

# Dimensjonering av betongbruer i bruksgrensetilstand

Evaluering av beregningsgrunnlaget i  
Eurokode-systemet og norsk praksis

**Synne Aasrum Midtgarden**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: desember 2015

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Medveileder: Håvard Johansen, Statens vegvesen  
Erik Løhre Grimsmo, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 18.12.15	ANTALL SIDER: 129 + 24 sider vedlegg
------------------------------------	-------------------	---

TITTEL:

**Dimensjonering av betongbruer i bruksgrensetilstand**

Evaluering av beregningsgrunnlaget i Eurocode-systemet og norsk praksis

**Design of Concrete Bridges in the Serviceability Limit State**

Evaluation of the Calculation Basis in the Eurocode and Norwegian Practice

UTFØRT AV:

Synne Aasrum Midtgarden



SAMMENDRAG:

Bruksgrensedimensjonering er et viktig tema i BIA-prosjektet «DACS - Durability advanced concrete structures» (Kvæerner, Multiconsult, SVV). I den sammenheng er det blitt utført beregninger i bruksgrensetilstanden av en slakkarmert bru i betong i denne oppgaven. Brua var utført som en massiv tre spenns platebru, med en total lengde på 38,3 m. Brua hadde et hovedspenn på 16,3 m og var understøttet av to betongsøyler i hver akse, samt to sidespenn på 11 m.

Formålet med denne oppgaven er å evaluere beregningsgrunnlaget for betongkonstruksjoner i dagens eurokoderegelverk i bruksgrensetilstanden. Evalueringen blir gjort ved å sammenligne oppførsel og målinger fra et belastningsforsøk på Smedstua bru, med beregninger etter nåtidens regelverk. I tillegg er det utført et litteraturstudium om bruksgrensedimensjonering av betongkonstruksjoner, og om skallteori for armerte betongelementer.

Modellering og analyse ble utført i elementprogrammet Abaqus/CAE. Det ble benyttet skallelementer i modellen. Skivekreftene fra Abaqusmodellen ble analysert med skallprogrammet BABE v1.0. På grunn av avvik i skallresultatene ble det valgt å gå videre med spenningene som ble beregnet i Mathcad i henhold til lærebokmaterialet til Sørensen i stedet.

Spenningsbegrensningen i EK2 konkluderte med at tverrsnittet vil risse opp på strekksiden i hovedfeltet og over søylene. Resultatet samsvarte med observasjonene i forsøket. Momentet fra egenvekten alene var 345 kNm i hovedfeltet, mens tverrsnittet vil risse opp ved 283 kNm i samme snitt ifølge beregningene. Spenningsbegrensningene ble oppfylt for samtlige snitt, sett bort ifra trykkspenningen i søylesnittet. Rissavstand- og rissviddebegrensningene var tilfredsstillende for samtlige snitt, samt minimums armeringsmengde for rissbegrensning. Sammenligningen mellom nedbøyningsresultatene i forsøket og skallmodellen ga tilfredsstillende resultater. Jevnt over lå de opptredende tøyningene i forsøket nærmere beregnet stadium I-stivhet enn stadium II-stivhet, tross et opprisset tverrsnitt.

Basert på analysen oppførte brua seg stivere under forsøket enn beregningene hentydet.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad (NTNU), Erik Løhre Grimsmo (NTNU), Håvard Johansen (Statens vegvesen)

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk





## Forord

Denne oppgaven er utarbeidet som avsluttende del av masterstudiet innen Bygg- og miljøteknikk ved Norges teknisk- naturvitenskapelige universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk i samarbeid med Statens vegvesen. Arbeidet med oppgaven ble utført høsten 2015 og tilsvarer 30 studiepoeng. Professor Terje Kanstad ved Institutt for konstruksjonsteknikk har vært hovedveileder, og medveileder har vært Håvard Johansen ved Vegdirektoratet. I tillegg har doktorgradsstipendiat ved nevnte institutt Erik Løhre Grimsmo, bidratt med god hjelp til bruk og forståelse av analyseprogrammet Abaqus/CAE.

Opgaven omhandler bruksgrenseberegning av Smedstua bru som ble bygget i Akershus i 1989, men som senere ble revet. Det ble utført et belastningsforsøk på brua, og resultatene fra forsøksrapporten ligger til grunn for denne oppgaven. Hensikten med denne avhandlingen er å evaluere beregningsgrunnlaget for betongkonstruksjoner med dagens eurokoderegelverk i bruksgrensetilstanden. Evalueringen av bruksgrensedimensjonering er av interesse for BIA-prosjektet DACS. Evalueringen blir gjort ved å sammenligne bruas oppførsel og målingsresultater fra forsøket, med beregninger etter nåværende regelverk.

Jeg vil rette en stor takk til professor Terje Kanstad, for motivasjon og faglige diskusjoner gjennom semesteret. Veiledningen har bidratt til at kunnskapen som har blitt opparbeidet gjennom studiet har blitt knyttet sammen, og dermed skapt en dypere forståelse for faget. Jeg ønsker i like måte å takke medveileder Håvard Johansen, samt Erik Løhre Grimsmo for hans tålmodighet og alltid tilgjengelige veiledning i Abaqus. Til slutt vil jeg takke medstudenter ved studiet for faglige samtaler og bidrag til en meget hyggelig studiehverdag.

Trondheim, 18. desember 2015

*Synne Aasrum Midtgarden*

-----  
Synne Aasrum Midtgarden



## Sammendrag

Bruksgrensedimensjonering er et viktig tema i BIA-prosjektet «DACS - Durability advanced concrete structures» (Kværner, Multiconsult, SVV). I den sammenheng er det blitt utført beregninger i bruksgrensetilstanden av en slakkarmert bru i betong i denne oppgaven. Brua var utført som en massiv tre spenns platebru, med en total lengde på 38,3 m. Brua hadde et hovedspenn på 16,3 m og var understøttet av to betongsøyler i hver akse, samt to sidespenn på 11 m.

Formålet med denne oppgaven er å evaluere beregningsgrunnlaget for betongkonstruksjoner i dagens eurokoderegelverk i bruksgrensetilstanden. Evalueringen blir gjort ved å sammenligne oppførsel og målinger fra belastningsforsøket på Smedstua bru, med beregninger etter nåtidens regelverk. I tillegg er det utført et litteraturstudium om bruksgrensedimensjonering av betongkonstruksjoner, og om skallteori for armerte betongelementer.

Modellering og analyse ble utført i elementprogrammet Abaqus/CAE. Det ble benyttet skallelementer i modellen. Skivekreftene fra Abaqusmodellen ble analysert med skallprogrammet BABE v1.0. På grunn av avvik i skallresultatene ble det valgt å gå videre med spenningene som ble beregnet i Mathcad i henhold til lærebokmaterialet til Sørensen i stedet.

Spenningsbegrensningen i EK2 konkluderte med at tverrsnittet vil risse opp på strekksiden i hovedfeltet og over søylene. Resultatet samsvarer med observasjonene i forsøket. Momentet fra egenvekten alene var 345 kNm i hovedfeltet, mens tverrsnittet vil risse opp ved 283 kNm i samme snitt ifølge beregningene. Spenningsbegrensningene ble oppfylt for samtlige snitt, sett bort ifra trykkspenningen i søylesnittet. Rissavstand- og rissviddebegrensningene var tilfredsstillende for samtlige snitt, samt minimums armeringsmengde for rissbegrensning. Sammenligningen mellom nedbøyningsresultatene i forsøket og skallmodellen ga tilfredsstillende resultater. Jevnt over lå de opptredende tøyningene i forsøket nærmere beregnet stadium I-stivhet enn stadium II-stivhet, tross et opprisset tverrsnitt.

Basert på analysen oppførte brua seg stivere under forsøket enn beregningene hentydet.



## Abstract

Serviceability limit state design is an important issue for the BIA project DACS - Durability advanced concrete structures (Kværner, Multiconsult, SVV). In that context calculations regarding serviceability limit state of a concrete bridge has been conducted for this thesis. The bridge was carried out as a massive three span plate bridge, with a total length of 38,3 m. The main span had a length of 16,3 m supported by two concrete pillars in each axis, in addition to two side spans of 11 m.

The objective of this thesis is to evaluate the calculation methods for concrete structures according to current regulations in the Eurocode for the serviceability limit state. The evaluation is done by comparing the results from a test loading of Smedstua bru, with design according to the Eurocode. Thus a literary study was carried out concerning design in serviceability limit state, and shell theory for reinforced concrete elements.

Modelling was performed in the finite element analysis program Abaqus/CAE. Shell elements was chosen for the model. The membrane forces were analyzed with the shell program BABE v1.0. Discrepancies in the program results led to a decision to proceed with the stress calculation in Mathcad based on the textbook material by Sørensen instead.

According to the stress limitations in EC2 the cross section will crack in tension in the main span and over the pillars. The results matched the observations from the experiment. Bending moment from self-weight alone in the mid span was 345 kNm, while cracks will occur at 283 kNm according to the calculations. Stress limitations were fulfilled. Crack spacing and crack width regulations were satisfied, as well as minimum reinforcement amounts to limit cracks. The comparison between the deflection results from the experiment and the shell element model gave satisfactory results. The measured strains from the experiment were more closely related to the calculated stage I stiffness than the stage II stiffness, despite having a cracked cross section.

The bridge had stiffer behavior during the experiment than the calculation alluded.



## Innholdsfortegnelse

Forord .....	1
Sammendrag.....	3
Abstract .....	5
Innholdsfortegnelse.....	7
Figurliste .....	9
Tabelliste.....	13
Indeksliste .....	15
2 Innledning.....	21
2.1 Målsetting.....	21
2.2 Metode.....	21
2.3 Regelverk og analyseprogram .....	22
3 Bakgrunn.....	24
3.1 Forsøket på Smedstua bru.....	24
3.2 Beregningsgrunnlag .....	29
3.3 Aktuelle krav i regelverk .....	39
4 Aktuelle laster i SLS og i forsøket.....	43
4.1 Generelt .....	43
4.2 Egenlast .....	43
4.3 Kryp.....	44
4.4 Svinn.....	47
4.5 Trafikklast fra forsøket .....	52
4.6 Trafikklast i henhold til EK1-2 .....	54
5 Modelling i Abaqus.....	61
5.1 Om Abaqus.....	61
5.2 Modell.....	65
5.3 Analyse .....	68

5.4	Resultater .....	69
5.5	Verifikasjon av modell .....	70
6	Lastkombinering i SLS .....	73
6.1	Aktuelle lastkombinasjoner.....	73
7	Kapasitetskontroll i SLS.....	76
7.1	Dimensjonerende snitt .....	76
7.2	Dimensjonerende opptredende skallkrefter .....	76
7.3	Spenningsresultat.....	78
7.4	Spenningsbegrensning .....	79
7.5	Rissviddekontroll .....	90
7.6	Oppsummering av bruksgrensetilstanden.....	103
8	Forsøksresultater .....	105
8.1	Generelt .....	105
8.2	Målt nedbøyning.....	105
8.3	Tøyningmåling .....	107
8.4	Rissobservasjoner.....	109
9	Sammenligning av resultater .....	111
9.1	Nedbøyning.....	111
9.2	Tøyninger .....	114
9.3	Rissvidder .....	117
9.4	Diskusjon .....	119
10	Konklusjon .....	121
10.1	Forslag til videre arbeid .....	123
11	Referanser .....	125
12	Vedlegg .....	127



## Figurliste

Figur 1: Plassering av belastning fra kjøretøy for bruksgrensetesting....	25
Figur 2: Plassering av belastning fra gruskasse for bruddgrensetesting..	25
Figur 3: Bruddresultat .....	26
Figur 4: Oppriss av Smedstua bru med aksemerking .....	26
Figur 5: Tverrsnitt av Smedstua bru.....	27
Figur 6: Plantegning av Smedstua bru .....	27
Figur 7: Statisk system med akseinndeling.....	28
Figur 8: Forenklet tverrsnitt.....	28
Figur 9: Betongtverrsnitt i stadium I [12].....	30
Figur 10: Betongtverrsnitt i stadium II [12]. .....	30
Figur 11: Indre lastvirkninger i en plate [16] .....	31
Figur 12: Indre lastvirkninger i et skallelement [13].....	32
Figur 13: Spenninger i et skallelement [13].....	33
Figur 14: Sandwichmodellen [13]. .....	34
Figur 15: Lagtykkelse og indre momentarmer [13]. .....	35
Figur 16: Definisjon av parametre for rissviddeberegning. A) Nivå for armeringens tyngdepunkt. B) Effektivt areal av strekksonen.	41
Figur 17: Plassering av kjøretøy i bruksgrensetilstanden .....	52
Figur 18: Plassering av dumpere og lastebiler. Mål i meter. ....	52
Figur 19: Definisjon av teoretiske kjørebane for Smedstua bru.....	54
Figur 20: Plassering av lastmodell 1 [5] .....	56
Figur 21: Plassering av lastmodell 2 [5] .....	57
Figur 22: Karakteristisk jevnt fordelt last på gangbane etter EK1-2 [5]	58
Figur 23: Vanlige elementtyper i Abaqus [21] .....	62
Figur 24: Geometri for et skallelement med 8 noder [21].....	63
Figur 25: Lokale overflateretninger i Abaqus [21].....	64
Figur 26: Skallmodell av brudekket i Abaqus med synlig skalltykkelse .	65
Figur 27: Brutverrsnitt med omriss av søyler. Mål i mm. ....	66
Figur 28: Søyler på Smedstua bru. ....	67
Figur 29: Nærbilde av søyleopplegg med to neoprene blokklager.....	67
Figur 30: Plassering av søyleopplegg for akse 2 og 4 i Abaqus.....	67
Figur 31: Modell med valgt mesh. ....	68
Figur 32: Konturplott fra egenvektanalyse for bøyemoment om y-aksen [Nm]. .....	69

Figur 33: Skalert momentdiagram fra Focus Konstruksjon for egenlasten .....	70
Figur 34: Omtrentlig plassering og nummerering av målepunkter for midtsnittet i Abaqus.....	71
Figur 35: Sammenligning mellom Focus og Abaqus av $M_{yy}$ over tverrsnittet i hovedmidtfeltet [kNm].....	71
Figur 36: Sammenligning mellom Focus og Abaqus av $M_{yy}$ over tverrsnittet i akse 2 [kNm].....	72
Figur 37: Dimensjonerende snitt i lengderetningen.....	76
Figur 38: Definisjon av skallresultanter for Sandwichmodellen [13] .....	77
Figur 39: Måling av nedbøyning til kantbjelken på sydsiden .....	105
Figur 40: Nedbøyning fra lasttrinn 1 for gangbane- og kjørebanesiden. .....	106
Figur 41: Nedbøyning fra lasttrinn 2 for gangbane- og kjørebanesiden. .....	106
Figur 42: Strekkklapper festet til lengde- og tverrarmeringen i brudekket. .....	107
Figur 43: Plassering av strekkklapper for overkant akse 2 [9] .....	108
Figur 44: Plassering av strekkklapper i underkant midtfelt [9] .....	108
Figur 45: Riss som hadde oppstått før forsøket i underkant. Senteravstanden var 150 mm, altså lik avstanden på tverrarmeringen. ....	109
Figur 46: Obsertverte rissmønster i a) underkant og b) overkant [9]...	110
Figur 47: Konturplott for nedbøyning på grunn av Lasttrinn 2 i Abaqus [m].....	111
Figur 48: Nedbøyning for lasttrinn 1 for gangbaneflens .....	112
Figur 49: Nedbøyning for lasttrinn 1 for kjørebanelens .....	112
Figur 50: Nedbøyning for lasttrinn 2 for gangbaneflens .....	113
Figur 51: Nedbøyning for lasttrinn 2 for kjørebanelens .....	113
Figur 52: Tøyningsresultater, overkant hovedmidtfelt. ....	115
Figur 53: Tøyningsresultater, underkant hovedmidtfelt. ....	115
Figur 54: Tøyningsresultater, overkant over søyle.....	116
Figur 55: Tøyningsresultater, underkant over søyle. ....	116
Figur 56: Konturplott for $m_{xy}$ for egenlasttilfellet.....	123
Figur 57: Konturplott fra egenvektanalyse for bøyemoment om y-aksen [Nm]. ....	129

Figur 58: Konturplott fra trafikklast, lasttrinn 1, for bøyemoment om y-aksen [Nm].....	129
Figur 59: Konturplott fra trafikklast, lasttrinn 2, for bøyemoment om y-aksen [Nm].....	129
Figur 60: Konturplott fra egenlastanalysen for aksialkraft i lengderetningen [N].....	130
Figur 61: Konturplott fra trafikklast, lasttrinn 1, for aksialkraft i lengderetningen [N].....	130
Figur 62: Konturplott fra trafikklast, lasttrinn 2, for aksialkraft i lengderetningen [N].....	130



## Tabelliste

Tabell 1: Materialparametere og -faktorer for betong.....	37
Tabell 2: Materialparametere og -faktorer for stål.....	37
Tabell 3: Prosjektert overdekning og beregnet overdekning med dagens regelverk.....	38
Tabell 4: Rissviddebegrensning [6].....	42
Tabell 5: Tyngden av kjøretøy i ulike lasttrinn.....	53
Tabell 6: Lastfordeling på kjørebane, LM1.....	56
Tabell 7: Samtidige grupper av trafikklaster etter EK1-2 [5].....	59
Tabell 8: Sammenligning mellom karakteristisk trafikklaster i midtfeltet fra nåtidens og datidens regelverk, og lasttilfellet fra forsøket. ....	60
Tabell 9: Inputenheter i Abaqus .....	62
Tabell 10: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden [2] .....	74
Tabell 11: Dimensjonerende resultanter fra Abaqus (karakteristisk lastkombinasjon).....	77
Tabell 12: Oppsummering av spenningbegrensning, SLS.....	103
Tabell 13: Oppsummering av rissviddebegrensning, SLS .....	104
Tabell 14: Resultatet av nedbøyning for hovedmidtfeltet fra forsøk og analyse, LT1. ....	112
Tabell 15: Resultatet av nedbøyning for hovedmidtfeltet fra forsøk og analyse, LT2. ....	114
Tabell 16: Observerte økte rissvidder i forsøket .....	117
Tabell 17: Beregnede rissvidder og rissviddebegrensning, tilnærmet permanent last. ....	117
Tabell 18: Beregnet rissavstand og målte rissavstander i forsøket .....	118
Tabell 19: Rissmoment og moment fra egenlast .....	118



## Indeksliste

### Latinske store bokstaver

$A_c$	Betongens tverrsnittsareal
$A_{c,eff}$	Effektivt betongareal for strekksonen
$A_{ct}$	Betongareal i strekksonen
$A_s$	Slakkarmeringens tverrsnittsareal
$A'_s$	Slakkarmeringens tverrsnittsareal i trykksonen
$A_{s,min}$	Minimum armeringsmengde
$C_{Rd,c}$	Faktor som tar hensyn til tilslagstørrelse og materialfaktor
$E_c$	Elastisitetsmodul til betong
$E_{cm}$	Sekantmodul for betong
$G$	Permanent lastpåvirkning
$G_{k,j}$	Karakteristisk verdi for permanent last
$G_{k,j, sup} / G_{k,j, sup}$	Øvre/nedre karakteristisk verdi for permanent last
$I$	Betongens andre arealmoment
$I_{c1}$	Betongens arealtreghetsmoment i stadium I
$I_{s1}$	Armeringens arealtreghetsmoment i stadium I
$L$	Bruas lengde
$M_{cr}$	Rissmoment
$M_{Ed}$	Dimensjonerende verdi for bøyemoment
$M_{Rd}$	Momentkapasitet
$N_{Ed}$	Dimensjonerende verdi for aksialkraft
$P$	Forspenningskraft
$Q$	Variabel lastpåvirkning
$Q_{fwk}$	Konsentrert last på gangbane
$Q_{ik}$	Akslingslast for teoretiske kjørebane
$Q_k$	Karakteristisk verdi for en enkel variabel påvirkning
$Q_{k1}$	Karakteristisk verdi for dominerende variabel påvirkning
$Q_{k,i}$	Karakteristisk verdi for øvrig variabel påvirkning
$Q_{lk}$	Bremse- og akselerasjonskrefter
$RH_0$	Referanseluftfuktighet

RH	Omgivelsenes relative fuktighet i %
S	Strekkresultant i tverrsnittet
$T_c$	Trykkresultant i tverrsnittet
$V_{Ed}$	Dimensjonerende verdi for skjærkraft

### Latinske små bokstaver

$a_e$	Elastisitetsmodulforhold
b	Tverrsnittsbredde
$\Delta C_{dev}$	Overdekningstillegg med hensyn til avvik
$\Delta C_{dur,\gamma}$	Overdekningstillegg med hensyn til sikkerhet
$C_{min}$	Minste overdekning
$C_{min,b}$	Minste overdekning med hensyn til heft
$C_{min,dur}$	Minste overdekning med hensyn til miljøpåvirkninger
$C_{min,dur,\gamma}$	Tillegg med hensyn til sikkerhet
$C_{nom}$	Nominell overdekning
$C_i$	Overdekning i nedre skivelag
$C_s$	Overdekning i øvre skivelag
d	Effektiv tverrsnittshøyde
$d_i$	Effektiv tverrsnittshøyde til nedre skivelag
$d_s$	Effektiv tverrsnittshøyde til øvre skivelag
e	Eksentrisitet
$f_{cd}$	Dimensjonerende betongtrykkfasthet
$f_{cd}$	Karakteristisk sylindetrykkfasthet etter 28 døgn for betongen
$f_{cm}$	Midlere sylindetrykkfasthet for betongen
$f_{ctd}$	Dimensjonerende betongtrekkfasthet
$f_{ctk,0.05}$	Karakteristisk sylindrestrekkfasthet
$f_{ct,eff}$	Middelverdi for betongtrekkfastheten ved første opprissing
$f_{ctm}$	Midlere aksialtrekkfasthet for betongen
$f_{yd}$	Slakkarmeringens dimensjonerende flytegrense
$f_{yk}$	Slakkarmeringens karakteristiske flytegrense
$h_0$	Effektiv tverrsnittshøyde til konstruksjonsdel
h	Tverrsnittshøyde
$k_c$	Faktor



$k_i$	Koeffisient/faktor
$k_h$	Koeffisient avhengig av $h_0$
$Q_{fk}$	Jevnt fordelt last på gangbane
$Q_{ik}$	Karakteristisk jevnt fordelt trafikklast for teoretiske kjørebane
$Q_{rk}$	Karakteristisk jevnt fordelt trafikklast for resterende område.
$s$	Senteravstand til armeringen
$s_{r,max}$	maksimal rissavstand
$t$	Tid
$t_i$	Tykkelse nedre skivelag
$t_s$	Tykkelse øvre skivelag
$t_0$	Betongens alder ved belastning
$v_0$	Hovedskjærkraft i et skallelement
$w_1$	Bredde til teoretisk kjørebane
$w$	Føringsavstand for trafikklast
$w_k$	Beregningsmessig rissvidde
$w_{max}$	Grenseverdi for beregningsmessig rissvidde
$x$	Trykksonehøyde
$x, y, z$	Koordinater
$z$	Tverrsnittets indre momentarm

### Små greske bokstaver

$\alpha$	Faktor for trykksonehøyden
$\alpha_{Qi}$	Korreksjonsfaktor for trafikklast (punktlast)
$\alpha_{qi}$	Korreksjonsfaktor for trafikklast (jevnt fordelt last)
$\alpha_{Qr}$	Korreksjonsfaktor for trafikklast (restområde)
$\beta_{as,t}$	Faktor med hensyn til betraktningstidspunkt for autogent svinn
$\beta_c(t, t_0)$	Faktor som beskriver kryputvikling i betongen ved tidspunkt $t$
$\beta_{cc}(t)$	Koeffisient avhengig av betongens alder $t$
$\beta_{ds}(t, t_s)$	Faktor som beskriver svinnutviklingen i betongen ved tidspunkt $t$
$\beta_H$	Faktor som tar hensyn til $RH$ og $h_0$

$\beta_{t0}$	Faktor med hensyn til påvirkningen av $t_0$ på normert kryptall
$\beta_{RH}$	Faktor med hensyn til RH for nominell svinntøyning
$\gamma$	Partialfaktor
$\gamma_G$	Partialfaktor for permanente laster
$\gamma_{G,j}$	Partialfaktor for permanent påvirkning
$\gamma_{gj,sup}/\gamma_{gj,inf}$	Partialfaktor for permanent påvirkning ved øvre/nedre dimensjonerende verdier
$\gamma_m$	Partialfaktor for materialegenskaper
$\gamma_q/\gamma_Q$	Partialfaktor for variable påvirkninger
$\varepsilon$	Tøyning
$\varepsilon_{ca}$	Autogent svinn
$\varepsilon_{cd,0}$	Nominelt uhindret uttørkingssvinn
$\varepsilon_{cd}$	Uttørkingssvinn
$\varepsilon_{cm}$	Midlere betongtøyning
$\varepsilon_{sm}$	Midlere armeringstøyning
$\varepsilon_{cs}$	Total svinntøyning
$\varepsilon_{cu}$	Tøyningsgrense for trykk i betong
$\zeta$	Fordelingskoeffisient
$\eta$	Elastisitetsmodulforhold
$\theta$	Vinkel
$\kappa$	Krumning
$\nu$	Tverrkontraksjonstallet
$\xi$	Reduksjonsfaktor
$\rho$	Armeringsutnyttelsesforholdet
$\rho$	Densitet
$\rho_{p,eff}$	Armeringsforholdet mellom slakk- og spennarmering
$\sigma_c$	Trykkspenning i betongen
$\sigma_{Rd}$	Trykkapasitet
$\sigma_s$	Strekspenning i armeringen
$\tau$	Torsjonsskjærspenning
$\phi$	Diameter for armeringsstang
$\varphi_0$	Nominelt kryptall
$\varphi_0$	Vinkel, retning til hovedskjærkraft
$\varphi_{RH}$	Faktor med hensyn til RH

$\varphi(t,t_0)$	Kryptall ved alder $t$ , for belastning ved $t_0$
$\psi$	Kombinasjonsfaktor



## 2 Innledning

*Innledningen omhandler formålet med oppgaven og metoden som er benyttet for å nå målsettingen som er gitt. Til slutt presenteres relevante regelverk og anvendte analyseprogram.*

### 2.1 Målsetting

I et samarbeid mellom viktige aktører i bransjen er det tatt initiativ til forsknings- og utviklingsprosjektet DACS - «Durable advanced concrete structures». Prosjektet er et BIA-prosjekt, altså en brukerstyrt innovasjonsarena, som går over fire år (Kværner, Multiconsult, Concrete structures, Statens vegvesen, SINTEF og NTNU) [1]. En del av DACS har fokus på tidlig opprissing og rissberegninger i prosjektering. Beregningene i regelverket som brukes i dag er basert på forsøk i liten skala, og det ønskes å evaluere relevansen til regelverket for konstruksjoner i stor skala.

Formålet med denne oppgaven er å evaluere beregningsgrunnlaget i dagens eurokoderegelverk for betongkonstruksjoner i bruksgrensetilstanden. For å utføre en slik evaluering av beregningsgrunnlaget skal analyseresultater med bakgrunn i eurokoden sammenlignes med forsøksresultatene fra belastningsforsøket på Smedstua bru. Fokuset i oppgaven er stivhetsresultatene fra tøyningmålingene og rissobservasjoner fra forsøket.

### 2.2 Metode

Denne avhandlingen tar utgangspunkt i Smedstua bru fra 1989, en overgangsbru over tidligere E6 i Akershus. Smedstua bru ble revet i 1996 da europaveien skulle oppgraderes. Før brua skulle rives ble det utført et belastningsforsøk av Veglaboratoriet og Bruavdelingen til Vegdirektoratet i samarbeid med NTNU, i brudd- og bruksgrensetilstand. Hensikten med forsøket var å verifisere datidens beregningsgrunnlag for den aktuelle brutypen.

Brua blir modellert og analysert i elementanalyseprogrammet Abaqus/CAE, med skallelementer. Analysen blir gjort i henhold til regelverket i håndbok N400 fra Statens vegvesen og aktuelle eurokoder. Modellen blir verifisert med Focus Konstruksjon. I tillegg blir skivekreftene fra Abaqus behandlet i skallelementprogrammet BABE v1.0. Håndberegningene føres i beregningsprogrammet PTC Mathcad Prime 3.1.

Oppgaven innledes med en beskrivelse av forsøket som ble utført på Smedstua bru. Videre følger et studie av teorien som ligger til grunn for beregning i bruksgrensetilstanden, samt en gjennomgang av skallteori og beregningsmetoder for skallelementer i armert betong.

De aktuelle lastene for forsøket, trafikklast i to trinn og egenlast, påføres skallmodellen i elementanalyseprogrammet. Det blir også sett på effekten av deformasjonslastene kryp og svinn. Beregningene tar utgangspunkt i et skallelement med en meters bredde og lengde, for to kritiske snitt: et snitt over en av søylene og et snitt i hovedmidtfeltet. Skivekreftene behandles med skallteori for å bestemme de opptredende spenningene i tverrsnittet som ligger til grunn for kapasitetskontrollen.

Avslutningsvis presenteres resultatene fra belastningsforsøket, som videre settes opp mot resultatet fra analysen. Resultatene fra sammenligningen av analysen og forsøksresultatene drøftes, og begrunnelser for avvik diskuteres.

### 2.3 Regelverk og analyseprogram

De relevante regelverk og analyseprogram som ligger til grunn for denne avhandlingen er angitt nedenfor. Ved referering til dokumentene gjennom oppgaven brukes benevnningen som er gitt i parentes.

Standarder:

- NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010:  
Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (EK0).  
Med endringsblad A1:2005. [2]
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008:

- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger (EK1-1-1). [3]
- NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008:  
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning (EK1-1-5) [4]
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010:  
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer (EK1-2) [5]
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008:  
Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger (EK2-1-1) [6]
- NS-EN 1992-2:2005+NA:2010:  
Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer (EK2-2) [7]

#### Håndbøker:

- Statens vegvesens Håndbok N400: Bruprosjektering (Håndbok N400) [8]

#### Programverktøy:

- Abaqus/CAE @Dassault Systèmes (Abaqus)
- Focus Konstruksjon @Focus Software AS (Focus)
- Beregningsprogram for Armerte Betongkonstruksjoner v1.0 @Hanssen&Brekke (BABE v1.0)
- Mathcad Prime 3.1 @PTC 2015 (Mathcad)

### 3 Bakgrunn

*Brua som ligger til grunn for beregningene og analysen i denne avhandlingen er Smedstua bru som lå i Akershus. I dette kapittelet vil bakgrunnen for forsøket som ble utført på brua bli presentert, samt bruas geometri. Videre følger et delkapittel om teorigrunnlaget som blir brukt videre i oppgaven. Teoridelen omhandler bakgrunnsteori for bruksgrenseberegninger og skallmodeller i betong. Avslutningsvis angis aktuelle krav i regelverket for dimensjonering i bruksgrensetilstanden.*

#### 3.1 Forsøket på Smedstua bru

Smedstua bru ble bygget i 1989, og prosjektert i henhold til datidens regelverk; NS 3473 fra 1973. Brua var en overgangsbru over E6 like nord for Jessheim, men ble revet i 1996 på grunn av planlagt oppgradering og utvidelse av europaveien [9].

Det ble inngått et samarbeid mellom Veglaboratoriet og Bruavdelingen til Vegdirektoratet, og NTNU på initiativ fra prosjektets byggeleder fra Statens vegvesen før rivningen. Hensikten med samarbeidet var å planlegge og utføre en prøvebelastning av brua i et forsøk på å verifisere beregningsgrunnlaget for denne typen bruer.

I forberedelsen til forsøket ble brua kontrollmålt i lengde- og tverretningen. Resultatet ga nøyaktig likt mål som på tegningene for både lengderetningen målt mellom aksene og kjørebanelen i tverretningen.

På forhånd utførte Terje Kanstad ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU, relevante konstruksjonstekniske beregninger av Smedstua bru i henhold til NS 3473, 4. (1992) og 5. utgave (1998), og Statens vegvesens håndbøker. I tillegg til rissobservasjoner og nedbøyingsmålinger, ble brua instrumentert med strekkklapper og optiske fibre for å dokumentere resultatene under forsøket.

Før rivning ble brua prøvebelastet i både bruks- og bruddgrensetilstanden. I bruksgrensetilstanden ble brua belastet med dumpere og lastebiler i



to trinn. I lasttrinn 2 tilsvarte belastningen omtrent 101 % av trafikklast etter håndbok 184. I bruddgrensetilstanden ble brua belastet med en forskalingskasse fylt med grus i midtspennet, samtidig som endeopplagene ble fastholdt.



Figur 1: Plassering av belastning fra kjøretøy for bruksgrensetesting



Figur 2: Plassering av belastning fra gruskasse for bruddgrensetesting

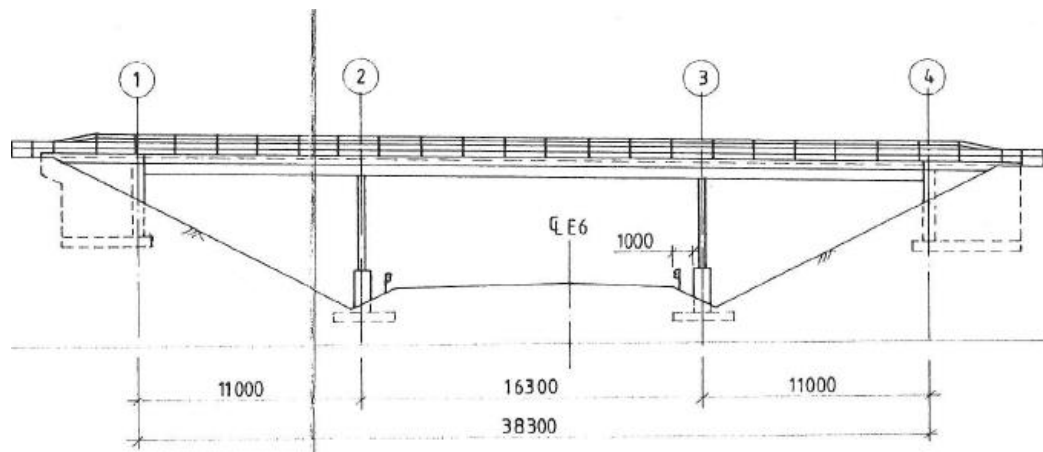
I et forsøk på å laste brua til brudd ble det plassert ut to dumperer som stod med bakhjulene på endeoppleggene, for å forhindre at brubanen løftet seg fra landkarene. Til slutt ble dumperne fjernet og brua knakk i  $\frac{1}{4}$ -punktet i hovedspennet slik man ser på Figur 3.



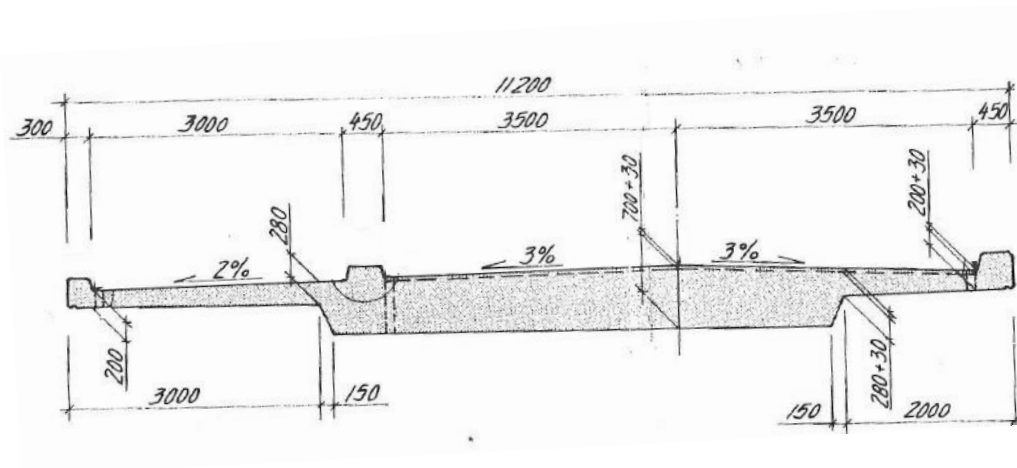
Figur 3: Bruddresultat

### 3.1.1. Geometri

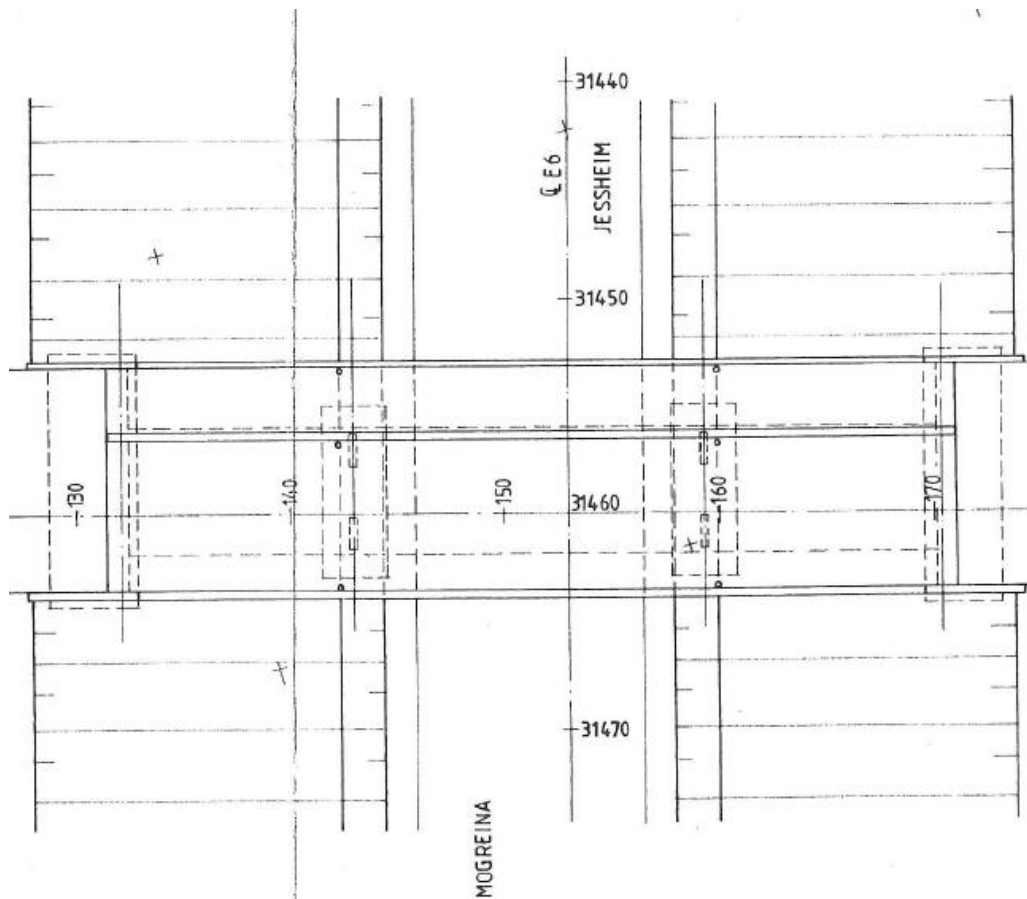
Smedstua bru var en tre spenns platebru med slakkarmert betong, med to kjørebane, samt en gangbane. Midtspennet på brua var 16,3 m, i tillegg til to mindre sidespenn på 11 m [10]. Bruplata hadde ikke konstant tykkelse, men varierte med tverrfallet. Dessuten hadde bruplata utkragere. Brua var fritt opplagt på landkar og søyler. I tillegg var brua forhindret fra horisontal forskyvning ved fastlager i akse 4. Alle fundamenter stod på løsmasser, og frie opplagre var neoprenlagre.



Figur 4: Oppriss av Smedstua bru med aksemerking

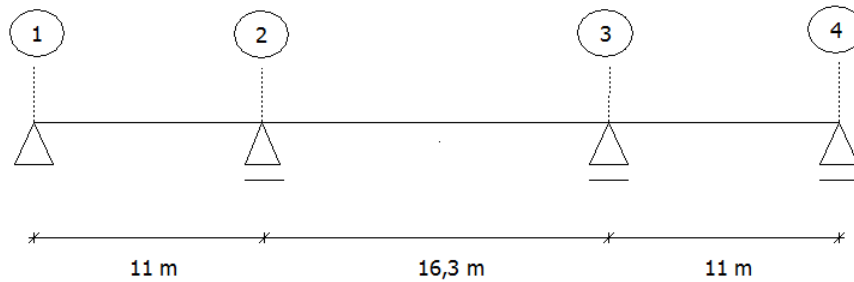


Figur 5: Tverrsnitt av Smedstua bru



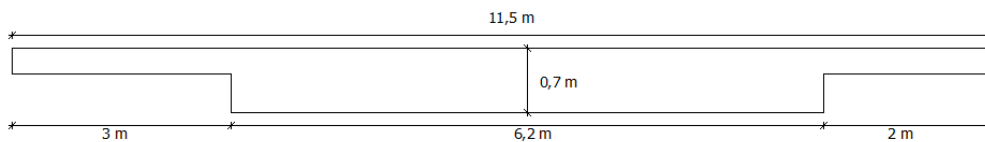
Figur 6: Plantegning av Smedstua bru

Landkaret i akse 1 skulle forhindre bevegelse i lengderetningen, mens alle andre opplagre var frie opplegg. Brua ble modellert med fastholdt lager i akse 1 og lagre med mulighet for horisontalforskyvning i akse 2, 3 og 4, slik det er vist på Figur 7.



Figur 7: Statisk system med akseinndeling

Brutverrsnittet hadde en bredde på totalt 11,2 m og maksimal tykkelse på 700 mm målt i midten av kassetverrsnittet. Tykkelsen til flensene til brubanen var varierende, men antas konstant i denne avhandlingen. For tverrsnittet ble det benyttet et noe forenklet tverrsnitt slik det er illustrert i Figur 8.



Figur 8: Forenklet tverrsnitt

Vegbanen bestod av to kjørefelt med bredde 3,5 m, og gangbanen hadde en bredde på 3 m. Det var i tillegg oppført rekkverk langs sidekantene av brua, og mellom kjørebane og gangbane. Rekkverk og guard-rail ble derimot fjernet for å kunne utnytte hele brudekke under forsøket.

## 3.2 Beregningsgrunnlag

Her vil det gis en kort oversikt over informasjonen som ligger til grunn for de videre beregningene og analysen av Smedstua bru. Først kommer et kort studie av teorien som er relevant, før aktuelle materialegenskaper og bestandighetsgrunnlag blir presentert. De aktuelle materialene for brua er betong og slakkarmering.

### 3.2.1. Teorigrunnlag

Denne avhandlingen vil ha fokus på beregning i bruksgrensetilstanden. Dette delkapittelet vil derfor inneholde en gjennomgang av prinsippene bak. I tillegg blir det sett på skallteori for betongelementer, på grunnlag av bruk av skallelementer i elementanalysen.

#### Forutsetninger for bruksgrensetilstanden

En gensetilstand beskriver tilfellet hvor en konstruksjon ikke lenger klarer å oppfylle de aktuelle dimensjoneringskriteriene. Bruksgrensetilstanden (Serviceability Limit State, SLS) til en konstruksjon beskriver krav til funksjonsdyktighet eller bestandighet, for hele brukstiden, ved normale lastsituasjoner. Grensek kontrollene i eurokoden ser på faren for overskridelse av forskyvninger, spenninger og rissvidder.

I bruksgrensetilstanden ligger det i hovedsak tre antagelser til grunn for beregningsmodellen. Det antas at armeringsstålet og betong i trykksonen har lineær elastisk oppførsel etter Hookes lov, altså:

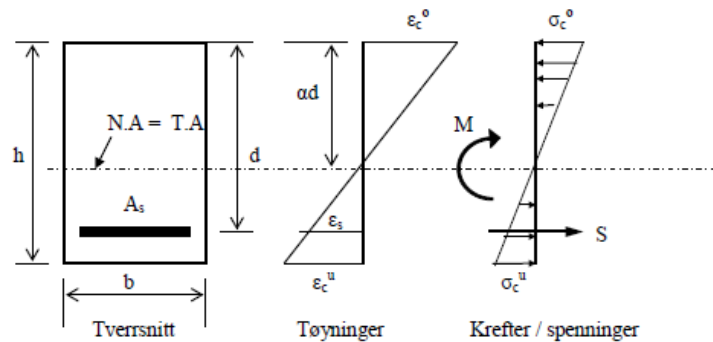
$$\sigma_c = E_{cm}\varepsilon_c \quad (1)$$

$$\sigma_s = E_s\varepsilon_s \quad (2)$$

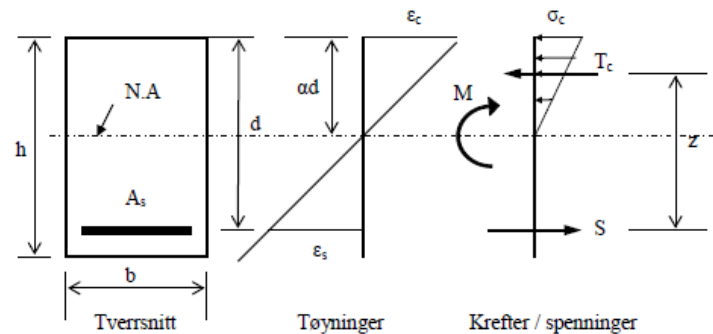
Videre forutsettes det at betongen blir spenningsløs i strekksonen ved opprissing. Til slutt antas det i henhold til Navier/Bernoullis hypotese at plane tverrsnitt forblir plane og normale under bøyning [11].

Et betongtverrsnitt har i bruksgrensetilstanden to tilstander, begge med lineære egenskaper:

- Stadium I: Uopprisset tverrsnitt.
- Stadium II: Opprisset tverrsnitt.



Figur 9: Betongtverrsnitt i stadium I [12].



Figur 10: Betongtverrsnitt i stadium II [12].

Det finnes i tillegg en tredje tilstand, men den beskriver oppførsel i bruddgrensetilstanden med ikke-lineære egenskaper, og vil ikke bli beskrevet nærmere i denne avhandlingen.

I stadium I forblir betongen uopprisset fordi betongens strekkfasthet er større enn strekkspenningene. Hvis strekkspenningene øker og overskrider strekkfastheten  $f_{ctm}$  vil det oppstå riss i betongen, og tverrsnittet må dermed klassifiseres som stadium II.

Slik det fremkommer av Figur 9 har et betongtverrsnitt i stadium I både strekk- og trykkapasitet. Det vil si at hele tverrsnittshøyden gir stivhet til

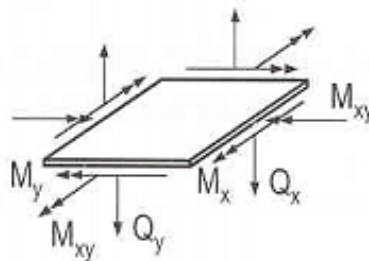
tverrsnittet. I tillegg er nøytralaksen sammenfallende med tyngdepunktsaksen [11]. Etter dannelse av riss i strekksonen, altså i stadium II, vil kun den delen av betongtverrsnittet som tar trykk bidra fordi strekksonen blir spenningsløs. Strekket blir følgelig tatt av armeringen.

## Skallteori

Konstruksjonskomponenter kan klassifiseres etter geometri og lasttilfelle. Et skall defineres som et element som tar både skive- og bøyekrefter [13], altså en blanding av plate og skive. En plate defineres som et konstruksjonselement med relativt større lengde og bredde enn tykkelse. En plate har belastning normalt på platens plan, i z-retning, i motsetning til en skive som har belastning i skiveplanet [14].

Tverrsnittet til Smedstua bru har en tykkelse på høyst 700 mm og en bredde på 11,2 m. Sidespennene har en lengde på 11 m, mens hovedfeltet har et spenn på 16,3 m. På grunnlag av at tykkelsen er såpass liten i forhold til de andre dimensjonene kan det konkluderes med at betingelsene for platemodellering er oppfylt for dette tilfellet.

Plateteori kan deles inn i flere ulike elastiske beregningsmodeller etter størrelsen på forholdet mellom tykkelsen og utstrekningen, og størrelsen på deformasjonene i platen [15]. Ved belastning vil det som regel oppstå krumning om x- og y-aksen, i tillegg til torsjonsvridning i plateplanet. Denne virkningen relateres til de indre lastvirkningene i platen;  $M_x$ ,  $M_y$  og  $M_{xy}$  [16].



Figur 11: Indre lastvirkninger i en plate [16]

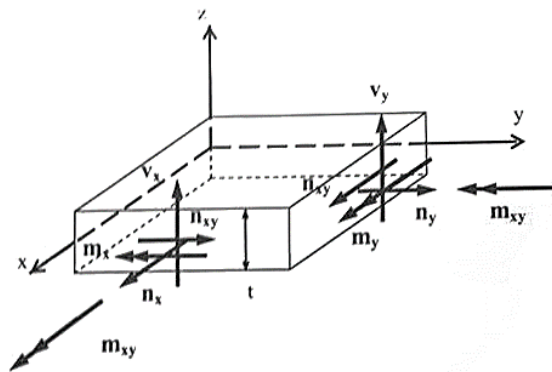
I motsetning til bjelketeori som påvirkes av et bøyemoment i lengderetningen, påvirkes en plate også av et bøyemoment i tverretningen i tillegg til torsjonsmomenter. Plateteori gir skjærkrefter, men tar ikke hensyn til

normalkreftene i konstruksjonen. For å ta hensyn til alle relevante påvirkninger bør det brukes skallteori.

Skallteori gir skive- og bøyekrefter i konstruksjonen. I tillegg til å inneha karakteristikkene for plateteori, kan et skall ha en krumning. Felles for både plate- og skallteori er antagelsen om lineær elastisk oppførsel. For klassisk tynnskallteori i henhold til Love-Kirchoff må følgende antagelser ligge til grunn [13]:

- Skalltykkelsen er neglisjerbar liten i forhold til krumningen til skallets referanseoverflate.
- Spenningene er små.
- Plane overflater forblir plane og normale under deformasjon.
- Spenninger normalt på referanseoverflaten kan neglisjeres.

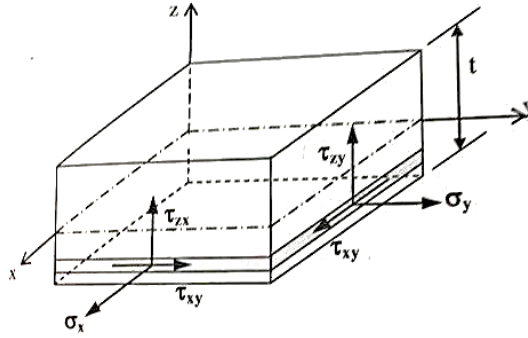
Basert på skallteorien oppstår det åtte spenningsresultanter for ett element slik det er vist på Figur 12 [17]. Selv om et skall i virkeligheten er et tredimensjonalt legeme, vil en del aspekter for en forenklet teori for todimensjonale legemer gjelde for den mekaniske oppførselen. På denne måten kan man betrakte et skall som en overflate med gitte mekaniske egenskaper [18].



Figur 12: Indre lastvirkninger i et skallelement [13].



Spenningsresultantene finnes ved å integrere spenningene over skalltykkelsen for elementet:



Figur 13: Spenninger i et skallelement [13]

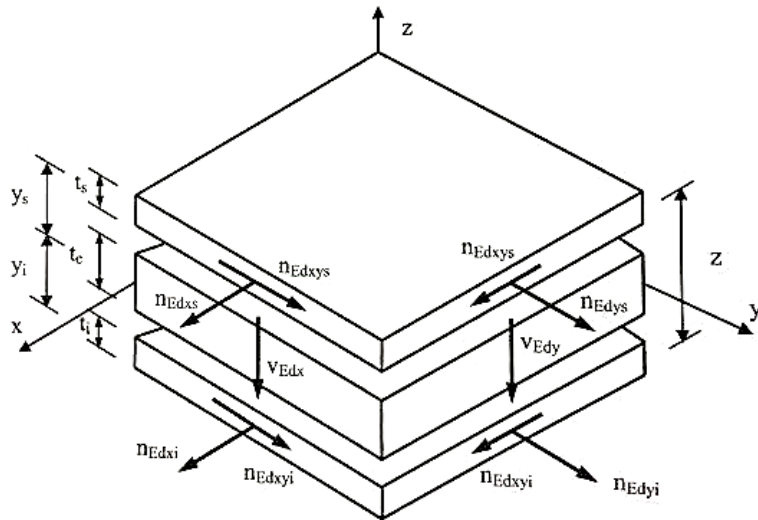
$$\begin{aligned}
 n_x &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x dz \\
 n_y &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y dz \\
 n_{xy} &= n_{yx} = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} dz
 \end{aligned} \tag{3}$$

$$\begin{aligned}
 m_x &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x z dz \\
 m_y &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y z dz \\
 m_{xy} &= m_{yx} = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} z dz
 \end{aligned} \tag{4}$$

$$\begin{aligned}
 v_x &= \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{zx} z \, dz \\
 v_y &= \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{zy} z \, dz
 \end{aligned}
 \tag{5}$$

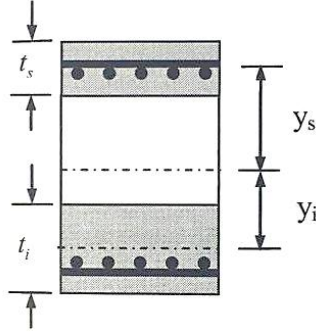
Utfordringen med å beregne på betongskall er spørsmålet om hvordan man skal fordele de åtte spenningsresultantene på de ulike armeringslagene. Membranmetoden eller to-lags-metoden er en enkel løsning på problemet. Membranmetoden bytter ut det kompakte skallelementet med et øvre og et nedre skivelag. Laget i midten neglisjeres, og de to ytre lagene tar ekvivalente skivekrefter (også kjent som membrankrefter).

En videreføring av membranmetoden er sandwichmodellen eller tre-lags-metoden. Sandwichmodellen deler skallet i tre lag, hvor de ytre lagene tar skivekreftene  $n_{Edx}$ ,  $n_{Edy}$ ,  $n_{Edxy}$ ,  $m_{Edx}$ ,  $m_{Edy}$  og  $m_{Edxy}$ , mens det indre laget tar tverrskjær fra  $v_{Edx}$  og  $v_{Edy}$ . Dette kan sammenlignes med beregningsmodellen for I-bjelker hvor flensene tar trykk eller strekk og steget tar skjærkreftene. Sandwichmodellen er også brukt i Eurokode 2 del 2: bruer, og er metoden som vil bli benyttet i denne avhandlingen.



Figur 14: Sandwichmodellen [13].

De ytre lagene følger trykkfeltsteorien, og skivekreftene i lagene avhenger av tykkelsen på laget. Det øvre laget har en tykkelse på  $t_s$  og det nedre  $t_i$ , og  $t_s$  og  $t_i$  er ikke nødvendigvis like. Det kreves at tykkelsen i det skivelaget i trykksonen økes hvis betongens krav til trykkspenning ikke er oppfylt [13].



Figur 15: Lagtykkelse og indre momentarmer [13].

Følgende skivekrefter er de ytre lagene utsatt for:

Øvre lag:

$$\begin{aligned}
 n_{Edxs} &= n_{Edx} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \left(0,5 \frac{v_{Edx}^2}{v_{Ed0}} \cot \theta\right) \\
 n_{Edys} &= n_{Edy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \left(0,5 \frac{v_{Edy}^2}{v_{Ed0}} \cot \theta\right) \\
 n_{Edxys} &= n_{Edxy} \frac{z - y_s}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \left(0,5 \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Ed0}} \cot \theta\right)
 \end{aligned} \tag{6}$$

Nedre lag:

$$\begin{aligned}
 n_{Edxi} &= n_{Edx} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \left(0,5 \frac{v_{Edx}^2}{v_{Ed0}} \cot \theta\right) \\
 n_{Edyi} &= n_{Edy} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \left(0,5 \frac{v_{Edy}^2}{v_{Ed0}} \cot \theta\right) \\
 n_{Edxyi} &= n_{Edxy} \frac{z - y_i}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \left(0,5 \frac{v_{Edx} v_{Edy}}{v_{Ed0}} \cot \theta\right)
 \end{aligned} \tag{7}$$

Her antas  $\cot \theta$  lik 2,0 etter NA.6.2.3(2) i EK2-1-1, og de resterende variablene er definert i Figur 14. Til slutt må trykkkapasiteten kontrolleres etter trykkfeltsteorien. Hvis kravet ikke er oppfylt må tykkelsen på det aktuelle skivelaget økes.

Det indre laget tar som tidligere nevnt de transversale skjærkreftene. Hovedskjærkraften,  $v_0$ , finnes ved følgende uttrykk:

$$v_0 = \sqrt{v_{Edx}^2 + v_{Edy}^2} \quad (8)$$

Med retning  $\varphi_0$  fra x-aksen:

$$\varphi_0 = \tan^{-1}\left(\frac{v_{Edy}}{v_{Edx}}\right) \quad (9)$$

Normalt på retningen til hovedskjærkraften er skjærkreftene lik null, og man benytter at skallet derfor oppfører seg som en bjelke som ligger i  $\varphi_0$ -retningen. Sandwichmodellen beregner derfor det indre laget som en bjelke med hovedskjærkraften som eneste last.

### 3.2.2. Materialelegenskaper

#### Betong

Betong er et meget anvendelig og bestandig konstruksjonsmateriale som er hyppig brukt på konstruksjoner som bruer, tunneler og dammer. Faktorer som økonomi, formbarhet, levetid og anvendbarhet gjør armert betong til et gunstig byggemateriale. Materialet har en fullstendig ikke-lineær spenning-tøyningsoppførsel i trykk, men lav strekkstyrke. Denne svakheten kompenseres for ved bruk av armeringsstål i den delen av tverrsnittet som blir utsatt for strekk.

En viktig parameter for betong er materialets fasthet som representerer betongens styrke [11]. Fasthetsklassen til betongen angis i megapascal. Overbygningen og landkarene på Smedstua bru er støpt med B30 betong. Relevante betongegenskaper er hentet fra EK2-1-1, og er gjengitt gitt i Tabell 1.

Tabell 1: Materialparametere og -faktorer for betong

Betong B30			
Karakteristisk sylindrefasthet etter 28 døgn	$f_{ck}$	30	MPa
Dimensjonerende sylindetrykkfasthet	$f_{cd}$	17	MPa
Karakteristisk sylindrestrekkfasthet	$f_{ctk,0,05}$	2,0	MPa
Dimensjonerende sylindrestrekkfasthet	$f_{ctd}$	1,13	MPa
Midlere aksialstrekkfasthet	$f_{ctm}$	2,9	MPa
Materialfaktor (ULS)	$\gamma_c$	1,5	
Elastisitetsmodul	$E_{cm}$	34 000	MPa
Tyngdetetthet uarmert betong	$\rho_{c,uarmert}$	24	kN/m <sup>3</sup>
Tyngdetetthet armert betong	$\rho_{c,armert}$	25	kN/m <sup>3</sup>

### Slakkarmering

I tillegg til å øke strekkstyrken til betongen, gir armeringsstålet konstruksjonen en duktil oppførsel og begrenser rissvidder. Betongen på sin side gir stålet beskyttelse mot korrosjon og brann.

Slakkarmeringen som er brukt i konstruksjonen har stålkvalitet K500TE i henhold til tegningsgrunnlaget. Dette tilsvarer dagens B500NC. Armeringsstålets egenskaper er hentet fra EK2-1-1.

Tabell 2: Materialparametere og -faktorer for stål

Stål B500NC			
Karakteristisk fasthet	$f_{yk}$	500	MPa
Dimensjonerende fasthet	$f_{yd}$	434	MPa
Materialfaktor (ULS)	$\gamma_s$	1,15	
Elastisitetsmodul	$E_s$	200 000	MPa
Karakteristisk flytetøyning	$\epsilon_{yk}$	0,0024	
Dimensjonerende bruddtøyning	$\epsilon_{ud}$	0,03	

Armeringsmengdene er hentet fra konsulentens tegninger fra vedleggene til forsøksrapporten.

### 3.2.3. Bestandighet

For å garantere en bestandig betongbru er det vesentlig at overdekningen er tilstrekkelig. Dette er en spesielt viktig faktor for å forhindre armeringskorrosjon. Overdekningskrav av armering gitt i eurokoden avhenger av miljøforhold, eksponeringsklasse og forventet brukstid. For bruer ønsker man en lang brukstid og den settes dermed til 100 år.

God overdekning er i hovedsak viktig for å beskytte armeringen mot skade. Korrosjon er den største faren for betongruer fordi den i verste fall kan svekke bæreevnen til konstruksjonen. Bruer er utsatt for kloridindusert og karbonindusert korrosjon. Klorider kan komme i kontakt med betongoverflaten via sjøvann eller veisalting, mens karbondioksid finnes naturlig i luften.

#### Prosjektert overdekning

Fra konsulentens tegninger er brua prosjektert med en overdekning i overkant på 40 mm pluss slitelaget. Slitelaget var på 30 mm. Undersiden ble prosjektert med en overdekning på kun 30 mm.

Den prosjekterte overdekningen i henhold til NS 3473 fra 1973 og B-rundskriv nr. 85/34 fra Bruavdelingen åpner ikke for avvik slik dagens regelverk gjør. Tabell 3 viser den beregnede overdekningen med bakgrunn fra EK2-1-1 og Håndbok N400, sett i sammenligning med faktisk prosjektert overdekning.

Tabell 3: Prosjektert overdekning og beregnet overdekning med dagens regelverk

	EK2-1-1 + Håndbok N400	NS 3473 + B-rundskriv nr. 85/34
Overside	60 mm ± 15 mm	70 mm
Underside	60 mm ± 15 mm	30 mm

### 3.3 Aktuelle krav i regelverk

Dette delkapittelet omhandler begrensningene som kreves av eurokoden for beregning i bruksgrensetilstanden.

#### 3.3.1. Nedbøyningsbegrensning

Avsnitt 7.4.1(1)P i EK2-1-1 sier at nedbøyningen av en konstruksjon eller et konstruksjonselement ikke skal påvirke funksjonen eller utseende på en ugunstig måte. Tillatt nedbøyning angis som spennvidden/250 for tilnærmet permanente laster. For å kompensere for nedbøyningen kan det benyttes en overhøyde på høyst spennvidden/250.

#### 3.3.2. Spenningsbegrensning

I avsnitt 7.1(1)P i EK2 heter det at ”trykkspenningen i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetningen, mikroriss eller store kryptformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger på konstruksjonens funksjon” [6]. Dersom spenningen fra karakteristisk lastkombinasjon overskrider kritisk verdi, kan dette resultere i riss i betongens lengderetning.

For konstruksjonselementer i eksponeringsklasse XD, XF eller XS bør trykkspenningen ikke overstige en verdi  $k_1 f_{ck}$ , hvor  $k_1$  settes til 0,6 og  $f_{ck}$  er den karakteristiske sylindertykkfastheten til betongen. Smedstua bru faller under de nevnte eksponeringsklassene og må derfor oppfylle følgende krav:

$$\sigma_{c,k} \leq 0,6 f_{ck} \quad (10)$$

Under tilnærmet permanente lasttilfeller antas lineær kryptøyning om betongspenningen er mindre enn en verdi  $k_2 f_{ck}$ , hvor  $k_2$  settes til 0,45. Ikke-lineær kryptøyning oppstår dermed hvis:

$$\sigma_{c,perm} \leq 0,45 f_{ck} \quad (11)$$

Eurokoden setter i tillegg krav til spenningsbegrensning for å forhindre uønsket opprissing eller deformasjon som ikke er estetisk tiltalende. For å

forhindre dette kreves det at strekkspenningen i armeringen ikke overskrider  $k_3 f_{yk}$ , hvor  $k_3$  settes til 0,8 og  $f_{yk}$  er den karakteristiske flytegrensen til armeringen.

$$\sigma_{s,1} \leq 0,8 f_{yk} \quad (12)$$

### 3.3.3. Rissviddebegrensning

Riss er et normalt resultat av at en armert betongkonstruksjon har blitt utsatt for bøyning, torsjon, strekk eller skjær. Riss bør likevel begrenses hvis det er fare for at rissene hindrer konstruksjonens funksjon, senker bestandigheten eller gir uakseptabelt utseende [6]. Hvis det oppstår uakseptable riss i betongen kan dette redusere bestandigheten til materialet. Riss fører til at reell overdekning reduseres og dermed åpner for raskere inntrenging av uønskede og skadelige stoffer som klorider. I kontakt med armeringsjernet vil dette resultere i armeringskorrosjon - årsaken til de fleste alvorlige skader på betongkonstruksjoner [19].

Grenseverdien for beregnet rissvidde,  $w_{\max}$ , skal kontrolleres mot den beregnede rissvidden  $w_k$  som beregnes etter følgende formel:

$$w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (13)$$

Her er  $s_{r,\max}$  den maksimalt tillatte rissavstanden og  $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$  er differansen mellom midlere tøyning i armeringen og betongen.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + a_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (14)$$

Hvor  $\rho_{p,eff}$  for et tverrsnitt uten spennarmering er [11]:

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \quad (15)$$

I tillegg er  $\sigma_s$  armeringsspenningen i strekk i stadium II,  $a_e$  er forholdet mellom E-modulen til betongen og slakkarmeringen,  $k_t$  er en faktor som tar



hensyn til lastvarigheten,  $A_s$  er armeringsmengden og  $A_{c,eff}$  er det effektive arealet av betongstrekksonen.

Største rissavstand avhenger av størrelsen på prosjektert senteravstand for armering med heft i strekksonen.

Hvis

$$senteravstand \leq 5\left(c + \frac{\phi}{2}\right) \quad (16)$$

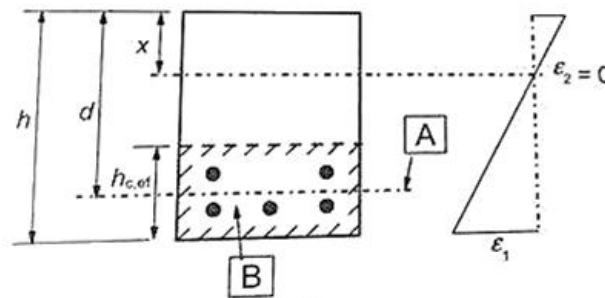
Så er

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} \quad (17)$$

Ellers

$$s_{r,max} = 1,3(h - x) \quad (18)$$

$k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_3$  og  $k_4$  er koeffisienter som tar hensyn til ulike effekter,  $\phi$  settes til den største stangdiameteren og  $c$  er overdekningen. Andre størrelser er illustrert i Figur 16.



Figur 16: Definisjon av parametre for rissviddeberegning. A) Nivå for armeringens tyngdepunkt. B) Effektivt areal av strekksonen.

Rissviddebegrensning avhenger av eksponeringsklasse og armeringstype. For Smedstua bru brukes kun armeringstypen slakkarmering. EK2-1-1, Tabell NA.7.1N angir rissviddebegrensningen i form av maksimal rissvidde,  $w_{max}$ , og er gjengitt i Tabell 4. Faktoren  $k_c$  tar hensyn til virkningen av en overdekning som er større enn kravet til  $c_{min,dur}$ , og bestemmes etter:

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3 \quad (19)$$

Tabell 4: Rissviddebegrensning [6]

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40	Ofte forekommende	0,30 $k_c$
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	0,20 $k_c$
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	0,20 $k_c$
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	Trykkavlastning
XSA	Vurderes særskilt		Vurderes særskilt	

## 4 Aktuelle laster i SLS og i forsøket

*I dette kapitlet vil de relevante lastberegningene som ligger til grunn for modellering og analyse i bruksgrensetilstanden av Smedstua bru presenteres. For å kunne sammenligne resultatene fra Abaqus med resultatene fra forsøket, er det vesentlig at de påførte lastene i modellen er så like som mulig de faktiske lastene under forsøket, både i størrelse og plassering. Det ligger en del antagelser til grunn for lastpåføringen i Abaqus, og disse vil bli gjennomgått i dette kapitlet.*

### 4.1 Generelt

De relevante lastene for Smedstua bru i bruksgrensetilstanden er egenlast og belastning med kjøretøy tilsvarende forsøket, samt deformasjonslastene kryp og svinn. I tillegg blir det gjort beregninger og analyser for trafikklasttilfellet i henhold til EK1-2. Belastningen med kjøretøy fra forsøket hadde som formål å simulere trafikklasttilfellet i henhold til datidens regelverk, Statens vegvesens håndbok 184. Det er derfor ønskelig å kunne sammenligne trafikklasttilfellet fra forsøket med trafikklasttilfellet i dagens regelverk.

### 4.2 Egenlast

Egenlasten defineres som alle konstante og permanente laster som vil ha påvirkning på konstruksjonen, og har betegnelsen  $g$ .

Ved modellering i Abaqus er det mulig å lage et lasttilfelle som beregner egenvekten av betongtverrsnittet. Dette gjøres ved å angi materialets tyngdetetthet og tyngdeakselerasjonen lik  $9,81 \text{ m/s}^2$ . I henhold til håndbok 7.6

N400 punkt 7.3.2 skal tyngdetettheten av armert normalvektig betong settes lik  $25 \text{ kN/m}^3$ . Dette er et konservativt alternativ, men lasttilfellet vil bli benyttet videre i oppgaven. Ved bruk av denne funksjonen vil det ikke bli tatt hensyn til belegningsvekt på kjørebanelen og gangbanen.

### 4.3 Kryp

Kryp tøyninger går under kategorien deformasjonslaster. Felles for deformasjonslaster er at de ofte er tidsavhengige. Både betongens kryp og svinn avhenger av luftfuktigheten, tverrsnittsgeometrien og betongens sammensetning [6]. Krypdeformasjon oppstår når betong som påkjennes av trykk over lang tid forsøker å trykke seg sammen, sett i tillegg til deformasjonen som oppstår ved påføring av last. Kryptøyningen er proporsjonal med betongspenningen, og uttrykkes som:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi(t, t_0) \quad (20)$$

Her er  $t$  betongens alder i døgn,  $t_0$  alderen ved spenningspåføring,  $\varphi(t, t_0)$  er kryptallet,  $\sigma_c$  er betongspenningen og  $E_c$  er betongens tangent E-modul.

For å beregne kryptallet benyttes tillegg B i EK2-1-1.

KRYP

Input:

$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$	Karakteristisk trykkfasthet
$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$	Betongens sekant E-modul
$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$	Referansemiddelverdi
$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$	Middelverdi av betongens trykkfasthet etter 28 døgn
$t_0 := 28$	Betongens alder i døgn ved belastning
$t := 365 \cdot 7 = 2555$	Betongens alder i døgn ved forsøk, 7 år gammel
$RH := 80$	Relativ luftfuktighet utendørs [%]
$E_c := 1.05 \cdot E_{cm} = 34650 \text{ MPa}$	Betongens tangent E-modul, 3.2.4(2)
$h_0 := 700 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittstykkelse
$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.7}$	Faktorer som tar hensyn til betongfasthetens betydning
$\alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.2}$	
$\alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.5}$	

Kryptall i henhold til tillegg B i EK2-1-1:

$$\beta_H := \min\left(1.5 \cdot \left(1 + (0.012 RH)^{18}\right) \cdot h_0 \cdot mm^{-1} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right) = 1440$$

$$\beta_c := \left(\frac{(t-t_0)}{\beta_H + t - t_0}\right)^{0.3} = 0.87$$

$$\beta_{t0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0.49$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot MPa^{-1}}} = 2.73$$

$$\varphi_{RH} := \left(1 + \frac{\left(1 - \frac{RH}{100}\right)}{0.1 \sqrt[3]{h_0 \cdot mm^{-1}}}\right) \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 = 1.19$$

Faktor som tar hensyn til RH for det normerte kryptallet

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.59$$

Normert kryptall

$$\varphi_{2555} := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.39$$

Kryptall etter 7 år

Virkninger over kort tid:

$$E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$$

Korttids E-modul

Virkninger over lang tid:

$$E_{c,eff,2555} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{2555}} = 13825 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul etter 7 år, 7.4.3(5)

For å finne lastbidraget fra kryp legges korttids og langtids E-modul inn i Abaqus for henholdsvis to analyser med egenvekt. Differansen i resultatene mellom de to analysene vil gi krypbidraget. Det antas på forhånd at kreftene på grunn av kryp er veldig små i brua. Antagelsen bekreftes da differansen mellom analysen med korttids og langtids E-modul er lik null.

## 4.4 Svinn

Svinn anses også som en deformasjonslast, i likhet med kryp. Svinn beskriver oppførselen av betong som tørkes ut og dermed krymper. EK2-1-1, 3.1.4 angir den totale svinntøyningen som summen av bidraget fra uttørkningsvinn og autogent svinn.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (21)$$

Uttørkningsvinn er et resultat av kapillære spenninger og undertrykk i porevannet, som skaper fukttransport gjennom materialet. Utrykket for uttørkningsvinn over lang tid er gitt i uttrykk (9).

$$\varepsilon_{cd,\infty} = \beta_{ds} k_h \varepsilon_{cd,0} \quad (22)$$

Her er  $\varepsilon_{cd,0}$  nominell verdi for uhindret uttørkningsvinn etter tabell 3.2 i EK2-1-1,  $k_h$  er en koeffisient som avhenger av effektiv tverrsnittstykkelse  $h_0$  etter tabell 3.3 i EK2-1-1.  $\beta_{ds}$  er avhengig av betongens alder på det aktuelle lasttidspunktet i døgn ( $t$ ), betongens alder ved begynnende uttørkningsvinn i døgn ( $t_s$ ) og den effektive tverrsnittshøyden ( $h_0$ ).

$$\beta_{ds} = \frac{(t - t_s)}{t - t_s + 0,04\sqrt{h_0^3}} \quad (23)$$

Autogen svinntøyning etter lang tid bestemmes slik [11]:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 f_{ck} - 10 \cdot 10^{-6} \quad (24)$$

For et tverrsnitt med ulike tverrsnittshøyder vil det oppstå ulike svinntøyninger for hver del av tverrsnittet. For det aktuelle tverrsnittet vil flensene tørke ut fortere enn kassedelen av tverrsnittet på grunn av mindre effektiv tverrsnittshøyde. Det vil dermed beregnes separate svinntøyninger for hver av tverrsnittsdelene.

På grunn av det statiske systemet til brua antas det at svinntøyningene har liten eller ingen innvirkning på de opptredende kreftene i brua. Det er derfor mer interessant å se på forskjellen i total svinntøyning for de ulike delene i tverrsnittet.

## SVINNTØYNING

Inputdata:

$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$	Karakteristisk trykkfasthet
$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$	Betongens sekant E-modul
$t_f := 240 \text{ mm}$	Tykkelse flens
$h_s := 700 \text{ mm}$	Høyde kasse
$RH := 80$	Relativ luftfuktighet [%]
$RH_0 := 100$	Referanseluftfuktighet
$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$	Referansemiddelverdi
$f_{cm} := 38 \text{ MPa}$	Middelverdi av betongens trykkfasthet etter 28 døgn
$t_s := 28$	Betongens alder i døgn ved start uttørring
$t := 356 \cdot 7 = 2492$	Betongens alder i døgn ved forsøk, 7 år gammel
$\alpha_{ds1} := 4$	For sementklasse N
$\alpha_{ds2} := 0.12$	For sementklasse N



KASSE/STEG:

Uttørkingssvinn etter tillegg B i EK2-1-1:

$$h_0 := h_s = 700 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$\beta_{RH} := 1.55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 0.76$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left( 220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 2.69 \cdot 10^{-4}$$

Nominell verdi for svinntøyning

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_0 \cdot \text{mm}^{-1})^3}} = 0.77$$

$$k_h := 0.70$$

Tabell 3.3

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1.447 \cdot 10^{-4}$$

Svinntøyning pga. uttørking

Autogen svinntøyning:

$$\beta_{as} := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} = 1.0$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 2.5 \frac{(f_{ck} - 10 \text{ MPa})}{1 \text{ MPa}} 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 5 \cdot 10^{-5}$$

Autogen svinntøyning

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs,kasse} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 1.947 \cdot 10^{-4}$$

3.1.4(6)

FLENS:

Uttørkingssvinn etter tillegg B i EK2-1-1:

$$h_0 := t_f = 240 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$\beta_{RH} := 1.55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 0.76$$

$$\varepsilon_{cd,0} := 0.85 \cdot \left( 220 + 110 \cdot \alpha_{ds1} \right) e^{\left( -\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)} \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 2.69 \cdot 10^{-4}$$

Nominell verdi for svinntøyning

$$\beta_{ds} := \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_0 \cdot \text{mm}^{-1})^3}} = 0.94$$

$$k_h := 0.81$$

Tabell 3.3

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 2.055 \cdot 10^{-4}$$

Svinntøyning pga. uttørking

Autogen svinntøyning:

$$\beta_{as} := 1 - e^{-0.2 \cdot t^{0.5}} = 1.0$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) := 2.5 \frac{(f_{ck} - 10 \text{ MPa})}{1 \text{ MPa}} 10^{-6} = 5 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = 5 \cdot 10^{-5}$$

Autogen svinntøyning

Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs,flens} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.554 \cdot 10^{-4}$$

3.1.4(6)

SAMMENLIGNING:

$$\Delta \varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cs,flens} - \varepsilon_{cs,kasse} = 0.0000607$$

Differanse mellom svinntøyning for flensen og kassa/"steget" i tverrsnittet.

KONKLUSJON:

Det viser seg at differansen mellom svinntøyningen til flensen og kassedelen i tverrsnittet er veldig liten. Det vil følgelig ikke bli tatt hensyn til svinn i de videre beregningene.

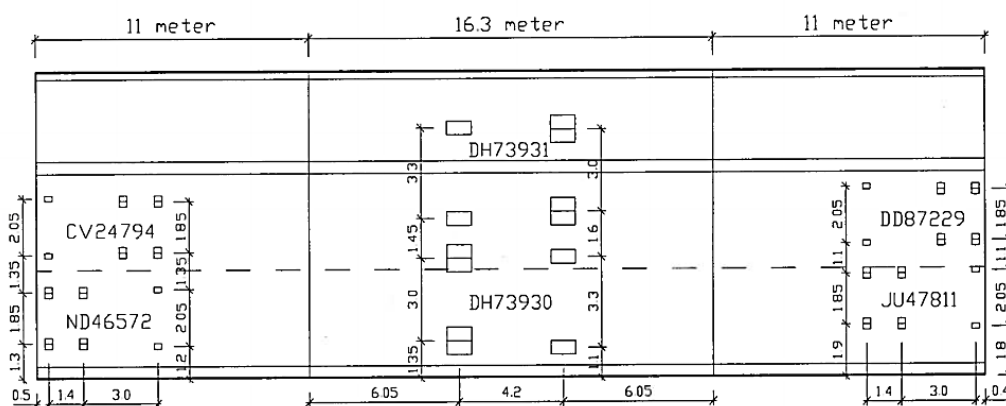
## 4.5 Trafikklast fra forsøket

Hensikten med forsøket var å simulere karakteristisk trafikklast fra datidens regelverk. Under forsøket ble det utført to alternative lastforsøk i bruksgrensetilstanden. Felles for begge lasttrinnene var at det ble plassert to dumpere i midtspennet og to lastebiler ytterst på sidefeltene, slik det er vist på Figur 17. Lasttrinn 1 innebar at kjøretøyene var tomme og representerte ca. 52% av karakteristisk trafikklast vektmessig i midtfeltet. Under lasttilfelle 2 derimot ble kjøretøyene fylt med grus slik at vekten representerte opptil ca. 101% av karakteristisk trafikklast i midtfeltet.



Figur 17: Plassering av kjøretøy i bruksgrensetilstanden

Nøyaktig plassering av kjøretøyene er angitt på Figur 18.



Figur 18: Plassering av dumpere og lastebiler. Mål i meter.

Tabell 5: Tyngden av kjøretøy i ulike lasttrinn

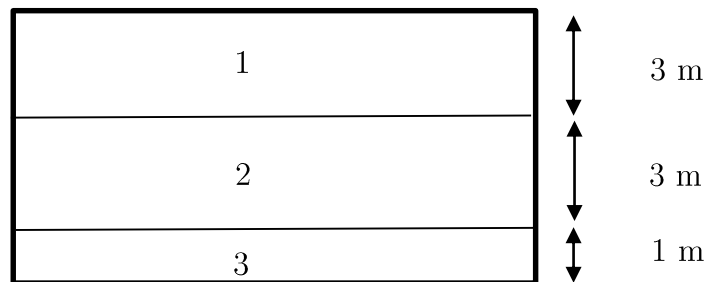
Biltype	Plassering	Lasttrinn 1	Lasttrinn 2	
		[kN]	[kN]	
Dumper	Foran	194	297	
	DH73930	Bak	517	
		Totalt	814	
		Foran	194	322
	DH73931	Bak	525	
		Totalt	847	
Lastebil	Foran	43	74	
	DD87229	Bak	159	
		Totalt	232	
		Foran	55	80
	JU47811	Bak	181	
		Totalt	261	
Lastebil	Foran	43	74	
	ND46572	Bak	172	
		Totalt	245	
		Foran	69	194
	CV24794	Bak	231	
		Totalt	425	

Tabell 5 er hentet fra forsøksrapporten og angir tyngden til kjøretøylastene i lasttrinn 1 og lasttrinn 2. Hjullastene blir modellert i Abaqus som punktlaster; fire punktlaster for hver av dumperne og seks punktlaster for hver av lastebilene.

## 4.6 Trafikklast i henhold til EK1-2

Trafikklast i henhold til eurokoden er karakterisert som en variabel last, altså en last som varierer i tid og varighet. Trafikklast defineres som vertikale og horisontale laster på kjørebane og gangbane som skyldes kjøretøy, syklende eller fotgjengere. Trafikklasten beskrives ved bruk av ekvivalentlast, altså en forenkling av et lastbilde som består av tunge kjøretøy omgitt av en blanding av kjøretøy med variabel last [5]. Ved dimensjonering skal lasten plasseres i den mest ugunstige plasseringen på føringsavstanden. For Smedstua bru anses føringsavstanden som bredden mellom skulderkantene med rekkverk, altså totalt 7 m. Det vil ikke bli sett på horisontale trafikklasten fordi de ikke har noen relevans i forhold til den påførte trafikklasten i forsøket.

Tabell 4.1 i EK1-2 bruker en teoretisk inndeling av føringsavstanden. Resultatet blir to hovedkjørefelt på 3 m og ett restfelt på 1 m, slik det er vist i Figur 19.



Figur 19: Definisjon av teoretiske kjørebane for Smedstua bru.

Den teoretiske kjørebane som resulterer i mest ugunstig effekt nummereres med lavest tall, her 1.

## Vertikal trafikklast

EK1-2 har definert fire ulike vertikale lastmodeller:

- Lastmodell 1: Konsentrerte og jevnt fordelte laster som dekker de fleste trafikklasteffektene fra lastebiler og personbiler.
- Lastmodell 2: En enkel aksellast.
- Lastmodell 3: Aksellaster fra spesialkjøretøy.
- Lastmodell 4: Last fra menneskemengder.

De dimensjonerende lasttilfellene er LM1 og LM2, og det er dermed disse lastmodellene som vil beregnes i detalj videre i avhandlingen.

### Lastmodell 1 (LM1)

Et normalt trafikkbilde består av en blanding av både personbiler og lastebiler. LM1 er modellert til å representere den dimensjonerende situasjonen som oppstår ved kø av flere tunge lastebiler, i form av en jevnt fordelt last og en boggilast i hvert teoretiske kjørefelt.

Lastmodell 1 består av to partielle systemer:

- Et tandem system (TS) med en konsentrert dobbel akslingslast:

$$\alpha_Q Q_k \tag{25}$$

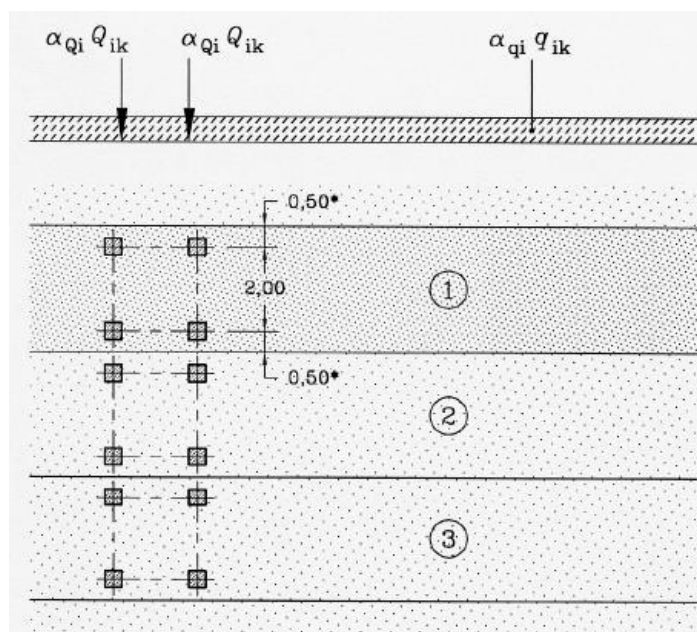
Hvor  $\alpha_Q$  er en korreksjonsfaktor.

- Et system av jevnt fordelte laster (UDL-system) med følgende last per kvadratmeter:

$$\alpha_q q_k \tag{26}$$

Hvor  $\alpha_q$  er en korreksjonsfaktor.

Boggilasten simulerer dekktrykk fra kjøretøy og er representert med et lastpar med en avstand på 1,2 m mellom hver konsentrerte last,  $Q_k$ . Den konsentrerte lasten har en kontaktflate på  $0,4 \times 0,4 \text{ m}^2$ .



Figur 20: Plassering av lastmodell 1 [5]

Tabell 4.2 EK1-2 angir verdiene for  $Q_k$  og  $q_k$ .

Tabell 6: Lastfordeling på kjørebane, LM1

Teoretisk kjørebane	Akslingslast [kN]			Jevnt fordelt last [kN/m <sup>2</sup> ]		
	$Q_{ik}$	$\alpha_{Qi}$	$\alpha_{Qi}Q_{ki}$	$q_{ik}$	$\alpha_{qi}$	$\alpha_{qi}q_{ki}$
1	300	1	300	9	0,6	5,4
2	200	1	200	2,5	1	2,5
3 (rest)	0	1	0	2,5	1	2,5

Felt 1 og 2 har en bredde på 3 m, mens felt 3 har en bredde på 1 m. Dermed blir den jevnt fordelte lasten i felt 1 lik 16,2 kN/m, felt 2 lik 7,5 kN/m og felt 3 lik 2,5 kN/m.



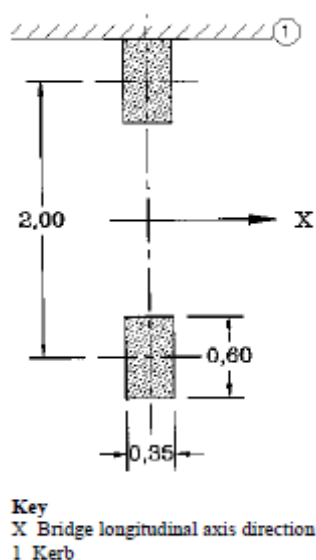
Lastmodell 2 (LM2)

LM2 er modellert til å simulere de dynamiske effektene fra normal trafikk på korte konstruksjonselementer. Dette gjøres ved en enkel akslingslast som plasseres mest ugunstig:

$$\beta_Q Q_{ak} \quad (27)$$

Hvor  $\beta_Q = 1,0$  i henhold til NA.4.3.3(2) og  $Q_{ak} = 400 \text{ kN}$  i henhold til 4.3.3 [5].

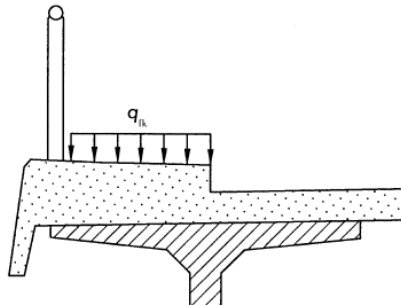
Totalt gir dette en konsentrert last på 400 kN. Akslingslasten kan fordeles på to flater med en kontaktflate på  $0,35 \times 0,6 \text{ m}^2$ . Plassering av kontaktflaten er illustrert i Figur 21.



Figur 21: Plassering av lastmodell 2 [5]

**Last på gangbane**

I tillegg til trafikklast på kjørebane, må det tas hensyn til lasten som kan oppstå på det tre meter brede, ensidige fortauet. Seksjon 5.3.2.1 i EK1-2 omhandler dette, og formulerer et lasttilfelle bestående av en konsentrert last  $Q_{fwk}$  med kontaktflate på  $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$ , og en jevnt fordelt last  $q_{fk}$  slik Figur 22 viser.



Figur 22: Karakteristisk jevnt fordelt last på gangbane etter EK1-2 [5]

I henhold til det nasjonale tillegget reduseres den jevnt fordelte lasten på den 3 m brede gangbanen fra opprinnelig  $5 \text{ kN/m}^2$  til  $2,5 \text{ kN/m}^2$  for vegbruer der det samtidig virker trafikklaster, altså  $7,5 \text{ kN/m}$ . Dette gir de endelige verdiene for lasttilfellet på gangbanen:

Konsentrert last:

$$Q_{fwb} = 10 \text{ kN}$$

Jevnt fordelt last:

$$q_{fk} = 7,5 \text{ kN/m}$$

### Lastgrupper

Det er usannsynlig at alle disse ulike trafikklasterne opptrer samtidig. Tabell NA.4.4a i EK1-2 angir derfor samtidige grupper av trafikklaster der den mest ugunstige lastkombinasjonen velges. I dette tilfellet er det lastgruppe gr1a som vil være dimensjonerende ettersom denne gruppen tar hensyn til karakteristisk verdi av LM1 og last på gangbane (med kombinasjonsverdi for samtidig trafikklaster). I tillegg tar gr1a hensyn til bremse- og akselerasjonskrefter i henhold til merknad a. Gr1a bruker karakteristiske verdier av LM1, sammenlignet med gr2 som kun bruker ofte forekommende verdi av LM1.

Tabell 7: Samtidige grupper av trafikklaster etter EK1-2 [5]

		Kjørebane					Gangbane og fortau	
Lastmodell		Vertikale krefter			Horisontale krefter		Vertikale krefter	
Referanse		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Lastsystem		LM1	LM2	LM3	LM4	Bremse- og akselerasjonskrefter <sup>a</sup>	Sentrifugal- og tverrkrefter <sup>a</sup>	Jevnt fordelt last
Last-grupper	gr1a	Karakteristisk verdi						Kombinasjonsverdi <sup>b</sup>
	gr1b		Karakteristisk verdi					
	gr2	Ofte forekommende verdi				Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi	
	gr3							Karakteristisk verdi <sup>c</sup>
	gr4 <sup>d</sup>				Karakteristisk verdi			Karakteristisk verdi
	gr5	Se tillegg A		Karakteristisk verdi				
Påvirkning fra dominerende komponent (betegnet som komponent som tilhører gruppen)								
<sup>a</sup> For gr1a brukes karakteristiske verdier for lastreferanse 4.4.1 (bremsekrefter og akselerasjonskrefter) og lastreferanse 4.4.2 (sentrifugalkrefter og tverrkrefter). Sentrifugalkrefter og bremsekrefter eller akselerasjonskrefter opptrer ikke samtidig i gr1a. <sup>b</sup> For gr1a brukes kombinasjonsverdi for lastreferanse 5.3.2(1) (jevnt fordelt last på gangbane/fortau), dvs 2,5kN/m <sup>2</sup> . <sup>c</sup> Se 5.3.2.1(2) Ved tosidig gangbane/fortau regnes det ene belastet der det er ugunstigere enn at begge er belastet samtidig. <sup>d</sup> Denne lastgruppen er ikkeaktuell der gr4 benyttes.								

### Sammenligning av lasttilfeller

Det er interessant å sammenligne lastresultatene fra Statens vegvesens håndbok 184 med nåtidens håndbok N400 og EK1-2. I tillegg er det hensiktsmessig å se om lasten som ble påført i forsøket tilsvarer trafikklaster etter dagens regelverk. For å modellere et lasttilfelle etter EK1-2 som skal tilsvare lasttilfellet i forsøket, vil det bli fokusert på laster fra LM1 og belastning på fortau, da det er tilsvarende vertikale laster som ligger til grunn for beregningene før forsøket i 1996.

For å kunne sammenligne lasttilfellet fra håndbok 184 med fysisk påført vekt på brua under forsøket, beregnet forsøksrapporten vekten i tonn i midtfeltet.

Tabell 8: Sammenligning mellom karakteristisk trafikklast i midtfeltet fra nåtidens og datidens regelverk, og lasttilfellet fra forsøket.

		Trafikklast i forsøket		Karakteristisk trafikklast	
		Lasttrinn 1	Lasttrinn 2	Håndbok 184	EK1-2
Vekt:	[kN]	850	1661	1651	1559
	[tonn]	87	169	168	159
Prosentandel av karakteristisk trafikklast fra Håndbok 184:		52 %	101 %	100 %	95 %

Vi ser at det er meget godt samsvar mellom regelverkene, men at det karakteristiske trafikklasttilfellet i dagens regelverk er noe lavere enn det var tidligere. Med utgangspunkt i beregningene i forsøksrapporten er det gitt at lasttilfellet i håndbok 184 i stor grad er basert på flere aksellaster (76 %) og mindre avhengig av jevnt fordelte laster (24%). Lasttilfellet i EK1-2 derimot, har et mer balansert forhold mellom aksellaster (35 %) og jevnt fordelte laster (65 %).

## 5 Modellering i Abaqus

*Smedstua bru blir modellert basert på skallelementer i elementanalyseprogrammet Abaqus. Dette kapittelet vil ta for seg deler av teorien og prosessen bak modelleringen, og bakgrunn for valg og antagelser som ligger til grunn for analysen. Til slutt vil modellen bli verifisert for å kontrollere analyseresultatene.*

### 5.1 Om Abaqus

Abaqus er et multidisiplinært modelleringsprogram basert på elementmetoden (FEM). Programmets brukerområde varierer fra relativt enkle lineære analyser til komplekse ikke-lineære analyser med for eksempel dynamikk eller elektromagnetisme. I tillegg til å kunne modellere et stort spekter av ulik geometri, kan programmet modellere med diverse ulike materialegenskaper, som armert betong og stål.

Det har blitt benyttet softwareproduktet Abaqus/CAE i modelleringen. CAE står for Complete Abaqus Environment, et backronym for det mer velkjente begrepet Computer-Aided Engineering med tilsvarende initialer. Produktet bruker en visuell modell for å modellere og analysere mekaniske komponenter. Resultatet av elementanalysen plottes i en visuell fremstilling i et fargespekter for å illustrere utsatte elementer, avhengig av hvilke outputs man spesifiserer.

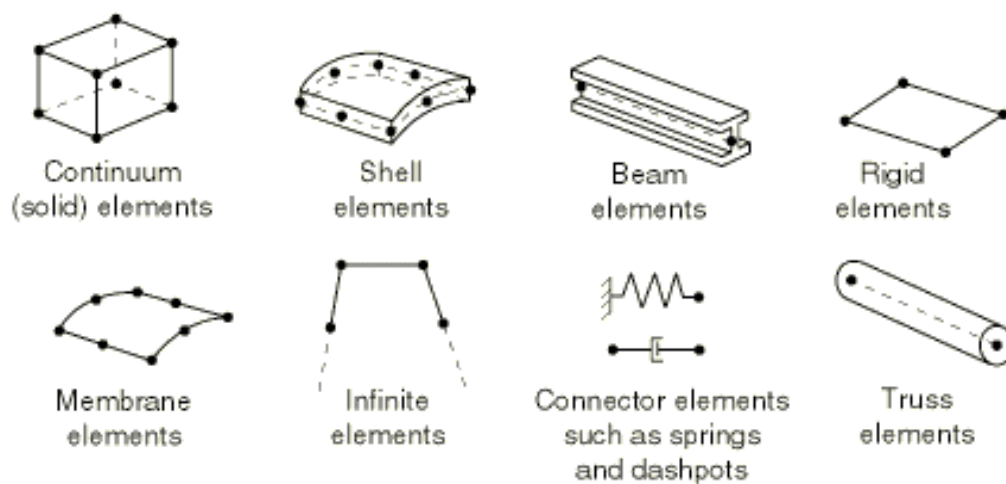
Før man kan begynne å definere en modell i Abaqus må man bestemme hvilke enheter man skal benytte. Abaqus har ikke et innebygd system for enhetsvalg, og det er derfor vesentlig at man er konsekvent med inputverdiene. For denne Abaqusmodellen vil det bli brukt SI-enheter slik det er presentert i Tabell 9 [20].

Tabell 9: Inputenheter i Abaqus

Kvantitet	SI-enheter
Lengde	$m$
Kraft	$N$
Tid	$s$
Spenning	$Pa (N/m^2)$
Masse	$kg$
Energi	$J$
Tetthet	$kg/m^3$

### 5.1.1. Elementer

Abaqus innehar et stort bibliotek av ulike elementtyper slik at et hvert problem skal kunne løses med riktig brukt av rett elementtype. Ulike elementer har ulik oppførsel som avhenger av type, frihetsgrader, antall noder, integrering og formulering. Elementtypene i Figur 23 viser de vanligste elementtypene for spenningsanalyser, og det er her geometrien som skiller en type fra en annen.

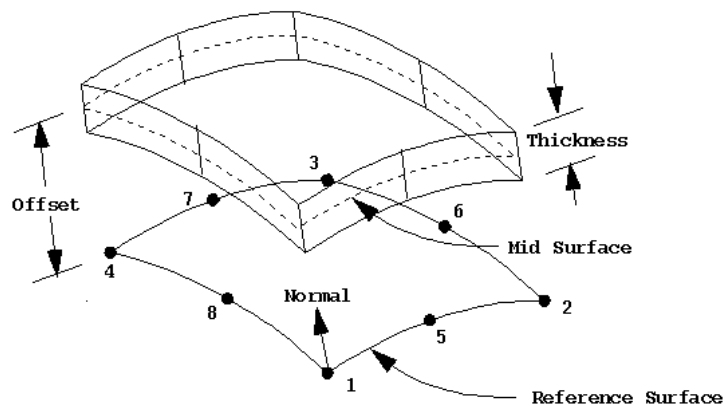


Figur 23: Vanlige elementtyper i Abaqus [21]

Brua i denne avhandlingen vil bli modellert ved bruk av skallelementer.

## Skallelementer

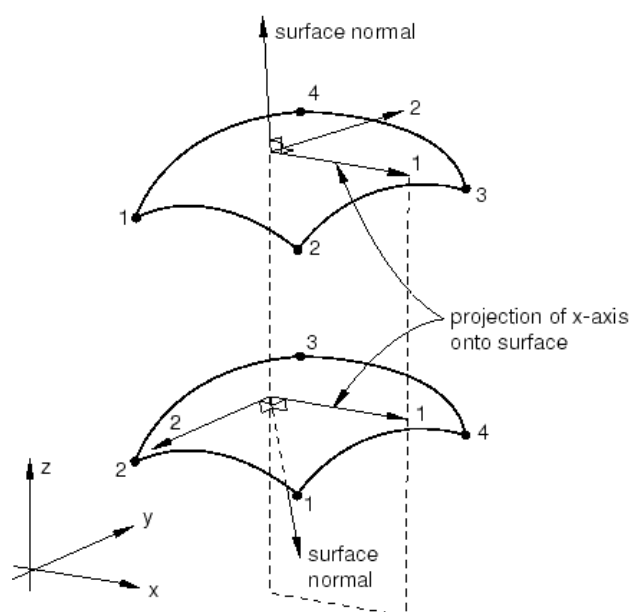
Skallelementene i Abaqus tar utgangspunkt i en referanseoverflate, gjerne senterlinjen til skallet, for å definere geometrien [21]. Det tilegnes en tykkelse til skallet, men skallelementet har ingen tredimensjonal utstrekning i Abaqus, kun en matematisk tykkelse. Skallelementer har frihetsgradene forskyvning og rotasjon i alle tre retninger, altså til sammen seks frihetsgrader. Til sammenligning har et planelement kun forskyvning i planet.



Figur 24: Geometri for et skallelement med 8 noder [21].

3D-skallelementer er å foretrekke når dimensjonen i en retning er vesentlig mindre enn i de to andre retningene. Skallelementer kan tilegnes flere ulike egenskaper. For eksempel kan et skallelement både være lineært eller ikke-lineært. I tillegg til å være homogene, kan skallelementer brukes i komposittkonstruksjoner hvor skall er lagt i flere lag. I denne modellen ble det brukt S4R-elementer, altså skallelementer med fire noder og seks frihetsgrader.

Formålet med skallanalysen er å finne distribusjonen av spenningsresultantene i skallet. Disse skivekreftene er presentert tidligere i avhandlingen i Figur 12. For å definere de ulike skivekreftene definerer Abaqus et lokalt aksesystem for overflaten til skallelementet slik det er illustrert i Figur 25. Lokal 1-retning er projeksjonen av den globale x-aksen ned på overflaten. Hvis den globale x-aksen er under  $0,1^\circ$  fra å ligge normalt på overflaten, da er den lokale 1-retningen projeksjonen av den globale y-retningen [21].



Figur 25: Lokale overflateretninger i Abaqus [21].

De åtte skivekreftene representerer «Section Forces» (SF) eller «Section Moments» (SM) i Abaqus, og er definert nedenfor [21]:

- SF1: Skivekraft per enhet i bredden i lokal 1-retning.
- SF2: Skivekraft per enhet i bredden i lokal 2-retning.
- SF3: Skjærskivekraft per enhet i bredden i lokalt 1-2-plan
- SF4: Transversal skjærkraft per enhet i bredden i lokal 1-retning.
- SF5: Transversal skjærkraft per enhet i bredden i lokal 2-retning.
- SM1: Bøyemoment per enhet i bredden om lokal 2-retning.
- SM2: Bøyemoment per enhet i bredden om lokal 1-retning.
- SM3: Torsjonsmoment per enhet i bredden i lokalt 1-2-plan.

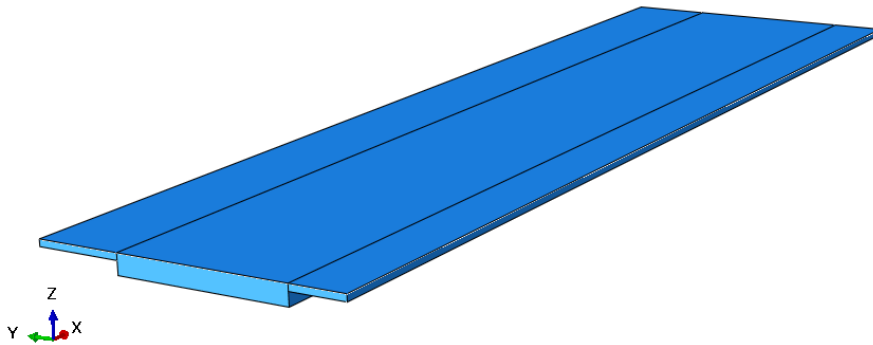


## 5.2 Modell

I det følgende delkapittelet vil grunnlaget for modelleringen i Abaqus bli presentert. Det ble gjort noen antagelser for å forenkle modelleringen, spesielt for tverrsnittet og opplagrene.

### 5.2.1. Utforming av brudekket

Brudekket ble modellert som et 11,2 m bredt og 38,3 m langt skallelement partisjonert i tre ulike deler med ulik tykkelse og bredde. Vingene til tverrsnittet ble tilegnet en tykkelse på 0,24 m, og en bredde på 2 og 3 m. Kassedelen til tverrsnittet ble gitt en høyde på 0,7 m og en bredde på 6,2 m. Vingen med bredde 3 m tilsvarte gangbanesiden til brua, altså sydsiden. Følgelig tilsvarte kjørebanesiden til brua vingen med bredde 2 m, altså nordsiden.



Figur 26: Skallmodell av brudekket i Abaqus med synlig skalltykkelse

På grunn av de ulike skalltykkelsene i modellen var det vesentlig å bestemme at referanseoverflaten til skallelementet var toppflaten og ikke senterlinjen, slik skallelementene i utgangspunktet blir modellert i Abaqus. På denne måten fikk modellen den ønskede utformingen slik det er vist på Figur 26.

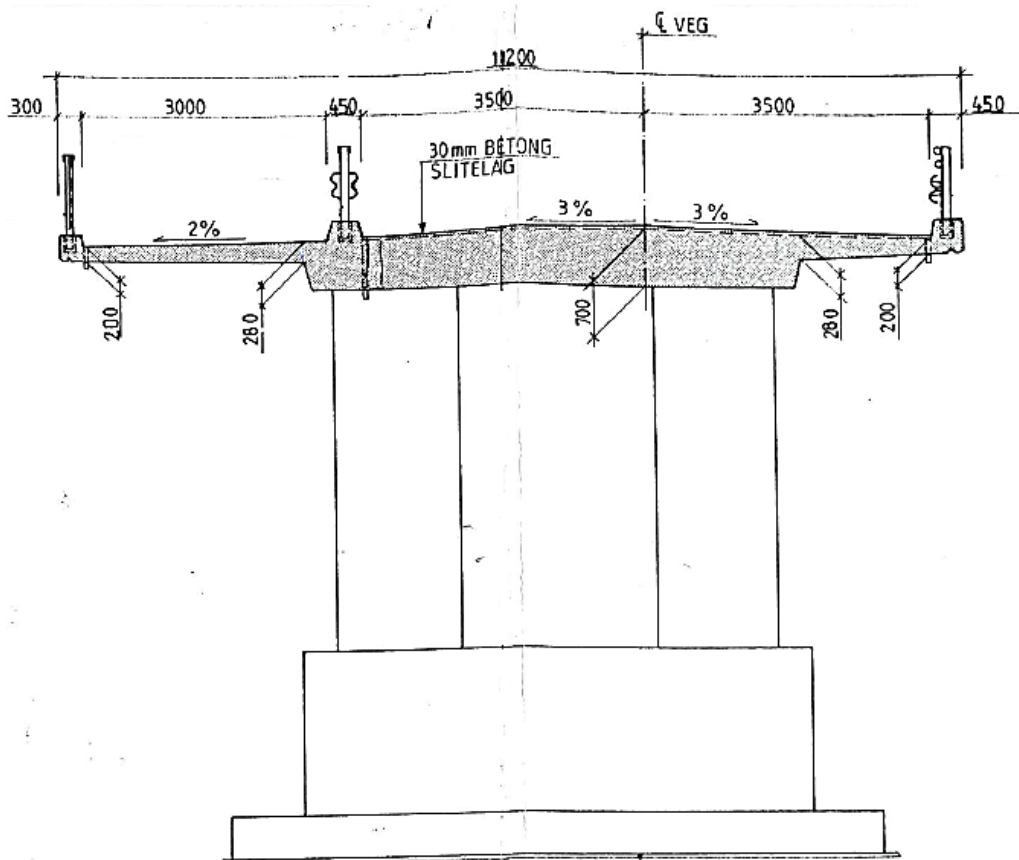
### 5.2.2. Valg av materiale

Materialet i Abaqus defineres som et elastisk lineært, isotropt materiale definert med Youngs modul og Poissons tall. I tillegg angis

tyngdetettheten til betongen, slik at et lasttilfelle for egenlasten basert på gravitasjonsakselerasjonen og tyngdetettheten kan modelleres. Det vil kun bli utført en lineær analyse.

### 5.2.3. Valg av randbetingelser

Smedstua bru var fritt opplagt på landkar og søyler i akse 1 til 4, og forhindret fra horisontal forskyvning ved fastlager i akse 4. Oppleggene på landkarene i akse 1 og 4 modelleres som linjeopplegg for hele tverretningen.



Figur 27: Brutversnitt med omriss av søyler. Mål i mm.

Oppleggene i akse 2 og 3 bestod av en felles fot med to rektangulære søyler på, med en avstand på 2 meter mellom hver søyle. Hver søyle hadde en bredde på 1,6 m, og hadde to neoprene blokklagre, altså fire lagre per akse. Avstanden mellom blokklagrene på en søyle var 600 mm.

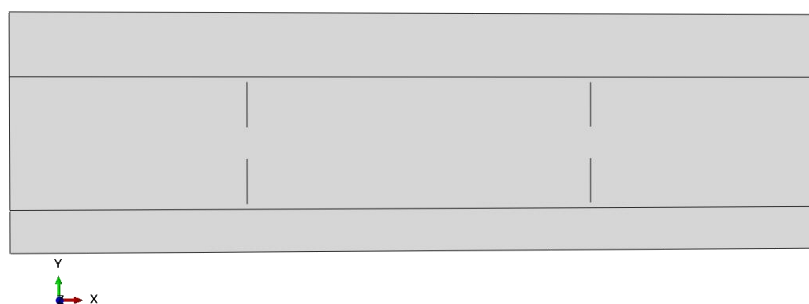


Figur 28: Søyler på Smedstua bru.



Figur 29: Nærbilde av søyleopplegg med to neoprene blokkklager.

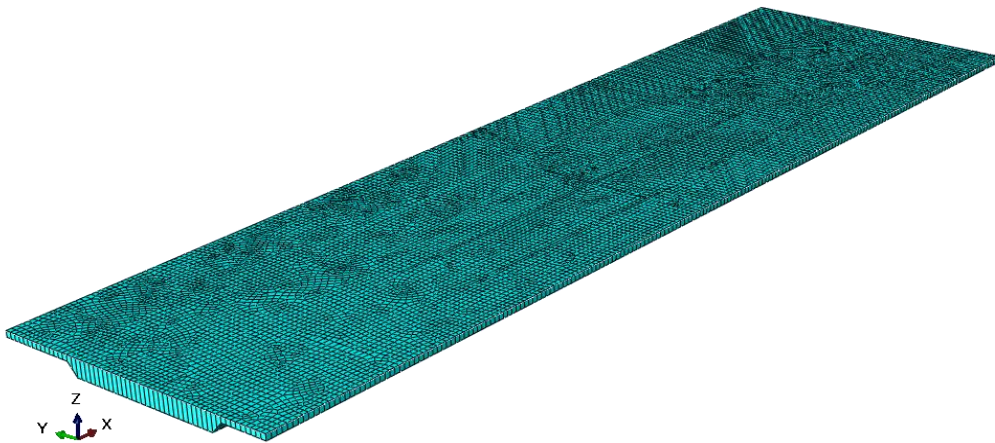
På grunn av den korte avstanden mellom blokklagrene ble det konkludert med at den mest gunstige forenklingen av opplagrene i akse 2 og 3 i Abaqus var en linjelast på 2,1 m for hver søyle. Linjelasten legges inn 250 mm fra ytterkantene av kassetverrsnittet, og avstanden mellom de to linjelastene i hver akse er 1,5 m.



Figur 30: Plassering av søyleopplegg for akse 2 og 4 i Abaqus

### 5.3 Analyse

Elementmetoden bygger på at skallet deles inn i et antall mindre elementer med definerte kinematiske frihetsgrader i elementenes knutepunkter eller noder [22]. I meshmodulen i Abaqus kan man spesifisere inndelingen av elementene for skallet. Antall elementer i meshet avgjør hvor nøyaktig resultatet av analysen blir; jo flere elementer, jo mer nøyaktig resultat.



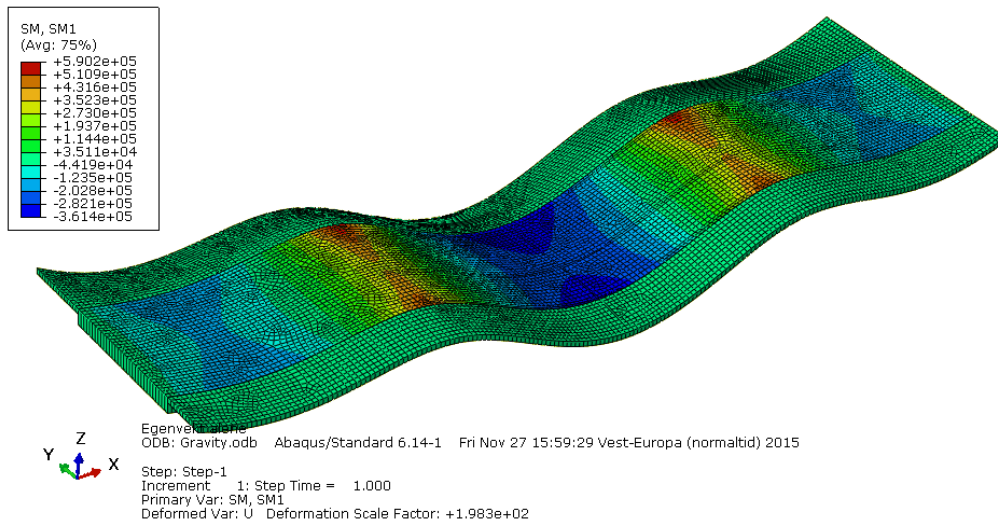
Figur 31: Modell med valgt mesh.

Figur 31 gir en gal representasjon av tverrsnittet til modellen, og dette er kun en visuell feil i fremstillingen i meshmodulen. I alle andre moduler vises tverrsnittet slik det er modellert.

For å kunne hente ut de ønskede resultatene defineres ulike «History output» for hvert tilfelle. For hvert «History output» defineres hvilket «Set» du ønsker å hente ut resultatverdier fra. Et «Set» er en definert geometrisk del av modellen, for eksempel en spesifikk node eller en linje. Videre bestemmes hvilke resultater som skal hentes for det valgte «settet», for eksempel moment om y-aksen (SM1) eller nedbøyning i z-retning (U3). Til slutt etableres en «Job» som gjennomfører analysen.

## 5.4 Resultater

Analyseresultatene fra Abaqus kan plottes med fargeplott for de ulike ønskede outputene. Konturplottene angir visuelt hvor de mest utsatte elementene i konstruksjonen ligger.



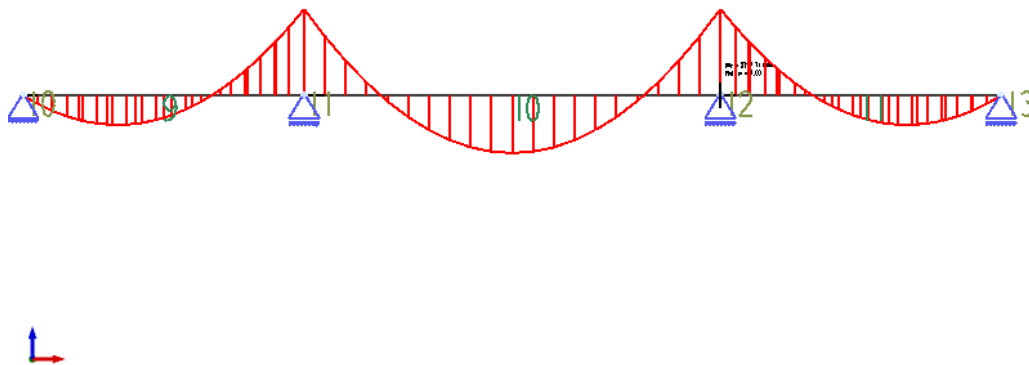
Figur 32: Konturplott fra egenvektanalyse for bøyemoment om y-aksen [Nm].

Abaqus skiller mellom nodebaserte resultater (nedbøyning) og elementbaserte resultater (tøyning eller spenninger), avhengig av det spesifiserte outputet. Nodebaserte resultater leser verdien i hver node, mens elementbaserte resultater henter verdier fra integrasjonspunktene, elementsentroiden eller elementnodene til elementet [21]. For å skape en «glatt» og sammenhengende presentasjon av resultatene er det ønskelig å unngå lokale ekstremverdier i modellen. For å oppnå dette blir noder som har resultater innenfor 75 % av hverandre gitt som gjennomsnittsverdier. Verdien på 75 % er standard i Abaqus, men den kan endres hvis ønskelig. Ekstremalverdiene vil derimot ikke bli påvirket av å endre denne verdien.

## 5.5 Verifikasjon av modell

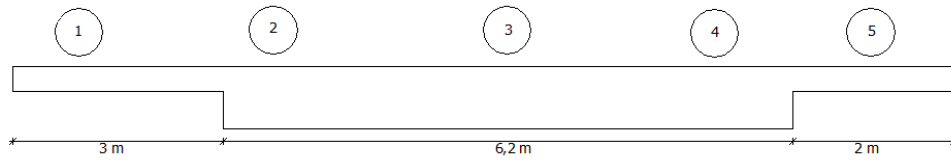
Analyseresultatene fra Abaqus ligger til grunn for alle videre beregninger i bruksgrensetilstanden. Det er derfor vesentlig at analyseverktøyet blir brukt riktig. Det er viktig å ha kjennskap til programmets antagelser og oppbygning, for på denne måten å kunne kontrollere at resultatene fra analysen er rimelige. Modellen verifiseres ved å modellere brua i analyseprogrammet Focus Konstruksjon.

En 2D-bjerkemodell ble modellert i Focus Konstruksjon med tilsvarende tverrsnitt og geometri. En slik modell vil derimot ikke være like nøyaktig som skallmodellen i 3D i elementprogrammet Abaqus, men den kan brukes til å kontrollere oppførselen til modellen i Abaqus. En analyse av egenlasten til betongkonstruksjonen ble utført i begge programmene, og er presentert sammen i Figur 35.

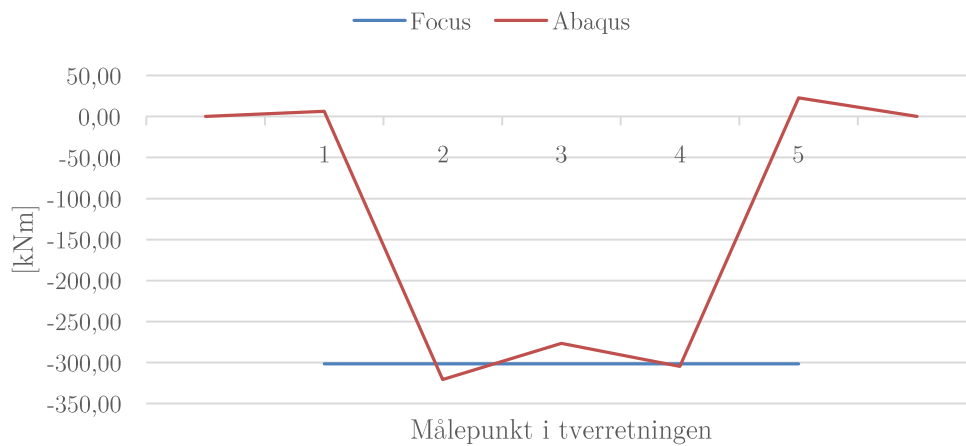


Figur 33: Skalert momentdiagram fra Focus Konstruksjon for egenlasten

For å sammenligne resultatet i Focus med Abaqus ble det hentet ut verdier for bøyemomentet i hovedmidtfeltet på fem punkter i tverretningen: ett målepunkt på hver flens og tre målepunkter over kassetverrsnittet, hvor punkt 3 lå midt på brutverrsnittet. Målepunktene var hver på én meter i tverretningen, og måleverdien ble beregnet som gjennomsnittresultatet over en meter.

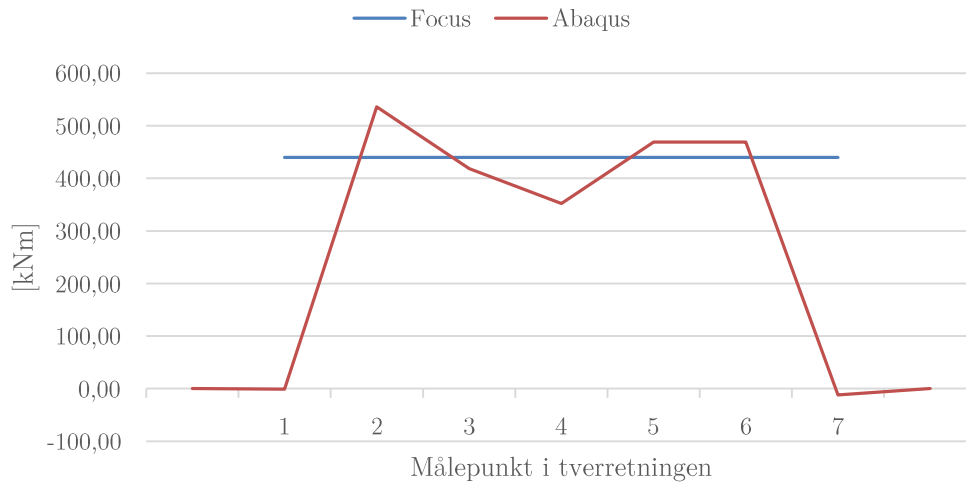


Figur 34: Omtrentlig plassering og nummerering av målepunkter for midtsnittet i Abaqus.



Figur 35: Sammenligning mellom Focus og Abaqus av  $M_{yy}$  over tverrsnittet i hovedmidtfeltet [kNm]

Som forventet var det små utslag i flensene og størst moment nærme overgangen fra kassetverrsnitt til flens. Fra Figur 35 ser man at det er meget godt samsvar mellom bøyemomentet i Focus og Abaqus, med en differanse på 25 kNm for målepunkt tre. Tar man gjennomsnittet av måleverdiene over kassetverrsnittet får man en differanse mot Focus på kun 1 kNm. Det vil si 99,7 % av tilsvarende bøyemomentet i Focus.



Figur 36: Sammenligning mellom Focus og Abaqus av  $M_{yy}$  over tverrsnittet i akse 2 [kNm]

Samme prosedyre ble fulgt for å sammenligne resultatene for støttemomentet fra Focus og Abaqus. Siden brua er opplagt på to søyler vil det oppstå momenttopper i tverretningen over søylene. Det hentes derfor ut flere målepunkter over kassetverrsnittet for målinger i akse 2 enn for feltmomentet. Totalt syv målepunkter ble hentet ut.

I Figur 36 kan man skimte de to momenttoppene over søylene som var forventet. Siden målepunktene regnes som gjennomsnittet over en meter i Abaqus, vil lokale ekstremverdier jevnes ut, og momenttoppene vil derfor ikke være like tydelige i fremstillingen. Man kan likevel se et godt samsvar mellom resultatene i Focus og Abaqus, slik man gjorde for midtsnittet. Tar man gjennomsnittet av måleverdiene over kassetverrsnittet får man en differanse mot Focus på kun 9 kNm. Det vil si 102 % av tilsvarende bøyemomentet i Focus.

Resultatet i Focus ga lik form på nedbøynings- og momentdiagrammene som i Abaqus, noe som vil tilsvare lik oppførsel av modellene. Spesielt likheten i bøyemomentresultatene gir bekræftelse på at Abaqus-modellen er korrekt modellert. De små variasjonene i analyseresultatene anses å skyldes ulike antagelser og nøyaktighet i de to programmene. Det konkluderes med at modellen i Abaqus er akseptabel og den vil dermed bli brukt videre i avhandlingen.



## 6 Lastkombinering i SLS

*Dette kapittelet omhandler lastfaktorer som ligger til grunn for ulike aktuelle lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden (SLS). Lastkombinasjonene brukes videre i kapasitetskontrollen av tverrsnittet for ulike dimensjonerende snitt.*

### 6.1 Aktuelle lastkombinasjoner

En konstruksjon blir utsatt for flere ulike samtidig virkende laster, som for eksempel trafikk- og egenlast. Lastvirkninger kan kategoriseres som enten permanente eller variable, noe som tilsier varigheten av lastens virkning. Egenlast er selvfølgelig en permanent last, mens trafikklaster er en variabel last. Det skilles også mellom gunstige og ugunstige lastvirkninger. Ugunstig last tilsier at lasten bidrar med å øke de dimensjonerende kreftene, mens gunstig last tilsier at lasten reduserer de dimensjonerende kreftene.

For å kunne dimensjonere konstruksjonen tar man hensyn til lastens korrelasjon i tid og rom gjennom definisjonen av lastkombinasjoner og lastfaktorer for å oppnå den dimensjonerende lastvirkningen. Det er derfor nødvendig å kombinere de ulike lastvirkningene på en slik måte at man finner den mest ugunstige lastsituasjonen på konstruksjonen.

Grunnlaget for lastkombinering tar utgangspunkt i kapittel 6 og vedlegg A2 i EK0, og spesifikt mot brukonstruksjoner ses det på Endringsblad NA.A1:2005. Det vil bli fokusert på bruksgrensetilstanden i denne avhandlingen, og de tilhørende lastkombinasjonene.

I henhold til avsnitt 6.5.3 i EK0 skal følgende tre lastkombinasjoner kontrolleres for bruksgrensetilstanden:

Karakteristisk kombinasjon:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (28)$$

Ofte forekommende kombinasjon:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (29)$$

Tilnærmet permanent (kvasipermanent) kombinasjon:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (30)$$

$E_d$  representerer den dimensjonerende lasten. For spennarmerte betongkonstruksjoner beregnes også lastvirkningen fra spennarmeringen,  $P$ . Da Smedstua bru kun har slakkarmering vil det ikke bli tatt hensyn til denne effekten videre. Dimensjonerende verdier for bruksgrensetilstanden er hentet fra tabell NA.A2.6 i A1:2005 til EK0, og de relevante delene er gitt i Tabell 10. I endringsbladet er det også tatt hensyn til en tredje lastkombinasjon: Sjeldent forekommende.

Tabell 10: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden [2]

Kombinasjon	Permanente laster, $G_d$		Variable laster, $Q_d$	
	Gunstig	Ugunstig	Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i} Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\Psi_{1,inf} Q_{k,1}$	$\Psi_{1,i} Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\Psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	$\Psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i} Q_{k,i}$

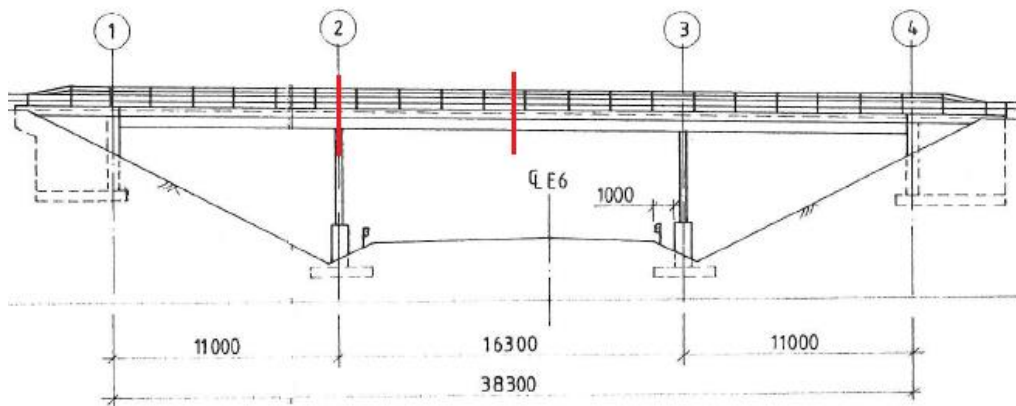
Her representerer  $G$  egenlast og  $Q$  en variabel last. Den eneste aktuelle variable lasten for dette tilfellet er trafikklast. I motsetning til bruddgrensetilstanden som inkluderer lastfaktorer, tar bruksgrensetilstanden kun med  $\Psi$ .  $\Psi$  er kombinasjonsfaktoren for de variable lastene, og angis i tabell A.2.1 i A1:2005.

## 7 Kapasitetskontroll i SLS

I dette kapitlet vil det bli presentert en kapasitetskontroll av brua i bruksgrensetilstanden i henhold til kravene i EK2-1-1. Fremgangsmetoden for bestemmelse av opptredende spenninger i dimensjonerende snitt vil bli gjennomgått, og kontroller i henhold til rissvidder og spenningsbegrensning vil bli utført.

### 7.1 Dimensjonerende snitt

Det tas utgangspunkt i to kritiske snitt i konstruksjonen som vil bli kontrollert, ett i hovedmidtfeltet og ett i akse 2 hvor to av søylene ligger. I begge snitt ser det ut til å være mest kritisk i kassetverrsnittet nærme gangbaneflensen i tverretningen i henhold til Abaqusanalysen. Dette vises på Figur 32. Gjennomsnittet av lastresultanter over en meter i lengderetningen og en meter i tverretningen hentes ut fra Abaqus til bruk i skallberegningene.



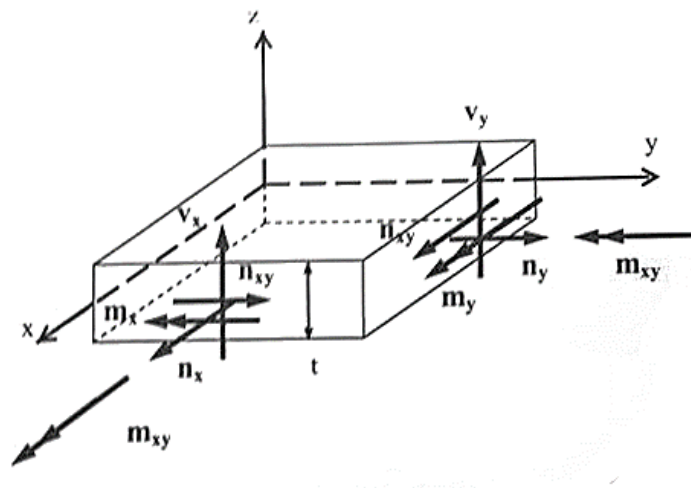
Figur 37: Dimensjonerende snitt i lengderetningen

### 7.2 Dimensjonerende opptredende skallkrefter

Skallresultantene som hentes ut fra Abaqus for lasttilfellene egenlast og trafikklast i lasttrinn 2 (tilsvarende 101 % av karakteristisk trafikklast etter håndbok 184) lastkombineres for de fire ulike lastkombinasjonene for bruksgrensetilstanden. Den karakteristiske lastkombinasjonen er den dimensjonerende kombinasjonen for alle kreftene. Skallresultantene fra trafikklast i lasttrinn 1 (tilsvarende 52 % av karakteristisk trafikklast etter håndbok 184) hentes også ut for å benyttes til sammenligning med forsøksresultatene, men siden lasttrinn 1 ikke er dimensjonerende blir de ikke presentert her. De dimensjonerende skallresultantene for de to dimensjonerende snittene er presentert i Tabell 11.

Tabell 11: Dimensjonerende resultanter fra Abaqus (karakteristisk lastkombinasjon)

	[kN/m]			[kNm/m]			[kN/m]	
	$n_x$	$n_y$	$n_{xy}$	$m_x$	$m_y$	$m_{xy}$	$V_x$	$V_y$
Over søyle:	-605,9	-271,1	-92,2	919,1	181,1	50,9	-61,9	-35,5
Hovedmidtfelt:	720,8	212,5	-19,8	-852,1	7,5	15,5	-29,2	-1,6



Figur 38: Definisjon av skallresultanter for Sandwichmodellen [13]

### 7.3 Spenningsresultat

For enkelhet skyld benyttes programmet BABE v1.0 (Beregningsprogram for Armerte Betongskall) ved beregning av de opptredende skallspennningene. Programmet ble utviklet som en del av en masteroppgave om betongskall ved NTNU i 2011 av Aleksander Sørvik Hanssen og Einar Raknes Brekke.

Verdiene fra de åtte dimensjonerende kraftresultantene, i tillegg til materialparametere, geometri og armeringsmengder legges inn i programmet. Beregningsprogrammet tar utgangspunkt i sandwichmodellen for armerte betongskall som er presentert i delkapittel 3.2.1, og kontrollerer tverrsnittets kapasitet og armeringsmengder, eller skivetykkelser.

Skivetykkelsen til topp- og bunnelaget er bestemt ved håndberegning. Laget i trykksonen antas å ha lik tykkelse som trykksonehøyden  $\alpha d$ . Om de valgte lagtykkelsene ikke er tilstrekkelige vil programmet økte tykkelsen for å oppnå tilstrekkelig kapasitet. Det viser seg at de antatte tykkelsene er tilstrekkelige for samtlige snitt. Beregningsrapporter fra programmet finnes i vedlegg B for karakteristisk lastkombinasjon.

Spenningsresultatene fra BABE v1.0 var ikke tilfredsstillende sammenlignet med kontrollberegningene. Sandwichmodellen bruker konstant spenning i begge ytre skivelag, noe som er en konservativ antagelse. Det ble derfor besluttet å benytte håndberegning for å oppnå mer korrekte spenningsverdier.

Det ble sett på et stadium II-tverrsnitt utsatt for de dominerende effektene fra  $m_{Edx}$  og  $n_{Edx}$ . Betongspenningen kan bestemmes ved ulike fremgangsmåter. I denne avhandlingen blir det konservativt antatt at aksialkraften fordelt seg likt over strekk- og trykksonen. På denne måten kan man benytte de kjente formlene for et rektangulært tverrsnitt i stadium II utsatt for bøyemoment for å finne trykksonehøyden  $\alpha d$ :

$$\eta = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (31)$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (32)$$

$$\alpha = \sqrt{(\eta\rho)^2 + 2\eta\rho} - \eta\rho \quad (33)$$

For å bestemme strekkspenningen som oppstår i armeringen i stadium II benyttes kraftlikevekt over tverrsnittet.

$$\sigma_{sII} = \frac{m_{Ed}}{z A_s} + \frac{n_{Ed}}{2 A_s} \quad (34)$$

På tilsvarende måte finnes trykkspenningen i betongen. Det antas at bidraget fra aksialkraften er konstant over trykksonehøyden.

$$\sigma_{cII} = -\frac{2 n_{Ed}}{z b \alpha d} + \frac{M_{Ed}}{2 b \alpha d} \quad (35)$$

Spenningen i betongen i stadium I beregnes etter følgende formel:

$$\sigma_{cI} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{M_{Ed}}{I} z \quad (36)$$

Avstanden til tyngdepunktsaksen  $z$  er positiv oppover.

Fullstendige beregninger av spenningene for ulike lasttilfeller, og for både stadium I og II finnes i vedlegg C.

## 7.4 Spenningsbegrensning

Spenningsbegrensning i henhold til eurokoden forutsetter at tverrsnittet er uopprisset, altså spenningsfordeling i stadium I. Om spenningene i stadium I ikke tilfredsstiller kravene tilsier dette at strekkfastheten ikke er tilstrekkelig og betongen vil dermed risse opp på strekksiden. Følgelig må det beregnes for stadium II i tillegg.

Kapasitetskontrollen i bruksgrensetilstanden tar utgangspunkt i de fire lastkombinasjonene karakteristisk, ofte forekommende, sjeldent forekommende og tilnærmet permanent. Den karakteristiske lastkombinasjonen er den dimensjonerende og vil følgelig være hovedfokuset i beregningene der

ikke annet er spesifisert. Det tas utgangspunkt i et skallelement med én meters bredde og med en høyde på 700 mm i kassetverrsnittet.

På grunn av store opptredende aksialkrefter i flensene, nærme kasse-tverrsnittet, vil det i tillegg bli gjort en spenningskontroll i stadium I her. Det tas da utgangspunkt i et element i hovedfeltet med én meters bredde og med en høyde på 240 mm. Som en forenkling vil spenningene i flensen kun kontrolleres for karakteristisk lastkombinasjon.

### BRUKSGRENSETILSTAND - Spenningsbegrensning

Input:

Betongegenskaper

$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$	Karakteristisk trykkfasthet
$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$	Betongens sekant E-modul
$f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$	Middel aksialtrekkfasthet

Slakkarmering

$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk flytegrense
$E_s := 200000 \text{ MPa}$	Slakkarmeringens E-modul



STADIUM I - URISSET TVERRSNITT

I henhold til EK2-1-1: 7.2

KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

OVER SØYLE:

$$\sigma_{ok.søyle} := 10.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk.søyle} := -12.1 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c,k} := 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning}_{kar.søyle} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{uk.søyle}) \leq \sigma_{c,k}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Strekkspenning i betongen:

$$\text{Strekkspenning}_{kar.søyle} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{ok.søyle}) \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

HOVEDMIDTFELT:

$$\sigma_{ok.felt} := -9.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk.felt} := 11.5 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c,k} := 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning}_{kar.felt} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{ok.felt}) \leq \sigma_{c,k}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Strekkspenning i betongen:

$$\text{Strekkspenning}_{kar.felt} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{uk.felt}) \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

## OFTE FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

OVER SØYLE:

$$\sigma_{ok.søyle} := 9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk.søyle} := -10.5 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

Det er ikke gitt noen krav til trykkspenningen i betongen for ofte forekommende lastkombinasjon. Spenningen antas å være akseptabel

$$\text{Trykkspenning}_{\text{ofte.søyle}} := \text{"OK"}$$

Strekkspenning i betongen:

$$\text{Strekkspenning}_{\text{ofte.søyle}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{ok.søyle}) \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

HOVEDMIDTFELT:

$$\sigma_{ok.felt} := -7.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk.felt} := 9.4 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

Det er ikke gitt noen krav til trykkspenningen i betongen for ofte forekommende lastkombinasjon. Spenningen antas å være akseptabel

$$\text{Trykkspenning}_{\text{ofte.felt}} := \text{"OK"}$$

Strekkspenning i betongen:

$$\text{Strekkspenning}_{\text{ofte.felt}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{uk.felt}) \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

SJELDENT FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

OVER SØYLE:

$$\sigma_{ok.søyle} := 9.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk.søyle} := -11 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

Det er ikke gitt noen krav til trykkspenningen i betongen for sjeldent forekommende lastkombinasjon. Spenningen antas å være akseptabel

$$\text{Trykkspenning}_{\text{sjeldent.søyle}} := \text{"OK"}$$

Strekkspenning i betongen:

$$\text{Strekkspenning}_{\text{sjeldent.søyle}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{ok.søyle}) \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

HOVEDMIDTFELT:

$$\sigma_{ok.felt} := -8.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk.felt} := 10.1 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

Det er ikke gitt noen krav til trykkspenningen i betongen for sjeldent forekommende lastkombinasjon. Spenningen antas å være akseptabel

$$\text{Trykkspenning}_{\text{sjeldent.felt}} := \text{"OK"}$$

Strekkspenning i betongen:

$$\text{Strekkspenning}_{\text{sjeldent.felt}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{uk.felt}) \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

OVER SØYLE:

$$\sigma_{ok.søyle} := 8.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk.søyle} := -9.4 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c,k} := 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning}_{\text{perm.søyle}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{uk.søyle}) \leq \sigma_{c,k}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Strekspenning i betongen:

$$\text{Strekspenning}_{\text{perm.søyle}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{ok.søyle}) \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

HOVEDMIDTFELT:

$$\sigma_{ok.felt} := -6.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{uk.felt} := 8 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c,k} := 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning}_{\text{perm.felt}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{ok.felt}) \leq \sigma_{c,k}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Strekspenning i betongen:

$$\text{Strekspenning}_{\text{perm.felt}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{uk.felt}) \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

FLENS I MIDTFELT

$$h_f := 240 \text{ mm}$$

$$b_f := 1000 \text{ mm}$$

$$A_{cf} := h_f \cdot b_f = 240000 \text{ mm}^2$$

$$I_f := b_f \cdot \frac{h_f^3}{12} = (1.152 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

$$z_f := \frac{h_f}{2} = 120 \text{ mm}$$

KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Opptredende krefter i tverretningen:

$$m_{x,f} := 73.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_{x,f} := -776 \text{ kN}$$

Betongspenning i hovedmidtfelt:

$$\sigma_{ok,flens} := \frac{n_{x,f}}{A_{cf}} + \frac{m_{x,f}}{I_f} \cdot -z_f = -10.9 \text{ MPa} \quad \text{Trykk}$$

$$\sigma_{uk,flens} := \frac{n_{x,f}}{A_{cf}} + \frac{m_{x,f}}{I_f} \cdot z_f = 4.4 \text{ MPa} \quad \text{Strekk}$$

Trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c,k} := 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning}_{flens} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{ok,flens}) \leq \sigma_{c,k}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Strekkspenning i betongen:

$$\text{Strekkspenning}_{flens} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{uk,flens}) \leq f_{ctm}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

OPPSUMMERINGER AV SPENNINGSKONTROLL I  
STADIUM I:

Over søyle:

Strekkspenning<sub>kar.søyle</sub> = “ikke OK”

Trykkspenning<sub>kar.søyle</sub> = “OK”

Strekkspenning<sub>ofte.søyle</sub> = “ikke OK”

Trykkspenning<sub>ofte.søyle</sub> = “OK”

Strekkspenning<sub>sjeldent.søyle</sub> = “ikke OK”

Trykkspenning<sub>sjeldent.søyle</sub> = “OK”

Strekkspenning<sub>perm.søyle</sub> = “ikke OK”

Trykkspenning<sub>perm.søyle</sub> = “OK”

Hovedmidtfelt:

Strekkspenning<sub>kar.felt</sub> = “ikke OK”

Trykkspenning<sub>kar.felt</sub> = “OK”

Strekkspenning<sub>ofte.felt</sub> = “ikke OK”

Trykkspenning<sub>ofte.felt</sub> = “OK”

Strekkspenning<sub>sjeldent.felt</sub> = “ikke OK”

Trykkspenning<sub>sjeldent.felt</sub> = “OK”

Strekkspenning<sub>perm.felt</sub> = “ikke OK”

Trykkspenning<sub>perm.felt</sub> = “OK”

Flens i hovedfeltet:

Trykkspenning<sub>flens</sub> = “OK”

Strekkspenning<sub>flens</sub> = “ikke OK”

Konklusjon:

Strekfastheten over søylene i akse 2 og i hovedfeltet er ikke tilstrekkelig. Dette vil resultere at tverrsnittet risser opp på strekksiden, og det må derfor beregnes for stadium II i tillegg.

Helt innerst på flensen på kjørebansiden kan tverrsnittet også risse opp, tross små momenteffekter. Flensen vil ikke bli beregnet på videre i denne oppgaven.

## STADIUM II - OPPRISSET TVERRSNITT

I henhold til EK2-1-1: 7.2

### KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

OVER SØYLE:

$$\sigma_{c.s\oyle} := -19.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.s\oyle} := 223 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c.k} := 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning}_{\text{kar.s\oyle}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{c.s\oyle}) \leq \sigma_{c.k}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

Strekkspenning i armeringen:

$$\sigma_{s.1} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Armering}_{\text{kar.s\oyle}} := \text{if}(\sigma_{s.s\oyle} \leq \sigma_{s.1}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

HOVEDMIDTFELT:

$$\sigma_{c.felt} := -16.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.felt} := 269 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c.k} := 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning}_{\text{kar.felt}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{c.felt}) \leq \sigma_{c.k}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Strekkspenning i armeringen:

$$\sigma_{s.1} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Armering}_{\text{kar.felt}} := \text{if}(\sigma_{s.felt} \leq \sigma_{s.1}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

OVER SØYLE:

$$\sigma_{c.søyle} := -15.3 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.søyle} := 174 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c.k} := 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning}_{\text{perm.søyle}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{c.søyle}) \leq \sigma_{c.k}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"ikke OK"}$$

Strekkspenning i armeringen:

$$\sigma_{s.1} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Armering}_{\text{perm.søyle}} := \text{if}(\sigma_{s.søyle} \leq \sigma_{s.1}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

HOVEDMIDTFELT:

$$\sigma_{c.felt} := -11.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s.felt} := 188 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betongen:

$$\sigma_{c.k} := 0.45 \cdot f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Trykkspenning}_{\text{perm.felt}} := \text{if}(\text{abs}(\sigma_{c.felt}) \leq \sigma_{c.k}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Strekkspenning i armeringen:

$$\sigma_{s.1} := 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Armering}_{\text{perm.felt}} := \text{if}(\sigma_{s.felt} \leq \sigma_{s.1}, \text{"OK"}, \text{"ikke OK"}) = \text{"OK"}$$



OPPSUMMERINGER AV SPENNINGSKONTROLL I STADIUM II:

Over søyle:

Trykkspenning<sub>kar.søyle</sub> = "ikke OK"

Trykkspenning<sub>perm.søyle</sub> = "ikke OK"

Armering<sub>kar.søyle</sub> = "OK"

Armering<sub>perm.søyle</sub> = "OK"

Hovedmidtfelt:

Trykkspenning<sub>kar.felt</sub> = "OK"

Trykkspenning<sub>perm.felt</sub> = "OK"

Armering<sub>kar.felt</sub> = "OK"

Armering<sub>perm.felt</sub> = "OK"

Konklusjon:

Alle spenningskravene er tilfredsstilt for hovedfeltet. Kravene for trykkspenning i stadium II er ikke tilfredsstilt for søylesnittet.

## 7.5 Rissviddekontroll

På grunnlag av at strekkspenningen i betongen overstiger strekkfastheten  $f_{ctm}$  vil tverrsnittet risse opp både over søylene og i hovedmidtfeltet. Rissviddene må begrenses for å forhindre at konstruksjonens bestandighet eller funksjon svekkes. Beregning av rissvidden  $w_k$  og grenseverdien  $w_{max}$  gjøres i henhold til kapittel 7.3.4 i EK2-1-1 slik det er beskrevet i delkapittel 3.3.3.

Under punkt 7.7.1 i håndbok N400 presiseres det at rissviddekontroll i bruksgrensetilstanden skal begrenses til lastkombinasjonene ofte forekommende og tilnærmet permanent.

Beregningene innledes med å bestemme tverrsnittets rissmoment  $M_{cr}$  i begge snitt, fordi det vil være interessant å sammenligne størrelsen på rissmomentet mot de opptredende momentene i tilsvarende snitt. Rissmomentet bestemmes for en spenningsfordeling i stadium I med strekkspenning lik strekkfastheten  $f_{ctm}$ . Det vil si for øyeblikket tverrsnittet går fra urisset til opprisset [11].

$$M_{cr} = \frac{I_{c1} + \eta I_{s1}}{h - \alpha d} f_{ctm} \quad (37)$$

Karakteristisk for spenningsfordelingen i stadium I er at tyngdepunktaksen og nøytralaksen er sammenfallende. Beliggenheten bestemmes etter:

$$\alpha d = \frac{A_c 0,5 h + \eta A_s d}{A_c + \eta A_s} \quad (38)$$

For et uopprisset tverrsnitt er betongen og armeringens bidrag til arealtreghetsmomentet lik:

$$I_{c1} = \frac{b h^3}{12} + b h \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 \quad (39)$$

$$I_{s1} = A_s (d - \alpha d)^2 \quad (40)$$

I tillegg til rissviddekontrollen presiserer eurokoden at det er nødvendig å angi en minimumsarmering med heft for å begrense rissviddene.

$$A_{s,min} = \frac{k_c k f_{ctm} A_{ct}}{\sigma_s} \quad (41)$$

Her er  $A_{s,min}$  definert som den minste armeringsmengden i strekksonen,  $A_{ct}$  er betongarealet i strekksonen,  $f_{ctm}$  er middelveidien av betongens strekkfasthet, og  $k$  gis som en koeffisient som tar hensyn til virkningen av ujevn spenningsfordeling i tverrsnittet.  $k_c$  er en koeffisient som tar hensyn til spenningsfordelingen, og for rektangulære tverrsnitt er faktoren gitt etter:

$$k_c = 0,4 \left[ 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \frac{h}{h^*} f_{ctm}} \right] \leq 1 \quad (42)$$

I formelen er  $h^*$  lik  $h$  for dette tilfellet, og  $k_1$  er en koeffisient som tar hensyn til aksialkreftene på spenningsfordelingen.  $\sigma_c$  er betongens middelspenning:

$$\sigma_c = \frac{n_{Ed}}{bh} \quad (43)$$

## BRUKSGRENSETILSTAND - Rissviddebegrensning

Input:

Skalltverrsnitt

$$h := 700 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

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

Skallelementbredde

$$A_c := b \cdot h = 700000 \text{ mm}^2$$

Betongtverrsnittsareal

Betongegenskaper

$$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$$

Betongens sekant E-modul

$$f_{ctm} := 2.9 \text{ MPa}$$

Middel aksialtrekkfasthet

$$I_c := b \cdot \frac{h^3}{12} = (2.858 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

2. arealmoment

Slakkarmering

$$E_s := 200000 \text{ MPa}$$

Slakkarmeringens E-modul

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.061$$

E-modulforhold

$$a_e := \eta$$

Det forutsettes at når strekkspenningen ( $\sigma_c$ ) overskrider strekkfastheten ( $f_{ctm}$ ) går tverrsnittet fra Stadium I (urisset) til Stadium II (oppriisset). Rissmomentet bestemmes i overgangen fra urisset til oppriisset tverrsnitt, og tilsier opptredende moment i øyeblikket riss inntreffer.

Rissmoment over søyle (Sørensen 5.2.4):

$A_{s,søyle} := 5873 \text{ mm}^2$	Armeringsmengde i strekk
$c := 70 \text{ mm}$	Overdekning overside
$d := h - c = 630 \text{ mm}$	
$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_{s,søyle} \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_{s,søyle}} = 364 \text{ mm}$	Trykksonehøyde for urisset tverrsnitt, N.A. = T.P.
$I_{c1} := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (2.9 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$	Betongens arealreghetsmoment
$I_{s1} := A_{s,søyle} \cdot (d - \alpha d)^2 = (4.17 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$	Armeringens arealreghetsmoment
$M_{cr} := \frac{I_{c1} + \eta \cdot I_{s1}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 269 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Rissmoment

Rissmoment i hovedmidtfelt (Sørensen 5.2.4):

$A_{s,felt} := 6583 \text{ mm}^2$	Armeringsmengde i strekk
$c := 30 \text{ mm}$	Overdekning overside
$d := h - c = 670 \text{ mm}$	
$\alpha d := \frac{A_c \cdot 0.5 \cdot h + \eta \cdot A_{s,felt} \cdot d}{A_c + \eta \cdot A_{s,felt}} = 367 \text{ mm}$	Trykksonehøyde for urisset tverrsnitt
$I_{c1} := b \cdot \frac{h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left( \alpha d - \frac{h}{2} \right)^2 = (2.9 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$	Betongens arealreghetsmoment
$I_{s1} := A_{s,felt} \cdot (d - \alpha d)^2 = (6.03 \cdot 10^8) \text{ mm}^4$	Armeringens arealreghetsmoment
$M_{cr} := \frac{I_{c1} + \eta \cdot I_{s1}}{h - \alpha d} \cdot f_{ctm} = 283 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Rissmoment

OFTE FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

OVER SØYLE:

$$A_{s.søyle} := 5873 \text{ mm}^2$$

Armering over søyle i overkant, strekk

$$A'_{s.søyle} := 1848 \text{ mm}^2$$

Armering over søyle i underkant, trykk

$$c := 70 \text{ mm}$$

Overdekning overside

$$d := h - c = 630 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.284$$

Hentes fra tidligere beregninger

$$x := \alpha \cdot d = 179 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$h_{c.eff} := \min\left(2.5 \cdot h - d, \frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2}\right) = 174 \text{ mm}$$

$$A_{c.eff} := h_{c.eff} \cdot b = 173693 \text{ mm}^2$$

Effektivt areal for strekksonen

$$A_s := A_{s.søyle} = 5873 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i strekksonen

$$\rho_{p.eff} := \frac{A_s}{A_{c.eff}} = 0.034$$

Sørensen, s. 153

$$k_1 := 0.8$$

Stenger med god heft

$$k_2 := 0.5$$

For bøyning

$$k_3 := 3.4$$

NA.7.3.4(3)

$$k_4 := 0.425$$

NA.7.3.4(3)

Opptredende krefter over søyle:

$$m_{x.søyle} := 796.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_{x.søyle} := -518.5 \text{ kN}$$

Maksimal rissavstand:

$$\phi_s := 25 \text{ mm}$$

Største stangdiameter

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p.eff}} = 364 \text{ mm}$$

Rissvidde:

$$k_t := 0.4 \quad \text{Faktor for lastvarighet}$$

$$\sigma_s := 195 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning}$$

$$\Delta\varepsilon := \max\left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + a_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}\right) = 0.000768$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.2794 \text{ mm}$$

Rissviddebegrensning:

$$c_{min,dur} := 60 \text{ mm} \quad \text{Minste overdekning pga. miljøpåvirkning}$$

$$k_c := \max\left(\frac{c}{c_{min,dur}}, 1.3\right) = 1.3 \quad \text{NA.7.3.1(5)}$$

$$w_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm} \quad \text{Maksimal rissvidde, Tabell NA.7.1N}$$

$$Rissvidde_{søyle.ofte} := \text{if}(w_k < w_{max}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Minimumsarmering med heft, 7.3.2:

$$\sigma_c := \frac{n_{x,søyle}}{b \cdot h} = -0.741 \text{ MPa} \quad \text{Betongspenning per meter i underkant}$$

$$\sigma_s := 500 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning antas lik fyk}$$

$$k_1 := 1.5 \quad \text{Koeffisient med hensyn til aksialkreftene}$$

$$k_c := \min\left(0.4 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ctm}}\right), 1\right) = 0.468$$

$$k := 0.72 \quad \text{Interpolert verdi for steg med } 300 \text{ mm} < h < 800 \text{ mm}$$

$$A_{ct} := b \cdot (h - x) = 521080 \text{ mm}^2 \quad \text{Betongareal i strekksone}$$

$$A_{s,min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 1019 \text{ mm}^2 \quad \text{Minimum armeringsmengde i strekksone}$$

$$Strekkarmering_{søyle.ofte} := \text{if}(A_{s,min} < A_s, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

HOVEDMIDTFELT:

$$A'_{s,felt} := 2094 \text{ mm}^2$$

Armering i midtfelt i overkant, trykk

$$A_{s,felt} := 6583 \text{ mm}^2$$

Armering i midtfelt i underkant, strekk

$$c := 30 \text{ mm}$$

Overdekning overside

$$d := h - c = 670 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.291$$

Hentes fra tidligere beregninger

$$x := \alpha \cdot d = 195 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$h_{c,eff} := \min \left( 2.5 \cdot h - d, \frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2} \right) = 168 \text{ mm}$$

$$A_{c,eff} := h_{c,eff} \cdot b = 168343 \text{ mm}^2$$

Effektivt areal for strekksonen

$$A_s := A_{s,felt} = 6583 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i strekksonen

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.039$$

Sørensen, s. 153

$$k_1 := 0.8$$

Stenger med god heft

$$k_2 := 0.5$$

For bøyning

$$k_3 := 3.4$$

NA.7.3.4(3)

$$k_4 := 0.425$$

NA.7.3.4(3)

Opp tredende krefter i felt, kar

$$m_{x,felt} := -699.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_{x,felt} := 589.8 \text{ kN}$$

Maksimal rissavstand:

$$\phi_s := 25 \text{ mm}$$

Største stangdiameter

$$s_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p,eff}} = 211 \text{ mm}$$



Rissvidde:

$k_t := 0.4$  Faktor for lastvarighet

$\sigma_s := 220 \text{ MPa}$  Armeringsspenning

$$\Delta\varepsilon := \max\left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + a_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}\right) = 0.000917$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.193 \text{ mm}$$

Rissviddebegrensning:

$c_{min,dur} := 60 \text{ mm}$  Minste overdekning pga. miljøpåvirkning

$$k_c := \max\left(\frac{c}{c_{min,dur}}, 1.3\right) = 1.3$$
 NA.7.3.1(5)

$w_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$  Maksimal rissvidde, Tabell NA.7.1N

$Rissvidde_{felt.ofte} := \text{if}(w_k < w_{max}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$

Minimumsarmering med heft, 7.3.2:

$\sigma_c := \frac{n_{x,felt}}{b \cdot h} = 0.843 \text{ MPa}$  Betongspenning per meter i underkant

$\sigma_s := 500 \text{ MPa}$  Armeringsspenning antas lik fyk

$k_1 := 1.5$  Koeffisient med hensyn til aksialkreftene

$$k_c := \min\left(0.4 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ctm}}\right), 1\right) = 0.323$$

$k := 0.72$  Interpolert verdi for steg med  $300 \text{ mm} < h < 800 \text{ mm}$

$A_{ct} := b \cdot (h - x) = 505030 \text{ mm}^2$  Betongareal i strekksonen

$A_{s,min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 680 \text{ mm}^2$  Minimum armeringsmengde i strekksonen

$Strekkarmering_{felt.ofte} := \text{if}(A_{s,min} < A_s, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$

TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

OVER SØYLE:

$$A_{s.søyle} := 5873 \text{ mm}^2$$

Armering over søyle i overkant, strekk

$$A'_{s.søyle} := 1848 \text{ mm}^2$$

Armering over søyle i underkant, trykk

$$c := 70 \text{ mm}$$

Overdekning overside

$$d := h - c = 630 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.284$$

Hentes fra tidligere beregninger

$$x := \alpha \cdot d = 179 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$h_{c.eff} := \min\left(2.5 \cdot h - d, \frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2}\right) = 174 \text{ mm}$$

$$A_{c.eff} := h_{c.eff} \cdot b = 173693 \text{ mm}^2$$

Effektivt areal for strekksonen

$$A_s := A_{s.søyle} = 5873 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i strekksonen

$$\rho_{p.eff} := \frac{A_s}{A_{c.eff}} = 0.034$$

Sørensen, s. 153

$$k_1 := 0.8$$

Stenger med god heft

$$k_2 := 0.5$$

For bøyning

$$k_3 := 3.4$$

NA.7.3.4(3)

$$k_4 := 0.425$$

NA.7.3.4(3)

Opptredende krefter over søyle:

$$m_{x.søyle} := 714.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_{x.søyle} := -460.3 \text{ kN}$$

Maksimal rissavstand:

$$\phi_s := 25 \text{ mm}$$

Største stangdiameter

$$s_{r.max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p.eff}} = 364 \text{ mm}$$

Rissvidde:

$$k_t := 0.4 \quad \text{Faktor for lastvarighet}$$

$$\sigma_s := E_s \cdot \frac{m_{x.s\ddot{o}yle} \cdot (1 - \alpha) \cdot d}{E_{cm} \cdot I_c}$$

$$\sigma_s := 174 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning}$$

$$\Delta \varepsilon := \max \left( \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + a_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \right) = 0.000663$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta \varepsilon = 0.241 \text{ mm}$$

Rissviddebegrensning:

$$c_{min,dur} := 60 \text{ mm} \quad \text{Minste overdekning pga. miljøpåvirkning}$$

$$k_c := \max \left( \frac{c}{c_{min,dur}}, 1.3 \right) = 1.3 \quad \text{NA.7.3.1(5)}$$

$$w_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm} \quad \text{Maksimal rissvidde, Tabell NA.7.1N}$$

$$Rissvidde_{s\ddot{o}yle,perm} := \text{if}(w_k < w_{max}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

Minimumsarmering med heft, 7.3.2:

$$\sigma_c := \frac{n_{x.s\ddot{o}yle}}{b \cdot h} = -0.658 \text{ MPa} \quad \text{Betongspenning per meter i underkant}$$

$$\sigma_s := 500 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning}$$

$$k_1 := 1.5 \quad \text{Koeffisient med hensyn til aksialkreftene}$$

$$k_c := \min \left( 0.4 \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ctm}} \right), 1 \right) = 0.46$$

$$k := 0.72 \quad \text{Interpolert verdi for steg med } 300 \text{ mm} < h < 800 \text{ mm}$$

$$A_{ct} := b \cdot (h - x) = 521080 \text{ mm}^2 \quad \text{Betongareal i strekksone}$$

$$A_{s,min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 1002 \text{ mm}^2 \quad \text{Minimum armeringsmengde i strekksone}$$

$$Strekkarmering_{s\ddot{o}yle,perm} := \text{if}(A_{s,min} < A_s, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$$

HOVEDMIDTFELT:

$$A'_{s, felt} := 2094 \text{ mm}^2$$

Armering i midtfelt i overkant, trykk

$$A_{s, felt} := 6583 \text{ mm}^2$$

Armering i midtfelt i underkant, strekk

$$c := 30 \text{ mm}$$

Overdekning overside

$$d := h - c = 670 \text{ mm}$$

$$\alpha := 0.291$$

Hentes fra tidligere beregninger

$$x := \alpha \cdot d = 195 \text{ mm}$$

Trykksonehøyde

$$h_{c, eff} := \min \left( 2.5 \cdot h - d, \frac{(h-x)}{3}, \frac{h}{2} \right) = 168 \text{ mm}$$

$$A_{c, eff} := h_{c, eff} \cdot b = 168343 \text{ mm}^2$$

Effektivt areal for strekksonen

$$A_s := A_{s, felt} = 6583 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde i strekksonen

$$\rho_{p, eff} := \frac{A_s}{A_{c, eff}} = 0.039$$

Sørensen, s. 153

$$k_1 := 0.8$$

Stenger med god heft

$$k_2 := 0.5$$

For bøyning

$$k_3 := 3.4$$

NA.7.3.4(3)

$$k_4 := 0.425$$

NA.7.3.4(3)

Opp tredende krefter i hovedmidtfelt:

$$m_{x, felt} := -598.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n_{x, felt} := 502.5 \text{ kN}$$

Maksimal rissavstand:

$$\phi_s := 25 \text{ mm}$$

Største stangdiameter

$$s_{r, max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{p, eff}} = 211 \text{ mm}$$

Rissvidde:

$k_t := 0.4$  Faktor for lastvarighet

$\sigma_s := 188 \text{ MPa}$  Armeringsspenning

$$\Delta\varepsilon := \max\left(\frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + a_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}\right) = 0.000757$$

$$w_k := s_{r,max} \cdot \Delta\varepsilon = 0.159 \text{ mm}$$

Rissviddebegrensning:

$c_{min,dur} := 60 \text{ mm}$  Minste overdekning pga. miljøpåvirkning

$$k_c := \max\left(\frac{c}{c_{min,dur}}, 1.3\right) = 1.3 \quad \text{NA.7.3.1(5)}$$

$w_{max} := 0.3 \text{ mm} \cdot k_c = 0.39 \text{ mm}$  Maksimal rissvidde, Tabell NA.7.1N

$Rissvidde_{felt,perm} := \text{if}(w_k < w_{max}, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$

Minimumsarmering med heft, 7.3.2:

$\sigma_c := \frac{n_{x,felt}}{b \cdot h} = 0.718 \text{ MPa}$  Betongspenning per meter i underkant

$\sigma_s := 500 \text{ MPa}$  Armeringsspenning

$k_1 := 1.5$  Koeffisient med hensyn til aksialkreftene

$$k_c := \min\left(0.4 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot f_{ctm}}\right), 1\right) = 0.334$$

$k := 0.72$  Interpolert verdi for steg med  $300 \text{ mm} < h < 800 \text{ mm}$

$A_{ct} := b \cdot (h - x) = 505030 \text{ mm}^2$  Betongareal i strekksonen

$A_{s,min} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ctm} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 704 \text{ mm}^2$  Minimum armeringsmengde i strekksonen

$Strekkarmering_{felt,perm} := \text{if}(A_{s,min} < A_s, \text{"OK"}, \text{"Ikke OK"}) = \text{"OK"}$

OPPSUMMERINGER AV RISSVIDDEBEGRENSNING:

$$Rissvidde_{s\ddot{o}yle,ofte} = \text{"OK"}$$

$$Rissvidde_{s\ddot{o}yle,perm} = \text{"OK"}$$

$$Rissvidde_{felt,ofte} = \text{"OK"}$$

$$Rissvidde_{felt,perm} = \text{"OK"}$$

$$Strekkarmering_{s\ddot{o}yle,ofte} = \text{"OK"}$$

$$Strekkarmering_{s\ddot{o}yle,perm} = \text{"OK"}$$

$$Strekkarmering_{felt,ofte} = \text{"OK"}$$

$$Strekkarmering_{s\ddot{o}yle,perm} = \text{"OK"}$$

Konklusjon:

Rissviddekravet er tilfredstilt. Kravet til minimumsarmering for rissbegrensning er oppfylt for begge snitt.

## 7.6 Oppsummering av bruksgrensetilstanden

Spenningene defineres som negative for trykk og positive for strekk, men er gitt i absoluttverdier i tabellen nedenfor.

Tabell 12: Oppsummering av spenningbegrensning, SLS

	Snitt:	Lastkombi nasjon:		Beregnet verdi:	Krav:	Kontroll:
Spenningsbegrensning - Stadium I [MPa]	Over søyle	Karakteristisk	Strekk	10,4	2,9	Risser opp
			Trykk	12,1	18	OK
		Tilnærmet perm.	Strekk	8,1	2,9	Risser opp
			Trykk	9,4	13,5	OK
	Felt	Karakteristisk	Strekk	11,5	2,9	Risser opp
			Trykk	9,4	18	OK
		Tilnærmet perm.	Strekk	8	2,9	Risser opp
			Trykk	6,6	13,5	OK
Spenningsbegrensning - Stadium II [MPa]	Over søyle	Karakteristisk	Strekk	223	400	OK
			Trykk	19,7	18	Ikke OK
		Tilnærmet perm.	Strekk	174	400	OK
			Trykk	15,3	13,5	Ikke OK
	Felt	Karakteristisk	Strekk	269	400	OK
			Trykk	16,3	18	OK
		Tilnærmet perm.	Strekk	188	400	OK
			Trykk	11,4	13,5	OK

I Tabell 12 er det valgt å vise resultatene fra lastkombinasjonene karakteristisk og tilnærmet permanent. For stadium I er det derimot kontrollert for alle fire lastkombinasjonene i beregningene.

I Tabell 13 angis rissresultatene for lastkombinasjonene ofte forekommende og tilnærmet permanent, i henhold til håndbok N400.

Tabell 13: Oppsummering av rissviddebegrensning, SLS

	Snitt:	Lastkombinasjon:	Beregnet verdi:	Krav:	Kontroll:
Rissviddebegrensning [mm]	Over søyle	Ofte forekom.	0,279	0,39	OK
		Tilnærmet perm.	0,241	0,39	OK
	Felt	Ofte forekom.	0,193	0,39	OK
		Tilnærmet perm.	0,159	0,39	OK

Resultatet tilsier at tverrsnittet vil risse opp på strekksiden i begge snitt, altså på oversiden over søylene og på undersiden i hovedmidtfeltet. For kapasitetskontrollen i bruksgrensetilstanden noteres det at i søylesnittet for permanent lastkombinasjon er ikke spenningsbegrensningen i henhold til eurokoden tilfredsstillt.

Armeringsmengdene og rissavstanden for begge snitt er akseptable sammenlignet med beregnet minimumsarmeringen for rissbegrensningen og beregnet maksimal rissavstand.



## 8 Forsøksresultater

*De relevante forsøksresultatene fra målinger og observasjoner av bruoppførsel vil bli presentert og forklart i dette kapittelet. Det blir sett på nedbøyning på grunn av trafikklasten, tøyingsresultater i begge lasttrinnene for trafikklast, og rissobservasjoner før og etter forsøket for begge lasttrinn.*

### 8.1 Generelt

Det var vesentlig for forsøket å få tilstrekkelig med informasjon om bruas oppførsel under belastning. Brua ble derfor undersøkt før belastning, og grundig utstyrt med ulike måleinstrumenter under hele forsøket. For å kunne stedsette målinger og observasjoner i forsøket ble brua inndelt i et rutenett med spraymaling på betongoverflaten.

### 8.2 Målt nedbøyning

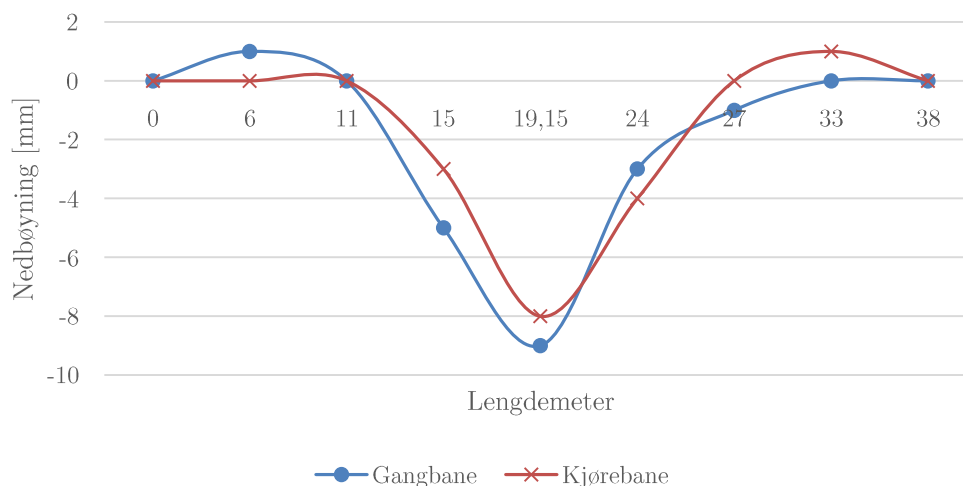
For å måle nedbøyningen under forsøket i bruksgrensetilstanden ble brua nivellert i utgangsposisjonen. Syv nivelleringspunkter ble festet langs kantdragerne slik det er vist på Figur 39.



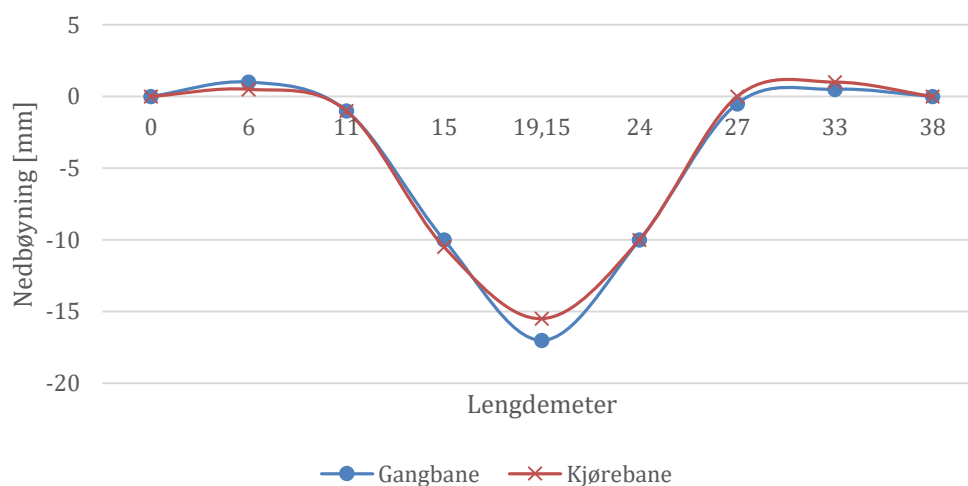
Figur 39: Måling av nedbøyning til kantbjelken på sydsiden

Resultatet etter belastning i lasttrinn 1 var en maksimal nedbøyning i midtfeltet på 9 mm på gangbanesiden (sydsiden) og 8 mm på kjørebanesiden (nordsiden), sett i forhold til utgangsposisjonen til brubanen. Lasttrinn

2 ga en nedbøyning på 17 mm på gangbanesiden og 15,5 mm på kjørebanesiden. I Figur 40 og Figur 41 kan en merke seg at landkarene ligger på 0 og 38,3 lengdemeter (akse 1 og 4), og søylene ligger på 11 og 27,3 lengdemeter (akse 2 og 3).



Figur 40: Nedbøyning fra lasttrinn 1 for gangbane- og kjørebanesiden.



Figur 41: Nedbøyning fra lasttrinn 2 for gangbane- og kjørebanesiden.

Nedbøyningen på gangbanesiden er noe større enn nedbøyningen på kjørebanesiden for begge tilfellene. Det vil si at brua har en tendens til å vri seg i tverretningen, og tendensen blir tydeligere med større last.

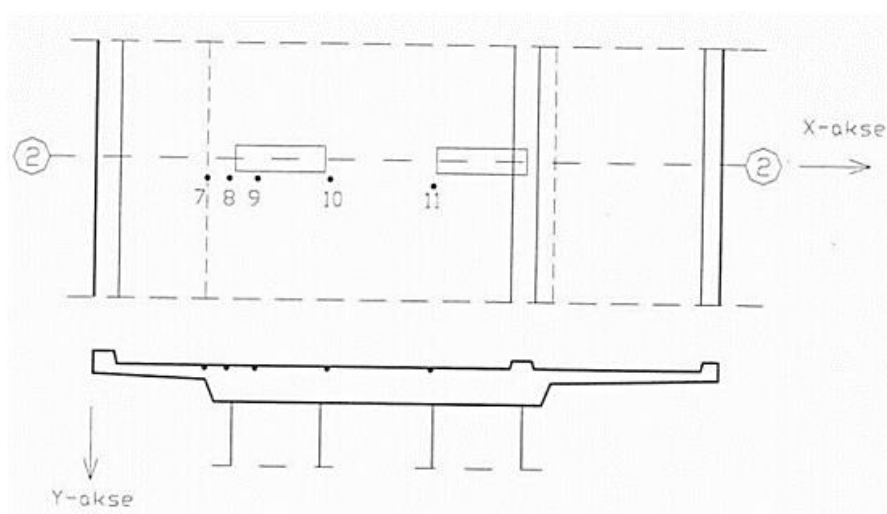
### 8.3 Tøyningsmåling

I forsøket ble det brukt tre ulike instrumenter for å måle tøyninger i brua: Strekkklapper på armering, ekstensometer og fiberoptiske sensorer. Denne avhandlingen vil ikke gå videre inn i bruk og resultater fra ekstensometer og fiberoptiske sensorer på grunnlag av kun delvis vellykkede resultater i forsøket. I rapporten kommer det frem at strekkklappene ga det mest korrekte resultatet med minst usikkerhet i målingene. Det vil derfor kun bli benyttet resultatene fra strekkklappene i denne avhandlingen. På grunn av symmetri i lengderetningen ble instrumentene satt på på en halvdel.

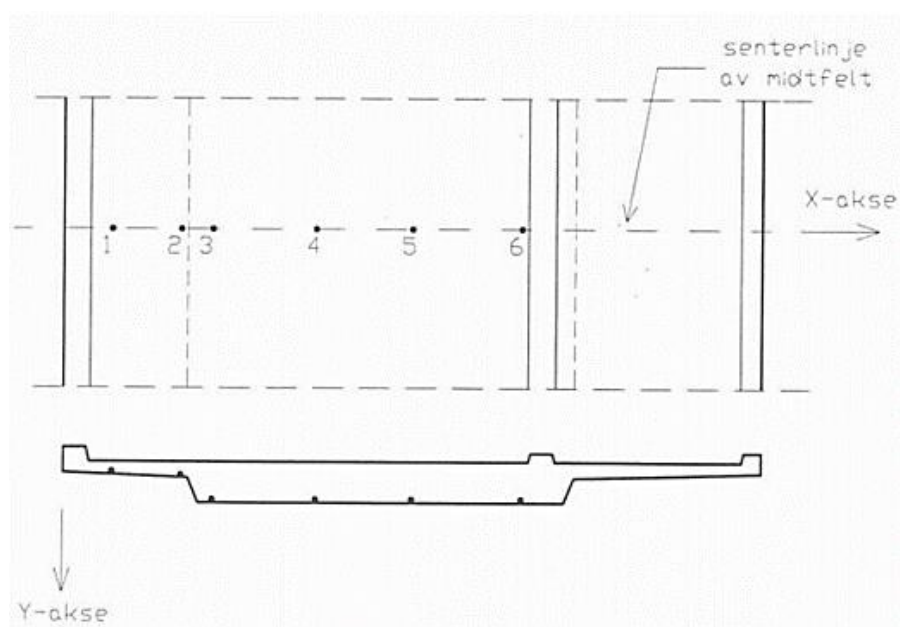


Figur 42: Strekkklapper festet til lengde- og tverrarmeringen i brudekket.

Strekkklappene ble meislet inn til underkant- og overkantarmeringen, og støpt fast, både i midtfelt og ved støttene i akse 2. Strekkklappene virker i prinsippet slik at de registrerer endring i elektrisk motstand når konstruksjonen, og dermed armeringen, påkjennes. Resultatene ble korrigert for utslag fra temperaturendringer.



Figur 43: Plassering av strekkklapper for overkant akse 2 [9]



Figur 44: Plassering av strekkklapper i underkant midtfelt [9]

Strekkklappene i søylesnittet var noe eksentrisk plassert i forhold til akse, noe som kan gi avvik fra beregningene. I akse 2 var den mest påkjente strekkklappen lappen i punkt 9 i underkant. De målte tøyningene økte i dette punktet med 0,31 %. Tilsvarende for midtfeltet lå den mest påkjente strekkklappen i punkt 3 i overkant. Her økte tøyningene med 0,33 %.

## 8.4 Rissobservasjoner

Før brua ble påført belastning ble det utført observasjoner og målinger av riss på overside og underside. I underkant ble det notert flere regelmessige riss i midtfeltet før belastning. Rissene hadde en senteravstand på 150 mm, noe som stemmer overens med tverrarmringens plassering. I tillegg hadde det oppstått noen få riss i overkant over søylene. Det ble notert at i akse 2 var gjennomsnittsavstanden mellom rissene rundt 300 mm, mens i akse 3 var den 200 mm. Det er sannsynlig at noen av rissene har oppstått som et resultat av svinn ved utstøping i varmt vær, i tillegg til trafikk- og egenlast [9].

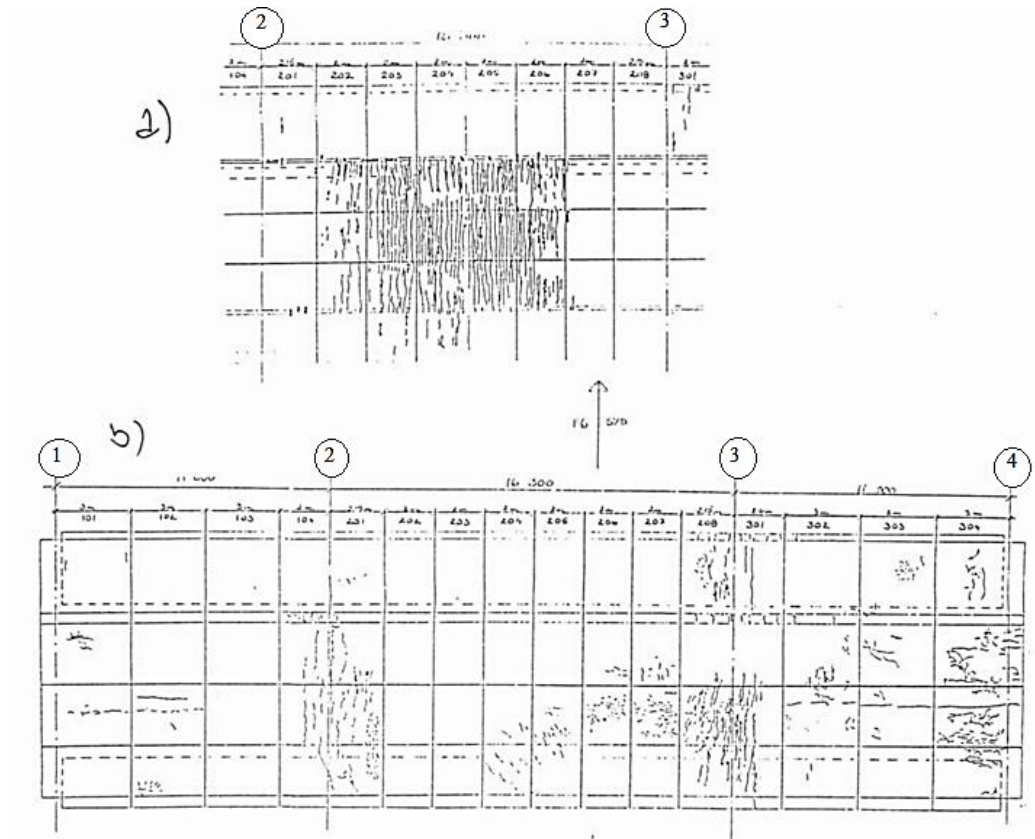


Figur 45: Riss som hadde oppstått før forsøket i underkant. Senteravstanden var 150 mm, altså lik avstanden på tverrarmeringen.

Etter lasttrinn 1 økte rissvidden med 0,05 mm i underkant og noen riss ble lenger. Det ble derimot ikke funnet noen nye riss. Det samme gjaldt i overkant, men her økte rissvidden med 0,1 mm. En del usikkerheter må tas hensyn til med tanke på disse resultatene. For eksempel dårlig belysning om natten og liten fremkommelighet på oversiden av brudekket på grunn av kjøretøyene.

Etter lasttrinn 2 oppstod det heller ingen nye riss. I underkant strakk de opprinnelige rissene seg lengre ut i tverretningen, men forble konstante i størrelse. I overkant økte rissene med opptil 0,1 mm.

På Figur 46 vises de observerte rissmønstrene på oversiden og undersiden av brubanen etter påført trafikklast i lasttrinn 2. Her vises tydelig rissene som oppstod i underkant i hovedmidtfeltet og i overkant over søylene. Vi ser også at det har oppstått noen få riss i underkant av flensen.



Figur 46: Obsertverte rissmønstre i a) underkant og b) overkant [9].

Dessverre finnes det ingen notater i forsøksrapporten om størrelsen på rissviddene før forsøksbelastning. Grunnen til dette er mest sannsynlig at det er vanskelig å få nøyaktige rissviddemålinger i praksis, og dette var dermed ikke en prioritet under forsøket.

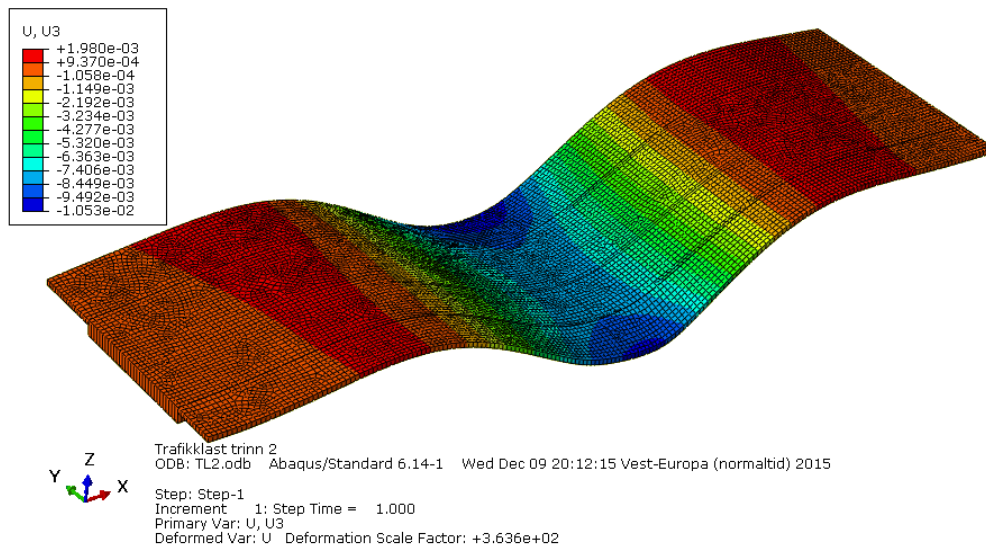


## 9 Sammenligning av resultater

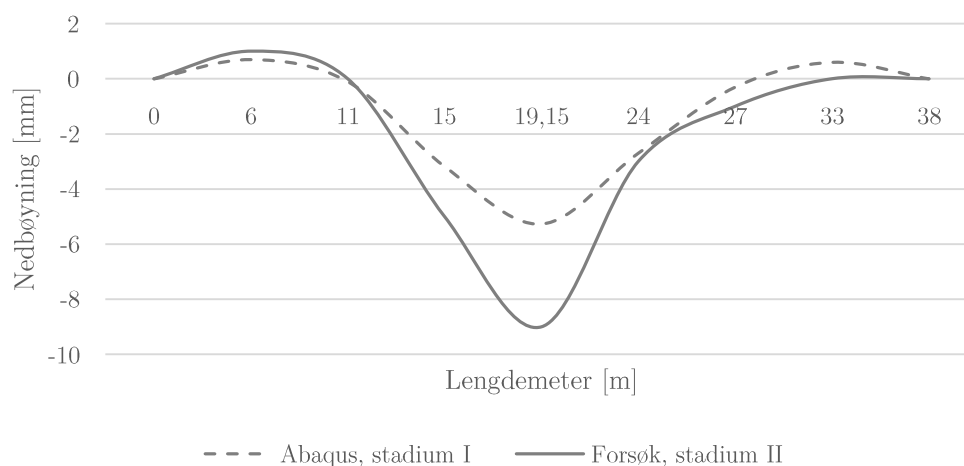
I dette delkapittelet vil sammenligningen av forsøksresultatene og analysen presenteres og diskuteres. Oppførselen til betongbrua i forsøket og i elementanalysen med påfølgende beregninger etter dagens regelverk, vil sidestilles. Avslutningsvis diskuteres resultatene.

### 9.1 Nedbøyning

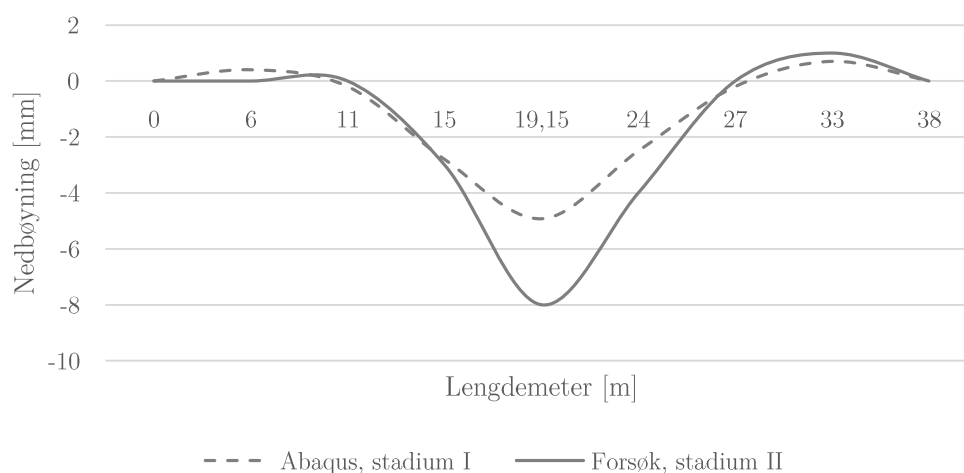
Egenlasten har gitt sitt bidrag til deformasjonen før forsøket ble utført, så utgangsposisjonen til målingen er ikke det samme som en udeformert brubane. Det blir dermed mest korrekt å sammenligne nedbøyningsresultatene fra forsøket med analyser i Abaqus for Lasttrinn 1 og Lasttrinn 2, uten påført egenlast. Forsøksresultatene sammenlignes enklest visuelt med nedbøyningsresultatene fra analysene i Abaqus ved å plote verdiene mot hverandre.



Figur 47: Konturplott for nedbøyning på grunn av Lasttrinn 2 i Abaqus [m].



Figur 48: Nedbøyning for lasttrinn 1 for gangbaneflens



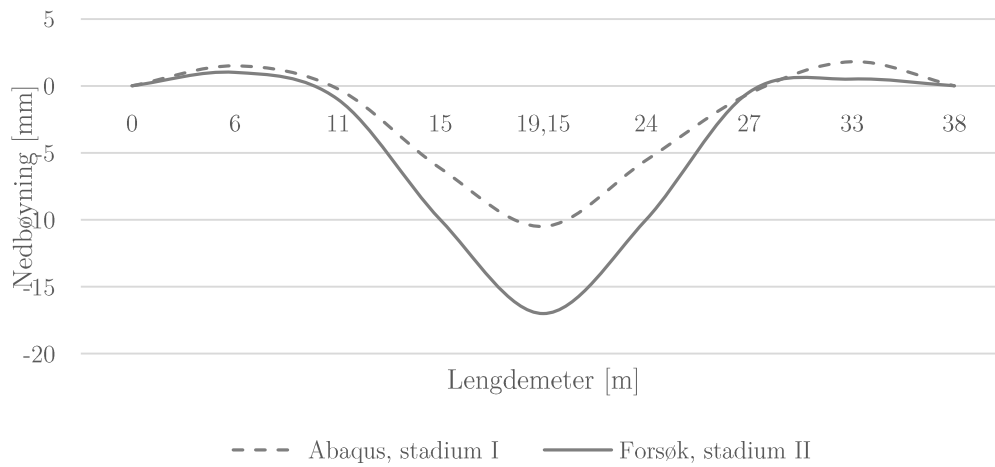
Figur 49: Nedbøyning for lasttrinn 1 for kjørebanefflens

Slik det kommer frem av Figur 48 og Figur 49 har modellen i Abaqus i stadium I stivere oppførsel, og gir dermed noe lavere utslag enn forsøksmålingene. I hovedmidtfeltet var det en differanse på 3,7 mm for kantbjelken på gangbanesiden, og en differanse på 3,1 mm for kantbjelken på kjørebanesiden.

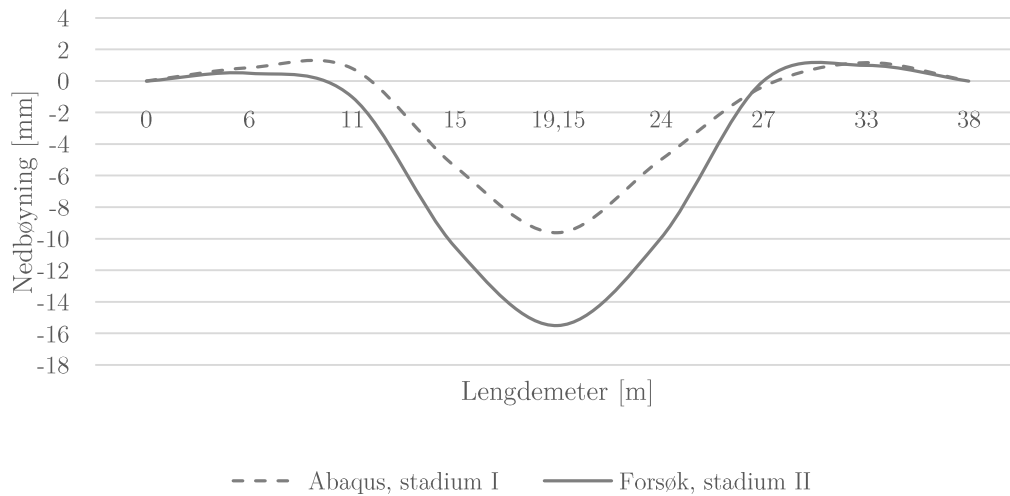
Tabell 14: Resultatet av nedbøyning for hovedmidtfeltet fra forsøk og analyse, LT1.

	Nedbøyning		
	Forsøk	Abaqus	Differanse
Gangbane	-9 mm	-5,3 mm	3,7 mm
Kjørebane	-8 mm	-5,0 mm	3,1 mm





Figur 50: Nedbøyning for lasttrinn 2 for gangbaneflens



Figur 51: Nedbøyning for lasttrinn 2 for kjørebanelens

Tilsvarende for lastttrinn 1, er det også større nedbøyning for Abaqusanalysen enn for forsøksresultatene for lastttrinn 2. Differansene er noe høyere enn for lasttrinn 1, men resultatene er likevel i tilsvarende størrelsesorden. For hovedmidtfeltet var det en differanse på 6,5 mm for kantbjelken på gangbanesiden, og en differanse på 5,9 mm for kantbjelken på

kjørebanesiden. Også i Abaqusanalysen vrir brua seg noe i tverretningen, slik det ble observert i forsøket.

Tabell 15: Resultatet av nedbøyning for hovedmidtfeltet fra forsøk og analyse, LT2.

Nedbøyning			
	Forsøk	Abaqus	Differanse
Gangbane	-17 mm	-10,5 mm	6,5 mm
Kjørebane	-15,5 mm	-9,6 mm	5,9 mm

Det kontrolleres til slutt at de opptredende nedbøyningene i forsøket og i Abaqus er innenfor nedbøyningskravet i eurokoden. Kravet er at nedbøyningen ikke skal være større enn spennlengden dividert på 250. Kravet tilfredstilles for alle deformasjoner.

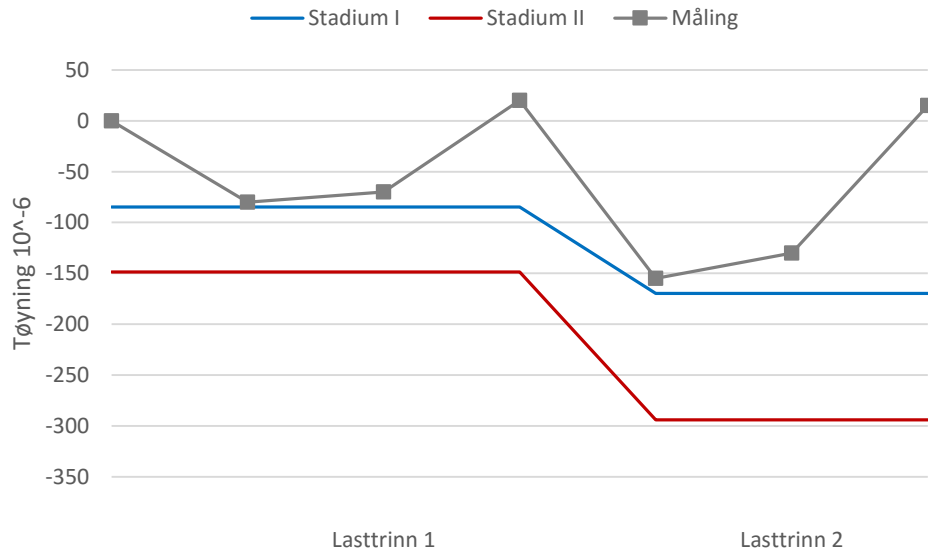
## 9.2 Tøyninger

Tøyningsresultatene fra forsøket blir sammenlignet med stivheten for beregnede stadium I og II-tilstander. Fra forsøksrapporten kommer det frem at de mest påkjente strekkklappene var plassert nærme kanten av kasse-tverrsnittet, mot kjørebanefflensen, både for hovedmidtfeltet og i akse 2. Det dimensjonerende snittet som ligger til grunn for beregningene derimot, er hentet ut nærme gangbanefflensen. Strekkklappen med nærmest tilliggende plassering til det dimensjonerende snittet blir brukt til å sammenligne tøyninger, og kalles «Måling» i grafene.

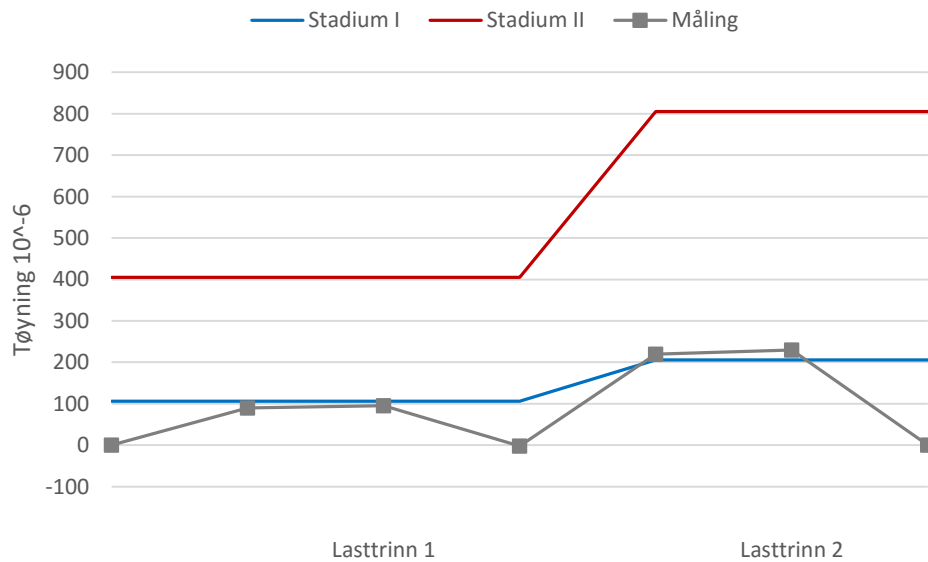
Det bør gjøres oppmerksom på at spenningsresultantene fra Abaqus er gjennomsnittet av verdier over en meter i lengderetningen og en meter i tverretningen, sett fra senterlinjen i tverretningen for hovedmidtfeltet og sentrisk over søylene. I forsøket ble strekkklappene plassert opptil 450 mm i lengderetningen vekk fra senterlinjen til feltet og over søylene, noe som kan gi avvik.

Tøyningsmålingene som ble registrert med strekkklapp i det dimensjonerende snittet er illustrert i Figur 52, Figur 53, Figur 54 og Figur 55 i et tøyning-tid-diagram. Tidsaksen representerer når de respektive lasttrinnene for trafikklasten ble påført. Verdien fra strekkklappen er lest av fra tilsvarende figurer i forsøksrapporten. Verdiene er derfor omtrentlige, men gir li-

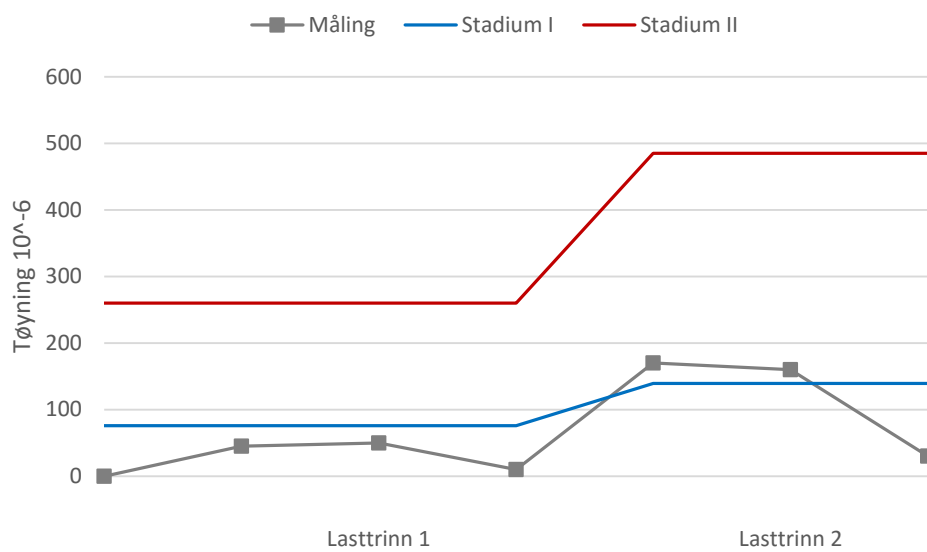
kevel et godt inntrykk av tøyningseffektene i betongen. Spenningsresultatene fra bruksgrenseberegningene i kapittel 6 illustrerer stivhetene for uopprikket og opprikket tverrsnitt. Beregnet stadium I-tøyning er illustrert med blå linje og stadium II-tøyning med rød.



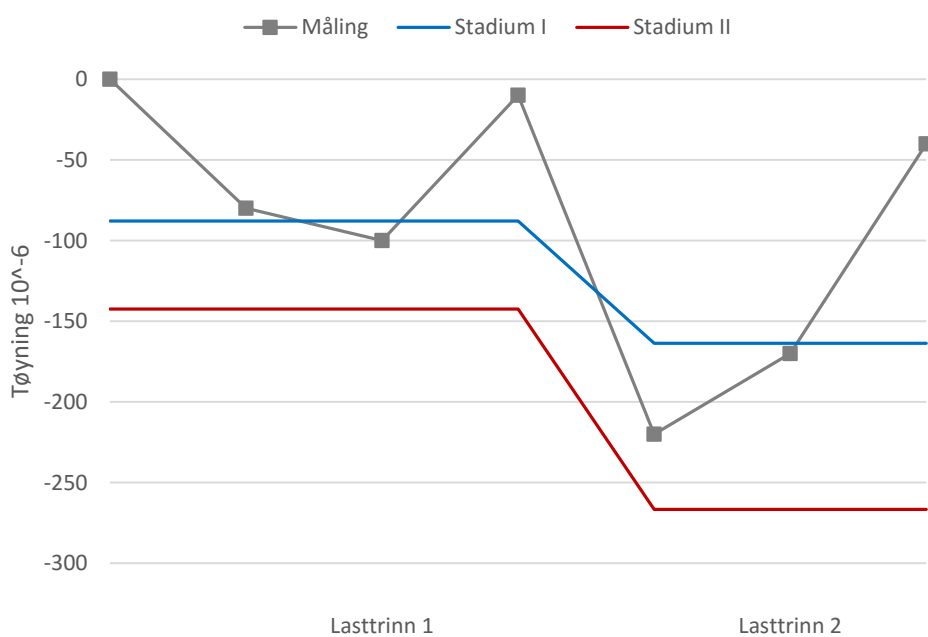
Figur 52: Tøyningsresultater, overkant hovedmidtfelt.



Figur 53: Tøyningsresultater, underkant hovedmidtfelt.



Figur 54: Tøyningsresultater, overkant over søyle.



Figur 55: Tøyningsresultater, underkant over søyle.

### 9.3 Rissvidder

Rissviddene og tilhørende rissviddebegrensning ble beregnet etter EK2-1-1. Som en følge av at opprinnelige rissvidder ikke ble registrert i rapporten, kun økningen under forsøket, blir det unøyaktig å sammenligne målingene med beregningene.

Spenningsberegningene stemmer meget godt overens med det utviklede rissmønsteret i brua. Det hadde oppstått riss både i underkant i hovedfeltet og i overkant i akse 2, samt noen få riss i underkant av flensen i feltet. Samtlige av disse snittene vil risse opp på strekksiden i henhold til spenningskontrollen i bruksgrensetilstanden.

Rissobservasjonene fra forsøket, og beregnede rissvidder for tilnærmet permanent lastkombinasjon i snittene er presentert i Tabell 16 og Tabell 17. Rissviddekravet er tilfredsstilt for begge snitt.

Tabell 16: Observerte økte rissvidder i forsøket

Rissviddeobservasjoner			
		Lasttrinn 1	Lasttrinn 2
		[mm]	[mm]
Over søyle:	OK	+ 0,10	+ 0,10
Hovedmidtfelt:	UK	+ 0,05	+ 0,00

Tabell 17: Beregnede rissvidder og rissviddebegrensning, tilnærmet permanent last.

Beregnede rissvidder				
		$w_k$	$w_{max}$	Kontroll
		[mm]	[mm]	
Over søyle:	OK	0,241	0,39	OK
Hovedmidtfelt:	UK	0,159	0,39	OK

Tabell 18: Beregnet rissavstand og målte rissavstander i forsøket

		Rissavstand		
		s	$s_{r,max}$	Kontroll
		[mm]	[mm]	
Over søyle:	OK	300	364	OK
Hovedmidtfelt:	UK	150	211	OK

I feltet ble det målt en senteravstand lik tverrarmeringens beliggenhet, altså 150 mm. Til sammenligning er beregnet største rissavstand 211 mm for feltet. For snittet over søylen er den beregnede rissavstanden 364 mm. I forsøket ble det avmålt en senteravstand på ca. 200 mm og 300 mm i henholdsvis akse 2 og 3. Kravene til rissavstand er dermed tilfredsstillt.

For å få en tilnærming av ved hvilke laster som resulterer i at tverrsnittet vil risse opp for første gang, ble rissmomentet regnet ut for begge snitt. Rissmomentet ble så sammenlignet med opptredende moment for egenlasten. På denne måten får man en forståelse av oppførselen til tverrsnittet.

Tabell 19: Rissmoment og moment fra egenlast

		Rissmoment	Moment fra egenlast
		$M_{cr}$	$M_{Ed}$
		[kNm/m]	[kNm/m]
Over søye:	OK	269	511
Hovedmidtfelt:	UK	-283	-345

Både for skallelementet over søylen og i hovedfeltet er det åpenbart at tverrsnittet kommer til å risse opp umiddelbart, ifølge analysen. Dette stemmer godt overens med virkeligheten, da brua hadde et velutviklet rissmønster i begge snitt før forsøket.

Til slutt ble armeringsmengdene sammenlignet med minimumsarmeringskravet i eurokoden for rissbegrensning. Minimumsarmeringen på

strekksiden for tilnærmet permanent lastkombinasjon i hovedfeltet ble beregnet til 449 mm<sup>2</sup>, og 534 mm<sup>2</sup> over søylene. Mengdene var tilfredsstillt i begge snitt.

## 9.4 Diskusjon

Hovedobservasjonene fra de tidligere kapitlene vil bli presentert og diskutert i dette delkapittelet.

Konstruksjonsbehandling på tverrsnittsnivå kan gjøres i stadium I eller stadium II for bruksgrensetilstanden, eller i bruddgrensetilstanden. I denne oppgaven har det blitt fokusert på bruksgrensetilstanden. Skivekreftene fra skallelementanalysen i Abaqus ligger til grunn for beregningene. Skivekreftene ble analysert i skallprogrammet BABE v1.0 for å bestemme de opp-tredende spenningene. Kontrollberegninger av betongspenningene ble utført i Mathcad etter lærebokmaterialet til S. I. Sørensen [11]. Skallprogrammet gir avvik i spenningsresultatene på grunn av en grov inndeling i ulike skivelag, med konstant spenning over tverrsnittshøyden. Det besluttes derfor å gå videre med spenningsresultatene fra Mathcad.

Resultatene fra skallanalysen og de påfølgende beregningene settes opp mot forsøksresultatene fra belastningsforsøket på Smedstua bru. Det ble sett på tøyningutvikling på oversiden og undersiden av platen i to snitt, ved påført trafikklaster i to lasttrinn, samt rissutviklingen før og etter belastningsforsøket. I tillegg ble nedbøyningsmålingene fra forsøket sammenlignet med nedbøyningen av skallmodellen i Abaqus.

Forsøket viste at under trafikklaster i lasttrinn 2, altså kjøretøylaster tilsvarende 101 % av karakteristisk trafikklaster etter håndbok 184, ble det registrert en nedbøyning i hovedfeltet på 17 mm på gangbaneflensen. Tilsvarende verdi fra lineær skallelementanalyse ble 10,5 mm, hvilket medfører et avvik på 6,5 mm. Analysen i Abaqus har stivhet etter stadium I, noe som gir stivere oppførsel enn for forsøket som er noe påvirket av opprissing. Dette bekreftes av de nevnte resultatene. I analysen blir det i tillegg ikke tatt hensyn til effekten av tidligere lasttilfeller på konstruksjonen. Det er dermed en brukbar overenstemmelse mellom resultatene, på tross av forskjellene.

I likhet med observasjonene i forsøket, viser spenningsberegningene fra analysen at brutverrsnittet vil risse opp i tverretningen på strekksiden, både i hovedfeltet og over søylene. Noen riss hadde også forekommet i underkant på kjørebanelensen i hovedfeltet. Under forsøket økte rissvidden i søylesnittet mest med totalt 0,20 mm. Beregningsmessig oppstår riss i hovedfeltet ved 283 kNm, mens momentet fra egenlast alene i samme snitt var 345 kNm. Tilsvarende for søylesnittet vil tverrsnittet risse opp ved 269 kNm ifølge beregningene, og momentet fra egenlast er 510,8 kNm. Dette tilsier at betongen kan ha risset opp ved relativt lave eksterne laster.

Spenningsbegrensningen i stadium II i henhold til EK2-1-1 resulterer i tilfredsstilte krav for hovedfeltet. Over søylene derimot, var de beregnede trykkspenningene noe store i forhold til kravene i eurokoden. I følge punkt 7.2(2) i EK2-1-1 kan dette resultere i opprissing i lengderetningen. Det er observert et par små riss i lengderetningen over en av søylene i forsøket. Det bør også antas ikke-lineær kryptøyning etter punkt 7.2(3). Årsaken til de langsgående rissene kan være liten overdekning i underkant av tverrsnittet.

Samtlige snitt i brua tilfredsstilte kravene i eurokoden for minimumsarming for rissbegrensning, maksimal rissavstand og rissvidde.

I underkant i hovedfeltet oppstår det meget høye strekktøyninger i stadium II ifølge beregningene, sammenlignet med de andre beregnede tøyningene. Foruten om tøyningene i underkant i søylesnittet, ligger de opp-tredende tøyningene i forsøket jevnt over relativt mye nærmere resultatene beregnet med stadium I-stivhet enn beregnet stadium II-stivhet, tross et opprisset tverrsnitt.

Det noteres at forsøktøyningen som ligger nærmest beregnet stadium II-resultat ligger i underkant av platen i søylesnittet. Dette er samme sted som trykkspenningene ikke tilfredsstillter kravene i eurokoden.



## 10 Konklusjon

BIA-prosjektet DACS ser blant annet på dimensjonering i bruksgrensetilstanden etter nåværende Eurokode 2, og relevansen av regelverket. Formålet med denne oppgaven har vært å evaluere beregningsgrunnlaget i dagens eurokoderegelverk og norsk praksis for betongkonstruksjoner. Evalueringen ble gjort ved å sammenligne forsøksresultatene fra målinger og observasjoner ved påført trafikklast i et belastningsforsøk på en platebru, med resultatene fra en skallelementanalyse for tilsvarende lasttilfelle. I tillegg har det blitt utført et kort litteraturstudie om skallteori og bruksgrenseteori for betongelementer.

Den sentrale kapasitetskontrollen var bruksgrenseberegning av en tre spenns platebru i slakkarmert betong i Akershus. Brua hadde et hovedspenn på 16,3 m, samt to sidespenn på 11 m. Under forsøket ble brua belastet med trafikklast i to trinn. Lasttrinn 1 bestod av totalt 6 tomme dumpere og lastebiler. I lasttrinn 2 ble bilene fylt med grus tilsvarende 101 % av karakteristisk trafikklast i hovedfeltet i henhold til datidens håndbok 185. Dette tilsvarte 94 % av karakteristisk trafikklast i henhold til dagens EK1-2.

Modellering og analyse ble utført med Abaqus/CAE. Utvikling av modell og utførelse av analyser har vært den dominerende arbeidsoppgaven, da Abaqus har relativt høy brukerterskel. Det ble benyttet skallelementer i modellen. Analyseresultatene har vist seg å være tilfredsstillende, og har blitt benyttet for videre beregninger.

Skivekreftene fra Abaqusmodellen ble analysert med skallprogrammet BABE v1.0. Avvik i spenningsresultatet fra programmet førte til jeg valgte å gå videre med spenningene som ble beregnet i Mathcad.

Bruksgrenseberegningene konkluderte med at tverrsnittet vil risse opp på strekksiden både i hovedfeltet og over søylene. Dette stemte meget godt med det observerte rissmønsteret som ble registrert i forsøket. Momentet fra egenvekten alene var 345 kNm i hovedfeltet, mens tverrsnittet vil risse

opp ved 283 kNm i samme snitt ifølge beregningene. Rissavstand- og rissviddebegrensningene var tilfredsstilt for samtlige snitt, samt minimums armeringsmengde for rissbegrensning.

På grunn av opprissing av plata ble det kontrollert for spenninger i stadium II i henhold til eurokoden. Spenningsbegrensningene ble oppfylt for snittet i hovedfeltet, men ikke for trykkspenningen i søylesnittet.

Fra spenningene ble tøyningene for stadium I og II for begge snitt og begge lasttrinn bestemt, og sammenlignet med forsøksresultatet fra strekkklappene. De opptredende tøyningene i forsøket lå nærmere beregnet stadium I-stivhet enn stadium II-stivhet, tross et opprisset tverrsnitt.

I sammenligningen mellom nedbøyningene fra forsøket og Abaqusanalysen, viser det seg at Abaqusmodellen oppfører seg noe stivere enn brua gjorde i virkeligheten. På bakgrunn av at elementmodellen modelleres lineært for stadium I, mens brua i virkeligheten blir noe påvirket av riss, er differansen akseptabel.

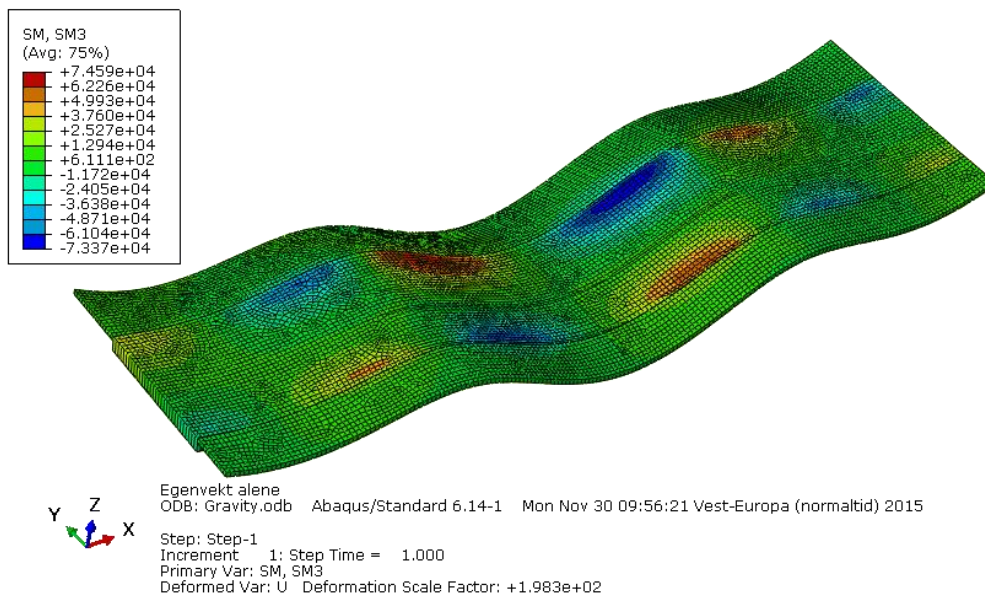
Det konkluderes med at konstruksjonen hadde stivere oppførsel i forsøket enn beregningene i bruksgrensetilstanden skulle tilsi.

## 10.1 Forslag til videre arbeid

Med begrenset tidsrom blir også arbeidsmengden begrenset. Det finnes likevel flere punkter som ikke ble gjennomgått i denne oppgaven, men som kan være av interesse.

I denne oppgaven har det kun blitt fokusert på bruksgrensetilstanden, og lastene og resultatene som er aktuelle her. Det kan dermed være aktuelt å gjennomføre tilsvarende analyse og beregninger for bruddgrensetilstanden. Forsøket viste at brua gikk til brudd for en last 5,5 ganger karakteristisk trafikklast. Dette tilsier at platebruere i betong lik Smedstua bru, er en meget robust og sikker brutype.

Bruddresultatet i forsøket viste at brua knakk i  $\frac{1}{4}$ -delspunktet i hovedmidtfeltet, og ikke i midtfeltet slik det er rimelig å anta. En av årsakene til dette kan være at lengdearmeringen var skjøtet i nettopp dette punktet, og armeringen gikk fra buntede til enkle armeringsstenger, slik det er antatt i forskningsrapporten. Fra konturplottene i Abaqusanalysen ser man derimot at det oppstår torsjonsmomenter i  $\frac{1}{4}$ -dels og  $\frac{3}{4}$ -delspunktet for hovedmidtfeltet. Det vil derfor være interessant å se på et snitt i dette punktet for å kontrollere spenningene og hovedspenningsretningen som oppstår der.



Figur 56: Konturplott for  $m_{xy}$  for egenlasttilfellet.

I denne oppgaven ble det valgt å hente ut det dimensjonerende snittet i kassetverrsnittet nærmest gangbaneflensen. Dette ble gjort på grunnlag av opptredende bøyemoment fra Abaqusanalysen for egenlast. Det viser seg i forsøksresultatene at det oppstår større spenninger nærme kjørebanelensen. Det burde derfor kontrolleres for et snitt der også.

Betongskallprogrammet BABE v1.0 ga unøyaktige resultater i dette tilfellet, spesielt for feltsnittet. Det kan derfor finnes mangler i programmet som bør korrigeres. Hvis ikke programmet blir rettet bør programmets begrensninger fastsettes og informeres om til brukeren.

## 11 Referanser

- [1] Multiconsult, «Nytt forskningsprosjekt innen betongteknologi,» [Internett]. Available: <http://www.multiconsult.no/nytt-forskningsprosjekt-innen-betongteknologi/>. [Funnet Desember 2015].
- [2] Standard Norge, NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner., Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN), 2008.
- [3] Standard Norge, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger, Brussel: CEN, 2008.
- [4] Standard Norge, NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning, Brussel: CEN, 2008.
- [5] Standard Norge, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer, Brussel: CEN, 2003.
- [6] Standard Norge, NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, Brussel: CEN, 2008.
- [7] Standard Norge, NS-EN 1992-2:2005+NA:2010: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer, Brussel: CEN, 2005.
- [8] Statens vegvesen, Håndbok N400: Bruprosjektering, Oslo: Håndbøker i Statens vegvesen, 2014.
- [9] H. R. Isaksen, T. Kanstad, P.-E. Olsen og N. A. Giæver, «Prøvebelastning av bru nr. 02-1234 Smedstua bru: Forutsetninger, gjennomføring og måldata: RAPPORT+BILDER,» Statens vegvesen, Vegdirektoratet, 1998.
- [10] H. R. Isaksen, T. Kanstad, P.-E. Olsen og N. A. Giæver, «Prøvebelastning av bru nr. 02-1234 Smedstua bru: Forutsetninger, gjennomføring og måldata: VEDLEGG,» Statens vegvesen, Vegdirektoratet, 1998.

- [11] S. I. Sørensen, *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2.*, Trondheim: tapir akademiske forlag, 2012.
- [12] Institutt for konstruksjonsteknikk, *Formelsamling TKT4175 Betongkonstruksjoner 1*, Trondheim: NTNU, 2013.
- [13] J. A. Øverli og S. I. Sørensen, *TKT4222 Concrete Structures 3 Compendium*, Trondheim: NTNU, 2013.
- [14] W. C. Young og R. Cook, *Advanced Mechanics of Materials*, Pearson Education, 1998.
- [15] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, Trondheim: Tapir akademiske forlag, 2010.
- [16] A. Clausen, «Klassisk plateteori,» i *Lysark Mekanikk 3*, NTNU, 2011.
- [17] M. Lunde og S. Nilsen, «Konstruksjonsanalyse av Bjelke-/Platebruer av Betong,» KT, NTNU, Trondheim, 2012.
- [18] F. Y. Wan, «Lecture Notes on Theory of Thin Elastic Shells,» The Institute of Applied Mathematics, The University of British Columbia, Vancouver, 1983.
- [19] J. V. Thue, «Store norske leksikon,» 13 02 2009. [Internett]. Available: <https://snl.no/armeringskorrosjon>. [Funnet 12 11 2015].
- [20] Z. Zhang, «Manual for Computational Exercises, Version 3.0,» Dept. of Structural Engineering, NTNU, Trondheim.
- [21] 3D2 Simula, «User Manual Abaqus/CAE,» 2015.
- [22] K. Bell, «Store Norske Leksikon,» 02 10 2009. [Internett]. Available: <https://snl.no/elementmetoden>. [Funnet 2015].
- [23] P. G. Ciarlet og C. Mardare, «An introduction to shell theory,» City University of Hong Kong, Université Pierre et Marie Curie-Paris.

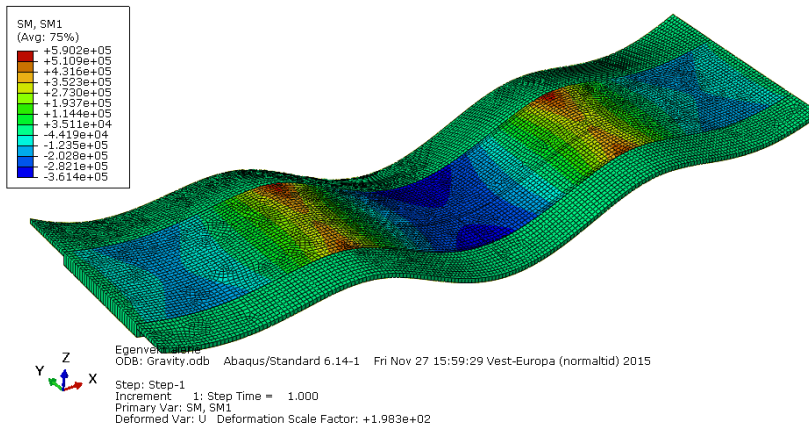
## 12 Vedlegg

Vedlegg A	Konturplott fra Abaqus for dimensjonerende bøyemoment og aksialkraft.
Vedlegg B	Beregningsrapport fra BABE v1.0
Vedlegg C	Spenningsberegninger

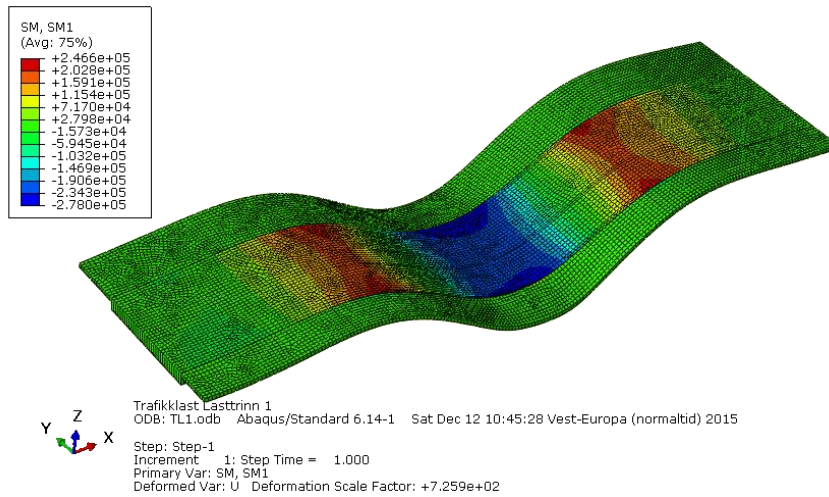
## Vedlegg A:

Konturplott fra Abaqus for dimensjonerende bøyemoment og aksialkraft.

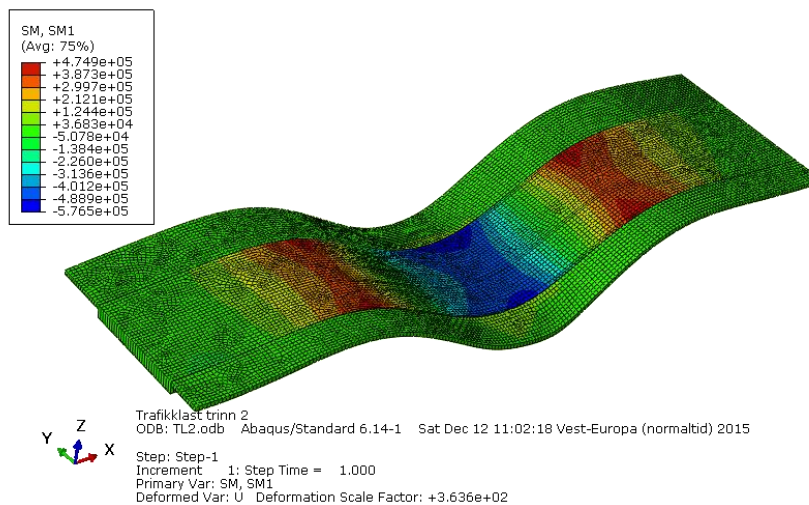




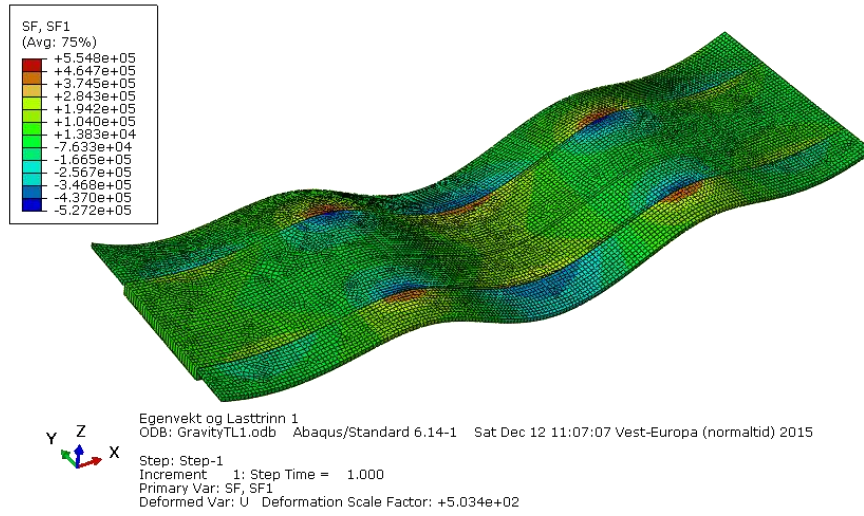
Figur 57: Konturplott fra egenvektanalyse for bøyemoment om y-aksen [Nm].



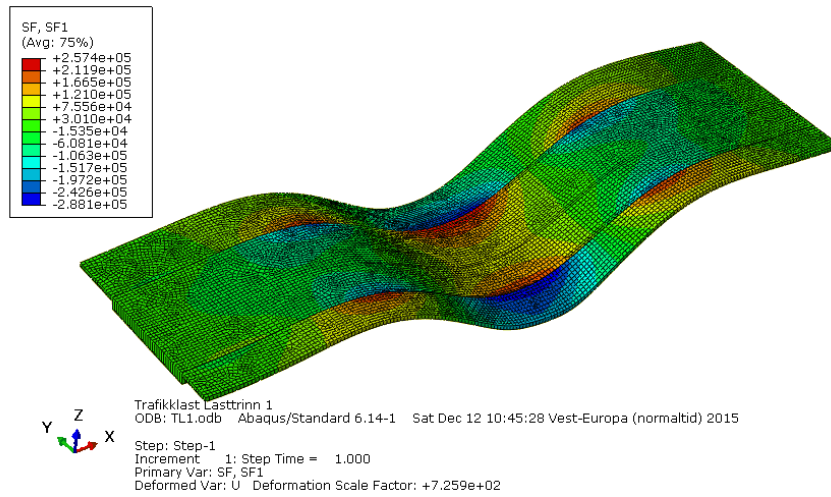
Figur 58: Konturplott fra trafikklast, lasttrinn 1, for bøyemoment om y-aksen [Nm].



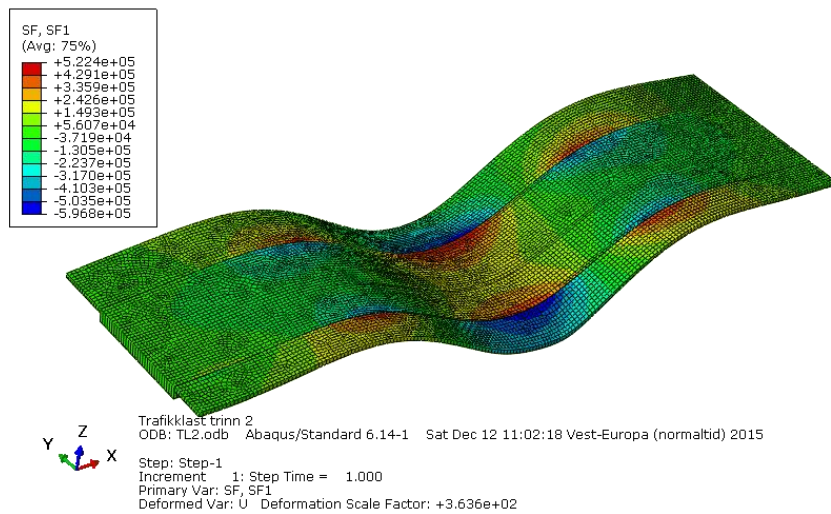
Figur 59: Konturplott fra trafikklast, lasttrinn 2, for bøyemoment om y-aksen [Nm].



Figur 60: Konturplott fra egenlastanalysen for aksialkraft i lengderetningen [N].



Figur 61: Konturplott fra trafikklast, lasttrinn 1, for aksialkraft i lengderetningen [N].



Figur 62: Konturplott fra trafikklast, lasttrinn 2, for aksialkraft i lengderetningen [N].

## Vedlegg B:

Beregningsrapport fra BABE v1.0 for dimensjonerende snitt for karakteristisk lastkombinasjon.

1. Over søyle
2. Hovedmidtfelt

## Beregningsresultater

Dato: 15.12.2015

Åpnet inputfil: C:\Users\Synne\Documents\NTNU\Masteroppgave\Babe\Søyleinput.txt

### Inputverdier:

#### Betong

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$   
 $f_{ctm} = 3 \text{ MPa}$   
 $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$   
 $\gamma_C = 1,00$   
 $\alpha_{cc} = 1,00$   
 $\varepsilon_{cu2} = -3,5 \text{ ‰}$   
 $\varepsilon_{c2} = -2,0 \text{ ‰}$   
 $\theta_n = 45,0^\circ$

#### Armeringsstål

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   
 $E_{sk} = 200000 \text{ MPa}$   
 $\gamma_S = 1,00$   
 Armeringsmodell b)  
 Armeringsklasse C

#### Geometri

$h = 700 \text{ mm}$   
 $c_s = 70 \text{ mm}$   
 $c_i = 30 \text{ mm}$   
 $t_s = 179 \text{ mm}$   
 $t_i = 140 \text{ mm}$

#### Krefter

$n_{Edx} = -606 \text{ kN/m}$   
 $n_{Edy} = -271 \text{ kN/m}$   
 $n_{Edxy} = -92 \text{ kN/m}$   
 $v_{Edx} = -62 \text{ kN/m}$   
 $v_{Edy} = -36 \text{ kN/m}$   
 $m_{Edx} = 919 \text{ kNm/m}$   
 $m_{Edy} = 181 \text{ kNm/m}$   
 $m_{Edxy} = 51 \text{ kNm/m}$

#### Skjærparametere

$\cot(\theta) = 2$   
 $\alpha = 90^\circ$   
 $f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$   
 $k_1 = 0,15 / 0,30$   
 $k_2 = 0,18$

#### Armeringsmegder

$A_{sx,s} = 5873 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $A_{sy,s} = 0 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $A_{sx,i} = 1848 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $A_{sy,i} = 0 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $A_{sw} = 0 \text{ mm}^2/\text{m}^2$

### Beregningsfase 1: Sandwichmetoden

Beregningsmetode: Behold armering og beregn nødvendige lagtykkelser.

Beregningsvalg:

- Automatisk øking av lagtykkelser.

#### Resultater:

Lag	Tykkelse	Betongspenning i hovedretning	Betongens trykkapasitet
Topp	179 mm	1,6 MPa	15,8 MPa
Bunn	140 mm	14,2 MPa	30,0 MPa

Calculated with: BABE v1.0

## Beregningsresultater

Dato: 15.12.2015

Lagret inputfil: C:\Users\Synne\Documents\NTNU\Masteroppgave\Babe\Søyleinput.txt

Åpnet inputfil: C:\Users\Synne\Documents\NTNU\Masteroppgave\Babe\Midtinput.txt

### Inputverdier:

#### Betong

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$   
 $f_{ctm} = 3 \text{ MPa}$   
 $E_{cm} = 33000 \text{ MPa}$   
 $\gamma_C = 1,00$   
 $\alpha_{cc} = 0,85$   
 $\epsilon_{cu2} = -3,5 \text{ ‰}$   
 $\epsilon_{c2} = -2,0 \text{ ‰}$   
 $\theta_n = 45,0^\circ$

#### Armeringsstål

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$   
 $E_{sk} = 200000 \text{ MPa}$   
 $\gamma_S = 1,00$   
 Armeringsmodell b)  
 Armeringsklasse C

#### Geometri

$h = 700 \text{ mm}$   
 $c_s = 70 \text{ mm}$   
 $c_i = 30 \text{ mm}$   
 $t_s = 140 \text{ mm}$   
 $t_i = 195 \text{ mm}$

#### Krefter

$n_{Edx} = 721 \text{ kN/m}$   
 $n_{Edy} = 212 \text{ kN/m}$   
 $n_{Edxy} = -20 \text{ kN/m}$   
 $v_{Edx} = -29 \text{ kN/m}$   
 $v_{Edy} = -2 \text{ kN/m}$   
 $m_{Edx} = -852 \text{ kNm/m}$   
 $m_{Edy} = 8 \text{ kNm/m}$   
 $m_{Edxy} = 16 \text{ kNm/m}$

#### Skjærparametere

$\cot(\theta) = 2$   
 $\alpha = 90^\circ$   
 $f_{ywk} = 500 \text{ MPa}$   
 $k_1 = 0,15 / 0,30$   
 $k_2 = 0,18$

#### Armeringsmengder

$A_{sx,s} = 2094 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $A_{sy,s} = 0 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $A_{sx,i} = 6583 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $A_{sy,i} = 0 \text{ mm}^2/\text{m}$   
 $A_{sw} = 0 \text{ mm}^2/\text{m}^2$

### Beregningsfase 1: Sandwichmetoden

Beregningsmetode: Behold armering og beregn nødvendige lagtykkelser.

Beregningsvalg:

- Automatisk øking av lagtykkelser.

#### Resultater:

Lag	Tykkelse	Betongspenning i hovedretning	Betongens trykkapasitet
Topp	140 mm	0,5 MPa	13,5 MPa
Bunn	195 mm	0,2 MPa	13,5 MPa

Calculated with: BABE v1.0

## Vedlegg C:

Spenningsberegninger for dimensjonerende snitt.

1. Over søyle
2. Hovedmidtfelt

## BETONGSPENNINGER OVER SØYLE

Input:

$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$	Karakteristisk betongtrykkfasthet
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk stålfasthet
$E_s := 200000 \text{ MPa}$	Slakkarmeringens E-modul
$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$	Betongens sekant E-modul
$h := 700 \text{ mm}$	Tverrsnittshøyde
$b := 1000 \text{ mm}$	Elementbredde
$A_c := b \cdot h = 700000 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal
$I := b \cdot \frac{h^3}{12} = (2.858 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$	2. arealmoment
$y := \frac{h}{2} = 350 \text{ mm}$	Momentarm
$c_s := 70 \text{ mm}$	Overdekning i overkant
$c_i := 30 \text{ mm}$	Overdekning i underkant
$d_s := h - c_s = 630 \text{ mm}$	
$d_i := h - c_i = 670 \text{ mm}$	

Armeringsmengder:

$$A'_s := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} \frac{1}{0.170} = 1848 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \pi \cdot \frac{(25 \text{ mm})^2}{4} \frac{1}{0.175} + \pi \cdot \frac{(25 \text{ mm})^2}{4} \frac{1}{0.160} = 5873 \text{ mm}^2$$

Bestemme lagtykkelse:

For å bestemme en omtrentlig lagtykkelse for skivelaget i trykk benyttes formlene for trykksonehøyde for stadium II-tverrsnitt.

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.061 \quad \text{Materialstivhetsforhold}$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d_s} = 0.0093 \quad \text{Armeringsforhold}$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.284$$

$$t_i := \alpha \cdot d_s = 179 \text{ mm} \quad \text{Tykkelse øvre lag, strekk}$$

$$t_s := 2 \cdot c_s = 140 \text{ mm} \quad \text{Tykkelse nedre lag, trykk}$$

$$z := \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d_s = 570 \text{ mm} \quad \text{Momentarm for kraftresultanter}$$



## KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := 919.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra  
Abaqus

$$n_{Edx} := -605.9 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra  
Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{uk.s\ddot{o}yle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = -12.1 \text{ MPa} \quad \text{Trykkspenning}$$

$$\sigma_{ok.s\ddot{o}yle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = 10.4 \text{ MPa} \quad \text{Strekkspenning}$$

STADIUM II:

Betongspenning i nedre lag:

$$\sigma_c := \frac{-2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_i} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_s \cdot \alpha} = -19.7 \text{ MPa} \quad \text{Betongspenning}$$

Armeringsspenning i \ddot{o}vre lag:

$$\sigma_s := \frac{m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 223 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning}$$

## OFTE FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := 796.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra  
Abaqus

$$n_{Edx} := -518.5 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra  
Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{uk.s\oyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = -10.5 \text{ MPa} \quad \text{Trykkspenning}$$

$$\sigma_{ok.s\oyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = 9 \text{ MPa} \quad \text{Strekkspenning}$$

STADIUM II:

Betongspenning i nedre lag:

$$\sigma_c := \frac{-2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_i} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_s \cdot \alpha} = -17 \text{ MPa} \quad \text{Betongspenning}$$

Armeringsspenning i \oovre lag:

$$\sigma_s := \frac{m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 194 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning}$$

## SJELDENT FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := 837.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra  
Abaqus

$$n_{Edx} := -547.7 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra  
Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{uk.s\oyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = -11 \text{ MPa} \quad \text{Trykkspenning}$$

$$\sigma_{ok.s\oyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = 9.5 \text{ MPa} \quad \text{Strekkspenning}$$

STADIUM II:

Betongspenning i nedre lag:

$$\sigma_c := \frac{-2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_i} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_s \cdot \alpha} = -17.9 \text{ MPa} \quad \text{Betongspenning}$$

Armeringsspenning i \o vre lag:

$$\sigma_s := \frac{m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 203 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning}$$

## TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

Opptrede krefter:

$$m_{Edx} := 714.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptrede moment fra  
Abaqus

$$n_{Edx} := -460.3 \text{ kN}$$

Opptrede aksialkraft fra  
Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{uk.søyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = -9.4 \text{ MPa} \quad \text{Trykkspenning}$$

$$\sigma_{ok.søyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = 8.1 \text{ MPa} \quad \text{Strekkspenning}$$

STADIUM II:

Betongspenning i nedre lag:

$$\sigma_c := \frac{-2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_i} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_s \cdot \alpha} = -15.3 \text{ MPa} \quad \text{Betongspenning}$$

Armeringsspenning i øvre lag:

$$\sigma_s := \frac{m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 174 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning}$$

## KUN TRAFIKKLAST, LASTTRINN 1

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := 220 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra  
Abaqus

$$n_{Edx} := -155.4 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra  
Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{uk.s\oyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = -2.9 \text{ MPa} \quad \text{Trykkspenning}$$

$$\sigma_{ok.s\oyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Strekkspenning}$$

STADIUM II:

Betongspenning i nedre lag:

$$\sigma_c := \frac{-2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_i} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_s \cdot \alpha} = -4.7 \text{ MPa} \quad \text{Betongspenning}$$

Armeringsspenning i \o vre lag:

$$\sigma_s := \frac{m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 52 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning}$$

## KUN TRAFIKKLAST, LASTTRINN 2

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := 409 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra  
Abaqus

$$n_{Edx} := -291.3 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra  
Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{uk.s\oyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = -5.4 \text{ MPa} \quad \text{Trykkspenning}$$

$$\sigma_{ok.s\oyle} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = 4.6 \text{ MPa} \quad \text{Strekkspenning}$$

STADIUM II:

Betongspenning i nedre lag:

$$\sigma_c := \frac{-2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_i} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_s \cdot \alpha} = -8.8 \text{ MPa} \quad \text{Betongspenning}$$

Armeringsspenning i \o vre lag:

$$\sigma_s := \frac{m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 97 \text{ MPa} \quad \text{Armeringsspenning}$$

## BETONGSPENNINGER I HOVEDMIDTFELTET

Input:

$f_{ck} := 30 \text{ MPa}$	Karakteristisk betongtrykkfasthet
$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$	Karakteristisk stålfasthet
$E_s := 200000 \text{ MPa}$	Slakkarmeringens E-modul
$E_{cm} := 33000 \text{ MPa}$	Betongens sekant E-modul
$h := 700 \text{ mm}$	Tverrsnittshøyde
$b := 1000 \text{ mm}$	Elementbredde
$A_c := b \cdot h = 700000 \text{ mm}^2$	Tverrsnittsareal
$I := b \cdot \frac{h^3}{12} = (29 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$	2. arealmoment
$y := \frac{h}{2} = 350 \text{ mm}$	Momentarm
$c_s := 70 \text{ mm}$	Overdekning i overkant
$c_i := 30 \text{ mm}$	Overdekning i underkant
$d_s := h - c_s = 630 \text{ mm}$	
$d_i := h - c_i = 630 \text{ mm}$	

Armeringsmengder:

$$A'_s := \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} \cdot \frac{1}{0.150} = 2094 \text{ mm}^2$$

$$A_s := \pi \cdot \frac{(25 \text{ mm})^2}{4} \cdot \frac{1}{0.170} + \pi \cdot \frac{(20 \text{ mm})^2}{4} \cdot \frac{2}{0.170} = 6583 \text{ mm}^2$$

Bestemme lagtykkelse:

For å bestemme en omtrentlig lagtykkelse for skivelaget i trykk benyttes formlene for trykksonehøyde for stadium II-tverrsnitt.

$$\eta := \frac{E_s}{E_{cm}} = 6.0606 \quad \text{Materialstivhetsforhold}$$

$$\rho := \frac{A_s}{b \cdot d_i} = 0.0098 \quad \text{Armeringsforhold}$$

$$\alpha := \sqrt{(\eta \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \eta \cdot \rho} - \eta \cdot \rho = 0.291$$

$$t_s := \alpha \cdot d_i = 195 \text{ mm} \quad \text{Tykkelse øvre lag, trykk}$$

$$t_i := 2 \cdot c_s = 140 \text{ mm} \quad \text{Antatt tykkelse nedre lag, strekk}$$

$$z := \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d_i = 605 \text{ mm} \quad \text{Momentarm for kraftresultanter}$$



## KARAKTERISTISK LASTKOMBINASJON

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := -852.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra Abaqus

$$n_{Edx} := 721 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{ok, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = -9.4 \text{ MPa}$$

Trykkspenning

$$\sigma_{uk, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = 11.5 \text{ MPa}$$

Strekkspenning

STADIUM II:

Betongspenning i øvre lag:

$$\sigma_c := \frac{2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_s} - \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_i \cdot \alpha} = -16.3 \text{ MPa}$$

Betongspenning

Armeringsspenning i nedre lag:

$$\sigma_s := \frac{-m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 269 \text{ MPa}$$

Armeringsspenning

## OFTE FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := -699.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra Abaqus

$$n_{Edx} := 589.8 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{ok, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = -7.7 \text{ MPa}$$

Trykkspenning

$$\sigma_{uk, felt} := -\frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = 9.4 \text{ MPa}$$

Strekkspenning

STADIUM II:

Betongspenning i øvre lag:

$$\sigma_c := \frac{2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_s} - \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_i \cdot \alpha} = -13.4 \text{ MPa}$$

Betongspenning

Armeringsspenning i nedre lag:

$$\sigma_s := \frac{-m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 220 \text{ MPa}$$

Armeringsspenning

## SJELDENT FOREKOMMENDE LASTKOMBINASJON

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := -750.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra Abaqus

$$n_{Edx} := 633.4 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{ok, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = -8.3 \text{ MPa}$$

Trykkspenning

$$\sigma_{uk, felt} := -\frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = 10.1 \text{ MPa}$$

Strekkspenning

STADIUM II:

Betongspenning i øvre lag:

$$\sigma_c := \frac{2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_i \cdot \alpha} = -11.1 \text{ MPa}$$

Betongspenning

Armeringsspenning i nedre lag:

$$\sigma_s := \frac{-m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 237 \text{ MPa}$$

Armeringsspenning

## TILNÆRMET PERMANENT LASTKOMBINASJON

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := -598.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra Abaqus

$$n_{Edx} := 502.5 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{ok, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = -6.6 \text{ MPa}$$

Trykkspenning

$$\sigma_{uk, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = 8 \text{ MPa}$$

Strekkspenning

STADIUM II:

Betongspenning i øvre lag:

$$\sigma_c := \frac{2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_s} - \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_i \cdot \alpha} = -11.4 \text{ MPa}$$

Betongspenning

Armeringsspenning i nedre lag:

$$\sigma_s := \frac{-m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 188 \text{ MPa}$$

Armeringsspenning

## KUN TRAFIKKLAST, LASTTRINN 1

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := -257.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra Abaqus

$$n_{Edx} := 221 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{ok, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = -2.8 \text{ MPa}$$

Trykkspenning

$$\sigma_{uk, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = 3.5 \text{ MPa}$$

Strekkspenning

STADIUM II:

Betongspenning i øvre lag:

$$\sigma_c := \frac{2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_s} - \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_i \cdot \alpha} = -4.9 \text{ MPa}$$

Betongspenning

Armeringsspenning i nedre lag:

$$\sigma_s := \frac{-m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 81 \text{ MPa}$$

Armeringsspenning

## KUN TRAFIKKLAST, LASTTRINN 2

Opptredende krefter:

$$m_{Edx} := -507.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Opptredende moment fra Abaqus

$$n_{Edx} := 436.6 \text{ kN}$$

Opptredende aksialkraft fra Abaqus

STADIUM I:

$$\sigma_{ok, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot y = -5.6 \text{ MPa}$$

Trykkspenning

$$\sigma_{uk, felt} := \frac{n_{Edx}}{A_c} + \frac{m_{Edx}}{I} \cdot -y = 6.8 \text{ MPa}$$

Strekkspenning

STADIUM II:

Betongspenning i øvre lag:

$$\sigma_c := \frac{2 \cdot m_{Edx}}{z \cdot b \cdot t_s} - \frac{n_{Edx}}{2 \cdot b \cdot d_i \cdot \alpha} = -9.7 \text{ MPa}$$

Betongspenning

Armeringsspenning i nedre lag:

$$\sigma_s := \frac{-m_{Edx}}{z \cdot A_s} + \frac{n_{Edx}}{2 \cdot A_s} = 161 \text{ MPa}$$

Armeringsspenning

