

# Beregning av betongbru med betydelig skadeomfang.

**Elisabeth Kolnes**

Master i Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juli 2016

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2016

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 1. juli 2016	ANTALL SIDER: 155
------------------------------------	-----------------------	----------------------

TITTEL:

### **Beregning av betongbru med betydelig skadeomfang**

Calculation of Severely Damaged Concrete Bridge

UTFØRT AV:

Elisabeth Kolnes



SAMMENDRAG:

Hensikten med denne oppgaven er å vurdere bæreevnen og tilstanden til østre del av Tjeldsundbrua i Troms fylke. Basert på to inspeksjonsrapporter, utarbeidet av Multiconsult og Ragnhild Lokna Nygård på vegne av Statens vegvesen, er det utført en tilstandsvurdering av den østre delen av bruene. Tilstandsvurderingen tilsier at skadeomfanget i betongen er omfattende.

Rammeprogrammet NovaFrame vil benyttes til å modellere og analysere brua for å finne de dimensjonerende snittkreftene. Lastene og lastkombinasjonene er beregnet i henhold til Håndbok 238 –Bruklassifisering. I tillegg er det gjennomført en kapasitetskontroll av brua i bruddgrense i henhold til NS 3473 - Prosjektering av konstruksjoner.

En totalvurdering av Tjeldsundbrua fastslår at kapasiteten i prosjektert tilstand ikke er tilstrekkelig for gjeldende regelverk og bruklasse. Skadene på brua har ikke blitt tatt i betraktning under kapasitetskontrollen. Skadene er med på å påvirke kapasiteten og den vil derfor reelt sett være dårligere enn kapasiteten i prosjektert tilstand som er kontrollert i denne oppgaven. Selv om kapasiteten er overskredet er brua fortsatt i bruk. Ettersom brua er såpass lang og i tillegg ligger i et lite trafikkert område er det lite sannsynlig at de mest kritiske tilfellene for trafikklast vil oppstå.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad NTNU, Håvard Johansen, Thomas Reed og Marit Morch Olsen, Statens Vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU



## Forord

Denne oppgaven er skrevet som en del av det toårige masterstudiet Bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Masteroppgaven er gjennomført ved instituttet for konstruksjonsteknikk, våren 2016. Oppgaven ble skrevet over en periode på 20 uker, og teller totalt 30 studiepoeng.

Hovedveileder for masteroppgaven er professor Terje Kanstad ved NTNU. Statens vegvesen har fungert som ekstern samarbeidspartner, med Håvard Johansen, Thomas Reed og Marit Morch Olsen som veiledere.

Gjennom våren og arbeidet med oppgaven har jeg fått forståelse for bruprosjektering og i tillegg fått en mer praktisk forståelse av betongfaget. Jeg har tilegnet meg nye kunnskaper om ulike skademekanismer og hvordan disse påvirker konstruksjonens bæreevne. Jeg har lært meg å beherske rammeprogrammet NovaFrame Versjon 5, som har blitt benyttet til å analysere buren. Det har både vært en tidkrevende og lærerik prosess. Litteraturen som har blitt benyttet i oppgaven er hentet fra Statens Vegvesen, Norsk standard, fagbøker, internett med mer.

Jeg vil først og fremst rette en stor takk til professor Terje Kanstad for god veiledning og oppfølging gjennom hele oppgaven. I tillegg vil jeg takke Håvard Johansen, Thomas Reed og Marit Morch Olsen for kurs og veiledning i NovaFrame. Jeg vil også takke Aas-Jakobsen for at jeg fikk mulighet til benytte NovaFrame. Helt til slutt vil jeg takke mine medstudenter for gode diskusjoner og råd.

Trondheim, 30. juni 2016

*Elisabeth Kolnes*

---

Elisabeth Kolnes



# Sammendrag

Hensikten med denne oppgaven er å vurdere bæreevnen og tilstanden til østre del av Tjeldsundbrua i Troms fylke. Brua sto ferdig i 1967 og er en del av europavei 10, som forbinder Hinnøya med fastlandet. Den østre delen består av betongviadukter med sirkulære betongsøyler. Brua er av typen bjelke-platebru med T-formet tverrsnitt og har en totallengde på 115 m som fordeler seg ut over åtte spenn. Hele østre del av brua er slakkarmert og har to kjørefelt med føringsbredde på totalt 7,5 m. Tjeldsundbrua er klassifisert til Bruklasse 10 T 50.

Basert på to inspeksjonsrapporter, utarbeidet av Multiconsult og Ragnhild Lokna Nygård på vegne av Statens vegvesen, er det utført en tilstandsvurdering av den østre delen av brua. Det ble gjennomført materialundersøkelser av overdekning, karbonatiseringsdybde og kloridinnhold. Prøveresultatene tilsier at betongen hovedsakelig er utsatt for alkalieraksjoner, kloridinntrengning og armeringskorrosjon. Totalvurderingen av brua tilsier at den generelle tilstanden er god, selv om betongen er utsatt for flere typer skademekanismer. Skadeomfanget i betongen er såpass omfattende at det bør igangsettes tiltak for å reparere disse, samt forebygge mot videre problemer. Det vil allerede koste betydelige summer å reparere skadene på brua, men skadeomfanget vil bli større og dyrere om dette utsettes.

Rammeprogrammet NovaFrame vil benyttes til å modellere og analysere brua for å finne de dimensjonerende snittkreftene. Programmet finner dimensjonerende moment- og skjærkraft i de mest kritiske snittene. Lastene og lastkombinasjonene benyttet i analysen er beregnet i henhold til Håndbok 238 –*Bruklassifisering* (Statens vegvesen, 2003a). Flere av lastene i NovaFrame er verifisert med håndberegninger. I tillegg er de dimensjonerende kreftene fra NovaFrame verifisert med håndberegninger av lastkombinasjonene med snittkreftene fra de ulike lastene hentet fra analysen.

Det er gjennomført en kapasitetskontroll av brua i bruddgrense i henhold til NS 3473 -*Prosjektering av konstruksjoner* (Standard Norge, 2003). Kontrollen er basert på ferdigbrutegningene fra Statens vegvesen. Det er kun utført moment- og skjær-

kapasitetskontroll av de mest kritiske snittene i lengde- og tverretning på brua. Det er feltmoment mellom akse 1 og 2, støttemoment i akse 2, og skjærkraft i avstand d fra akse to som er kontrollert.

Resultatet fra kapasitetskontrollen i lengderetning tilsier at momentkapasiteten i felt og støtte ikke er tilstrekkelig. Det er 9 % for lite kapasitet i feltmomentet og hele 30 % for lite kapasitet i støttemomentet. Skjærkapasiteten i lengderetning er derimot tilstrekkelig. I tverretning er momentkapasiteten tilstrekkelig, men skjærkapasiteten blir overskredet med 30 %. Ettersom brua ble prosjektert etter gammelt regelverk da man ikke regnet med lastene i bruddgrense, men antok lineært elastisk oppførsel i betongen og regnet på spenningene, er det å forvente at kapasiteten ikke er stor nok i henhold til regelverket gitt i NS 3473 (Standard Norge, 2003).

En totalvurdering av Tjeldsundbrua fastslår at kapasiteten i prosjektert tilstand ikke er tilstrekkelig for gjeldende regelverk og bruklasse. Skadene på brua har ikke blitt tatt i betraktning under kapasitetskontrollen. Skadene er med på å påvirke kapasiteten og den vil derfor reelt sett være dårligere enn kapasiteten i prosjektert tilstand som er kontrollert i denne oppgaven. Selv om kapasiteten er overskredet er brua fortsatt i bruk. Ettersom brua er såpass lang og i tillegg ligger i et lite trafikkert område er det lite sannsynlig at de mest kritiske tilfellene for trafikklast vil oppstå.





## Abstract

The purpose of this master's thesis is to evaluate the carrying capacity and condition of the eastern part of Tjeldsundbruen in Troms county. The bridge was completed in 1967, and is part of the European route E 10, connecting Hinnøya to the mainland. The eastern part consists of concrete viaducts with circular concrete columns. The bridge is a girder-plate bridge with a T-shaped cross-section and has a total length of 115 m distributed out over eight spans. The entire eastern part of the bridge is primarily reinforced and has two lanes with a main width of 7.5 m. Tjeldsundbruen is classified as a 10 T 50.

Using two existing reports on the bridge's condition, performed by Multiconsult and Ragnhild Nygaard Looka on behalf of the Statens vegvesen, a state evaluation has been computed for the eastern part of the bridge. During this inspection, studies were also conducted on the materials where the concrete cover, in which carbonation and chloride content was measured. The test results imply that the concrete is substantially exposed to alkali reactions, chloride penetration and reinforcement corrosion. Overall assessment of the bridge indicates that the general condition is good, even if the concrete is exposed to several types of damage mechanisms. The scope of damage in the concrete, however, is so severe that measures should be initiated. The cost of repairing the damages is already high, but the damages will increase and the cost will be higher the longer this is postponed.

The framework program NovaFrame has been used to model and analyze the bridge to determine the design forces. The program calculates design moment and design shear force in the most critical sections. Håndbok 238 is the basis for control of loads and load combinations used in the analysis (Statens vegvesen, 2003a). Several of the loads in NovaFrame have been verified with hand calculations. In addition, the design forces from NovaFrame has been verified with hand calculations of the load combinations.

A capacity control in ULS (ultimate limit state) has also been performed according to NS 3473- *Concrete structures - Design and detailing rules* (Standard Norge,

2003). The capacity control is based on the drawings from Statens vegvesen. There has only been performed a moment and shear capacity control of the most critical sections in the longitudinal and transversal directions on the bridge.

The result of the capacity control in the longitudinal direction indicated that the moment capacity in the field and support has been exceeded. The utilization in the field moment is 1,09 and 1,30 in the support. The shear capacity in the longitudinal direction, however, is sufficient. In transversal direction the moment capacity is sufficient while the shear capacity is exceeded by 30%. Since the bridge was designed according to the old regulations that did not count the loads in the ULS (ultimate limit state), but assumed linear elastic behavior in the concrete and calculated only the tensions, it can be assumed that the capacity is not sufficient according to the regulations given in NS 3473 - *Concrete structures - Design and detailing rules* (Standard Norge, 2003).

An overall assessment of Tjeldsundbruen states that the capacity of the planned state has been exceeded for the relevant regulations and classifications. The state of and damages to the bridge has not been taken into account during capacity control. The damages influence the capacity of the bridge, and it will therefore realistically be worse than the capacity of the planned state that has been controlled in this assignment. Although the capacity has been exceeded, the bridge is still in use. However, because the bridge is so long and located in a low traffic area, it is unlikely that the most critical cases for traffic load will occur.



# Innhold

<b>Forord</b>	<b>i</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>iii</b>
<b>Abstract</b>	<b>vi</b>
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn og motivasjon . . . . .	2
<b>2 Tilstand</b>	<b>3</b>
2.1 Visuell inspeksjon . . . . .	4
2.2 Kloridmålinger . . . . .	9
2.3 Kjerneprøver . . . . .	10
2.4 Overdekningsmålinger . . . . .	10
2.5 Opphugginger . . . . .	10
<b>3 Dimensjoneringsgrunnlag</b>	<b>12</b>
3.1 Generelt . . . . .	12
3.2 Geometri . . . . .	13
3.3 Tverrsnitt . . . . .	15
3.4 Statisk system . . . . .	16
3.5 Materialer . . . . .	17
3.6 Standarder og håndbøker . . . . .	20
<b>4 Laster</b>	<b>23</b>
4.1 Permanente lastpåvirkninger . . . . .	23
4.2 Variable lastpåvirkninger . . . . .	26
<b>5 Lastkombinasjoner</b>	<b>39</b>
5.1 Bruddgrensetilstand . . . . .	39
5.2 Bruksgrensetilstand . . . . .	40

<b>6</b>	<b>Modellering av brua i NovaFram</b>	<b>42</b>
6.1	NovaFrame . . . . .	42
6.2	Koordinatsystem . . . . .	42
6.3	Materialer og designparametere . . . . .	43
6.4	Referanselinjer og aksesystem . . . . .	44
6.5	Noder og elementer . . . . .	44
6.6	Tverrsnitt . . . . .	46
6.7	Brumodell . . . . .	46
6.8	Randbetingelser . . . . .	47
6.9	Designsnitt . . . . .	48
6.10	Laster . . . . .	49
6.11	Lastkombinering . . . . .	51
<b>7</b>	<b>Verifisering av resultater fra NovaFrame</b>	<b>53</b>
7.1	Verifisering av annet arealmoment . . . . .	53
7.2	Verifisering av laster . . . . .	54
<b>8</b>	<b>Resultater fra NovaFrame</b>	<b>58</b>
8.1	Feltmoment . . . . .	58
8.2	Støttemoment . . . . .	61
8.3	Skjær . . . . .	65
8.4	Dimensjonerende momenter . . . . .	68
8.5	Dimensjonerende skjær . . . . .	71
<b>9</b>	<b>Bruddgrensetilstand - lengdetrening</b>	<b>72</b>
9.1	Dimensjonerende krefter . . . . .	72
9.2	Kapasitetskontroll . . . . .	77
9.3	Oppsummering . . . . .	96
<b>10</b>	<b>Bruddgrensetilstand - tverretning</b>	<b>98</b>
10.1	Dimensjonerende krefter . . . . .	98

10.2	Kapasitetskontroll . . . . .	108
10.3	Oppsummering . . . . .	116
<b>11</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>118</b>
11.1	Tilstand og skadeomfang . . . . .	118
11.2	NovaFrame . . . . .	119
11.3	Håndberegninger . . . . .	120
11.4	Verifisering av laster i NovaFrame . . . . .	120
11.5	Kapasitet i lengderetning . . . . .	121
11.6	Kapasitet i tverretning . . . . .	122
<b>12</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>124</b>
12.1	Skader . . . . .	124
12.2	Modellering og laster . . . . .	124
12.3	Kapasitet . . . . .	125
12.4	Videre arbeid . . . . .	126
	<b>Referanser</b>	<b>128</b>
<b>A</b>	<b>Ferdigbrutegninger</b>	<b>129</b>
<b>B</b>	<b>Beregning av Egenvekt</b>	<b>138</b>
<b>C</b>	<b>Beregning av Vindlaster</b>	<b>139</b>
C.1	Vindlast uten trafikk . . . . .	141
C.2	Vinslast med trafikklast . . . . .	142
<b>D</b>	<b>Verifikasjon av resultatet fra NovaFrame</b>	<b>145</b>
D.1	Annet arealmoment . . . . .	145
D.2	Egenlast i tverretning . . . . .	148
D.3	Egenlast i lengderetning . . . . .	154
D.4	Trafikklast i lengderetning . . . . .	154





# 1 Innledning

Det er et stadig økende behov for oppfølging, reparasjoner og mer nøyaktige beregninger på eksisterende bruer i Norge. Svært mange bruer har pådratt seg betydelige skader, og må inspiseres og kontrolleres jevnlig. Statens vegvesen står i spissen for mye av dette arbeidet, men trenger hjelp til å håndtere disse problemene. Det er i dag fortsatt mangel på både kompetanse og regelverk for skadde betongkonstruksjoner

Tjeldsundbrua er ei av disse bruene med betydelig skadeomfang. Den har blitt utsatt for flere skademekanismer som blant annet alkalieraksjoner, kloridinntrengning og armeringskorrosjon. I denne oppgaven utføres det kun analyser og beregninger på østre del av brua, mot Narvik.

Oppgaven består av tre hoveddeler:

- Beskrivelse av skadeomfang
- Lastmodellering i rammeprogrammet NovaFrame
- Verifisere uskadd bru i bruddgrense iht gjeldende regelverk for eksisterende bruer

Ettersom brua ble bygd i 1967 gjennomføres kapasitetskontrollen i henhold til NS 3473- *Prosjektering av konstruksjoner* og lastene kontrolleres i henhold til Statens vegvesens håndbøker (Standard Norge, 2003). Kapsitetskontrollen utføres på brua i prosjektert tilstand. I tillegg analyseres lastvirkningene på brua i rammeprogrammet NovaFrame. På grunnlag av to tilstandsrapporter utarbeidet av Multiconsult (12.06.14) og Ragnhild Lokna Nygård (18.05.15) utføres en vurdering av tilstanden til østre del av brua (Multiconsult, 2014), (Lokna Nygård, 2015). Tilstandsvurderingen tas med i betraktning når dimensjonerende krefter og kapasiteter sammenlignes.

## 1.1 Bakgrunn og motivasjon

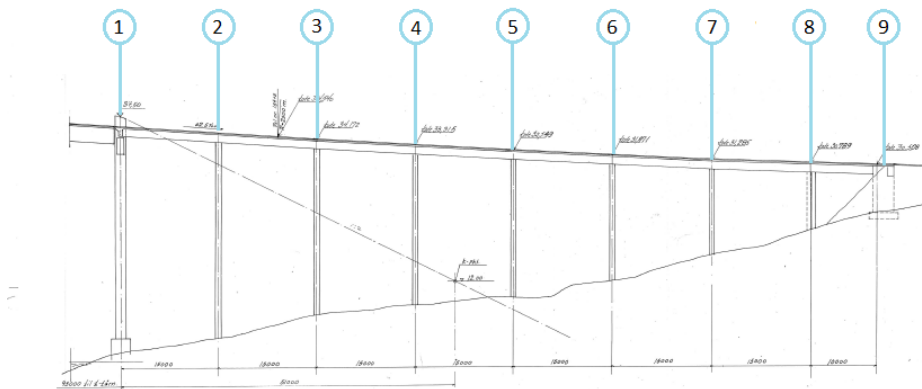
Jeg har gjennom siste del av studiet ønsket å skrive en oppgave som omhandlet betong, både fordi jeg ønsket å tilegne meg en litt mer praktisk forståelse av faget og fordi jeg synes fagområdet er spennende. Bakgrunnen for at jeg valgte en oppgave med temaet bru, var først og fremst et ønske om å lære mer om bruer. Det var flere oppgaver med dette temaet, men i denne oppgaven fikk jeg muligheten til å både modellere, beregne og undersøke skadeomfanget til en eksisterende bru. Det har vært lite fokus på bruer i utdanningsløpet, og derfor så jeg på dette som en gylden mulighet til å tilegne meg kunnskaper om disse konstruksjonene. I tillegg var en del av oppgaven å lære seg et relevant program for å modellere brua, med påfølgende mulighet til veiledning. Jeg ser på denne kunnskapen som relevant og nyttig videre i arbeidslivet.

## 2 Tilstand

Dette kapittelet omhandler bruas skadeomfang samt bruas tilstand. I forbindelse med denne oppgaven er det ikke utført en visuell inspeksjon av brua. Innholdet i dette kapittelet baseres på en inspeksjonsbeskrivelse utarbeidet av Ragnhild Lokna Nygård (18.05.15) (Lokna Nygård, 2015). Hennes beskrivelse er basert på en visuell inspeksjon av brua i samarbeid med Statens vegvesen. I tillegg er den basert på to inspeksjonsrapporter utarbeidet for Statens vegvesen av Aas-Jakobsen, (26.05.14), og Multiconsult, (12.06.14) (Aas-Jakobsen, 2014) (Multiconsult, 2014). Inspeksjonsrapporten utarbeidet av Multiconsult er også en del av grunnlaget for tilstandsbeskrivelsen i denne oppgaven (?). Under denne inspeksjonen ble det foretatt følgende:

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

Inspeksjonene utført av Lokna Nygård og Multiconsult tar for seg hele Tjeldsundbrua (Lokna Nygård, 2015) (Multiconsult, 2014). Enkelte skademekanismer har kun blitt kontrollert og testet på den midterste delen av brua. Noen av disse skademekanismene kan imidlertid også være aktuelle for østre del av brua. I denne oppgaven blir hovedsakelig skadene som omhandler østre del av Tjeldsundbrua presentert. En visuell inspeksjon ble utført på de stedene man kommer til uten hjelpemidler. Aksenummereringen går fra vest til øst. Det er totalt 9 akser på østre del av brua, som vist i figur 2.1.



Figur 2.1: Aksenummerering på østre del av Tjeldsundbrua

## 2.1 Visuell inspeksjon

Ut ifra tilstandsvurderingen og rapporten denne tilstandsbeskrivelsen baserer seg på ble det observert avskalling, riss, krakelering og mulige deformasjoner i betongpilarene. Det er ikke utført mange observasjoner på de ulike skadetypene på østre del av brua. I hovedsak er kun søylene i akse 1 blitt inspisert.

### 2.1.1 Avskalling

Det er observert avskalling over rullelageret i akse 1, illustrert i figur 2.2. Avskallingen over rullelageret er forårsaket av feilplassert armering. Det er i tillegg registrert avskalling på fundamentet i akse 1.



Figur 2.2: Avskalling på rullelager i akse 1, nordlig side. (Aas-Jakobsen, 2014)

### 2.1.2 Riss

På flere av pilarene ble det observert vertikale riss med en bredde på oppmot 2,5 mm, samt noen utfellingprodukter. Rissene har ikke utfelling av korrosjon. De vertikale rissene skyldes mekaniske belastninger. Rissene fordeler seg oppover pilarene. Figur 2.3 illustrerer hvordan betongen i pilarene har risset opp. Det ble ikke observert horisontale riss i bunnen av pilarene.



Figur 2.3: Nordre pilar mot sør i akse 2, utsatt for riss

### 2.1.3 Krakelering

Det ble observert krakelering i betongen i søylen, fundamentet og betongkrysset i akse 1. Krakelering oppstår når det forekommer alkalireaksjoner i betongen. Dette skjer hvis betongtilslaget reagerer med alkaliene i betongen. Dette medfører synlig krakelermønster i overaten og i tillegg ekspansjon av betongen. Typiske kjennetegn på alkalireaksjoner er et karakteristisk krakelermønster, samt sprekker med et mørkt, fuktig utseende, etter uttørring, illustrert i figur 2.4. Dette gjør også at sprekkenes ser større ut og blir synlige på lengre avstand.



Figur 2.4: Betongfundament med krakelering i akse 1

### 2.1.4 Deformasjon

Under bruinspeksjonen ble det gjort noen enkle observasjoner hvor det kan se ut som søylene i viaduktene ikke sto vertikalt i det østre spennet. Tilstrekkelig utstyr for å bedømme dette med sikkerhet var ikke tilgjengelig under inspeksjonen, og dette må derfor inspiseres grundig ved en senere anledning. Horisontale deformasjoner i søylene kan skyldes alkalireaksjoner som gjør at betongen i dekket og bjelkene utvides, og dermed kan søylene deformeres. Det er oppdaget tendenser til dette i brubjelken. Deformasjonen kan i tillegg være en årsak til at det har oppstått store langsgående riss i pilarene. Figur 2.5 viser hvordan den vertikale deformasjonen ble målt under Lokna Nygårds inspeksjonen av brua (Lokna Nygård, 2015).





Figur 2.5: Deformasjon av betongpilar

### 2.1.5 Misfarging og begrodd

Under inspeksjonen Multiconsult utførte ble det registrert misfarging, samt avskalling med synlig korrodert armering på fundamentet i akse 1 (Multiconsult, 2014). Fundamentet var også svært begrodd og utvasket på grunn av dets beliggenhet i slamsonen, som vist i figur 2.6. Dette gjelder kun betongfundamentet i akse 1 ettersom de resterende betongviaduktene har fundamentene plassert på land.

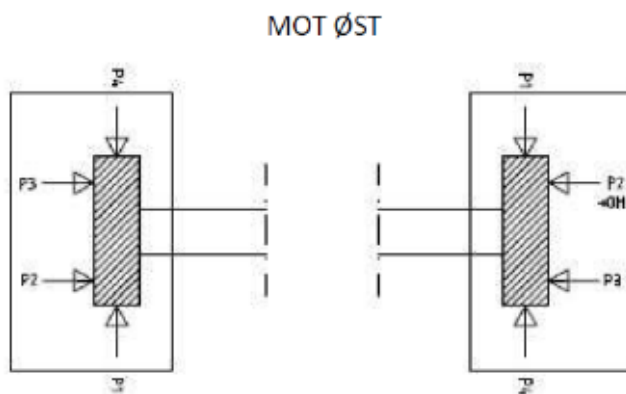




Figur 2.6: Misfarget og begrodd fundament

## 2.2 Kloridmålinger

I følge Norsk Standard bør ikke betongen ha et høyere kloridinnhold enn 0,4 %  $Cl^+$  (Standard Norge, 2014). Lokna Nygård utførte totalt åtte kloridprøver på østre del av brua. Prøvene ble tatt i kabeltårnet i akse 1. Kloridinnholdet ble målt i 4 dybder; 2-10 mm, 10-30 mm, 30-50 mm og 50-75 mm. Figur 2.7 viser et eksempel på en profil mot øst. Det er tatt fire prøver på hver av de to søylene i tverretning. Den høyeste verdiene av klorid er målt mot nord. Prosentinnholdet i kabletårnene lå mellom 0,12 og 1,20 %  $Cl^+$ . Lokna Nygård fikk ikke tilgang til den totale oversikten over kloridinnhold i de ulike profilene (Lokna Nygård, 2015).



Figur 2.7: Profil mot øst

## 2.3 Kjerneprøver

Det ble tatt ut seks kjerneprøver på brua for å undersøke om betongen er utsatt for alkalireaksjoner. I fem av prøvene ble det registrert skadelige alkalireaksjoner. Det er ikke gitt hvor disse prøvene ble tatt, så det kan ikke utelukkes at dette ikke gjelder østre del av brua (Lokna Nygård, 2015).

## 2.4 Overdekningsmålinger

Det ble utført overdekningsmålinger på samme sted som kloridmålingen ble utført, altså i akse 1. Det kommer fram at overdekningen varierer fra 6 mm til umålbare verdier, det vil si større enn 100 mm. All dataen om overdekningen er fra målingene, ettersom det ikke har blitt gitt tilgang til en totaloversikt (Lokna Nygård, 2015).

## 2.5 Opphugginger

Det ble foretatt åtte opphugginger av Multiconsult (Multiconsult, 2014). Ingen av opphuggingene ble utført på østre del av brua. Opphuggingsmålingene gjøres for å måle rustgraden. Rustgraden er gitt i henhold til svenskstandard SIS 05 59 00 med bokstavene A-D. Samtlige opphugginger viser at betongen hadde god heft med

armeringen og rustgrad A, som vil si at det ikke forekommer rust. I underkant av dekket, som også var delvis avskallet, ble gitt rustgrad C. (Jernbaneverket, 2015) Her blir armeringen utsatt for vær og vind. Rustgrad C vil si at den beskyttende oksidfilmen utenpå armeringen er borte, men synlige rustgroper er ikke dannet.

## 3 Dimensjoneringsgrunnlag

### 3.1 Generelt

Tjeldsundbrua ligger i Troms fylke. Brua er en del av Europavei 10 og krysser Steinslandsstraumen mellom Leikvikhamn på Hinnøya via Sørholmen til Steinsland på fastlandet. Tidligere var dette en sjøvei, men det ble det behov for å gjøre sjøveier om til landveier etter at bilen for alvor gjorde sitt inntog i Norge.

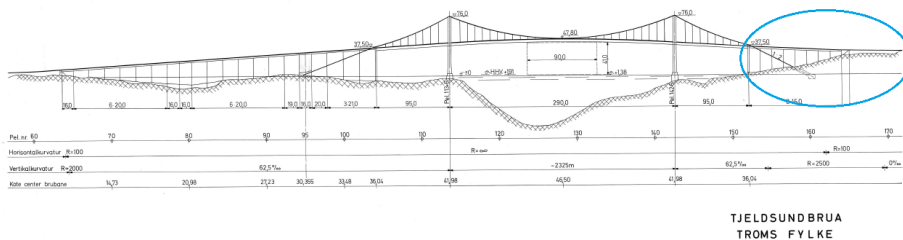
På bakgrunn av dette behovet ble det i 1953 stiftet en komité for bru over Tjeldsundet. På grunn av uenigheter om seilingshøyden tok planleggingen lang tid, men i 1958 godkjente havnedirektøren byggeplanene. Seilingshøyden var da satt til 40 meter. I 1963 ble det igjen uenigheter om seilingshøyden og til slutt ble det vedtatt at brua skulle bygges med en seilingshøyde på 41 meter. Brubyggingen startet våren 1956, og opprinnelig ble det beregnet at den skulle stå ferdig høsten 1968. Arbeidet tok kortere tid enn antatt, så brua åpnet allerede 22. oktober 1967. Figur 3.1 viser et bilde av Tjeldsundbrua fra nyere tid, sett før øst.



Figur 3.1: Tjeldsundbrua i Troms fylke, (wikimedia, 2008)

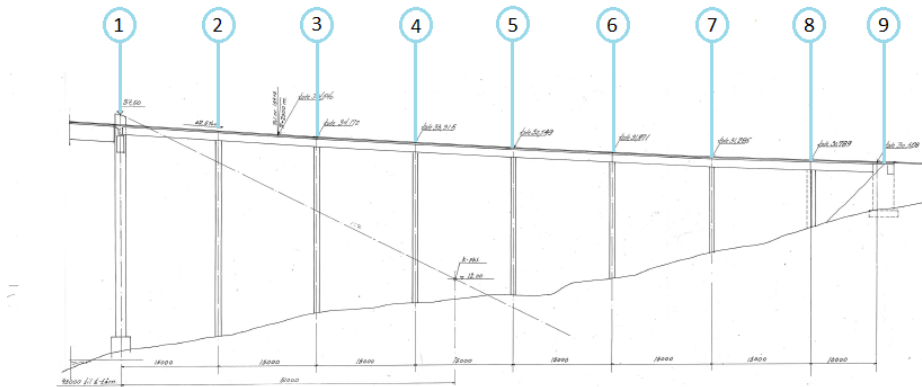
## 3.2 Geometri

Brua består av ei hengebru forbundet til fastlandet med betongviadukter på østre og vestre side. Betongviaduktene er forbundet til hengebrua med fuger. Bruas totallengde er på 1007 m. Hengebrua består av kabler som er festet til to betongtårn og bruoverbygningen på hengebrua består av romfagverk i stål. Hovedspennet er på 290 meter og seilingshøyde på 41 meter.



Figur 3.2: Østre del av Tjeldsundbrua

I denne oppgaven skal det kun utføres beregninger på østre sidespenn i retning Narvik. Den østre delen av brua er markert med en blå sirkel i figur 3.2. I likhet med resten av brua har også østre del to kjørefelt, med en kjørebanebredde på 7,5 m. I tillegg er det et smalt fortau på begge sider av kjørebanen.



Figur 3.3: Ferdigbrutegning med aksenummerering

Spennlengdene i den østre delen av brua varierer mellom 10-15 m. Spennene mellom akse 1-8 er alle 15 m, og spennet fra akse 8-9 er 10 m.

Østre kabelpilar i akse 1 er bygd opp av to rektangulære søyler i tverretning forbundet ned mot fundamentet med fagverk. Det er to sirkulære søyler i tverretning fra akse 2 - 8, med varierende høyde og diameter. Diameter på søylene i akse 1 er 1000 mm mens den er 600 mm i akse 8. Landkaret i akse 9 består av to rektangulære søyler, som danner en landkarvegg.

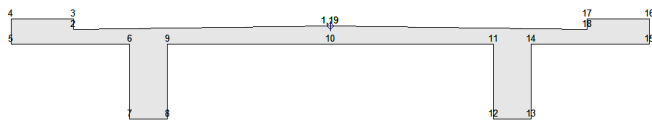
Et utdrag fra ferdigbrutegningene av østre del med påtegnet aksenummerering er vist i figur 3.3. I tillegg gir tabell 3.1 en oversikt over brudataen for østre del av Tjeldsundbrua.

Brudata - østre del	
Brulengde	115 m
Antall akser	9
Spennlengde akser 1-8	15 m
Spennlengde akse 8-9	10 m
Høyde bjelkeprofil	0,26 m - 1,360 m
Brubredde	9,3 m
Kjørefelt	2 · 3 m
Føringspredde	7,5 m
Antall søyler	18
Søyledimensjoner på østre kabelpilar akse 1 (b*1)	1600 mm · 1000 mm
Søylediameter i akse 2	1000 mm
Søylediameter i akse 3	1000 mm
Søylediameter i akse 4	800 mm
Søylediameter i akse 5	800 mm
Søylediameter i akse 6	800 mm
Søylediameter i akse 7	800 mm
Søylediameter i akse 8	600 mm
Søyledimensjoner på landkar akse 9 (b*1)	2000 mm · 3000 mm

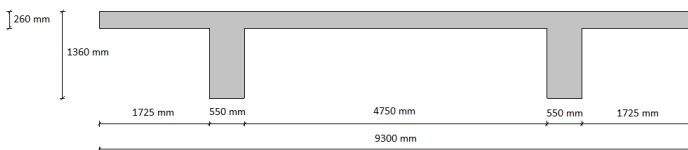
Tabell 3.1: Brudata

### 3.3 Tverrsnitt

Overbygningens tverrsnitt mellom akse 1 og 2 fra NovaFrame er illustrert i figur 3.4. I denne oppgaven utføres kontrollene på brua hovedsakelig i tverrsnittet mellom akse 1 og 2 og dermed blir dette tverrsnittet gjeldende for beregningene. I håndberegningen er tverrsnittet forenklet som vist i figur 3.5. Her er kantragerene sett bort fra. Tverrsnittet varierer noe fra akse 1-9, men de største momentene og skjærkreftene vil oppstå mellom akse 1 og 2, og dermed er det til sikker side å utføre beregningene i dette snittet.



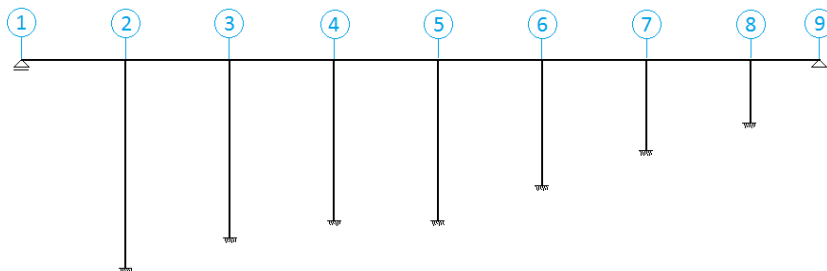
Figur 3.4: Tverrsnitt i NovaFrame



Figur 3.5: Forenklet tverrsnitt benyttet i håndberegninger

### 3.4 Statisk system

Det statiske systemet med aksenummerering er illustrert i figur 3.6. Opplagrene i akse 1 og 9 betraktes som leddet som igjen gjør brua fritt opplagt. I akse 1 er brua fastholdt mot bevegelse i tverretning og i akse 9 er landkaret fastholdt mot bevegelse i både tverr- og lengderetning. Overbygningen støpes slik at søylene i akse 2-8 er monolittisk forbundet med bjelkene, og de ansees å være innspenne i bunnen.



Figur 3.6: Det statiske systemet med aksenummerering



## 3.5 Materialer

Fundamenter, søyler, bjelker og dekket støpes i betongkvalitet B 350, betegnet etter gammelstandard NS 427 A (Standard Norge, 1963). Pilaren i akse 1 støpes i betongkvalitet B 400. Til armering brukes kamstål ks.40 og glatt stål st.37, også i henhold til eldre betegnelser.

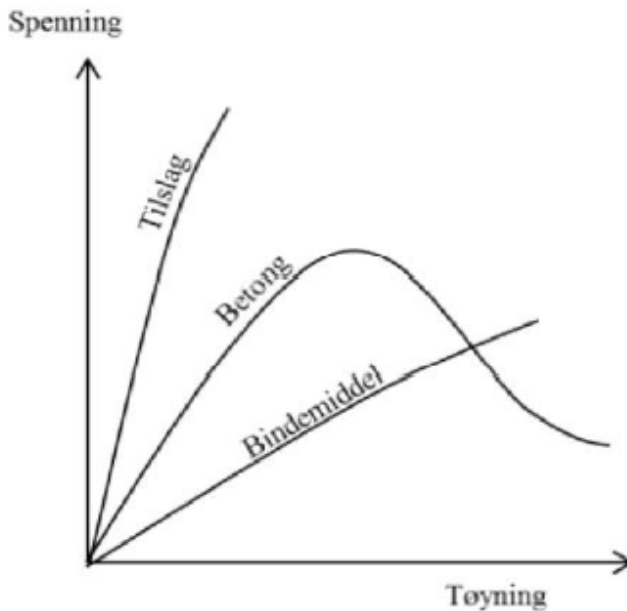
### 3.5.1 Betong

Hele den østre delen av brua bygges med armert betong. Betong er et av verdens mest brukte byggematerialer i større konstruksjoner og bruer. Materialet er svært formbart, har stor styrke og er relativt bestandig. Betong består i hovedsak av sement, tilslag (stein, sand, grus) og vann, som alle er materialer som er lett tilgjengelige i naturen. I tillegg er det i mange tilfeller økonomisk å benytte betong framfor andre materialer.

De siste 30 årene har man funnet ut at den tidligere antagelsen om at betong er vedlikeholdsfritt ikke stemmer. Betongen blir i likhet med andre materialtyper utsatt for nedbrytning, og trenger derfor tilsyn og vedlikehold (Stefan Jacobsen, 2011).

Betong regnes som et ikke-homogent materiale. Betongegenskapene er avhengig av sammensetningen og interaksjonen mellom de ulike bestanddelene. Når tilslaget og sementpastaen blir utsatt for trykk oppfører de seg som sprøe materialer som gir en tilnærmet lineær respons inntil brudd. Figur 3.7 illustrer tilslagets, betongens og bindemiddelets respons på trykkraft. Betongen er likevel et duktilt materiale, med duktil oppførsel. Dette kan forklares med de ulike stivhetene mellom sementen og tilslaget. I overgangssonen mellom tilslaget og sementpastaen vil det oppstå sprekker allerede ved relativt lave spenninger. Sprekkene er med på å gjøre betongen mykere og gir en respons som vil være en avrundet kurve (Smeplass S, 2003).

I praksis antas det at betong ikke tar opp strekkpåkjenninger. Dermed er det trykkfastheten til betongen som blir brukt som kvalitetsparameter. Dette medfører at man armerer betongen med armeringsstål slik at det kan kompenseres for de store strekktoyningene som oppstår (Smeplass S, 2003).



Figur 3.7: Tilslagets, betongens og bindemiddelets respons på trykkraft (Smeplass S, 2003)

I følge brutegningene er de delene av brua som er relevante i denne oppgaven støpt med betongkvalitet B350. Dette er en gammel betegnelse som ikke lenger er i bruk. NS 3473 benytter seg av andre kvalitetsbegrep (Standard Norge, 2003). I følge håndbok 238 ligger betongkvalitet B350 mellom kvalitet C25 og C35 (Statens vegvesen, 2003a). Dermed benyttes gjennomsnittet for disse to kvalitetene. NS 3473 gir betongens konstruksjonsfasthet for trykk, betongens fasthetsklasse og materialfaktoren som skal benyttes for den eksisterende brua (Standard Norge, 2003). Materialeegenskapene for betongkvalitet B350 er gitt i tabell 3.2

Betongkvalitet (EK 2 / NS 3473)	(B25/C30)	
Karakteristisk sylindrefasthet	fck	30 MPa
Konstruksjonsfasthet for trykk	fcu	19,6 MPa
Strekfasthet	ftk	2,35 MPa
Konstruksjonsfasthet for strekk	ftn	1,55 MPa
Elastisitetsmodul	Eck	0
	Ecn	0
	Ecm	24400 MPa
Tøyning	$\epsilon_{cu}$	0,0035
Materialfaktor i bruddgrensetilstanden	$\gamma_c$	1,4
Materialfaktor i bruksgrensetilstanden	$\gamma_c$	1,0
Dimensjonerende trykkfasthet	$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	14,0 MPa

Tabell 3.2: Materialegenskaper for betongkvalitet B350 (C25/30) (Standard Norge, 2008a) (Standard Norge, 2003)

### 3.5.2 Slakkarmering

På grunn av betongens lave strekkfasthet oppfører den seg som et sprøtt materiale når den utsettes for strekkspeninger. Dette medfører et behov for armering som kan kompensere for materialets sprøhet, samt begrense rissvidder og gi konstruksjonen en duktil oppførsel. I følge tegningene er broen hovedsakelig armert med kamstål Ks.40, men noen steder også med glatt stål St.37. Håndbok 238 gir armeringens karakteristiske fasthet,  $f_{sk}$  (Statens vegvesen, 2003a). Armeringsegenskapene er vist i tabell 3.3 Armeringstegninger ligger i Vedlegg A.

	Diameter	
	8-20 mm	25-35mm
Armeringskvalitet Ks 40		
Karakteristisk armeringsfasthet, $f_{sk}$	400 MPa	380 MPa
Bruddtøyning $\varepsilon_{sy}$	0,0020	0,0019
Dimensjonerende armeringsfasthet $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$	320 Mpa	304 MPa
Armeringskvalitet St 37		
Karakteristisk armeringsfasthet, $f_{sk}$	230 MPa	230 MPa
Bruddtøyning $\varepsilon_{sy}$	0,0012	0,0012
Elastisitetsmodul		
	$E_s$	200 000 MPa
Materialfaktori bruddgrensetilstand	$\gamma_s$	1,25
Materialfaktor i bruksgrensetilstand	$\gamma_s$	1,0

Tabell 3.3: Armeringskvalitet for slakkarmering (Standard Norge, 2003)

## 3.6 Standarder og håndbøker

I dette kapittelet finner man en oversikt over de aktuelle standardene og håndbøkene som benyttes i oppgaven. Ved manglende informasjon i det gitt regelverket er Euro-koden benyttet.

### 3.6.1 Standarder

Fra og med 2009 er Eurokodeserien gjeldende for prosjektering av konstruksjoner i Norge. I denne oppgaven utføres beregninger på en eksisterende bru bygget i 1967, og dermed benyttes NS 3473: *Betongkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler* (Standard Norge, 2003). Denne er heretter henvist til som NS 3473.

NS 3473 er ikke dekkende for beregning av laster. Dermed har følgende Eurokoder blitt benyttet til utregning av lastene:

- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4:Allmenne laster, Vindlaster

- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning

### 3.6.2 Håndbøker

Statens vegvesen gir ut håndbøker på to nivåer; nivå 1: normaler og retningslinjer og nivå 2: veiledninger. Normaler og retningslinjer er kravdokumenter og er overordnet i Statens Vegvesens håndbokhierarki. Veiledninger inneholder utdypende fagstoff og en mer detaljert beskrivelse av reglene enn normaler og retningslinjen. I denne oppgaven benyttes Håndbok 238 *Bruklassifisering* (Normaler) og håndbok 239 *Bruklassifisering* (Veiledning) (Statens vegvesen, 2003a), (Statens vegvesen, 2003b). I tillegg benyttes Håndbok N400: *Bruprosjektering* (Statens Vegvesen, 2009).

#### Bruklassifisering

Ved bruklassifisering er de to håndbøkene gitt under gjeldende. Bruklassen angir største tillatte trafikklast for eksisterende bruer ut i fra tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialkapasiteter og tilstand.

- Statens vegvesen håndbok 238 (Normaler): *Bruklassifisering Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett*
- Statens vegvesen håndbok 239 (Veiledning): *Bruklassifisering Lastforskrifter 1920 – 1973 og brunormaler 1912 – 1958*

Håndbok 238 gir den maksimale brukslasten som tillatte for trafikklasten på brua (Statens vegvesen, 2003a). Brukslasten gis enten som bruksklasse eller aksellast/totalvekt. Brukslasten forkortes Bk og etterfølges av et tall som angi klassen. Håndbok 238 inneholder i tillegg veiledning for fastsettelse av materialfastheter, last- og materialfaktorer (Statens vegvesen, 2003a).

Håndbok 239 inneholder en historisk oversikt over de laster (kjøretøy-, ekvivalent-, gangbane-, snølaster med mer) og standardtegninger som har vært gjeldene for bruer i Statens vegvesen (Statens vegvesen, 2003b). Oversikten omhandler regler

for brudimensjonering fra ca. 1900-tallet og fram til i dag. Det ble også utarbeidet brunormaler, bestående av standardtegninger, armerings- og bjelketabeller. Brunormalene ble utarbeidet for lastklasse av 1912, 1920, 1930, 1947 og 1958. Fra 1970 ble normalene erstattet av håndbøkene.

Tjeldsundbrua sto ferdig i 1967 og faller derfor inn under Lastforskrift av 1958. Lastforskriften av 1958 er delt i 2 klasser. Disse klassene tar begge utgangspunkt i 13 tonn aksellast inkludert rystelse som tilsvarer en aksellast på 18 tonn. Bruene regnes også for en ekvivalentlast bestående av en jevnt fordelt last og en knivlast. Det er den jevnt fordelte lasten som er forskjellig mellom de to klassene. Lastklasse 1/1958 kan regnes å dekke opp bruksklasse 10 for spennvidder mindre enn ca. 20 meter. Dersom bruas lengde er mindre enn 20 meter, kan klassifisering til Bruksklasse 10 (Bk 10) skje uten beregninger. Lastklasse 2/1958 gir ved lengre spenn enn ca. 4 meter, lavere dimensjonerende verdier enn Bk10. Bruer innen denne kategorien bør undersøkes spesielt (Statens vegvesen, 2003b).

## **Bruprosjektering**

Håndbok N400 *Bruprosjektering* inneholder prosjekteringsregler for bruer, ferjekai-er og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (Statens Vegvesen, 2009). Den supplerer Håndbok 238 der denne ikke har spesielle regler for beregning og dimensjonering av brukonstruksjoner (Statens vegvesen, 2003a). Prosjekteringsreglene gjelder for bygge- og levetid. Det vil si at de er gjeldene for forsterkning og ombygging samt reparasjons- og vedlikeholdstiltak som påvirker konstruksjonens bæreevne.

## 4 Laster

Beregning av laster er utført i henhold til Håndbok 238, Håndbok 239 og Håndbok N400 (Statens vegvesen, 2003b) (Statens vegvesen, 2003a) (Statens Vegvesen, 2009). Sistnevnte benyttes i tilfeller der det er manglende informasjon i Håndbok 238/239 (Statens vegvesen, 2003a),(Statens vegvesen, 2003b). I tillegg benyttes eurokoden for beregning av vindlast, temperaturlast og snølast. I følge håndbok 238 skal følgende laster tas hensyn til:

- permanente laster
- variable laster
- deformasjonslaster
- ulykkeslaster

I denne oppgaven blir det kun tatt hensyn til karakteristiske permanente og variable laster. De følgende lastene er:

- egenvekt
- snølaster
- trafikklaster
- vindlast (med og uten trafikklast)
- termiske påvirkninger

### 4.1 Permanente lastpåvirkninger

I følge håndbok 238 skal det under permanente laster tas hensyn til egenlast, tyngde av permanent ballast og utstyr samt ytre vanntrykk og jordtrykk(Statens vegvesen, 2003a). De to sistnevnte er sett bort fra i denne oppgaven.

Snølasten regnes å ikke opptre samtidig som trafikklast. I følge Håndbok N400 skal snølast som kan bli liggende på konstruksjonen over tid regnes som permanent last.

### 4.1.1 Egenlast

Egenlasten fastsettes på grunnlag av en nøyaktig vektberging av konstruksjonens permanente deler i bruoverbygningen. I egenvekten inngår vekten av dekket og overbygningen til søylene. Egenvekten blir beregnet ut fra minimumskravet som i følge Håndbok 238 skal settes til  $25 \text{ kN/m}^3$  for vanlig armert normalbetong (Statens vegvesen, 2003a). Dekket består av armert betong og har en høyde i midtsnittet på 260 mm. Høyden varierer noe langs sidekantene i snittene, men ettersom håndberegningene er utført i snittet mellom akse 1 og 2 blir dette den gjeldende høyden på dekke i tversnittet.

### Bruoverbygning

I brutverrsnittet blir egenvekten betraktet som en jevnt fordelt last. Tversnittsarealet til bruoverbygningen er  $3,628 \text{ m}^2$

Egenvekten til bruoverbygningen er beregnet til

$$25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,628 \text{ m}^2 = 90,7 \text{ kN/m}.$$

Detaljerte utregninger ligger i vedlegg B.

### Sidekanter, slitelag og rekkverk

Egenvekten til bruas sidekanter, slitelag og rekkverk er regnet ut under. Detaljerte utregninger ligger i Vedlegg B.

Sidekantenes hensikt er å hindre vannavrenning på brua. De støpes samtidig og med samme betongkvalitet som brudekke. Arealet til sidekantene er  $0,099 \text{ m}^2$ , og linjelasten per side blir:

$$25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,099 \text{ m}^2 = 2,475 \text{ kN/m}$$

Slitelag regnes etter Håndbok 285, hvor minimumskravet til dimensjonerende belegningsvekt i kjørebane er  $3,0 \text{ kN/m}^2$  for bruer med spennvidde mellom  $10 \leq m \leq$



35 og trafikkmengde  $\dot{A}DT \geq 2000$  (Statens vegvesen, 2003a). Dette er gjeldende for Tjeldsundbrua. Lasten fra slitelaget påføres som en linjelast på brua.

$$3,0kN/m^2 \cdot 7,5m = 22,500kN/m \quad (4.1)$$

Vekten til rekkverket er overslagsberegnet til å være  $0,5 kN/m$  på hver siden av veien. Rekkverket betraktes som en jevnt fordelt linjelast.

$$0,5kN/m \cdot 2 = 1,000kN/m \quad (4.2)$$

#### 4.1.2 Snølast

I følge Håndbok N400 regnes snølast å ikke opptre samtidig med trafikklaster på vegbruer. Snølast som kan bli liggende på konstruksjonen over tid skal regnes som permanent last.

I følge NS-EN 1991-1-3, tabell NA.4.1(901) skal Snølasten regnes som karakteristisk snølast på mark (Standard Norge, 2008b). Brua ligger i Troms fylke mellom Harstad og Skånland. De gitte verdiene for de to kommunene er like. Snølasten er gitt i ligning (4.3)

$$\begin{aligned} \text{Grunnverdi for karakteristisk snølast på mark: } S_{k,0} &= 5,0kN/m^2 \\ H_g &= 150m \\ \Delta S_k &= 1,0kN/m^2 \end{aligned}$$

$$\text{Siden } H < H_g \text{ blir } n = \frac{H - H_g}{100} = 0$$

$$\text{Karakteristisk snølast: } S_k = S_{k,0} + n\Delta S_k = 5,0kN/m^2 \quad (4.3)$$

## 4.2 Variable lastpåvirkninger

I følge håndbok 238 regnes de variable lastene som trafikklast, støt- og forøyningslaster fra ferje, naturlaster og andre variable laster (Statens vegvesen, 2003a). I denne oppgaven blir det kun tatt hensyn til trafikklast, vind og termisk påvirkning.

### 4.2.1 Trafikklast

Eksisterende bruer klassifiseres etter spesielle regler for trafikklast, gitt i håndbok 238 Bruklassifisering (Statens vegvesen, 2003a). Trafikklasten plasseres på brua i den minst gunstige plasseringen i både lengde- og tverretning innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. De ulike trafikklastene klassifiseres etter bruksklasse, aksellast/totalvekt, spesialtransporter og engangstransporter. For bruer som er prosjektet etter lastforskrift av 1/1958, tåler Bk 10/50t for fritt opplagte spenn  $\leq 20$  m. Dette er gjeldende for Tjeldsundbrua. Bruas bruklasse angir maksimal brukslast som kan tillates ut fra kapasiteten til det svakeste elementet i konstruksjonen. Den maksimale aksellasten ligger på 10 tonn og den maksimale totale lasten som broen tåler er 50 tonn.

### 4.2.2 Vertikale laster

De vertikale lastenes bruksklasse bestemmes ut fra bruklassen. Hver av bruklassene består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast (Statens vegvesen, 2003a). Det skal kun velges den av de overnevnte lastene som gir den mest ugunstige lastvirkningen i både lengde- og tverretning på tilgjengelig føringsavstand.

I praksis vil dimensjonerende laster for hovedkonstruksjonen til lengre bruer bli bestemt av kjøretøy eller vogntoglasten. Østre del av Tjeldsundbrua betraktes som en hovedkonstruksjon og dermed blir enten kjøretøylast eller vogntoglast er dimensjonerende. For Tjeldsundbrua velges vogntoglasten som dimensjonerende i analysen. Dette antas ettersom lengden på den jevnt fordelte andelen av vogntoglasten er lengre og dermed vil gi en mer ugunstig lastvirkning enn kjøretøylasten. I følge Håndbok 238 er vogntoglasten representert av en jevnt fordelt last og en aksellast

(Statens vegvesen, 2003a). Aksellasten skal plasseres i den minst gunstige stillingen innenfor en lengde mellom 7,0 m og 16,0 m. Det kan i tillegg tas med en jevnt fordelt last på  $6 \text{ kN/m}$  som representerer lett blander trafikk, foran og/eller bak vogntoglasten. Denne lasten tas ikke med i beregning av feltmoment ettersom spennlengden på brua er 15 m og vogntoglasten går over en strekning på 16 m, dekker den hele spennet. Den tas derimot med i beregningene av støttemoment og skjærkraft.

- H = Hjullast
- A = Aksellast
- V = Totalvekt
- P = lett blandet trafikk

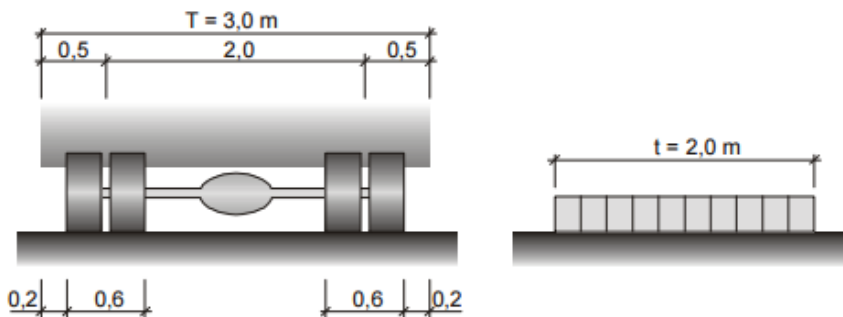
Lasttype	Lastkonfigurasjon (et H <sub>101</sub> )	Brukklasser				
		BK10	BK18	BK8	BK6	
Hjullast		H	80	56	42	
Aksellast		A	160	112	84	
Boggilast		A <sub>1</sub>	65	40	30	
		A <sub>2</sub>	160	112	84	
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Trippelboggilast		A <sub>1</sub>	70	60	50	40
		A <sub>2</sub>	140	84	84	56
		a	1,3	1,2	1,2	1,2
Kjøretøylast		A	40	32	32	24
		V	300	280	220	180
Vogntoglast		A	40	32	32	24
		V	500	400	320	280
		P	6	6	6	6

(\*) For alle brukstyper (påkøkkler, gjenretter etc.) skal det, uansett brukstypen, kontrolleres for en hjullast på 35 kN forakt på en 20x20 cm flate tilfeldig plassert i kjøretøyet.

Figur 4.1: Brukklasser (Statens vegvesen, 2003a)

Bruksklassens fysiske bredde er 2,6 m, og i tillegg er det krav til et fritt lastrom på minimum 0,2 m på hver side av kjøretøyets lastfelt. Dermed blir kjørefeltbredden for tunge vogntog 3,0 m per kjørefelt. Brua har to kjørefelt og total kjørefeltbredde vil i dette tilfellet være 6,0 m. Hjullasten har en rektangulær lastflate på 0,2 m i kjøreretning og 0,6 m i tverretning. Dette vises i figur 4.2

- $F$  = Føringsbredde
- $T$  = Breddebehov for tung trafikklast
- $t$  = Breddebehov for lett trafikklast (6 kN/m)



Figur 4.2: Bredden av lastfelt (Statens vegvesen, 2003a)

Som tidligere nevnt gjelder lastene for kun ett kjørefelt. Dermed blir aksellasten 80 kN for begge kjørefeltene på brua. Vogntoglasten har en total tyngde på 500 kN. Denne fordeler seg ut over en strekning på 16 m i lengderetning, og vil bli en last på 31,25 kN/m. Siden det er to kjørefelt på brua vil totalvekten komme på 62,5 kN/m.

Vogntoglast	
Aksellast, A	80 kN
Totalvekt, V	62,5 kN

Tabell 4.1: Vogntoglast

### 4.2.3 Horisontale laster

#### Bremselast

Den horisontale bremselasten opptrer kun samtidig med de tilhørende vertikale lastene. Virkningen av kjøretøyets bremsing og akselerasjon beregnes på grunnlag av en horisontallast  $B_1$  som varierer ved brulengde mellom 10-40 m. Verdien på  $B_1$  finner man ved å interpolere mellom verdiene gitt for den aktuelle brulengden avhengig av den gitte bruklassen.

$$B_1 = 150 + \frac{300 - 150}{40 - 10} \cdot (20 - 10) = 200 \text{ kN}$$

$$B_1 = \frac{200}{115} = 1,739 \text{ kN/m}$$

#### Sidelast

Sidelast er virkningen av skjev eller usymmetrisk bremsing av et kjøretøy. Den beregnes på grunnlag av en vilkårlig plassert horisontallast  $S = 25\%$  av bremselasten.

$$S = 0,25 \cdot 1,739 \text{ kN/m} = 0,435 \text{ kN/m}$$

### 4.2.4 Vindlast

Tjeldsundbrua er ei kystbru som kan bli utsatt for kraftig vind. Vindlasten beregnes i henhold til NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: *Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster* heretter referert til som EK1-1-4 (Standard Norge, 2009b). Beregningene er også i samsvar med Håndbok N400 (Statens Vegvesen, 2009).

I følge Håndbok N400 punkt 5.4.3.1, skal vindlasten klassifiseres til vindklasse 2 (Statens Vegvesen, 2009). I denne oppgaven er det valgt å se bort fra dynamisk lastvirkning, og dermed regnes brua til vindklasse 1. Gitt i kapittel 2.5.2.5 skal brukonstruksjoner i Vindlastklasse I kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand for samtidig virkende vind- og trafikklast. Dette gir to tilfeller av vindlast på brua: vindlast uten samtidig virkende trafikklast, og vindlast med samtidig virkende trafikklast.

EK1-1-4 benyttes til utregning av basisvindhastighet, Midlere vindhastighet og vindkastshastighetstrykk (Standard Norge, 2009b). I beregningene tas det hensyn til bruas geografiske beliggenhet, terreng, areal og bruas høyde over havet.

Vindlasten beregnes for to ulike tilfeller; Vindlast uten trafikk, og vindlast med trafikk. Se vedlegg C for detaljerte beregninger av vindlasten.

#### 4.2.5 Vindlast uten trafikk

Referansevindhastigheten,  $V_{b,0}$  for Harstad kommune  $V_{b,0} = 27$  m/s og  $V_{b,0} = 26$  m/s for Skånland kommune, i følge EK1-1-4, Tabell NA.4(901.1) (Standard Norge, 2009b). Den høyeste verdien blir benyttet i beregningene ettersom den er til sikker side. Det vil si at basisvindhastigheten er:

$$V_{b,0} = 27 \text{ m/s} \quad (4.4)$$

Basisvindhastighet er gitt i EK 1-1-4, formel NA.4.1 (Standard Norge, 2009b). For å finne denne må referansevindhastigheten multipliseres med fire faktorer. I henhold til NA.4.2(2)P i EK1-1-4 kan alle disse faktorene settes lik 1 (Standard Norge, 2009b). Faktorene betegner vindretning ( $c_{dir}$ ), årstidsvariasjoner ( $c_{season}$ ), variasjon i nivå ( $c_{alt}$ ) og returperiode ( $c_{prob}$ ). Basisvindhastigheten er gitt under

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Stedsvindhastigheten,  $v_m(z)_0$ , er gitt i EK 1-1-4 formel 4.3.1 (Standard Norge,

2009b). Denne beregnes i en gitt høyde  $z$  over terrenget og avhenger av ruhetsfaktoren ( $c_r(z)$ ), terrengformfaktoren ( $c_0(z)$ ) og basisvindhastigheten  $V_b$ . I dette tilfellet vil alle faktorene utenom ruhetsfaktoren  $c_r(z)$  være lik 1. I tillegg A3 (4) for åser og skråninger er det gitt at denne faktoren kan settes lik 1 hvis det ikke forventes en hastighetsøkning som følge av traktvikrninger. Velger å annta dette, ettersom det ikke er gitt nøyaktige mål på topografi, og ut ifra tegningene er terrenget slakt helt til man nærmer seg enden av den østre delen.

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b = 37,7 \text{ m/s}$$

Vindkasthastighetstrykket,  $q_p(z)$ , er gitt i EK 1-1-4, formel 4.8 (Standard Norge, 2009b). Den virker ved høyden  $z$  over terrenget og beregnes fra midlere vindhastighet og største kortvarige hastighetsfluktuasjon.

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b = 1,650 \text{ kN/m}^2$$

Standarden gir en forenklet metode for å regne ut vindpåvirkning på bruer i form av kraftfaktorer. Resultantvindkraften i x-, y- og z-retning er gitt i EK 1-1-4, punkt 8.3.2 (Standard Norge, 2009b). Som tidligere nevnt er Tjeldsundbrua i vindklasse 1, og dermed kan de forenklede formlene benyttes. Her finner man kraftfaktorene for vindpåvirkningene på brudekke for x-, y- og z-retning ved å multiplisere basisvindhastigheten ( $V_b$ ), vindlastfaktor ( $C$ ), lufttetthet ( $\rho$ ) og gjeldende tverrsnittsdata ( $A_{ref_i}$ ):

Kraftpåvirkning i x-retning

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,x} \cdot A_{ref,x} = 2,918 \text{ kN/m}$$

Vindkraften i y-retning

$$F_{w,y} = 0, 25 \cdot F_{w,x} = 0,730 \text{ kN/m}$$

Vindkraften i z-retning

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,x} = 13,810 \text{ kN/m}$$

Vindlastfaktoren (C) består av en kraftfaktor ( $c_{f,i}$ ) og en eksponeringsfaktor ( $c_e$ ). Kraftfaktoren finnes ved avlesning av figur 8.3 i EK1-1-4 (Standard Norge, 2009b). Eksponeringsfaktoren finnes ved å dividere vindkasthastighetstrykket med basisvindhastighetstrykket. Kraftfaktoren i z-retning ( $c_{f,z}$ ) settes lik +/- 0,9 og skal dimensjoneres etter det tilfelle som er mest kritisk. Den vertikale vindkraften kan også ha en eksentrisk plassering fra senter av veibanen lik  $b/4$ , noe som tilsvarer 1,875 m

Referansearealet for x- og z-retning settes lik:

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L$$

$$A_{ref,z} = b \cdot L$$

Ifølge Tabell 8.1 i EK1-1-4 blir  $d_{tot} = d + 2,0$  m, hvor d er bruas tverrsnittshøyde (Standard Norge, 2009b). For å fordele vindlasten jevnt over hele bruas lengde er det benyttet en enhetslengde, L lik 1, slik at enheten blir kraft per lengdeenhet.

#### 4.2.6 Vindlast med trafikklast

Når vindlasten opptrer samtidig med trafikklasten vil lastarealet til vinden bli større. Det antas at lastarealet vil være en rektangulær flate med en høyde på 2 m. Det gir et nytt referanseareal med en ny  $d_{tot} = d + 2$  m. I henhold EK 1-1-4, NA.8.1(4) skal referansevindhastigheten  $v_{b,0}$  lik 35 m/s ved kjørebansens høyeste punkt (Standard Norge, 2009b). Vindlasten med trafikklast  $F_{w*}$  beregnes etter samme prosedyre som for vindlast på brua uten trafikk, men med beregning av ny basisvindhastighet, nytt vindkasthastighetstrykk og basisvindhastighetstrykk, samt nye kraftfaktorer.

Vindkraften i x-retning, på tvers av brua:

$$F_{w,x*} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,x*} \cdot A_{ref,x*} = 4,287kN/m$$

Vindkraft i y-retning, langs brua:

$$F_{w,y*} = 0,25 \cdot F_{w,x*} = 1,072kN/m$$

Vindkraft i z-retning, vertikalt:

$$F_{w,z*} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,z*} \cdot A_{ref,z*} = 8,214kN/m$$



I henhold til EK1-1-4 punkt 8.1(3) er vindkreftene som dannes i x- og y-retning forårsaket av vind som blåser i ulike retninger (Standard Norge, 2009b). Disse virker vanligvis ikke samtidig. Mens kreftene som oppstår i z-retning kommer av vind som blåser i en rekke forskjellige retninger. Vindkreftene som virker i x- og z-retning, samt y- og z-retning kan dermed virke samtidig.

### 4.2.7 Temperaturlast

Temperaturlastene er regnet ut i henhold til Håndbok N400 og NS-EN 1995-1-5:2003+NA:2008: *Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger* (Statens Vegvesen, 2009), (Standard Norge, 2008c). Heretter referert til som EK-1-1-5. Håndbok N400 definerer temperaturlasten som en termisk påvirkning sammensatt av følgende faktorer:

- jevnt fordelt temperaturandel
- vertikal lineært varierende temperaturandel, alternativt vertikal ikke-lineært varierende temperaturandel
- horisontal lineært varierende temperaturandel
- forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- temperaturdifferanse over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

To av punktene fra listen neglisjeres. Østre del av Tjeldsundbrua er en bjelkeplatebru med massivt tverrsnitt, og det kan derfor sees bort fra siste punkt ettersom dette kun gjelder kassetverrsnitt. I følge EK 1-1-5 punkt 6.1.4.3(1) er det kun nødvendig å ta hensyn til temperaturdifferansen i vertikal retning, ettersom det antas at det ikke er noe betydelig forskjell i eksponering av sollys i horisontal retning (Standard Norge, 2008c). Den horisontale lineære varierende temperaturandelen neglisjeres.

### 4.2.8 Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen er basert på laveste og høyeste temperatur som kan forventes for brua, avhengig av geografisk beliggenhet. EK 1-1-5 gir nedre og øvre lufttemperatur med en returperiode på 50 år (Standard Norge, 2008c). Det må tas hensyn til fastholding av konstruksjonen ettersom temperaturforandringer kan føre til ekspansjon eller kontraksjon av brua. Laveste og høyeste temperatur i

Skånland leses av i isotermkartene i det Nasjonale tillegget i EK 1-1-5.

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

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

Østre del av Tjeldsundbrua har en bruoverbygning og faller dermed inn under kategorien type 3.  $T_{e,min}$  står for laveste jevnt fordelte temperaturandel og  $T_{e,max}$  for høyeste høyeste jevnt fordelte temperaturandel.

$$T_{e,min} = T_{min} + 8 = -22^{\circ}C$$

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

Intervallet for jevnt fordelt brutemperaturandel for fastholdingskreftene avhenger av  $T_{min}$  og  $T_{max}$  i tillegg til initialtemperaturen  $T_0$  for brua på det tidspunktet når konstruksjonen fastholdes.

Initialtemperaturen  $T_0$  :

$$T_0 = 10^{\circ}C$$

Den karakteristiske verdien for maksimal temperaturekspansjonsintervall er gitt ved:

$$\Delta T_{N,con} = T_{e,min} - T_0 = -32^{\circ}C$$

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

#### 4.2.9 Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Vertikal temperaturdieranse må tas hensyn til ettersom temperaturen på oversiden og undersiden av bruoverbygningen kan variere. Oversiden av brua blir utsatt for sollys mens det vil være skyggelagt på undersiden brua .

Temperaturforskjellen i vertikal retning kan forårsake lastvirkninger på en konstruksjon på grunn av:

- fastholding mot fri krumning på grunn av rotasjon

- friksjon i rotasjonslagre
- ikke-lineære geometriske virkninger (2.ordenseffekt)

EK 1-1-5 gir to ulike metoder for å regne ut vertikal varierende temperaturandel (Standard Norge, 2008c). I denne oppgaven er det valgt å følge metode 1 som gjelder for vertikal lineært varierende temperaturandel.

Verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel er gitt i EK 1-1-5, Tabell 6.1 (Standard Norge, 2008c):

Overside varmere enn underside:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}C$$

Underside varmere enn overside:

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}C$$

Verdiene over er basert på et belegg med en tykkelse på 50 mm. Det skal tas hensyn til tykkelsen på belegget når man regner ut temperaturdifferansdelen. I dette tilfellet vil det ikke endre verdien på  $\Delta T_{M,heat}$   $\Delta T_{M,cool}$  ettersom  $k_{sur} = 1,0$  men i andre tilfeller vil temperaturdifferanseandelen endres når man tar hensyn til dette. Verdien på  $k_{sur}$  er tatt fra tabell 6.2:

Overside varmere enn underside:

$$k_{sur} = 1,0$$

Underside varmere enn overside:

$$k_{sur} = 1,0$$

Verdier for lineært varierende temperaturdifferanseandel:

Overside varmere enn underside:

$$\Delta T_{M,heat} = \Delta T_{M,heat} \cdot k_{sur} = 15^\circ C$$

Underside varmere enn overside:

$$\Delta T_{M,cool} = \Delta T_{M,cool} \cdot k_{sur} = 8^\circ C$$

#### 4.2.10 Samtidighet av jevnt fordelt og varierende temperaturandeler

EK 1-1-5 gir et uttrykk som tar hensyn til samtidigheten av temperaturdifferansen  $\Delta T_{M,heat}$  (eller  $\Delta T_{M,cool}$ ) gitt i ligning og største intervall for jevnt fordelt brutetemperaturandel  $\Delta T_{N,exp}$  eller  $\Delta T_{N,con}$ ) gitt i ligning (Standard Norge, 2008c). Den mest ugunstige virkningen bør velges. De åtte temperaturkombinasjonen i tabell 4.2 under legges inn i NovaFram og programmet plukker ut den mest ugunstige temperaturvirkningen. Symbolene gitt under står for følgende:

$\Delta T_{N,con}$  = maksimalt temperaturkontraksjonsintervall

$\Delta T_{N,exp}$  = maksimalt temperaturekspansjonsintervall

$\Delta T_{M,heat}$  = vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse, oppvarming

$\Delta T_{M,cool}$  = vertikalt lineært varierende temperaturdifferanse, nedkjøling

De åtte temperaturkombinasjonene er fra uttrykkene i ligning (4.5) og (4.6).

$$\omega_N = 0,35$$

$$\omega_M = 0,75$$

$$\Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad (4.5)$$

eller

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}(\text{eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp}(\text{eller } \Delta T_{N,con}) \quad (4.6)$$

Kombinasjon	Gradient	Uniform
1	$\Delta T_{M,heat}$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$
2	$\Delta T_{M,heat}$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$
3	$\Delta T_{M,cool}$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,exp}$
4	$\Delta T_{M,cool}$	$\omega_N \cdot \Delta T_{N,con}$
5	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{N,exp}$
6	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat}$	$\Delta T_{N,con}$
7	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,exp}$
8	$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool}$	$\Delta T_{N,con}$
Gradient	Uniform	Kombinasjonsfaktor
$\Delta T_{M,heat} = 15^\circ$	$\Delta T_{N,exp} = 21^\circ$	$\omega_N = 0,35$
$\Delta T_{M,cool} = -8^\circ$	$\Delta T_{N,con} = -32^\circ$	$\omega_M = 0,75$

Tabell 4.2: Temperaturkombinasjoner lagt inn i NovaFrame

#### 4.2.11 Forskjeller i den jevnt fordelte temperaturandelen mellom ulike konstruksjonsdeler

I henhold til EK 1-1-5 pkt 6.1.5 bør det tas hensyn til de ulike ugunstige lastvirkningene som kan forårsakes av forskjellen i den jevnt fordelte temperaturandelen i ulike konstruksjonsdeler (Standard Norge, 2008c).

10°C og 20°C henholdsvis lyst og mørkt dekke.

## 5 Lastkombinasjoner

Ved dimensjonering av konstruksjoner må konstruksjonen tilfredsstille dimensjoneringsreglens krav i forskjellige grensetilstander:

- Bruddgrensetilstanden
- Bruksgrensetilstanden
- Ulykkesgrensetilstanden
- Utmattingsgrensetilstanden

I denne oppgaven sees det kun på brudd- og bruksgrensetilstanden. De dimensjonerende lastene bestemmes ved å kombinere virkningen av de karakteristiske lastene multiplisert med lastfaktorene for henholdsvis brudd- og bruksgrense. Videre presenteres dimensjonerende lastvirkning for brudd- og bruksgrensetilstand i henhold til Håndbok 238 (Statens vegvesen, 2003a).

### 5.1 Bruddgrensetilstand

I bruddgrensetilstanden bestemmes konstruksjonsdelenes kapasitet mot brudd ved beregning på grunnlag av materialenes tøyningsegenskaper og dimensjonerende fastheter. Bruddgrense er de tilstander som har betydning for menneskets og/eller konstruksjonens sikkerhet. Ved bruksklassifisering skal det minimum utføres en kontroll i bruddgrensetilstand. Det skal kontrolleres for to ulike sett med lastkombinasjoner og den mest ugunstige av kombinasjonene under skal gjelde for dimensjoneringskontrollen.

Tabell 5.1: Lastfaktorer bruddgrensetilstand

Lastgruppe kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjons- laster, D	Variable laster Q
	Jordtrykk, J	Andre		
a	1,0	1,15 <sup>(1)(2)</sup>	$\gamma_D$	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \Sigma Q_n$

Ved kontroll for engangstransporter settes lastfaktor for andre permanente laster lik 1,1. Lastfaktor permanente laster settes lik 1,0, dersom dette er ugunstigere.

$\gamma_D = 1,1/0,9$  for direkte virkninger av spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2, for øvrig er  $\gamma_D = 1,0$ .

$\gamma_1 = 1,4$  for brukslaster  
 = 1,2 for spesialtransporter  
 = 1,15 for mobilkraner  
 = 1,1 for engangstransporter  
 = 1,0 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje  
 = 1,6 for øvrige variable laster

$\gamma_2 = 1,2$  for brukslaster  
 = 1,1 for spesialtransporter  
 = 1,05 for mobilkraner  
 = 0,8 for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje  
 = 1,3 for øvrige variable laster

Forkortelsene i tabellen har følgende betydning:

$Q_1$  = Karakteristisk verdi for den variable last som er mest ugunstig for den lastvirkning som betraktes.

$Q_n$  = Karakteristisk verdi for øvrige variable laster som er ugunstige for lastvirkningen.

## 5.2 Bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstand skal det påvises at konstruksjonen, for sin brukstid, tilfredsstillende krav knyttet til dens bruk og formål. Krav til bruksgrensetilstanden skal også sikre konstruksjonens bestandighet. I følge håndbok 238 står det at dersom det i forbindelse med brukklassifisering stilles spesielle bruksgrensekrav skal bruksgrense-



tilstanden kontrolleres for kombinasjonene a og b, med gitte faktorer.

- Kombinasjon a) antas å representere den største forventede lasttilstand i konstruksjonens levetid og 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, og anvendes for rissviddekontroll av betongkonstruksjoner og for kontroll av typiske deformasjoner og forskyvninger.

Tabell 5.2: Lastfaktorer bruksgrensetilstand

Lastgruppe kombinasjon	Permanente laster, P	Deformasjons- laster, D	Variable laster Q		
			Trafikklast, T	Naturlast E	Ballast etc. L
a	1,0	1,0	$Q_{-1} + 0,7 \cdot \Sigma Q_{-n}$		
b	1,0	1,0	$\psi \cdot Q_{-1} + 0,7 \cdot \Sigma \psi Q_{-n}$		

Tabell 5.3: Kombinasjonsfaktorer

Variable laster Q		Kombinasjonsfaktor $\psi_1$
Trafikklast	T	0,5
Naturlast	E	0,5
Ballast etc.	L	1,0

## 6 Modellering av brua i NovaFram

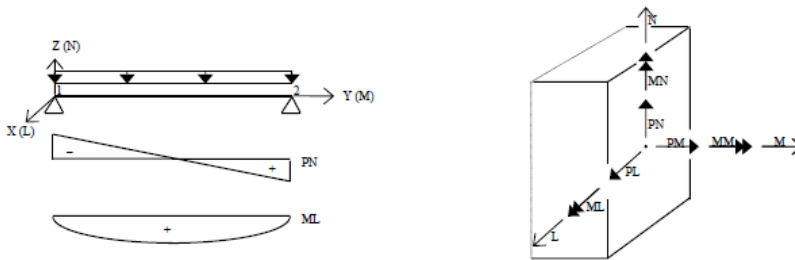
### 6.1 NovaFrame

I denne oppgaven benyttes NovaFrame versjon 5 til å modellere brua. Dette kapitlet gir en introduksjon til programmet i henhold til NovaFrames brukermanual (Dr.Ing. A.Aas-Jakobsen, 2011). Programmet er et 4D-rammeprogram basert på bjelkesegmenter og elementmetoden (Finite Element Method). Rammeprogrammet er utviklet av Aas-Jakobsen og egner seg spesielt godt til modellering av brukonstruksjoner. Dette er fordi programmet inkluderer bevegelige trafikklaster og spennarmering samt har en referanselinje man enkelt kan forbinde alle noder og elementer til. Programmet kan utføre både statiske og dynamiske analyser, samt stokastisk vind-, jordskjelv- og knekkingsanalyser. I denne oppgaven er det kun utført statistisk analyse av brua.

Brua er modellert ut fra ferdigbrutegningene (Vedlegg A), som gir informasjon om tverrsnittsdimensjoner, geometri, lengder, kotehøyder og armering. Bruomodellen kan modelleres ved bruk av to forskjellige metoder, enten ved å plote inn verdiene direkte i programmet, eller ved å lage en input-fil. Input-filen kan lages ved bruk av Windows brukergrensesnitt eller ASCII-programmer som for eksempel TextPad. Førstnevnte metode er benyttet i denne oppgaven.

### 6.2 Koordinatsystem

NovaFrame bruker to koordinatsystemer, et globalt (XYZ-system) og et lokalt (LMN-system). Noder, grensebetingelser og forskyvninger angis i det globale koordinatsystemet, mens tverrsnitt og snittkrefter angis i det lokale koordinatsystemet. Figur 6.1 illustrerer de to systemene og viser positiv retning for snittkreftene.



Figur 6.1: Globalt og lokalt koordinatsystem, (Dr.Ing. A.Aas-Jakobsen, 2011)

### 6.3 Materialer og designparametere

Alle tverrsnitt må tildeles relevante materialdata for betongen og armeringen. NovaFrame har forhåndsinnstilt betongkvalitet B35. Den karakteristiske sylindrefastheten endres til  $f_{ck} = 30$  Mpa. Betongens elastisitetsmodul redigeres til 24400 MPa. Slakkarmeringen som benyttes i brua er av gammel kvalitet, dermed benyttes den forhåndsinnstilte kvaliteten B500NC. Denne kvaliteten er det nærmeste man kommer kvaliteten i brua.

I tillegg skal det legges inn relevante designparametere for alle tverrsnittene under fanen Design Parameters. Designparameterene er egenskaper knyttet til hver komponentet i konstruksjonen, blant annet materialenes materialfaktorer og tøyningsgrenser. NovaFrame har forhåndsinnstilte verdier for betongen og armeringen, i henhold til NS 3473 (Standard Norge, 2003). Disse verdiene beholdes.

Novaframe beregner torsjonsstivheten ( $I_t$ ) til egendefinerte tverrsnitt som summen av arealtreghtsmomentene  $I_x + I_y$ . Den beregnede verdien,  $I_t$ , vil ikke være helt nøyaktig for egendefinerte tverrsnitt slik som i dette tilfellet. NovaFrame vil derfor gi konstruksjonen en forhøyet torsjonsmotstand. Torsjonsstivheten kan skaleres med korreksjonsfaktoren  $k_{it}$  som reduserer torsjonsstivheten. I denne oppgaven gjøres det en konservativ antagelse om at torsjonsstivheten ikke skal skaleres. Denne vurderingen er til sikker side.

## 6.4 Referanselinjer og aksesystem

Når det skal etableres en ny modell i NovaFrame er første steg i modelleringen å legge inn et geometrisk system under fanen Preprocess/Reference Line Input. Dette kan gjøres ved bruk av to forskjellige metoder. Den første metoden er å angi koordinater i x-, y-, og z-retning for en rekke punkter langs brua. Denne metoden benyttes for analyser av enkle bjelke og søyler.

Den andre metoden, som blir benyttet i denne oppgaven, er å opprette referanselinjer. Denne metoden er mest hensiktsmessig for større og mer komplekse konstruksjoner. Referanselinjene er geometriske linjer som benyttes til å plassere ut noder, elementer og tverrsnitt på en effektiv og ryddig måte. ASCII-koden for referanselinjer er REFLINE. Videre har man ulike indekser som angir plasseringen til referanselinjene.

Den første referanselinjen som opprettes får navnet Cross Section med indeks 0. Dette er ikke en geografisk linje, men en abstrakt linje, hvor tverrsnittet samles.

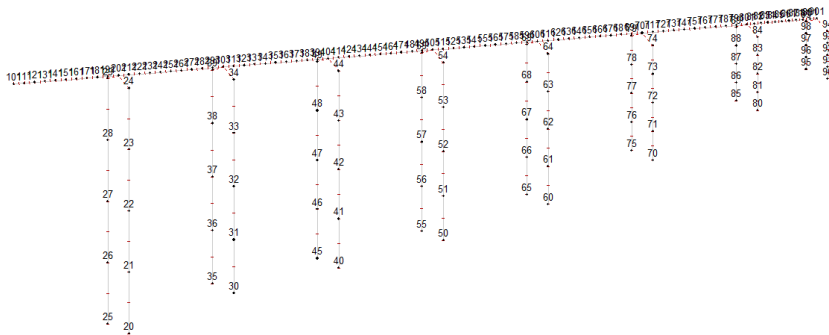
Neste steg er å opprette en hovedreferanselinje med navn PL Veg som får indeks 1. Denne referanselinjen ligger i senter av bruoverbygningen og har samme profilnummer, høyde, horisontalkurvatur og vertikalkurvatur som profillinjen til bruen.

Videre oppretter man referanselinjer for å angi plasseringen av søylene. Under fanen Column kobles søylenes tverrsnitt til den aktuelle referanselinjen i underkant av bruoverbygningen. Her angis søylenes horisontal- og vertikalkurvatur. Horisontalkurvatur og tverrfall neglisjeres, og det tas kun hensyn til vertikalkurvaturen. Det er dermed kun lagt inn kotehøyder og offsetlengder. I denne modellen er det lagt inn tilsammen 29 referanselinjer. Det må i tillegg opprettes akser i søylenes senterlinje. Aksene kobles til hovedreferanselinjen PL Veg. ASCII-koden for slike akser er RFLAXIS. Det er totalt lagt inn 9 akser i modellen. Aksenummereringen går fra vest mot øst.

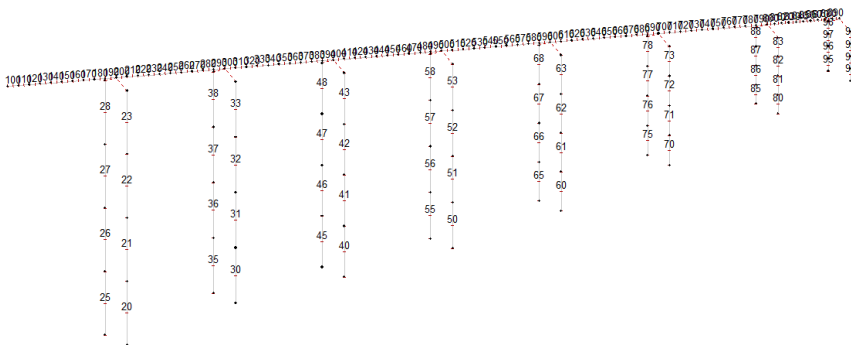
## 6.5 Noder og elementer

Nummereringen av nodene er gjort slik at noder med startsiffer 1 ligger mellom akse 1 og 2, og noder med startsiffer 2 ligger mellom akse 2 og 3 osv. Eksempelvis

er nummereringen av noder i dekket mellom akse 1 og 2 fra nr 101-201. For søylene er det valgt et system der eksempelvis nummereringen av noder i den høyre søylen i akse 2 går fra 20-24 og 25-29 i den venstre søylen. Nodenummereringen er illustrert i figur 6.2. I denne modellen er det brukt ti elementer mellom aksene i dekket. Tilsvarende nummereringssystem er benyttet for søylene, der hver søyle består av 5 elementer. Søyleelementene har ulike størrelser på grunn av varierende søylelengder. Elementene har det samme nummereringssystemet som nodene. Element nr. 101 har node nr. 101 som venstre node og node nr. 111 som høyre node, osv. se figur 6.3. ASCII-kodene for noder og elementer er henholdsvis AXISNODE og ELEMINS.



Figur 6.2: Nummerering av noder

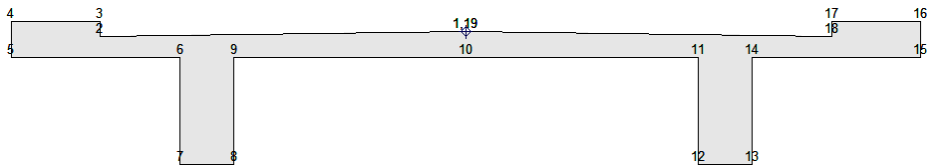


Figur 6.3: Nummerering av elementer

## 6.6 Tverrsnitt

Brutverrsnittet har varierende høyde på brudekket og kantdragerene. Høyden på tverrsnittet av brudekket i senter i alle aksene er 260 mm, mens høyden på kanten i kjørebanelen varierer fra 210-260 mm. Kantdragerenes høyde varierer fra 370-435 mm. Det er valgt å modellere inn startsnittet i akse 1 og sluttsnittet i akse 9 i modellen. Tverrsnittet varierer med økende høyder fra akse 1 til 9 så i praksis vil dette bli en tilnærming til reelle tverrsnitt.

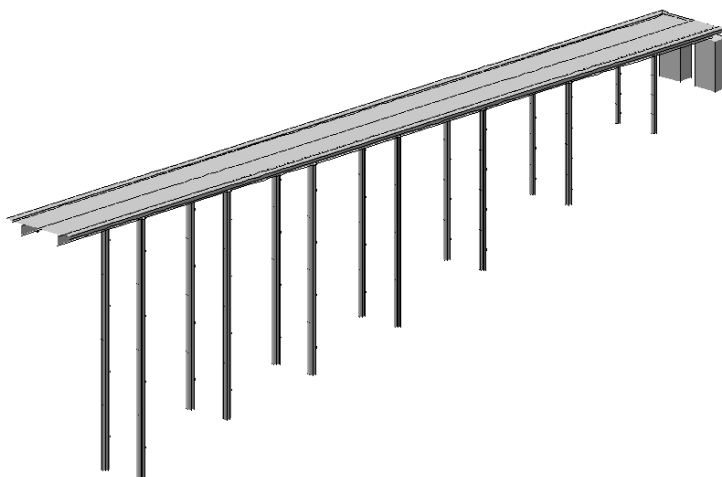
Tverrsnittet defineres under fanen Crosssections. Bruas overbygning har et massivt T-tverrsnitt som ikke er forhåndsdefinert i NovaFrame. Tverrsnittet til bruoverbygningen må dermed defineres manuelt ved å plassere ut punkter og angi koordinater i et lokalt koordinatsystem under fanen Points. Man starter i punkt 1 og angir resten av koordinatene i klokkeretning. Sluttpunktet 19 legges i samme punkt som startpunktet 1. Tverrsnittet består dermed av til sammen 19 punkter, vist i figur 6.4. Tverrsnittet er knyttet opp mot brubanens referanselinje, på toppen av slitelaget i punkt 19.



Figur 6.4: Tverrsnittet modellert i NovaFrame

## 6.7 Brumodell

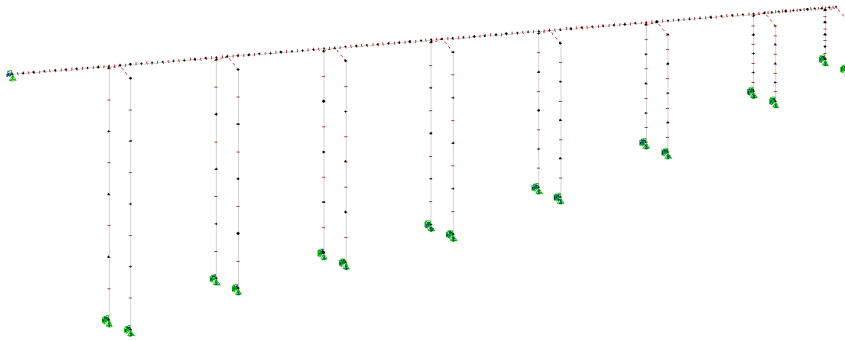
Brumodellen av østre del av Tjeldsundbrua er illustrert i figur 6.5



Figur 6.5: Brumodellen i NovaFrame

## 6.8 Randbetingelser

Under fanen Boundaries/Geometry input angir man opplagerbetingelsene til brumodellen. Her benytter man ASCII-koden BOUNDINS. Søyelene i akse 2-8 er modellert som fast innspenne opplagre mot translasjon i x-,y- og z-retning i bunnen. Toppen av søylene er knyttet til bruoverbygningen ved å benytte en «Master-Slave» kobling. Denne koblingen beskriver en stiv forbindelse korrekt. I akse 1 er det modellert inn et rullelager hvor brubjelken kan rotere om lengderetning av brua. Dette ble bestemt i samarbeid med veiledere fra Statens vegvesen, på bakgrunn av at det ikke vil overføres krefter i fugen mellom hengebrua og den østre delen av brua. Figur 6.7 illustrer opplagrene. Landkar i akse 9 er modellert inn på samme måte som søyletoppene i akse 2-8, ettersom det i denne oppgaven ikke vil gi noe utslag på kreftene i brudekket. Brudekket kan kun bevege seg i lengderetningen og det er fastholdt mot vipping, se figur 6.6.



Figur 6.6: Oversikt over opplagerbetingelsene

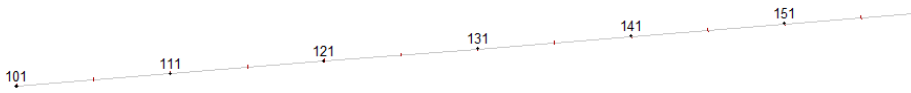


Figur 6.7: Til venstre illustreres rullelager i akse 1 og til høyre fast innspenning i søylebunn

## 6.9 Designsnitt

Under fanen «Design section» defineres antall designsnitt i hvert element. I disse snittene kan man senere hente ut de aktuelle snittkreftene for modellen. Designsnittene er illustrert i figur 6.8 og viser med små punkter at det er valgt tre snitt per element; ett i første og siste node, og ett på midten av elementet. Dette tilsvarer et snitt hver 0,5 m langs brubanens referanselinje og søylenes akselinje.





Figur 6.8: Oversikt over designsnittene og nummererte noder

## 6.10 Laster

Lastene legges inn under fanen «Load input/Loads». Det angis blant annet lasttype, utstrekning, størrelse og hvilke element den aktuelle lasten skal virke på. Programmet har mange forhåndsinnstilte spesifikasjoner for variable- og permanente laster. Dette gjelder for temperaturlasten. Øvrige laster defineres som jevnt fordelte laster eller punktlaster. Lastene legges inn med ASCII-koden LOADINS. Lastene som er modellert inn er gitt under.

### 6.10.1 Egenlast

Egenlasten legges inn som lasttypen «Dead Weight». Den blir beregnet på grunnlag på betongens densitet på  $25 \text{ kN}/\text{m}^3$ . Denne legges inn i programmet for overbygningen, dekket, kantdragere og rekkverket til brua.

### 6.10.2 Trafikklast

NovaFrame har flere forhåndsdefinerte lasttilfeller for trafikklast som samkjører med mange av dagens lastforskrifter. I disse lasttilfellene er det laget kombinasjoner av linjelaster og punktlaster som representerer ulike trafikkklaster. Ved hjelp av influenslinjer finner programmet den lastplassering som minst gunstig lastvirkning for hvert element. I denne oppgaven er vogntoglast (Bk10) dimensjonerende og skal legges inn i programmet. Det finnes ingen forhåndsdefinerte lasttilfeller som passer nøyaktig til denne lastsituasjonen, og man må derfor i denne oppgaven plote dette

lastbildet inn manuelt. Dermed har trafikklastene blitt lagt inn på samme måte som de andre lastene, med ASCII-koden LOADINS. Plasseringen av trafikklastene for å finne det mest kritise felt- og støttemoment samt skjærkraft er bestemt i samarbeid med veileder.

De horisontale trafikklastene, Bremselast og sidelast, opptrer kun med de tilhørende vertikale trafikklastene. Disse lastene skal legges inn som punklaster i henholdsvis M- og L-retning. Det er i denne oppgaven ikke tatt hensyn til effekten av de horisontale trafikklastene.

### 6.10.3 Temperaturlast

NovaFrame beregner tvangskrefter forårsaket av temperaturforandringer i de lokale aksene. Man definerer to lasttilfeller for den jevnt fordelte temperaturandelen (ekspansjon og kontraksjon) og to lasttilfeller for de vertikalt lineært varierende temperaturandelene. Den jevnt fordelte temperaturandelen kan skrives inn direkte, mens den vertikalt varierende temperaturandelen angis som endring i temperatur over høyden av tverrsnittet. Det vil si en gradient med benevnning  $^{\circ}\text{C}/\text{m}$ . Programmet har i tillegg forhåndsdefinert den termiske koeffisienten  $\alpha = 10^{-5} \frac{\text{m}}{\text{C}^{\circ}}$ .

Totalt utgjør dette åtte ulike temperaturkombinasjoner. Temperaturkombinasjonene for samtidighet av jevnt fordelte temperaturandeler og temperaturdifferanser er i henhold til EK1-1-5, punkt 6.1.5 (Standard Norge, 2008c). Disse legges inn i programmet med kommandoen SORTCOMB, og ved hjelp av kommandoen WORST velger NovaFrame ut temperaturkombinasjonen som er minst gunstig.

### 6.10.4 Vindlast

NovaFrame kalkulerer vindlaster etter den gamle norske standarden NS 3491-4, som ble trukket tilbake i mars 2010. Denne standarden har derfor ikke vært tilgjengelig, og det er derfor valgt å benytte egne utregninger for vindlaster i henhold til EK1-1-4 (Standard Norge, 2009b). Disse modelleres i inn i NovaFrame som jevnt fordelte laster i x-, y- og z-retning. Det er kun tatt med vindlast i y- og z- retning ettersom vindlastene i x-retning vil gi minimalt bidrag.

## 6.11 Lastkombinering

Ettersom det kun er lagt inn en byggefase i modellen blir det kun utført en analyse. Etter at materialegenskapene, geometrien og lastene er lagt inn i modellen kan man trykke «Solve» og lage lastkombinasjonene.

Lastkombinasjonene med tilhørende lastfaktorer dannes i SORTCOMB. Det er mulig å bruke flere metoder for å kombinere lastene men i dette tilfellet benyttes kun ADD og WORST. ADD gjør at NovaFrame legger til alle laster og lastkombinasjoner som inkluderes. WORST gjør at NovaFrame velger den minst gunstige lastkombinasjonen. Lastkombinasjoner sorteres i bruks- og bruddgrense i henhold til prosjekteringsreglene gitt i Håndbok 238 (Statens vegvesen, 2003a). I dette tilfellet er det tatt med tre typer variable laster, temperaturlast, trafikklaster og vindlast. I bruddgrense tilfelle a (ULS a) kan det oppstå tre ulike kombinasjoner. Her blir kun den minst gunstige variabelen tatt med slik at man har et tilfelle hvor trafikklaster er dominerende, ét hvor temperaturlaster er dominerende og ét hvor vindlasten uten trafikk er dominerende. I bruddgrense tilfelle b (ULS b), er alle de variable lastene tatt med i de tre ulike kombinasjonene. Her blir vindlasten med trafikk medregnet i motsetning til i tilfelle a. Dette utgjør tilsammen totalt 6 lastkombinasjoner i bruddgrense.

Lastkombinasjon a):

$$1, 15P + 1, 4Q_{Traf}$$

$$1, 15P + 1, 0Q_{Temp}$$

$$1, 15P + 1, 6Q_{Vind\ u/traf}$$

Lastkombinasjon b):

$$1, 0P + 1, 2Q_{Traf} + 0, 8(Q_{Temp} + Q_{Vind\ m/traf})$$

$$1, 0P + 0, 8Q_{Temp} + 0, 8(Q_{Traf} + Q_{Vind\ m/traf})$$

$$1, 0P + 1, 3Q_{Vind\ m/traf} + 0, 8(Q_{Traf} + Q_{Temp})$$

Hvor:

P = Permanent last

Q = Variabel last

Kommandoen SORTLINE benyttes for å beregne resultatet av inputverdiene i SORTCOMB. SORTLINE gir de lastkombinasjonene som er mest ugunstige i hvert tilfelle for felt, støtte og skjærkraft. Man kan få opp diagrammer og tabeller over snittkreftene.

## 7 Verifisering av resultater fra NovaFrame

### 7.1 Verifisering av annet arealmoment

Håndberegninger av annet arealmoment utføres for å kontrollere at parameterene i NovaFrame er riktige. Beregningene er utført på tverrsnittet til bruoverbygningen i akse to, ettersom dette snittet er kontrollberegnet. For at resultatene fra analysen i programmet skal bli korrekte, er det viktig å oppgi riktig bøyestivhet, EI. Arealregheismomentet er funnet ved bruk av Steiners sats, om både x- og y- akse, gitt ved formel (7.1). x-retning går horisontalt og y-retning vertikal.

$$I_i = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} + A_i(y_i - y_0)^2 \quad (7.1)$$

Tyngdepunktet finnes ved hjelp av formelen:

$$y_0 = \frac{y_i A_i}{A}$$

	Annet arealmoment om x-aksen	Annet arealmoment om y-aksen
NovaFrame	$5,205 \cdot 10^{11}$	$2,814 \cdot 10^{13}$
Håndberegninger	$5,410 \cdot 10^{11}$	$2,970 \cdot 10^{13}$
Avvik	3,9 %	5,5%

Tabell 7.1: Avvik i annet arealmoment om x- og y-akse

Tabell 7.1 viser at det er små avvik mellom annet arealmoment i håndberegningene og NovaFrame. Det betyr at vi kan anse NovaFrame sine beregninger som riktige.

## 7.2 Verifisering av laster

### 7.2.1 Verifisering av egenlast

Tjeldsundbrua består av åtte spenn. Dermed blir det for komplisert å regne snittkrefter ved hjelp av forskyvningsmetoden. Håndberegningene ville blitt store og kompliserte ettersom stivhetsmatrisen ville blitt en  $[7 \cdot 7]$ -matrise. For å finne dimensjonerende krefter fra egenlasten som virker på konstruksjonen benyttes i stedet influenslinjer gitt i boken *Durchlaufträger: Einflußlinien, Momentenlinien und Schnittgrößen* (Adol Pucher, 1964). Boken består av ulike tabeller med tallverdier for moment og opplagerkrefter. Tabellverdiene ganges med aktuelle laster og lengder for å få moment- og skjærkrefter. Bruas egenlast er lagt på som en jevnt fordelt last over bruas lengde. Ligningene for å regne ut moment og skjærkraft er gitt i henholdsvis ligning (7.2) og (7.3).

Ligningen for moment:

$$M = TW \cdot g_{egenlast} \cdot l_1^2 \quad (7.2)$$

Ligning for skjærkraft:

$$V = TW \cdot g_{egenlast} \cdot l_1 \quad (7.3)$$

Dimensjonerende krefter fra egenlasten:

$$M_{g, støtte} = 2871,22 \text{ kNm}$$

$$M_{g, felt} = 2069,64 \text{ kNm}$$

$$V_g = 1085 \text{ kN}$$

Detaljerte beregninger ligger i vedlegg D.

Avvikene i resultatene fra håndberegningene sammenlignet med resultatene fra Novaframe er gitt i tabell 7.2

	Feltmoment $M_{g, felt}$	Støttemoment $M_{g, støtte}$	Skjærkraft $V_g$
NovaFrame	2113,86 kNm.	-2623,23 kNm	-1051,59kN
Håndberegninger	2069, 64kNm	-2871,22kNm	-1085kN
Avvik	2,1 %	9,5 %	3,2 %

Tabell 7.2: Avvik i egenlast

### 7.2.2 Verifisering av trafikklast

Trafikklasten beregnes ved bruk influenslinjer etter samme metode som blir benyttet for å beregne egenlasten. Her forsøkes det å plassere trafikklastene likt som de er plassert i NovaFrame.

Dimensjonerende krefter fra trafikklasten:

$$M_{Traf, støtte} = 529, 8kNm$$

$$M_{Traf, felt} = 825, 5kNm$$

$$V_{Traf} = 325, 8kN$$

Avviket mellom håndberegningne og resultatene i NovaFrame er gitt i tabell 7.3

	Feltmoment $M_{traf, felt}$	Støttemoment $M_{traf, støtte}$	Skjærkraft $V_{traf}$
NovaFrame	834,82 kNm	- 571,49 kNm	- 322,48 kN
Håndberegninger	825, 5 kNm	529, 8 kNm	325, 8 kN
Avvik	1,1 %	7,9 %	1 %

Tabell 7.3: Avvik i trafikklast

### 7.2.3 Verifisering av temperaturlast

For å kontrollere at resultatet fra analysen i NovaFrame er riktig er det gjort kontrollberegninger for hånd på temperaturlasten. Temperaturlasten er regnet på ved to tilfeller, henholdsvis oppvarming og nedkjøling av bjelkens overside. Bjelken er sett på en fast innspent bjelke. Bjelken er blant annet fastholdt mot translasjon i lengderetningen, slik at den ikke utsettes for ekspansjon eller kontraksjon over hele tverrsnittet. Dermed kan jevnt fordelt temperaturandel neglisjeres.

Følgende temperaturverdier for den vertikale lineært varierende temperaturandel benyttes i beregningene:

$$\Delta T_{M_{cool}} = 8^{\circ}C$$

$$\Delta T_{M_{heat}} = 15^{\circ}C$$

$$E = 22400 \text{ MPa}$$

$$I = 5,2 \cdot 10^{11}$$

$$\alpha_t = 10^{-5}$$

$$h = 1,36 \text{ m}$$

Momentene som oppstår fra temperaturpåvirkningen er gitt ved ligning (7.4).

$$M_{max} = EI \cdot \frac{\alpha_T \cdot \Delta T}{h} \quad (7.4)$$

Ettersom momentene som en forenkling er regnet for bjelken i midtfelt mellom akse 2 og 3, hvor bjelken blir sett på som fast innspent, vil momentverdien være noe ulikt resultatet i NovaFrame. I NovaFrame betraktes momentet fra temperaturen i feltet mellom akse 1 og 2 og støtten i akse 2, hvor det er fritt opplagt lager i akse 1 og fast innspent i akse 2. Resultatet fra håndberegningene er gitt under.

$$M_{temp,heat} = 1400 \text{ kNm} \quad (700 \text{ kNm i felt})$$

$$M_{temp,cool} = 746 \text{ kNm}$$

*right*



Momentverdien for temperaturlasten i feltet vil være omtrent halvparten av  $M_{temp,heat}$ , ettersom som denne verdien er tatt fra støtten i akse 2. Det vil si 700 kNm. Det utføres ikke mer nøyaktige beregninger enn gjort over, ettersom dette kun er en kontroll på om resultatene i NovaFrame kan betraktes som fornuftige.

Avvikene i resultatene fra håndberegningene sammenlignet med resultatene fra Novaframe er gitt i tabell 7.4.

	Feltmoment $M_{temp,felt}$	Støttemoment $M_{temp,støtte}$
NovaFrame	737 kNm	1000,9 kNm
Håndberegninger	700 kNm	746 kNm
Avvik	5,3 %	13,5%

Tabell 7.4: Avvik i temperaturlast

## 8 Resultater fra NovaFrame

I dette kapittelet presenteres resultatene fra analysen i NovaFrame. Det er kun sett på resultatene fra moment- og skjærkraftdiagrammene i lengderetning i bruddgrense. Først presenteres feltmomentene og deretter støttemomentene. Momentbidragene er fra egenlasten, trafikklasten, vindlasten og temperaturlasten. Momentene er ikke ganget med de aktuelle lastfaktorene. Dette gjøres senere i oppgaven.

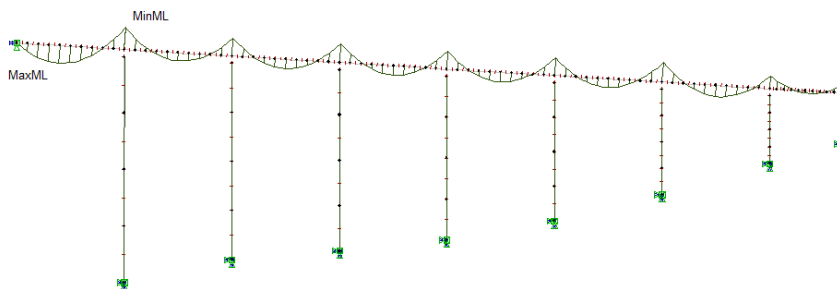
### 8.1 Feltmoment

Momentdiagrammene for maksimalt feltmoment fra de ulike lastene er gitt under.

#### 8.1.1 Feltmoment fra egenlast

Det maksimale feltmomentet for egenlasten ligger mellom akse 1 og 2. Figur 8.1 viser momentdiagrammet for feltmoment fra egenlasten.

$$M_{f,g} = 2113,9 \text{ kNm.}$$

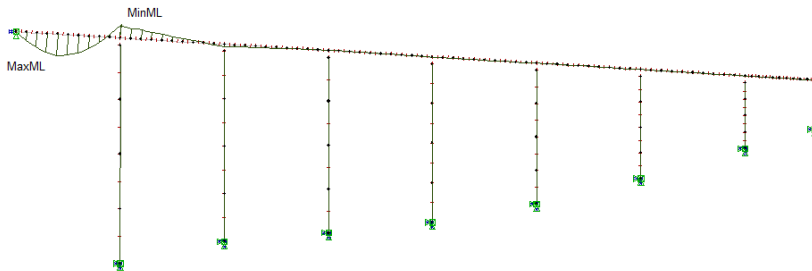


Figur 8.1: Dimensjonerende feltmoment fra egenlasten

### 8.1.2 Feltmoment fra trafikklasten

Det maksimale feltmomentet for trafikklasten ligger mellom akse 1 og 2. Figur 8.2 viser momentdiagrammet for feltmoment fra trafikklasten.

$$M_{f,trafikk} = 834,8 \text{ kNm}$$

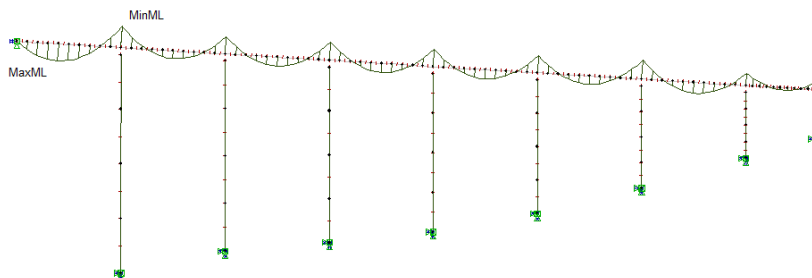


Figur 8.2: Dimensjonerende feltmoment fra trafikklast

### 8.1.3 Feltmoment fra vindlast uten trafikk

Det maksimale feltmomentet for vindlast uten samtidig virkende trafikklast ligger mellom akse 1 og 2. Figur 8.4 viser momentdiagrammet for feltmoment fra vindlasten uten trafikk.

$$M_{f,vindlastutentrafikk} = 249,6 \text{ kNm}$$

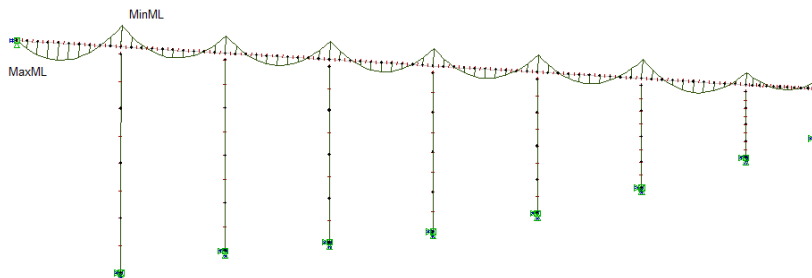


Figur 8.3: Dimensjonerende feltmoment fra vindlast uten trafikk

#### 8.1.4 Feltmoment fra vindlast med trafikk

Det maksimale feltmomentet for vindlast med samtidig virkende trafikklast ligger mellom akse 1 og 2. Figur 8.4 viser momentdiagrammet for feltmoment fra vindlasten med trafikk.

$$M_{f,vindlastmedtrafikk} = 148,5 \text{ kNm}$$

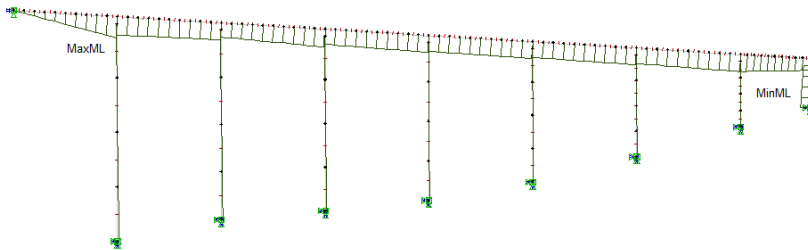


Figur 8.4: Dimensjonerende feltmoment fra vindlast med trafikk

### 8.1.5 Feltmoment fra temperaturlast

Det maksimale feltmomentet for temperaturlasten ligger mellom akse 1 og 2. Figur 8.5 viser momentdiagrammet for feltmoment fra temperaturlasten.

$$M_{f, temperatur} = 737 \text{ kNm}$$



Figur 8.5: Dimensjonerende feltmoment fra temperaturlast

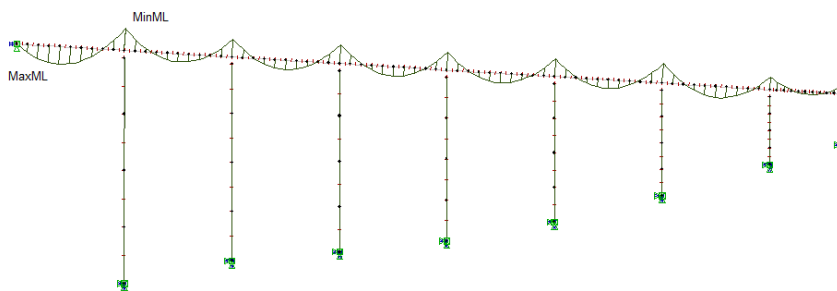
## 8.2 Støttemoment

Momentdiagrammene for maksimalt støttemoment fra de ulike lastene er gitt under.

### 8.2.1 Støttemoment fra egenlast

Det maksimale støttemomentet for egenlasten ligger i akse 2. Figur 8.6 viser momentdiagrammet for støttemoment fra egenlasten

$$M_{s,g} = 2623,2 \text{ kNm}$$

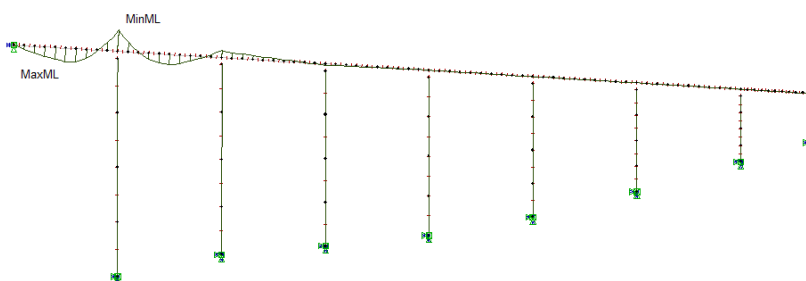


Figur 8.6: Dimensjonerende støttemoment fra egenlasten

## 8.2.2 Støttemoment fra trafikklasten

Det maksimale støttemomentet for trafikklasten ligger i akse 2. Figur 8.7 viser momentdiagrammet for støttemoment fra trafikklasten

$$M_{s,trafikk} = 571,5 \text{ kNm}$$

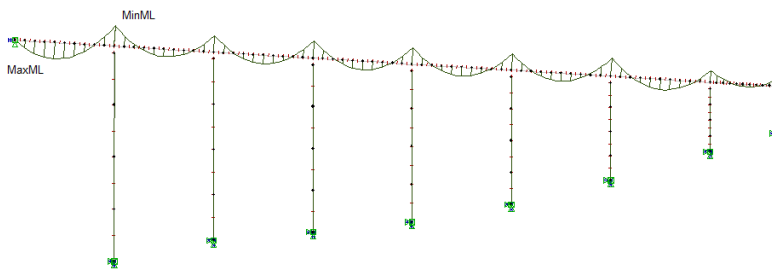


Figur 8.7: Dimensjonerende støttemoment fra trafikklast

### 8.2.3 Støttemoment fra vindlast med trafikk

Det maksimale støttemomentet for vindlasten med samtidig virkende trafikk ligger i akse 2. Figur 8.9 viser momentdiagrammet for støttemoment fra vindlasten uten trafikk.

$$M_{s,vindlastmedtrafikk} = 184,3 \text{ kNm}$$

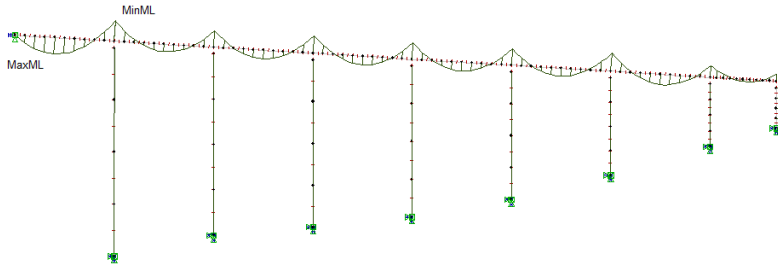


Figur 8.8: Dimensjonerende støttemoment fra vindlast med trafikk

### 8.2.4 Støttemoment fra vindlast uten trafikk

Det maksimale støttemomentet for vindlasten uten samtidig virkende trafikk ligger i akse 2. Figur 8.9 viser momentdiagrammet for støttemoment fra vindlasten uten trafikk.

$$M_{s,vindlastutentrafikk} = 309,8 \text{ kNm}$$

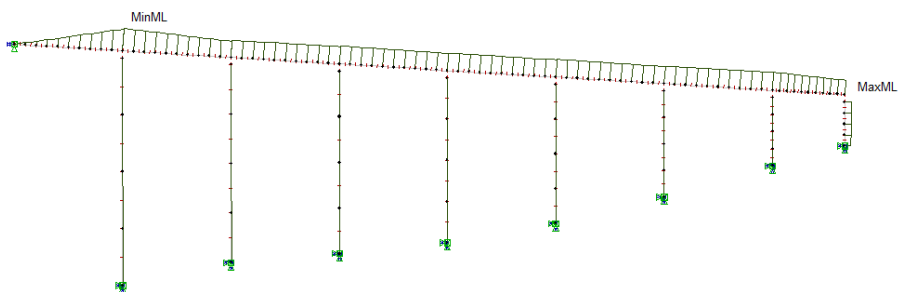


Figur 8.9: Dimensjonerende støttemoment fra vindlast uten trafikk

### 8.2.5 Støttemomentdiagram fra temperaturlast

Det maksimale støttemomentet for temperaturlasten ligger i akse 2. Figur 8.10 viser momentdiagrammet for støttemoment fra temperaturlasten.

$$M_{s,temperatur} = 1000,9 \text{ kNm}$$



Figur 8.10: Dimensjonerende feltmoment fra temperaturlast



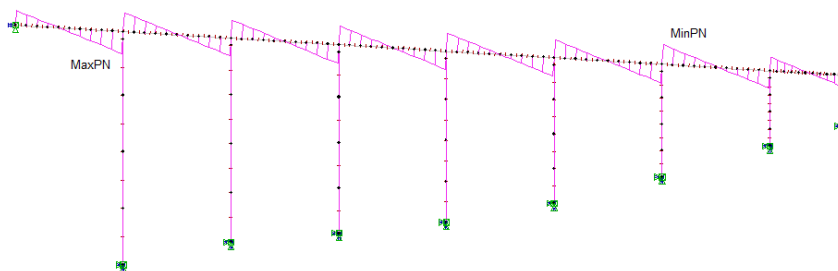
## 8.3 Skjær

Skjærkraftdiagrammer for største opptredende skjærkrefter fra de ulike lastene er gitt under.

### 8.3.1 Skjærkraftdiagram fra egenlast

Den maksimale skjærkraften fra egenlasten er i avstand  $d$  fra akse 2. Figur 8.11 viser skjærkraftdiagrammet for egenlasten.

$$V_g = 1051,6 \text{ kN}$$

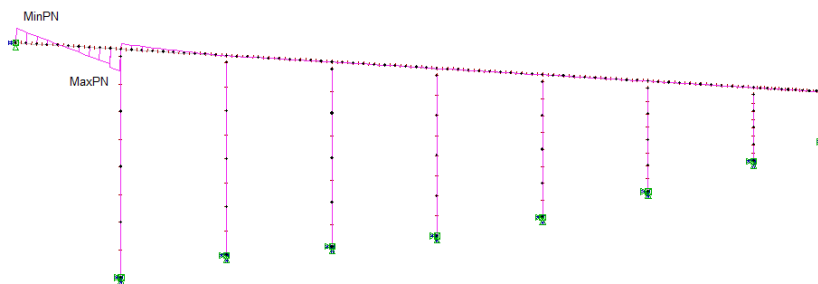


Figur 8.11: Skjærkraftdiagrammet fra egenlast

### 8.3.2 Skjærkraftdiagram fra trafikklast

Den maksimale skjærkraften fra trafikklasten er i avstand  $d$  fra akse 2. Figur 8.12 viser skjærkraftdiagrammet for trafikklasten.

$$V_{trafikk} = 322,5 \text{ kN}$$

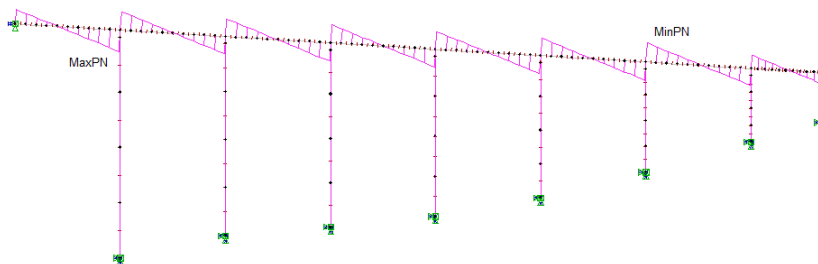


Figur 8.12: Skjærkraftdiagrammet fra trafikklast

### 8.3.3 Skjærkraftdiagram fra vindlast uten trafikk

Den maksimale skjærkraften fra vindlasten uten trafikk i avstand  $d$  fra akse 2. Figur 8.13 viser skjærkraftdiagrammet for vindlast uten trafikk.

$$V_{vindutentrafikk} = 124,2 \text{ kN}$$

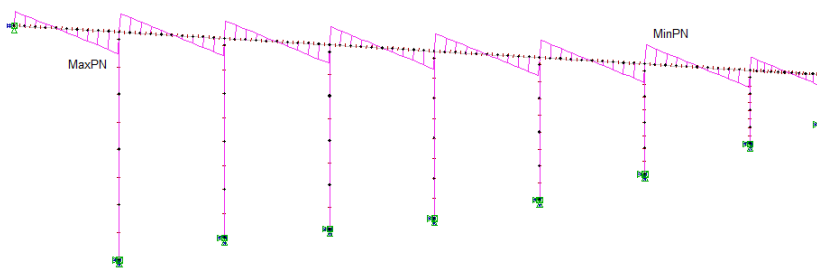


Figur 8.13: Skjærkraftdiagrammet fra vindlast uten trafikk

### 8.3.4 Skjærkraftdiagram fra vindlast med trafikk

Den maksimale skjærkraften fra vindlasten med trafikk i avstand  $d$  fra akse 2. Figur 8.14 viser skjærkraftdiagrammet for vindlast med trafikk.

$$V_{vindlastmedtrafikk} = 73,9 \text{ kN}$$

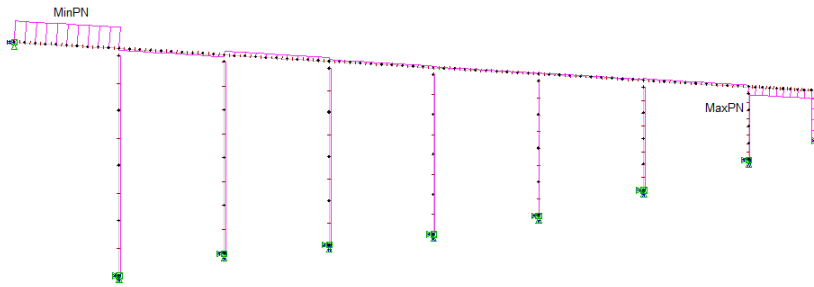


Figur 8.14: Dimensjonerende skjærkraft fra vindlast med trafikk

### 8.3.5 Skjærkraftdiagram fra temperaturlast

Den maksimale skjærkraften fra temperaturlasten i avstand  $d$  fra akse 2. Figur 8.15 viser skjærkraftdiagrammet for temperaturlasten.

$$V_{temperatur} = 167,3 \text{ kN}$$



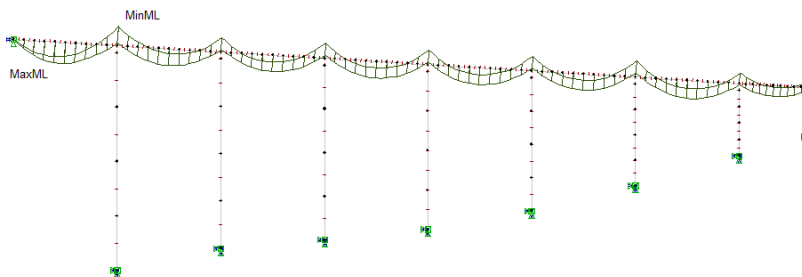
Figur 8.15: Dimensjonerende skjærkraft fra temperaturlast

## 8.4 Dimensjonerende momenter

### 8.4.1 Dimensjonerende feltmoment mellom akse 1 og 2

Dimensjonerende feltmoment fra analysen er lastkombinasjon b) med trafikklast som dominerende variabel. Momentdiagrammet for det dimensjonerende feltmomentet er vist i figur 8.16.

$$M_{Ed, felt} = 3824 \text{ kNm}$$

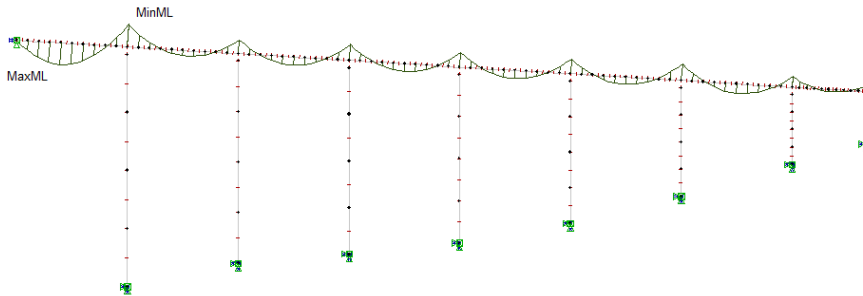


Figur 8.16: Dimensjonerende feltmoment fra NovaFrame,  $M_{Ed, felt} = 3824 \text{ kNm}$

Det dimensjonerende feltmoment hadde oppstått i lastkombinasjon a) hvis man

hadde valgt å ikke ta hensyn til temperaturlasten. Lastkombinasjon a) med trafikklasten som dominerende variabel, gir momentdiagrammet for dimensjonerende feltmoment i figur 8.17

$$M_{Ed,felt} = 3599,7 \text{ kNm}$$

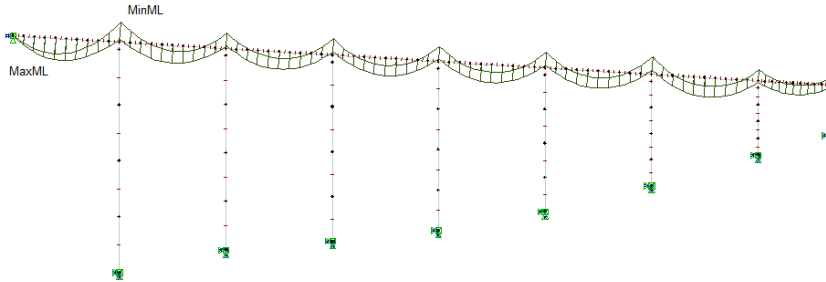


Figur 8.17: Dimensjonerende feltmoment fra NovaFrame,  $M_{Ed,felt} = 3599,7 \text{ kNm}$

#### 8.4.2 Dimensjonerende støttemoment mellom akse 1-2

Dimensjonerende støttemoment fra analysen er lasttilfelle a) med trafikklast som dominerende variabel. Momentdiagrammet for det dimensjonerende støttemomentet er vist i figur 8.18.

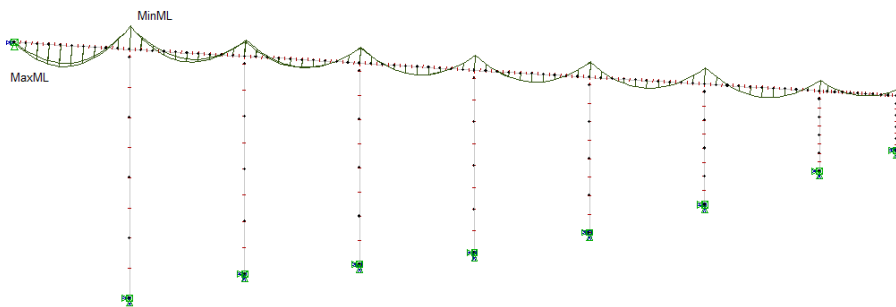
$$M_{Ed,støtte} = 4210 \text{ kNm}$$



Figur 8.18: Dimensjonerende støttemoment modellert i NovaFrame,  $M_{Ed,støtte} = 4210 \text{ kNm}$

Det dimensjonerende støttemoment hadde oppstått i lastkombinasjon a) hvis man hadde valgt å ikke ta hensyn til temperaturlasten. Lastkombinasjon a) med trafikklasten som dominerende variabel, gir momentdiagrammet for dimensjonerende støttemoment i figur 8.19.

$$M_{Ed,støtte} = 3816,8 \text{ kNm}$$

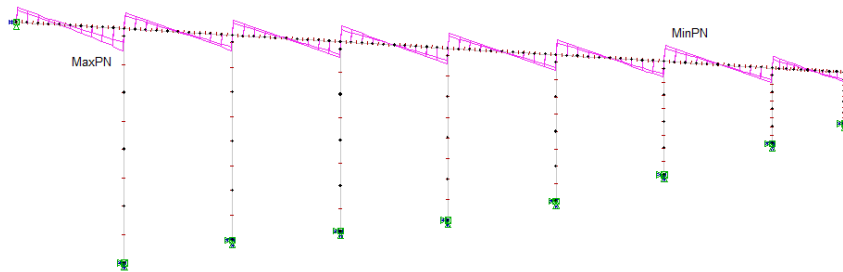


Figur 8.19: Dimensjonerende støttemoment modellert i NovaFrame,  $M_{Ed,støtte} = 3816,8 \text{ kNm}$

## 8.5 Dimensjonerende skjær

Dimensjonerende skjærkraft fra analysen er lasttilfelle a) med trafikklast som dominerende variabel. Skjærkraftdiagrammet er vist i figur 8.20.

$$V_{Ed} = 1660,8 \text{ kN}$$



Figur 8.20: Dimensjonerende skjærkraft modellert i NovaFrame,  $V_{Ed} = 1660,8 \text{ kN}$

## 9 Bruddgrensetilstand - lengdetrening

I dette kapittelet kontrolleres bruddgrensetilstanden for bruoverbygningen. Det utføres kontroller av dimensjonerende moment og skjær fra egenlast, trafikklaster, vindlast og temperaturlast. Verdiene for moment og skjær er hentet fra analysen i NovaFrame. Disse ganges med de tilhørende lastfaktorene og deretter kontrolleres det om dimensjonerende moment og skjærkraft fra analysen stemmer med lastkombineringen beregnet for hånd.

De mest påkjente snittene i overbygningen ligger ved felt mellom akse 1 og 2, og ved støtten i akse 2. Det er i samarbeid med veileder bestemt at ettersom disse snittene er mest kritiske er det gunstigst å kun kontrollere disse. Det blir for tidkrevende å kontrollere alle snittene.

### 9.1 Dimensjonerende krefter

Dimensjonerende moment og skjærkraft er hentet ut fra analysen i NovaFrame. Det er i tillegg gjort en kontroll med håndberegninger av lastkombinasjonene i bruddgrense i henhold til Håndbok 238 (Statens vegvesen, 2003a). Lastkombinasjonene som er benyttet er beskrevet i kapittel 5. Lastkombinasjoner. Snittkreftene som benyttes i lastkombineringen er hentet ut fra analysen i NovaFrame. Trafikklastene har blitt plassert i minst gunstige posisjon for å finne det mest kritiske feltmomentet, støttemoment og skjærkraft.

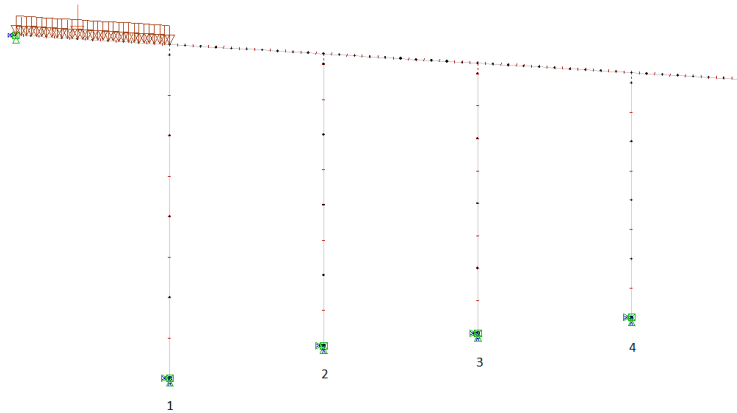
#### 9.1.1 Dimensjonerende moment

##### Feltmoment

Feltet mellom akse 1 og 2 har en spennlengde på 15 m og består av to kjørefelt. Ettersom spennlengden er kortere enn vogntoglasten på 16 m, er det i samarbeid med veileder gjort noen antagelser for trafikklaster i feltet mellom akse 1 og 2. Det er antatt at det er mulig for to vogntog på 15 m å passere hverandre. Virkningen av trafikklaster kan forsterkes ved å plassere lett blandet trakk (p) i annethvert felt for resten av brua. Dette er valgt å ikke gjøre i denne oppgaven ettersom det vil gi svært lite utslag. I tillegg modelleres aksellaster i den minst gunstige plasseringen som er



3,932 m fra akse 1. Den minst gunstige plasseringen av trafikklast for feltmomentet mellom akse 1 og 2 er vist i figur 9.1.



Figur 9.1: Kritisk plassering av trafikklast for feltmoment

### 9.1.2 Lastkombinering

Dimensjonerende feltmoment med trafikklast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15M_g + 1,4M_{Traf} = 3599,7kNm$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0M_g + 1,2M_{Traf} + 0,8(M_{Temp} + M_{Vind m/traf}) = 3824,0kNm$$

Dimensjonerende feltmoment med vindlast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15M_g + 1,6M_{Vind u/traf} = 2830,4kNm$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0M_g + 1,3M_{Vind m/traf} + 0,8(M_{Traf} + M_{Temp}) = 3559,1kNm$$

Dimensjonerende feltmoment med temperatur som dominerende variabel:

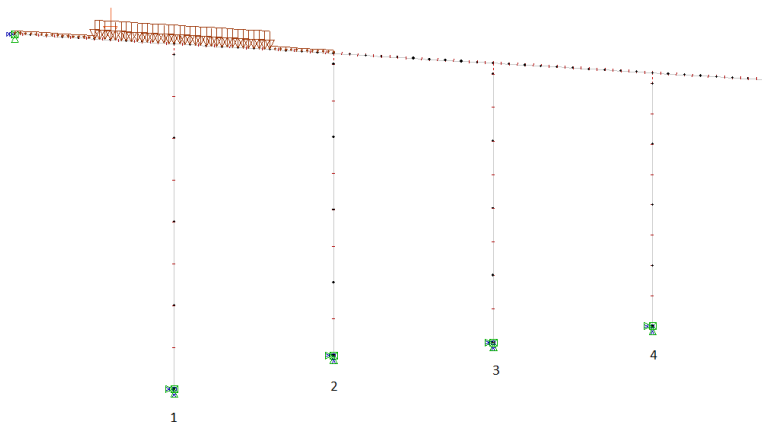
$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15M_g + 1,0M_{Temp} = 3211,3kNm$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0M_g + 0,8M_{Temp} + 0,8(M_{Traf} + M_{Vind m/traf}) = 3524,82kNm$$

Dimensjonerende feltmomentet:  $M_{dim, felt} = 3824kNm$  fremkommer av lastkombinasjon b) med trafikklast som dominerende variabel.

### Støttemoment

Den minst gunstige plassering av trafikklasten for støttemomentet fremkommer ved å plassere vogntoglasten sentrisk over støtten med en utstrekning på 16 m. Aksellasten plasseres i avstanden  $0,4 L$  fra støtten. I de resterende feltene på hver side av støtten plasseres lett blandet trafikklast. Som for feltmomentet er det også her valgt å ikke ta med lett blandet trafikklast i annet hvert felt for resten av brua. Den mest kritiske plassering av trafikklasten for støttemomente vises i figur 9.2



Figur 9.2: Dimensjonerende støttemoment modellert i NovaFrame

### 9.1.3 Lastkombinering

Dimensjonerende støttemoment med trafikklaster som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1, 15M_g + 1, 4M_{Traf} = 3816, 8kNm$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1, 0M_g + 1, 2M_{Traf} + 0, 8M_{Temp} + 0, 8M_{Vindm/traf} = 4210kNm$$

Dimensjonerende støttemoment med vindlast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1, 15M_g + 1, 6M_{Vindu/trafikk} = 3512, 4kNm$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1, 0M_g + 1, 3M_{Vindm/traf} + 0, 8M_{Traf} + 0, 8M_{Temp} = 4120, 7kNm$$

Dimensjonerende støttemoment med temperatur som dominerende variabel:

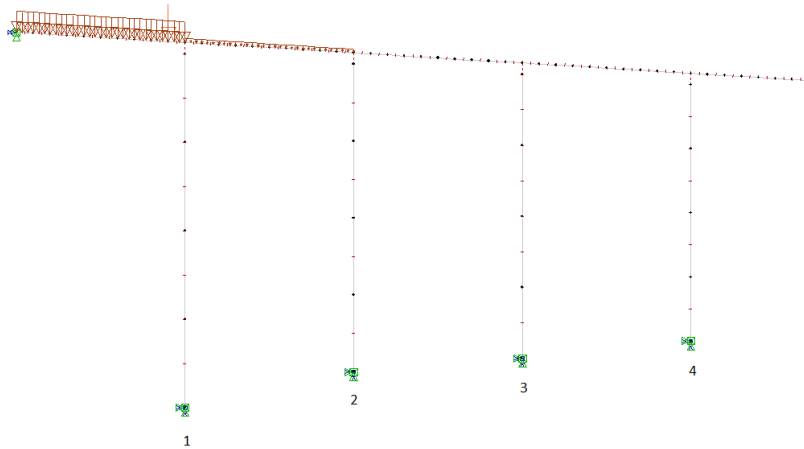
$$\text{Lastkombinasjon a) } 1, 15M_g + 1, 0M_{Temp} = 4017, 6kNm$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1, 0M_g + 0, 8M_{Temp} + 0, 8M_{Traf} + 0, 8M_{Vindm/traf} = 4028, 6kNm$$

Dimensjonerende støttemomentet:  $M_{dim, støtte} = 4210, 7kNm$  fremkommer av lastkombinasjon b) med trafikklaster som dominerende variabel.

### 9.1.4 Dimensjonerende skjær

Den dimensjonerende skjærkraften kontrolleres i en avstand  $d$  fra støtten langs bruoverbygningen. Den mest kritiske plasseringen av trafikklaster vil oppstå når vogntoglasten (V) plasseres i feltet mellom akse 1 og 2, mens lett blandet trafikk (p) plasseres i feltet mellom akse 2 og 3. Den minst gunstige plasseringen av aksiallasten (A) er i avstand  $d$  fra støtten. Denne plasseres i samme felt som vogntoglasten. Den mest kritiske plasseringen av trafikklaster for skjærkraft i akse 2 er illustrert i figur 9.3. De mest kritiske skjærkreftene er hentet fra analysen i Novaframe og lastkombinasjonene som gir dimensjonerende skjærkraft i avstand  $d$  fra støtten er beregnet under:



Figur 9.3: Dimensjonerende skjærkraft modellert i NovaFrame

### Lastkombinering

Dimensjonerende skjærkraft med trafikklast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,4V_{Traf} = 1660,8kNm$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,2V_{Traf} + 0,8V_{Temp} + 0,8V_{ind\ m/traf} = 1631,5kNm$$

Dimensjonerende skjærkraft med vindlast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,6V_{ind\ u/traf} = 1408kNm$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,3V_{ind\ m/traf} + 0,8V_{Traf} + 0,8V_{Temp} = 1539,4kNm$$

Dimensjonerende skjærkraft med temperatur som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,0V_{Temp} = 1376,6kNm$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 0,8V_{Temp} + 0,8V_{Traf} + 0,8V_{ind\ m/traf} = 1535,93kNm$$

Dimensjonerende skjærkraft  $V_{dim} = 1660,8kNm$  fremkommer av lastkombinasjon

a) med trafikklast som dominerende variabel.

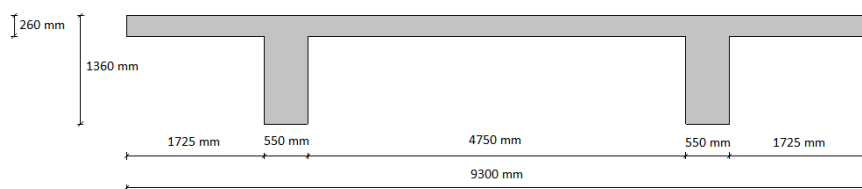
## 9.2 Kapasitetskontroll

I lengderetning er det foretatt kapasitetskontroll i bruddgrense av egenlast, trafikklast, temperaturlast og vindlast. Det skal påvises at dimensjonerende moment og skjærkraft fra NovaFrame tilfredsstillende momentkapasiteten. Noe som i henhold til Håndbok 238 er et minimumskrav ved klassifisering av bru (Statens vegvesen, 2003a).

De mest påkjente snittene i overbygningen ligger er feltet mellom akse 1 og 2, og støtten i akse 2. Det er i samarbeid med veileder bestemt at ettersom disse snittene er de mest kritiske er det kun dem som kontrolleres.

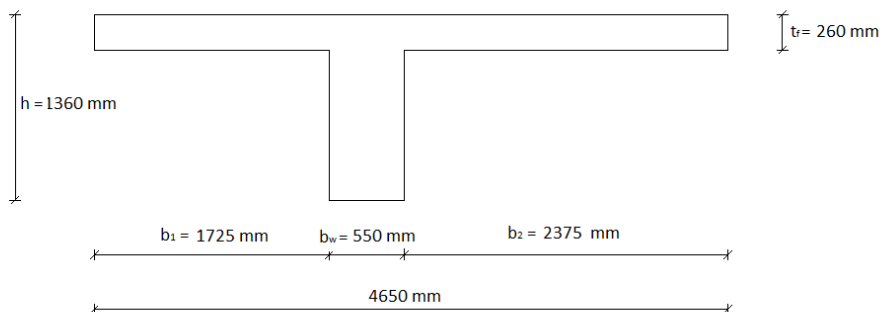
Det utføres kapasitetskontroll for dimensjonerende feltmoment, støttemoment og skjærkraft. I kapasitetsberegningene er det benyttet et forenklet T-tverrsnitt hvor det er sett bort fra kantdragerne, vist i figur 9.4. Kapasiteten er beregnet om halve tverrsnittet ettersom dette er symmetrisk. Det skal påvises at at bruene har tilfredsstillende momentkapasitet, noe som i henhold til Håndbok 238 er et minimumskrav ved klassifisering av bru (Statens vegvesen, 2003a).

Kontrollene er utført ved å benytte framgangsmåten gitt i *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2* (Svein Ivar Sørensen, 2013). Beregningene er utført i henhold til NS 3473 (Standard Norge, 2003).



Figur 9.4: Forenklet T-tverrsnitt benyttet i kapasitetskontroll

Tverrsnittet som kontrolleres er illustrert i figur 9.5. Tverrsnittet er forenklet, med at det er sett bort fra kantdragerene.



Figur 9.5: Forenklet tverrsnitt for kapasitetskontroll i lengderetning

### 9.2.1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten er regnet for halve tverrsnittet, gitt i figur 9.5. Dimensjonene framkommer på figuren. Dette snittet er gjeldende for både felt og støtte mellom akse 1 og 2.

Ved dimensjonering av T-tverrsnitt regner man ut effektiv bredde av flensen. I følge NS 3473 punkt 9.5 er den effektive flensbredden gitt som den minste av:

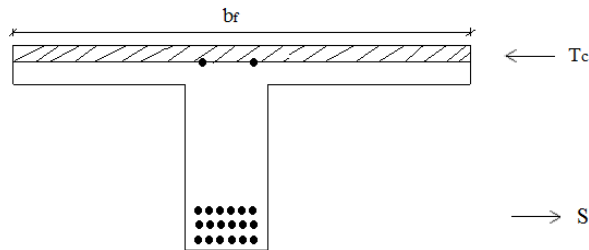
- faktisk flensbredde
- 10 % av avstanden mellom bjelkens momentnullpunkter
- 8 ganger flenstykkelen

Der er foretatt kontroll av flensene for å finne ut om de er tykke eller tynne. Tykk flens forutsetter at  $t_f \geq 0,8\alpha d$  og en trykksonehøyde lik  $\alpha d_1$ . En tynn flens forutsetter  $t_f \leq 0,8\alpha d$ . Hvis flensen ligger på trykksiden og er tynn, kan man anta konstant betongtrykkspenning i flensen, og trykkresultantene virker da midt i flensen. Ligger flensen derimot på strekksiden kan man anta et rektangulært tverrsnitt med lik stegbredde ( $b_w$ ). All strekkarmering som befinner seg innenfor den effektive flensbredden regnes som effektiv strekkarmering (Standard Norge, 2003). Normalt er flens-tverrsnittet så stort at trykksonehøyden blir svært liten. Det gir en stor armeringstøyning  $\varepsilon_s$  før det oppstår bruddtøyning  $\varepsilon_{cu}$ . I henhold til NS 3473 pkt. 11.3.6

er grensen for armeringstøyning satt til  $\varepsilon = 0,01$  (Standard Norge, 2003). Dette tas kun hensyn til om tverrsnittet er overarmert. For å finne ut om tverrsnittet er over- eller underarmert må man kontrollere om armeringsmengden i bruttverrsnittet er større eller mindre enn den balanserte armeringsmengden,  $A_b$ . Hvis armeringsmengden er mindre enn den balanserte armeringsmengden regnes tverrsnittet som underarmert. Da vil armeringen flyte før betongen knuses. Er armeringsmengden større enn den balanserte armeringsmengden regnes tverrsnittet som overarmert. Armeringen vil ikke flyte før betongen knuses. Det kan oppstå brudd uten forvarsel og tverrsnittet vil ha en sprø oppførsel. Underarmerte tverrsnitt foretrekkes, ettersom man da får en forvarsel før et eventuelt brudd oppstår. I tillegg slipper man å ta hensyn til armeringstøyningen. Ved aksiallikevekt av kreftene på tverrsnittet bestemmes trykksonehøydefaktoren,  $\alpha$ , og følgelig trykksonehøyden,  $\alpha d$ .

### Feltmoment

Figur 9.6 viser armeringsplasseringen i strekk og trykk. Figuren er ikke i målestokk. Tverrsnittet er påkjent av trykk i overkant og strekk i underkant. Det ligger derfor mer armering i underkant i feltene. Flensene ligger i trykksonen og trykkarmering ligger tilnærmet i nøytralsonen. Det vil si at trykkarmeringen kan neglisjeres fordi den ikke vil ha innvirkning på kapasiteten.



Figur 9.6: Prinsippkisse for feltmomentet

Tverrsnittet er underarmert ( $A_s \leq A_{sb}$ ) og vil flyte før brudd. Dermed tas det ikke hensyn til armeringstøyninger i beregningene.

For underarmerte tverrsnitt er trykksonehøydefaktoren gitt i formel (9.1) :

$$\alpha = \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} \quad (9.1)$$

Videre kontrolleres flensen for om den er eller tykk eller tynn. I feltet tilfredsstillers flensen kravene for tykk flens  $t_f \leq 0,8 \cdot \alpha \cdot d_1$ . Dermed blir trykksonehøyden:

$$t = \alpha \cdot d_1$$

### Momentkapasitet

Momentkapasiteten til betongtrykksone blir beregnet om strekkarmeringen og er gitt ved ligningen i formel (9.2)

$$M_d = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_1^2 \quad (9.2)$$

### Minimumsarmering

Minimumsarmering bestemmes i henhold til NS 3473 pkt. 18.3.1 til 18.3.3. (Standard Norge, 2003). Den tillatte armeringsmengden er gitt i formel (9.3)

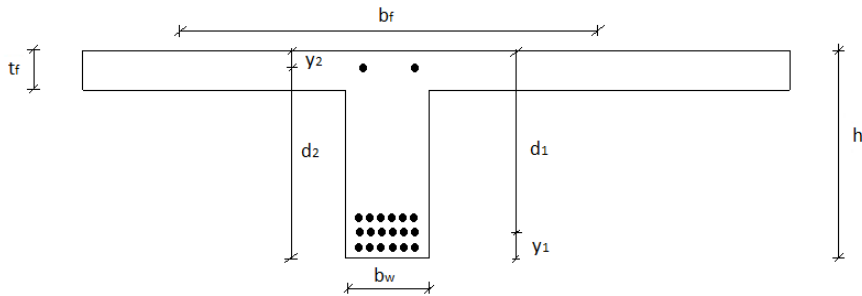
$$A_s \leq 0,25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} \quad (9.3)$$

I konstruksjonsdeler hvor tetthet vektlegges, bør minimumsarmeringen på strekksiden være minst det dobbelte av armeringsmengden ( $A_s$ ). På trykksiden bør minste armeringsmengde ikke være mindre enn halvparten av  $A_s$ . Det er utført kapasitetsberegning i feltet mellom akse 1 og 2. Det er tilstrekkelig minimumsarmering på både strekk og trykkside.



### Feltmoment mellom akse 1 og 2

Momentkapasiteten er regnet om halve T-tverrsnittet vist i figur 9.7.



Figur 9.7: Momentkapasitet regnet om halve T-tverrsnittet

Tverrsnittdata for B350/C25/C35 gitt i NS3473 pkt. 11.1

$$h = 1360 \text{ mm}$$

$$b = 4650 \text{ mm}$$

$$t_f = 260 \text{ mm}$$

$$b_w = 550 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cn} = 19,6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 14,0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{td} = 1,143 \text{ MPa}$$

Medvirkende flensbredde i henhold til NS3473 pkt. 9.5

$$b_{eff} = \min[b, 0,1 \cdot 0,75 \cdot 15,8 \cdot t_f] = 1125 \text{ mm}$$

$$b_f = b_w + 2 \cdot b_{eff} = 2800 \text{ mm}$$

Armeringsdata i henhold til NS 3473 pkt. 18.3.1 -18.3.3

$$\gamma_s = 1,25$$

$$f_{sk} = 380 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} = 304 \text{ MPa}$$

$$E_{sk} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0,0019$$

Slakkarmering kvalitet: Ks.40

Armeringsdiameter: Ø26

Armeringsareal:

$$\text{Strekkarmering : } A_{ss} = 18\pi\left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 9557 \text{ mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering : } A_{st} = 2\pi\left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 1062 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnitthøyde:

Avstanden fra bjelkekanten til tyngdepunktet i armeringen:

$$y_1 = 120 \text{ mm}$$

$$y_2 = 75 \text{ mm}$$

$$d_1 = h - y_1 = 1240 \text{ mm}$$

$$d_2 = h - y_2 = 1285 \text{ mm}$$

Kontroll av minimumsarmering i henhold til NS 3473 pkt. 18.3.1-18.3.3

$$h_1 = 1,0 \text{ m}$$

$$k_w = \text{maks}\left[1, 0, 1, 5 - \frac{h}{h_1}\right]$$

$$A_s = 0,25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 1156 \text{ mm}^2$$

I følge NS 3473 pkt 18.5 bør det i konstruksjoner hvor tetthet vektlegges armeringen på strekksiden være minimum det dobbelte av  $A_s$

$$A_{ss,min} = 2 \cdot A_s = 2312mm^2$$

$A_{ss} \geq A_{ss,min}$  Strekkarmering OK

Minimumsarmeringen på trykksiden bør ikke være mindre enn halvparten av  $A_s$  i henhold til NS 4373 pkt 18.3.2:

$$A_{st,min} = \frac{A_s}{2} = 578mm^2$$

$A_{st} \geq A_{st,min}$  Trykkarmering OK

Balansert armeringstverrsnitt:

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert, ved å finne ut av om det balanserte armeringstverrsnittet er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0,6481$$

$$A_{sb} = 0,8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 16284mm^2$$

$A_{sb} \geq A_{ss}$  Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd

*Underarmert tverrsnitt:*

$$\alpha = \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b_f \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0,07471$$

Kontrollerer om flensen er tynn:

$$t = 0,8\alpha d_1 = 74mm$$

$t_f \geq t$  Må regne videre med tykk flens

Trykksonehøyde:

$$t = \alpha \cdot d_1 = 93mm$$

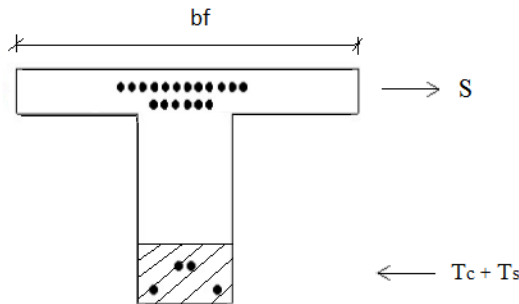
*Momentkapasitet:*

Momentkapasiteten regnes om strekkarmeringen. Trykkarmeringen ligger i nøytralaksen og har ingen innvirkning på kapasiteten.

$$M_d = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_1^2 = 3495kNm$$

## Støttemoment

Tverrsnittet over støtten er påkjent av trykk i underkant og strekk i overkant. Det ligger derfor mer armering i overkant i støtten. I dette tilfellet kan tverrsnittet betraktes som rektangulært med bredde lik stegbredden ( $bw$ ). All strekkarmering innenfor den medvirkende flensbredden kan regnes som effektiv strekkarmering. Figur 9.8 viser plassering av trykkresultantene. Figuren er ikke i målestokk.



Figur 9.8: Prinsippskisse for støttemoment

Armeringstverrsnittet er underarmert over støtten. Grunnet mengden trykkarmering vil det ikke armeringen flyte når tøyningen i betongen er lik  $\varepsilon_{cu}$ . For å finne trykksonehøydefaktoren ( $\alpha$ ) er det satt opp en aksial likevekt. Som vist med ligning (9.4).

$$0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha^2 \cdot d_1^2 + (\varepsilon_{su} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}) \cdot \alpha \cdot d_1 - y_2 \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = 0 \quad (9.4)$$

Løser andregradsligningen med hensyn på  $\alpha$

$$x\alpha^2 + y\alpha + z = 0$$

$$x = 0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2$$

$$y = (\varepsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd}) \cdot d_1$$

$$z = -y_2 \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$\alpha = \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x}$$

Som en kontroll av at maksimal tøyning  $\varepsilon_{c2}$  ikke er overskredet benyttes kraften fra trykkarmeringen ved flytespenning ( $T_s$ ) som en grensevergi. Kontrollen viser at

kraften fra trykkarmeringen ved flytespenning er overskredet for støttemomentet i akse 2. Derfor regnes det ut en ny trykksonehøydefaktor  $\alpha_1$  fra ligning 9.5.

$$\alpha_1 = \frac{A_{ss} \cdot f_{sd} - f_{sd} \cdot A_{st}}{0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1} \quad (9.5)$$

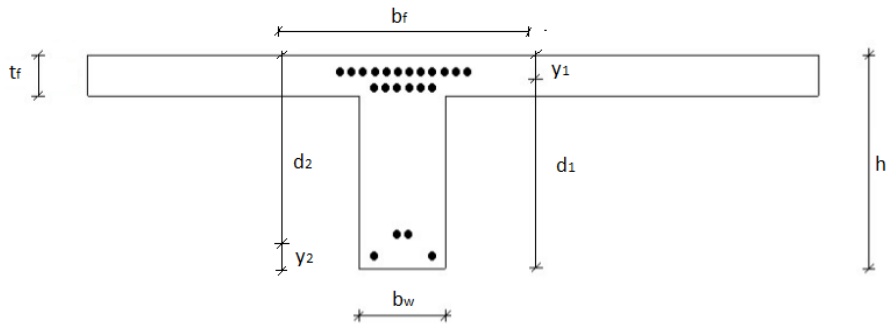
#### *Momentkapasitet*

Momentkapasiteten beregnes ved bruk av ligning 9.6.

$$M_d = 0,8 \cdot (1 - 0,4\alpha_1) \cdot f_{cd} \cdot \alpha_1 \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{st} \cdot f_{sd} \cdot h' \quad (9.6)$$

### Støttemoment i akse 2

Momentkapasiteten er regnet for halve T-tverrsnittet illustrert i figur 9.9



Figur 9.9: Halve T-tverrsnittet

Tverrsnittdata for B350/C25/C35 gitt i NS3473 pkt. 11.1

$$h = 1360 \text{ mm}$$

$$b = 4650 \text{ mm}$$

$$t_f = 260 \text{ mm}$$

$$b_w = 550 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cn} = 19,6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 14,0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{td} = 1,143 \text{ MPa}$$

Medvirkende flensbredde i henhold til NS3473 pkt. 9.5

$$b_{eff} = \min[b, 0,1 \cdot 0,15 \cdot (15 + 15), 8 \cdot t_f] = 450 \text{ mm}$$

$$b_f = b_w + 2 \cdot b_{eff} = 1450 \text{ mm}$$

Armeringsdata i henhold til NS 3473 pkt. 18.3.1 -18.3.3

$$\gamma_s = 1,25$$

$$f_{sk} = 380 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} = 304 \text{ MPa}$$

$$E_{sk} = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0,0019$$

Slakkarmering kvalitet: Ks.40

Armeringsdiameter: Ø26

$$\text{Strekkarmering : } A_{ss} = 18\pi\left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 9557 \text{ mm}^2$$

$$\text{Trykkarmering : } A_{st} = 4\pi\left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 2124 \text{ mm}^2$$

Effektiv tverrsnitthøyde:

Avstanden fra bjelkekanten til tyngdepunktet i armeringen:

$$y_1 = 105 \text{ mm}$$

$$y_2 = 120 \text{ mm}$$

$$d_1 = h - y_1 = 1255 \text{ mm}$$

$$d_2 = h - y_2 = 1240 \text{ mm}$$

Kontroll av minimumsarmering i henhold til NS 3473 pkt. 18.3.1-18.3.3

$$h_1 = 1,0 \text{ m}$$

$$k_w = \text{maks}\left[1, 0, 1, 5 - \frac{h}{h_1}\right]$$

$$A_s = 0,25 \cdot k_w \cdot b_w \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 1156 \text{ mm}^2$$

I følge NS 3473 pkt 18.5 bør det i konstruksjoner hvor tetthet vektlegges armeringen på strekksiden være minimum det dobbelte av  $A_s$

$$A_{ss, \text{min}1} = 2 \cdot A_s = 2312 \text{ mm}^2$$

I flenser påkjent av strekk skal det legges til armering gitt i NS 3473 pkt. 18.3.3:

$$A_{ss,tillegg} = t_f \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 724mm^2$$

Total minimumsarmering på strekkside:

$$A_{ss,min} = A_{ss,min1} + A_{ss,tillegg} = 3036mm^2$$

$$A_{ss} \geq A_{ss,min} \quad \text{Strekkarmering OK}$$

Minimumsarmeringen på trykksiden bør ikke være mindre enn halvparten av  $A_s$  i henhold til NS 4373 pkt 18.3.2:

$$A_{st,min} = \frac{A_s}{2} = 578mm^2$$

$$A_{st} \geq A_{st,min} \quad \text{Trykkarmering OK}$$

*Balansert armeringstverrsnitt:*

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert, ved å finne ut av om det balanserte armeringstverrsnittet er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0,6481$$

$$A_{sb} = 0,8 \cdot \alpha_b \cdot b_w \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} + A_{st} = 18605mm^2$$

$$A_{sb} \geq A_{ss} \quad \text{Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd}$$

*Momentkapasitet*

Momentkapasiteten regnes om strekkarmeringen. Over støtten vil det være strekk i flensen. Trykkarmeringen i bjelken ligger i nøytralaksen og har ingen innvirkning på kapasiteten, det vil si at trykkarmeringen ikke vil flyte ved betongtøyningen  $\varepsilon_{cu}$ . Tyngdepunktet til trykkarmeringen ligger i  $y_2$ , som er beregnet over. Trykksonehøyden



er regnet ut ved aksial likevekt.

$$S = T_c + T_s$$

$$S = A_{ss} \cdot f_{sd}$$

$$T_c = 0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1$$

$$T_s = \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha d_1 - y_2)}{\alpha d_1}$$

$$T_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha d_1 - y_2)}{\alpha d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st}$$

må kontrolleres for  $T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$

$$T_c = T_s - S = 0$$

$$0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot d_1 = \varepsilon_{s2} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd}$$

$$x\alpha^2 + y\alpha + z = 0$$

$$x = 0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1^2 = 9702$$

$$y = (\varepsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd}) \cdot d_1 = -2153$$

$$z = -y_2 \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = -143$$

$$\alpha = \frac{-y + \sqrt{y^2 - 4 \cdot x \cdot z}}{2 \cdot x} = 0,2754$$

Kontroll:

$$T_s \leq f_{sd} \cdot A_{st}$$

$$T_s = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha d_1 - y_2)}{\alpha d_1} \cdot \frac{E_{sk}}{\gamma_s} \cdot A_{st} = 776 \text{ kN}$$

$$f_{sd} \cdot A_{st} = 645 \text{ kN}$$

$$T_s \geq f_{sd} \cdot A_{st}$$

Må beregne ny  $\alpha$  :

$$0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot \alpha_1 \cdot d_1 + f_{sd} \cdot A_{st} - A_{ss} \cdot f_{sd} = 0$$

$$\alpha_1 = \frac{A_{ss} \cdot f_{sd} - f_{sd} \cdot A_{st}}{0,8 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot d_1} = 0,292$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha_1 \cdot d_1 = 367mm$$

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(\alpha d_1 - y_2)}{\alpha d_1} = 0,00236$$

$$h' = d_1 - (h - d_2) = 1135mm$$

Momentkapasitet:

$$M_d = 0,8 \cdot (1 - 0,4\alpha_1) \cdot f_{cd} \cdot \alpha_1 \cdot b_w \cdot d_1^2 + A_{st} \cdot f_{sd} \cdot h' = 3235kNm$$

### 9.2.2 Skjærkapasitet

Skjærkraftkapasiteten kontrolleres etter reglene gitt i NS 3473 (Standard Norge, 2003). De mest kritiske snittene for skjærkapasiteten ligger i en avstand,  $d$  fra søylekanten. I denne oppgaven utføres kontrollen i snitt  $d$  fra støtten i akse 2. All kraft som påføres innen denne skjærsonen vil gå direkte ned i støtten. Det oppstår skjærriss i skjærsonen som danner en  $45^\circ$  vinkel på bjelkeaksen. For å påvise skrårissene benyttes strekkbruddkriteriet. Det kontrolleres for både strekkbrudd og trykkbrudd, for å finne skjærkapasiteten. I henhold til NS 3473 kan skjærkapasiteten finnes ved bruk av tre metoder:

- Punkt 12.3.2 Forenklet metode
- Punkt 12.3.3 Fagverksmetoden
- Punkt 12.5 Generell dimensjoneringsmetode for skivekonstruksjoner

I denne oppgaven er det valgt å benytte den forenklede metoden gitt i punkt 12.3.2 for å finne dimensjonerende skjærkraft (Standard Norge, 2003).

#### Skjærstrekkkapasitet

Erfaringer viser at skrårisslasten er noe lavere enn den totale bruddlasten for en bjelke. Derfor tenker man seg at noe av skjærkraften bæres av den gjenværende delen av trykksonen for bøyning som ligger over skrårisset. Ved å anta en skjærkapasitet for et betongtverrsnitt uten skjærarmering tar den forenklede metoden hensyn til dette.

*Skjærstrekkkapasitet uten armering*

$$V_{cd} = V_{co} = 0,3 \cdot (f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d}) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, \leq 0,6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v \quad (9.7)$$

Ligning (9.8) sier at det ikke er tillatt å regne med større bidrag fra lengdearmeringen enn fra det effektive betongtverrsnittet.

*Skjærstrekkkapasitet med skjærarmering*

Skjærarmeringen består kun av skrå armeringsstenger nær søylekant. Kapasitets-

bidraget fra skjærarmeringen er gitt ligning 9.8

$$V_{sd} = f_{sd} \cdot A_{sv} \cdot (1 + \cot(\alpha) \cdot \sin(\alpha)) \quad (9.8)$$

De skrå bøyelene har en vinkel på  $\alpha = 45^\circ$ , slik at  $\sin(\alpha) = 0,707$  og  $\cot(\alpha) = 1$ .

Total skjærstrekkkapasitet

Total skjærstrekkkapasitet regnes som summen av bidraget fra betongen og skjærarmeringen. Kravet til skjærstrekkkapasiteten er gitt ved ligning 9.9

$$V_d = V_{cd} + V_{sd} \quad (9.9)$$

### Skjærtrykkkapasitet

Trykkbruddkapasiteten bestemmes ut fra ligning 9.10 gitt i NS 3473 pkt. 12.3.2 (Standard Norge, 2003). Det vil oppstå trykkspenninger parallelt med skrårissene i betongen.

$$V_{ccd} = \min[0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0,45 \cdot f_{cd} \cdot k_v \cdot z] \quad (9.10)$$

### Minimum bøylearmering

Minimumsarmering er kontrollert etter krav gitt i NS 3473 punkt 18.3.6 (Standard Norge, 2003). Det er et krav at bjelker skal i alminnelighet ha bøylearmering i hele bjelkens lengde, uansett størrelse av opptredende skjærkraft. Bøylearmeringen skal ha et tverrsnitt som tilsvare:

$$A_{sv,min} = 0,2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \frac{\sin(\alpha)}{f_{sk}}$$

$$A_{sv} \leq A_{sv,min}$$

Bøylearmeringen er tilstrekkelig i det mest kritiske snittet ved støtten i akse 2.

**Skjær i avstand d fra støtte i akse 2**

Tverrsnittdata for B350/C25/C35 gitt i NS3473 pkt. 11.1

$$h = 1360 \text{ mm}$$

$$b_f = 4650 \text{ mm}$$

$$t_f = 260 \text{ mm}$$

$$b_w = 550 \text{ mm}$$

$$h_w = 1100 \text{ mm}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cn} = 19,6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 14,0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{td} = 1,143 \text{ MPa}$$

Avstanden fra underkant av flens til tyngdepunktet av betongtverrsnittet

$$y_c = \frac{b_w \cdot h_w \cdot h_w + \frac{t_f}{2})}{b_w \cdot h_w + b_f \cdot t_f} = 1003 \text{ mm}$$

$$y_{c2} = h - y_c = 357 \text{ mm}$$

Tverrsnittareal til betongen:

$$A_c = b_f \cdot t_f + b_w \cdot h_w = 1814000 \text{ mm}^2$$

Armeringsdata i henhold til NS 3473 pkt. 10.4

$$\gamma_s = 1,25$$

$$f_{sk} = 380 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} = 304 \text{ MPa}$$

$$E_{sk} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0,0019$$

*Slakkarmering*

Armeringskvalitet: Ks.40

Strekkarmering: 18Ø26

Skrå bøyler: 7Ø26

$$\text{Arealstrekkarmering} : A_s = 18\pi\left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 9557\text{mm}^2$$

$$\text{Areal skjærarmering} : A_{sv} = 7\pi\left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 3717\text{mm}^2$$

Avstand til tyngdepunkt i armering:  $y_s = 105\text{mm}$

Skjærkapasiteten uten skjærarmering er beregnet etter forenklet metode gitt i NS3473, pkt. 12.3.2

$$d = h - y_s = 1255\text{mm}$$

$$d_1 = 1000\text{mm}$$

$$k_{v1} = 1,5 - \frac{d}{d_1} = 0,245$$

$$k_{v1} \leq 1$$

$$k_v = 1,0$$

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

$$V_{cd} = \min\left[0,3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b_w \cdot d}\right) \cdot b_w \cdot d \cdot k_v, 0,6 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d \cdot k_v\right] = 441\text{kN}$$

Skjærkapasitetsbidraget med skjærarmeringen er gitt i NS3473, pkt. 12.3.2.4

Skrå bøyler:

$$\alpha = 45^\circ \quad \sin(\alpha) = 0,707 \quad \cot(\alpha) = 1$$

$$V_{sd} = f_{sd} \cdot A_{sv} \cdot (1 + \cot(\alpha) \cdot \sin(\alpha)) = 1929\text{kN}$$

Skjærstrekkapasiteten til konstruksjonsdeler med skjærarmering fordelt i lengde-regnin, kan i følge NS3473, pkt. 12.3.2.4 anses som summen av  $V_{cd}$  og et tillegg  $V_{sd}$  fra armeringen.

$$V_d = V_{cd} + V_{sd} = 2370kN$$

Skjærtrykkkapasiteten er gitt i NS3473, pkt. 12.3.2.5

Skrå bøyer:

$$z = 0,9 \cdot d = 1129,5mm$$

$$V_{ccd} = \min[0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot (1 + \cot(\alpha)), 0,45 \cdot f_{cd} \cdot k_v \cdot z] = 5218kN$$

Kontroll av minimum bøylearmering er gitt i NS3474 pkt. 18.3.6

$$f_{tk} = 2,35 \frac{N}{mm^2}, \quad f_{tk} \leq 2,55 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{tk} = 2,55 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{sv,min} = 0,2 \cdot A_c \cdot f_{tk} \cdot \frac{\sin(\alpha)}{f_{sk}} = 1586mm^2$$

$A_{sv} \geq A_{sv,min}$  Tilstrekkelig bøylearmering

### 9.3 Oppsummering

Dette kapitlet inneholder en oppsummering av dimensjonerende snittkrefter, kapasitet og utnyttelsesgrad for de mest kritiske snittene i lengderetning.

#### 9.3.1 Feltmoment

Dimensjonerende snittkrefter, kapasitet og utnyttelsesgrad for feltmomentet er vist i tabell 9.1. Kapasiteten i feltmomentet er ikke tilstrekkelig.

Snitt	Dimensjonerende Moment [kNm]	Momentkapasitet [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 1-2	3824	3495	1,09

Tabell 9.1: Feltmoment lengderetning

#### 9.3.2 Støttemoment

Dimensjonerende snittkrefter, kapasitet og utnyttelsesgrad for støttemoment er vist i tabell 9.2. Kapasiteten i støttemomentet er ikke tilstrekkelig.

Snitt	Dimensjonerende Moment [kNm]	Momentkapasitet [kNm]	Utnyttelsesgrad
Akse 2	4210	3235	1,30

Tabell 9.2: Støttemoment lengderetning



### 9.3.3 Skjær

Dimensjonerende snittkrefter, kapasitet og utnyttelsesgrad for skjærkraft er vist i figur 9.3 og 9.4. Skjærkapasiteten er tilstrekkelig.

Snitt	Dimensjonerende Skjærkraft [kN]	Skjærstrekk kapasitet [kN]	Utnyttelsesgrad
Avstand d fra akse 2	1660,8	2370	0,70

Tabell 9.3: Skjærstrekk i lengderetning

Snitt	Dimensjonerende Skjærkraft [kN]	Skjærtrykk kapasitet [kN]	Utnyttelsesgrad
Avstand d fra akse 2	1660,8	5218	0,32

Tabell 9.4: Skjærtrykk

## 10 Bruddgrensetilstand - tverretning

### 10.1 Dimensjonerende krefter

#### 10.1.1 Dimensjonerende moment

I tverretning er det tatt hensyn til kreftene fra egenlast, trafikklast og vindlast.

#### Momten fra egenlast

Egenlasten i tverretning regnes ut for to tilfeller. I det ene tilfellet ser man på broen som en utkrager og finner momenter, og skjør ved innspenningen. I det andre tilfellet ser man på den midterste delen og man tenker seg da at det blir en fritt opplagt bjelke. Detaljerte beregninger ligger i vedlegg D.

#### Moment i midtfelt

$$M_{g, \text{midtfelt}} = 8,3 \text{ kNm/m}$$

#### Moment ved innspenning på utkrager

Største moment i utkrageren vil være ved innspenning, som vist i tabell 10.1

	Moment $M_{g, \text{utkrager}} [\text{kNm/m}]$
Rekkverk	0,86
Slitelag	1,021
Bruplate	2,21
Kantdrager	10,61
Total	14,7

Tabell 10.1: Moment fra egenlast utkrager

### Moment fra vindlast

Den vertikale vindkraften med samtidig virkende trafikklast er beregnet i kapittel 5.4.3 .  $(F_{w,z*})$  er regnet ut til 8,214 kN/m, og kan i følge NA.A2.1 i EK0 (Standard Norge, 2009a) reduseres med en kombinasjonsfaktor  $\psi$  lik 0,7. Vindlasten kan ha en eksentrisk plassering i avstand  $\frac{b}{4}$  fra senter i veibanen og ut i kjørefeltene. Eksentrisiteten,  $e$ , får en lengde på 1,875 m Det eksentriske momentbidraget fra vindlast med samtidig virkende trafikk:

$$M_v = 0,7 \cdot F_{w,z*} \cdot e = 10,8 \text{ kNm/m}$$

### Moment fra trafikklast

Opptredende moment fra trafikklast finner man ved hjelp av influenslinjer fra Adolf Puchers diagrammer (Adol Pucher, 1964). Diagrammene gir den mest ugunstige plasseringen av lasten i både lengde- og tverretning, for plater med ulike randbetingelser. Denne kontrollen gjøres for både utkrager og midtfeltet på brua. Det skal etter Håndbok 238 kontrolleres for hjullast  $H=80$  kN med anleggsflate  $0,6 \times 0,2$  m. Det antas at lasten brer seg utover med en vinkel på  $45^\circ$  ned til platetverrsnittets senterlinje. Den effektive platetykkelsen  $d$ , finner man ved å summere halve tverrsnitthøyden og legge til høyden på slitelaget. Dette gir en effektiv platetykkelse på 142mm, Dermed blir sidene på den totale platetykkelsen:

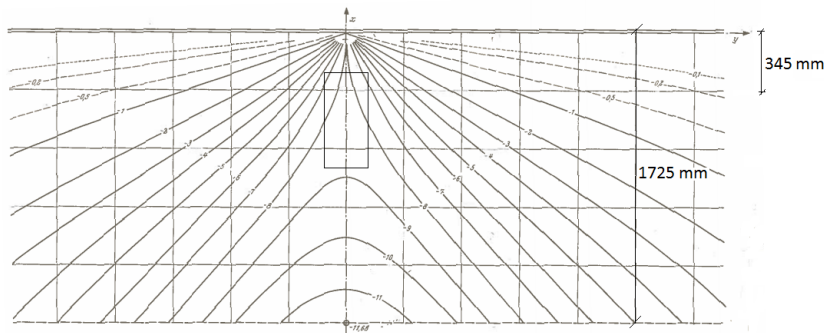
$$t_x = 600\text{mm} + 142\text{mm} = 742\text{mm}$$

$$t_y = 200\text{mm} + 142\text{mm} = 342\text{mm}$$

For å finne den gjennomsnittlig  $\mu$ -middelverdien må de skalerte lastflatene tegnes inn i diagrammet i minst gunstig plassering.

Momentet finner man ved å multiplisere denne gjennomsnittlige verdien med den påførte lasten og dividere på  $8\pi$ .

Den mest kritiske plasseringen av hjullasten på utkrageren vil være så lang ut mot den frie randen som mulig. Det vil så nært kantdrageren som mulig. Dette gir følgende midlere  $\mu$  verdi:



Figur 10.1: Influensdiagram for støttemoment i fastholdt ende av utkraget plate

Den midlere  $\mu$ -verdien for hjullasten mot den frie enden blir:

$$\mu_{\text{middel}} = 8,7$$

**Det tilhørende momentet i utkrageren blir dermed:**

$$M_u = 8,7 \cdot \frac{80kN}{8\pi} = 27,7kNm/m$$

Den mest kritiske plasseringen på midtfeltet i tverrsnittet finner man midt i platen.

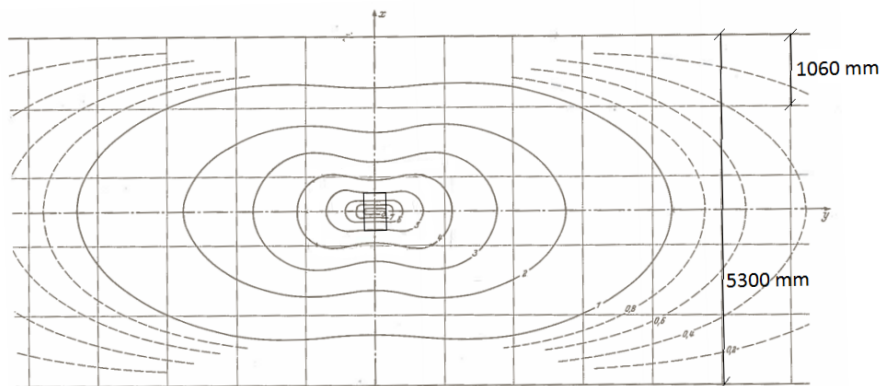
Dette gir følgende midlere  $\mu$ -verdi:

Den midlere  $\mu$ -verdien for hjullasten midt i midtfeltet:

$$\mu_{\text{middel}} = 6,2$$

**Det tilhørende momentet i midtfeltet blir dermed:**

$$M_u = 6,2 \cdot \frac{80kN}{8\pi} = 19,74kNm/m$$



Figur 10.2: Influensediagram for feltmoment i midtfeltet

### 10.1.2 Lastkombinering

Det dimensjonerende momentet finner man ved å kontrollere lastkombinasjon a og b gitt i håndbok 238 (Statens vegvesen, 2003a). For det dimensjonerende momentet i tverretning er det tatt hensyn til to variable laster, vind- og trafikklast.

#### Dimensjonerende moment for utkrager

Dimensjonerende moment med trafikklast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15M_g + 1,4M_t = 55,7 \frac{kNm}{m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0M_g + 1,2M_t + 0,8M_v = 56,6 \frac{kNm}{m}$$

Dimensjonerende moment med vindlast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15M_g + 1,6M_v = 34,2 \frac{kNm}{m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0M_g + 1,3M_v + 0,8M_t = 50,9 \frac{kNm}{m}$$

Dimensjonerende moment ved utkrager:  $M_f = 56,6 \frac{kNm}{m}$

### Dimensjonerende moment i midtfelt

Dimensjonerende moment med trafikklast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1, 15M_g + 1, 4M_t = 37, 2 \frac{kNm}{m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1, 0M_g + 1, 2M_t + 0, 8M_v = 40, 6 \frac{kNm}{m}$$

Dimensjonerende moment med vindlast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1, 15M_g + 1, 6M_v = 26, 8 \frac{kNm}{m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1, 0M_g + 1, 3M_v + 0, 8M_t = 38 \frac{kNm}{m}$$

Dimensjonerende moment i midtfelt:  $M_f = 40, 6 \frac{kNm}{m}$

### 10.1.3 Dimensjonerende skjærkraft

#### Skjær fra egenlast

Egenlastens skjærbidrag er beregnet i Vedlegg D.2. For en jevnt fordelt last kan dimensjonerende skjær reduseres til en skjærkraft i avstand  $d$  fra bjelkekanten. Skjærbidraget til bruplaten og slitelaget er regnet ut på denne måte. Dimensjonerende skjærkraft fra egenlasten i utkrager finner du i tabell 10.2

#### Dimensjonerende skjærkraft i midtfelt

$$V_{g, \text{midtfelt}} = 0kN/m$$

### Dimensjonerende skjærkraft i avstand $d$ fra utkrager

	Skjær, $V_{g,utkrager}$ [kN/m]
Rekkverk	0,5
Slitelag	2,2
Bruplate	4,8
Kantdrager	8,3
Total	15, 8

Tabell 10.2: Skjærbidrag fra egenlast

#### 10.1.4 Skjær fra vindlast

Den vertikale vindkraften med samtidig virkende trafikklast er beregnet i kapittel 5.4.3 . ( $F_{w,z*}$ ) er regnet ut til 8,214 kN/m, og kan i følge NA.A2.1 i EK0 reduseres med en kombinasjonsfaktor  $\psi$  lik 0,7 (Standard Norge, 2009a). Skjærbidraget fra vindlast med samtidig virkende trafikk:

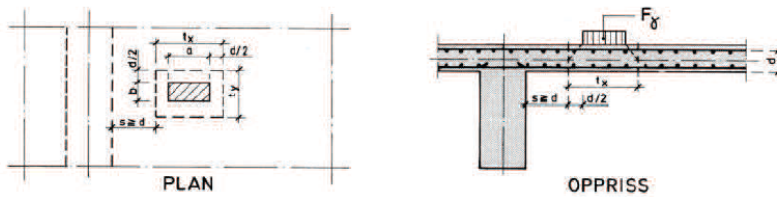
$$M_v = 0,7 \cdot F_{w,z*} \cdot d = 5,7 \text{ kN/m}$$

#### 10.1.5 Skjær fra trafikklast

Belastes en plate med en konsentrert last kan det oppstå gjennomlokking. Den dimensjonerende skjærkraften bestemmes i henhold til Norsk Betongforenings publikasjon 6: Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster (Norsk Betongforening, 1978). Belastes platen nært opplegg kan den dimensjonerende skjærkraften per lengdeenhet regnes ut ved bruk av ligningen gitt i formel 10.1:

$$V_{\gamma,maxs} = k_v \cdot \frac{F_{\gamma}}{t_y} \tag{10.1}$$

$k_v$  er en funksjon av  $\frac{t_x}{t_y}$  og  $\frac{s}{t_y}$  og kan leses av i figur 10.3 og figur 10.4. Hjullastens totale lastlate ( $t_x$  og  $t_y$ ) beregnes på samme måte som for moment.



Figur 10.3: Konsentrert last nær opplegg

$$t_x = 600\text{mm} + 142\text{mm} = 742\text{mm}$$

$$t_y = 200\text{mm} + 142\text{mm} = 342\text{mm}$$

For å finne dimensjonerende skjærkraft på utkrager og midt del leser man av en  $k_v$  verdi gitt tabeller fra 10.4. Verdien  $s$  settes lik  $d$ , som i dette tilfellet er 142 mm.

$$\frac{t_x}{t_y} = 2,17 \quad (10.2)$$

$$\frac{s}{t_y} = 0,42 \quad (10.3)$$

For utkrageren gjelder følgende  $k_v$  verdi:

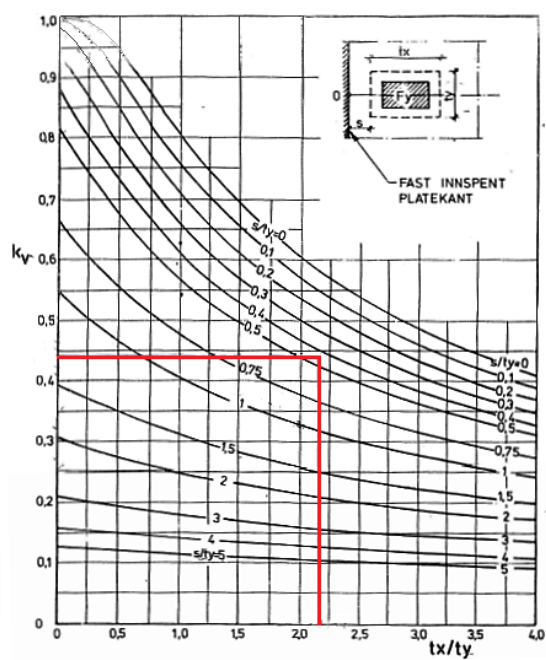
Diagrammet som kan benyttes for utkrageren gir en verdi av  $k_v$  lik 0,44. Dimensjonerende skjærkraft for innspent platekant på utkrager per lengdeenhet, gis ved bruk av følgende formel:

$$V_{\gamma, \text{maks, utkrager}} = 0,44 \cdot \frac{80\text{kN}}{0,342\text{m}} = 102,9\text{kN/m} \quad (10.4)$$

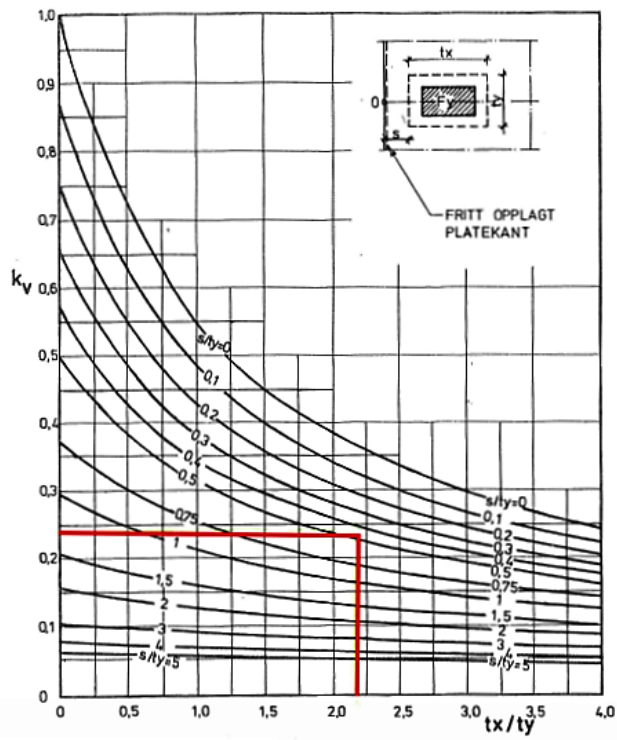
Diagrammet for midt feltet gir en  $k_v$  verdi lik 0,24, se figur 10.5 Den dimensjonerende skjærkraften per lengdeenhet er gitt ved:

$$V_{\gamma, \text{maks, midt felt}} = 0,24 \cdot \frac{80\text{kN}}{0,342\text{m}} = 56,1\text{kN/m} \quad (10.5)$$





Figur 10.4:  $k_v$  verdi for fast innspent platekant med last nær opplegg



Figur 10.5:  $k_v$  verdi for last nær opplegg på fritt opplagt platekant

### 10.1.6 Lastkombinering

Den dimensjonerende skjærkraften finnes ved bruk av samme lastkombinasjoner som gitt for det dimensjonerende momentet. I dette avsnittet kontrolleres lastkombinasjon a og b gitt i håndbok 238 (Statens vegvesen, 2003a). Lastkombinasjonene er gitt i kap. 5 Lastkombinasjoner. For det dimensjonerende momentet i tverretning er det tatt hensyn til to variable laster, vind- og trafikklast.

#### Dimensjonerende skjærkraft for utkrager

Dimensjonerende skjær med trafikklast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,4V_{\gamma, maks} = 162,2 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,2V_{\gamma, maks} + 0,8V_v = 143,8 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende skjær med vindlast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,6V_v = 27,29 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,3V_v + 0,8V_{\gamma, maks} = 105,5 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft i avstand d fra utkrager utkrager:  $M_f = 162,2 \frac{kN}{m}$

#### Dimensjonerende skjærkraft i midtfelt

Dimensjonerende skjær med trafikklast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,4V_{\gamma, maks} = 78,5 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,2V_{\gamma, maks} + 0,8V_v = 71,9 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende skjær med vindlast som dominerende variabel:

$$\text{Lastkombinasjon a) } 1,15V_g + 1,6V_v = 9,1 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Lastkombinasjon b) } 1,0V_g + 1,3V_v + 0,8V_{\gamma, maks} = 52,3 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende skjærkraft i avstand d fra utkrager utkrager:  $M_f = 78,5 \frac{kN}{m}$

## 10.2 Kapasitetskontroll

Det er foretatt kapasitetskontroll av dimensjonerende moment og skjærkraft i tverretning. Dimensjonerende skjærkraft er sjekket ved innspenning på utkrageren og dimensjonerende moment er sjekket ved innspenning på utkrageren og i midtfeltet.

### 10.2.1 Momentkapasitet

Momentkapasiteten i tverretning er regnet ut etter samme metode som i lengderetning, og beregnes per lengdemeter. Tverrsnittet er rektangulært med en høyde på 0,260 m og en bredde på 1 m. For utkrageren vil det være størst moment i avstand  $d$  fra støtte. For midfeltet vil det være størst moment i midtfeltet.

#### Momentkapasitet i midtfelt

*Tverrsnittdata for B350/C25/C35 gitt i NS3473 pkt. 11.1*

$$h = 260 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cn} = 19,6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 14,0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} = 1,6 \text{ MPa}$$

*Armeringsdata i henhold til NS 3473 pkt. 18.3.1 -18.3.3*

Slakkarmering kvalitet:  $Ks40$

Armeringsdiameter for trykkarmering: Ø16 s 210

Armeringsdiameter for strekkarmering: Ø16 s 280

$$\begin{aligned}\gamma_s &= 1,25 \\ f_{sk} &= 380 \text{ MPa} \\ f_{sd} &= 304 \text{ MPa} \\ E_{sk} &= 200000 \text{ MPa} \\ \varepsilon_{sy} &= 0,0019\end{aligned}$$

Armeringsareal:

$$\begin{aligned}\text{Areal trykkarmering per løpemetere: } A_{st} &= \frac{1000}{210 \cdot 1\text{m}} \cdot \pi \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 957 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \\ \text{Areal strekkarmering per løpemetere: } A_{ss} &= \frac{1000}{280 \cdot 1\text{m}} \cdot \pi \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 1436 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}\end{aligned}$$

Effektive høyder:

$$\begin{aligned}d_1 &= h - 30\text{mm} = 230\text{mm} \\ d_1 &= h - 50\text{mm} = 210\text{mm}\end{aligned}$$

Kontroll av minimumsarmering i henhold til NS 3473 pkt. 18.3.1-18.3.3

$$\begin{aligned}h_1 &= 1,0\text{m} \\ k_w &= \text{maks}\left[1, 0, 1, 5 - \frac{h}{h_1}\right] = 1,24 \\ A_s &= 0,25 \cdot k_w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 498 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}\end{aligned}$$

I følge NS 3473 pkt 18.5 bør det i konstruksjoner hvor tetthet vektlegges armeringen på strekksiden være minimum det dobbelte av  $A_s$

$$A_{ss,min} = 2 \cdot A_s = 996 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{ss} \leq A_{ss,min} \text{ Strekkarmering OK}$$

Minimumsarmeringen på trykksiden bør ikke være mindre enn halvparten av  $A_s$  i henhold til NS 4373 pkt 18.3.2:

$$A_{st,min} = \frac{A_s}{2} = 249 \frac{mm^2}{m}$$

$A_{st} \geq A_{st,min}$  Trykkarmering OK

*Balansert armeringstverrsnitt:* Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Deretter kontrolleres det om det balanserte armeringstverrsnittet er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0,6481$$

$$A_{sb} = 0,8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 16284 \frac{mm^2}{m}$$

$A_{sb} \geq A_{ss}$  Tverrsnittet er underarmert og vil flyte ved brudd

Underarmert tverrsnitt:

$$\alpha = \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0,1695$$

Trykksonehøyde:

$$\alpha \cdot d_1 = 39mm$$

*Momentkapasitet:*

Momentkapasiteten regnes om strekkarmeringen. Trykkarmeringen ligger i nøytralaksen og har ingen innvirkning på kapasiteten.

$$M_d = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d_1^2 = 94kNm \quad (10.6)$$

### Momentkapasitet i utkrager

Ved støtten vil det være størst moment ved innspenningen. Her vil oversiden av dekket være i strekk og undersiden i trykk. Se tegning 320/64.

Det balanserte armeringstverrsnittet er større en strekkarmeringen og tverrsnittet er underarmert.

$$\alpha = \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0,0847$$

Videre er momentkapasitet beregnet om strekkarmeringen ettersom trykkarmeringen ligger i nøytralaksen og vil dermed ikke ha innvirkning på kapasiteten.

$$M_d = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d_1^2 \quad (10.7)$$

### Momentkapasitet

*Tverrsnittdata for B350/C25/C35 gitt i NS3473 pkt. 11.1*

$$h = 260 \text{ mm}$$

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

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cn} = 19,6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 14,0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} = 1,6 \text{ MPa}$$

*Armeringsdata i henhold til NS 3473 pkt. 18.3.1 -18.3.3*

Slakkarmering kvalitet: *Ks40*

Armeringsdiameter for strekkarmering: Ø16 s 210

Armeringsdiameter for trykkarmering: Ø16 s 280

$$\gamma_s = 1,25$$

$$f_{sk} = 380 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} = 304 \text{ MPa}$$

$$E_{sk} = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0,0019$$

Armeringsareal:

$$\text{Areal strekkarmering per løpemetre: } A_{ss} = \frac{1000}{210 \cdot 1\text{m}} \cdot \pi \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 957 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Areal trykkarmering per løpemetre: } A_{st} = \frac{1000}{280 \cdot 1\text{m}} \cdot \pi \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 = 718 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effektive høyder:

$$d_1 = h - 50\text{mm} = 210\text{mm}$$

$$d_1 = h - 30\text{mm} = 230\text{mm}$$

Kontroll, minimumsarmering, NS 3473, 18.3.3

$$h_1 = 1,0\text{m}$$

$$k_w = \text{maks}\left[1, 0, 1,5 - \frac{h}{h_1}\right] = 1,24\text{m}$$

$$A_s = 0,25 \cdot k_w \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 498 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

I følge NS 3473 pkt 18.5 bør det i konstruksjoner hvor tetthet vektlegges armeringen på strekksiden være minimum det dobbelte av  $A_s$

$$A_{ss,min} = 2 \cdot A_s = 996 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$A_{ss} \leq A_{ss,min}$  Strekkarmering IKKE OK

Minimumsarmeringen på trykksiden bør ikke være mindre enn halvparten av  $A_s$  i henhold til NS 4373 pkt 18.3.2:



$$A_{st,min} = \frac{A_s}{2} = 249 \frac{mm^2}{m}$$

$A_{st} \geq A_{st,min}$  Trykkarmering OK

*Balansert armeringstverrsnitt:*

Kontrollerer om tverrsnittet er under- eller overarmert. Deretter kontrolleres det om det balanserte armeringstverrsnittet er større eller mindre enn strekkarmeringsarealet.

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} = 0,6481$$

$$A_{sb} = 0,8 \cdot \alpha_b \cdot b \cdot d_1 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{sd}} = 5014 \frac{mm^2}{m}$$

$A_{sb} \geq A_{ss}$  Tverrsnittet er underarmert og vil flyte før brudd.

Underarmert tverrsnitt:

$$\alpha = \frac{A_{ss} \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b \cdot d_1 \cdot f_{cd}} = 0,124$$

Trykksehøyde:

$$\alpha \cdot d_1 = 26 \text{ mm}$$

*Momentkapasitet:*

Momentkapasiteten regnes om strekkarmeringen. Trykkarmeringen ligger i nøytralaksen og har ingen innvirkning på kapasiteten.

$$M_d = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4\alpha) \cdot \alpha \cdot b \cdot d_1^2 = 58 \frac{kNm}{m}$$

## 10.2.2 Skjærkapasitet

Skjærkapasiteten i tverretning er regnet ut etter samme metode som i lengderetning, og beregnes per lengdemeter. Tverrsnittet er rektangulært med en høyde på 0,260 m og en bredde på 1 m. For utkrageren vil det være størst skjærkraft i avstand  $d$  fra støtte.

### Skjærkapasitet i utkrager

Tverrsnittdata for B350/C25/C35 gitt i NS3473 pkt. 11.1

$$h = 260 \text{ mm}$$

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

$$\gamma_c = 1,4$$

$$f_{cn} = 19,6 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 14,0 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$f_{tn} = 1,6 \text{ MPa}$$

$$f_{td} = 1,143 \text{ MPa}$$

Armeringsdata i henhold til NS 3473 pkt. 10.4:

$$\gamma_s = 1,25$$

$$f_{sk} = 380 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} = 304 \text{ MPa}$$

Slakkarmering:

Armeringskvalitet:  $K_s 40$

Armeringsdiameter :  $\emptyset 16$  s 210 og  $\emptyset 20$  s 210

$$\emptyset_1 = 16, \emptyset_2 = 20$$

Armeringsareal per løpemeter:

$$A_s = \frac{1000}{210 \cdot 1 \text{ m}} \cdot \pi \left( \frac{\emptyset_1}{2} \right)^2 + \frac{1000}{210 \cdot 1 \text{ m}} \cdot \pi \left( \frac{\emptyset_2}{2} \right)^2 = 2453 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Effektiv tverrsnitthøyde:

$$d = h - 50 = 210$$

Skjærkapasiteten er beregnet etter forenklet metode gitt i NS 3473 pkt. 12.3.2

Skjærkapasiteten for betong uten skjærarmering:

$$d_1 = 1m$$

$$k_{v1} = 1,5 - \frac{d}{d_1} = 1,29$$

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

$$V_{cd} = \min\left[0,3 \cdot \left(f_{td} + \frac{k_A \cdot A_s}{\gamma_c \cdot b \cdot d}\right) \cdot b \cdot d \cdot k_v, 0,6 \cdot f_{td} \cdot b \cdot d \cdot k_v\right] = 125kN$$

Ingen skjærarmering, gir følgende skjærstrekkekapasitet:

$$V_d = V_{cd} = 125 \frac{kN}{m}$$

Skjærtrykkkapasiteten er gitt i NS3473, pkt. 12.3.2.5

$$z = 0,9 \cdot d = 189 \text{ mm}$$

$$V_{ccd} = 0,45 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 1191 \frac{kN}{m}$$

## 10.3 Oppsummering

Dette kapittelet inneholder en oppsummering av dimensjonerende snittkrefter, kapasitet og utnyttelsesgrad for de mest kritiske snittene i tverretning.

### 10.3.1 Moment i midtfelt på bruplata

Dimensjonerende moment i midtfeltet fra håndberegningene, kapasitet og utnyttelsesgrad er vist i tabell 10.3. Momentkapasiteten i midtfeltet er tilstrekkelig.

Snitt	Dimensjonerende	Moment	Utnyttelsesgrad
	Moment [kNm/m]	kapasitet [kNm/m]	
Akse 1-2	40,6	94	0,43

Tabell 10.3: Moment i felt på bruplata

### 10.3.2 Moment i utkrager på bruplata

Dimensjonerende moment i midtfeltet fra håndberegningene, kapasitet og utnyttelsesgrad er vist i tabell 10.4. Momentkapasiteten for utkrageren er tilstrekkelig.

Snitt	Dimensjonerende	Moment	Utnyttelsesgrad
	Moment [kNm/m]	kapasitet [kNm/m]	
Akse 2	56,6	58	0,98

Tabell 10.4: Moment i utkrager på bruplata

### 10.3.3 Skjær i utkrager på bruplatten

Dimensjonerende moment i midtfeltet fra håndberegningene, kapasitet og utnyttelsesgrad er vist i tabell 10.5 og 10.6. Skjærkapasiteten overskrides i tverretning.

Snitt	Dimensjonerende Skjærkraft [kN/m]	Skjærstrekk kapasitet [kN/m]	Utnyttelsesgrad
Avstand d fra akse 2	162,2	125	1,30

Tabell 10.5: Skjærstrekk i bruplata

Snitt	Dimensjonerende Skjærkraft [kN/m]	Skjærtrykk kapasitet [kN/m]	Utnyttelsesgrad
Avstand d fra akse 2	162,2	1191	0,14

Tabell 10.6: Skjærtrykk i bruplata

## 11 Diskusjon

### 11.1 Tilstand og skadeomfang

Tilstandsbeskrivelsen gjennomført av Multiconsult (12.06.14) og og Ragnhild Lokna Nygård (18.05.15) av brua viser at betongen er utsatt for en rekke skademekanismer (Multiconsult, 2014), (Lokna Nygård, 2015). På østre del av brua ble det observert avskalling, riss, krakelering og mulige horisontale deformasjoner av betongpilarene. I tillegg ble det observert misfargede og begrodd fundamentet utsatt for avskalling og armeringskorrosjon. Det ble tatt kjerneprøver av brua, men det er ikke gitt nøyaktig hvor disse ble tatt. Det ble også utført opphugginger, men disse ble ikke utført på østre del av brua. Under den visuelle inspeksjonen ble flere av konsekvensene skademekanismene påfører bruen observert. Det kan derfor antas at østre del av brua også er utsatt for disse.

Resultatene fra kjerneprøvene, samt den visuelle inspeksjonen, viser at det forekommer alkalireaksjoner i betongen. Når alkalireaksjoner først er i gang er det vanskelig å stanse dem. Det man i stedet kan gjøre er å forsøke å redusere reaksjonshastigheten, ved å redusere vannmengden i betongen med overflatebehandling eller ved å drenere bort vann som ligger på overflaten til betongen. Det er allerede installert dreneringshull i dekket som skal få bort vannet fra kjørebanelen. Betongen i søylene (og tårnene) vil uansett bli utsatt for regnvann, så det beste alternativet for å redusere vannmengden vil være overflatebehandling av betongen. Er skadeomfanget fra alkalireaksjonene av større grad må det iverksettes mer omstridte tiltak enn kun overflatebehandling.

Under den visuelle inspeksjonen ble det diskutert om søylene sto vertikalt. Ut i fra enkle målinger, kunne det se ut som de hadde forflyttet seg noe. Hvis dette kan påvises med nøyaktige målinger, kan en mulig årsak til søyledeformasjonen være alkalireaksjoner i dekket og bjelkene. Alkalieraksjonen kan da ha utvidet betongen i dekket så mye at søylene har deformert seg. I forbindelse med dette bør søylekapasiteten kontrolleres. Søylene er i tillegg utsatt for riss som også påvirker kapasiteten. Det må videre vurderes om det er nødvendig å forsterke søylene.

Det ble observert at fundamentet i akse 1 er utsatt for misfarging samt at det er begrodd og utvasket. I tillegg ble det observert avskalling med synlig korrodert ar-

mering. Armeringskorrosjon kan forårsake opprissing av omkringliggende betong. Graden av armeringskorrosjon er avhengig av flere faktorer, hvor noen av de mest avgjørende er betongoverdekkets tykkelse og strekkapasitet, og armeringsdiameter og rust i armeringstengene. Dette må undersøkes nærmere og repareres for å forhindre opprissing i betongen.

Resultatene fra kloridprøvene viser at det er for høy konsentrasjon av klorider i betongen. Dette gjelder spesielt tårnene og nordre side som er i le av vindretningen. Multiconsult foreslår å legge på katodisk beskyttelse for å beskytte armeringen mot korrosjon (Multiconsult, 2014).

Det ble observert områder med frilagt armering flere steder på konstruksjonen. I områdene med frilagt armering er ikke kravet til overdekning overholdt. Dette avviket kan komme av feilplassert armering, samt påvirkning av alkalireaksjoner og klorider på armeringen og betongen. En annen grunn kan være for høy konsentrasjon av klorider i betongen allerede fra støpingen. Det bør utføres mekaniske reparasjoner i områdene med synlig armering og for lite overdekning.

## 11.2 NovaFrame

Brua ble modellert i NovaFrame versjon 5. Det ble gjort forenklinger av brutvernsnittet, samt antakelser av data som ikke er gitt i ferdigbrutegningene. Det ble blant annet antatt kotehøyder. Lastene og lastkombinasjonene i henhold til Håndbok 238 ble lagt inn i programmet og analysert (Statens vegvesen, 2003a). Modelleringen av brugeometrien og kombineringen av lastene har vært en svært tidkrevende prosess. Det har vært utfordrende å få modellen så lik ferdigbrutegningene som mulig, ettersom disse manglet detaljer om geometrien og i noen tilfeller var vanskelig å tyde.

I tillegg er det gjort en forenklingene av lastbildet i modelleringen. Det er sett bort fra deformasjonslast, ulykkeslast og horisontale laster. Resultatene fra analysen kan dermed avvike noe fra de virkelige lastene på brua. Ut ifra lastene som er valgt å ta med i analysen i NovaFrame, betraktes resultatet som nøyaktig.

### 11.3 Håndberegninger

Egenlasten, trafikklasten og temperaturlasten i lengderetning i NovaFrame er verifisert med håndberegninger. Resultatet tilsier at avviket i egenlasten er svært lite, mens avviket i trafikklasten er noe høyere, men fortsatt innfor rimelighetens grenser. Temperaturlasten er grovt regnet på, men avviket ansees som rimelig.

Lastkombinasjonene i NovaFrame er verifisert med håndberegninger. Dette ble gjort for å verifisere at lastkombinasjonene i programmet er lagt inn riktig. Resultatet blir likt. Det er i tillegg utført en kapasitetskontroll i lengderetning for de mest kritiske snittene. Kapasitetskontrollen er utført i bruddgrense. Feltmoment mellom akse 1 og 2, støttemoment i akse 2, og skjærkraft i avstand  $d$  fra akse 2, har blitt kontrollert. I lengderetning blir egenlast, trafikklast, vindlast og temperaturlast tatt med i lastkombineringen.

Det er i tillegg utført håndberegninger av de dimensjonerende kreftene i tverretning, samt en kapasitetskontroll i bruddgrense. I håndberegningene av de opptredende moment og skjærkrefter har egenlast, trafikklast og vindlast blitt kontrollert.

### 11.4 Verifisering av laster i NovaFrame

Sammenligning av egenlast, trafikklast og temperaturlast i håndberegningene og NovaFrame gir lite avvik. Resultatet viser at feltmoment fra egenlasten i NovaFrame er 2 % større enn feltmomentet i håndberegningene. Støttemomentet fra egenlasten i NovaFrame er 1 % større enn i håndberegningene. Trafikklasten har noe større avvik. Feltmomentet i NovaFrame er 9% større enn feltmomentet fra trafikklasten i håndberegningene. Støttemomentet er 8% større enn i håndberegningene. For temperaturlasten er det 5,3 % avvik i feltmoment og 13,5 % avvik i støttemoment. Avviket i temperaturpåvirkningene skyldes at håndberegningene er gjort på en fast innspent bjelke, mens NovaFrame har tatt resultatene fra bjelken mellom akse 1 og 2 som er leddet i den ene kanten og fast innspent i den andre. Temperaturlasten i NovaFrame blir dermed større. Grunnen til at resultatene i håndberegningene og NovaFrame er ulike kan være at det er benyttet forenklete beregningsmetoder samt et forenklet tverrsnitt i programmet. Trafikklastens plassering i programmet er også bare tilnærmet lik plasseringen i håndberegningene,



hvor man har regnet med influenslinjer.

## 11.5 Kapasitet i lengderetning

I lengderetning er de dimensjonerende kreftene beregnet i NovaFrame.

Det ble i siste liten før innlevering funnet en feil i beregningene av trafikklasten. Den er kun beregnet for et kjørefelt. Dette er gjort i både håndberegningene og i NovaFrame. Feilen ble ikke oppdaget fordi verifisering av trafikklasten har gitt tilnærmet likt resultat, og dermed ble det antatt at dette var riktig. Vogntoglasten og aksellasten skulle egentlig hatt dobbelt så store verdier. Hadde trafikklasten blitt modellert inn riktig i NovaFrame ville de dimensjonerende kreftene fått større verdi. Kapasiteten ville som en konsekvens av dette blitt overskredet enda mer. Det er utført en evaluering av bruas bæreevne med trafikklast i kun ett kjørefelt. Kapasiteten i tverretning forblir uendret, mens kapasiteten i lengderetning er i realiteten mer overskredet og mer kritisk enn vurdert i resultatene, diskusjonen og konklusjonen.

### **Feltmoment**

Det dimensjonerende feltmomentet i analysen oppstår i ligning b) med trafikklast som dominerende variabel. I denne lastkombinasjonen er det tatt hensyn til egenlast, trafikklast, vindlast med trafikk og temperaturlast. I følge Håndbok 238 gir denne kombinasjonen det dimensjonerende feltmomentet (Statens vegvesen, 2003a). Feltmomentet har en utnyttelse på 1,09, og kapasiteten overskrides. Det kan diskuteres om det er for konservativt å ta med temperatur i bruddgrense. Anser man dette som for konservativt betyr det at ligning a) med egenlast og trafikklast blir dimensjonerende. Feltmomentet vil da ha en utnyttelse på 1,02. Denne antakelsen er ikke gjort her og resultatet fra ligning b) benyttes som sammenligningsgrunnlag i kapasitetskontrollen.

### **Støttemoment**

Det dimensjonerende støttemomentet oppstår i ligning b) med trafikklast som do-

minerende variabel. I denne lastkombinasjonen er det tatt hensyn til egenlast, trafikklast, vindlast med trafikk og temperaturlast. Støttemomentet har en utnyttelse på 1,30, og kapasiteten overskrides. Også her kan det diskuteres om det er for konservativt å ta med temperaturlast i bruddgrense. Neglisjeres denne vil ligning a) med trafikklast som dominerende variabel blir dimensjonerende og støttemomentet vil da få en utnyttelse på 1,18. I tillegg ligger det dimensjonerende momentet rett over senter i støtten, men ettersom søyleforbindelsen er plaststøpt kan man benytte en redusert momentverdi i en avstand lik radius i den sirkulære søylen, ved søylekant. Ved å bruke den reduserte verdien for støttemomentet vil utnyttelsen bli noe lavere enn 1,30. Disse antakelsene er ikke benyttet som sammenligningsgrunnlag for kapasiteten.

### **Skjær**

Den dimensjonerende skjærkraften oppstår i ligning a) med trafikklast som dominerende variabel. Skjærkraften har en utnyttelse på 0,70 i strekk og 0,32 i trykk. Skjærkapasiteten er dermed tilstrekkelig for den dimensjonerende skjærkraften i lengderetning.

## **11.6 Kapasitet i tverretning**

Dimensjonerende krefter og tilhørende kapasiteter i tverretning er funnet ved hådberegninger.

### **Feltmoment**

Dimensjonerende moment i midtfelt oppstår i lastkombinasjon b) med trafikklast som dominerende variabel. Denne lastkombinasjonene er sammensatt av egenlast, trafikklast og vindlast. Utnyttelsesgraden til momentet i midtfeltet er 0,43. Det vil si at det er tilstrekkelig kapasitet i midtfeltet.

### **Støttemoment**

Dimensjonerende moment ved innspenning i utkrageren oppstår i lastkombinasjon b) med trafikklast som dominerende variabel. Utnyttelsesgraden til utkrageren er 0,98. Også for utkrageren er kapasiteten tilstrekkelig.

**Skjær**

Dimensjonerende skjærkraft i avstand  $d$  fra innspenning oppstår i lastkombinasjon a) med trafikklast som dominerende variabel. Her blir det tatt hensyn til egenlast og trafikklast. Utnyttelsen til den dimensjonerende skjærkraften er på 1,3. Det vil si at skjærkapasiteten overskrides.

## 12 Konklusjon

I denne oppgaven har tilstanden og bæreevnen til Tjeldsundbrua blitt vurdert. Formålet med oppgaven var å:

- Beskrive skadeomfanget på brua
- Modellere brua og analysere lastene i NovaFrame
- Verifisere brua i prosjektert tilstand iht gjeldende regelverk for eksisterende bruer

### 12.1 Skader

Multiconsult utarbeidet en tilstandsrapport 12.06.14, som inneholdt materialundersøkelser og registrering av skadeomfang (Multiconsult, 2014). I tillegg utarbeidet Ragnhild Lokna Nygård en tilstandsbeskrivelse av brua, 18.05.15 (Lokna Nygård, 2015). Basert på disse rapportene er bruas generelle tilstand vurdert som god. Det er likevel gjort observasjoner og målinger som viser til at skadeomfanget i betongen er omfattende. Skademekanismene som har oppstått er alkaliereaksjoner, kloridinntrengning og armeringskorrosjon samt mulige horisontale deformasjoner av betongpilarene. I følge Multiconsult sin spesialinspeksjon i 2014, bør det igangsettes tiltak for å reparere betongpartiene som er hardest skadet innen 3 år (Multiconsult, 2014). De foreslår å benytte katodisk beskyttelse for å beskytte armeringen mot korrosjon og i tillegg utføre mekaniske reparasjoner. Søylenes potensielle deformasjon på grunn av riss og/eller alkalieraksjoner i dekket bør også undersøkes nærmere.

### 12.2 Modellering og laster

Kapasitetskontrollen og modelleringen av brua er basert på ferdigbrutegninger fra Statens vegvesen. Lastene er bestemt i henhold til Håndbok 238 *Bruklassifisering* og er i overensstemmelse med de nasjonale standardene som var gjeldene før Euro-koden ble inført (Statens vegvesen, 2003a). Dermed har NS 3473 *-Prosjektering av konstruksjoner* blitt benyttet i kapasitetskontrollen (Standard Norge, 2003).

Rammeprogrammet NovaFrame benyttes til å modellere og analysere brua. Modelleringen har vært svært tidkrevende og utfordrende. Ferdigbrutegningene inneholdt lite informasjon, så det måtte gjøres en del antakelser før man kunne modellere brua. Programmet er spesielt tilpasset brukonstruksjoner, så til gjengjeld for tidsbruken har programmet gitt nøyaktige resultater. Denne vurderingen er blant annet tatt på grunnlag av at håndberegningene av lastene stemmer med lastene i NovaFrame.

Lastene som har blitt vurdert i denne oppgaven er egenlast, temperaturlast, vindlast, og vertikal trafikklast. For et mer nøyaktig resultat bør også virkninger fra de horisontale trafikklastene inkluderes i modellen.

### 12.3 Kapasitet

Kapasiteten i lengderetning er ikke tilstrekkelig. Momentkapasiteten i felt og over støtte overskrides med henholdsvis 9 % og 30 %. Kapasiteten i støttemomentet overskrides vel mye. Derfor må det nevnes at temperaturlasten er tatt med i beregningene av støttemomentet i bruddgrense, som er en konservativ antakelse. I tillegg er ikke støttemomentet redusert til verdien ved søylekant, som gir noe lavere støttemoment. Hadde en av de to tilfellene nevnt over blitt antatt ville støttemomentets utnyttelse blitt lavere. Skjærkapasiteten er derimot tilstrekkelig. Brua ble bygd i 1967, da ikke bruddgrensetilstanden var gjeldende. Det ble derimot antatt lineært-elastisk oppførsel i betongen og spenningene ble kontrollert. Det kan derfor heller ikke forventes at kapasiteten gitt i NS 3473 er stor nok (Standard Norge, 2003). Brua ligger i et lite trafikkert området, så sannsynligheten for at det mest kritiske lasttilfellet skal oppstå er svært liten. Brua er i tillegg såpass lang at det skal mye til for at den fylles med trafikk når uværet herjer på sitt verste.

Kapasitetskontrollen i tverretning overskrides. Momentkapasiteten er tilstrekkelig men skjærkapasiteten overskrides med 30 %. Utregning av dimensjonerende skjærkraft fra trafikklasten utført etter bruddtypen gitt i Norsk Betongforenings publikasjon 6: *Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster*, som ikke var kjent da brua ble prosjektert (Norsk Betongforening, 1978). Gamle, norske bruer sliter generelt med for lav skjærkapasitet ved innspenning. Det har per dags dato ikke

oppstått skader på bakgrunn av dette.

## 12.4 Videre arbeid

I denne oppgaven har det kun blitt gjennomført kapasitetskontroll av brua i prosjektet tilstand. Som videre arbeid kunne det være nyttig å utføre en kapasitetskontroll av brua i skadet tilstand, for å få et mer nøyaktig mål på hvor mye skadene påvirker bæreevnen til brua.

Det planlagt at brua skal oppgraderes fra bruklasse Bk 10/50 til Bk 10/60. Det kunne vært nyttig å utarbeide forslag til tiltak for å øke bæreevnen til brua, og i tillegg se på metoder for å redusere og forbedre skadene.

Det bør utføres en inspeksjon av søylene i henhold til regelverket. Hvis det viser seg at søylene er deformerte bør det utføres en kapasitetskontroll på søylene, med skadene tatt i betraktning.

## Referanser

- Aas-Jakobsen (2014). *Rapport fra hovedinspeksjon, Tjeldsundbrua*. Statens Vegvesen.
- Adol Pucher (1964). *Einflussfelder elastischer Platten/ Influence Surfaces of Elastic Plates*. Springer-Verlag.
- Dr.Ing. A.Aas-Jakobsen (2011). *NovaFrame version 5, User's Guide*. Dr. Ing. A.Aas-Jakobsen.
- Jernbaneverket (2015). Jernbaneverket,.
- Lokna Nygård, R. (2015). *Beregning av eksisterende hengebro: Analyse, dimensjonering og skadeoppfølging*. Masteroppgave, NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.
- Multiconsult (2014). *Spesialinspeksjon av Tjeldsundbrua*. Statens vegvesen.
- Norsk Betongforening (1978). *Publikasjon nr. 6: Skjærkapasitet for plater med konsentrerte laster*. Norsk Betongforening, 6. edition.
- Smeplass S (2003). *TKT4215 Concrete Technology 1 - Kapittel 12: Strength of Concrete*. NTNU, institutt for konstruksjonsteknikk.
- Standard Norge (1963). *NS 427/A5:1963, Betong - Del 5: Betongtekniske faguttrykk*. Standard Norge.
- Standard Norge (2003). *NS 3473: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler*. Standard Norge.
- Standard Norge (2008a). *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Vegdirektoratet.
- Standard Norge (2008b). *Laster på konstruksjoner. Del 1-3. Allmenne laster. Snølaster*. Standard Norge, Oslo.
- Standard Norge (2008c). *Laster på konstruksjoner. Del 1-5. Allmenne laster, Termiske påvirkninger*. Standard Norge, Oslo.
- Standard Norge (2009a). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Lysaker: Standard Norge.

- Standard Norge (2009b). *Laster på konstruksjoner, Del 1-4, Allmenne laster. Vindlaster*. Standard Norge, Lysaker.
- Standard Norge (2014). *Betong - Spesifikasjon, egenskaper, framstilling og samsvar (NS-EN206: 2013+NA:2014)*. Lysaker:Standard Norge.
- Statens vegvesen (2003a). *Håndbok238: Bruklassifisering - Lastforskrifter for klassifisering av bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett*. Vegdirektoratet.
- Statens vegvesen (2003b). *Håndbok239:håndbok 239: Bruklassifisering. Lastforskrifter 1920-1973 og brunormaler 1912-1958*. Vegdirektoratet.
- Statens Vegvesen (2009). *HåndbokN400, Bruprosjektering*. Oslo: Vegdirektoratet.
- Stefan Jacobsen (2011). *TKT 4215 – Concrete Technology 1, Department of Structural Engineering NTNU*. Department of Structural Engineering NTNU.
- Svein Ivar Sørensen (2013). *Betongkonstruksjoner: beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Akademika forlag.
- wikimedia (2008). Tjeldsundbrua,.



## A Ferdigbrutegninger

### Oversikt

- Tegning 271/64 - Landkar akse 9
- Tegning 320/64 - Østre sidespenn
- Tegning 322/64 - Søyler akse 1
- Tegning 338/64 - Oversiktstegning over hele brua
- Tegning 351/64 - Opplager
- Tegning 362/64 - Kotehøyde brudekke for østre sidespenn
- Tegning 363/64 - Armering østre sidespenn del 1
- Tegning 324/64 - Armering østre sidespenn del 2

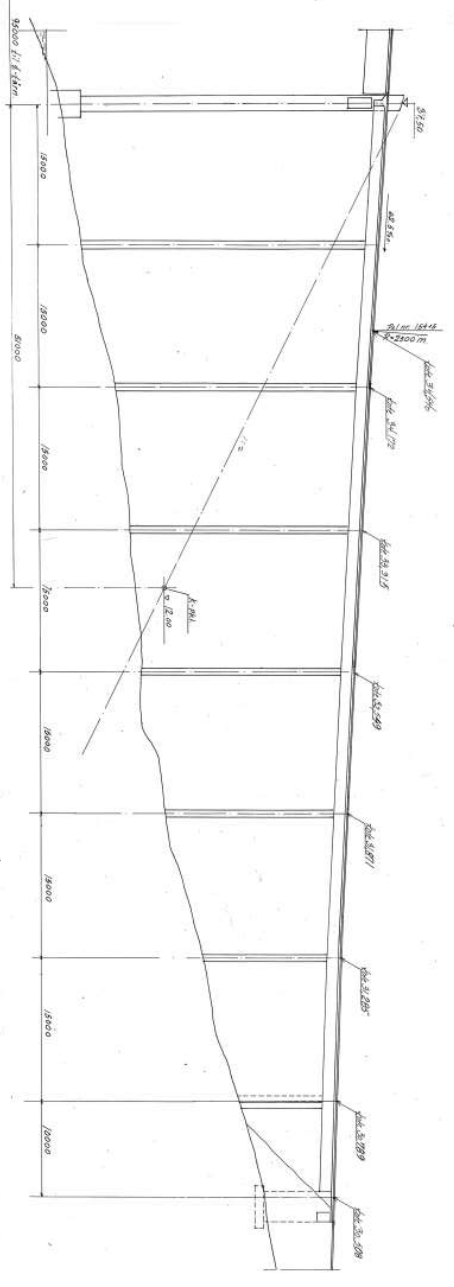






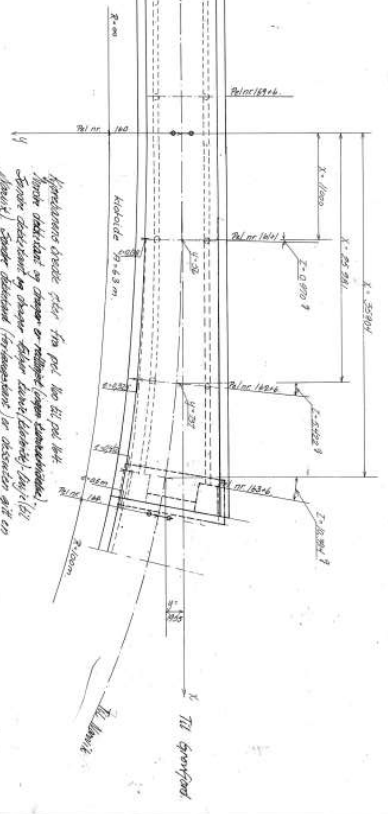






Data for Kierstien (7-63m)

L	3.05	6.30	9.45	12.60	15.75	18.90	22.05	25.20	28.35	31.50	34.65	37.80
X	3.05	6.30	9.45	12.60	15.75	18.90	22.05	25.20	28.35	31.50	34.65	37.80
Y	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Z	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



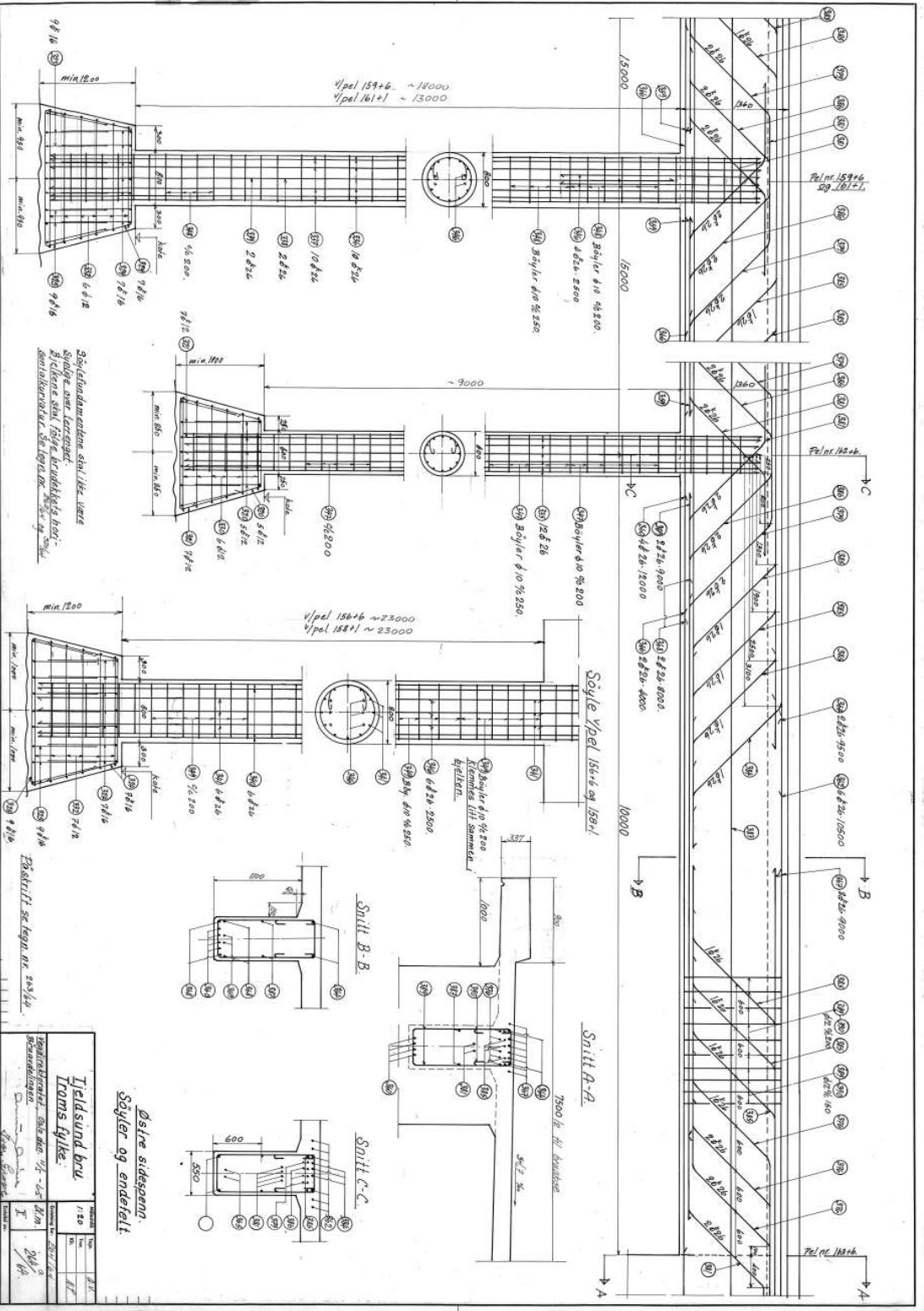
Spæringsbredden er 4.3 m. Til oversigt er vist den samlede bredde af spæreren og støtten. Spæreren er udført i beton og støtten i tegl. Spæreren er udført i beton og støtten i tegl. Spæreren er udført i beton og støtten i tegl.

Østre sidespænn. oversigt

Tjalsund by		Tjalsund by	
Tjalsund by		Tjalsund by	
Tjalsund by		Tjalsund by	
Tjalsund by		Tjalsund by	
Tjalsund by		Tjalsund by	







1/pel 159+6 ~ 1200  
1/pel 161+1 ~ 1300

1/pel 159+6 ~ 2300  
1/pel 161+1 ~ 2300

1/pel 159+6 og 161+1  
1/pel 159+1 ~ 23000

1/pel 159+6 og 161+1  
1/pel 159+1 ~ 23000

1/pel 159+6 og 161+1  
1/pel 159+1 ~ 23000

1/pel 159+6 og 161+1  
1/pel 159+1 ~ 23000

Stålfundamentation steel, 1/2t. Verz.  
Støbe- og læsejernet.  
Bullerne steel, 1/2t. Verz.  
Bullerne steel, 1/2t. Verz.

**Østre sidespæn.**  
**Søjler og endefelt**

Bygning	
Projekt	
Udført af	
Checket af	
Dato	
Skala	1:20
Bladnr.	1
Bladtitel	Tjeldsund bro Toms flyde
Bygningens navn	Tjeldsund bro
Bygningens adresse	
Bygningens ejer	
Bygningens brug	
Bygningens værdi	
Bygningens omfang	
Bygningens omfang	
Bygningens omfang	
Bygningens omfang	
Bygningens omfang	

## B Beregning av Egenvekt

Egenvektet består av vekten tilbruoverbygningen, dekket, kantdrager, rekkverk og slitelag.

Egenvekt		
Dekke	$0,26 \text{ m} \cdot 9,3 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	60,45 kN/m
Overbygning søyler	$1,1 \text{ m} \cdot 0,55 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2$	30,25 kN/m
Egenvekt		90,70 kN/m

Superegenvekt		
Kantdrager	$0,9 \text{ m} \cdot 0,11 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 2$	4,95 kN/m
Rekkverk	$0,5 \text{ kN/m} \cdot 2$	1,00 kN/m
Slitelag	$3,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,5 \text{ m}$	22,50 kN/m
Superegenvekt		28,45 kN/m

## C Beregning av Vindlaster

### Vindhastighet og vindhastighetstrykk

Beregnet etter NS-EN 1991-1-4: 2005+NA:2009 Vindlaster, og vindlastklasse I i henhold til N400.

#### Basisvindhastighet NS-EN 1991-1-4 pkt 4.2

Retningsfaktor  $c_{dir} = 1,0$  EK1-1-4: Tab.NA.4(901.4)

Årstidfaktor  $c_{season} = 1,0$  EK1-1-4: Tab.NA.4(901.5)

Nivåfaktor  $c_{alt} = 1,0$  EK1-1-4: NA.4.2(2)P(901.1) når  $v_b > eller = v_0$

Returperiodefaktor  $c_{prob} = 1,0$  Returperiode på 50 år

Referansevindhastighet, EK1-1-4: Tab. NA.4(901.1)

Harstad kommune:  $V_{b,0} = 27m/s$

Skånland kommune:  $V_{b,0} = 26m/s$

Basisvindhastighet gitt i EK1-1-4: Lign. (NA 4.1)

$$V_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0}$$

$$V_b = 27m/s$$

#### Stedsvindhastighet, NS-EN 1991-1-4 pkt 4.3

Overbygningens høydeover terreng

$z = 37,5$  m

Verdier for kategori nummer 1 gitt i EK1-1-4: Tab. NA.4.1

$$z_0 = 0,01,$$

$$z_{min} = 1m,$$

$$z_{max} = 200m,$$

$$z_{0,II} = 0,05m,$$

Terrengruhetsfaktoren  $k_r$  :

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,11}}\right)^{0,7} = 0,17 \quad \text{hvis } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

Ruhetsfaktoren  $c_r(z)$ , EK1-1-4: Lign. (4.4):

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1,399$$

Terregformfaktor  $C_0 = 1$ , gitt i NTNU KT6003

Stedsvindhastighet, EK1-1-4: Lign. (4.3)

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

$$v_m(37,5m) = 37,773m/s$$

Terregformfaktoren  $c_0(z)$  settes lik 1. I tillegg A3 (4) for åser og skråninger er det gitt at denne faktoren kan settes lik 1 hvis det ikke forventes en hastighetsøkning som følge av traktvikrninger. Velger å annta dette, ettersom det ikke er gitt nøyaktige mål på topografi, og ut fra tegningene er terrenget slakt helt til man nærmer seg enden av den østre delen.

#### **Vindturbulens NS-EN 1991-1-4 pkt 4.4**

Turbulensfaktor, EK1-1-4: NA.4.4

$$k_1 = 1,0$$

Turbulensintensitet, EK1-1-4: Lign. (4.7)

$$I_v(z) = \frac{k_1}{c_0(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0,12 \quad \text{hvis } z_{min} \leq z \leq z_{max}$$

#### **Vindkasthastighetstrykket NS-EN 1991-1-4, formel (4.8)**

Toppfaktor, gitt i EK1-1-4: NA.4.5(1)

$$k_p = 3,5$$

Luftas tettheit, EK1-1-4: NA.4.5(1)

$$\rho = 1,25kg/m^3$$

Basisvindhastighetstrykk, EK1-1-4: Lign (4.10)

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0,456kN/m^2$$

Vindkasthastighetstrykk, EK1-1-4: Lign. (4.8)

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho v_m^2(z) = c_e(z) q_b$$

$$q_p(37,5m) = 1,650kN/m^2$$

I henhold til NS-EN 1991-1-4: NA.8.3.2(1) kan vindkreftene regnes ut ved bruk av en forenklet metode. Vikdkreftene regnes som kraftfaktorer.

## C.1 Vindlast uten trafikk

### Kraftpåvirkning i x-retning

x-retning er parallell med brudekkets bredde, vinkelrett på spennet. Vindkraften regnes ut fra 1 m av broens lengderetning.

$$V_b = V_{b,0}$$

$$b = 9,3m$$

$$L = 1.0m$$

EK1-1-4: Tab. 8.1

$$d_{tot} = 1,360m$$

EK1-1-4:Formel (8.1) gir:

$$c_{f,x} = c_{fx,0} = 1,3$$

EK1-1-4: Fig. 8.3

$$A_{ref,x} = d_{tot} \cdot L = 1,360m/m^2$$

Eksponeringsfaktor, EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_p} = 3,622$$

Vindkraften i x-retning, EK1-1-4: Lign. (8.2)

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_e C_{f,x} \cdot A_{ref,x} = 2,918 \text{ kN/m}$$

Vindkraften i y-retning, EK1-1-4: 8.3.4(1)

Er vinden som beveger seg langs spennet i lengderetningen til broen. Vindkreftene i y-retning tilsvarer 25 % av vindkraften i x-retning.

$$F_{w,y} = 0,25 \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x} = 0,730 \text{ kN/m}$$

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$C_{fz} = 0,9, \quad \text{Denneer } + / - 0.9$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$A_{ref,z} = 9,3 \text{ m}^2$$

Vindkraften i z-retning, EK1-1-4:NA.8.3.3(1)

Er vinden som går vinkelrett på dekket.

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \rho \cdot v_b^2 \cdot C_e C_{fz} \cdot A_{ref,z} = 13,810 \text{ kN/m}$$

## C.2 Vinslast med trafikklast

I følge NS-EN 1991-1-4 NA.8.1(4) er vindkasthastigheten,  $v_{b,0}$  ved kjørebansens høyeste punkt 35m/s med trafikklast på brua. Da må også basisvinden,  $v_b$  for dette vindkastet finnes.

Vindkasthastigheten, NS-EN 1991-1-4

$V_{b,0} = 35 \text{ m/s}$  ved kjørebansens høyeste punkt.

$v_s$  tilsvarer  $v_m$  når vind og trafikk virker samtidig.

EK1-1-4: NA.4.4(1)

$$v_{*m} = \frac{v_{*p}}{\sqrt{1 + 7 \cdot I_v}} = 25,73 \text{ m/s}$$

EK1-1-4: Lign. (4.3)

$$v_{b,traf}^* = \frac{v_m^*}{C_r \cdot C_0} = 18,39 \text{ m/s}$$

EK1-1-4: 4.5(1)

$$q_b^* = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^{2*} = 0,766 \text{ kN/m}^2$$

**Vindkraft på tvers av brua** EK1-1-4: 8.3.1(5)

$$d_{tot}^* = d_{tot} + 2m$$

EK1-1-4: Lign. (4.9)

$$c_e(z)^* = \frac{q_p(z)}{q_p} = 3,622$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$A_{ref,x}^* = d_{tot}^* \cdot 1 \text{ m} = 3,76 \text{ m}^2$$

EK1-1-4: Fig. (8.3)

$$c_{f,x} = 1,3$$

EK1-1-4: Lign. (8.2)

$$F_{w,x}^* = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,x}^* \cdot A_{ref,x}^* = 4,287 \text{ kN/m}$$

**Vindkraft i y-retning** EK1-1-4: 8.3.4(1)

$$F_{w,y}^* = 0,25 \cdot F_{w,x}^* = 1,072 \text{ kN/m}$$

**Vindkraft i z-retning:**

$$b = 9,3 \text{ m}$$

EK1-1-4: Lign. (8.3)

$$A_{ref,x} = b \cdot 1m/m = 9,3m^2/m$$

EK1-1-4: NA.8.3.3(1)

$$c_{f,z} = 0,9 \text{ Denneer} + / - 0.9$$

EK1-1-4: 8.3.3(1)

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f,z} \cdot A_{ref,z} = 8,214kN/m$$

**Eksentrisitet** Kraften i z-retning plasseres med en eksentrisitet lik  $e = b/4$  fra senter av brua. Dette gjelder både for vindlast med og uten trafikk.

$$e = \frac{b}{4} = \frac{7,5}{4} = 1,875 \tag{C.1}$$

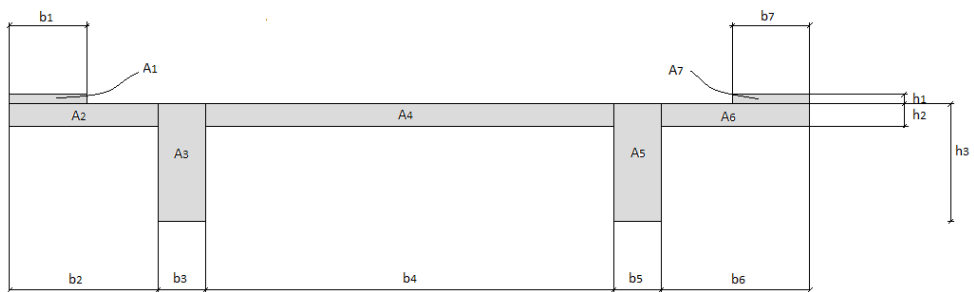


## D Verifikasjon av resultatet fra NovaFrame

Under ligger beregningene som er utført ved verifikasjon av modellen i programmet, NovaFrame. Dette vedlegget inneholder verifikasjon av:

- Annet arealmoment - Egenlast - Trafikklast - Temperaturlast

### D.1 Annet arealmoment



Figur D.1: Oppdeling av arealer

$$b_1 = b_7 = 900mm \quad (D.1)$$

$$b_2 = b_6 = 1725mm \quad (D.2)$$

$$b_3 = b_5 = 550mm \quad (D.3)$$

$$b_4 = 4750mm \quad (D.4)$$

$$(D.5)$$

$$h_1 = 110mm \quad (D.6)$$

$$h_2 = 260mm \quad (D.7)$$

$$h_3 = 1360mm \quad (D.8)$$

$$(D.9)$$

Arealer

$$A_1 = b_1 \cdot h_1 = 99000 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = b_2 \cdot h_2 = 455000 \text{ mm}^2$$

$$A_3 = b_3 \cdot h_3 = 748000 \text{ mm}^2$$

$$A_4 = b_4 \cdot h_2 = 1222000 \text{ mm}^2$$

$$A_5 = b_5 \cdot h_3 = 748000 \text{ mm}^2$$

$$A_6 = b_6 \cdot h_2 = 455000 \text{ mm}^2$$

$$A_7 = b_7 \cdot h_1 = 199000 \text{ mm}^2$$

$$A_{total} = 3826000 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittets tyngdepunkter:

$$x_1 = 450 \text{ mm}$$

$$x_2 = 862,5 \text{ mm}$$

$$x_3 = 2000 \text{ mm}$$

$$x_4 = 4650 \text{ mm}$$

$$x_5 = 7300 \text{ mm}$$

$$x_6 = 8437,5 \text{ mm}$$

$$x_7 = 8850 \text{ mm}$$

$$x_0 = 4650 \text{ mm}^2 \text{ (pga symmetri)}$$

$$y_1 = y_7 = 1415$$

$$y_2 = y_4 = y_6 = 1230$$

$$y_3 = y_5 = 680$$

$$y_0 = \frac{y_1 \cdot A_1 + y_2 \cdot A_2 + y_3 \cdot A_3 + y_4 \cdot A_4 + y_5 \cdot A_5 + y_6 \cdot A_6 + y_7 \cdot A_7}{A_{total}} = 1024,5 \text{ mm}$$

Arealtreghetsmomentet om x-akse:

$$I_{x,1} = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} + A_1(y_1 - y_0)^2 = 1,519 \cdot 10^{10} mm^4$$

$$I_{x,2} = \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} + A_2(y_2 - y_0)^2 = 2,17413 \cdot 10^{10} mm^4$$

$$I_{x,3} = \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} + A_3(y_3 - y_0)^2 = 2,0406 \cdot 10^{11} mm^4$$

$$I_{x,4} = \frac{b_4 \cdot h_4^3}{12} + A_4(y_4 - y_0)^2 = 5,8563 \cdot 10^{10} mm^4$$

$$I_{x,5} = \frac{b_5 \cdot h_3^3}{12} + A_5(y_5 - y_0)^2 = 2,0406 \cdot 10^{11} mm^4$$

$$I_{x,6} = \frac{b_6 \cdot h_2^3}{12} + A_6(y_6 - y_0)^2 = 2,17413 \cdot 10^{10} mm^4$$

$$I_{x,7} = \frac{b_7 \cdot h_1^3}{12} + A_7(y_7 - y_0)^2 = 1,519 \cdot 10^{10} mm^4$$

$$I_x = I_{x,1} + I_{x,2} + I_{x,3} + I_{x,4} + I_{x,5} + I_{x,6} + I_{x,7} = 5,41 \cdot 10^{11} mm^4$$

Arealtreghetsmoment om y-akse:

$$I_{y,1} = \frac{h_1 \cdot b_1^3}{12} + A_1(x_1 - x_0)^2 = 1,753 \cdot 10^{12} mm^4$$

$$I_{y,2} = \frac{h_2 \cdot b_2^3}{12} + A_2(x_2 - x_0)^2 = 6,6383 \cdot 10^{12} mm^4$$

$$I_{y,3} = \frac{h_3 \cdot b_3^3}{12} + A_3(x_3 - x_0)^2 = 5,2717 \cdot 10^{12} mm^4$$

$$I_{y,4} = \frac{h_2 \cdot b_4^3}{12} + A_4(x_4 - x_0)^2 = 2,322 \cdot 10^{12} mm^4$$

$$I_{y,5} = \frac{h_3 \cdot b_5^3}{12} + A_5(x_5 - x_0)^2 = 5,2717 \cdot 10^{12} mm^4$$

$$I_{y,6} = \frac{h_2 \cdot b_6^3}{12} + A_6 2(x_6 - x_0)^2 = 6,6383 \cdot 10^{12} mm^4$$

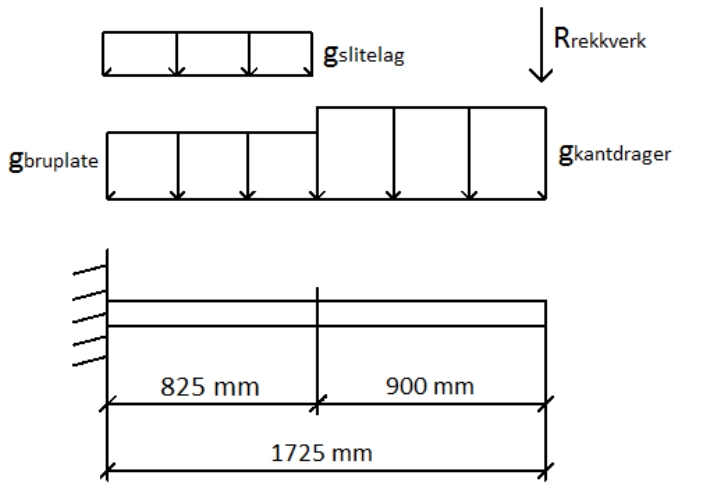
$$I_{y,7} = \frac{h_1 \cdot b_7^3}{12} + A_7(x_7 - x_0)^2 = 1,753 \cdot 10^{12} mm^4$$

$$I_y = I_{y,1} + I_{y,2} + I_{y,3} + I_{y,4} + I_{y,5} + I_{y,6} + I_{y,7} = 2,97 \cdot 10^{13} mm^4$$

## D.2 Egenlast i tverretning

### D.2.1 Utkrager tverretning

Moment og skjærkraft beregnes ved innspenningen av utkrageren.



Lengder:

$$l_{\text{total}} = 1,725m$$

$$l_{\text{slitelag}} = 0,825m$$

$$l_{\text{bruplate}} = 0,825m$$

$$l_{\text{kantdrager}} = 0,900m$$

Høyder:

$$h_{\text{slitelag}} = 0,120m$$

$$h_{\text{bruplate}} = 0,260m$$

$$h_{\text{kantdrager}} = 0,370m$$

Tetthet armert betong:  $\rho_c = 25 \frac{kN}{m^3}$  Laster

$$R_{rekkeverk} = 0,5 \frac{kN}{m}$$

$$R_{slitelag} = l_{slitelag} \cdot h_{slitelag} \cdot \rho_c = 2,475 \frac{kN}{m}$$

$$R_{bruplate} = l_{bruplate} \cdot h_{bruplate} \cdot \rho_c = 5,3625 \frac{kN}{m}$$

$$R_{kantdrager} = l_{kantdrager} \cdot h_{kantdrager} \cdot \rho_c = 8,325 \frac{kN}{m}$$

### Momenter ved innspenning

$$Rekkeverk : M_r = R_{rekkeverk} \cdot l_{total} = 0,8625 \frac{kNm}{m}$$

$$Slitelag : M_s = R_{slitelag} \cdot \frac{l_{slitelag}}{2} = 1,0209 \frac{kNm}{m}$$

$$Bruplate : M_b = R_{bruplate} \cdot \frac{l_{bruplate}}{2} = 2,212 \frac{kNm}{m}$$

$$Kantdrager : M_k = R_{kantdrager} \cdot (l_{bruplate} \cdot \frac{l_{kantdrager}}{2}) = 10,6144 \frac{kNm}{m}$$

Totalmoment ved innspenning:

$$M_g = M_r + M_s + M_b + M_k = 14,7098 \frac{kNm}{m}$$

### Skjær ved innspenning

$$Rekkeverk : V_r = R_{rekkeverk} = 0,5 \frac{kN}{m} \quad (D.10)$$

$$Slitelag : V_s = R_{slitelag} = 2,475 \frac{kN}{m} \quad (D.11)$$

$$Bruplate : V_b = R_{bruplate} = 5,3625 \frac{kN}{m} \quad (D.12)$$

$$Kantdrager : V_k = R_{kantdrager} = 8,325 \frac{kN}{m} \quad (D.13)$$

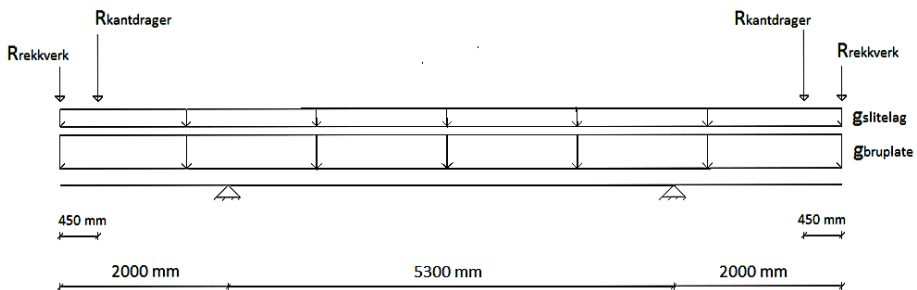
$$(D.14)$$

Redusert skjær kontrolleres i en avstand  $\ddot{d}$  fra kant (d=184 mm)

$$V_{red} = (V_b + V_s) \cdot \frac{l-d}{l} + V_k + V_r = 15,83 \frac{kN}{m} \quad (D.15)$$

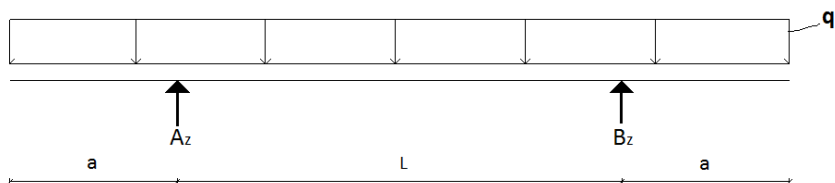
## D.2.2 Midtfelt tverretning

### Moment i midtfelt



Bruker prinsippet om superposisjon og regner skjær- og momentdiagram for de fordelte lastene og punktlastene hver for seg. Til slutt legges de sammen for å finne største moment og skjærkraft.

### Moment og skjær fra fordelt last



Lengder:

$$l_{slitelag} = l_{bruplate} = 9,3m$$

$$a = 2000mm$$

$$L = 5300mm$$

Høyder:

$$h_{slitelag} = 0,120m$$

$$h_{bruplate} = 0,260m$$

Tetthet armert betong:  $\rho_c = 25 \frac{kN}{m^3}$  Last:

$$g_{slitelag} = h_{slitelag} \cdot \rho_c = 3,0 \frac{kN}{m^2}$$

$$g_{bruplate} = h_{bruplate} \cdot \rho_c = 6,5 \frac{kN}{m^2}$$

Total fordelt last:

$$q = R_{slitelag} + R_{bruplate} = 9,5 \frac{kN}{m^2}$$

Opplagerkrefter:

$$A_z = B_z \text{ pga symmetri}$$

$$\Sigma F_z = 0 : A_z = B_z = q \cdot \frac{(L + 2 \cdot a)}{2} = 44,2kN/m$$

**Moment:**

Snitt i støtte ( $l = a = 2 \text{ m}$ ):

$$M_{2,0m} = -\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = -19 \frac{kNm}{m}$$

Snitt i midtfelt ( $l = a + \frac{L}{2} = 4,65 \text{ m}$ ):

$$M_{4,65m} = \frac{q \cdot L^2}{8} - q \cdot \frac{a^2}{2} = 13,1 \frac{kNm}{m}$$

**Skjær:**

Snitt i støtte ( $l = a = 2 \text{ m}$ ):

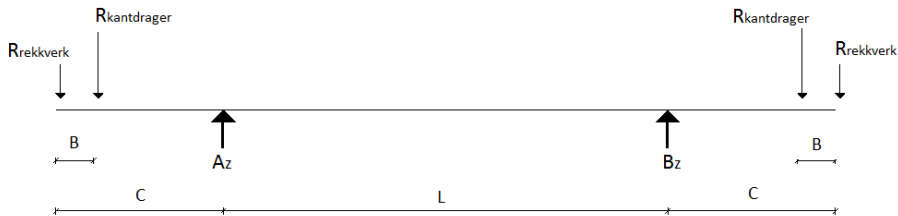
$$V_{2,0m} = -q \cdot a = -19kN/m$$

Snitt i midtfelt ( $l = a + \frac{L}{2} = 4,65 \text{ m}$ ):

$$V_{4,65\text{m}} = A_z - q \cdot \left(a + \frac{L}{2}\right) = 0 \text{ kN/m}$$

Pga symmetri vil skjærkreftene være like på høyre og venstre side.

### Moment og skjær fra punktlast



Lengder:

$$L = 5300 \text{ mm}$$

$$C = 2000 \text{ mm}$$

$$B = 450 \text{ mm}$$

Laster:

$$R_{\text{rekkeverk}} = 0,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$R_{\text{kantdrager}} = 2,475 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Opplagerkrefter:

$$A_z = B_z \text{ pga symmetri}$$

$$\Sigma F_z = 0 : A_z = B_z = 2,975 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



**Momenter**Snitt i støtte ( $l = a = 2 \text{ m}$ ):

$$M_{2,0m} = -R_{rekkeverk} \cdot C - R_{kantdrager} \cdot (C - B) = -4,8 \frac{kNm}{m}$$

Snitt i midtfelt ( $l = a + \frac{L}{2} = 4,65 \text{ m}$ ):

$$M_{4,65m} = -R_{rekkeverk} \cdot (C + \frac{L}{2}) + R_{kantdrager} \cdot (C - B + \frac{L}{2}) + A_z \cdot \frac{L}{2}$$

$$M_{4,65m} = 13,1 \frac{kNm}{m}$$

**Skjærkrefter**Snitt i støtte ( $l = a = 2 \text{ m}$ ):

$$V_{2,0m} = -R_{rekkeverk} - R_{kantdrager} = -2,975 \frac{kN}{m}$$

Snitt i midtfelt ( $l = a + \frac{L}{2} = 4,65 \text{ m}$ ):

$$V_{4,65m} = -R_{rekkeverk} - R_{kantdrager} + A_z = 0$$

Sammenlegging av moment- og skjærkrefter i midtfelt og ved opplegg gir:

**Totalt feltmoment:**

$$M_{felt,4,65m} = 13,1 \frac{kNm}{m} - 4,8 \frac{kNm}{m} = 8,3 \frac{kNm}{m}$$

**Totalt støttemomten:**

$$M_{støtte,2,0m} = -19,0 \frac{kNm}{m} - 4,8 \frac{kNm}{m} = -23,8 \frac{kNm}{m}$$

**Skjærkraft i støtte:**

$$V_{støtte,2,0m} = -19,0kN - 2,975kN = -21,975 \frac{kN}{m}$$

Skjærkraften for jevnt fordelt last kan reduseres til skjærkraften i avstand  $d$  fra støtte. Dette gjelder last fra bruplata og slitelag. ( $d=184$  mm)

$$V_{red} = q \cdot \frac{(a-d)}{a} + R_{rekkeverk} + R_{kantdrager} = -11,6 \frac{kN}{m} \quad (D.16)$$

### D.3 Egenlast i lengderetning

Egenlasten i lengderetning er regnet ut ved hjelp av Durchlaufträger: Einflußlinien, Momentenlinien, Schnittgrößen. Her brukes influenslinjer for å finne maksimalt moment og skjær i felt og over støtte. Støttmomentet regnes i akse 2 og feltmomentet mellom akse 1 og 2. Maksimal skjærkraft regnes i en avstand  $d$  fra støtte 2.

$$g_{egenvekt} = 119,15 kN/m$$

$$l_1 = 15m$$

#### Feltmoment mellom akse 1 og 2:

$$TW = 0,0772$$

$$M_{felt} = TW \cdot g_{egenvekt} \cdot l_1^2 = 2069,64 kNm$$

#### Støttmoment i akse 2:

$$TW = -0,1071$$

$$M_{støtte} = TW \cdot g_{egenvekt} \cdot l_1^2 = -2871,22 kNm$$

Skjærkraft i avstand  $d'$  fra støtte i akse 2.

$$TW = -0,6071$$

$$V_{egenlast} = TW \cdot g_{egenvekt} \cdot l_1 = -1085 kN$$

### D.4 Trafikklast i lengderetning

Trafikklast i lengderetning er regnet ved bruk av samme metode som for egenlasten i lengderetning.

#### Feltmoment mellom akse 1 og 2

Vogntoglast,  $V = 33,33kN$

Aksellast,  $A = 40kN$

$$l_1 = 15m$$

Momentbidrag fra vogntoglast

$$TW_V = -0,0937$$

$$V_V = TW_V \cdot V \cdot l_1 = -702,7kNm$$

Momentbidrag fra aksellast:

$$TW_A = -0,2047$$

$$M_A = TW_A \cdot A \cdot l_1 = -122,8kNm$$

$$M_{trafikk, felt} = M_V + M_A = -825,5kNm$$

### **støttemoment i akse 2:**

Vogntoglast,  $V = 25,25kN$

Jevnt fordelt trafikklaster,  $p_1 = 6kN/m$

Jevnt fordelt trafikklaster  $p_2 = 6kN/m$

Aksellast,  $A = 40kN$

$$l_1 = 15m$$

Momentbidrag fra vogntoglast

$$TW_V = -0,8426$$

$$M_V = TW_V \cdot V \cdot l_1 = -319,1kNm$$

Momentbidrag fra jevnt fordelt trafikklaster

$$TW_{p1} = -0,0670$$

$$M_{p1} = TW_{p1} \cdot p \cdot l_1^2 = -90,45kNm$$

$$TW_{p2} = -0,0491$$

$$M_{p2} = TW_{p2} \cdot p \cdot l_1^2 = -66,3kNm$$

Momentbidrag fra aksellast:

$$TW_A = -0,0900$$

$$M_A = TW_A \cdot A \cdot l_1 = -54kNm$$

$$M_{trafikk, støtte} = M_V + M_{p1} + M_p + M_A = -529,8kN$$

**Skjærkraft i avstand d fra støtte i akse 2:**

$$Vogntoglast, V = 33,33kN/m$$

$$Jevntfordelttrafikklast, p = 6kN/m$$

$$Aksellast, A = 40kN$$

$$l_1 = 15m$$

Skjærbidrag fra aksellast:

$$TW_A = -0,9458$$

$$V_A = TW_A \cdot A \cdot l_1 = -37,8kN$$

Skjærbidrag fra vogntoglast

$$TW_V = -0,5670$$

$$V_V = TW_V \cdot V \cdot l_1 = -283,5kN$$

Skjærbidrag fra jevnt fordelt trafikklast

$$TW_p = -0,0491$$

$$V_p = TW_p \cdot p \cdot l_1 = -4,419kN$$

Total skjærkraft fra trafikklast:

$$V_{trafikk} = V_A + V_V + V_p = -325,8kN$$