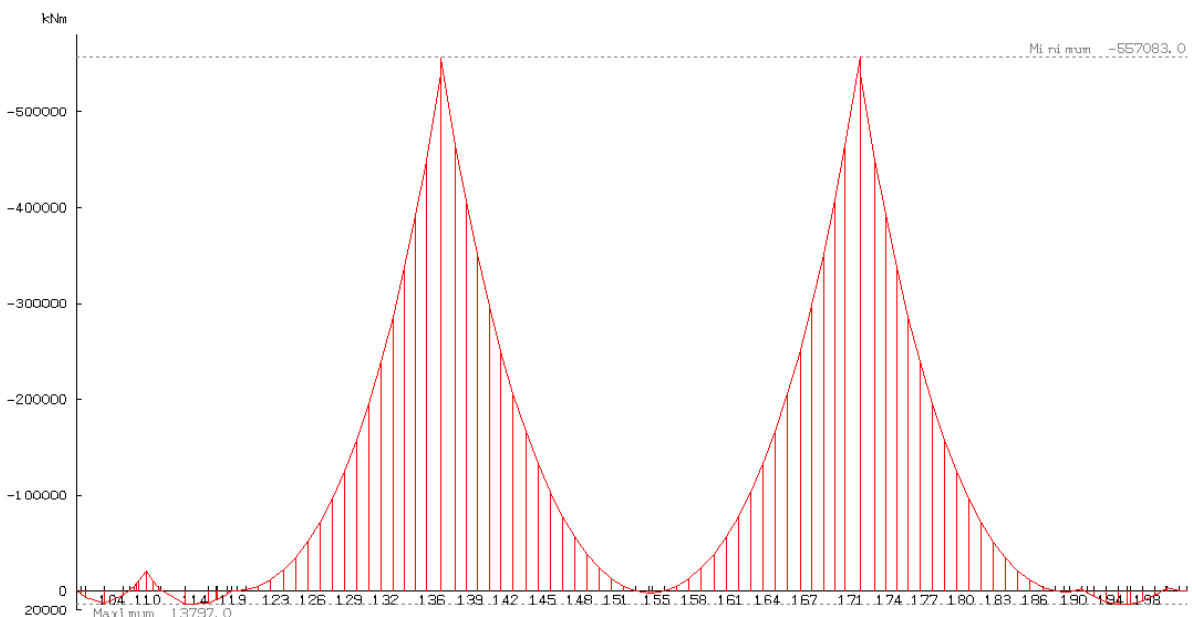
På Figur 35 og Figur 36 representerer lasttilfellet *SW-SUM* primær egenlast, *SDL-SUM* sekundær egenlast, *PT-SUM* lastvirkningen fra forspenningen og *CS-INF* samlet lastvirkning fra svinn, kryp og relaksasjon ut konstruksjonens levetid. Videre representerer *Trafikk.sup* omhyllingskurven fra horisontal og vertikal trafikklast, *Temp.sup* samlet virkning av temperaturlastene og *W+T.sup* og *W-T.sup* henholdsvis vindlast med samtidig trafikklast og vindlast uten samtidig trafikklast.

8. Kontroll av laster i RM Bridge

Det er i utgangspunktet svært viktig å kontrollere bruken av analyseprogrammet. Dette kan for eksempel gjøres ved å se på resulterende momentdiagrammer fra lastene som er påført. Det har vist seg vanskelig å kontrollere størrelsen på momentene på grunn av bruas avanserte geometri og kurvatur. Momentdiagrammene for egenlast og spennarmering er sammenlignet med resultater fra Emil Wirgenes og Andreas Fjell sin parallelle analyse i NovaFrame, for å gi en indikasjon på størrelsesordenen. Fordeling og størrelse på spesielt egenlastmomentet gav betydelige avvik. Det ser ut til å være en betydelig forskjell i hvor stiv forbindelsen mellom brubjelken og hovedsøylene modelleres i de ulike analyseprogrammene. Grunnet litt forskjellige generelle antakelser og den antatte ulikheten mellom analyseprogrammene er det besluttet å se bort fra denne sammenligningen. På grunn av dette har det blitt lagt inn mange timer i å verifisere spennarmerings- og egenlastmomentet. Til slutt utføres derfor kun en enkel verifikasjon av de øvrige påførte lasttilfellene basert på diagrammenes form og innbyrdes størrelsesforhold.

8.1 Egenlast

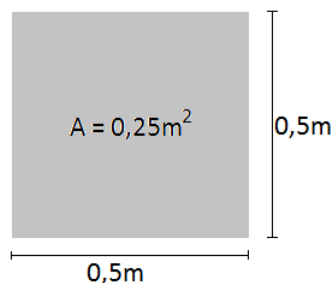
I analyseprogrammet RM Bridge genereres egenlasten som sagt automatisk på grunnlag av tverrsnittsareal, elementlengde og betongens tyngdetetthet. Momentdiagrammet for bøyning i lengderetning (M_z) som følge av egenlasttilfellet er vist på Figur 37. Intuitivt stemmer formen på diagrammet godt over ens med hva man kan forvente om en jevnt fordelt last påføres bruas statiske system. Det vil si at man får strekk i overkant ved hovedpilarer og strekk i underkant i midtfelt. I tillegg har momentdiagrammet en kurvatur som tyder på en form for jevnt fordelt last. Både byggeprosessen (forskjellig statisk system), variasjonen i tverrsnittsareal og vertikalkurvaturen påvirker diagrammet. Over støtten (element 137 og 172) er tverrsnittshøyden nesten 10 meter, mens i midtfelt (element 154) er tverrsnittshøyden kun rundt 3 meter. Dette gir store forskjeller i stivhet og last langs midtspennet, og det er naturlig at diagrammet «løftes» ved støttene. Det er likevel besluttet å kontrollere egenlasten mer nøyaktig grunnet avviket fra Emil Wirgenes og Andreas Fjell sine resultater.



Figur 37 - Momentdiagram fra egenlasten generert i RM Bridge.

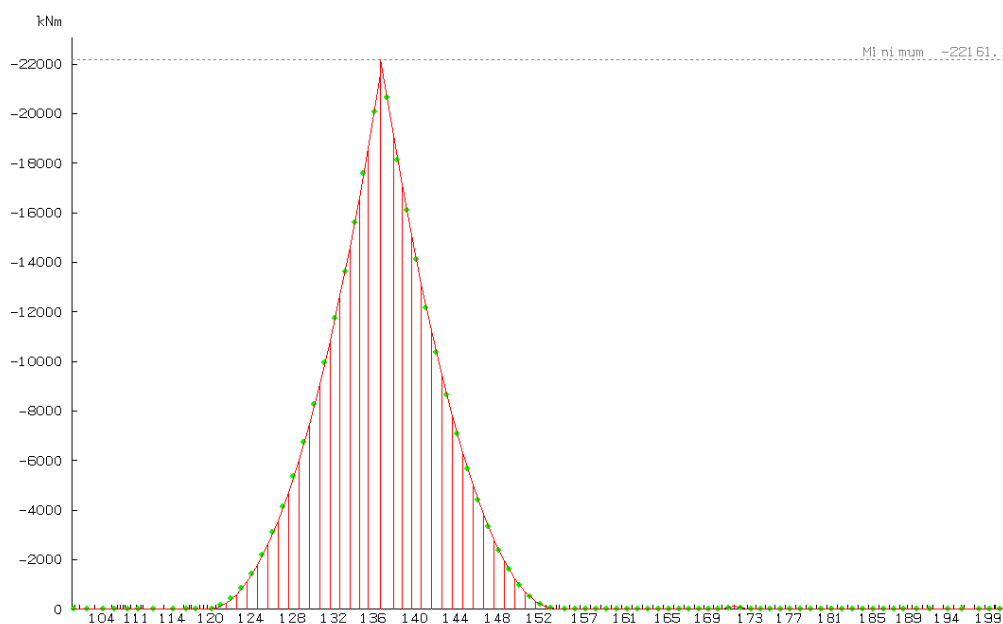
8. Kontroll av laster i RM Bridge

Først kontrolleres det at egenlasten blir påført korrekt i analyseprogrammet ved å endre brubjelkens tverrsnitt til et kvadratisk massivt tverrsnitt. Tverrsnittet er illustrert på Figur 38. For at kontrollen skal være mulig beregnes lasttilfellet for FFB-delen i byggetrinn 17, det vil si når utbyggingen fra søyle 3 er ferdig, men ikke sammenkoblet med resten av den eksisterende konstruksjonen. Det benyttes samme material som for den reelle modellen, noe som medfører en tyngdetetthet for armert betong på 25 kN/m^3 .



Figur 38 - Predefinert kvadratisk tverrsnitt benyttet til kontroll av påførselen av egenlast i RM Bridge.

Fra RM Bridge analysen fås det et moment over søylen på 22 161 kNm og en skjærkraft på 525,6 kN. Momentdiagrammet er vist på Figur 39. Her er akse 3 ved element 137.



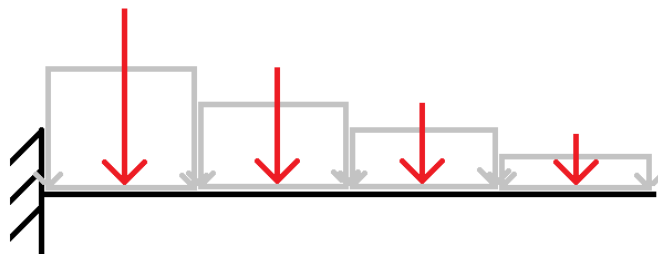
Figur 39 - Resulterende momentdiagram fra egenlasten av det kvadratiske tverrsnittet i RM Bridge.

For å kontrollere diagrammet kan brua i byggetrinn 17 ses på som en utkrager på 84,2 m fra element 137 til element 153. Bjelken påføres en jevnt fordelt last som tilsvarer tverrsnittsarealet multiplisert med tyngdetettheten. I samsvar med Aalberg et al. (2003) resulterer dette i følgende moment og skjærkraft:

$$M = \frac{q * l^2}{2} = \frac{25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,25\text{m}^2 * (84,2\text{m})^2}{2} = 22\,155 \text{ kNm}$$

$$V = q * l = 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,25\text{m}^2 * 84,2\text{m} = 526 \text{ kN}$$

De beregnede verdiene stemmer med verdiene fra RM Bridge. Dermed konkluderes det med at det ikke er noe feil i måten programmet generelt påfører lasten på. Det undersøkes videre om måten egenlasten fra det varierende kassetverrsnittet påføres også er korrekt. Et identisk lasttilfelle som benyttet i kontrollen over modelleres, men nå med det reelle tverrsnittet. Samtidig hentes det ut tverrsnittsdata fra 8 elementer langs utkrageren slik at lasten kan tilnærmes av samme prinsipp som illustrert på Figur 40.



Figur 40 - Prinsipp for tilnærming av egenlasten fra det varierende tverrsnittet.

De tilnærmede momentene er beregnet i Excel og er oppsummert i Tabell 19. Til sammen resulterer de i et utkragermoment på 559 166 kNm. Til sammenligning gav RM Bridge analysen et momentdiagram på 532 275 kNm. Dette er kun et avvik på 5 % og anses som korrekt grunnet tilnærmingene i kontrollmetoden.

Tabell 19 - Beregning av utkragermoment fra egenlasten basert på tverrsnittsareal.

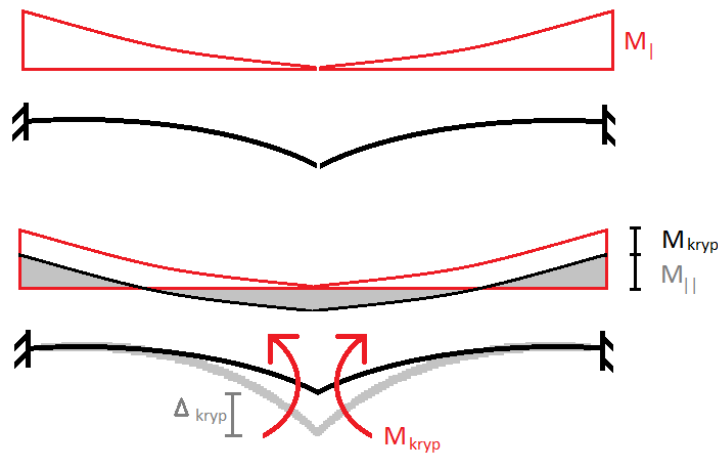
Node nr.	Avstand fra landkar [m]	Utbredelse [m]	Avstand fra akse 3 [m]	Areal [m ²]	Tyngdetetthet [kN/m ³]	Moment [kNm]
137	148					
138	154	10,1	6	12,56	25	19 028
140	162,2	9,1	14,2	11	25	35 535
142	172,2	10	24,2	9,61	25	58 141
144	182,2	10	34,2	8,276	25	70 760
146	192,2	10	44,2	7,048	25	77 880
148	202,2	10	54,2	5,993	25	81 205
150	212,2	10	64,2	5,187	25	83 251
152	222,2	15	74,2	4,793	25	133 365
154	232,2					

Til slutt er det valgt å kontrollere om egenlasten med krypeffekt er fornuftig. Siden lasttilfellene kryp, svinn og relaksasjon lagres sammen, må alle spennkablene slettes fra modellen samtidig som svinn manipuleres til å være lik null. Dette gjøres ved å endre verdien på de predefinerte svinn-funksjonene. Dermed kan effekten av kryp på egenlasten isolert sett bestemmes. Videre sammenlignes momentdiagrammet fra egenvekten påført på utkrageren under bygging, med og uten kryp, og den ferdige konstruksjonen. I følge veileder Terje Kanstad kan følgende formel benyttes til å beskrive det resulterende momentet etter sammenkobling av FFB-brua;

$$M_{res} = M_I \frac{1}{1 + \Delta\varphi} + M_{II} \frac{\Delta\varphi}{1 + \Delta\varphi}$$

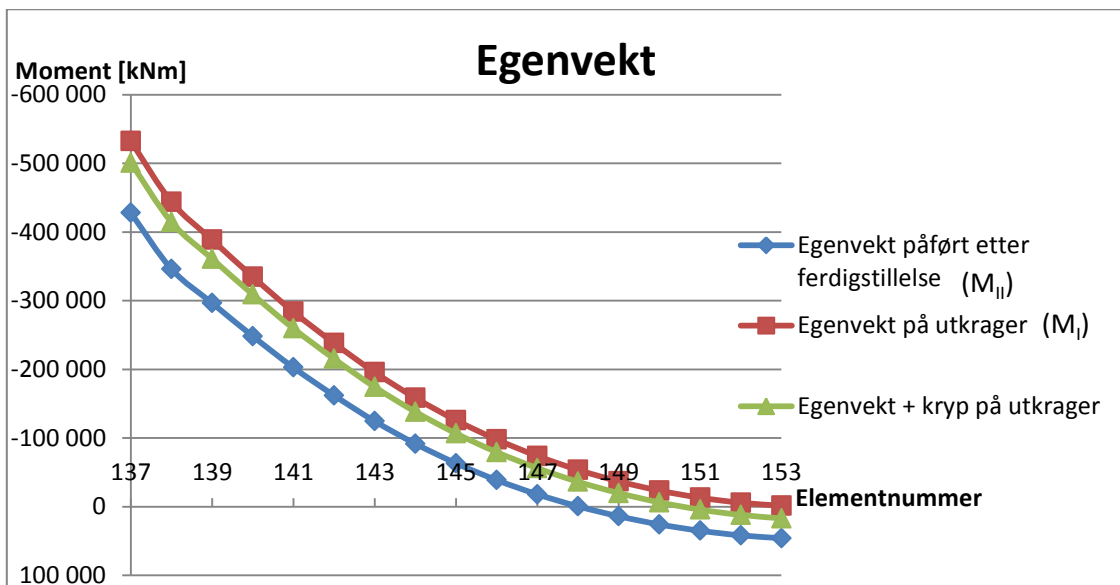
Her representerer M_I momentet i byggetilstanden uten kryp, mens M_{II} er momentet etter sammenkobling med uendelig kryp. M_{II} er i prinsippet tilsvarende som egenlasten påført en

dobbelt innspent bjelke. Forandringen i kryptallet $\Delta\phi$ tilsvarer kryptallet *etter* sammenkobling og ut levetiden. Grunnen til at det er *forandringen* i kryptallet som benyttes er at kryptet som forekommer før sammenkobling ikke medfører noe kryptmoment, kun deformasjoner. Når de to deformerte utkragerne kobles sammen i midtspennet vil videre kryptdeformasjoner medføre en vinkelendring på endene, dermed oppstår det et moment som motvirker denne vinkelendringen. Dette momentet kalles kryptmomentet og er illustrert på Figur 41.



Figur 41 - Illustrasjon av forandring i moment på grunn av krypt.

Den antatte byggeprosessen medfører at utbyggingen fra akse 3 vil være ferdig etter 17 uker og utbyggingen fra akse 4 etter 34 uker. Dette medfører at seksjonene tilhørende akse 3 vil ha en gjennomsnittlig alder på 25,5 uker, noe som tilsvarer 179 døgn. Seksjonene tilhørende akse 4 vil derimot ha en alder på 8,5 uker, tilsvarende 60 døgn. Dermed vil seksjonene tilhørende akse 3 ha unnagjort mer krypt enn seksjonene tilhørende akse 4 og dette vil medføre et større kryptmoment for akse 4. Det er valgt å verifisere krypt og egenlast kun for akse 3, da akse 4 vil være tilsvarende bare med et større kryptmoment. Resultatene fra RM Bridge analysen er vist på Figur 42. Her ser man at egenlastmomentet medregnet krypt ligger mellom M_I og M_{II} , men grunnet betongens høye alder ved sammenkobling ligger momentet tettere opp mot M_I .



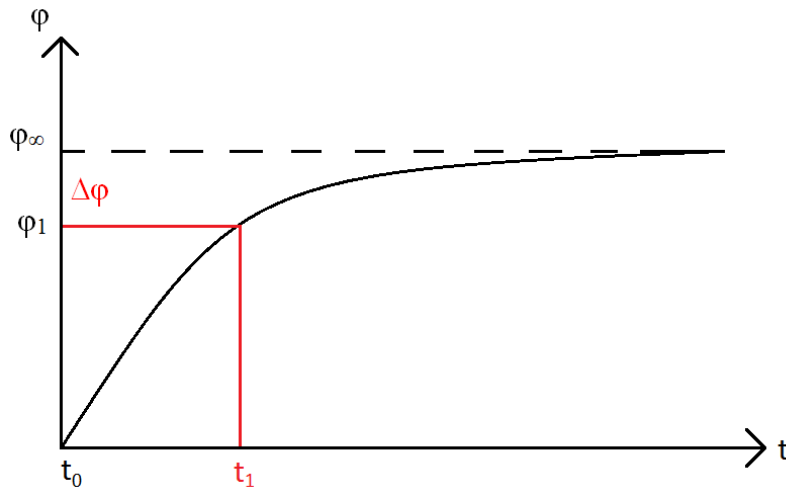
Figur 42 - Kontroll av egenlast i Excel basert på resultater fra RM Bridge.

Differansen mellom egenvekten på utkrageren med og uten krypeffekt tilsvarer krypmomentet. For akse 3 er det beregnede krypmomentet gjennomsnittlig 25 000 kNm. For å kontrollere verdien på egenlastmomentet med kryp etter ligningen over må $\Delta\varphi$ beregnes etter NS 3473 tillegg A.9.3.2. Som gjennomsnittlige verdier tas det utgangspunkt i tverrsnittsdata fra element 143. Forutsetninger for beregning av nødvendige faktorer er oppsummert i Tabell 20 og tverrsnittsdata er hentet fra RM Bridge analysen.

Tabell 20 – Forutsetninger for beregninger av kryptall etter NS 3473 Tillegg A.9.3.2.

Symbol	Beskrivelse	Verdi
t_0	Betongens alder ved pålasting i døgn	4 døgn
t_1	Betongens alder i døgn ved sammenkobling	179 døgn
t_∞	Betongens alder i døgn når all kryp anses å være unnagjort	∞ døgn
RH	Den relative luftfuktigheten i prosent	70 %
A_c	Betongens tverrsnittsareal	7,9536 m ²
U	Lengden av omkretsen som utsettes for uttørking	38,418 m ²
f_{cck}	Betongens sylindertykkfasthet	32 MPa
h_0	Den effektive tverrsnittstykkelsen i millimeter ($2A_c/U$)	414 mm

Den fullstendige beregningen av kryptallet er gjort i vedlegg C. Kryptallets utvikling over tid er illustrert på Figur 43. Som nevnt i Tabell 20 representerer t_0 betongens alder ved pålasting, når forskalingen fjernes, og t_1 betongens alder ved sammenkobling av kragarmene. Dermed representerer $\Delta\varphi$ utviklingen i kryptallet som medfører krypmoment.



Figur 43 - Kryptallets utvikling over tid.

Med forutsetningene i Tabell 20 fås dermed følgende forandring i kryptallet:

$$\Delta\varphi = \varphi(t_\infty, t_0) - \varphi(t_1, t_0) = 2,500 - 1,462 = 1,038$$

Til slutt resulterer dette i følgende egenlastmoment ved støtte medregnet krypeffekt:

$$M_{res.st\o\o tte} = 532\,276\text{kNm} \frac{1}{1 + 1,038} + 428\,066\text{kNm} \frac{1,038}{1 + 1,038} = 479\,200\text{kNm}$$

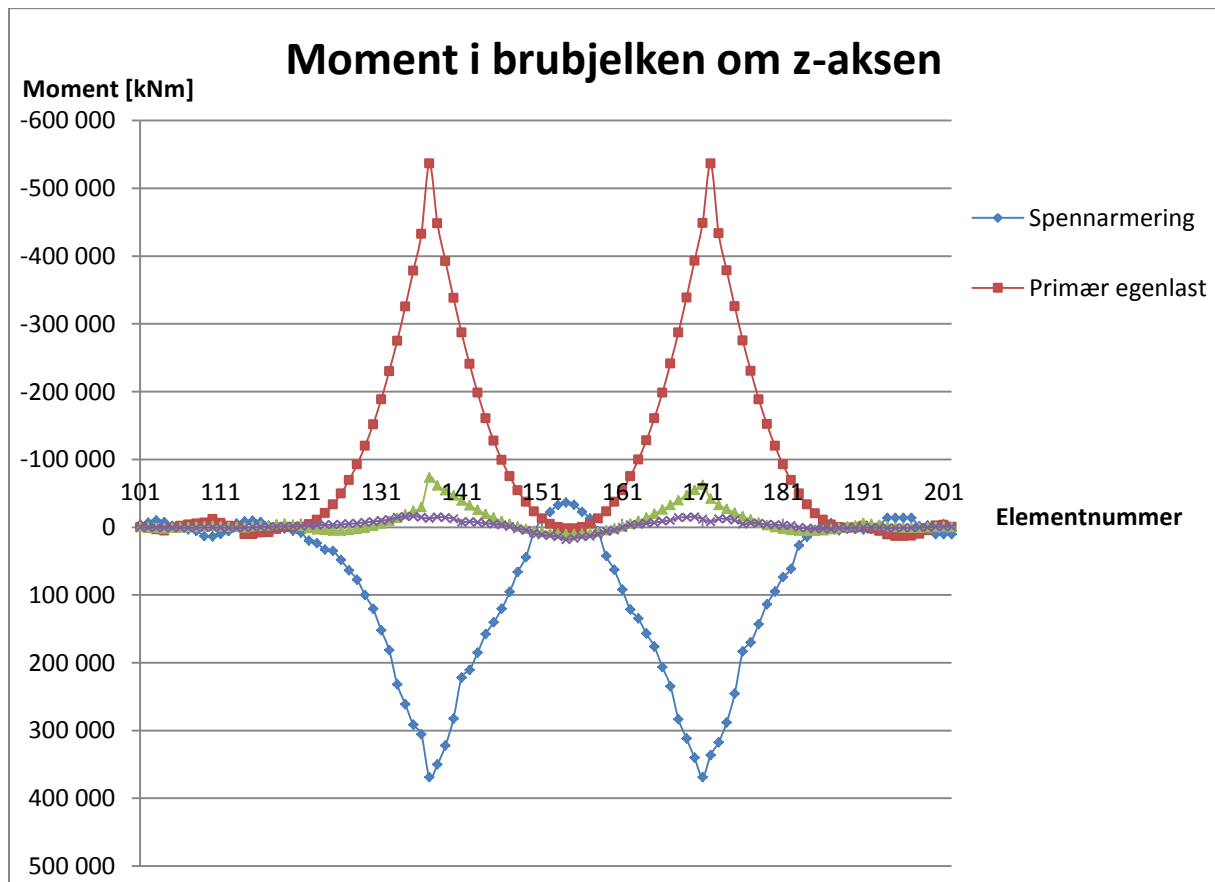
Til sammenligning er støttemomentet fra analysen 500 944 kNm. Dette medfører kun et avvik på 4,4 %. Beregningene stemmer dermed svært bra også for langtids-egenlasten over støtte. I midtfelt fås følgende langtidsmoment:

$$M_{res.felt} = 1\,455\text{kNm} \frac{1}{1 + 1,038} + 45\,838\text{kNm} \frac{1,038}{1 + 1,038} = 24\,060\text{ kNm}$$

Her ble resultatet fra analysen 16 949 kNm, noe som gir et mye høyere avvik. Grunnet momentenes størrelse forventes det større avvik for feltmomentet og det konkluderes likevel med at beregningene stemmer greit.

8.2 Sekundær egenlast, forspenning og deformasjonslaster

Den sekundære egenlasten fra slitelag, kantdragere og tilhørende rekkverk kan ses på som en jevnt fordelt last over hele brubjelkens lengde når momentet om z-aksen (i lengderetningen) kontrolleres. Momentdiagrammet fra analysen er også vist på Figur 44. På lik linje med momentdiagrammet fra egenlasten ser også dette momentdiagrammet fornuftig ut, både med tanke på generell form og krumning. Til forskjell fra diagrammet fra egenlasten er det sprang i momentdiagrammet fra den sekundære egenlasten ved hovedpilarene. Forskjellen kommer av at lastene er påført ulike statiske systemer. Når brua bygges etter fritt frambygg-metoden er utkragerne statisk bestemte og hele tiden i likevekt slik at det ikke vil bli noe moment fra egenlasten i pilarene. Den sekundære egenlasten påføres når brua er ferdig bygget, fordi brua nå er statisk ubestemt og usymmetrisk vil lasten medføre momenter i hovedpilarene. Det er logisk at momentdiagrammet fra den sekundære egenlasten er betydelig mindre enn fra den primære på grunn av forskjellen i lastenes størrelse. Den sekundære egenlasten er på 26,5 kN/m mens den primære egenlasten varierer mellom ca 50 - 300 kN/m.



Figur 44 - Momentdiagram fra egenlast, spennarmering og deformasjonslaster (svinn, kryp, relaksasjon) i RM Bridge.

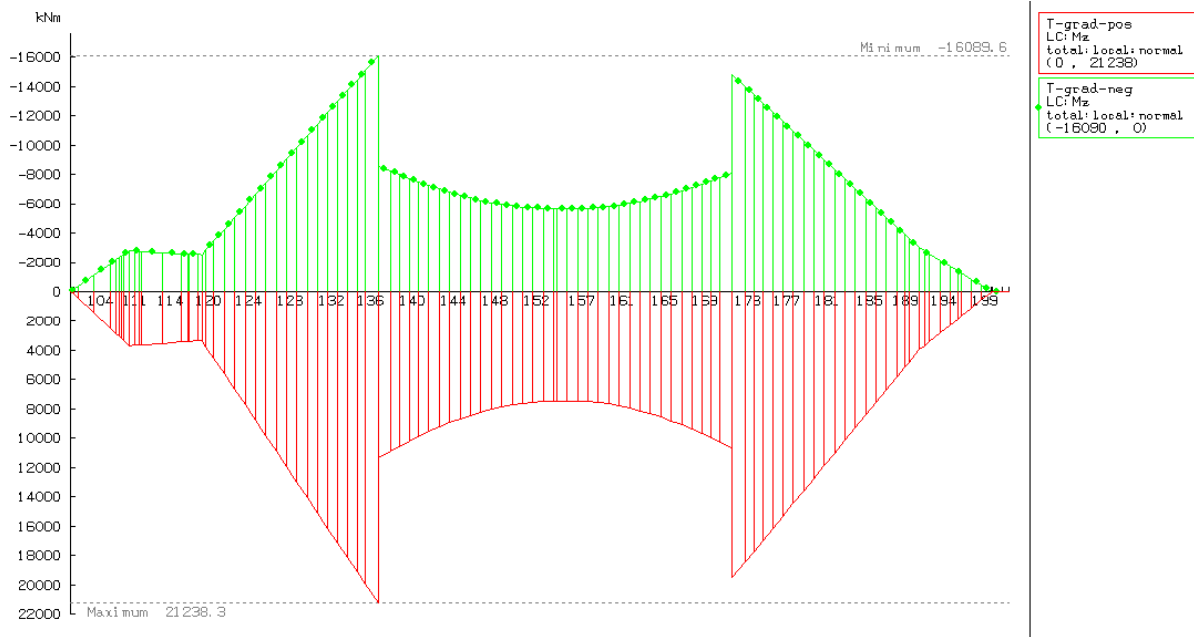
Momentet fra spennarmeringen avhenger blant annet av eksentrisiteten til spennkablene i forhold til tverrsnittets tyngdepunkt, i tillegg til oppspenningskraften og dens reduksjon over kablens lengde grunnet friksjonstap og lignende. Det er som tidligere nevnt valgt å spenne opp med en kraft på 75 % av kablens maksimale strekkfasthet, noe som tilsvarer 1558 kN. Alle kabler, bortsett fra 6 stykker, er modellert med en konstant avstand fra deres tyngdepunkt til overflaten på 130 cm. Grunnet tverrsnittsvariasjonene varierer også kablens eksentrisitet over bruas lengde. Eksentrisiteten er størst over hovedpilarene der den er nesten 5 m. I byggetilstanden, når FFB-delen fremdeles er statisk bestemt, kan momentet fra spennarmeringen enkelt kontrolleres som spennkraft multiplisert med eksentrisiteten. For korteste kablene som kun ligger rett over støttene stemte dette meget bra. Totalt for alle kablene i hver av utkragerne avvek det beregnede momentet fra momentet i analysen. Dette skyldes tap av spennkraft hovedsakelig på grunn av friksjon og vil naturlig nok utgjøre en betydelig del når de lengste kablene er bortimot 170 meter lange. Formen på diagrammet ser intuitivt bra ut fordi spennarmeringen er lagt inn med tanke på å motvirke momentet fra egenlasten. Eksentrisiteten til spennarmeringen varierer med en kurvatur som tilsvarer tverrsnittsvariasjonen og dermed egenlasten. Størrelsesmessig er momentet fra spennarmeringen over søyle -375 000 kNm mens det totale momentet fra primær og sekundær egenlast er 611 000 kNm. Momentet fra spennarmeringen er vanligvis i størrelsesorden 50-100 % av det totale egenlastmomentet, noe som også er tilfellet her. Selv om størrelsesforskjellen tilsynelatende medfører strekk i størstedelen av tverrsnittet, vil trykkraften fra spennarmeringen bidra til at det totalt sett likevel kan være trykk i tverrsnittet. På bakgrunn av dette anses momentdiagrammet fra spennkraften å være fornuftig.

Det siste momentdiagrammet på Figur 44 er fra deformasjonslastene svinn, kryp og relaksasjon. Momentet som er vist er summen av bidragene fra disse lastene både fra egenvekten og spennkablene. Relaksasjonen, spenningsfallet i spennstålet, medfører en reduksjon av forspenningsmomentet. Kryp, sammentrykkingen av betongen grunnet langvarig trykkbelastning, vil på samme måte redusere momentdiagrammet fra egenlasten. Svinn, krympingen av betongen grunnet uttørking, vil gi bidrag fordi brua er statisk ubestemt og ikke fritt kan trekke seg sammen. At disse effektene til sammen er svært små sammenlignet med egenvekten og forspenningen er fornuftig.

8.3 Temperaturlast

De to forskjellige temperaturlastene som er tatt med i modellen er den vertikale gradienten ΔT_M og den konstante temperaturendringen ΔT_N . Figur 45 viser momentdiagrammet fra den vertikale gradienten på brubjelken. $\Delta T_{M,heat}$ er her beskrevet som *T-grad-pos* og er en temperaturdifferanse på 6 °C der oversiden av tverrsnittet er varmere enn undersiden. Tilsvarende er $\Delta T_{M,cool}$ beskrevet som *T-grad-neg* og tilsvarer en kaldere overside enn underside med en differanse på 5 °C. I RM Bridge legges denne differansen inn som negativ.

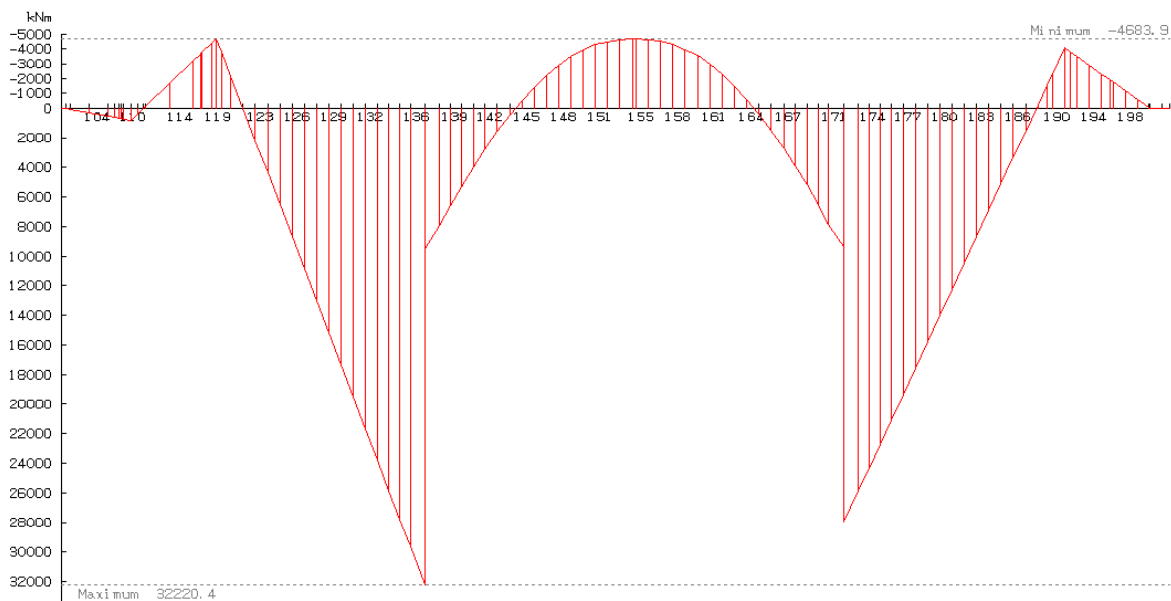
8. Kontroll av laster i RM Bridge



Figur 45 - Momentdiagram fra RM Bridge analysen av $\Delta T_{M,heat}$ og $\Delta T_{M,cool}$

Når oversiden er varmere enn undersiden (*T-grad-pos*) vil brubjelken forsøke å krumme oppover. På grunn av fastholding fra søylene vil dette medføre strekk på undersiden. Det vil være motsatt når oversiden er kaldere enn undersiden (*T-grad-neg*). Dette stemmer godt med formen og strekksiden på momentdiagrammene. I tillegg er det fornuftig at diagrammene har betydelig mindre verdier enn momentdiagrammet fra egenlasten på Figur 44. Spranget i diagrammet er et resultat av at det oppstår momenter i hovedpilarene siden brua er statisk ubestemt. Krumningen i diagrammet vil være et resultat av den varierende bøyestivheten til tverrsnittet på grunn av tverrsnitts variasjoner og vertikalkrumningen til brua.

De konstante temperaturendringene over tverrsnittet $\Delta T_{N,exp}$ og $\Delta T_{N,con}$ gir nesten identiske, men motsatt rettede, momentdiagrammer. Momentdiagrammet på grunn av $\Delta T_{N,exp}$ på 21 °C er vist på Figur 46. $\Delta T_{N,con}$ er beregnet til -22 °C.

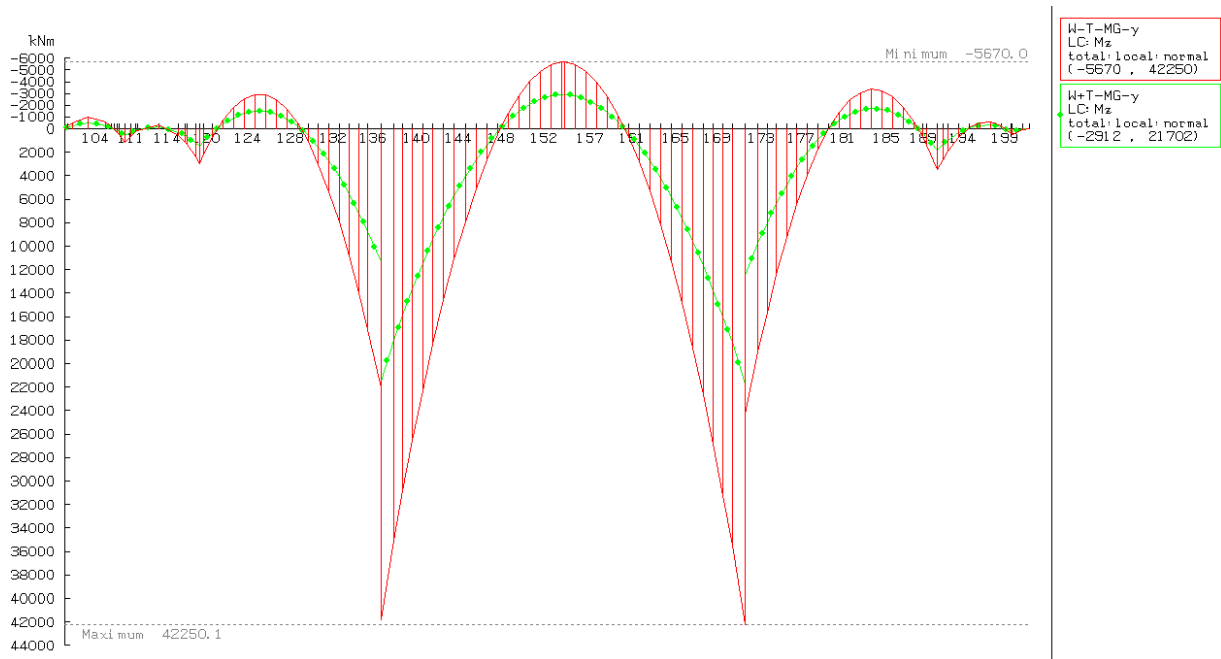


Figur 46 - Momentdiagram fra RM Bridge analysen av $\Delta T_{N,exp}$

Intuitivt ser diagrammet ikke helt ut som forventet. Ideelt sett skulle man tro at en ren utvidelse av tverrsnittet medførte momenter i hovedpilarene, da disse står for den eneste horisontale fastholdingen av brua, og et konstant moment med strekk i overkant i midtspennet. Ser man litt nærmere på det er det logisk at krumningen på diagrammet i hovedspennet skyldes bruas horisontalkurvatur og varierende tverrsnittshøyde. Dette er fornuftig fordi moment er definert som krumning multiplisert med bøyestivhet. I tillegg vil spranget i momentdiagrammet over hovedpilarene tilsvare momentene i disse. Her blir momentene noe forskjellige grunnet noen meter forskjell i pilarhøydene. Det konkluderes til slutt med at momentdiagrammene fra temperaturlasten er fornuftige.

8.4 Vindlast

Vindlasten i y-retning påføres som en jevnt fordelt last på brubjelken med en eksentrisitet i z-retning på $\frac{1}{4}$ av brubredde. Lasten påføres i positiv y-retning (oppad rettet), men når den senere kombineres inkluderes virkningen i både positiv og negativ y-retning. På Figur 47 vises momentet M_z for både vindlast med (grønn linje) og uten (rød linje) samtidig trafikklast. Vindlasten med samtidig trafikklast er på $0,94 \text{ kN/m}^2$ og uten trafikk på $1,83 \text{ kN/m}^2$. Multiplisert med tverrsnittsbredden tilsvarer dette henholdsvis $8,35 \text{ kN/m}$ og $16,28 \text{ kN/m}$.

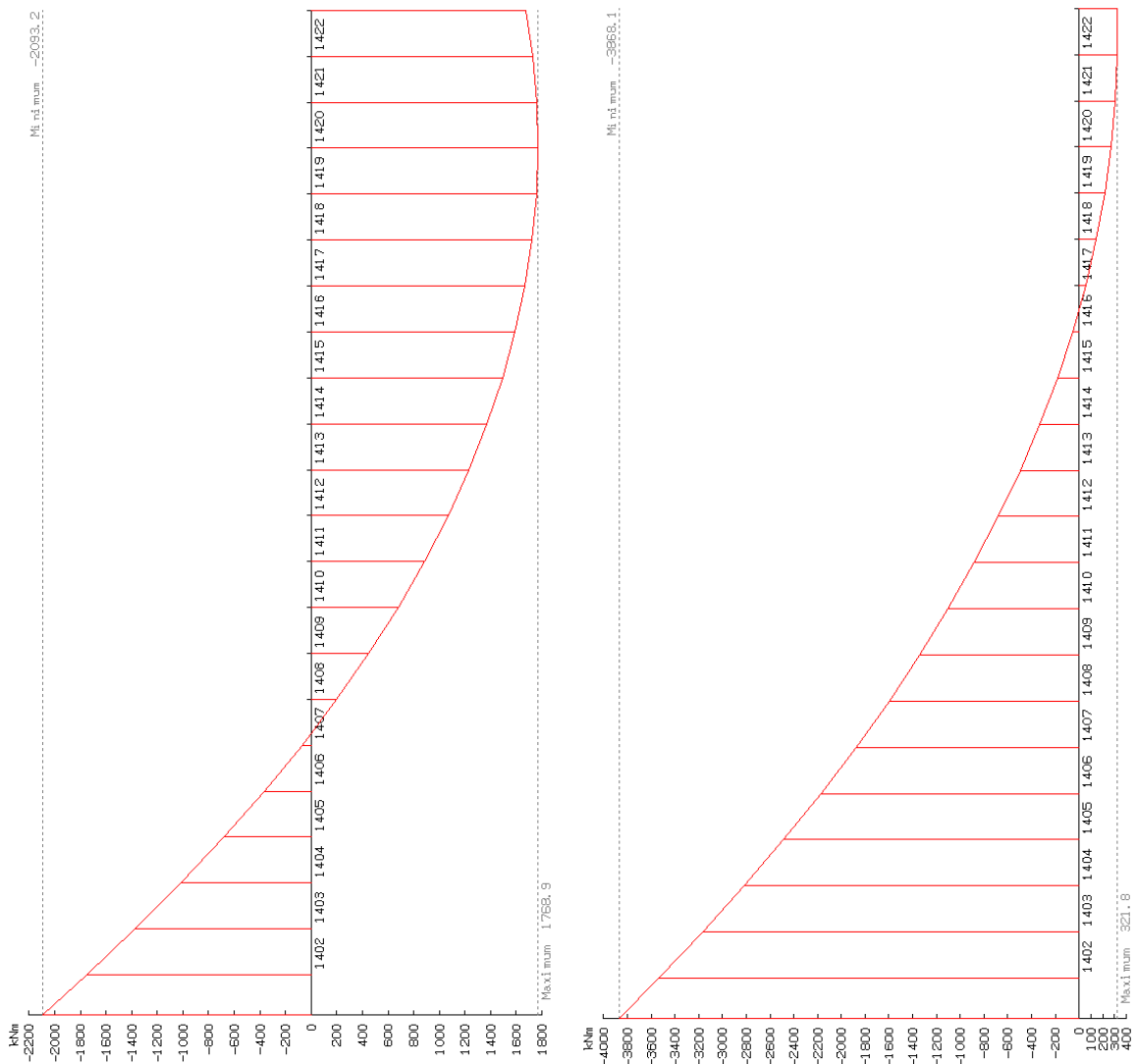


Figur 47 - Moment M_z fra vindlast på brubjelken i y-retning i RM Bridge.

Diagrammenes kurvatur er fornuftig med tanke på de jevnt fordelte lastene. Strekk i underkant av hovedpilarene og i overkant i midtspenn er også fornuftig med tanke på kreftenes retning. Spranget i diagrammet ved hovedpilarene er logisk grunnet bruas statiske system med stiv forbindelse mellom pilarer og brubjelke i hovedspenn. Til slutt virker størrelsen på momentene logisk i forhold til at vindlasten med trafikklast er rundt halvparten av vindlasten uten samtidig trafikklast. Lastene er små sammenlignet med for eksempel sekundær egenlast, på $26,5 \text{ kN/m}$, derfor er det også fornuftig at momentdiagrammene er tilsvarende små. Over søylene blir M_z fra sekundær egenlast $74\,000 \text{ kNm}$, mens fra vindlasten uten trafikk blir størrelsen $42\,000 \text{ kNm}$. Dermed konkluderes det med at momentdiagrammene fra vertikal vindlast er fornuftige.

8. Kontroll av laster i RM Bridge

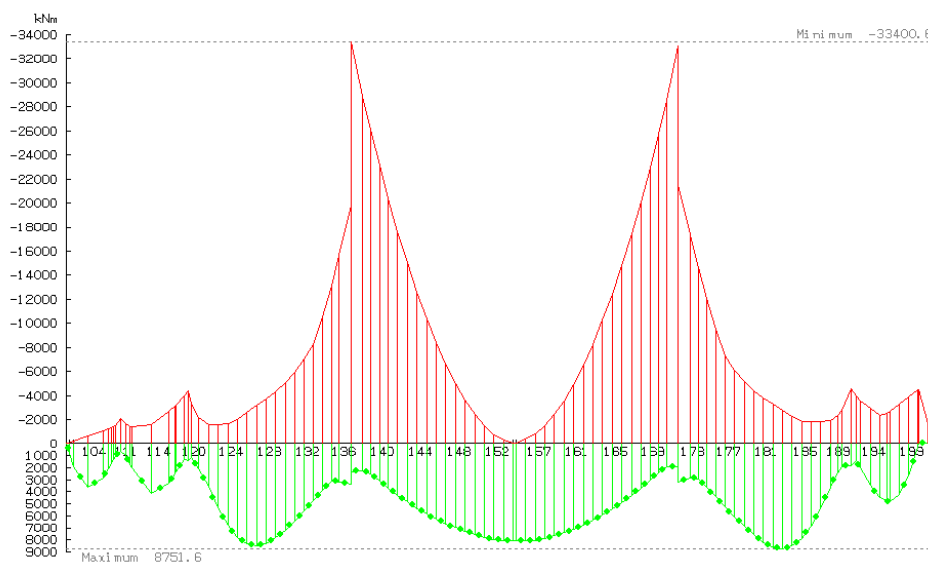
Det påføres også vindlaster på pilarene i akse 3, 4 og 5. Her kontrolleres kun momentdiagrammene for pilar 4 på grunnlag av at lastene er påført identisk. De resulterende momentdiagrammene fra vindlast på pilar 4 i global x- og z-retning er illustrert på Figur 48. Her er element 1401 i bunn av søyla og element 1422 i toppen. Vindlasten i x-retning er på 21,6 kN/m og vindlasten i z-retning på 18,6 kN/m. At begge momentdiagrammene er krumme er fornuftig med tanke på de jevnt fordelte lastene. I tillegg er det fornuftig at diagrammet for moment i lengderetning (M_z) har en større andel av momentet i toppen av søyla enn momentet i tverretningen (M_x). Dette kan forklares med at bjelken i lengderetning vil stive av søyla i mye større grad enn hva den gjør i tverretning. Dermed ser også momentdiagrammene for pilar 4 fornuftige ut.



Figur 48 - Moment M_z fra vindlast i lengderetning (t.v) og moment M_x fra vindlast i tverretning (t.h) på søyle i akse 4 i RM Bridge.

8.5 Trafikklast

Den vertikale trafikklaster påføres som tidligere nevnt konstruksjonen med det mest ugunstige av 5 ulike lasttog i to lastfelt. Figur 49 viser resulterende maksimalt og minimalt momentdiagram M_z som følge av det mest ugunstige lasttoget plassert i *ett* lastfelt. Det er naturlig at maksimalt feltmoment i hovedspenn på grunn av de tilnærmede jevnt fordelte lastene opptrer i midten. Videre er det også naturlig at støttemomentene blir størst inn mot hovedfelt siden hovedspennet er dobbelt så langt som nabo-spennene. Med dette anses momentdiagrammet fra trafikklaster påført i ett felt for å være logisk.



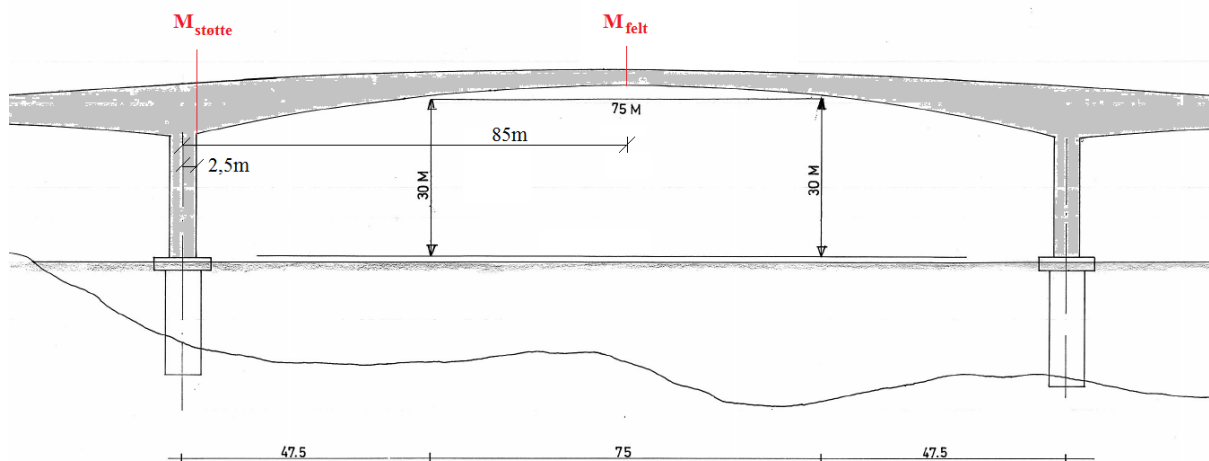
Figur 49 - Minimum og maksimum M_z som følge av vertikal trafikklaster i ett lastfelt i RM Bridge.

9. Resultater fra RM Bridge analysen og tverrsnittskontroll

Som tidligere beskrevet er det utført lastkombinering i både brudd- og bruksgrensetilstanden. De dimensjonerende eller mest ugunstige kreftene fra analysen er beskrevet og kontrollert i dette kapitlet.

9.1 Bruddgrensetilstanden for brubjelken – lengderetning

I analysen betraktes brua som en bjelke, ikke som en plate, og dermed kontrolleres kun lengderetningen i programmet. Det vil si at kontroll av tverretningen må utføres separat. I denne oppgaven utføres kun kontroll av lengderetningen. De nødvendige resulterende lastvirkningene fra analysen i bruddgrensetilstanden blir presentert og kontrollert i dette kapitlet. Fullstendige beregninger av momentkapasitet er gjort i vedlegg D og beregninger av skjærkraft i vedlegg E. Snittene hvor støtte- og feltmoment er kontrollert er vist på Figur 50.



Figur 50 - Oversiktsillustrasjon over snitt hvor støtte- og feltmoment kontrolleres.

En oversikt over kapasitetsutnyttelsen for henholdsvis skjærstrekk, skjærtrykk og momentkapasitet er gitt i Tabell 21 og utdypes i de neste delkapitlene.

Tabell 21 - Oversikt over kapasitetskontroll i bruddgrensetilstanden for moment og skjærkraft i brubjelken.

Kontroll	Node	Kapasitet	Lastvirkning	Utnyttelse
Skjærtrykk	137	28 260 kN	20 535 kN	72,7 %
Skjærstrekk	137-138	20 060 kN	19 410 kN	96,8 %
Skjærstrekk	146	12 480 kN	9 768 kN	78,3 %
Støttemoment	137-138	801 300 kNm	715 700 kNm	89,3 %
Feltmoment	154	100 900 kNm	118 400 kNm	117,3 %

9.1.1 Momentkapasitet over støtte

I RM Bridge regnes virkningen fra kryp, svinn og relaksasjon for alle permanente laster sammen i ett lasttilfelle. Det har vist seg vanskelig å skille ut virkningen av tap for eksempel kun på primærmomentet fra spennarmeringen. For å kontrollere tverrsnittets momentkapasitet etter lang tid er det vanlig å betrakte forspenningen som indre motstand. Dette medfører at det, fra forspenningen, kun er tvangsmomentet som inngår i det ytre momentet. Dermed

skulle tapet fra primærmomentet blitt trukket fra det totale kryp, svinn og relaksasjonsmomentet, M_{CS} . Likevel antas det at feilen som gjøres ved å inkludere alle tap er liten.

Det er vanlig praksis å medregne et tap på 15 % ved kontroll av langtidslaster i forhold til skjærkapasitet. Her benyttes derfor denne verdien for å korrigere tvangsmomentet for tap, fordi relaksasjonen er inkludert i det totale M_{CS} benyttes i stedet 10 %. Dermed blir endelig tapsfaktor for tvangsmomentet $\gamma_{\text{tap}} = 0,9$.

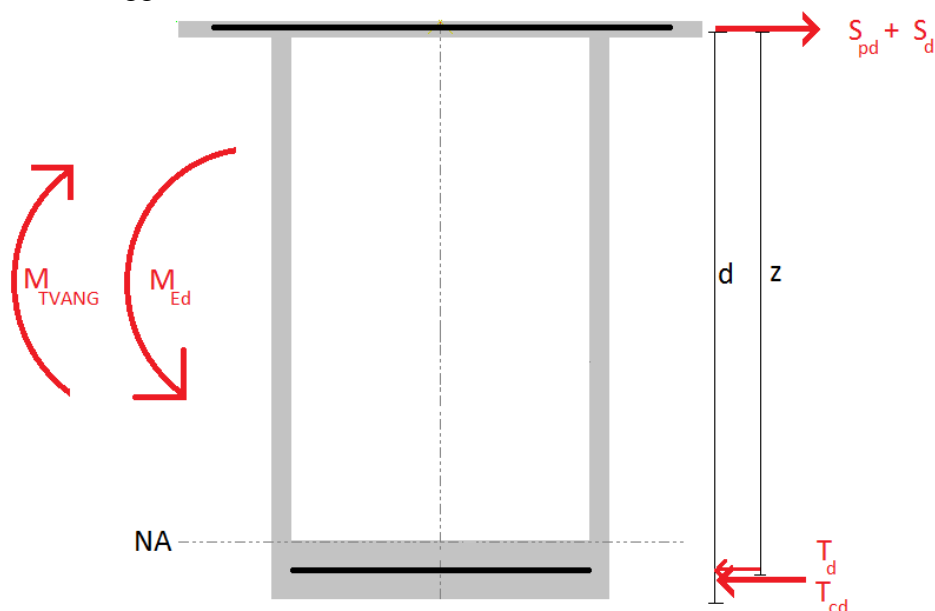
Momentkapasiteten beregnes ved likevektsbetraktningen mellom tverrsnittets indre trykk- og strekkrefter. Over støtte resulterer de ytre kreftene i strekk i overkant og trykk i underkant av tverrsnittet. Trykkspenningene tas av betongtverrsnittet som ligger innenfor trykksone med bidrag fra trykkarmeringen. Strekkspenningene tas av slakk- og spennarmeringen som ligger i strekksone til tverrsnittet, det forutsettes at betongens strekkfasthet neglisjeres.

Medvirkende flensbredde beregnes etter NS 3473 avsnitt 9.5 som den minste av:

- Faktisk flensbredde
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter
- 8 ganger trykkflensen

Etter tillegg A.9.4.2 kan avstanden mellom støtten og momentnullpunktene antas å være $0,3L$. Dette fører til en medvirkende flensbredde på 1,5 meter. Dermed inkluderes all lengdearmring i topp- og bunnplaten.

Først antas det at trykksonehøyden ligger innenfor betongens trykkflens og tverrsnittet kan derfor betraktes som rektangulært. De indre kreftene i betongtverrsnittet er illustrert på Figur 51. Hovedpunktene i beregningen av momentkapasiteten er gjengitt her, for utfyllende beregninger se vedlegg D.



Figur 51 - Illustrasjon av ytre laster, indre krefter og tverrsnittets momentkapasitet over støtte.

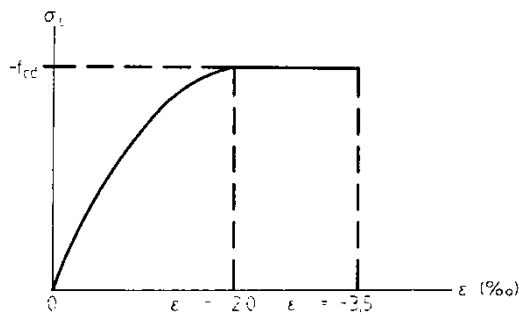
S_{pd} er resulterende strekkraft fra spennarmeringen og S_d tilsvarende for slakkarmeringen. For å forenkle beregningene regnes det ut en midlere d (avstand fra ytterkant trykk til senter i strekkarmeringen) på bakgrunn av kreftene i armeringen og deres representative avstander d_{As} og d_{Ap} :

$$d = \frac{d_{As} * A_s * f_{sd} + d_{Ap} * A_p * f_{p0,2d}}{A_s * f_{sd} + A_p * f_{p0,2d}} = 9,7m$$

Resultanten fra trykkarmeringen virker i tyngdepunktet til den samlede trykkarmeringen, her antatt midt i nedre flens. Mens resultanten fra betongen virker i avstanden $0,4 \alpha d$ fra underkant dersom antakelsen om nøytralakse innenfor betongflensen er korrekt. Videre resulterer kraftlikevekt i en α :

$$\alpha = \frac{S_{pd} + S_d - T_d}{0,8 * f_{cd} * b_{eff} * d} = 0,115$$

Dette medfører en trykksonehøyde αd som ligger utenfor betongflensen. Dermed er trykkraften i betongen mindre enn den rektangulære spenningsblokken $0,8 \alpha d f_{cd} b_{eff}$ og må estimeres mer nøyaktig. Figur 52 viser arbeidsdiagrammet til normalbetong i trykk etter NS 3473.



For $0 \geq \epsilon_c > -2,0$ gjelder:

$$\sigma_c = -f_{cd} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \left[2 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right]$$

$\epsilon_{co} = -2$ ‰ er tøyning når maksimal spenning nås

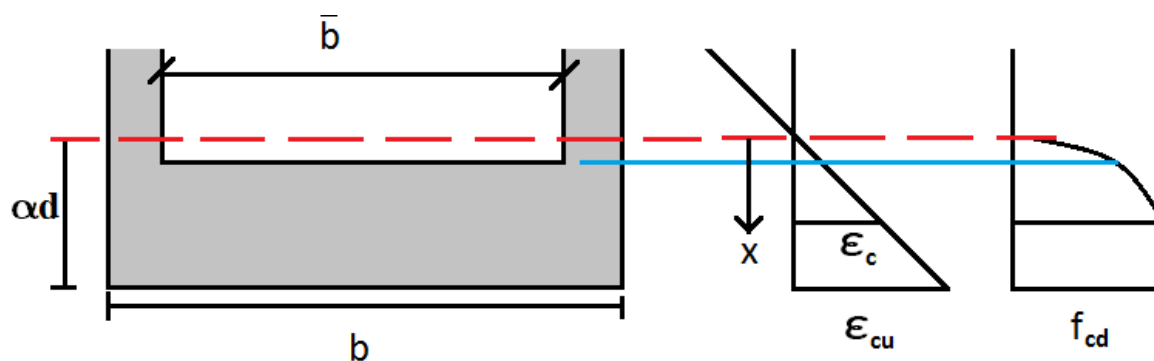
Figur 52- Forenklet arbeidsdiagram for trykk for normalbetong i fasthetsklassene C25 til C55. Figur 3 i NS 3473.

Tøyningen øker lineært langs trykksonehøyden αd . Dermed kan betongspenningenes avhengighet byttes fra tøyninger til andel av trykksonehøyden, uttrykt med x . Dermed fås følgende uttrykk for betongspenningene:

$$\sigma_c = f_{cd} \left(\frac{2x}{7} - \frac{x^2}{\left(\frac{4}{7}\right)^2} \right), 0 < x < \frac{4}{7}$$

Her tilsvarer lengden $\frac{4}{7} \alpha d$ tøyningen $\epsilon_c = 2$ ‰ som er øvre grense for funksjonen. Ved å integrere denne funksjonen med hensyn på x vil den totale spenningen i det utenforliggende området kunne beregnes. Området ligger mellom den røde og blå linjen på Figur 53 og tilsvarer her $0,101 \alpha d$ og dermed en tøyning på $0,35$ ‰.

$$\int_0^{0,101} \sigma_c dx = 0,0168 f_{cd}$$



Figur 53 - Reel trykksonehøyde for tverrsnittet over støtte og tilhørende betong spenning og tøyning.

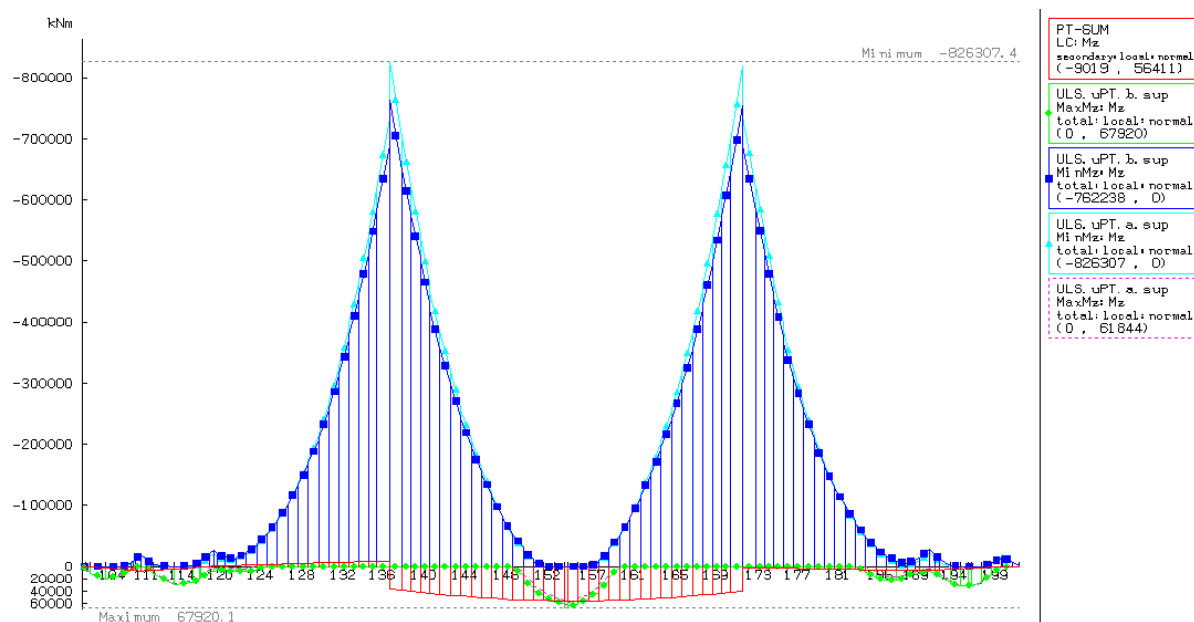
For å få riktig trykkraft i betongen kan dermed integralet av spenningen trekkes fra den opprinnelige formelen, dette resulterer i en trykkraft:

$$T_{cd} = 0,8 * f_{cd} * b_{eff} * \alpha d - 0,0168 * f_{cd} * (b_{eff} - 2t_s) * \alpha d = 84\,870 \text{ kN}$$

Til slutt resulterer dette i en momentkapasitet på:

$$M_{Rd} = T_{cd} * z + T_d * (d - d_t) = 801\,300 \text{ kNm}$$

Opptredende moment hentes ut fra RM Bridge analysen. I bruddgrensetilstanden kombineres, som tidligere beskrevet, tilfelle a) og b) for å gi det ugunstigste tilfellet totalt sett. Disse tilfellene har ulik lastfaktor for tvangsmomentet og må derfor ses på hver for seg for å finne det dimensjonerende momentet fra bruddgrensetilstanden. Momentdiagrammene fra henholdsvis tilfelle a) og b) uten spennarmoring og tvangsmomentet er vist på Figur 54.



Figur 54 - Dimensjonerende momenter for kombinasjon ULS a) og b) fra RM Bridge, uten spennarmoring, og tvangsmomentet fra spennarmoringen.

Når overgangen mellom brubjelke og søyle er kontinuerlig kan opptredende moment i snitt ved ytterkant søyle benyttes i kontrollen. Fra analysen er verdiene for opptredende moment

kun tilgjengelige i hver node. Derfor benyttes verdien i node 137 og 138 til å interpolere slik at verdien ved ytterkant søyle beregnes. Node 137 ligger i senter av søyle og node 138 ligger 6 meter fra søylesenteret. Søylene har i lengderetning en bredde på 5 meter. Dette medfører følgende interpolasjonsformel for momentene:

$$M_{Ed.0} = \frac{M_{Ed.137} - M_{Ed.138}}{6m} * 2,5m + M_{Ed.138}$$

Dermed oppnås det reduserte verdier for alle momentene. Videre kombineres tilfelle a) og b) med tvangsmomentet med respektive taps- og kombinasjonsfaktorer. Det viser seg at tilfelle a) blir dimensjonerende. Tvangsmomentet har en gunstig virkning og derfor benyttes verdien 0,9 på kombinasjonsfaktoren, som multipliseres sammen med tpsfaktoren. Dermed oppnås følgende støttemoment:

$$M_{Ed} = M_{Ed.0.a)} - 0,9 * 0,9 * M_{Tvang} = 715\,700\text{ kNm}$$

Til slutt oppnås dermed en utnyttelse på 89,3 % av momentkapasiteten over støtte. Utnyttelsen er i forventet størrelsesorden og godt innenfor kapasiteten.

9.1.2 Momentkapasitet i felt

Beregningen av momentkapasitet i felt utføres på tilsvarende måte som over støtte. Forskjellen ligger i motsatt spenningsbilde fra ytre laster, med strekk i underkant og trykk i overkant, og et mindre tverrsnitt. Lasttilfellet for feltmoment er illustrert på Figur 55.

Medvirkende flensbredde av trykkflensen beregnes etter NS 3473 avsnitt 9.5. Etter tillegg A.9.4.2 kan avstanden mellom momentnullpunktene antas å være 0,75L for innerfelt. Medvirkende flensbredde beregnes derfor til 1,5 meter. Dermed inkluderes all lengdearming i topp- og bunnplate.



Figur 55 - Illustrasjon av ytre laster, indre krefter og tverrsnittets momentkapasitet i felt.

Også her viser det seg at trykksonehøyden blir større enn trykkflensen til betongen. Dermed beregnes kraften i betongen på tilsvarende måte, men med forskjellig verdi av x . Integralet under spenningskurven gir dermed:

$$\int_0^{0.134} \sigma_c dx = 0,029 f_{cd}$$

Dette resulterer i følgende trykkraft i betongen og momentkapasitet for feltmoment:

$$T_{cd} = 0,8 * f_{cd} * b_{eff} * \alpha d - 0,029 * f_{cd} * (b_{eff} - 2t_s) * \alpha d = 32\,360\text{ kN}$$

$$M_{Rd} = T_{cd} * z + T_d * (d - d_t) = 100\,900\text{ kNm}$$

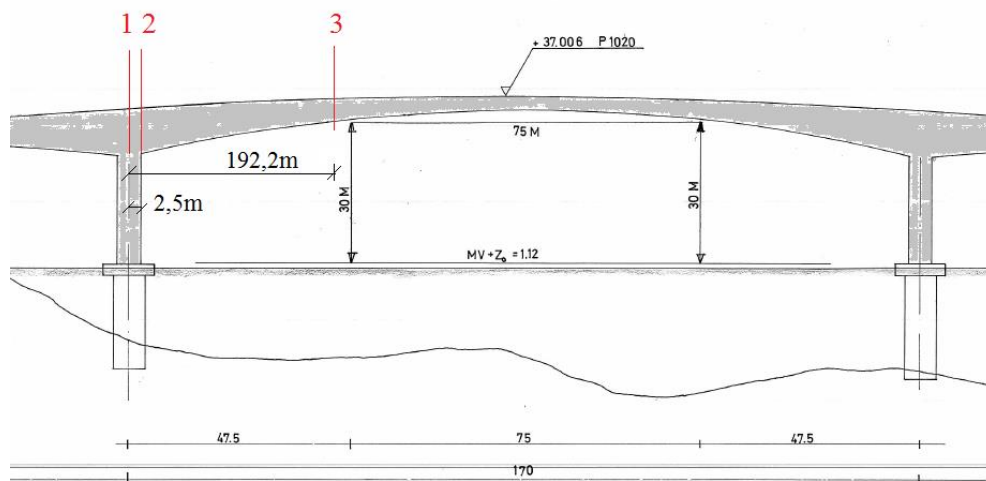
De opprettede feltmomentene hentes fra Figur 54, og kombineres etter ligning a) og b) som for støttemomentet. For feltmomentet blir tilfelle b) dimensjonerende. Nå har tvangsmomentet ugunstig virkning, men for tilfelle b) er kombinasjonsfaktoren 1,0 uansett. Tvangsmomentet kombineres også her med tapsfaktoren på 0,9. Dette resulterer i følgende feltmoment:

$$M_{Ed} = M_{Ed.0.b)} + 1,0 * 0,9 * M_{Tvang} = 118\,400\text{ kNm}$$

Til slutt medfører dette en utnyttelse på 117,3 %. I utgangspunktet ville en utnyttelse i størrelsesorden 80-90 % være å forvente. Det er flere faktorer som spiller inn på kapasitetsoverskridelsen. Bruksgrensekravene var, i følge veileder Terje Kanstad, på prosjekteringstidspunktet mindre strenge enn i dag. Dette medførte gjerne mindre tilleggsarmering utover den beregningsmessige mengden og dermed mindre kapasitet i reserve. I tillegg har vindlasten som settes på konstruksjonen, etter Eurokoden, økt betraktelig i forhold til da brua ble prosjektert. I tillegg kan metoden RM Bridge benytter for å beregne krepomlagring ha betydning for fordelingen av felt- og støttemoment. Regimet av sikkerhetsfaktorer som inngår i prosjekteringen, både på last- og kapasitetssiden, er også med på å øke teoretisk utnyttelse. Det kan likevel være grunnlag for å vurdere kapasiteten ytterligere.

9.1.3 Skjærkraft i brubjelken

Skjærkraftkapasiteten beregnes etter NS 3473 kapittel 12.3.2 *Forenklet metode*. Det er vanskelig å avgjøre hvilket snitt som er kritisk for skjærstrekkkapasiteten grunnet tverrsnittsvariasjonene. I teorien skal kontrollen tilfredsstilles i alle snitt. På bakgrunn av at kontrollen utføres for hånd kontrolleres 3 antatt kritiske snitt. Kontroll av skjærtrykkkapasitet utføres i snitt ved hovedpilar. Kontroll av skjærstrekkkapasiteten utføres i snitt ved ytterkant av hovedpilar i tillegg til i snitt ¼ av spennvidden i midtfelt. Snittene er illustrert på Figur 56.



Figur 56 - Snitt for kontroll av skjærtrykk- og strekkkapasitet.

9.1.3.1 Skjærtrykkkapasitet

Skjærtrykkkapasiteten kontrolleres etter følgende ligning i punkt 12.3.2.5 i NS 3473:

$$V_{ccd} = 0,3f_{cd}b_wz(1 + \cot\alpha) \leq 0,45f_{cd}b_wz$$

Hvor f_{cd} er betongens dimensjonerende trykkfasthet, b_w er den totale stegbredden, $z = 0,9d$ er den indre momentarmen og α er vinkelen mellom skjærarmeringen og horisontalplanet. Vertikal skjærarmering gir dermed $\alpha = 90^\circ$. Den dimensjonerende skjærkraften hentes direkte fra analysen og skjærkraftdiagrammet i bruddgrensetilstanden er vist på Figur 57.



Figur 57 - Skjærkraftdiagram i bruddgrensetilstanden fra RM Bridge.

Av figuren ser man at største dimensjonerende skjærkraft opptrer i node 137 (snitt 1 på Figur 56). Når denne kontrolleres mot skjærtrykkkapasiteten oppnås en utnyttelse på 72,7 %. Dermed er skjærtrykkkontrollen i orden. Kontrollen er oppsummert i Tabell 22.

Tabell 22 - oppsummering av skjærtrykkkontroll.

Dimensjonerende skjærkraft i støtte (node 137)	Skjærtrykkkapasitet	Utnyttelse
20 535 kN	28 260 kN	72,7 %

9.1.3.2 Skjærstrekkkapasitet

Skjærstrekkkapasiteten kontrolleres som nevnt i to snitt. Kontrollen utføres med bidrag fra punkt 12.3.2.1, 12.3.2.2 og 12.3.2.4. I første punkt beregnes skjærstrekkkapasiteten for et tverrsnitt med hverken skjærarmering eller samtidig aksialkraft. Denne kapasiteten settes lik følgende uttrykk:

$$V_{co} = 0,3 \left(f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_V \leq 0,6 f_{td} b_w d k_V$$

Hvor f_{td} er betongens dimensjonerende strekkfasthet, A_s er arealet av strekkarmering med tilstrekkelig forankring, $\gamma_c = 1,4$ er materialfaktoren for betong og faktorene k_A og k_V settes

henholdsvis lik 100 MPa og 1,0. I følge Sørensen (2000) har V_{co} en øvre grense der bidraget fra lengdearmingen ikke kan være større enn bidraget fra det effektive betongtverrsnittet. Betongtverrsnittet er påkjent av skjær og samtidig aksiell trykkraft fra blant annet spennarmeringen, vind- og trafikklaster. Aksiell trykkraft sammen med bøyemoment og skjærkraft vil føre til at trykksonen øker i forhold til ved rent moment. I følge Sørensen (2000) minker også vinkelen mellom skrårissene og bjelkeaksen. Til sammen øker dermed tverrsnittets evne til å overføre skjærkraft. Skjærkraftkapasiteten for uarmert tverrsnitt er gitt etter følgende ligning:

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

Hvor $M_o = -N_f W_c / A_c$ er rissmomentet, V_f er den dimensjonerende skjærkraften i snittet som undersøkes, med tilhørende moment M_f og aksialkraft N_f . Trykkspenningen i betongen $\frac{N_f}{A_c}$ skal ikke innsettes med større tallverdi enn $0,4f_{cd}$. Momentarmen z_1 er definert som den største av $0,7d$ og I_c/S_c . Der I_c er arealtreghetsmoment for urisset betongtverrsnitt og S_c er det statiske momentet om tyngdepunktsaksen for den ene delen av betongtverrsnittet.

Til slutt må bidraget fra de vertikale skjærbøylene medregnes. For skjærarmoring som består av enheter med senteravstand målt langs lengdeaksen fås følgende uttrykk:

$$V_{sd} = \frac{f_{sd}A_{sv}}{s} z(1 + \cot\alpha)\sin\alpha$$

Hvor f_{sd} er skjærarmoringens dimensjonerende flytespenning, indre momentarm z settes lik $0,9d$ og A_{sv} er tverrsnittsarealet av skjærarmoringen. Videre er s senteravstanden mellom bøyene i lengderetningen og α er vinkelen mellom bøyene og horisontalaksen, her 90° .

For å finne de dimensjonerende kreftene ved søyleliv (snitt 2 på Figur 56) interpoleres det lineært mellom node 137 og 138. Avstanden mellom nodene er 6 meter og søylelivet ligger 2,5 meter utenfor node 137, dermed fås følgende formel:

$$V_2 = V_{137} - \frac{V_{137} - V_{138}}{6m} 2,5m$$

På samme måte beregnes også tilhørende moment og normalkraft i snitt 2. I snitt 3 hentes kreftene direkte fra node 146 i RM Bridge analysen. De beregnede skjærstrekkapasitetene, samt de dimensjonerende kreftene og tilhørende utnyttelsesgrader er oppsummert i Tabell 23. Som for momentkapasiteten er også utnyttelsen av skjærstrekkapasiteten høy. Også her kan dette ha sammenheng med snillere bruksgrensekraav da brua ble prosjektert i forhold til i dag. Og at vindlasten som settes på etter Eurokoden har økt betraktelig i forhold til standarden på prosjekteringstidspunktet. Når det er sagt er kapasiteten større enn utnyttelsen og skjærstrekkontrollen er i orden.

Tabell 23 - Oppsummering av skjærstrekkapasitet i brubjelken.

Node	Skjærstrekkapasitet			Dimensjonerende Skjærkraft	Utnyttelsesgrad
	V_{cd}	V_{sd}	Totalt		
137-138	8 843 kN	11 220 kN	20 060 kN	19 410 kN	96,8 %
146	6 840 kN	5 638 kN	12 480 kN	9 768 kN	78,3 %

9.2 Bruddgrensetilstanden – kontroll av hovedpilar

Hovedpilarene i akse 3 og 4 har samme tverrsnitt og opplagerbetingelser, men grunnet bruas antatte statiske system og byggeprosess fordeles kreftene med små ulikheter mellom dem. Det er valgt å kontrollere pilaren i akse 3 da den største momentpåkjenningen oppstår her. Pilaren kontrolleres for kombinasjon av moment om hver akse og normalkraft. Skjærkontroll utelates da den som regel ikke er kritisk for søyler.

9.2.1 Bøystivhet

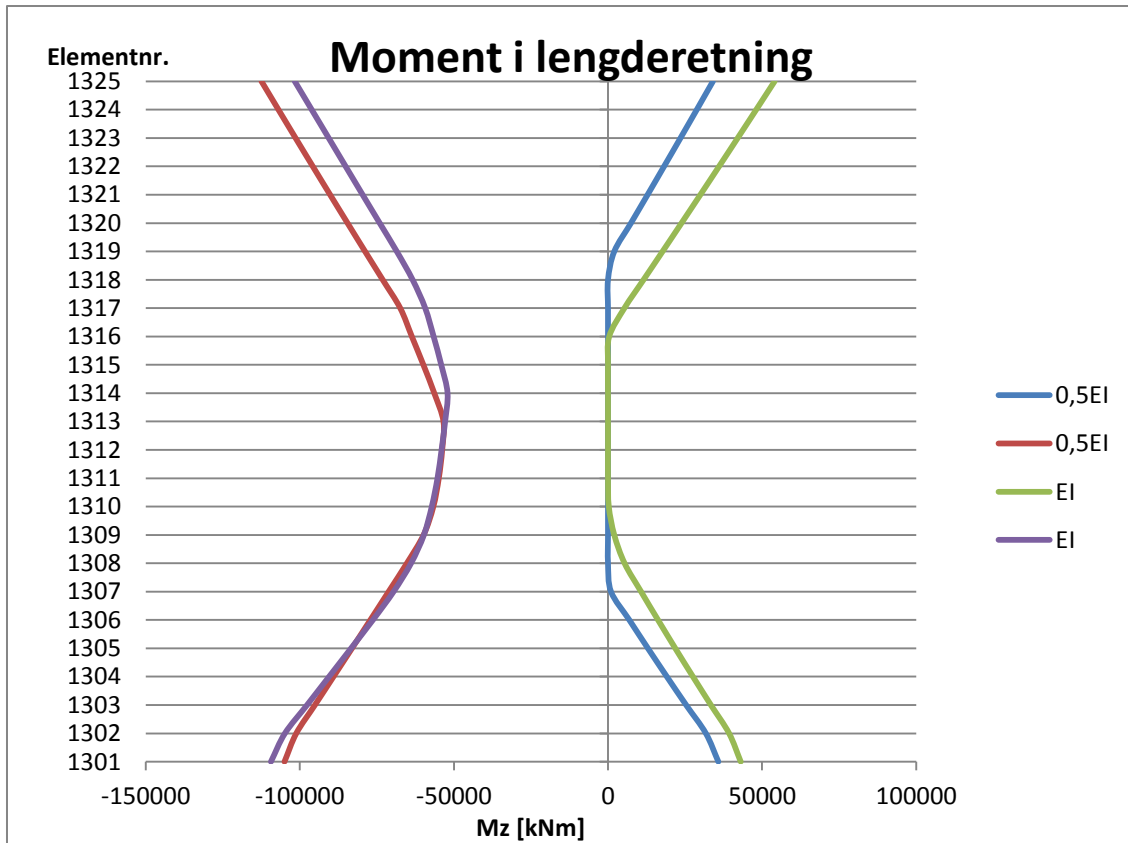
Analysen i RM Bridge er utført med elastisk bøystivhet for søyler og brubjelke da programmet regner lineært elastisk. I virkeligheten vil bøystivheten til søyla i bruddgrensetilstanden kunne være lavere grunnet opprissing, mens bøystivheten i bjelken vil kunne ha tilnærmet elastisk verdi grunnet spennarmeringen. Dette kan medføre omfordeling av lastvirkninger. Det er derfor besluttet å se litt nærmere på bøystivheten.

Det er valgt å undersøke tilfellet med 50 % reduksjon i elastisk bøystivhet for søyla. Rent praktisk kan dette gjøres ved å definere et nytt material med halv verdi av den opprinnelige elastisitetsmodulen og så tilegne dette materialet til hovedpilarene. En oversikt over de tilegnede E-modulene er gitt i Tabell 24.

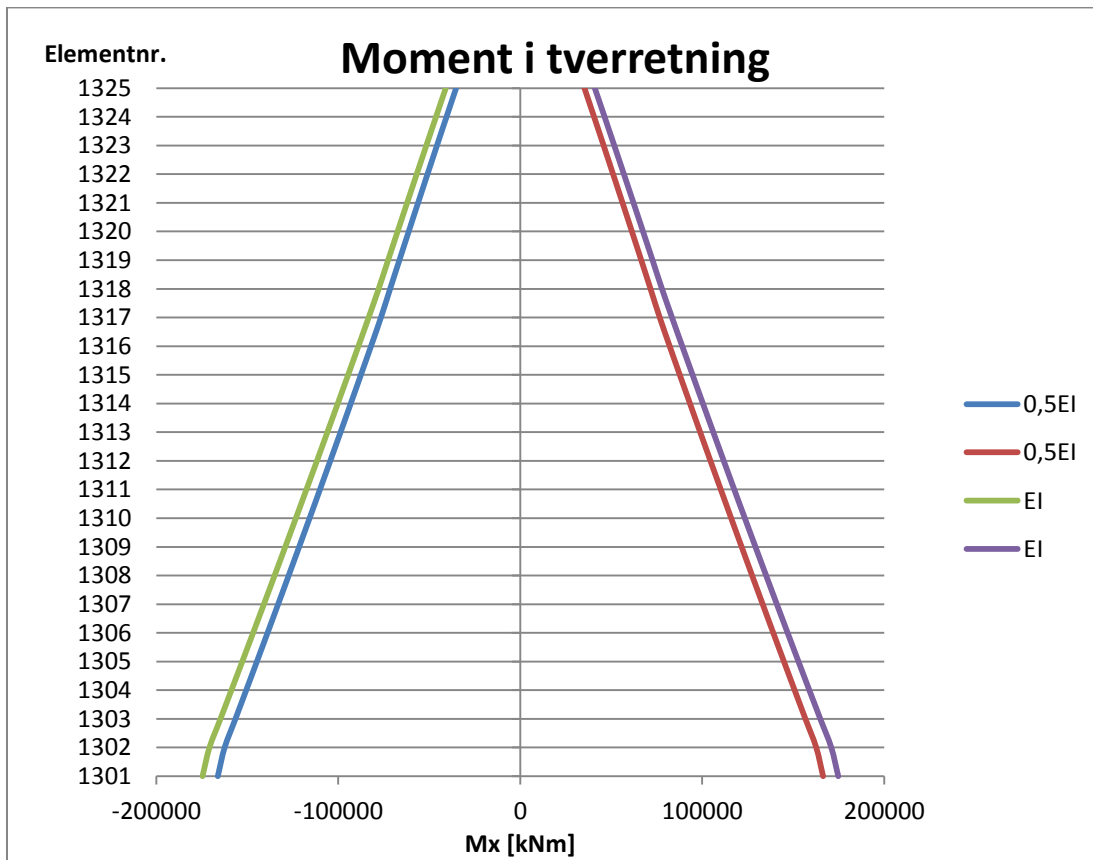
Tabell 24 - Elastisitetsmodul i RM Bridge analysen.

Faktor for I og E	E-modul (B25)
1	31 000 MPa
0,5	15 500 MPa

I første omgang er omhyllingskurven for moment i bruddgrensetilstanden for hver av bøyeretningene undersøkt. Kurven for bøyning i lengderetning er vist på Figur 58 og for tverretningen er den vist på Figur 59. Det viser seg at halvering av bøystivheten kun medfører en liten reduksjon av søylemomentet i tverretningen. I lengderetningen er utslaget større, opp mot 20 000 kNm i enkelte snitt. Her blir i tillegg dimensjonerende moment større ved redusert stivhet enn ved full stivhet i enkelte snitt. Omhyllingskurvene representerer det mest ugunstige tilfellet i hvert element for positivt og negativt moment i hvert snitt. Fordi reduksjonen i bøystivhet kan medføre at det er ulike lastkombinasjoner som blir dimensjonerende i de ulike snittene (elementene) undersøkes ett enkelt lasttilfelle for å avgjøre betydningen av bøystivheten.



Figur 58 - Omhyllingskurve for moment i lengderetningen i bruddgrensetilstanden for to ulike verdier av bøyestivheten.



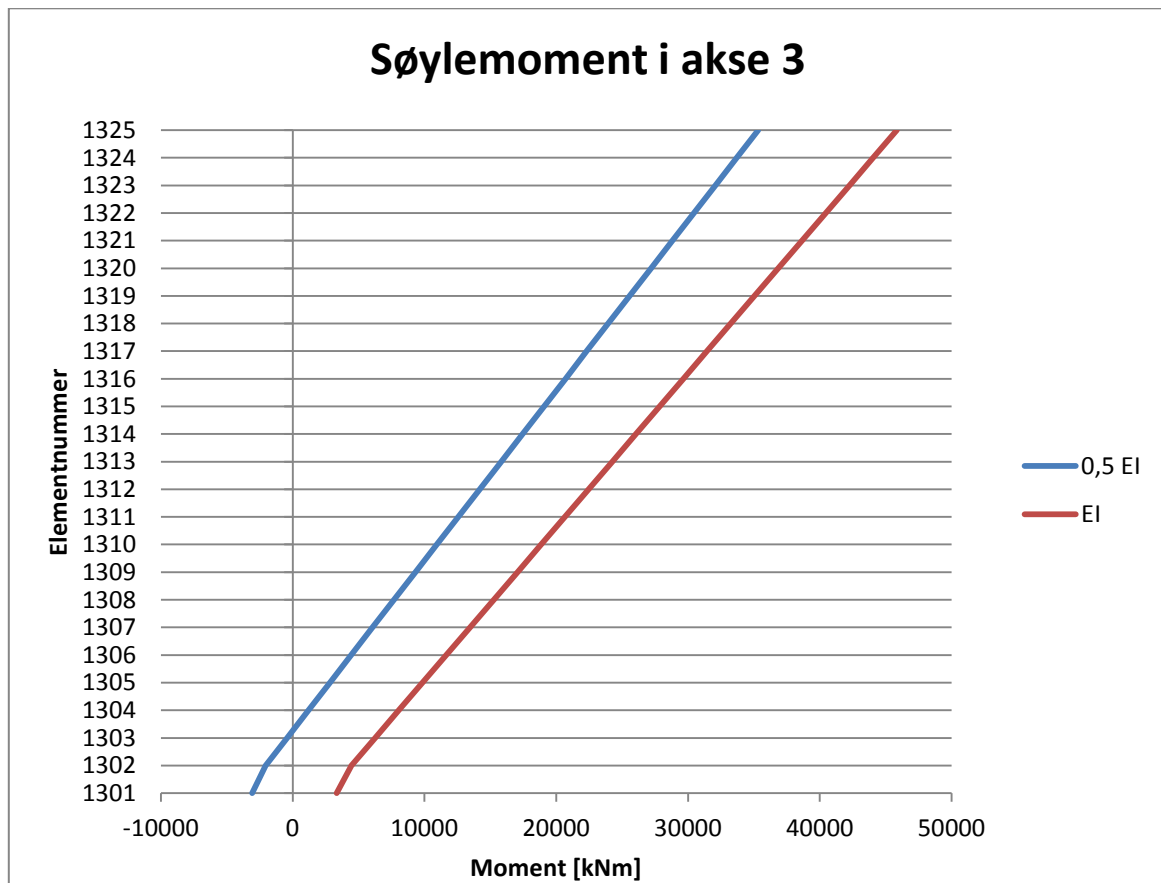
Figur 59 - Omhyllingskurve for moment i tverretningen i bruddgrensetilstanden for to ulike verdier av bøyestivheten.

Det er valgt å se på ett fiktivt lasttilfelle med en jevnt fordelt vertikal last på 100 kN/m påført det ene sidespennet. Effekten av halvering av bøyestivheten undersøkes for hovedpilaren til venstre (i akse 3). Lasttilfellet er illustrert på Figur 60.



Figur 60 - Fiktivt lasttilfelle for å se på effekten av å halvere bøyestivheten i hovedpilarene.

I lengderetningen er det kun de to hovedpilarene som bidrar til horisontal fastholding av brua da de øvrige søylene og landkaret er modellert med glidelagre. Dette medfører at det på grunn av lasten kan oppstå forskyvninger i toppen av hovedpilarene. Dermed vil pilarene oppføre seg som bjelke med fast innspenning i bunn og mulighet for forskyvninger i toppen. Momentdiagrammet på grunn av lasten i pilaren i akse 3 er vist på Figur 61.



Figur 61 - Momentdiagram på grunn av fiktivt lasttilfelle for både full og halvert elastisk bøyestivhet for pilaren i akse 3.

Moment kan i følge Irgens (2010) uttrykkes som:

$$M = \kappa * EI$$

Hvor κ er tverrsnittets krumning og EI er tverrsnittets bøyestivhet. I utgangspunktet ville det vært nærliggende å se for seg at en halvering av bøyestivheten ville medføre en halvering av

søylemomentet. På grunn av opplagerbetingelsene er ikke dette tilfellet. Fordi pilaren er forskyvelig i toppen og roterer med brubjelken blir momentdiagrammet skiftet mot høyre i forhold til om den var uforskyvelig i toppen. Pilarens momentdiagram kan tenkes å være satt sammen av en momentpåkjenning fra bjelkementet og en fra aksialkraften i bjelken. Disse momentdiagrammene vil gi strekk på motsatt side og dermed fås det totale momentdiagrammet på Figur 61. En halvering av bøyestivheten fører til en tilnærmet lik reduksjon i hele søylemomentet på 7-10 000 kNm. Reduksjonen i moment grunnet halveringen av bøyestivheten er av betydelig størrelse.

For det enkle lasttilfellet er resultatet av reduksjonen entydig og greit. Når flere laster kombineres kompliseres effekten og den er derfor sterkt problemavhengig. På bakgrunn av dette må det i hvert enkelt tilfelle vurderes betydningen av en eventuell stivhetsreduksjon. Dette må vurderes på grunnlag av opplagerbetingelser og beregnede lastvirkninger.

9.2.2 Slankhet

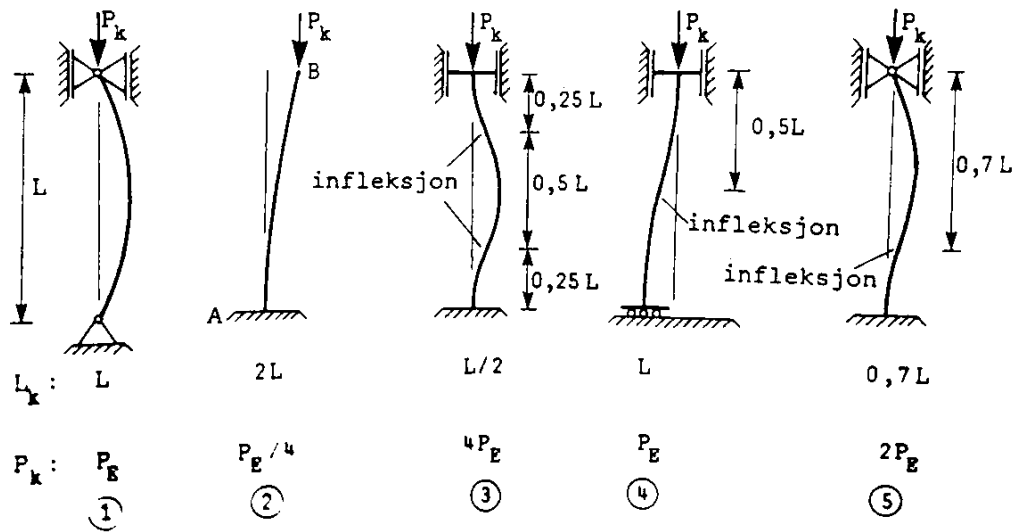
Det må kontrolleres om både lastvirkninger etter 1. ordens og 2. ordens teori skal medregnes. 1. ordens teori defineres etter Norges Byggstandardiseringsråd (1998) som beregninger hvor det i likevektsbetingelsene ikke tas hensyn til konstruksjonens forskyvinger, kun en utilsiktet eksentrisitet for aksialkraften. Med 2. ordens teori menes derimot beregninger hvor det tas hensyn til forskyvinger. For å avgjøre dette kontrolleres det om pilaren er slank, ved bøyning om global x- og z-akse, slik at det fullstendige lasttilfellet i de respektive retningene kan beregnes. Først må derfor pilarens lastavhengige slankhet λ_N etter NS 3473 kapittel 12.2 beregnes. Fullstendig beregning er gjort i vedlegg F og forutsetningene er oppsummert i Tabell 25.

Tabell 25 - Forutsetninger for beregning av lastavhengig slankhet etter NS 3473 kapittel 12.2.

Symbol	Beskrivelse	Verdi
f_{cd}	Dimensjonerende flytespenning for betongkvalitet B350	14 MPa
f_{sd}	Dimensjonerende flytespenning for armeringstype Ks 50 ϕ 25	384 MPa
A_c	Betong-tverrsnittsareal	9,4 m ²
A_s	Totalt armeringsareal	72 649 mm ²
I_{cx}	Arealtreghetsmoment om x-aksen (lengdeaksen)	3,722x10 ¹³ mm ⁴
I_{cz}	Arealtreghetsmoment om z-aksen (tverraksen)	3,278x10 ¹³ mm ⁴
L	Lengden av søyle i akse 3	24,63 m
N_f	Opptredende aksialkraft i bruddgrensetilstanden	47 611 kN

For å kunne beregne den lastavhengige slankheten må i tillegg pilarens knekk lengde i x- og z-retning bestemmes. Knekk lengden avhenger av søylens opplagerbetingelser i topp og bunn i de respektive retningene. I bunn er pilaren modellert som fast innspent og i toppen er den monolittisk forbundet med brubjelken. I x-retningen vil toppen av pilaren være fast innspent i både topp og bunn grunnet bruas stivhet og utbredelse i lengderetningen. Fordi det kun er hovedpilarene som bidrar til horisontal fastholding i lengderetningen vil pilaren være delvis forskyvelig i toppen samtidig som vinkelen mellom bjelken og pilaren opprettholdes. Dermed antas det en knekk lengde på L i samsvar med tilfelle 4 på Figur 62 i lengderetningen. I z-retning vil brubjelken være mindre stiv. Her er det kun brubjelkens tverrstivhet og torsjonsstivhet som motvirker søyla fra å knekke ut som tilfelle 2 på Figur 62. Konservativt

kan derfor bjelkens tverrstivhet og torsjonsstivhet neglisjeres slik at søyla antas å ha knekkform 2 i tverretningen.



Figur 62 - Knekk lengder for standardsøyler (Irgens, 2010).

Slankheten λ for et lineært elastisk materiale utledes fra teoretisk knekklast, eller Eulerlasten, som er gitt ved følgende uttrykk:

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{L_e^2} = \frac{\pi^2 EA}{\lambda^2}$$

I følge Sørensen (2000) gir λ_N et riktigere bilde av trykkstavens virkelige slankhet fordi stivheten til armert betong varierer med aksialkraftnivå, krumning og armering. Slankheten beregnes for lineært elastiske materialer, armert betong har ikke en lineært elastisk oppførsel. Lastavhengig slankhet inneholder derfor til forskjell fra teoretisk slankhet både den dimensjonsløse aksialkraften n_f og det mekaniske armeringsforholdet ω_t . I x-retningen (lengderetning) medfører antakelsene ovenfor følgende lastavhengig slankhet:

$$\lambda_{N,x} = \lambda_x \sqrt{\frac{n_f}{1 + 4\omega_t}} = 5,836 < 10$$

Verdien av λ_N er mindre enn 10. Dermed anses ikke søyla som slank i x-retningen og 2. ordens effekter kan ses bort fra. Det må likevel medregnes en minste eksentrisitet på aksialkraften dersom denne virkningen er større enn dimensjonerende moment fra analysen. Minsteeksentrisiteten beregnes etter NS 3473 avsnitt 12.1.2:

$$e_{min} = \max\left(20\text{mm}, \frac{\text{tverrsnittsmål i bøyeretning}}{30}\right)$$

I tillegg skal det for medregnes en utilsiktet eksentrisitet etter NS 3473 avsnitt 12.2.3:

$$e_a = \max\left(20\text{mm}, \frac{L_e}{300}, \frac{\text{tverrsnittsmål i bøyeretning}}{30}\right)$$

I z-retningen (tverretningen) fås følgende lastavhengig slankhet:

$$\lambda_{N.z} = \lambda_z \sqrt{\frac{n_f}{1 + 4\omega_t}} = 10,95 > 10$$

Dermed anses pilaren i akse 3 som slank i tverretningen og virkningen av forskyvninger må medregnes ved bøyning om x-aksen. Det viser seg at fordi pilaren i akse 4 er litt kortere enn den i akse 3, vil den ikke være slank i noen av retningene. Beregninger utføres likevel med tanke på pilaren i akse 3 da lastvirkningene her er størst. For slanke konstruksjonsdeler beregnes 2. ordens effekter etter NS 3473 tillegg A.12.2. Dimensjonerende moment er gitt ved følgende ligning:

$$M_f = M_{1f} + M_{2f}$$

Hvor M_{1f} er bøyemomentet beregnet etter 1. ordens teori inkludert virkningen av utilsiktet eksentrisitet og M_{2f} er 2. ordens moment grunnet forskyvninger i samme snitt som M_{1f} . Videre er tilleggsmomentet M_{2f} gitt ved:

$$M_{2f} = -N_f * a, \quad \text{hvor } a = a_e + a_L$$

2. ordens tilleggseksentrisitet på grunn av forskyvninger, a , settes lik summen av momentan eksentrisitet a_e og langtidseksentrisitet a_L . Den momentane eksentrisiteten avhenger av trykkstavens knekk lengde og krumning. Da det kan være komplisert å beregne konstruksjonens krumning i bruddgrensetilstanden gis det to tilnærmede alternativer avhengig av aksialkraftnivå. Dersom aksialkraften $N_f \leq 0,5A_c f_{cd}$ vil det oppstå strekkbrudd, og motsatt vil det oppstå trykkbrudd i betongen. Langtidseksentrisiteten a_L angis også tilnærmet og er spesielt avhengig av betongens kryptall. Ved bestemmelse av kryptallet antas det belastning først etter 28 døgn. De resulterende eksentrisitetene er oppsummert i Tabell 26.

Tabell 26 - 1. og 2. ordens eksentrisiteter og forskyvninger ved bøyning om lengde- og tverretning.

Bøyning om:	e_{\min}	e_a	a_e	a_L
x-aksen (i tverretningen)	0,180 m	0,180 m	0,352m	0,008 m
z-aksen (i lengderetningen)	0,167 m	0,167 m	-	-

9.2.3 Dimensjonerende krefter

Momentdiagrammene i lengde- og tverretning er vist på Figur 58 og Figur 59, under bøyestivhet. Aksialkraftdiagrammet er vist på Figur 63. Aksialkraften er negativ fordi strekk er definert som positivt i RM Bridge. Økningen i aksialkraften mot bunn av pilaren (element 1301) kommer av pilarens egenvekt. Når moment og aksialkraft kombineres benyttes enten maksimal aksialkraft med tilhørende moment, eller maksimalt moment med tilhørende aksialkraft. Disse verdiene er hentet rett ut fra RM Bridge.



Figur 63 - Maksimalt aksialkraftdiagram fra RM Bridge på pilaren i akse 3.

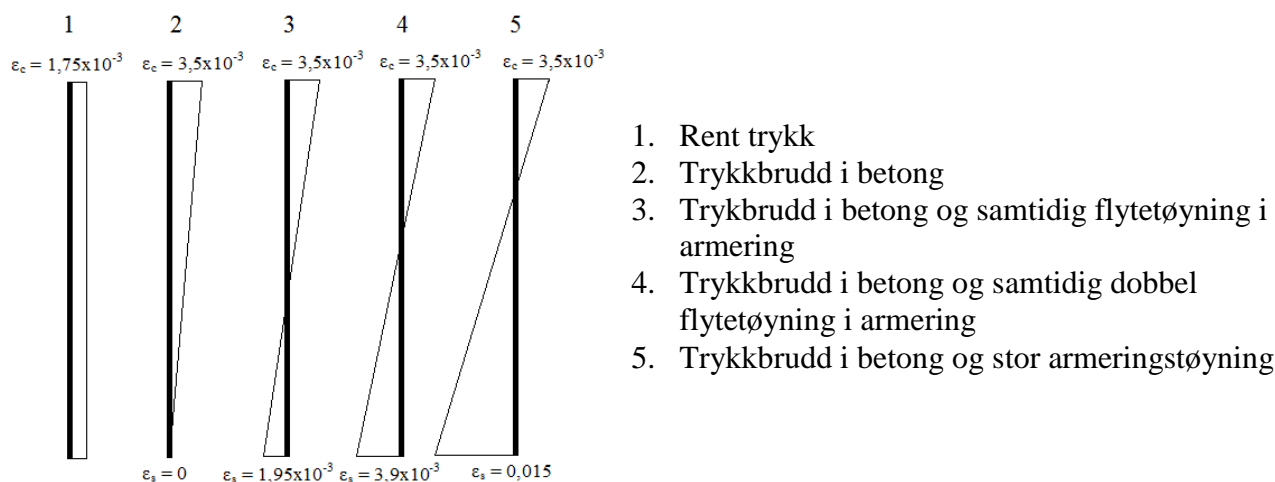
De dimensjonerende momentene og aksialkreftene finnes ved å inkludere 1. og 2. ordens effekter i resultatene fra RM Bridge analysen. For bøyning i lengderetning er ikke hovedpilaren slank og kun den utilsiktede eksentrisiteten må inkluderes. I tverretning er hovedpilaren slank og dermed må også forskyvninger inkluderes i det endelige lasttilfellet. En oversikt over dimensjonerende krefter i ulike snitt for elastisk bøyestivhet er gitt i Tabell 27.

Tabell 27 -Oversikt over dimensjonerende lasttilfeller inkludert eksentrisiteter som kontrolleres.

Bøyning i lengderetningen (M_z)					
Snitt	Maksimal M eller N	Tilhørende M eller N	e	a	Totalt moment
Bunn (1301)	109 358 kNm	38 386 kN	0,167 m	-	115 768 kNm
Bunn (1301)	50 901 kN	27 866 kNm	0,167 m	-	36 366 kNm
Topp (1325)	101 625 kNm	37 857 kN	0,167 m	-	107 947 kNm
Bøyning i tverretningen (M_x)					
Bunn (1301)	174 616 kNm	44 238 kN	0,180 m	0,360 m	198 505 kNm
Bunn (1301)	50 804 kN	2 769 kNm	-	-	-
		50 804 kN x 0,18 m = 9 145 kNm	0,180 m	0,360 m	36 679 kNm

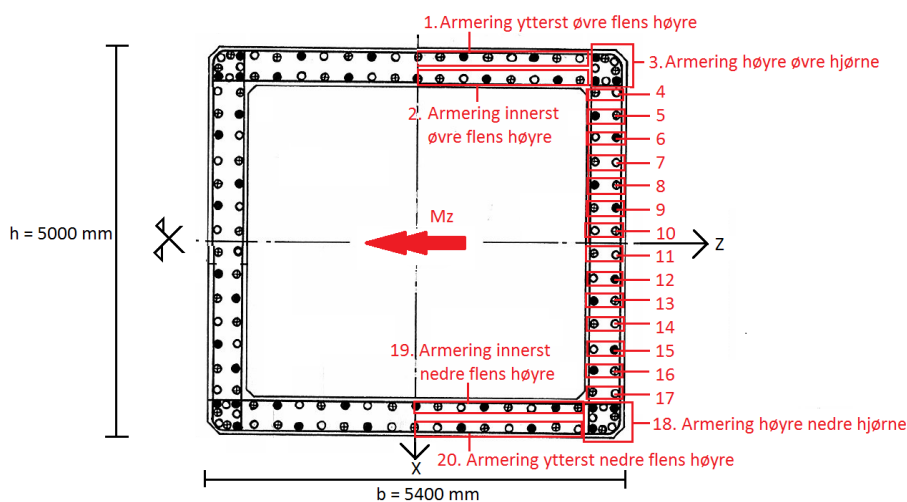
9.2.4 Konstruering av M-N Diagram

For å kontrollere søyla for kombinasjonen av momenter og aksialkraft må det konstrueres M-N-diagram. Bakgrunnen for dette er at det er vanskelig å vite hvilken lastkombinasjon som er mest kritisk. Det finnes ferdige dimensjonsløse M-N-diagrammer for rektangulære søyler, men fordi søyletverrsnittet er hult og armeringen ligger i to lag kan ikke disse benyttes. Diagrammet konstrueres på bakgrunn av søylas kapasitet i fem ulike tøyningstilstander som medfører brudd. De ulike tøyningstilstandene er oppsummert på Figur 64 og er basert på beskrivelser av Sørensen (2013).



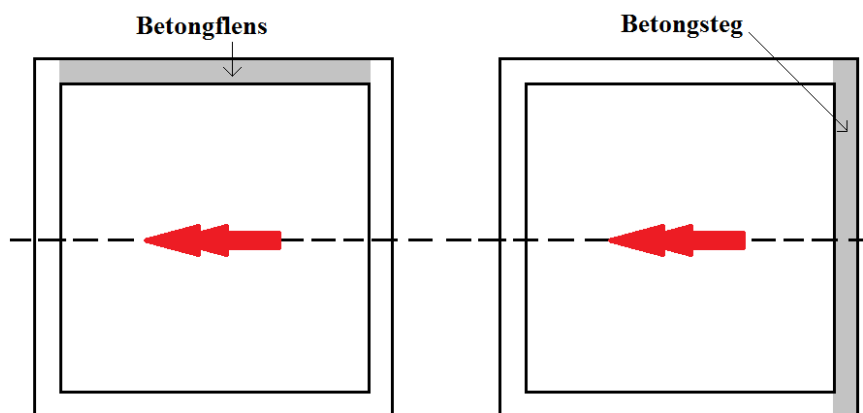
Figur 64 - Tøyningstilstander for konstruering av M-N-diagram etter Sørensen (2013).

Det konstrueres to separate M-N diagram for bøyning om henholdsvis z- og x-aksen i Excel. Søyletverrsnittet er armert symmetrisk om begge akser og derfor modelleres kun én side. Armeringen deles inn i soner slik at innbyrdes areal og avstand til tyngdepunktsaksen kan beregnes for hver sone. Inndelingen for bøyning om z-aksen er vist på Figur 65. Søyla har i utgangspunktet 50 mm overdekning, i tillegg ligger det bøylearmering med diameter 12 mm og 16 mm henholdsvis innerst og ytterst i tverrsnittet. Dermed antas det en avstand fra ytterkant til senter av hovedarmering på 78,5 mm og fra innerkant på 74,5 mm. Avstanden d som benyttes til beregning av trykksonehøyden for tøyningstilstand 3-5 antas å være fra overkant til det samlede tyngdepunktet til armeringen i betongflensen. Dette tilsvarer en d på 4,7 meter.



Figur 65 - Inndeling av armering i soner for beregning av M-N diagram for bøyning om z-aksen.

I tillegg deles betongarealet inn i to soner slik at trykkraften fra betongen enklere kan tilnærmes. Definisjonen av arealet tilsvarende betongflens og betongsteg er vist på Figur 66.



Figur 66 - Definisjon av betongsteg og betongflens i forbindelse med konstruering av M-N Diagram.

Betongen i søylen er av kvalitet B350 og den er armert med armering Ks 50 Ø25. I samsvar med beskrivelsene av materialkvaliteter i avsnitt 6.1 og 6.2 er de benyttede materialegenskapene oppsummert i Tabell 28.

Tabell 28 - Oversikt over materialegenskaper for betong og armering i pilar i akse 3.

Materialegenskap	Verdi
Dimensjonerende trykkfasthet betong	$f_{cd} = \frac{f_{cn}}{\gamma_c} = \frac{19,6 \text{ MPa}}{1,4} = 14 \text{ MPa}$
Elastisitetsmodul betong	$E_c = 24\,600 \text{ MPa}$
Bruddtøyning betong	$\varepsilon_{cu} = 0,0035$
Dimensjonerende armeringsfasthet	$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{s} = \frac{480 \text{ MPa}}{1,25} = 384 \text{ MPa}$
Elastisitetsmodul armering	$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$
Flytetøyning armering	$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{sd}}{E_s} = 0,00192$

Tøyningstilstand 1 representerer rent trykk i hele tverrsnittet med bruddtøyning i betongen og tilsvarende tøyning i armeringen. Dermed blir trykkreftene i henholdsvis betongen og armeringen:

$$T_c = A_c * f_{cd}$$

$$S_1 = A_s * E_s * \varepsilon_s$$

Ved hjelp av aksiell likevekt og momentlikevekt om tyngdepunktsaksen beregnes N_I og M_I . Tøyningstilstand 2 representerer trykkbrudd i betongen ved en større tøyning enn for rent trykk. Her vil trykksonehøyden ad tilsvare tverrsnittshøyden. Det antas at betongflensen er 100 % utnyttet da tykkelsen er liten. For betongsteget antas det 80 % utnyttelse slik at

flytespenningen her blir $0,8f_{cd}$. Tøyningen for hver armeringssone må beregnes. Fra geometriske betraktninger av likeformede trekanter kan følgende formel utledes:

$$\varepsilon_{sn} = \frac{\alpha d - \frac{h}{2} + \text{avstand fra tyngdepunktsakse}}{\alpha d} \varepsilon_c$$

Kraften i armeringen i hver sone beregnes fra følgende formel:

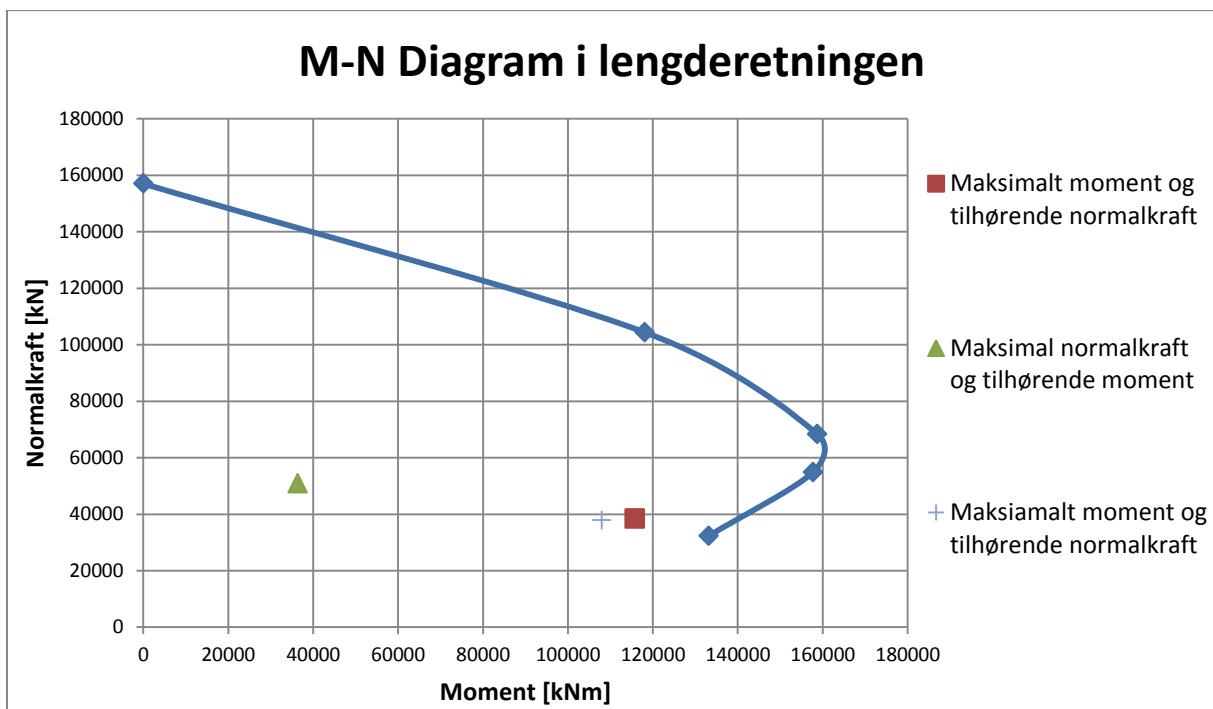
$$S_n = E_s * \varepsilon_{sn} * 2A_{sn}$$

Det legges inn en kontroll i regnearket slik at tøyningen i sone n ikke overskrider flytetøyningen. Dermed blir ikke kraften i armeringen større enn ved flytning. Alle krefter multipliseres med 2 slik at hele tverrsnittet blir inkludert. Videre beregnes den resulterende kombinasjonen av normalkraft N_2 og moment M_2 utfra henholdsvis aksiell likevekt og momentlikevekt om tyngdepunktsaksen.

Tilsvarende beregnes aksialkrefter og momenter for de tre siste tøyningstilstandene. Her må i tillegg trykksonehøyden bestemmes ut fra følgende formel:

$$\alpha d = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} d$$

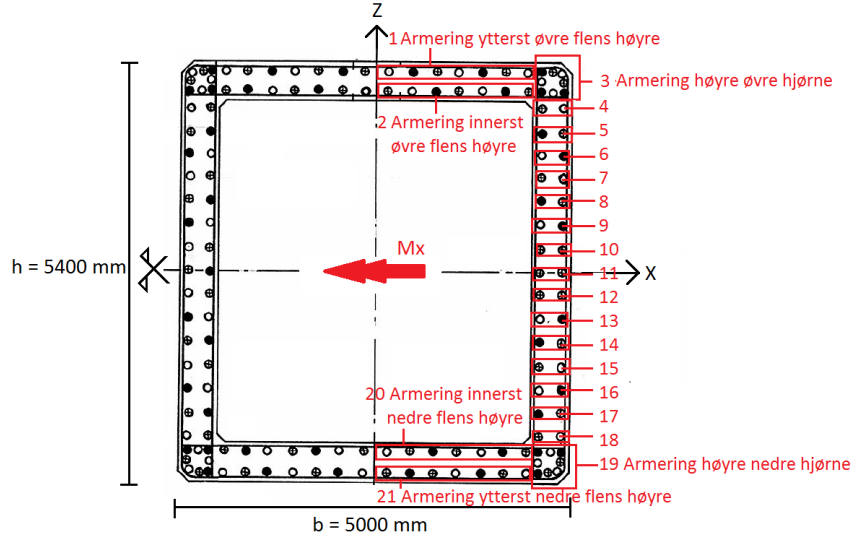
Til slutt plottes det en kurve fra de fem punktene med moment langs x-aksen og normalkraft langs y-aksen. Kurven markerer grensen for tverrsnittets kapasitet for kombinert normalkraft og moment. Dersom den gitte lastsituasjonen ligger innenfor kurven er kapasiteten god nok. Det resulterende M-N Diagrammet for bøyning om z-aksen er vist på Figur 67. På figuren er de tre verste kombinasjonene av moment og aksialkraft markert. Det viser seg at kapasiteten er tilstrekkelig for alle kombinasjonene.



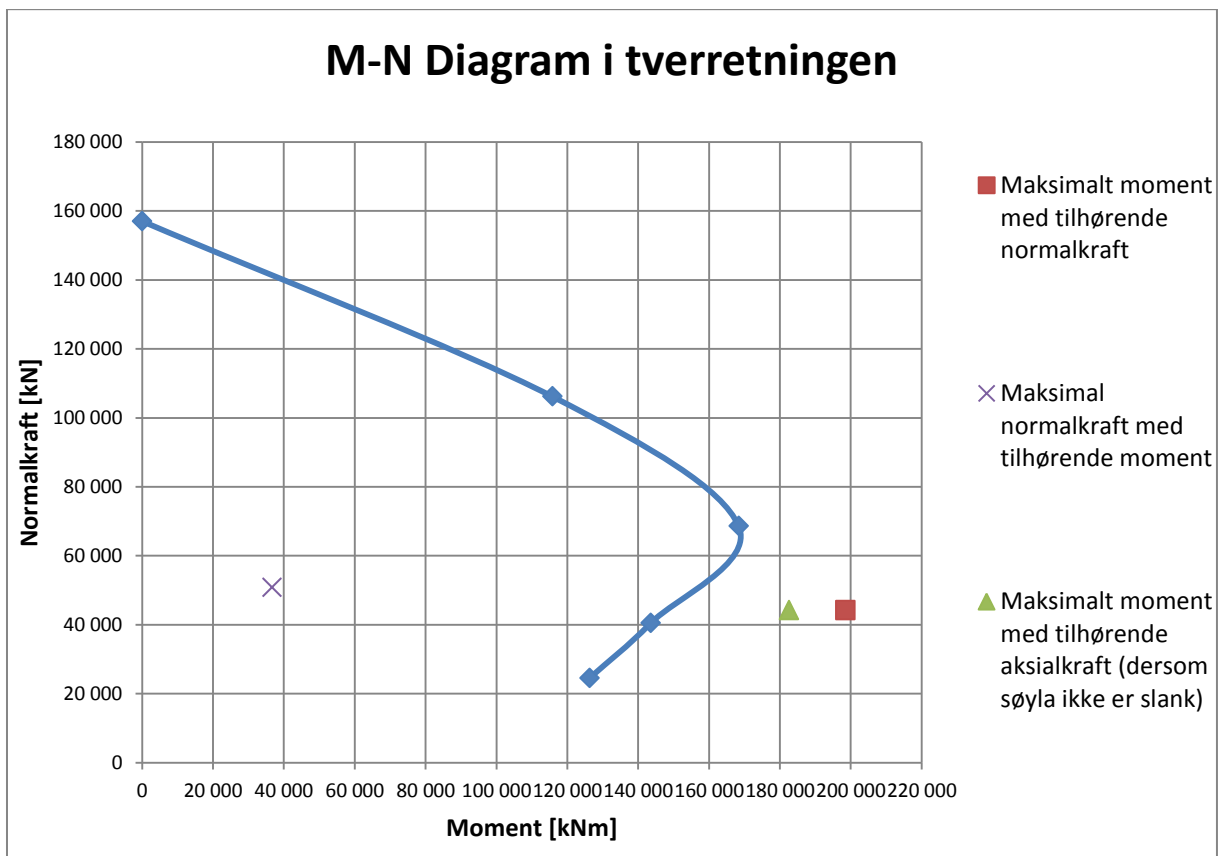
Figur 67 - Konstruert M-N Diagram for bøyning om z-aksen.

9. Resultater fra RM Bridge analysen og tverrsnittskontroll

På tilsvarende måte konstrueres også M-N diagrammet for bøyning om x-aksen. Inndelingen av armeringssoner er vist på Figur 68 og det resulterende diagrammet på Figur 69. Det viser seg at kapasiteten ikke er tilstrekkelig for maksimalt moment med tilhørende aksialkraft. Kapasiteten overskrides også dersom det ikke tas hensyn til 2. ordens effekter. Årsaken er sannsynligvis knyttet til økningen av vindlasten i Eurokodesystemet i forhold til standardene på prosjekteringstidspunktet.



Figur 68 - Inndeling av armering i soner for beregning av M-N diagram for bøyning om x-aksen.

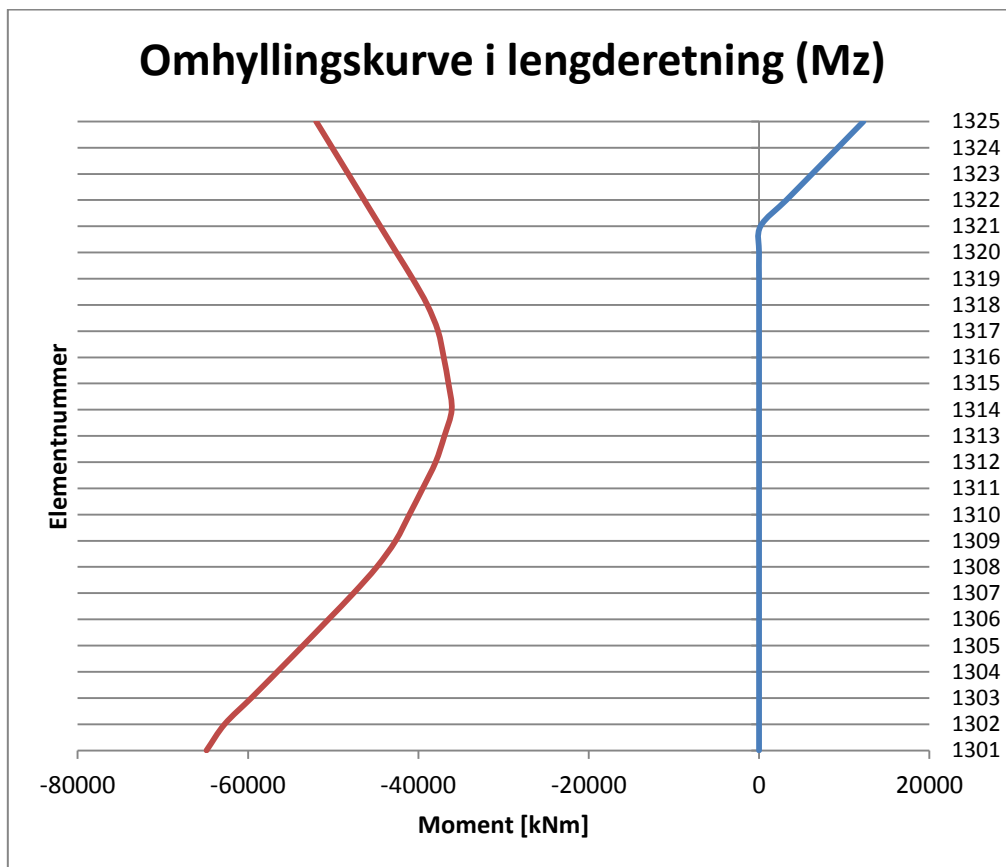


Figur 69 - Konstruert M-N Diagram for bøyning om x-aksen.

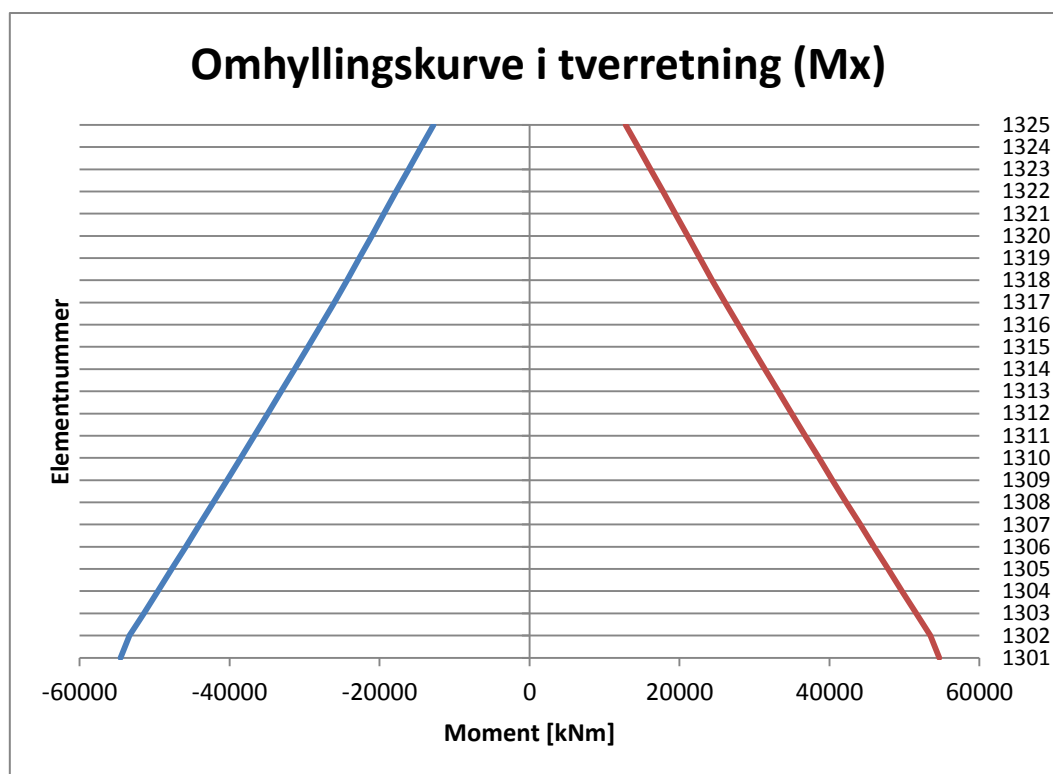
I lengderetningen vil alle laster bortsett fra vindlast i tverretningen medføre momentbelastning på hovedpilaren. I tverretningen vil hverken egenlast, forspenning, temperaturlast eller vindlast i lengderetningen medføre noen momentbelastning. Lasttilfellet i tverretningen blir dominert av vindlasten i tverretningen på brubjelken, mens bidragene fra trafikklast og det samlede kryp-, svinn- og relaksasjonsmomentet er neglisjerbare. I lengderetningen dominerer momentene fra forspenningen, vertikal trafikklast, vindlast og temperaturlast. For detaljerte verdier henvises det til vedlegg H og I. Da det ikke er de samme lasttilfellene og kombinasjonene som gir store momenter i de ulike bøyeretningene, ses det bort fra biaksiell bøyning.

9.3 Bruksgrensetilstanden – Hovedpilar

Det er undersøkt fire forskjellige tilfeller av lastkombinasjon b i bruksgrensetilstanden. Kombinasjonen benyttes til rissviddekontroll og kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger. Lastkombinasjonen antas ikke å overskrides mer enn 100 ganger i løpet av konstruksjonens levetid. De resulterende omhyllingskurvene for moment i tverr- og lengderetningen er vist på Figur 70 og Figur 71.



Figur 70 – Omhyllingskurve for moment i lengderetningen i bruksgrensetilstanden, direkte fra analysen i RM Bridge.



Figur 71 - Omhyllingskurve for moment i tverretningen i bruksgrensetilstanden, direkte fra analysen i RM Bridge.

Det utføres en forenklet kontroll av størrelsen på strekkspenninger i betongen som grunnlag for å vurdere nødvendigheten av rissviddeberegninger. Strekkspenningene kontrolleres på bakgrunn av det dimensjonerende bruksgrense-lasttilfellet i hver akseretning. Det er valgt å ta utgangspunkt i dimensjonerende moment med tilhørende aksialkraft i pilaren i akse 3. I lengderetningen er den utilsiktede eksentrisiteten medregnet i momentet. I tverretningen er pilaren slank og dermed er også 2. ordens effekter medregnet i det kontrollerte momentet. Momenter og aksialkrefter fra analysen er sammen med eksentrisiteter oppsummert i Tabell 29.

Tabell 29 - Oppsummering av tilhørende momenter og aksialkrefter inkludert eksentrisiteter i bruddgrensetilstanden.

Bøyning i lengderetningen (M_z)					
Snitt	Maksimal M	Tilhørende N	e	a	Totalt moment
Bunn (1301)	64 871 kNm	39 899 kN	0,167 m	-	71 534 kNm
Topp (1325)	51 998 kNm	36 346 kN	0,167 m	-	58 068 kNm
Bøyning i tverretningen (M_x)					
Bunn (1301)	54 531 kNm	41 895 kN	0,180 m	0,360 m	77 154 kNm
Topp (1325)	12 805 kNm	36 342 kN	0,180 m	0,360 m	32 430 kNm

På bakgrunn av verdiene ovenfor beregnes spenningene i betongtverrsnittet med følgende tilnærmede uttrykk:

$$\sigma_{tverr.bunn} = \frac{M_x}{I_{cx}} z_{max} - \frac{N}{A_c} = \frac{77\,154\text{ kNm}}{37,22\text{m}^4} * 2,7\text{m} - \frac{41\,895\text{ kN}}{9,4\text{m}^2} = 1,14\text{ MPa (strekk)}$$

$$\sigma_{tverr.topp} = \frac{M_x}{I_{cx}} z_{max} - \frac{N}{A_c} = \frac{32\,430\text{ kNm}}{37,22\text{m}^4} * 2,7\text{m} - \frac{36\,342\text{ kN}}{9,4\text{m}^2} = -1,51\text{ MPa (trykk)}$$

$$\sigma_{lengde.bunn} = \frac{M_z}{I_{cz}} x_{max} - \frac{N}{A_c} = \frac{71\,534\text{ kNm}}{32,78\text{m}^4} * 2,5\text{m} - \frac{39\,899\text{ kN}}{9,4\text{m}^2} = 1,21\text{ MPa (strekk)}$$

$$\sigma_{lengde.topp} = \frac{M_z}{I_{cz}} x_{max} - \frac{N}{A_c} = \frac{58\,068\text{ kNm}}{32,78\text{m}^4} * 2,5\text{m} - \frac{36\,346\text{ kN}}{9,4\text{m}^2} = 0,56\text{ MPa (strekk)}$$

I tverretningen vil det, etter beregningen over, i de mest påkjente snittet kun oppstå små strekkspenninger. I toppen vil det kun oppstå trykkspenninger. Betongen i pilaren er av kvalitet B350, som i følge Håndbok R412 tilsvarer kvalitet C30 etter NS 3473. I tabell 5 i NS 3473 er konstruksjonsfastheten for strekk oppgitt for blant annet kvaliteter C25 og C35. Dermed antas konstruksjonsfastheten for strekk for kvalitet B350 å være snittverdien mellom disse;

$$f_{td.B350} = f_{tn.B350} = f_{tn.C30} \approx \frac{f_{tn.C25} + f_{tn.C35}}{2} = \frac{1,4\text{ MPa} + 1,7\text{ MPa}}{2} = 1,55\text{ MPa}$$

Strekkspenningen i tverretningen er mindre enn betongens konstruksjonsfasthet for strekk. Dette er også tilfellet for de mest påkjente snittene i lengderetningen. Det konkluderes dermed med at det ikke er grunnlag for å beregne rissvidder etter NS 3473.

10. Skadet bru

10.1 Inspeksjoner og tilstand

I følge Brutus, Statens Vegvesen sitt bruforvaltningssystem, er det planlagt og utført en rekke inspeksjoner av Herøybrua. Det er loggført inspeksjoner fra 1990 til og med 2011 og planlagt nye inspeksjoner. Det veksles mellom enkel inspeksjon, hovedinspeksjon og spesialinspeksjon.

I følge Statens Vegvesen (2016), en inspeksjonsrapport, er det gjennom Herøybruas levetid registrert flere småskader på brua. Det er observert riss, korrosjon og slitasje på brubjelken samt at skader på en asfaltfuge ble utbedret i 2006 av NCC. I tillegg er det observert avskalling og armeringskorrosjon på pilarer som er fundamentert i havet. I følge Lund og Sten (2013), et notat om skadeutvikling på pilarer fra Rambøll til Statens Vegvesen, er situasjonen forverret. Ved spesialinspeksjonen i 2006 utført av Rambøll ble det registrert store partier med bom i nedre 1/3-del av pilarene i akse 4 og 5. Skadene omfatter hovedsakelig nordsiden av pilarene, mens det på søndre side ikke ble registrert noen synlige skader. I tillegg ble det registret horisontale riss i øvre del av pilaren i akse 5 som trolig stammer fra plastisk setning etter utstøping.

I 2012 ble det utført en visuell inspeksjon, også av Rambøll, for å vurdere skadeutviklingen av pilarene. I rapporten er det registrert en større vertikal sprekk i østre hjørne av pilaren i akse 4. Sprekken er rundt 3 meter lang og starter ca. 2 meter under bunn av kassen. I forbindelse med sprekken er det observert ett synlig korrodert armeringsjern. På den nordre siden av pilaren har det vært en betydelig utvikling av betongskader i området over døren i pilaren. Utviklingen fra 2006 til 2012 kan ses på Figur 72 og et nærbilde av situasjonen i 2012 kan ses på Figur 73.



Figur 72 - Skadeutvikling i pilar i akse 4 nordside: t.v. 2006 og t.h. 2012 (Lund og Sten, 2013).



Figur 73 - Armeringskorrosjon og bom ved dør på pilar i akse 4, nordsiden i 2012 (Lund og Sten, 2013).

Det antas at et område på ca. 2,5 m² er avskallet med blottlagt og korrodert armering. I tillegg er det visuelt registrert en økning i misfargede flater fra 2006 til 2012. Dette kan tyde på et økt kloridinnhold som binder fuktigheten.

På pilaren i akse 5 er det registrert mindre skadeutvikling av synlige skader. På sørlig side, i hjørnet mot øst, er det også her registrert en vertikal sprekk på ca. 2 meter. Bompardiene er på Figur 74 markert med hvit spray. På denne pilaren er det likevel kun riss og riss med kalkutfelling som visuelt har økt i omfang mellom 2006 og 2012.



Figur 74 - Skadeutvikling i pilar i akse 5 nordside: t.v. 2006 og t.h. 2012 (Lund og Sten, 2013).

Ved spesialrapporten i 2006 ble det utført materialundersøkelser. Resultatet fra målingene i kasseveggene viste et lavt kloridinnhold og dermed at armeringskorrosjon her trolig ikke vil oppstå på grunn av klorider. Det høyeste kloridinnholdet ble målt på den østre siden av brukassen som ligger i le for den dominerende vindretningen. Le-siden vil være mer utsatt for kloridbelastning enn lo-siden. I tillegg ble det målt armerings-overdekning ned mot 23 mm selv om brua her er prosjektert med 30 mm. Dette gir noen indikasjoner i forhold til pilarene.

Bom i betongoverflaten på pilarene har trolig oppstått grunnet korroderende armering. Videre er årsaken til denne korrosjonen trolig kloridinitiert armeringskorrosjon. Siden pilarene ligger nærmere havoverflaten og delvis i skvalpesonen vil de være utsatt for sjøsprøyt som inneholder klorider. Dersom kloridprofiler hadde vært tatt her ville de sannsynligvis gitt høyere kloridinnhold i betongen enn det som er målt i kasseveggene. Skadeårsaken virker sannsynlig siden bomskadene er konsentrert rundt nedre halvdel av pilarene. Det er den nordre og østre siden av pilarene som er mest utsatt for betongskader. Soloppvarming vil føre til en raskere opptørking for sjøsprøyt og nedbør i sør og vest, og dermed vil ikke kloridene kunne trenge inn i betongen her.

I rapporten forslås en rekke tiltak. For betongoverflater med bom, armeringskorrosjon eller oppsprekking foreslås det mekanisk reparasjon. Basert på prøvetaking bør det avgjøres hvor store områder som bør repareres. Vanmeisling benyttes til å fjerne kloridinfisert betong og armering med pitting eller tverrsnittsreduksjon erstattes. Til slutt omstøpes nedre halvdel av pilarene med kappstøp med en overdekning på minimum 100 mm. Ved behov kan betongen i tillegg overflatebehandles. Den totale reparasjonskostnaden er estimert til 19 464 000 (2013) kr.

10.2 Mekaniske konsekvenser av armeringskorrosjon

I følge Hanjari (2010), en doktorgradsavhandling utført ved Chalmers Tekniska Högskola AB som informasjonen i dette kapittelet hovedsakelig er hentet fra, er det hovedsakelig to direkte konsekvenser av armeringskorrosjon. Den første konsekvensen er arealreduksjon og forandringer i duktilitetsegenskapene til armeringen. Den andre konsekvensen er en volumøkning som kan medføre oppsprekking og avskalling av betongoverdekningen som videre kan påvirke heften mellom armeringen og betongen.

Flere studier har undersøkt effekten av uniform korrosjon på armeringens mekaniske egenskaper. Det viser seg at forholdet mellom flytespenningen og bruddspenningen, i tillegg til elastisitetsmodulen ikke påvirkes betydelig av korrosjonen. Derfor kan fremdeles egenskapene til ikke-korroderet armeringsstål benyttes ved beregninger av korroderet armering. Korrosjonsmengden påvirker heller ikke strekkfastheten til armeringen hvis den beregnes etter armeringens faktiske areal. I motsetning vil bruddtøyningen bli redusert som følge av armeringskorrosjonen. Forsøk har vist at det kun er 5 % avvik i bruddtøyningen for ulike armeringsdiametere. Dermed vil reduksjonen av duktilitet for korrosjonsutsatt armering først og fremst være en funksjon av mengden korrosjon, og ikke armeringstype og diameter.

Ved pitting-korrosjon vil en av konsekvensene være store lokale tøyninger i armeringsstangen. Siden det påvirkede området er lite, omtrentlig dobbelt så stort som diameteren, vil den gjennomsnittlige tøyningen i stangen være mindre enn tøyningen i gropen (det påvirkede området). Dermed vil stangen gå til brudd med en lavere tøyning enn bruddtøyningen for en ikke-korrosjonsutsatt armeringsstang, noe som medfører at duktiliteten til hele stangen svekkes. På bakgrunn av dette forventes det sprøbrudd når 50 % tverrsnittet er utsatt for pitting-korrosjon. I tillegg reduseres bruddtøyningen vesentlig mer enn flytespenningen og bruddspenningen i forhold til det originale tverrsnittsarealet.

Samvirket mellom armeringen og betongen er først og fremst styrt av spaltestrekkspenninger og friksjonen mellom armeringen og betongen. Korrosjon skaper en volumekspansjon som medfører redusert heft mellom armeringen og betongen. Hovedparameterne som påvirker den relative heftfastheten til korroderte stenger er korrosjonsdybden, stangens posisjon i

betongtverrsnittet, tykkelsen på betongoverdekningen og mengden tverrarmering, i tillegg til betongens densitet. Av disse er det antatt at tykkelsen på betongoverdekningen og mengden tverrarmering betyr mest.

Armeringskorrosjonen påvirker konstruksjonens mekaniske egenskaper i form av lastbærende evne, stivhet og kraftomfordeling. Både uniform og pitting-korrosjon reduserer armeringens tverrsnittsareal og duktilitet, i tillegg til å medføre en volumekspansjon. Reduksjonen i tverrsnittsareal medfører en reduksjon i momentkapasitet og skjærkapasitet, i tillegg til å redusere konstruksjonens stivhet. Forandringen i armeringens duktilitet påvirker også konstruksjonens stivhet og lastomfordelingsevne. I tillegg kan volumekspansjonen medføre tap av betongtverrsnitt og overdekning. På konstruksjonens trykkside kan dette medføre en reduksjon i momentarm og dermed momentkapasitet. I tillegg vil samvirket mellom betongen og armeringen påvirkes, noe som igjen påvirker stengenes forankring.

Oppsprukket betong omgitt av korrodert armering vil påvirke forankringen av stengene. Dersom betongen har risset opp grunnet korrosjon er betongens strekkfasthet nådd og økning i strekkspenningene vil derfor medføre større riss og etter hvert sprekker. Riss og sprekker vil igjen øke faren for ytterligere korrosjon fordi beskyttelsen minker.

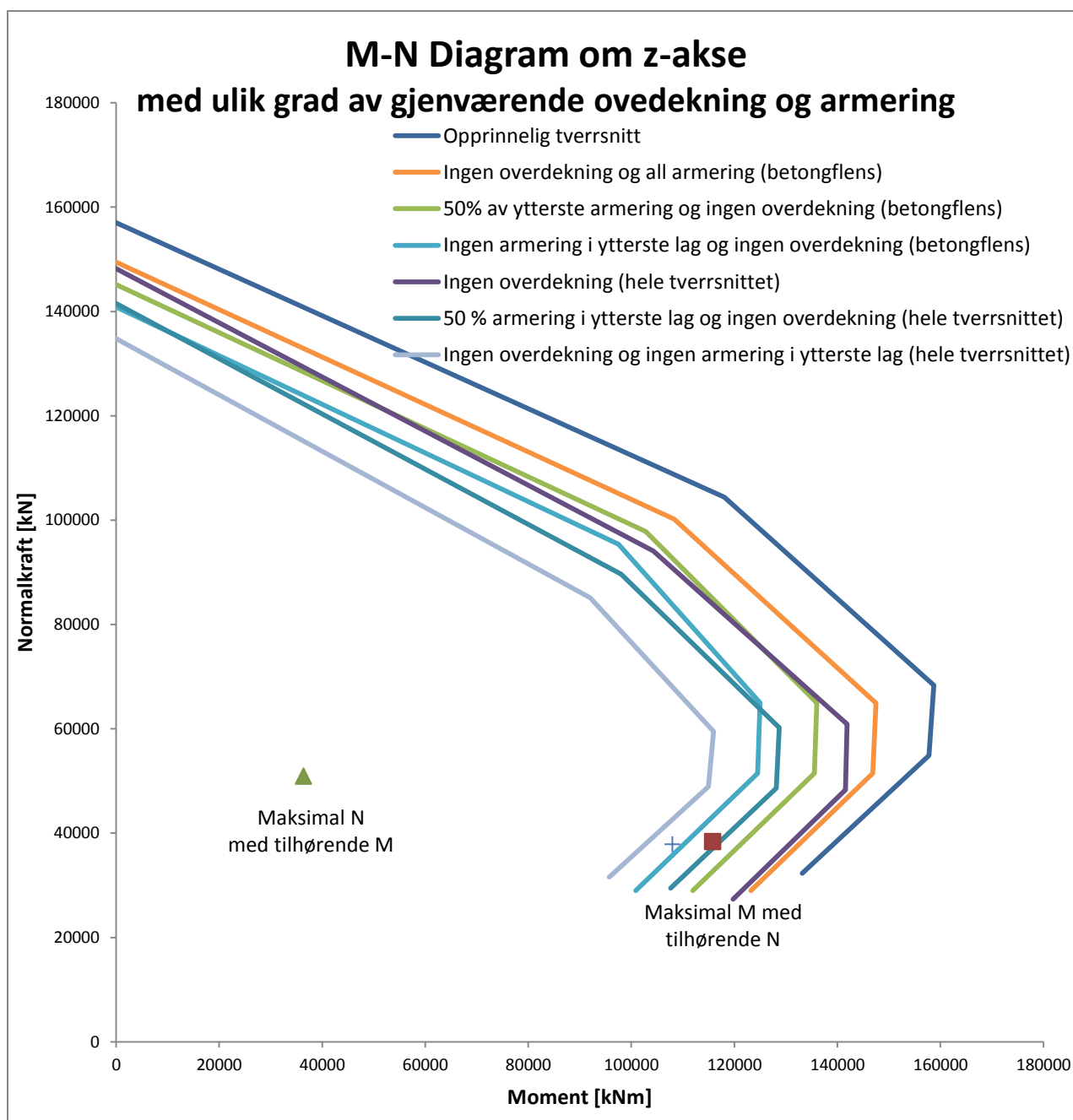
For å oppsummere er det tre hovedkonsekvenser av armeringskorrosjon; tap av armeringsareal, tap av overdekning og tap av heft mellom betongen og armeringen. Videre i denne oppgaven vil det kun bli tatt hensyn til uniformt tap av armeringens tverrsnittsareal og tap av overdekning. Det vil ikke bli sett på heftproblematikk da dette vil være for komplisert å inkludere i den enkle kontrollen som utføres. Det antas at flytespenningen og elastisitetsmodulen for ikke-korrodert armering kan benyttes også for korrodert armering.

10.3 Kontroll av hovedpilar

Det er kun valgt å estimere effekten av betong- og korrosjonsskadene i lengderetning av to årsaker. Den første årsaken er at pilarens nordside har de antatt verste skadene, ved bøyning i lengderetningen er det denne armeringen som bidrar mest til momentkapasiteten. Den andre årsaken er at kapasiteten ved bøyning i tverretning allerede er overskredet av de kontrollerte lasttilfellene.

På bakgrunn av de tilgjengelige skaderapportene er det vanskelig å vite nøyaktig omfanget av skadene. Det er derfor valgt å konstruere ulike M-N Diagram for ulike grader av bortfalt betongoverdekning og gjenværende armeringstverrsnitt. De tilfellene som undersøkes er listet opp under:

- Ingen gjenværende overdekning i betongstegene
- Kun 50 % av ytterste armering og ingen gjenværende overdekning, i betongstegene
- Ingen armering i ytterste lag og ingen gjenværende overdekning, i betongstegene
- Ingen gjenværende overdekning i hele tverrsnittet
- Kun 50 % av ytterste armering og ingen gjenværende overdekning, i hele tverrsnittet
- Ingen armering i ytterste lag og ingen gjenværende overdekning, i hele tverrsnittet



Figur 75 - M-N Diagram i lengderetningen med ulike grader av gjenværende betongoverdekning og armeringstverrsnitt.

Av M-N Diagrammet på Figur 75 fremgår det at pilaren har god kapasitet i forhold til de kontrollerte lasttilfellene for bøyning i lengderetning (i planet). Kapasiteten er god nok helt til kun 50 % av det ytterste laget med armering gjenstår i tverrsnittet. Av diagrammet fremgår det at tap av armeringstverrsnitt og overdekning har mye å si for momentkapasiteten. Dette har naturligvis sammenheng med reduksjonen i indre momentarm som er et resultat av redusert armeringstverrsnitt. Effekten er stor fordi det er den ytterste armeringen som bidrar med størst momentarm, og dermed mest kapasitet. Det viser seg at dersom all armering i ytterste lag korroderer bort, i tillegg til at all overdekning forsvinner, reduseres momentkapasiteten med ca. 45 000 kNm. Dette tilsvarer en reduksjon på ca. 27 % i forhold til største momentkapasitet med opprinnelig tverrsnitt. Kapasiteten for aksialkraft reduseres lite

fordi det hovedsakelig er betongverrsnittet som tar trykkraften og her er det kun overdekningstykkelsen som forsvinner.

11. Diskusjon

I RM Bridge analysen tas det kun hensyn til betongens stivhet (elastisitetsmodul og 2. arealmoment) i stivhetsbetraktninger. Fordi brubjelken er spennarmert kan stivheten her være tilnærmet elastisk også i bruddgrensetilstanden. Pilarene er kun slakkarmert og opprissing kan dermed medføre en reduksjon i stivhet. Dermed kan det oppstå større forskjeller i stivhet mellom brubjelken og pilarene. Da effekten av halvert søylestivhet ble undersøkt i denne oppgaven gav det mindre utslag enn forventet. Dette settes i sammenheng med opplagerbetingelsene til pilarene. Fordi de er delvis forskyvelige i toppen vil effekten reduseres. Både omhyllingskurvene i bruddgrensetilstanden og et enkelt lasttilfelle ble undersøkt. Det viser seg at for de gitte opplagerbetingelsene og lasttilfellene vil reduksjonen i stivhet føre til at momentdiagrammet forskyves. I bruddgrensetilstanden medfører dette at for lengderetningen øker momentet i mest påkjente snitt ved reduksjon i bøyestivheten. Av den grunn vil det i dette tilfellet ikke være konservativt å beholde elastisk bøyestivhet i lengderetningen. I andre snitt medførte reduksjonen i bøyestivhet reduksjon i bruddgrense-momentet, og dermed vil full elastisk bøyestivhet være konservativt her. Disse resultatene illustrerer hvor avhengig effekten av reduksjonen er det faktiske tilfellet som undersøkes. Derfor er det svært viktig både å ta hensyn til størrelsen og virkningen av reduksjonen når det skal vurderes hva som er realistisk bøyestivhet, og ikke minst konservativt.

Beregningene av lastavhengig slankhet resulterte i at pilaren i akse 3 betegnes som slank ved bøyning i tverretningen, dog med knapp margin. Her spiller blant annet pilarens opplagerbetingelser og dermed knekk lengde inn. Bjelkens rotasjons- og torsjonsstivhet ble neglisjert slik at knekk lengden ble antatt å være $2L$. Med det beregnede lasttilfellet ville en knekk lengde på $1,8L$ medført at pilaren i akse 3 ikke er slank likevel. Dermed kan det være grunnlag for å se nærmere på pilarens opplagerbetingelser og rotasjon i toppen.

Pilaren i akse 4 er et par meter korter enn i akse 3 og vil akkurat ikke karakteriseres som slank i tverretningen. Om pilaren anses som slank har stor betydning for størrelsen av momentene den må tåle på grunn av tilleggseksentrisiteter og forskyvninger. I dette tilfellet er likevel ikke kapasiteten god nok selv om pilaren ikke anses å være slank. Ved bøyning i tverretningen er momentbelastningen dominert av horisontal vindlast på brubjelken. Vindlast direkte på pilaren gir til sammenligning små momenter. Vertikal vindlast gir også et lite bidrag grunnet eksentrisiteten om lengdeaksen. Bidraget fra horisontal trafikklast er neglisjerbart. De permanente lastene bidrar ikke til dimensjonerende moment i tverretningen fordi de er plassert i lengdeaksen eller symmetrisk om denne.

Fordi det er vindlasten som er årsaken til kapasitetsoverskridelsen i tverretningen kan det stilles spørsmål ved å benytte Eurokoden til kontroll av eksisterende bruer. I følge Håndbok R412 er dimensjonerende lastvirkninger forutsatt bestemt i samsvar med prinsippene i NS 3490 *Prosjektering av konstruksjoner. Krav til pålitelighet*, NS 3491-1 *Prosjektering av konstruksjoner. Dimensjonerende laster. Del 1: Egenlast og nyttelaster* og Håndbok N400 *Bruprosjektering*. På grunnlag av manglende tilgang på de nevnte norske standardene har reglene i Håndbok N400 blitt benyttet i denne oppgaven. Vindlastberegninger etter Håndbok N400 er videre basert på og henvist til Eurokoden. I følge veileder Terje Kanstad har størrelsen på vindlastene økt betraktelig fra de norske standardene og til dagens Eurokode. Derfor vil det være nærliggende å anta at kapasiteten kan være god nok dersom disse i stedet legges til grunn for kontrollen.

Ved kontroll av korrosjonsskadene effekt på kombinert moment og aksialkraftkapasitet ble det konstruert ulike M-N Diagram. Diagrammene bygger på antakelser om at korrosjonen kun medfører en jevn reduksjon i armeringstverrsnitt. Dersom pilaren er utsatt for pitting-korrosjon kan situasjonen være langt verre. Som tidligere nevnt kan pitting-korrosjon i ytterste konsekvens medføre sprø-brudd fordi duktiliteten til armeringen reduseres betraktning. Hvis deler av armeringen plutselig går til brudd uten forvarsel kan det få store konsekvenser for bæreevnen til pilarene og resten av brua. Det anbefales derfor å inspisere pilarene nærmere for å avdekke eventuell pitting-korrosjon.

Korrosjonsskadene er lokalisert i nedre del av søyla. Dermed sammenfaller skadene med det mest belastede området med tanke på moment om begge akser. Dette kan medføre heftproblematikk og i verste fall kan det oppstå heft- eller forankringsbrudd. Selv om det ser ut til at kapasiteten er høy i forhold til de estimerte skadesituasjonene i lengderetningen, er det viktig å utføre reparasjoner for å unngå heftproblematikk og videre skadeutvikling.

12. Oppsummering og konklusjon

Ved kontroll av brubjelken i bruddgrensetilstanden viste det seg at bjelkens momentkapasitet i felt ikke var tilstrekkelig i prosjektert tilstand. I snitt over hovedpilar ble momentutnyttelsen 89,4 % mens kapasiteten i midtfelt overskrides med 17,3 %. Mulige årsaker til den høye utnyttelsen kan være lavere bruksgrensekraft og lavere dimensjonerende vindlast da brua ble prosjektert. Dagens bruksgrensekraft medfører gjerne større overdekning og armeringsmengder, og dermed økt kapasitet utover beregningsmessig behov. Benyttet løsningsmetode og analyseprogram kan også påvirke resultatene.

Også skjærkapasiteten viste seg å være høyt utnyttet, men her på sikker side for alle kontrollerte snitt. Skjærtrykkkapasiteten over hovedpilar ble beregnet til 72,7 % utnyttelse mens skjærstevkapasiteten her utnyttes med 96,8 %. Det antas at den høye utnyttelsen har samme årsaker som den høye utnyttelsen av momentkapasiteten.

Etter at moment og skjærkraft ble kontrollert i bruddgrensetilstanden har resten av oppgaven fokusert på hovedpilarene. Effekten av reduksjon av elastisk bøyestivhet ble analysert i bruddgrensetilstanden. Endringen i søylemoment viste seg å være mindre enn forventet, men likevel av betydelig størrelse. Det viser seg også at om reduksjon i bøyestivheten er av betydning er svært problemavhengig og dette må derfor utredes i hvert enkelt tilfelle.

Det ble også beregnet betongspenninger i bruksgrensetilstanden for hovedpilaren. Det viste seg at de største strekkspenningene som oppstod i tverrsnittet var mindre enn betongens strekkfasthet. Det er dermed ikke nødvendig å kontrollere rissvidder ytterligere.

Det ble til slutt fokusert på kapasiteten til hovedpilarene i både skadd og uskadd tilstand. Pilarens slankhet ved bøyning om begge akser ble beregnet. I tverretningen er pilaren slank og 2. ordens effekter måtte dermed tas med. Det viste seg at for kombinasjonen av største moment med tilhørende aksialkraft var ikke kapasiteten god nok. I tverretningen er vindlasten det absolutt dominerende lasttilfellet og dermed sannsynlig årsak til kapasitetsoverskridelsen. Siden kapasiteten ble overskredet i prosjektert tilstand er det ikke gjort beregninger for skadd tilstand i tverretningen. Det er i tillegg sett bort fra biaksiell bøyning fordi lasttilfellene som gir størst moment, om de ulike aksene, ikke opptrer samtidig.

I lengderetningen er ikke pilarene slanke og kun en minsteeksentrisitet på aksialkraften måtte tas hensyn til. Her var lasttilfellene med kombinert moment og aksialkraft godt innenfor den kombinerte kapasiteten. Til slutt ble det derfor kontrollert hvilke grader av bortfalt overdekning og gjenværende armeringstverrsnitt som fortsatt gav tilstrekkelig kapasitet. Det viser seg at pilarene har god nok kapasitet helt til 50 % av det ytterste laget med armering er borte, i tillegg til all overdekning. Ut fra dette kan det antas at skadene ikke er kritiske for bøyning i lengderetningen. Det er likevel ikke tatt hensyn til forekomster av pitting-korrosjon eller heftproblematikk. I tverretning vil skader forverre en allerede kritisk situasjon. Pilarene er uansett sårbare fordi armeringskorrosjonen og bomskadene er konsentrert i nedre del av søyla, der momentbelastningen er stor. Dette kan i tillegg til å redusere kapasiteten medføre heftproblematikk og i verste fall heftbrudd dersom skadene ikke blir utbedret.

Referanser

- Aalberg, A., Clausen, A. H. & Larsen, P. K. 2003. *Stålkonstruksjoner profiler og formler*, Trondheim, Tapir Akademisk Forlag.
- Anda, Y., Edvardsen, S. B. & Mørk, I. 2014. *Evaluering av betongbru med betydelig skadeomfang - Nerlandsøybrua i Møre og Romsdal*. Masteroppgave, NTNU.
- Bentley 2011a. *Training Prestressing Basic Analyzer - Part 1: EC*.
- Bentley 2011b. *Training Prestressing Basic Modeler - EC*.
- Den Norske Ingeniørforening 1962. *NS 427 A Betongarbeider Del 1. Krav til materialer og utførelse*.
- Giske, E. G. 2015. *Søylekapasitet i Herøybrua*. Masteroppgave, NTNU.
- Hanjari, K. Z. 2010. *Structural behaviour of deteriorated concrete structures*. Chalmers Tekniska Högskola AB.
- Irgens, F. 2010. *Formelsamling mekanikk*, Trondheim, Tapir Akademisk Forlag.
- Jacobsen Et Al 2016. *Concrete Technology 1 TKT4215*, Trondheim.
- Larsen, P. K. 2008. *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*, Trondheim, Tapir Akademisk Forlag.
- Lund, S. M. & Sten, B. 2013. *15-1576 Herøybrua - Vurdering av skadeutvikling, Pilar akse 7 og 8*, Rambøll.
- Norges Byggstandardiseringsråd 1998. *NS 3473: Prosjektering av betongkonstruksjoner, beregnings- og konstruksjonsregler*.
- Rambjør, S. 2009. *Fritt frambyggbruer*.
- Sintef Byggforsk 2009. *Byggforskserien 520.061 Armeringskorrosjon*
- Standard Norge 2008a. *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger*.
- Standard Norge 2008b. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*.
- Standard Norge 2009. *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*.
- Standard Norge 2010. *NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 2: Bruer*.
- Statens Vegvesen 2014. *Håndbok R412: Bruklassifisering*.

Statens Vegvesen 2016. *Inspeksjonsrapport 15-1576 Herøybrua.*

Strängbetong 1975. *BBRV spennarmering*, Kongsvinger.

Sørensen, S. I. 2000. *Betongkonstruksjoner Beregningsgrunnlag*, Trondheim, Tapir Akademisk forlag.

Sørensen, S. I. 2013. *Betongkonstruksjoner - beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*, Trondheim, Akademia Forlag.

Tan, J. R. M. 2013. *Utsiktede deformasjoner og skjærriss i fritt frambygg bruer.* Masteroppgave, Universitetet i Oslo.

Vedlegg

A – Brutegninger

B – Vindlastberegninger

C – Beregning av kryptall

D – Kontroll av momentkapasitet for brubjelken i bruddgrensetilstanden

E – Kontroll av skjærkraftkapasiteten for brubjelken i bruddgrensetilstanden

F – Kontroll og beregning av slankhet for hovedpilar

G – Excel-ark benyttet til å konstruere M-N Diagram for hovedpilar

H – Søylemomenter for pilarene i akse 3 og 4 for lasttilfeller fra RM Bridge for moment i lengderetningen (M_z)

I – Søylemomenter for pilarene i akse 3 og 4 for lasttilfeller fra RM Bridge for moment i tverretningen (M_x)

Vedlegg A: Brutegninger

Tegning 196/73: Oppriss og Plan

Tegning 59/74: Spennarmeringsbehov akse 0-2

Tegning 425/74: Spennarmeringsbehov akse 5-6

Tegning 424/74: Spennarmeringsbehov midtspenn til akse 5

Tegning 423/74: Spennarmeringsbehov akse 2 til midtspenn

Tegning 680/73: Tverrsnitt av fritt frambygg-del

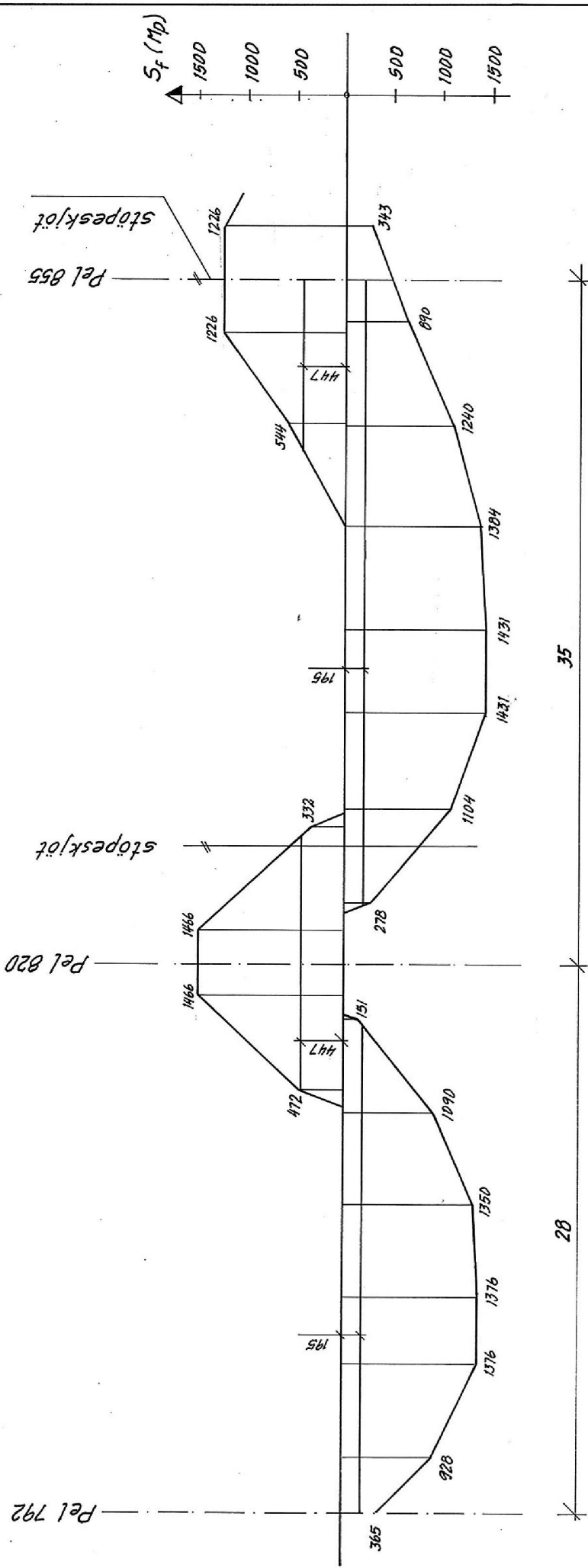
Tegning 525/75: Spennarmeringens plassering i overkant hovedspenn

Tegning 311/75: Spennforankringer akse 2-5

Tegning 384/73: Støpeavsnitt form kragarm (Vuteplasseringer)

Tegning 334/75: Armering i kragarm

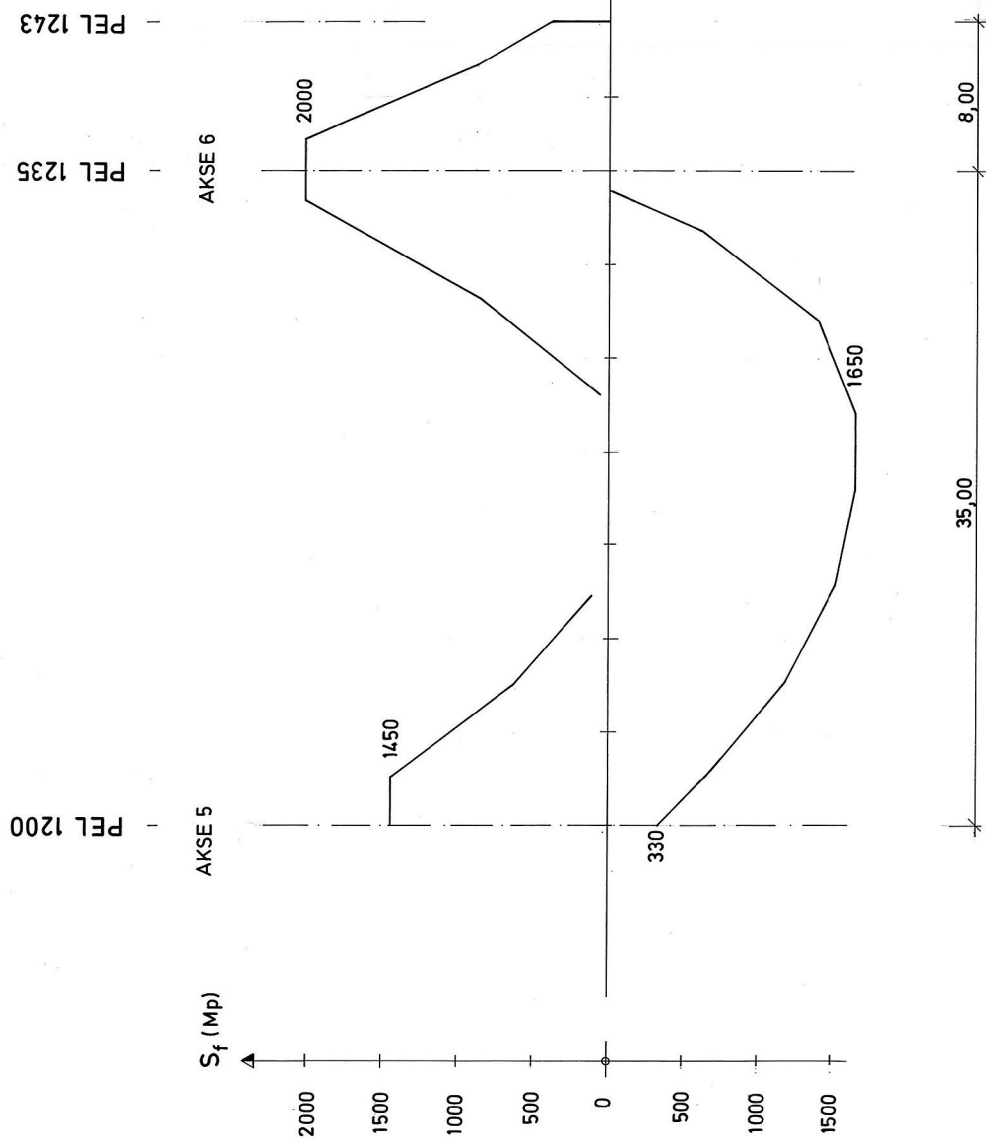
Tegning 364/74: Armering i søyle akse 4



Slakkarmeringens kapasitet :
 i felt 195 Mp
 over støtte 447 Mp

Dato		Rettelise		Rettet		Kfr.	
				Tegn. 12.2.74		H&S	
				Kfr. 12.2.74		SKZT	
				Trac.			
				Trac. kfr.			
				Mål i		177	
				Erstatning for: Anbudstegn. nr. 50A			
				88		59/74	
				Erstattet av:			
				Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 25/9-76			

E. S. Sævi
 Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 25/9-76
 Erstattet av: *S. K. Sævi*



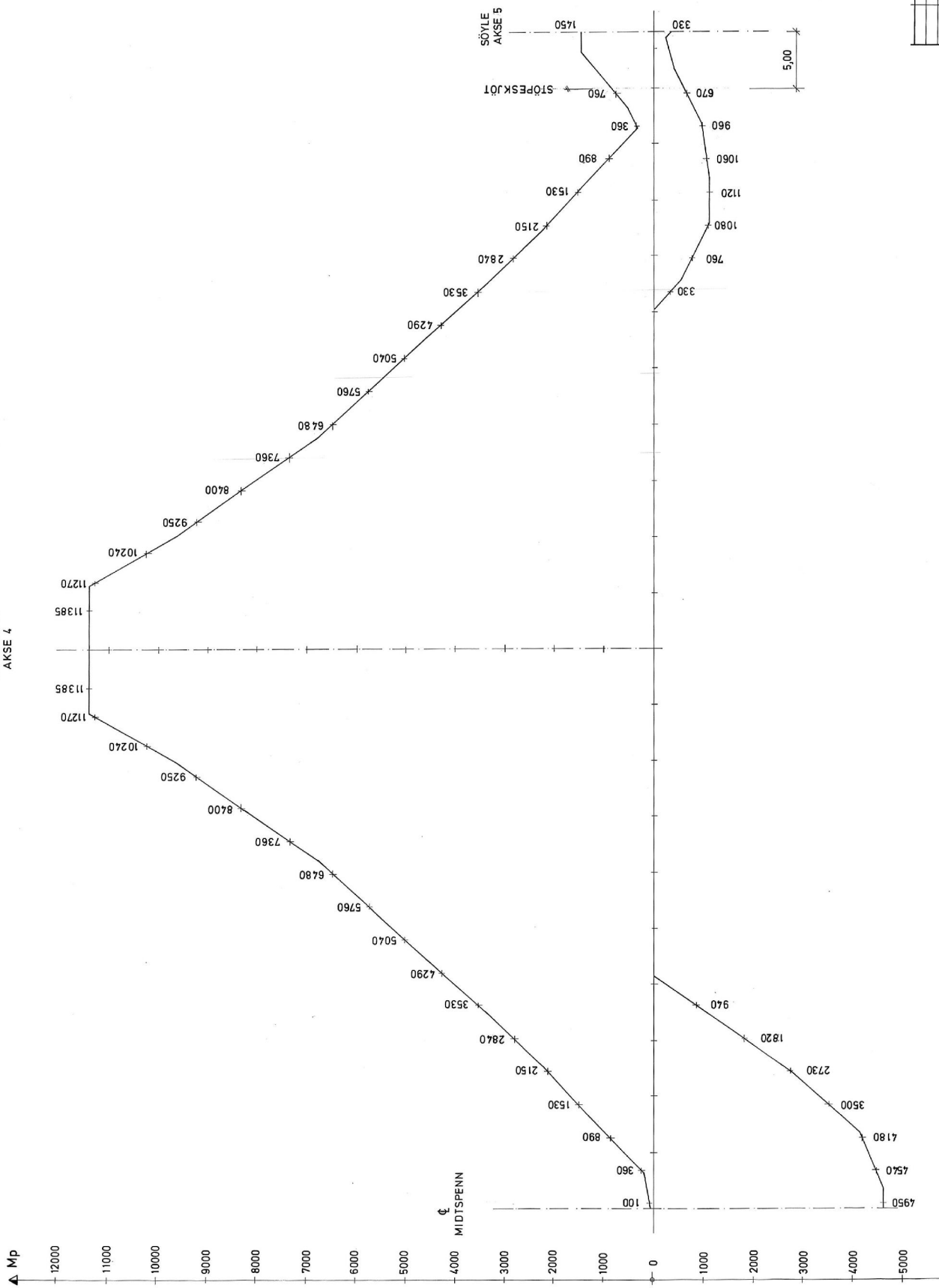
NÖDVENDIG FLYTEKRAFT I
 SPENNARMERING : $\sigma_f = \sigma_{0,2} \times F_a$

b		a	
Retnet		Retnet	
Målestokk		Målestokk	
1 : 200		1 : 200	
Tegn. Nr. 74		Tegn. Nr. 74	
Kf.		Kf.	
1 : 250		1 : 250	
Mål		Mål	
m		m	
Trec. Kf.		Trec. Kf.	
Erstatning for: Anbudstejn. nr 204		Erstatning for: Anbudstejn. nr 204	
91		425/74	
Erstatet av:		Erstatet av:	
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 29/8-74		Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 29/8-74	
<i>[Signature]</i>		<i>[Signature]</i>	

STATENS VEGVESEN
 HERØYBRUA
 MÖRE OG ROMSDAL FYLKE
 SPENNARMERINGSBEHOV
 PEL 1200 - 1243

[Signature]

HOVEDSÖYLE
AKSE 4



NÖDVENDIG FLYTEKRAFT I
SPENNNARMERING : $S_f = \sigma_{0,2} \times F_a$

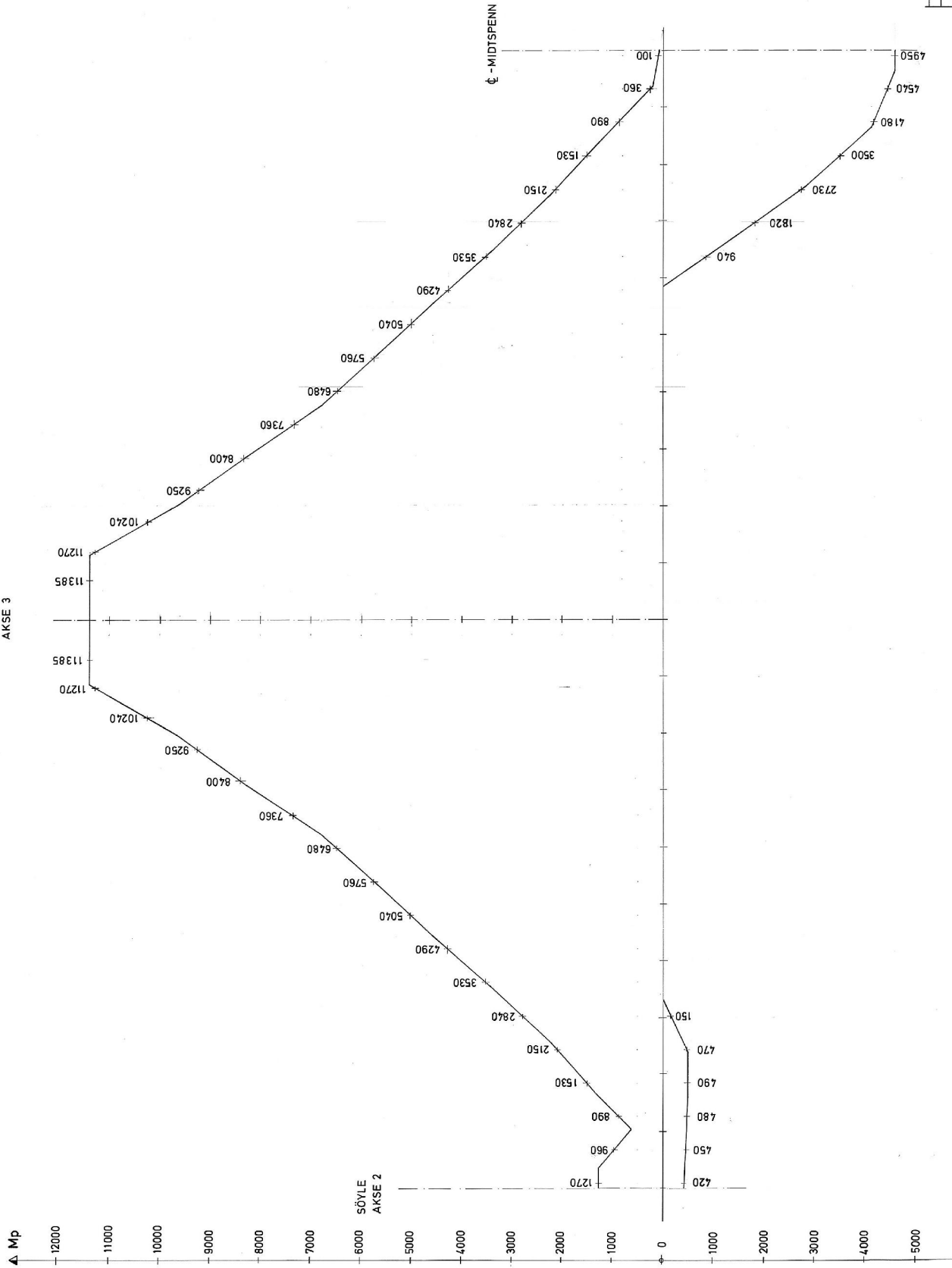
Formål		Mått		Dokumentation	
Dato	Rev.	Måttskala	Proj.	Blad nr.	Blad av
		1:300	9/7-74	1/5	
		1:400			
		m			
Bestilling for: <i>Abbedskap nr 88A</i>					90
SPENNNARMERINGSBEHOV					424/74
PEL 1025-1200					
Vegeaktkonstruks bruvdeling, Oslo, den 23/7-74					

12 x 5,00 | 12 x 5,00 | 0,80

SEKSJONSINDELING FOR FRITT FRAMBYGG

Sid. 2

HOVEDSØYLE
AKSE 3



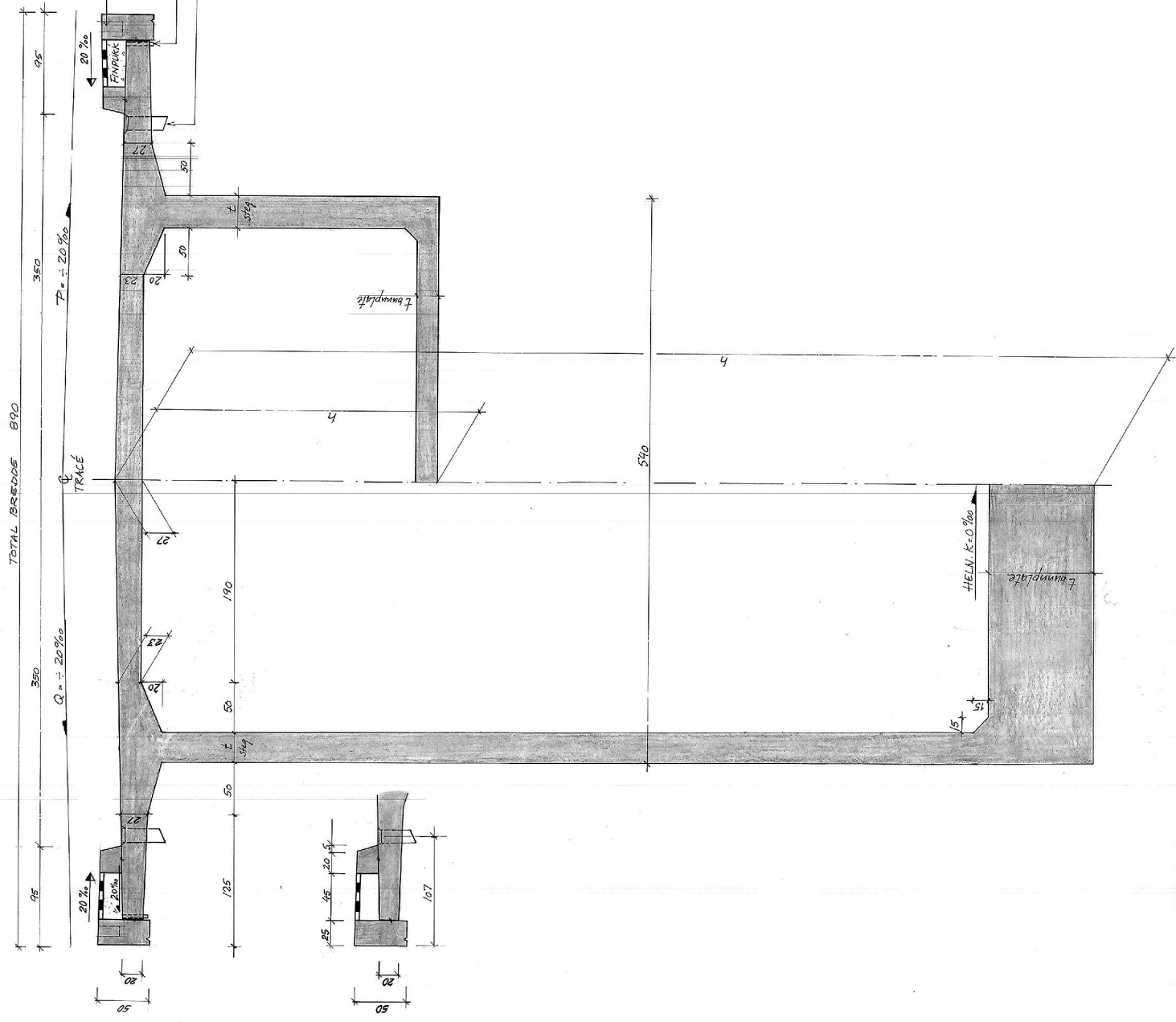
NÖDVENDIG FLYTEKRAFT I
SPENNARMERING : $S_f = \sigma_{0,2} \times F_a$

Dato		Prosjekt	
Skala	Målestokk	Byggetid	Nr.
1:300	1:300	1974-74	1415
1:400	1:400		
III	III		
STATENS VEGVESEN HERØYBRUA MØRE OG Romsdal fylke			
SPENNARMERINGSBEHOV - Etasjes nr. <i>Arbeidsblad nr. 92A</i>			
PEL 855 - 1025			
Etableringsnr. 99			
Etableringsnr. 423/74			
Vegdirektoratets bruavdeling, Oslo, den 23/9-74			

SEKJONSINDELING FOR FRITT FRAMBYGG

0,80 | 12 x 5,00 | 4,75 | 4,75 | 4,50 | 4,20 | 6,00 | 6,00 | 4,20 | 4,50 | 4,75 | 4,75 | 4,75 | 0,80

Handwritten signature and date



UTSPAR. FÖR REKULVERK 15,6,5 C.200 B.S. SE TEGN. 40573 om 23/74
 ÅRSTOUPER SE SVING TVERNINGAR

FÖRSTÄRKNINGEN C.500 1 1/2" RÖR L=20 CM. B.S.
 ÖVERVÄNNSLUK TVERSNITT 15,6,5,1 B.S. SE TEGN. 68772 om 23/74

I FÖRTÄN LÄGGES FINPUNK.
 ÅVRETTNING MED 3 CM ÅLFRÄT.

t_{hump} = 100 - 20 CM
 t_{steg} = 30 CM FRÅ AKSEL 2 till 5
 ellus 25 CM

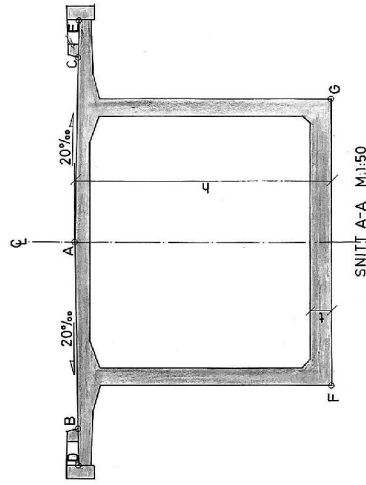
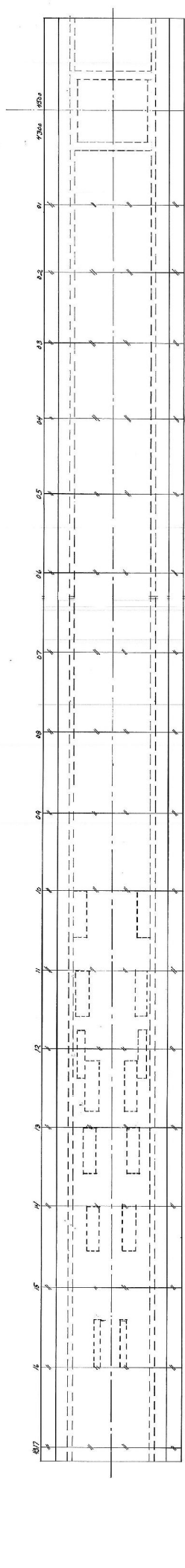
TRAFIKK ÖKT.-69
 UTFÖR. KL. B
 BETONG B 450
 Slump 4 cm
 Försvol. ca 4%
 Spröckst. 3,0 dm

9/23-74	Dr. arkitekt, statiska	1	SE 27
DRÖJ.	Mått	Blatt	Nr.
	Skala	Tegnr.	73
	1:20	Nr.	49-74
	CM	Tec.	507
		Tec. nr.	
		Beställ nr.	68073 A
		Reviderat	
Vegdirektoratets huvudkontor, Oslo, den 23/8-74			

STATENS VEGVESEN
 HERÖYBRUA
 MÖRE OG ROMSDAL FYLKE
 PEL 911,465 - 1202,542
 TYPISK TVERSNITT

Signaturen: *[Handwritten signature]*

PEL	10253	10308	10353	10408	10453	10508	10553	10608	10653	10708	10753	10808	10853	10908	10953	11008	11053	11108
A	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923
B/C	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923
D/E	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923	36,923
F/G	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974	38,974
n	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041	3041
t	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20



Se også 1/2 Strøpings tegn nr. 65-105, 03 H 08
Se egne tegn. for rettnet, hørnet, slut etc.

Proj. nr.	1/2-76	Konstruksjonsnummer	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76	1/2-76
STATENS VEGVESEN	HERØYBRUA	MØRE OG ROMSDAL FYLKE	HOVEDSPENN PEL 1025-1110	STØPEANSNITT FORM	80	386/93 B	1-50	1-125	CM	80	386/93 B	1-50	1-125	CM	80	386/93 B	1-50	1-125

TRAFIKK OKT.69
UTFØR. KLB
SP.KL. I
BETONG
Overbygning B 450
Slump 6-8 cm
Porevolum 4 %
dimaks 25 cm

Statens vegvesen
Herøybrua
Møre og Romsdal fylke
Hovedspenn pel 1025-1110
Støpeansnitt form
Vegvesenprosjektets bruk, Oslo, den 28.9.76

Vedlegg B: Vindberegninger

Håndbok N400

5.4.3 I ferdigtilstand er Herøybrua vindklasse 1. Det vil si at det ikke er nødvendig å ta hensyn til dynamiske virkninger.

Vindhastighet og vindhastighetstrykk

NS-EN 1991-1-4

Grunnverdier:

Tabell NA.4(901.1)
Herøy kommune:

$$v_{b0} := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

NA.4.2(2)P (901.1)

$$c_{\text{alt}} := 1.0 \quad v_0 := 30 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad v_{b0} \geq v_0$$

Tabell NA.4(901.4)

$$c_{\text{dir}} := 1.0 \quad \text{Konservativt ved manglende grunnlag.}$$

Tabell NA.4(901.5)

$$c_{\text{season}} := 1.0$$

NA.4.2(2)P

$$\underline{K} := 0.2 \quad n := 0.5 \quad p := 0.02$$

Avsnitt 4.2

$$c_{\text{prob}} := \left(\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right)^n = 1$$

NA.4.2(2)P

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot c_{\text{alt}} \cdot c_{\text{prob}} \cdot v_{b0} = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{Basisvindhastighet}$$

Middelverdier:

(Antar terrengkategori I)

Tabell NA.4.1

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

Kjørebaneens høyde:

$$z := 37\text{m}$$

Avsnitt 4.3.2

$$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.397$$

$$c_0 := 1.0$$

NA.4.3.3(901.2)

$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 41.902 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$k_1 := 1.0$$

Avsnitt 4.4	$I_v := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.122$	
Avsnitt NA.4.5	$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$	
Avsnitt 4.5	$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 562.5 \text{ Pa}$	Basisvindhastighetstrykk
Avsnitt NA.4.4 og NA.4.5	$v_s := v_m \quad k_p := 3.5$	
	$v_p := v_s \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v} = 57.024 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	Vindkasthastighet
Uten trafikklaster:	$q_{p, \text{UTRAF}} = 0.5 \cdot \rho \cdot v_p^2 = 2.032 \text{ kPa}$	Vindkasthastighetstrykk
	$v_p > 35 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad v_{\text{kast}} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	
Med trafikklaster:	$q_{p, \text{MTRAF}} = 0.5 \cdot \rho \cdot v_{\text{kast}}^2 = 765.625 \text{ Pa}$	Vindkasthastighetstrykk

Vindlast på bru - uten trafikklaster

I henhold til NA.8.3.2(1) kan forenklet beregningsmetode benyttes for å finne vindkreftene dersom dynamisk responsanalyse ikke er nødvendig.

Tabell 8.1	$d_{\text{tot}} := 6\text{m} + 0.6\text{m} = 6.6\text{m}$	Åpent brurekkverk, begge sider (velger en høy middelverdi for d på 6m, varierer fra 2m til 10m)
Velger:	$L := 1$	
Figur 8.3	$A_{\text{refx}} := d_{\text{tot}} \cdot L = 6.6 \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$	
Avsnitt 4.5(1)	$c_e := \frac{q_{p, \text{UTRAF}}}{q_b} = 3.613$	
Figur 8.3	$b := 8.9\text{m} \quad \frac{b}{d_{\text{tot}}} = 1.348$	$c_{fx} := 2.1$
Avsnitt 8.3.2(1)	$C_x := c_e \cdot c_{fx} = 7.587$	
<u>Vindkraft i bruas tverretning (her; x-retning):</u>		
Avsnitt 8.3.2(1)	$F_{wx} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot L = 4.268 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	

$$F_{w_x.kontroll} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_x \cdot A_{refx} = 28.168 \cdot \frac{kN}{m}$$

Vindkraft i bruas lengderetning (her; y-retning):

Avsnitt NA.8.3.4(1) $F_{w_y} := 0.5 \cdot F_{w_x} = 2.134 \cdot \frac{kN}{m^2}$

$$F_{w_y.kontroll} = 0.5 \cdot F_{w_x.kontroll} = 14.084 \cdot \frac{kN}{m}$$

Vindkraft vertikalt på brua (her; z-retning):

Avsnitt NA.8.3.3(1) $c_{fz} := 0.9$

$$C_z := c_e \cdot c_{fz} = 3.252$$

Avsnitt 8.3.3(2)

$$A_{refz} := b \cdot L = 8.9m$$

$$F_{w_z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot L = 1.829 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$F_{w_z.kontroll} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_z \cdot A_{refz} = 16.279 \cdot \frac{kN}{m}$$

Vindlast på bru - med trafikklast

Punkt 8.3.1(5) $d_{tot.t} := 6m + 2m = 8m$

kjøretøyhøyde 2m

Velger:

$$L = 1$$

(velger en høy middelverdi for d på 6m, varierer fra 2m til 10m)

Figur 8.3

$$A_{refx.t} := d_{tot.t} \cdot L = 8 \cdot \frac{m^2}{m}$$

Avsnitt 4.5(1)

$$c_{e.t} := \frac{q_p \cdot MTRAF}{q_b} = 1.361$$

Figur 8.3

$$b = 8.9m \quad \frac{b}{d_{tot.t}} = 1.113 \quad c_{fx.t} := 2.2$$

Avsnitt 8.3.2(1)

$$C_{x.t} := c_{e.t} \cdot c_{fx.t} = 2.994$$

Vindkraft i bruas tverretning (her; x-retning):

Avsnitt 8.3.2(1) $F_{w_x.t} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 \cdot C_{x.t} \cdot L = 2.293 \cdot \frac{kN}{m^2}$

$$F_{w_x.t.kontroll} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 \cdot C_{x.t} \cdot A_{refx.t} = 18.341 \cdot \frac{kN}{m}$$

Vindkraft i bruas lengderetning (her; y-retning):

$$\text{Avsnitt NA.8.3.4(1)} \quad F_{wy.t} := 0.5 \cdot F_{wx.t} = 1.146 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wy.t.kontroll} := 0.5 \cdot F_{wx.t.kontroll} = 9.17 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkraft vertikalt på brua (her; z-retning):

$$\text{Avsnitt NA.8.3.3(1)} \quad c_{fz.t} := 0.9$$

$$C_{z.t} := c_{e.t} \cdot c_{fz.t} = 1.225$$

$$\text{Avsnitt 8.3.3(2)} \quad A_{refz.t} := b \cdot L = 8.9 \text{ m}$$

$$F_{wz.t} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 \cdot C_{z.t} \cdot L = 0.938 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$F_{wz.t.kontroll} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 \cdot C_{z.t} \cdot A_{refz.t} = 8.347 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Avsnitt 8.3.3(5)} \quad e := \frac{b}{4} = 2.225 \text{ m}$$

Kraften i z-retning plasseres med en eksentrisitet e fra senter bru, både for tilfellet med og uten trafikklast.

Gjennomfører kontroll ihht. NA.8.1(4). Undersøker at vindhastigheten med samtidig virkende trafikklast ($v_{b.0.traf}$) ikke overskrider vindhastigheten uten trafikklast ($v_{b.0}$):

$$v_{p.v} := v_s \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v}$$

$$v_{p.v} := 35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{s.v} := \frac{v_p}{\sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v}} = 25.719 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{b.traf} := \frac{v_s}{c_r \cdot c_0} = 18.413 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$v_{b.0.traf} := \frac{v_{b.traf}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 18.413 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\frac{v_{b.0.traf}}{v_{b0}} = 0.614 \quad \text{OK!}$$

Vindlast på pilarer

Vindkraft i bruas lengderetning (her: y-retning):

Pilar 3 og 4: Forenkler til en gjennomsnittlig last da kun høyden er litt forskjellig.

Figur 7.23

$$d_y := 5\text{m}$$

Figur 7.23

$$b_y := 5.4\text{m}$$

Figur 7.23

$$l_3 := 24.63\text{m} \quad l_4 := 21.86\text{m} \quad l_p := \frac{l_3 + l_4}{2} = 23.245\text{m}$$
$$\frac{d_y}{b_y} = 0.926 \quad c_{f0,y} := 2.15$$

Figur 7.24

$$\psi_r := 1.0 \quad \text{Vinkelrette hjørner}$$

Avsnitt 7.13

$$\psi_\lambda := 1.0 \quad \text{ikke relevant (ingen endeeffekter)}$$

Avsnitt 7.6(1)

$$c_{fy} := c_{f0,y} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2.15$$

Avsnitt 7.6(2)

$$A_{ref,y} := b_y \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 5.4\text{m}$$

Avsnitt 6 & 8.2
MERKNAD 2

$$C_s C_d := 1.0 \quad \text{ikke relevant (dynamisk beregning ikke nødvendig)}$$

Kapittel 4.3.2

$$c_{r,p} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 1.318$$

Kapittel 4.3.1

$$v_{m,p} := c_{r,p} \cdot c_0 \cdot v_b = 39.531 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Kapittel 4.4

$$I_{v,p} := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} = 0.129$$

Kapittel 4.5

$$q_{b,p} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 562.5 \text{Pa}$$

$$v_{s,p} := v_{mp} \quad k_p = 3.5$$

NA.4.4 MERKNAD

$$v_{p,p} := v_{s,p} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,p}} = 54.534 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

NA.4.5(1)

$$q_{p,p} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p,p}^2 = 1.859 \text{ kPa}$$

Kapittel 5.3(2)

$$F_{w,p,y} := C_s C_d \cdot c_{fy} \cdot q_{p,p} \cdot A_{ref,y} = 21.58 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Pilar 5

Figur 7.23

$$d_{y,5} := 4 \text{ m}$$

Figur 7.23

$$b_{y,5} := 1.5 \text{ m}$$

Figur 7.23

$$\frac{d_{y,5}}{b_{y,5}} = 2.667 \quad c_{f0,y,5} := 1.45 \quad l_5 := 22.55 \text{ m}$$

Avsnitt 7.6(1)

$$c_{fy,5} := c_{f0,y,5} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 1.45$$

Avsnitt 7.6(2)

$$A_{ref,y,5} := b_{y,5} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 1.5 \text{ m}$$

$$z_{e,5} := l_5$$

Kapittel 4.3.2

$$c_{r,p,5} := k_r \cdot \ln\left(\frac{z_{e,5}}{z_0}\right) = 1.313$$

Kapittel 4.4

$$I_{v,p,5} := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z_{e,5}}{z_0}\right)} = 0.13$$

Kapittel 4.3.1

$$v_{m,p,5} := c_{r,p,5} \cdot c_0 \cdot v_b = 39.377 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

NA.4.4 MERKNAD

$$v_{p,p,5} := v_{m,p,5} \cdot \sqrt{1 + 2 \cdot k_p \cdot I_{v,p,5}} = 54.372 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

NA.4.5(1)

$$q_{p,p,5} := 0.5 \cdot \rho \cdot v_{p,p,5}^2 = 1.848 \text{ kPa}$$

Kapitel 5.3(2)

$$F_{w,p,y,5} := C_s C_d \cdot c_{fy,5} \cdot q_{p,p,5} \cdot A_{ref,y,5} = 4.019 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Vindkraft i bruas tverretning (her; x-retning):

Pilar 3 og 4: Forenkler til en gjennomsnittlig last da kun høyden er litt forskjellig.

Figur 7.23 $d_x := 5.4\text{m}$

Figur 7.23 $b_x := 5\text{m}$

Figur 7.23 $\frac{d_x}{b_x} = 1.08$ $c_{f0,x} := 2.0$

Avsnitt 7.6(1) $c_{f,x} := c_{f0,x} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2$

Avsnitt 7.6(2) $A_{\text{ref},x} := b_x \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 5\text{m}$

Kapittel 5.3(2) $F_{w,p,x} := C_s C_d \cdot c_{f,x} \cdot q_{p,p} \cdot A_{\text{ref},x} = 18.588 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Pilar 5

Figur 7.23 $d_{x,5} := 1.5\text{m}$

Figur 7.23 $b_{x,5} := 4\text{m}$

Figur 7.23 $\frac{d_{x,5}}{b_{x,5}} = 0.375$ $c_{f0,x,5} := 2.25$

Avsnitt 7.6(1) $c_{f,x,5} := c_{f0,x,5} \cdot \psi_r \cdot \psi_\lambda = 2.25$

Avsnitt 7.6(2) $A_{\text{ref},x,5} := b_{x,5} \cdot 1 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 4\text{m}$

Kapittel 5.3(2) $F_{w,p,x,5} := C_s C_d \cdot c_{f,x,5} \cdot q_{p,p,5} \cdot A_{\text{ref},x,5} = 16.629 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Vedlegg C: Beregning av kryptall

Etter NS 3473 Tillegg A.9.3.2

Betongens alder ved pålastning i døgn: $t_0 := 4$

Betongens alder ved sammenkobling: $t_1 := 179$

Betongens alder ved all krypeffekt: $t_{inf} := \infty$

Relativ luftfuktighet: $RH := 70\%$

Betongens tverrsnittsareal: $A_c := 7.9536 \text{ m}^2$

Lengden av omkretsen som utsettes for uttørking: $U := 38.418 \text{ m}$

Betongens sylindertykkfasthet: $f_{cck} := 32 \text{ MPa}$

Den effektive tverrsnittstykkelsen: $h_0 := \frac{2A_c}{U} = 414.056 \cdot \text{mm}$

Faktor:
$$\varphi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.08 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}}}} = 1.503$$

Faktor:
$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt[3]{f_{cck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} = 0.959$$

Faktor:
$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.735$$

Faktor:
$$\beta_h := 1.5 \cdot h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50\%} \right) \right] + 250 = 871.188$$

Faktor ved sammenkobling:
$$\beta_{c,t1} := \left(\frac{t_1 - t_0}{\beta_h + t_1 - t_0} \right)^{0.3} = 0.585$$

Faktor ved all kryptbelastning:
$$\beta_{c,tinf} := \left(\frac{t_{inf} - t_0}{\beta_h + t_{inf} - t_0} \right)^{0.3} = 1$$

Kryptall ved sammenkobling: $\varphi_{t1} := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_{c,t1} = 1.462$

Kryptall ved all kryptbelastning: $\varphi_{tinf} := \varphi_0 \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_{c,tinf} = 2.5$

Forandring i kryptall: $\Delta\varphi := \varphi_{tinf} - \varphi_{t1} = 1.038$

Beregnet støttemoment: $M_{\text{res.støtte}} := 532276 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \frac{1}{1 + \Delta\varphi} + 428066 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \frac{\Delta\varphi}{1 + \Delta\varphi} = 4.792 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Støttemoment fra RM-
bridge analysen: $M_{\text{støtte}} := 500944 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Avvik: $\frac{M_{\text{støtte}} - M_{\text{res.støtte}}}{M_{\text{støtte}}} = 4.341 \cdot \%$

Beregnet feltmoment: $M_{\text{res.felt}} := 1455 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \frac{1}{1 + \Delta\varphi} + 45838 \text{ kN} \cdot \text{m} \cdot \frac{\Delta\varphi}{1 + \Delta\varphi} = 2.406 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Feltmoment fra RM-
bridge analysen: $M_{\text{felt}} := 16949 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Avvik: $\frac{M_{\text{felt}} - M_{\text{res.felt}}}{M_{\text{felt}}} = -41.957 \cdot \%$

Vedlegg D: Kontroll av momentkapasitet

Medvirkende flensbredde over støtte (strekkflens)

Faktisk flensbredde: $b_f := 1.5\text{m}$

Flenstykkelse: $t_f := 0.24\text{m}$

Lengde av høyre spenn: $L_{s,h} := 170\text{m}$

Lengde av venstre spenn: $L_{s,v} := 85\text{m}$

NS 3473 Tillegg A.9.4.2

Avstand mellom momentnullpunkter: $0.3L$

NS 3473 Avsnitt 9.5.1

Medvirkende flensbredde over støtte: $b_{\text{flens},s} := \min[b_f, 8 \cdot t_f, 0.3 \cdot (L_{s,h} + L_{s,v})] = 1.5\text{m}$

Medvirkende flensbredde over støtte (trykkflens)

Faktisk flensbredde: $b_f = 1.5\text{m}$

Flenstykkelse: $t_f = 0.24\text{m}$

Lengde av midtspenn: $L_f := 170\text{m}$

NS 3473 Tillegg A.9.4.2

Avstand mellom momentnullpunkter: $0.75L$

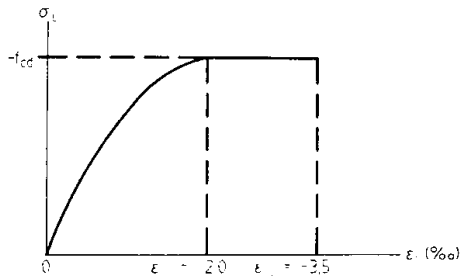
NS 3473 Avsnitt 9.5.1

Medvirkende flensbredde over støtte: $b_{\text{flens},f} := \min(b_f, 8 \cdot t_f, 0.75 \cdot L_f) = 1.5\text{m}$

Både over støtte og i felt tilsvarende medvirkende flensbredde faktisk flensbredde. Dermed regnes all armering i topp- og bunnplate som virksom på momentkapasiteten.

Momentkapasitet over støtte

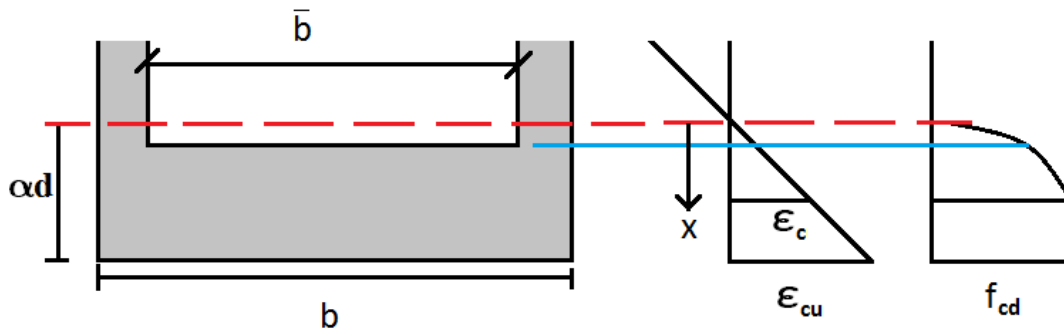
Dim. flytespenning betong (B450):	$f_{cd} := \frac{25.2\text{MPa}}{1.4} = 18\cdot\text{MPa}$
Dim. flytespenning slakkarmering (Ks40 og Ks40s Ø12):	$f_{sd} := \frac{400\text{MPa}}{1.25} = 320\cdot\text{MPa}$
Dim. flytespenning spennarmering:	$f_{p0.2d} := \frac{1470\text{MPa}}{1.25} = 1.176 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$
Areal av spennarmering i tverrsnitt: (antar alt som fullt virksomt)	$A_{p.s} := 1244\text{mm}^2 \cdot 58 = 7.215 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$
Effektiv bredde av tverrsnittet:	$b_{\text{eff},s} := 5.4\text{m}$
Avstand fra UK trykk til spennarmeringssenteret:	$d_{Ap,s} := 9.82\text{m} - 0.13\text{m} = 9.69 \times 10^3 \cdot \text{mm}$
Avstand fra UK trykk til slakkarmeringssenteret (strekkarmering):	$d_{As,s} := 9.82\text{m} - \frac{0.24\text{m}}{2} = 9.7 \times 10^3 \cdot \text{mm}$
Tverrsnittsareal av slakkarmering: (i samme bredde som trykksone)	$A_{s.s} := \frac{(12\text{mm})^2 \cdot \pi}{4} \cdot (42 + 2 \cdot 6 + 2 \cdot 8 + 25) = 1.074 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$
Midlere avstand fra UK trykk til strekkarmeringssenteret:	$d_{m.s} := \frac{d_{As,s} \cdot A_{s.s} \cdot f_{sd} + d_{Ap,s} \cdot A_{p.s} \cdot f_{p0.2d}}{A_{s.s} \cdot f_{sd} + A_{p.s} \cdot f_{p0.2d}} = 9.69 \times 10^3 \cdot \text{mm}$
Tverrsnittsareal av trykkarmering:	$A_{st,s} := 2 \cdot 25 \cdot \frac{(12\text{mm})^2 \cdot \pi}{4} = 5.655 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$
Avstand fra UK trykk til senter trykkarmering:	$d_{\tau,s} := \frac{1\text{m}}{2} = 500 \cdot \text{mm}$
Strekraft i spennarmeringen:	$S_{pd,s} := A_{p.s} \cdot f_{p0.2d} = 8.485 \times 10^4 \cdot \text{kN}$
Strekraft i slakkarmeringen:	$S_{d,s} := f_{sd} \cdot A_{s.s} = 3.438 \times 10^3 \cdot \text{kN}$
Trykkraft i trykkarmeringen:	$T_{d,s} := f_{sd} \cdot A_{st,s} = 1.81 \times 10^3 \cdot \text{kN}$
Antar NA i betongflens:	$\alpha_s := \frac{S_{pd,s} + S_{d,s} - T_{d,s}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff},s} \cdot d_{m.s}} = 0.115$
Trykksonehøyde:	$\alpha_s \cdot d_{m.s} = 1.112 \times 10^3 \cdot \text{mm}$ NB! Større enn 1m!
NA utenfor flens; må estimere kraften i betongen mer nøyaktig (NS 3473 Figur 3):	



For $0 \geq \epsilon_c > -2,0$ gjelder:

$$\sigma_c = -f_{cd} \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \left[2 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{co}} \right]$$

$\epsilon_{co} = -2$ ‰ er tøyning når maksimal spenning nås



Formel for spenning i betongen som funksjon av tøyningen:

$$0 < \epsilon_c < 2 \quad \epsilon_c := 0.35 \quad \epsilon_{co} := 2 \quad \sigma_c := f_{cd} \cdot \left(\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_{co}} - \frac{\epsilon_c^2}{\epsilon_{co}^2} \right)$$

Omgjort formel for spenning i betongen som funksjon av αd (eller x), $\epsilon_c = 0.35$ tilsvarer $0.101 \alpha d$ (avstanden mellom rød og blå linje):

$$0 < x < \frac{4}{7} \quad x := \frac{\alpha_s \cdot d_{m.s} - 1m}{\alpha_s \cdot d_{m.s}} = 0.101 \quad \sigma_c := f_{cd} \cdot \left[\frac{2x}{\frac{4}{7}} - \frac{x^2}{\left(\frac{4}{7}\right)^2} \right] \quad \int_0^{0.101} \sigma_c dx = 0.0168 \cdot f_{cd}$$

Tykkelse av steg: $t_s := 300\text{mm}$

Tilnærmet indre momentarm: $z_s := (1 - 0.4 \cdot \alpha_s) \cdot d_{m.s} = 9.246 \times 10^3 \cdot \text{mm}$

Trykkraft i betongen: $T_{c.s} := 0.8 \cdot \alpha_s \cdot d_{m.s} \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}.s} - 0.0168 \cdot \alpha_s \cdot d_{m.s} \cdot (b_{\text{eff}.s} - 2 \cdot t_s) \cdot f_{cd} = 8.487 \times 10^4 \cdot \text{kN}$

Momentkapasitet: $M_{Rd.s} := T_{c.s} \cdot z_s + T_{d.s} \cdot (d_{m.s} - d_{\tau.s}) = 8.013 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende moment og kapasitetskontroll over støtte

Dimensjonerende støttemoment
for kombinasjon ULS a):

$$M_{\text{Ed.s.A}} := \left(\frac{826307 - 701949}{6\text{m}} \cdot 2.5\text{m} + 701949 \right) \text{kN} \cdot \text{m} = 7.538 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment:

$$M_{\text{T.s}} := \left(\frac{36359 - 38448}{6\text{m}} \cdot 2.5\text{m} + 47803 \right) \text{kN} \cdot \text{m} = 4.693 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment fra ULS a):

$$M_{\text{Ed.tot.s.A}} := M_{\text{Ed.s.A}} - 0.9 \cdot 0.9 \cdot M_{\text{T.s}} = 7.157 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende støttemoment
for kombinasjon ULS b):

$$M_{\text{Ed.s.B}} := \left(\frac{762238 - 649825}{6\text{m}} \cdot 2.5\text{m} + 649825 \right) \text{kN} \cdot \text{m} = 6.967 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment fra ULS b):

$$M_{\text{Ed.tot.s.B}} := M_{\text{Ed.s.B}} - 1.0 \cdot 0.9 \cdot M_{\text{T.s}} = 6.544 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dim. støttemoment:

$$M_{\text{Ed.s}} := \max(M_{\text{Ed.tot.s.A}}, M_{\text{Ed.tot.s.B}}) = 7.157 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll:

$$\frac{M_{\text{Ed.s}}}{M_{\text{Rd.s}}} = 89.329\%$$

Momentkapasitet i felt

Dim. flytespenning betong (B450):	$f_{cd} := \frac{25.2\text{MPa}}{1.4} = 18 \cdot \text{MPa}$
Dim. flytespenning slakkarmering (Ks40 og Ks40s Ø12):	$f_{sd} := \frac{400\text{MPa}}{1.25} = 320 \cdot \text{MPa}$
Dim. flytespenning spennarmering:	$f_{pd} := \frac{1470\text{MPa}}{1.25} = 1.176 \times 10^3 \cdot \text{MPa}$
Areal av spennarmering:	$A_{p.f} := 1244\text{mm}^2 \cdot 24 = 2.986 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$
Effektiv bredde av tverrsnittet:	$b_{\text{eff}} := 8.4\text{m}$
Avstand fra OK trykk til spennarmeringssenteret:	$d_{Ap.f} := 3.02\text{lm} - 0.09\text{m} = 2.931 \times 10^3 \cdot \text{mm}$
Avstand fra OK trykk til slakkarmeringssenteret (strekkarmering):	$d_{As.f} := 3.02\text{lm} - \frac{0.20\text{m}}{2} = 2.921 \times 10^3 \cdot \text{mm}$
Tverrsnittsareal av slakkarmering:	$A_{s.f} := \frac{(12\text{mm})^2 \cdot \pi}{4} \cdot 2 \cdot 25 = 5.655 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$
Midlere avstand fra UK trykk til strekkarmeringssenteret:	$d_{m.f} := \frac{d_{As.f} \cdot A_{s.f} \cdot f_{sd} + d_{Ap.f} \cdot A_{p.f} \cdot f_{pd}}{A_{s.f} \cdot f_{sd} + A_{p.f} \cdot f_{pd}} = 2.931 \times 10^3 \cdot \text{mm}$
Tverrsnittsareal av trykkarmering:	$A_{st.f} := (42 + 25 + 2 \cdot 6 + 2 \cdot 8) \cdot \frac{(12\text{mm})^2 \cdot \pi}{4} = 1.074 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$
Avstand fra OK trykk til senter trykkarmering:	$d_{\tau.f} := \frac{0.24\text{m}}{2} = 120 \cdot \text{mm}$
Strekraft i spennarmeringen:	$S_{pd.f} := A_{p.f} \cdot f_{pd} = 3.511 \times 10^4 \cdot \text{kN}$
Strekraft i slakkarmeringen:	$S_{d.f} := f_{sd} \cdot A_{s.f} = 1.81 \times 10^3 \cdot \text{kN}$
Trykkraft i trykkarmeringen:	$T_{d.f} := f_{sd} \cdot A_{st.f} = 3.438 \times 10^3 \cdot \text{kN}$
Antatt NA i betongflens:	$\alpha_f := \frac{S_{pd.f} + S_{d.f} - T_{d.f}}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff}} \cdot d_{m.f}} = 0.094$
Trykksonehøyde:	$\alpha_f \cdot d_{mf} = 0.277\text{m} \quad \text{NB! Større enn } 0,24\text{m!}$

NA utenfor betongflens; må regne ut trykkraften i betongen på tilsvarende måte som for støttemomentet, men nå blir $x=0,134$:

$$x := \frac{\alpha_f \cdot d_{m.f} - 0.24m}{\alpha_f \cdot d_{m.f}} \quad \int_0^{0.134} \sigma_c dx = 0.029 \cdot f_{cd}$$

Tilnærmet indre momentarm: $z_f := (1 - 0.4 \cdot \alpha_f) \cdot d_{m.f} = 2.82 \times 10^3 \cdot \text{mm}$

Trykkraft i betongen: $T_{c.f} := 0.8 \cdot \alpha_f \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{eff.f}} \cdot d_{m.f} - 0.029 \cdot \alpha_f \cdot f_{cd} \cdot (b_{\text{eff.f}} - 2 \cdot t_s) \cdot d_{m.f} = 3.236 \times 10^4 \cdot \text{kN}$

Momentkapasitet: $M_{Rd.f} := T_{c.f} \cdot z_f + T_{d.f} \cdot (d_{m.f} - d_{\tau.f}) = 1.009 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende moment og kapasitetskontroll i felt (element 154)

Dimensjonerende støttemoment for kombinasjon ULS a):

$$M_{Ed.fA} := 61784 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Tvangsmoment:

$$M_{T.f} := 56329 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment fra ULS a): $M_{Ed.tot.fA} := M_{Ed.fA} + 1.1 \cdot 0.9 \cdot M_{T.f} = 1.175 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende støttemoment for kombinasjon ULS b):

$$M_{Ed.fB} := 67667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Totalt moment fra ULS b): $M_{Ed.tot.fB} := M_{Ed.fB} + 1.0 \cdot 0.9 \cdot M_{T.f} = 1.184 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Dim. støttemoment: $M_{Ed.f} := \max(M_{Ed.tot.fA}, M_{Ed.tot.fB}) = 1.184 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Kontroll: $\frac{M_{Ed.f}}{M_{Rd.f}} = 117.31\%$

Vedlegg E: Kontroll av Skjærkapasitet

Forenklet metode etter NS 3473 Avsnitt 12.3.2

Konstruksjonsfasthet for strekk
beregnet fra Tabell 5 (C40): $f_{tn} := \left(\frac{1.7 + 2}{2}\right) \cdot \text{MPa} = 1.85 \cdot \text{MPa}$

Materialfaktor for betong: $\gamma_c := 1.4$

Dimensjonerende strekkfasthet: $f_{td} := \frac{f_{tn}}{\gamma_c} = 1.321 \cdot \text{MPa}$

Dimensjonerende trykkfasthet: $f_{cd} := \frac{25.2 \cdot \text{MPa}}{1.4} = 18 \cdot \text{MPa}$

1) Skjærkapasitet for trykkbrudd

12.3.2.5

Vinkel, vertikale bøyer: $\alpha := \frac{\pi}{2}$

d hentet fra vedlegg D: $d := 9.69 \text{m}$

Indre momentarm: $z := 0.9 \cdot d = 8.721 \text{m}$

Minste bredde av tverrsnitt: $b_w := 2 \cdot 0.3 \text{m}$

Skjærtrykkkapasitet: $V_{ccd} := \min\left[0.3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0.45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z\right] = 2.826 \times 10^4 \cdot \text{kN}$

Opptredende skjærkraft: $V_{Ed,1} := 20535 \text{kN}$

Kontroll: $\frac{V_{Ed,1}}{V_{ccd}} = 72.675\%$

2) Skjærstrekkkapasitet i snitt ved søyleliv

12.3.2.1

Kapasitet uten skjærarmering og aksialkraft

Faktor: $k_A := 100 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tverrsnittsareal av den innlagte lengdearmeringen på strekksiden:

$$A_{s,2} := 95 \cdot \frac{\pi \cdot (12\text{mm})^2}{4} + 58 \cdot 1244\text{mm}^2 = 8.29 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Faktor:
(12.3.2.4)

$$k_v := 1.0$$

Kapasitet uten skjærarmering og uten samtidig aksialkraft:

$$V_{co} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_{s,2}}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d} \right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \right] = 4.081 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

12.3.2.2

Kapasitet med samtidig aksialtrykk

Arealtreghetsmoment (urisset betong): $I_c := 172.2\text{m}^4$

Avstand fra t.p til strekkside: $y_c := 5.881\text{m}$

Betongtverrsnittets tverrsnittsmodul m.h.p. strekkranden / randen med minst trykk: $W_c := \frac{I_c}{y_c}$

Dim. aksialkraft (streck +): $N_f := \frac{65132\text{kN} - 64723\text{kN}}{6\text{m}} \cdot 2.5\text{m} - 65132\text{kN} = -6.496 \times 10^4 \cdot \text{kN}$
(Interpolerer mellom element 137 og 138)

Betong tverrsnittsareal: $A_c := 12.56\text{m}^2$

Rissmoment: $M_o := \frac{-N_f \cdot W_c}{A_c} = 1.514 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Dim. moment som svarer til V_f :

(Interpolerer mellom element 137 og 138) $M_f := 54376\text{kN} \cdot \text{m} - \frac{54376\text{kN} \cdot \text{m} - 42408\text{kN} \cdot \text{m}}{6\text{m}} \cdot 2.5\text{m} = 4.939 \times 10^5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Statisk moment om t.p.aksen for den ene delen av tverrsnittet:

$$S_c = \int y dA$$

$$S_c := 2 \cdot 0.3m \cdot 5.641m \cdot \frac{5.641m}{2} + 0.24m \cdot 8.4m \cdot \left(5.641m + \frac{0.24m}{2} \right) = 21.16m^3$$

Momentarm:

$$z_1 := \max\left(0.7d, \frac{I_c}{S_c}\right) = 8.138m$$

Trykkspenning fra normalkraft:

$$\sigma := \min\left(\frac{N_f}{A_c}, 0.4 \cdot f_{cd}\right) = -5.172 \times 10^6 \text{ Pa}$$

Dimensjonerende skjærkraft: (interpolerer mellom element 137 og 138)

$$V_f := 20535kN - \frac{20535kN - 17837kN}{6m} \cdot 2.5m = 1.941 \times 10^4 \cdot kN$$

Kapasitet ved samtidig aksialtrykk:

$$V_{cd} := \min\left[V_{co} + 0.8 \cdot M_o \cdot \left|\frac{V_f}{M_f}\right|, (f_{td} \cdot k_v - 0.25c) \cdot b_w \cdot z_1\right] = 8.843 \times 10^3 \cdot kN$$

12.3.2.1

Kapasitet med fordelt skjærarmering i lengderetning

Areal av skjærarmering: (4 bøyer pr snitt, Ks 40 ø16c20)

$$A_{sv} := 4 \cdot \frac{\pi \cdot (16mm)^2}{4} = 804.248mm^2$$

Senteravstand mellom bøyer:

$$s := 200mm$$

Karakteristisk flytespenning:

$$f_{sk} := 400MPa$$

Dim. flytespenning:

$$f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.25} = 320MPa$$

Kapasitet fra skjærarmering:

$$V_{sd} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv}}{s} \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha) \cdot \sin(\alpha)) = 1.122 \times 10^4 \cdot kN$$

Total skjærstrekkapasitet:

$$V_{Rd.2} := V_{cd} + V_{sd} = 2.006 \times 10^4 \cdot kN$$

Kontroll:

$$\frac{V_f}{V_{Rd.2}} = 96.74\%$$

3) Skjærstrekkkapasitet i fjerdedelspunktet

12.3.2.1

Kapasitet uten skjærarmoring og aksialkraft

Tverrsnittsareal av den innlagte langedarmoringen på strekksiden:

$$A_{s.3} := 95 \cdot \frac{\pi \cdot (12\text{mm})^2}{4} + 22 \cdot 1244\text{mm}^2 = 3.811 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Tilnærmet d basert på spennarmeringen: $d_3 := 5.115\text{m} - 0.13\text{m} = 4.985\text{m}$

Kapasitet uten skjærarmoring og uten samtidig aksialkraft:

$$V_{co.3} := \min \left[0.3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_{s.3}}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d_3} \right) \cdot b_w \cdot d_3 \cdot k_v, 0.6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d_3 \cdot k_v \right] = 2.002 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

12.3.2.2

Kapasitet med samtidig aksialtrykk

Avstand fra t.p. til strekkrand: $y_{c.3} := 2.609\text{m}$

Arealtreghetsmoment (urisset betong): $I_{c.3} := 29.36\text{m}^4$

Betongtverrsnittets tverrsnittsmodul m.h.p. strekkranden / randen med minst trykk:

$$W_{c.3} := \frac{I_{c.3}}{y_{c.3}} = 11.253\text{m}^3$$

Dim. aksialkraft (streck +):
(Element 146)

$$N_{f3} := -3610\text{IkN}$$

Betong tverrsnittsareal:

$$A_{c.3} := 7.048\text{m}^2$$

Rissmoment:

$$M_{o.3} := \frac{-N_{f3} \cdot W_{c.3}}{A_{c.3}} = 5.764 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dim. moment som svarer til V_{f3} :
(Element 146)

$$M_{f3} := 25844\text{kN} \cdot \text{m}$$

Dim. Skjærkraft (Element 146):

$$V_{f3} := 9768\text{kN}$$

Statisk moment om t.p.aksen for den ene delen av tverrsnittet:

$$S_{c,3} := 2 \cdot 0.3\text{m} \cdot 2.369\text{m} \cdot \frac{2.369\text{m}}{2} + 0.24\text{m} \cdot 8.4\text{m} \cdot \left(2.369\text{m} + \frac{0.24\text{m}}{2} \right) = 6.701 \cdot \text{m}^3$$

Momentarm: $z_3 := \max \left(0.7d_3, \frac{I_{c,3}}{S_{c,3}} \right) = 4.381\text{m}$

Trykkspenning fra normalkraft: $c_3 := \min \left(\frac{N_{f3}}{A_{c,3}}, 0.4 \cdot f_{cd} \right) = -5.122 \cdot \text{MPa}$

Kapasitet ved samtidig aksialtrykk:

$$V_{cd,3} := \min \left[V_{co,3} + 0.8 \cdot M_{o,3} \cdot \left| \frac{V_{f3}}{M_{f3}} \right|, (f_{td} \cdot k_v - 0.25c_3) \cdot b_w \cdot z_3 \right] = 6.84 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

12.3.2.1

Kapasitet med fordelt skjærarmoring i lengderetning

Areal av skjærarmoring: $A_{sv,3} := 4 \cdot \frac{\pi \cdot (16\text{mm})^2}{4} = 804.248 \text{mm}^2$
(4 bøyer pr snitt, Ks 40 ø16c20)

Senteravstand mellom bøyer: $s_3 := 200\text{mm}$

Kapasitet fra skjærarmoring: $V_{sd,3} := \frac{f_{sd} \cdot A_{sv,3}}{s_3} \cdot z_3 \cdot (1 + \cot(\alpha) \cdot \sin(\alpha)) = 5.638 \times 10^3 \cdot \text{kN}$

Total skjærstrekkapasitet: $V_{Rd,3} := V_{cd,3} + V_{sd,3} = 1.248 \times 10^4 \cdot \text{kN}$

Kontroll: $\frac{V_{f3}}{V_{Rd,3}} = 78.286\%$

Vedlegg F: Kontroll og beregning av slankhet

Etter NS 3473 12.2.4

Kontroll ved full bøyestivhet

Betongverrsnittareal:

$$A_c := 9.4\text{m}^2$$

Dim. flytespenning betong
(kvalitet B350):

$$f_{cd} := \frac{19.6\text{MPa}}{1.4} = 14\cdot\text{MPa}$$

Dim. flytespenning armering
(Ks 50 ø25):

$$f_{sd} := \frac{480\text{MPa}}{1.25} = 384\cdot\text{MPa}$$

Arealtreghetsmoment om x-akse:

$$I_{cx} := 37.22\text{m}^4 = 3.722 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

Arealtreghetsmoment om z-akse:

$$I_{cz} := 32.78\text{m}^4 = 3.278 \times 10^{13} \cdot \text{mm}^4$$

Treghetsradie langs z-aksen:

$$i_z := \sqrt{\frac{I_{cx}}{A_c}} = 1.99\text{m}$$

Treghetsradie langs x-akse:

$$i_x := \sqrt{\frac{I_{cz}}{A_c}} = 1.867\text{m}$$

Lengden av søyle 3:

$$L := 24.63\text{m}$$

Knekkklengde i x-retning:

$$L_{ex} := L = 24.63\text{m}$$

Knekkklengde i z-retning:

$$L_{ez} := 2L = 49.26\text{m}$$

Areal av armering:

$$A_s := 148 \cdot \frac{\pi \cdot (25\text{mm})^2}{4} = 7.265 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Mekanisk armeringsforhold:

$$\omega_t := \frac{f_{sd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.212$$

Aksialkraft i ULS:

$$N_f := \frac{50804\text{kN} + 44418\text{kN}}{2} = 4.761 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonsløs aksialkraft:

$$n_f := \frac{N_f}{f_{cd} \cdot A_c} = 0.362$$

Geometrisk slankhet i z-retning:

$$\lambda_z := \frac{L_{ez}}{i_z} = 24.755$$

Geometrisk slankhet i x-retning:

$$\lambda_x := \frac{L_{ex}}{i_x} = 13.189$$

Lastavhengig slankhet i x-retning: $\lambda_{Nx} := \lambda_x \cdot \sqrt{\frac{n_f}{1 + 4\omega_t}} = 5.836 \quad \lambda_{Nz} < 10$

Lastavhengig slankhet i z-retning: $\lambda_{Nz} := \lambda_z \cdot \sqrt{\frac{n_f}{1 + 4\omega_t}} = 10.953 \quad \lambda_{Nx} > 10$

Ved bøyning om x-aksen (i tverretning) er søyla slank og 2. ordens effekter må medregnes. Ved bøyning om z-aksen (i lengderetning) er søyla ikke slank og kun 1. ordens effekter må medregnes.

12.2.3

Utsiktet eksentrisitet i z-retning: $e_{a.z} := \max\left(20\text{mm}, \frac{L_{ez}}{300}, \frac{1}{30} \cdot 5400\text{mm}\right) = 0.18\text{m}$

Utsiktet eksentrisitet i x-retning: $e_{a.x} := \max\left(20\text{mm}, \frac{L_{ex}}{300}, \frac{1}{30} \cdot 5000\text{mm}\right) = 0.167\text{m}$

12.1.2

Minste eksentrisitet i x-retning: $e_{\text{min}.x} := \max\left(20\text{mm}, \frac{1}{30} \cdot 5000\text{mm}\right) = 0.167\text{m}$

Minste eksentrisitet i z-retning: $e_{\text{min}.z} := \max\left(20\text{mm}, \frac{1}{30} \cdot 5400\text{mm}\right) = 0.18\text{m}$

2. ordens effekter i tverretningen (bøyning om x-aksen)

Etter NS 34 73 Tillegg A.12.2

Karakteristisk flytespenning armering: $f_{sk} := 480\text{MPa}$

Elastisitetsmodul armering: $E_s := 200\text{GPa}$

Avstand fra trykkrand til strekkarmering: $d := 5400\text{mm} - \frac{500\text{mm}}{2} = 5.15\text{m}$

Kontroll som bestemmer krumning: $N_f \leq 0.5 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 1$

Krumning: $r_{\text{inv}} := \left(0.5 \cdot \frac{A_c \cdot f_{cd}}{N_f} \cdot \frac{\frac{f_{sk}}{E_s} + 0.003}{d} \right) = 1.449 \times 10^{-3} \frac{1}{\text{m}}$

Elastisk utbøyning: $a_e := 0.1 \cdot L_{ez}^2 \cdot r_{\text{inv}} = 0.352\text{m}$

Tverrsnittsareal av $\phi 25$: $A_{\phi 25} := \pi \cdot (12.5\text{mm})^2 = 490.874\text{mm}^2$

Tverrsnittshøyde: $h := 5400\text{mm}$

Tverrsnittsbredde: $b := 5000\text{mm}$

Tverrsnittstykkelse: $t := 500\text{mm}$

Elastisitetsmodul betong: $E_c := 24.6\text{GPa}$

2. Arealmoment for armeringen om betongens tyngdepunkt:

$$I_s := 2 \left[44 A_{\phi 25} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{t}{2} \right)^2 + 2 \cdot 14 \cdot A_{\phi 25} \cdot \left(\frac{\frac{h}{2} - t}{2} \right)^2 \right] = 0.293\text{m}^4$$

Sekantbøvestivhet:

$$EI_{cr} := 0.6 \cdot E_c \cdot I_{cx} + E_s \cdot I_s = 6.079 \times 10^8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}^2$$

Eulerlast:

$$N_E := \pi^2 \cdot \frac{EI_{cr}}{L_{ez}^2} = 2.472 \times 10^6 \cdot \text{kN}$$

Langtids aksiallast:

(permanente laster faktor 1, variable laster faktor 0.4 og vindlast faktor 0)

$$N_L := \frac{42023\text{kN} + 36469\text{kN}}{2} = 3.925 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Kryptall:

Etter NS 3473 Tillegg A.9.3.2

Betongens alder ved pålasting i døgn: $t_0 := 28$

Betongens alder ved all krypeffekt: $t_{inf} := \infty$

Relativ luftfuktighet: $RH := 70\%$

Lengden av omkretsen som utsettes for uttørking:

$$U := 2 \cdot h + 2 \cdot b = 20.8\text{m}$$

Betongens sylindertykkfasthet:

$$f_{cck} := 24\text{MPa}$$

Den effektive tverrsnittstykkelsen:

$$h_0 := \frac{2A_c}{U} = 903.846\text{mm}$$

Faktor:
$$\varphi_0 := 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100\%}}{0.08 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}}}} = 1.388$$

Faktor:
$$\beta_1 := \frac{8.3}{3 + \sqrt{f_{cck} \cdot \frac{1}{\text{MPa}}}} = 1.051$$

Faktor:
$$\beta_2 := \frac{2.4}{0.1 + t_0^{0.18}} = 1.249$$

Faktor:
$$\beta_h := 1.5 \cdot h_0 \cdot \frac{1}{\text{mm}} \cdot \left[1 + 0.00012 \cdot \left(\frac{RH}{50\%} \right) \right] + 250 = 1.606 \times 10^3$$

Faktor ved all krypbelastning:
$$\beta_c := \left(\frac{t_{inf} - t_0}{\beta_h + t_{inf} - t_0} \right)^{0.3} = 1$$

Kryptall ved all krypbelastning:
$$\varphi := (\varphi_0) \cdot \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_c = 1.821$$

Total eksentrisitet i tverretningen:
$$e_z := e_{a.z} + e_{\text{min}.z} = 0.36 \text{ m}$$

Fortsettelse av 2. ordens effekt:

Kryptubøyning:
$$a_L := e_z \cdot \frac{0.8 \cdot \varphi}{\frac{N_E}{N_L} - 1 - 0.4\varphi} = 8.561 \times 10^{-3} \text{ m}$$

2. ordens tilleggseksentrisitet
grunnet forskyvninger:

$$a := a_e + a_L = 0.36 \text{ m}$$

2. ordens moment:

$$M_{2f} := N_f \cdot a$$

1. ordens moment:

$$M_{1f} = M_{\text{RMbridge}} + N_f \cdot e_z$$

Dimensjonerende moment:

$$M_f = M_{1f} + M_{2f}$$

Vedlegg G: Excel-ark; M-N Diagram for bøyning i lengderetningen (Mz)

Tverrsnittsdata [mm]	
Høyde	5 000
Bredde	5 400
Tykkelse	500
Overdekning	50
Overdekning til senter innerkant	75
Overdekning til senter ytterkant	79
A ϕ 25	491

Materialdata [MPa]	
f _{cd}	14
f _{yd}	384
E _s	200 000

Bruddkriterier		
Betong	ϵ_c	0.00175
Betong	ϵ_c	0.0035
Armering	ϵ_s	0.00192
stor armeringstøyning	ϵ_s	0.015

Resulterende	M	N
Tøyningstilstand 1	0	157 027
Tøyningstilstand 2	118 086	104 403
Tøyningstilstand 3	158 707	68 372
Tøyningstilstand 4	157 756	54 894
Tøyningstilstand 5	133 177	32 311

Armeringsdata	As [mm ²]	Avstand til t.p. akse [mm]
1. Armering ytterst øvre flens venstre	3 682	2421.5
2. Armering innerst øvre flens venstre	3 682	2074.5
3. Armering venstre øvre hjørne	3 927	2250
4	982	1857
5	982	1571
6	982	1285
7	982	999
8	982	713
9	982	427
10	982	141
11	982	-141
12	982	-427
13	982	-713
14	982	-999
15	982	-1285
16	982	-1571
17	982	-1857
18. Armering venstre nedre hjørne	3 927	-2250
19. Armering innerst nedre flens venstre	3 682	-2074.5
20. Armering ytterst nedre flens venstre	3 682	-2421.5
As	72 649	

Tøyingstilstand 1:	
Betongareal	9400000
T _c	131 600
S ₁	25 427
Aksiell likevekt:	
N₁ [kN]	157 027
M₁ [kNm]	0

Tøyningstilstand 2:				
Betongareal flens antar 100 % utnyttet	2 200 000	ϵ_{topp}	0.0035	
Betongareal steg antar 80 % utnyttet	5 000 000	ϵ_{bunn}	0	
	Kraft [kN]:			Momentbidrag om tyngdepunkt [kNm]:
Tc1 (betongflens)	30 800			69300
Tc2 (betongsteg)	56 000			28000
		Beregnet ϵ	$\epsilon \leq \epsilon_{yd}$	
S1	2 827	0.00345	0.00192	6 847
S2	2 827	0.00320	0.00192	5 866
S3	3 016	0.00333	0.00192	6 786
S4	754	0.00305	0.00192	1 400
S5	754	0.00285	0.00192	1 185
S6	754	0.00265	0.00192	969
S7	754	0.00245	0.00192	753
S8	754	0.00225	0.00192	538
S9	754	0.00205	0.00192	322
S10	726	0.00185	0.00185	102
S11	648	0.00165	0.00165	-91
S12	570	0.00145	0.00145	-243
S13	491	0.00125	0.00125	-350
S14	413	0.00105	0.00105	-412
S15	334	0.00085	0.00085	-429
S16	255	0.00065	0.00065	-401
S17	177	0.00045	0.00045	-328
S18	275	0.00018	0.00018	-619
S19	439	0.00030	0.00030	-910
S20	81	0.00005	0.00005	-196
Aksiell likevekt				
N2 [kN]	104 403			
Momentlikevekt om t.p.				
M2 [kNm]	118 086			

Tøyningstilstand 3:				
		ϵ_{topp}	0.0035	
		ϵ_{bunn}	0.00192	
Betongareal flens antar 100 % utnyttet	2 200 000	α	0.646	
Betongareal steg antar 80 % utnyttet	3 066 052	d	4 748	
	Kraft [kN]:	αd	3 066	Momentbidrag om tyngdepunkt [kNm]:
Tc1	30 800			69300
Tc2	34 340			43734.43242
		Beregnet ϵ	$\epsilon \leq \epsilon_{yd}$	
S1	2 827	0.00341	0.00192	6 847
S2	2 827	0.00301	0.00192	5 866
S3	3 016	0.00321	0.00192	6 786
S4	754	0.00277	0.00192	1 400
S5	754	0.00244	0.00192	1 185
S6	754	0.00211	0.00192	969
S7	702	0.00179	0.00179	701
S8	573	0.00146	0.00146	409
S9	445	0.00113	0.00113	190
S10	317	0.00081	0.00081	45
S11	191	0.00049	0.00049	-27
S12	62	0.00016	0.00016	-27
S13	-66	-0.00017	-0.00017	47
S14	-194	-0.00049	-0.00049	194
S15	-322	-0.00082	-0.00082	414
S16	-450	-0.00115	-0.00115	708
S17	-579	-0.00147	-0.00147	1 075
S18	-3 016	-0.00192	-0.00192	6 786
S19	-2 536	-0.00172	-0.00172	5 260
S20	-2 827	-0.00212	-0.00192	6 847
Aksiell likevekt				
N3 [kN]	68 372			
Momentlikevekt om t.p.				
M3 [kNm]	158 707			

Tøyningstilstand 4:				
		ϵ_{topp}	0.0035	
		ϵ_{bunn}	0.00384	
Betongareal flens antar 100 % utnyttet	2 200 000	α	0.477	
Betongareal steg antar 80 % utnyttet	2 264 033	d	4 748	
	Kraft [kN]:	αd	2 264	Momentbidrag om tyngdepunkt [kNm]:
Tc1	30 800			69 300
Tc2	25 357			40 429
		Beregnet ϵ	$\epsilon \leq \epsilon_{yd}$	
S1	2 827	0.00338	0.00192	6 847
S2	2 827	0.00284	0.00192	5 866
S3	3 016	0.00311	0.00192	6 786
S4	754	0.00251	0.00192	1 400
S5	754	0.00206	0.00192	1 185
S6	637	0.00162	0.00162	818
S7	463	0.00118	0.00118	463
S8	290	0.00074	0.00074	206
S9	116	0.00030	0.00030	50
S10	-58	-0.00015	-0.00015	-8
S11	-229	-0.00058	-0.00058	32
S12	-402	-0.00102	-0.00102	172
S13	-576	-0.00147	-0.00147	411
S14	-750	-0.00191	-0.00191	749
S15	-754	-0.00235	-0.00192	969
S16	-754	-0.00279	-0.00192	1 185
S17	-754	-0.00324	-0.00192	1 400
S18	-3 016	-0.00384	-0.00192	6 786
S19	-2 827	-0.00357	-0.00192	5 866
S20	-2 827	-0.00411	-0.00192	6 847
Aksiell likevekt				
N4 [kN]	54 894			
Momentlikevekt om t.p.				
M4 [kNm]	157 756			

Tøyningstilstand 5:				
		ϵ_{topp}	0.0035	
		ϵ_{bunn}	0.015	
Betongareal flens antar 100 % utnyttet	2 200 000	α	0.189	
Betongareal steg antar 80 % utnyttet	898 270	d	4 748	
	Kraft [kN]:	αd	898	Momentbidrag om tyngdepunkt [kNm]:
Tc1	30 800			69 300
Tc2	10 061			21 537
		Beregnet ϵ	$\epsilon \leq \epsilon_{yd}$	
S1	2 827	0.00319	0.00192	6 847
S2	2 713	0.00184	0.00184	5 628
S3	3 016	0.00253	0.00192	6 786
S4	391	0.00099	0.00099	725
S5	-47	-0.00012	-0.00012	-74
S6	-485	-0.00123	-0.00123	-623
S7	-754	-0.00235	-0.00192	-753
S8	-754	-0.00346	-0.00192	-538
S9	-754	-0.00458	-0.00192	-322
S10	-754	-0.00569	-0.00192	-106
S11	-754	-0.00679	-0.00192	106
S12	-754	-0.00790	-0.00192	322
S13	-754	-0.00902	-0.00192	538
S14	-754	-0.01013	-0.00192	753
S15	-754	-0.01125	-0.00192	969
S16	-754	-0.01236	-0.00192	1 185
S17	-754	-0.01348	-0.00192	1 400
S18	-3 016	-0.01501	-0.00192	6 786
S19	-2 827	-0.01432	-0.00192	5 866
S20	-2 827	-0.01568	-0.00192	6 847
Aksiell likevekt				
N5 [kN]	32 311			
Momentlikevekt om t.p.				
M5 [kNm]	133 177			

Vedlegg H: Søylemomenter fra lasttilfeller i RM Bridge (Mz)

	Primær egenlast	Kryp, svinn og relaksasjon	Forspenning	Sekundær egenlast	Horisontal trafikk (-)	Horisontal trafikk (+)	Vertikal trafikk (+)
1401	12461	8893	23823	-10437	-2203	2203	7221
1402	12609	8698	21759	-9039	-2055	2055	6906
1403	12780	8471	19359	-7412	-1884	1884	6600
1404	12951	8243	16959	-5786	-1712	1712	6364
1405	13123	8016	14558	-4159	-1541	1541	6202
1406	13294	7789	12158	-2533	-1369	1369	7042
1407	13465	7561	9758	-906	-1197	1197	8084
1408	13637	7334	7358	720	-1026	1026	9267
1409	13808	7107	4958	2347	-854	854	10567
1410	13980	6880	2558	3973	-683	683	12028
1411	14151	6652	157	5599	-511	511	13613
1412	14322	6425	-2243	7226	-340	340	15353
1413	14494	6198	-4643	8852	-168	168	17246
1414	14665	5970	-7043	10479	-4	4	19347
1415	14836	5743	-9443	12105	-175	175	21496
1416	15008	5516	-11843	13732	-347	347	23659
1417	15179	5288	-14244	15358	-518	518	25822
1418	15351	5061	-16644	16985	-690	690	27985
1419	15522	4834	-19044	18611	-861	861	30198
1420	15693	4607	-21444	20238	-1033	1033	32413
1421	15865	4379	-23844	21864	-1205	1205	34628
1422	16036	4152	-26244	23491	-1376	1376	36842

	Vertikal trafikk (-)	Temperatur (-)	Temperatur (+)	Vind med trafikk (+)	Vind med trafikk (-)	Vind uten trafikk (-)	Vind uten trafikk (+)
1401	-15481	-31033	31817	27885	-27885	-36978	36978
1402	-14026	-29156	29937	25504	-25504	-33749	33749
1403	-12441	-26974	27751	22755	-22755	-30014	30014
1404	-10942	-24793	25565	20027	-20027	-26300	26300
1405	-9543	-22611	23379	17322	-17322	-22609	22609
1406	-8678	-20429	21192	14638	-14638	-18938	18938
1407	-8709	-18247	19006	11975	-11975	-15290	15290
1408	-8828	-16065	16820	10207	-10207	-12986	12986
1409	-9041	-14426	15177	9015	-9015	-11690	11690
1410	-9354	-12848	13594	7801	-7801	-10373	10373
1411	-9777	-11269	12011	6565	-6565	-9035	9035
1412	-10315	-9691	10429	5308	-5308	-7675	7675
1413	-10977	-8112	8846	4029	-4029	-6456	6456
1414	-11847	-6534	7263	6188	-6188	-9776	9776
1415	-12717	-4956	5681	8547	-8547	-13121	13121
1416	-13588	-3377	4102	11015	-11015	-16575	16575
1417	-14458	-3276	4255	13461	-13461	-20008	20008
1418	-15328	-5042	5754	15886	-15886	-23419	23419
1419	-16198	-7228	7936	18290	-18290	-26808	26808
1420	-17068	-9415	10118	20671	-20671	-30176	30176
1421	-17938	-11601	12300	23031	-23031	-33522	33522
1422	-18809	-13787	14482	25370	-25370	-36847	36847

	Primær egenlast	Kryp, svinn og relaksasjon	Forspenning	Sekundær egenlast	Horisontal trafikk (-)	Horisontal trafikk (+)	Vertikal trafikk (+)
1301	-11896	-11909	-23193	12207	-2105	2105	17947
1302	-12004	-11766	-21681	11182	-2007	2007	16734
1303	-12176	-11539	-19280	9556	-1851	1851	14892
1304	-12347	-11311	-16880	7929	-1695	1695	13112
1305	-12518	-11084	-14480	6303	-1540	1540	11410
1306	-12690	-10857	-12080	4676	-1384	1384	9838
1307	-12861	-10629	-9680	3050	-1229	1229	8355
1308	-13033	-10402	-7280	1423	-1073	1073	7024
1309	-13204	-10175	-4880	-203	-917	917	6974
1310	-13375	-9948	-2479	-1830	-762	762	7033
1311	-13547	-9720	-79	-3456	-606	606	7202
1312	-13718	-9493	2321	-5082	-451	451	7492
1313	-13889	-9266	4721	-6709	-295	295	7915
1314	-14061	-9038	7121	-8335	-139	139	8464
1315	-14232	-8811	9521	-9962	-17	17	9300
1316	-14404	-8584	11922	-11588	-172	172	10137
1317	-14575	-8356	14322	-13215	-327	327	10973
1318	-14746	-8129	16722	-14841	-483	483	11809
1319	-14918	-7902	19122	-16468	-638	638	12646
1320	-15089	-7675	21522	-18094	-794	794	13482
1321	-15260	-7447	23922	-19721	-950	950	14318
1322	-15432	-7220	26323	-21347	-1105	1105	15154
1323	-15603	-6993	28723	-22974	-1261	1261	15991
1324	-15775	-6765	31123	-24600	-1416	1416	16827
1325	-15946	-6538	33523	-26227	-1572	1572	17663

	Vertikal trafikk (-)	Temperatur (-)	Temperatur (+)	Vind med trafikk (+)	Vind med trafikk (-)	Vind uten trafikk (-)	Vind uten trafikk (+)
1301	-8253	-33110	32320	27657	-27657	-36983	36983
1302	-7881	-31733	30946	26005	-26005	-34743	34743
1303	-7332	-29546	28764	23400	-23400	-31204	31204
1304	-6844	-27360	26582	20817	-20817	-27687	27687
1305	-6426	-25174	24400	18255	-18255	-24192	24192
1306	-6085	-22988	22218	15715	-15715	-20718	20718
1307	-5827	-20801	20036	13197	-13197	-17266	17266
1308	-6188	-18615	17854	10700	-10700	-13836	13836
1309	-7189	-16492	15735	8919	-8919	-11252	11252
1310	-8350	-14909	14157	7943	-7943	-10234	10234
1311	-9649	-13327	12579	6945	-6945	-9195	9195
1312	-11132	-11744	11000	5926	-5926	-8133	8133
1313	-12763	-10161	9422	4885	-4885	-7051	7051
1314	-14576	-8579	7843	4030	-4030	-6497	6497
1315	-16674	-6996	6265	6244	-6244	-9644	9644
1316	-18823	-5413	4687	8497	-8497	-12831	12831
1317	-20984	-4077	3161	10800	-10800	-16068	16068
1318	-23145	-4462	3465	13081	-13081	-19282	19282
1319	-25334	-6147	5433	15340	-15340	-22475	22475
1320	-27547	-8329	7619	17577	-17577	-25646	25646
1321	-29761	-10511	9806	19794	-19794	-28796	28796
1322	-31974	-12693	11992	21988	-21988	-31924	31924
1323	-34188	-14874	14178	24161	-24161	-35031	35031
1324	-36419	-17056	16364	26312	-26312	-38116	38116
1325	-38673	-19238	18550	28442	-28442	-41179	41179

Vedlegg I: Søylemomenter fra lasttilfeller i RM Bridge (Mx)

	Primær egenlast	Kryp, svinn og relaksasjon	Forspenning	Sekundær egenlast	Horisontal trafikk (-)	Horisontal trafikk (+)	Vertikal trafikk (-)
1401	0	-103	0	0	-241	241	-2746
1402	0	-99	0	0	-237	237	-2747
1403	0	-95	0	0	-231	231	-2749
1404	0	-91	0	0	-225	225	-2751
1405	0	-87	0	0	-220	220	-2753
1406	0	-82	0	0	-214	214	-2755
1407	0	-78	0	0	-209	209	-2757
1408	0	-74	0	0	-203	203	-2759
1409	0	-70	0	0	-197	197	-2761
1410	0	-65	0	0	-192	192	-2763
1411	0	-61	0	0	-186	186	-2765
1412	0	-57	0	0	-181	181	-2767
1413	0	-53	0	0	-175	175	-2769
1414	0	-49	0	0	-169	169	-2771
1415	0	-44	0	0	-164	164	-2773
1416	0	-40	0	0	-158	158	-2775
1417	0	-36	0	0	-153	153	-2777
1418	0	-32	0	0	-147	147	-2779
1419	0	-27	0	0	-141	141	-2781
1420	0	-23	0	0	-136	136	-2783
1421	0	-19	0	0	-130	130	-2785
1422	0	-15	0	0	-125	125	-2787

	Vertikal trafikk (+)	Temperatur (-)	Temperatur (+)	Vind med trafikk (+)	Vind med trafikk (-)	Vind uten trafikk (-)	Vind uten trafikk (+)
1401	2746	0	0	85193	-85193	-111619	111619
1402	2747	0	0	82538	-82538	-108112	108112
1403	2749	0	0	79468	-79468	-104051	104051
1404	2751	0	0	76416	-76416	-100008	100008
1405	2753	0	0	73383	-73383	-95984	95984
1406	2755	0	0	70368	-70368	-91979	91979
1407	2757	0	0	67372	-67372	-87993	87993
1408	2759	0	0	64395	-64395	-84024	84024
1409	2761	0	0	61436	-61436	-80075	80075
1410	2763	0	0	58496	-58496	-76144	76144
1411	2765	0	0	55575	-55575	-72232	72232
1412	2767	0	0	52672	-52672	-68338	68338
1413	2769	0	0	49788	-49788	-64463	64463
1414	2771	0	0	46922	-46922	-60607	60607
1415	2773	0	0	44075	-44075	-56769	56769
1416	2775	0	0	41246	-41246	-52950	52950
1417	2777	0	0	38534	-38534	-49247	49247
1418	2779	0	0	35924	-35924	-45646	45646
1419	2781	0	0	33294	-33294	-42026	42026
1420	2783	0	0	30647	-30647	-38388	38388
1421	2785	0	0	27981	-27981	-34731	34731
1422	2787	0	0	25296	-25296	-31055	31055

	Primær egenlast	Kryp, svinn og relaksasjon	Forspenning	Sekundær egenlast	Horisontal trafikk (-)	Horisontal trafikk (+)	Vertikal trafikk (-)
1301	0	57	0	0	-2013	2013	-2497
1302	0	56	0	0	-1973	1973	-2500
1303	0	54	0	0	-1909	1909	-2506
1304	0	52	0	0	-1846	1846	-2511
1305	0	50	0	0	-1783	1783	-2516
1306	0	47	0	0	-1719	1719	-2522
1307	0	45	0	0	-1656	1656	-2527
1308	0	43	0	0	-1593	1593	-2532
1309	0	41	0	0	-1530	1530	-2538
1310	0	39	0	0	-1466	1466	-2544
1311	0	37	0	0	-1403	1403	-2551
1312	0	34	0	0	-1340	1340	-2558
1313	0	32	0	0	-1276	1276	-2565
1314	0	30	0	0	-1213	1213	-2572
1315	0	28	0	0	-1150	1150	-2579
1316	0	26	0	0	-1086	1086	-2586
1317	0	24	0	0	-1023	1023	-2593
1318	0	21	0	0	-960	960	-2600
1319	0	19	0	0	-896	896	-2607
1320	0	17	0	0	-833	833	-2614
1321	0	15	0	0	-770	770	-2621
1322	0	13	0	0	-706	706	-2628
1323	0	11	0	0	-643	643	-2635
1324	0	8	0	0	-580	580	-2642
1325	0	6	0	0	-516	516	-2649

	Vertikal trafikk (+)	Temperatur (-)	Temperatur (+)	Vind med trafikk (+)	Vind med trafikk (-)	Vind uten trafikk (-)	Vind uten trafikk (+)
1301	2497	0	0	82891	-82891	-109177	109177
1302	2500	0	0	81079	-81079	-106788	106788
1303	2506	0	0	78219	-78219	-103012	103012
1304	2511	0	0	75378	-75378	-99255	99255
1305	2516	0	0	72555	-72555	-95516	95516
1306	2522	0	0	69750	-69750	-91795	91795
1307	2527	0	0	66965	-66965	-88094	88094
1308	2532	0	0	64198	-64198	-84411	84411
1309	2538	0	0	61449	-61449	-80746	80746
1310	2544	0	0	58719	-58719	-77100	77100
1311	2551	0	0	56008	-56008	-73473	73473
1312	2558	0	0	53315	-53315	-69864	69864
1313	2565	0	0	50641	-50641	-66274	66274
1314	2572	0	0	47986	-47986	-62703	62703
1315	2579	0	0	45349	-45349	-59150	59150
1316	2586	0	0	42730	-42730	-55616	55616
1317	2593	0	0	40131	-40131	-52100	52100
1318	2600	0	0	37604	-37604	-48657	48657
1319	2607	0	0	35276	-35276	-45413	45413
1320	2614	0	0	32930	-32930	-42151	42151
1321	2621	0	0	30571	-30571	-38876	38876
1322	2628	0	0	28195	-28195	-35585	35585
1323	2635	0	0	25801	-25801	-32274	32274
1324	2642	0	0	23388	-23388	-28945	28945
1325	2649	0	0	20956	-20956	-25598	25598