

# Nytt konsept for bestandige betongbruer

Buebru med full forspenning i to retninger

**Andrea Eimstad Haugstøyl**

**Erik Velure Selliken**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 09.06.15	ANTALL SIDER: 218 + 18 sider vedlegg
------------------------------------	-------------------	---

TITTEL:

**Nytt konsept for bestandige betongbru**

Buebru med full forspenning i to retninger

**New Concept for Durable Concrete Bridges**

Arch Bridge Post-tensioned in two Directions

UTFØRT AV:

Andrea Eimstad Haugstøyl

Erik Velure Selliken



Erik Velure Selliken  
Bergen



Andrea Eimstad Haugstøyl  
Asker

SAMMENDRAG

Oppgaven har gått ut på å dimensjonere en buebru i betong uten slakkarmering, men med full forspenning i to retninger. Brua er basert på en eksisterende bru i Østerrike som er bygget på denne måten. Brua er modellert og analysert i elementmetodeprogrammet Abaqus. Dimensjoneringen er utført etter gjeldende Eurokoder og Håndbok N400, utgitt av Statens vegvesen.

Oppgaven begynner med en innføring i nedbryting og bestandighet av betongkonstruksjoner. Deretter kontrolleres brua mot brudd- og bruksgrensetilstanden. I bruddgrensetilstanden kontrolleres kapasiteten for samtidig virkning av moment og aksialkraft. I tillegg kontrolleres skjærkapasitet, forankringsområdene og faren for rissdannelse i fersk betong. I bruksgrensetilstanden kontrolleres det om konstruksjonen risser, og om den har tilstrekkelig duktilitet uten minimumsarmering.

Beregningene viser at brua ikke har tilstrekkelig kapasitet i deler av buen og i området mellom dekket og buen. Det er derfor nødvendig å øke armeringsmengden i buen. Det er også kommet frem til at konstruksjonen ikke vil risse, med unntak av ett område i buen. I tillegg påvises det tilstrekkelig duktilitet for både dekket og buen.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDERE: Terje Kanstad (NTNU), Håvard Johansen (Statens vegvesen, Vegdirektoratet)

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk



## FORORD

---

Denne oppgaven er skrevet som et samarbeid mellom Andrea Eimstad Haugstøyl og Erik Velure Selliken. Det er den avsluttende oppgaven på masterstudiet innen Bygg- og Miljøteknikk ved Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven er skrevet ved Institutt for Konstruksjonsteknikk i samarbeid med Statens vegvesen. Den er skrevet våren 2015 og skal tilsvare 30 studiepoeng per student. Hovedveileder for oppgaven har vært professor Terje Kanstad ved Institutt for Konstruksjonsteknikk. Medveileder fra Statens vegvesen har vært Håvard Johansen.

Oppgaven har gått ut på å dimensjonere en betongbru uten slakkarmering, men med spennarmering i både lengde- og tverretning. Oppgaven er basert på en eksisterende bru som er bygget på denne måten i Østerrike. Hensikten med dette konseptet er å oppnå brukonstruksjoner som er mer bestandige enn dagens, ved å fjerne eventuelle problemer med slakkarmering som kan korrodere. Dagens regelverk er ikke tilpasset denne måten å prosjektere bruer på. En del av oppgaven har dermed vært å forankre dette konseptet i regelverket på en slik måte at bruas funksjon og sikkerhet blir ivaretatt.

Det rettes en stor takk til professor Terje Kanstad som alltid har hatt åpen dør inn på kontoret. Vi takker for god veiledning og motivasjon gjennom semesteret. Vi har begge opplevd at løse brikker fra undervisningen har falt på plass som resultat av god veiledning og diskusjon. Vi ønsker også å rette en stor takk til Håvard Johansen for gode og utfyllende svar på de spørsmål vi har hatt.



Andrea Haugstøyl



Erik V. Selliken



## SAMMENDRAG

---

Denne rapporten omhandler prosjektering av en betongbru uten slakkarmering, men med spennarmering i både lengde- og tverretning. Brua er utført som en platebru, understøttet av en sprengverksbue. Dekket er understøttet av to vegger, i tillegg til en kloss i toppen av buen. Den totale lengden på brudekket er 50,68 meter, med en bredde på 9,5 meter og en tykkelse på 600 mm. Brua har to kjørefelt og en føringsavstand på 8,1 meter. Buen har en tykkelse på 400 mm, med varierende bredde. Brua er basert på en eksisterende bru som er bygget i Østerrike.

I lengderetning i dekket legges det totalt 30 spennarmeringskabler fordelt over to lag. I tverretning legges det ett lag med armering, totalt 94 kabler. I buen legges det 5 kabler i lengderetning og 47 kabler i tverretning.

Hensikten med å ikke benytte slakkarmering er å oppnå en mer bestandig konstruksjon ved å eliminere eventuelle korrosjonsproblemer. Spennarmeringen er antatt beskyttet ved at den legges i tette plastrør. Brua dimensjoneres etter gjeldene Eurokoder og håndbok N400 utgitt av Statens vegvesen. Det er også gjennomført et litteraturstudie om nedbryting og bestandighet av betong.

Brua kontrolleres både i brudd-, og bruksgrensetilstanden. Opptredende krefter er funnet ved å kjøre analyser i elementmetodeprogrammet Abaqus. I bruddgrensetilstanden kontrolleres det om brua har tilstrekkelig kapasitet mot samtidig virkning av aksialkraft og moment ved hjelp av MN-diagram. I tillegg kontrolleres skjærkapasitetene, forankringsområdene og kontroll av rissdannelse i fersk betong. I bruksgrensetilstanden kontrolleres det om brua risser eller ikke, og om brua har tilstrekkelig duktilitet uten slakkarmering.

Beregningene i bruddgrensetilstanden viser at brudekket i lengderetning har tilstrekkelig kapasitet mot både moment, aksialkraft og skjærkraft. I tverretning er ikke momentkapasiteten tilstrekkelig. Buen har ikke tilstrekkelig momentkapasitet i lengderetning eller tverretning, slik at det her er nødvendig å øke antall armeringskabler. Skjærkapasiteten er tilstrekkelig dersom buen ikke risser.

I bruksgrensetilstanden påvises det at hele brudekket forblir uopprisset. I buen er det ett område som vil risse med den valgte armeringsmengden. Ved økt armering vil trolig også dette området forbli uopprisset. Duktilitetsberegningene viser at dekket har tilsvarende duktilitet som en tradisjonell spennarmert konstruksjonsdel med slakkarmering, mens i buen påvises det bedre duktilitet.





## ABSTRACT

---

The object of this study has been to project a concrete bridge without traditional reinforcement, but with prestressed steel tendons in both longitudinal- and cross direction. The bridge has been constructed as a slab bridge, supported by an arch. The deck is supported by two walls, in addition to a block at the top of the arch. The total length of the deck is 50.68 meters, with a width of 9.5 meters and a thickness of 600 mm. The bridge has two lanes and a carriageway width of 8.1 meters. The arch has a thickness of 400 mm, with fluctuating width. The bridge is based on an existing bridge built in Austria.

In the longitudinal direction of the deck, there are in total 30 prestressing tendons distributed in two layers. In cross direction a single layer of reinforcement is laid, 94 tendons in total. In the arch, 5 cables are placed longitudinally and 47 cross directionally.

The objective of not using non-tensioned reinforcement is to achieve a more durable construction by eliminating potential corrosion problems. The prestressing steel is assumed to be protected by dense plastic ducts. The bridge is dimensioned using current Eurocodes and construction manual N400 published by Norwegian Public Roads Administration. A literature study regarding decomposition and concrete durability has also been conducted.

The bridge is controlled in both ultimate limit state as well as service limit state. The load effect has been identified by running analyses in the finite element program Abaqus. In ultimate limit state it is verified whether the bridge has sufficient capacity against simultaneous impact of axial force and bending moment or not, by using MN-diagrams. Additionally shear capacities, control of anchorage zones and control of cracking in fresh concrete have been examined. In the service limit state it has been controlled if the bridge is cracking or not, and if the bridge has satisfactory ductility without non-tensioned reinforcement.

The ultimate limit state calculations indicates that the bridge deck has adequate capacity against bending moment, axial force and shear force. The arch has inadequate moment capacity in the longitudinal direction, necessitating an increase in number of reinforcement tendons. Shear force capacity is sufficient if the arch does not crack.

In the service limit state it is demonstrated that there is no cracking in the entire bridge deck. In the arch there is one area which will crack with the used quantity of reinforcement. With

increased reinforcement, also this area will probably remain uncracked. Ductility calculations indicate that the deck has corresponding ductility to a traditionally prestressed construction part with non-tensioned reinforcement. In the arch, improved ductility is demonstrated.

## INNLEDNING

---

For et bruprojekt vil som regel flere løsninger være teknisk mulige. Andre faktorer som inngår i beslutningsgrunnlaget kan blant annet være økonomi og estetikk. Ettersom det krever store investeringer å bygge en bru dimensjoneres de som regel for 100 år. Det finnes mange ulike hensyn man må ta når man skal planlegge for bruas levetid. Forutsetningen er at brua opprettholder sin styrke og sitt utseende gjennom levetiden uten store vedlikeholdsutgifter.

Betong har tradisjonelt sett blitt oppfattet som et meget bestandig materiale med lang levetid. For at dette skal kunne sies, er det viktig å fokusere på miljølastenes betydning, i tillegg til de generelle styrkekravene. For at konstruksjoner skal kunne stå imot miljølastene er kvaliteten til betongen sentral. Det er også viktig å vite hvordan ulike nedbrytningsmekanismer påvirker de ulike materialene i brua, og hvordan dette igjen påvirker kapasiteten. Med dette som utgangspunkt er det ønskelig å se på et konsept som kan være med på øke bestandigheten, og dermed senke de totale levetidskostnadene.

Egg-Graben-brua i Østerrike er gjennomført som et prøveprosjekt med kun spennarmering i brudekket. Ved å legge spennarmeringen i plastrør vil man hindre muligheten for korrosjon, og man vil få en mer bestandig bru. Samtidig vil den oppspente armeringen føre til at store deler av betongen vil bli lagt under trykk, noe som vil være med på å begrense riss og sprekkdannelse i konstruksjonen. Denne oppgaven vil ta utgangspunkt i Egg-Graben. Det vil være en innføring i ulike nedbrytningsmekanismer. Deretter foretas en kapasitetskontroll av brua, med antagelsen at den nå er plassert i et værutsatt kystklima i Norge. Det utføres også beregninger for å påvise om konstruksjonen risser, og om konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet uten minimumsarmering.



# INNHALDSFORTEGNELSE

---

Forord .....	I
Sammendrag .....	III
Abstract .....	V
Innledning .....	VII
Figurliste .....	IX
Tabelliste .....	XI
Indeksliste .....	XIII
1 Bakgrunn .....	1
1.1 Nedbrytning av betong .....	1
1.1.1 Mekanisk nedbrytning .....	1
1.1.2 Frostsprengning .....	2
1.1.3 Kjemisk nedbrytning .....	2
1.2 Nedbrytning av armering .....	2
1.2.1 Karbonatisering .....	4
1.2.2 Kloridinitiert korrosjon .....	4
1.3 Bestandighet .....	5
1.3.1 Overdekning .....	5
1.3.2 Rissvidder .....	7
1.3.3 Masseforhold .....	7
1.3.4 Miljøpåvirkning og fuktighet .....	8
1.3.5 Utførelse og utforming av konstruksjonen .....	9
2 Konseptet .....	11
2.1 Egg-Graben .....	11
2.2 Spennbetong .....	12
2.2.1 Førøppspente konstruksjoner .....	12

2.2.2	Etteroppspente konstruksjoner .....	12
2.2.3	Beskyttelse av spennarmering .....	13
2.3	Fordeler.....	14
2.4	Utfordringer .....	14
2.5	Brua i denne oppgaven .....	15
2.6	Avgrensning av oppgaven .....	16
3	Prosjekteringsgrunnlag .....	17
3.1	Regelverk.....	17
3.2	Betongegenskaper.....	17
3.3	Spennstålegenskaper.....	19
3.4	Eksponeringsklasse.....	20
3.5	Overdekning .....	21
3.6	Egenskaper Brudekke .....	21
3.6.1	Spennarmering .....	22
3.7	Egenskaper Bue .....	24
3.7.1	Spennarmering .....	24
3.8	Praktisk utføring .....	25
3.8.1	Rissfare i ung betong.....	27
3.8.2	Risskontroll .....	30
4	Abaqus.....	33
4.1	Plate- og skallteori .....	33
4.1.1	Plateteori.....	33
4.1.2	Skallteori .....	34
4.2	Pre-prosessering.....	35
4.2.1	Elementinndeling .....	36
4.2.2	Samvirke mellom ulike deler .....	39
4.3	Analyse .....	39

4.4	Post-prosessering .....	41
4.5	Modellen .....	41
4.5.1	Utforming .....	41
4.5.2	Opplagerbetingelser .....	43
4.5.3	Spennarmering .....	44
4.5.4	Temperatur .....	44
4.5.5	Lastkombinering .....	44
4.6	Verifisering .....	45
4.6.1	Verifisering av samvirke mellom stål og betong .....	45
4.6.2	Verifisering av spennarmeringen .....	46
4.6.3	Verifisering av temperaturlaster .....	46
4.6.4	Verifisering av hele modellen .....	47
5	Laster .....	49
5.1	Permanente Laster .....	49
5.1.1	Egenlast .....	49
5.2	Variable laster .....	50
5.2.1	Trafikklast .....	50
5.2.2	Temperaturlast .....	55
5.2.3	Vindlast .....	57
6	Spennarmering .....	65
6.1	Tap av tøyingsdifferanse .....	65
6.1.1	Friksjonstap .....	65
6.1.2	Låsetap .....	69
6.1.3	Kombinert friksjon- og låsetap .....	69
6.1.4	Opptredende krefter i brudekket .....	75
6.1.5	Opptredende krefter i buen .....	77
6.1.6	Oppsummering av opptredende krefter .....	80

6.2	Tidsavhengige tap.....	80
6.2.1	Kryp i brudekket.....	80
6.2.2	Svinn i brudekket .....	88
6.2.3	Relaksasjon.....	92
6.2.4	Samlet spenningstap i brudekket.....	94
6.2.5	Forenklet metode for tidsavhengige tap i buen .....	94
7	Lastkombinering.....	101
7.1	Bruddgrensetilstand, ULS .....	101
7.2	Brukgrensetilstand, SLS.....	103
8	Kapasitetskontroll ULS .....	105
8.1	Momentkapasitet .....	105
8.1.1	Momentkapasitet brudekke .....	106
8.1.2	Momentkapasitet bue .....	118
8.2	Skjærkapasitet.....	132
8.2.1	Skjærkapasitet brudekket .....	133
8.2.2	Skjærkapasitet bue.....	144
8.2.3	Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt .....	148
8.3	Forankringskrefter .....	150
8.3.1	Spaltekrefter .....	150
8.3.2	Lokal knusing .....	155
8.4	Oppsummering bruddgrensetilstanden .....	157
9	Kapasitetskontroll SLS.....	159
9.1	Dimensjoneringskriterium .....	159
9.2	Spenningsberegninger, stadium I .....	160
9.3	Spenningsberegninger, stadium II .....	160
9.4	Risskontroll.....	161
9.5	Oppsummering av bruksgrensetilstanden.....	167



10	Duktilitet.....	169
10.1	Beregningsgrunnlag for denne oppgaven .....	172
11	Oppsummering og konklusjon .....	185
12	Videre arbeid.....	187
13	Referanser.....	189
14	Vedlegg .....	193



## FIGURLISTE

---

Figur 1: Armeringskorrosjon [3] .....	3
Figur 2: Størrelsesforhold mellom jern og korrosjonsproduktene [3].....	3
Figur 3: Karbonatiseringsfrontens bevegelse innover mot armeringen [4].....	4
Figur 4: Kloridinitiert armeringskorrosjon [4] .....	5
Figur 5: EK2 Tabell 4.1 og NA.4.4N .....	6
Figur 6: Sammensetning av ulike porer ved ulike masseforhold [2] .....	8
Figur 7: Variasjon av karbonatiseringsdybde og RF [2] .....	8
Figur 8: Egg-Grabenbrücke, © Pez Hejduk, Vienna.....	11
Figur 9: Spennarmering i lengde- og tverretning, © TU Wien .....	11
Figur 10: Sammenheng mellom v/c-tall og fasthet [6] .....	17
Figur 11: Bilineær spennings-tøyningskurve for betong [7] .....	18
Figur 12: Spennings-tøyningskurve for spennstål [7] .....	19
Figur 13: Overdekning .....	21
Figur 14: Brudekket sett ovenfra.....	22
Figur 15: Armeringsføring i forankringssonen .....	22
Figur 16: Spennarmeringsprofil. Midtsnitt og endesnitt. ....	23
Figur 17: Buen sett fra siden og ovenfra .....	24
Figur 18: Støpealternativ 1 .....	26
Figur 19: Støpealternativ 2.....	26
Figur 20: Støpealternativ 3 .....	26
Figur 21: Riss ved ytre fastholdning .....	27
Figur 22: Temperatur og spenningsutvikling .....	28
Figur 23: Forenklet spenningsforløp .....	29
Figur 24: a) Skive, b) Plate, c) Skall [14].....	34
Figur 25: Spenningsresultanter for et plant skallelement .....	35
Figur 26: Forskjell mellom shell og continuum shell [15].....	37
Figur 27: Venstre: Vanlige skallelement      Høyre: CS-elementer.....	38
Figur 28: Shearlocking .....	40
Figur 29: Timeglass.....	40
Figur 30: Modellen i Abaqus .....	42
Figur 31: Opplagere lengderetning .....	43

Figur 32: Opplagere i tverretning .....	43
Figur 33: Resultanter ved opplager .....	44
Figur 34: Eksempel spennarmering.....	46
Figur 35: Verifisering temperaturlast .....	47
Figur 36: Permanente laster på brudekket.....	50
Figur 37: Inndeling av teoretiske kjørebener .....	51
Figur 38: Plassering LM1, EK1-2 fig.4.2a.....	52
Figur 39: Plassering av trafikklast.....	53
Figur 40: Kontaktflate LM2 .....	53
Figur 41: EK1-4 Retninger for vindpåvirkninger på bruer .....	59
Figur 42: Innvirkning av friksjon på låsetap .....	70
Figur 43: Låsetap over i del 2.....	71
Figur 44: Dimensjonerende moment om y-aksen i ULS.....	103
Figur 45: Dimensjonerende moment om y-aksen i SLS .....	104
Figur 46: Tøyningstilstander .....	105
Figur 47: Dimensjonsløst MN-diagram .....	118
Figur 48: Opprissing av bjelke [8] .....	132
Figur 49: Trykkfelt mellom skråriss [8].....	133
Figur 50: Lastutbredelse fra en punktlast [16] .....	150
Figur 51: Testoppsett for forankringssone [17].....	151
Figur 52: Lastutbredelse lengde- og tverretning .....	152
Figur 53: Aksialkraft i buen (lengderetning).....	157
Figur 54: Momentforløp for bjelke med flere spenn.....	170
Figur 55: Utvikling av moment som følge av påført last [18] .....	171
Figur 56: Forhold moment - kurvatur ved hhv slakkarmering og spennarmering [18] .....	172
Figur 57: Tøyninger ved maksimal momentkapasitet.....	173
Figur 58: Ytre og indre krefter for et opprisset tverrsnitt.....	173

## TABELLISTE

---

Tabell 1: Eksponeringsklasser etter EK2 .....	6
Tabell 2: Betongegenskaper .....	18
Tabell 3: Spennstålegenskaper .....	19
Tabell 4: Overdekningskrav .....	21
Tabell 5: Enheter i Abaqus .....	40
Tabell 6: Abaqus resultater .....	45
Tabell 7: Resultater av spennarmeringsanalyse .....	46
Tabell 8: Trafikklast LM1 .....	52
Tabell 9: Deler av tabell NA.4.4.a i EK1-2.....	55
Tabell 10: Oppsummering av vindlast .....	63
Tabell 11: Oppspenningskrefter .....	80
Tabell 12: Oppsummering av spenningstap i spennarmeringen .....	94
Tabell 13: Lastkombinering ULS.....	102
Tabell 14: Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand.....	103
Tabell 15: Produsentens krav til tilleggsarmering.....	152



## INDEKSLISTE

---

### *Store latinske bokstaver*

$A_{arm}$	Armeringsmengde tilleggsarmering
$A_c$	Betongens tverrsnittsareal
$A_{c0}$	Belastningsflate
$A_{c1}$	Lastfordelingsflate
$A_p$	Spennarmeringens areal
$A_{ref,i}$	Referansearealet til brua
$A_s$	Nødvendig tilleggsarmering/Armeringsforhold
$A_T$	Transformert betongtverrsnitt
$C$	Vindlastfaktor for bruer
$C_{Rd,c}$	Faktor som tar hensyn til tilslagsstørrelse og materialfaktor
$C_{vertikal/horisonal}$	Vertikal/horisonal forskyvning av armering i forankringszone
$E$	Redusert E-modul for fersk betong
$E_c/E_{cm}$	Elastisitetsmodul til betong
$E_{c,eff}$	Betongens effektive elastisitetsmodul
$E_d$	Dimensjonerende last
$E_p$	Elastisitetsmodul til spennstål
$F_{wi}$	Vindkraft i retning i
$G_{k,j}$	Karakteristisk verdi for permanent last
$G_{k,j,sup}/G_{k,j,inf}$	Øvre/Nedre karakteristisk verdi av permanent last
$H_{a/y}$	Lengde gammel/ny del i forbindelse med beregning av fastholdningsgrad
$I_{c/t}$	Arealtreghetsmoment betongtverrsnitt/transformert tverrsnitt
$I_v(z)$	Turbulensintensitet
$L$	Lengde av brua eller konstruksjonsdeler
$\Delta L_{lås}$	Glidning ved låsing av spennarmering
$M_{Ed}$	Dimensjonerende verdi for bøyemoment
$M_g$	Moment fra permanente laster
$M_i$	Momentkapasitet for tøyningstilfelle i
$N_{Ed}$	Aksialkraftpåkjenning
$N_i$	Aksialkraftkapasitet for tøyningstilfelle i
$P_0$	Kraft i spennarmering umiddelbart etter oppspenning
$P$	Forspenningskraft
$P_{fr}$	Tap av oppspenningstap på grunn av friksjon
$P_{jekk}$	Oppspenningskraft som leses av ved jekk
$P_{max}$	Maksimal tillatt oppspenningskraft
$\Delta P$	Totalt tap av oppspenningskraft
$\Delta P_{lås}$	Låsetap
$Q_{ik}$	Akslingslast for teoretiske kjørebane
$Q_{k1}$	Karakteristisk verdi for en dominerende variabel last
$Q_{k,i}$	Karakteristisk verdi for øvrig variabel last nr i
$Q_{lk}$	Bremse- og akselerasjonskrefter for teoretiske kjørebane
$Q_{tk}$	Sentrifugalkraft
$Q_v$	Maksimal tyngde av vertikal aksellast fra LM1
$R$	Fastholdningsgrad
$RH_0$	Referanseluftfuktighet
$RH$	Luftfuktighet

$S_{pi}$	Strekraft i armering for tøyningstilfelle i
$T$	Spaltestrekk
$T_{ci}$	Trykkresultant i betong for tøyningstilfelle i
$T_0$	Initialtemperatur
$T_{e,max}/T_{e,min}$	Høyeste/laveste jevnt fordelte temperaturandel i brua
$T_{max}/T_{min}$	Øvre/nedre lufttemperatur
$\Delta T_{N,con}$	Største kontraksjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel
$\Delta T_{N,exp}$	Største ekspansjonsintervall for jevnt fordelt temperaturandel
$\Delta T_{M,heat}$	Lineært varierende temperaturdifferanse, ved oppvarming ovenfra
$\Delta T_{M,cool}$	Lineært varierende temperaturdifferanse, ved avkjøling ovenfra
$V_{Ed}$	Skjærkraftpåkjenning
$V_{Rd}$	Skjærstrekkapasitet
$V_{Rd,c}$	Skjærkapasitet for konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering
$V_{Rd,max}$	Skjærtrykkapasitet

### *Små latinske bokstaver*

$a_i$	Diameter lastfordelingsflate
$b$	Bredde
$b_w$	Minste bredde av tverrsnittet i strekksonen
$c_0(z)$	Terrengformfaktor
$c_{alt}$	Nivåfaktor
$\Delta c_{dev}$	Tillegg til minste overdekning som tar hensyn til avvik
$c_{dir}$	Retningsfaktor som tar hensyn til vindens retning
$c_e$	Eksponeringsfaktor
$c_{fi}$	Kraftfaktor for vindpåkjenning på brudekket i i-retning
$c_{min}$	Minimum overdekning
$c_{nom}$	Nominell overdekning
$c_{prob}$	Sannsynlighetsfaktor
$c_r(z)$	Ruhetsfaktor som angir variasjon i stedsvindhastigheten
$c_{season}$	Årstidsfaktor som tar hensyn til årstidsvariasjoner
$d$	Effektiv tverrsnittshøyde/Avstand fra strekkarmeringens tyngdepunkt til trykkrand
$d_{tot}$	Høyde på dekket inkludert rekkverk
$e$	Eksentrisitet
$f_{cd}$	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
$f_{ck}$	Betongens karakteristiske sylindetrykkfasthet etter
$f_{cm0}$	Referansemiddelverdi
$f_{cm}$	Betongens midlere sylindetrykkfasthet
$f_{ctd}$	Betongens dimensjonerende strekkfasthet
$f_{ctm}$	Middelverdi av betongens aksialstrekkfasthet
$f_{etk,0,05}$	Betongens karakteristiske fasthet, 5 % fraktilverdi
$f_{pd}$	Spennstålets dimensjonerende strekkfasthet
$f_{pk}$	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	Spennstålets karakteristiske 0,1 %-strekkgrense
$f_{yd}$	Slakkarmeringens dimensjonerende flytegrense
$f_{yk}$	Slakkarmeringens karakteristiske flytegrense
$h_0$	Effektiv tverrsnittstykkelse
$h$	Tverrsnittshøyde



k	Koeffisient lengdeeffekt
$k_i$	Koeffisient, faktor
$k_l$	Turbulensfaktor
$k_h$	Koeffisient, avhengengig av $h_0$
$k_p$	Toppverdifaktor
$k_r$	Terrengruhetsfaktor
$l_e$	Kraftinnføringslengde
$m_{x/y/xy}$	Moment om x/y-akse/torsjonsmoment. Pr breddeenhet
n	Antall
$n_{x/y/xy}$	Membrankrefter. Pr breddeenhet
$q_b$	Midlere basisvindhastighetstrykk
$q_{ik}$	Karakteristisk jevnt fordelt last for teoretiske kjørebane
$q_p$	Toppkastighetstrykk
s	Senteravstand/Koeffisient som avhenger av sementtypen
$t_0$	Betongens alder ved belastningstidspunktet
t	Tidspunkt som vurderes
$t_{ef}$	Effektiv veggtykkelse
$t_p$	Tyngdepunkt
$t_{pb}$	Tyngdepunkt betongtversnitt
$t_s$	Betongens alder når uttørkingssvinnet starter
u	Omkrets av aktuelt betongtversnitt
$v_{b,0}$	Referansevindhastighet
$v_b$	Basisvindhastighet
$v_m(z)$	Stedsvindhastighet i høyde z over terreng
$v_{min}$	Minste skjærkraftkapasitet
$v_s$	Stedsvindhastighet med samtidig virkende trafikklast
$v_{x/y}$	Tverrskjærkrefter. Pr breddeenhet
$w_1$	Bredden av en teoretisk kjørebane
w	Føringsavstand for trafikklast
$y_{t/i}$	Avstanden til tverrsnittets nøytralakse/Parabler
$z_0$	Ruhetslengde
$z_i$	Overbygningens høyde over terreng/arm mellom kraftresultanter
$z_{max}$	Største høyde over terreng
$z_{min}$	Minste høyde over terreng

### *Små greske bokstaver*

$\alpha_{1/2/3}$	Faktorer som tar hensyn til betydningen av betongfastheten
$\alpha$	Vinkel/Trykksonefaktor
$\alpha_d$	Trykksonehøyde
$\alpha_{ds1/2}$	Koeffisienter som tar hensyn til sementtypen i betongen
$\alpha_{Qi}$	Korreksjonsfaktor for trafikklast, punktlast
$\alpha_{qi}$	Korreksjonsfaktor for trafikklast, jevnt fordelt last
$\alpha_T$	Temperaturutvidelseskoeffisient for betong
$\beta_{as,t}$	Faktor som tar hensyn til betraktningstidspunkt ved utvikling av autogent svinn
$\beta_c(t,t_0)$	Faktor som beskriver kryputvikling i betong ved angitt tidspunkt
$\beta_{cc}(t)$	Koeffisient som avhenger av betongens alder
$\beta_{ds}(t,t_s)$	Faktor som beskriver svinnutviklingen i betongen ved et angitt tidspunkt etter begynnelsen av uttørkingen

$\beta_{fcm}$	Faktor som tar hensyn til virkningen av betongfastheten på det normerte kryptallet
$\beta_H$	Faktor som tar hensyn til RH og $h_0$
$\beta_Q$	Justeringsfaktor lastmodell 2
$\beta_{RH}$	Faktor som tar hensyn til luftfuktighet ved beregning av nominell svinntøyning
$\beta_{t0}$	Faktor som tar hensyn til påvirkningen av $t_0$ på normert kryptall
$\gamma$	Partialfaktor
$\gamma_G$	Partialfaktor for permanente påvirkninger, G
$\gamma_{G,j}$	Partialfaktor for permanent påvirkning, j
$\gamma_{G_j, sup} / \gamma_{G_j, inf}$	Partialfaktor for permanent påvirkning, j, ved beregning av øvre/nedre dimensjonerende verdier
$\gamma_m$	Partialfaktor for materialegenskaper
$\gamma_P$	Partialfaktor for forspenningskraft
$\gamma_{Q,i}$	Partialfaktor for variabel påvirkning i ULS
$\epsilon_{c/p/s}$	Tøyning i de ulike materialene
$\epsilon_{ca}$	Autogent svinn
$\epsilon_{ca, \infty}$	Endelig autogent svinn etter lang tid
$\epsilon_{cd, 0}$	Nominelt uhindret uttørkingssvinn
$\epsilon_{cd}$	Uttørkingssvinn
$\epsilon_{cs}$	Total fri svinntøyning
$\epsilon_{cu}$	Tøyningsgrense for trykk i betong
$\epsilon'_{p0}$	Initiell tøyningsdifferanse
$\epsilon_{pl/k}$	Langtids/korttidstøyning i spennarmering
$\Delta\epsilon_p$	Tøyningsendring i spennarmering
$\epsilon_{relaks}$	Tøyning på grunn av relaksasjon
$\epsilon_T$	Tøyning på grunn av temperatur
$\kappa_T$	Krumning på grunn av temperatur
$\nu$	Reduksjonsfaktor for fasthet i opprisset betong
$\xi$	Reduksjonsfaktor
$\eta$	Faktor som forhold mellom E-moduler
$\theta$	Vinkel
$\mu$	Friksjonskoeffisient
$\rho$	Lufttetthet
$\rho_{1000}$	Relaksasjonstap 1000 timer
$\rho_l$	Armeringsforhold for slakk/spennarmering
$\sigma_c$	Trykkspenning i betongen
$\sigma_{p0}$	Trykkspenning i betongen ved maksimal oppspenning
$\sigma_p$	Spenningen i spennarmeringen
$\sigma_{pmax}$	Maksimalt tillatt oppspenning
$\sigma_{x/y/z}$	Spenning i x/y/z-retning
$\varphi_0$	Normert kryptall
$\varphi_{RH}$	Faktor som tar hensyn til virkning av RH på det normerte kryptallet
$\varphi(t, t_0)$	Kryptall ved alder t på grunn av en belastning ved $t_0$
$\psi_0$	Faktor for kombinasjonsverdi for en variabel påvirkning
$\psi$	Faktor for variabel ofte forekommende last
$\psi_2$	Faktor for variabel tilnærmet permanent last
$\psi_{1, infq}$	Faktor for variabel sjeldent forekommende last
$\omega_{N/M}$	Kombineringsfaktorer for temperaturvirkninger
$\phi$	Diameter spennarmeringsrør
$\phi_L$	Diameter tilleggsarmering

# 1 BAKGRUNN

---

Vedlikehold av det norske vegnettet er en nødvendighet, men gir også store utfordringer når det kommer til kostnader. I det norske vegnettet finnes det om lag 17 000 bruer, og det er mange nye under planlegging og bygging [1]. Store prosjekter som fergefri E39 medfører et stort behov for å se på nye tiltak og konsepter som kan være med på å utvikle mer bestandige konstruksjoner. Ved å optimalisere materialvalg og bruk, vil man oppnå mer bestandige bruer med lavere vedlikeholdskostnader.

Betong er i utgangspunktet et bestandig materiale med lang levetid. En brukonstruksjon dimensjoneres for en levetid på 100 år og i løpet av denne tiden utsettes brua for flere mekanismer som bryter den ned. Det er derfor nødvendig med vedlikehold gjennom levetiden for å sikre at brua beholder sin opprinnelige funksjon og utseende. For å redusere vedlikeholdskostnadene så mye som mulig, er det viktig å ta hensyn til nedbrytningsmekanismene under prosjekteringen. Nedbrytning av brua kan skje ved at selve betongen brytes ned, ved at armeringen korroderer, eller som en kombinasjon av disse. Bestandigheten er svært avhengig av miljøet konstruksjonen plasseres i.

For å kunne vurdere ulike løsninger er det viktig å ha en god forståelse av miljøbetingelser og nedbrytningsmekanismer som er relevant for betongbruer. Videre følger derfor en innføring i ulike nedbrytningsprosesser.

## 1.1 NEDBRYTNING AV BETONG

Betongen brytes ned hvis den utsettes for påkjenninger den ikke er konstruert for å tåle. Eksempler på dette er mekaniske påkjenninger, frost eller kjemiske reaksjoner med stoffer som kommer i kontakt med betongen.

### 1.1.1 Mekanisk nedbrytning

Dersom betongen utsettes for en større last enn den er dimensjonert for å tåle, kan det få følger. Ved nedbrytning av selve betongen kan det oppstå oppsprekking, og i verste fall brudd i konstruksjonen. Den mekaniske nedbrytningen kan også skje ved slitasje, som for eksempel piggdekkslitasje i tilfeller der betongen er en del av slitelaget.

### 1.1.2 Frostsprengning

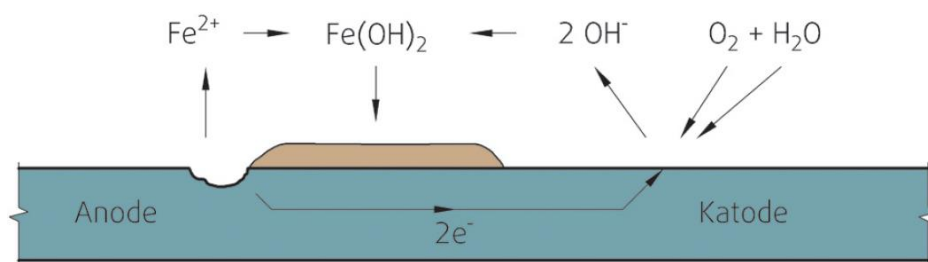
Fritt vann i betongens porer vil ved frysing utvide seg, noe som kan forårsake strekkspenninger i betongen. Dersom disse strekkspenningene overgår strekkfastheten til betongen kan må få opprissing og avskalling av biter. Salting forsterker denne tine-frysesyklusen. Dersom overflaten saltes, vil isen smelte. Dette krever energi, som tas fra underlaget, slik at temperaturen synker i disse områdene. Det vil imidlertid også kunne oppstå andre effekter som kan gi strekkspenninger til betongen; Dersom saltholdig vann fryser, øker saltkonsentrasjonen i områdene rundt isfronten. Dette medfører at det strømmer vann til disse områdene for å utligne konsentrasjonen. Det oppstår da et osmotisk trykk som vil kunne skape opprissing i betongen [2]. En betong vil ikke være utsatt for frostnedbrytning dersom den står i et tørt miljø. Den er derimot meget utsatt for slike nedbrytninger hvis betongen utsettes for saltholdig vann.

### 1.1.3 Kjemisk nedbrytning

Kjemisk nedbrytning er en fellesbetegnelse for ulike nedbrytningsprosesser der kjemiske reaksjoner er årsaken til reduksjon av konstruksjoners levetid. En uønsket kjemisk reaksjon kan oppstå dersom et fremmed stoff trenger inn i betongen. Et eksempel på dette er syreangrep som gjør at sementen i betongen løses opp. Det er også mulig at de ulike bestanddelen av betongen reagerer med hverandre. Under denne kategorien finner man alkalireaksjoner, sulfatreaksjoner og nitratreaksjoner. Det mest kjente er alkalireaksjoner som er en kjemisk prosess der alkali-ioner i sementen reagerer med kvarts fra reaktive bergarter. Under reaksjonen dannes det alkaligel som utvider seg i kontakt med vann, og som skaper strekkspenninger og mulig opprissing.

## 1.2 NEDBRYTNING AV ARMERING

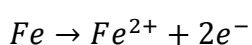
Armeringen i en konstruksjon kan begynne å korrodere dersom forholdene ligger til rette for det. Armeringen er i utgangspunktet beskyttet mot korrosjon grunnet den høye pH-verdien i betongen, denne ligger typisk mellom 12,6-14 [2]. Alkaliteten i porene danner en oksidfilm på ståloverflaten som beskytter mot korrosjon. Dersom pH-verdien blir for lav, brytes oksidfilmen ned og stålet er ikke lengre beskyttet. Ved korrosjon vil det alltid være minst én anode og én katode. Anoden og katoden må være metallisk forbundet og omgitt av en væske som kan lede strøm.



Figur 1: Armeringskorrosjon [3]

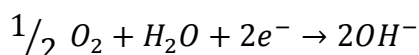
Ved anoden skjer følgende reaksjon:

*Metallisk jern → jernioner + elektroner*

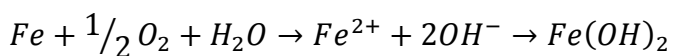


Katodereaksjon:

*Oksygen + vann + elektroner → hydroksylioner*

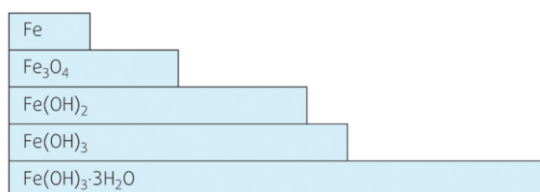


Totalreaksjonen blir da:



Fe(OH)<sub>2</sub> er et fast stoff som legger seg på armeringsoverflaten og kan fungere som en ny passivfilm. Dersom det er tilgang på oksygen og fuktighet kan korrosjonen fortsette og det dannes nye rustprodukter.

Armeringskorrosjon fører til redusert armeringstverrsnitt og dårligere heft mellom armeringen og betongen. Dette fører til dårligere kapasitet og i verste fall at konstruksjonen kollapser. Korrosjonsproduktene har også større volum enn selve stålet. Dette kan medføre at betongen sprekker opp og at biter kan skalle av. Figur 2 viser rustproduktenes relative volumutvidelse:

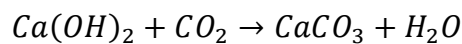


Figur 2: Størrelsesforhold mellom jern og korrosjonsproduktene [3]

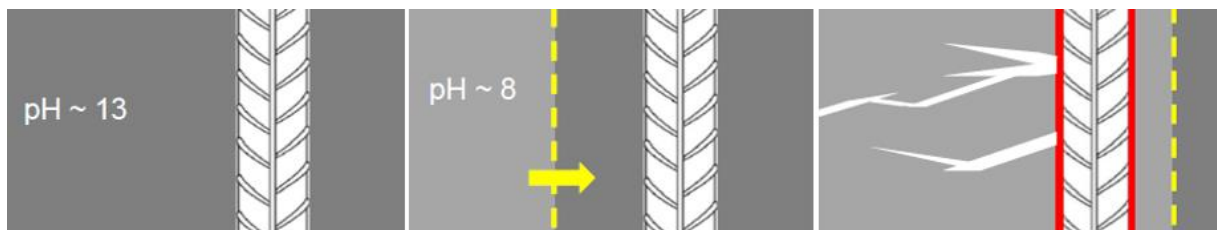
Tilgang på oksygen og fuktighet er avgjørende for initiering av korrosjon. I en helt tett betongkonstruksjon vil det altså ikke være problemer med korrosjon. I praksis er derimot betongen full av små porer som gjør at stoffer som ødelegger passivfilmen kan trenge inn. For betongbruer er først og fremst karbonatisering og kloridinitiert korrosjon de største problemene [2].

### 1.2.1 Karbonatisering

Karbonatisering skjer ved at  $CO_2$  fra luften reagerer med betongens kalsiumhydroksyd slik at det dannes kalsiumkarbonat:



Dette medfører at pH-verdien i betongen synker. Etter hvert som denne prosessen utvikler seg, vil karbonatiseringsfronten trenge lengre og lengre inn i betongen. Til slutt når den frem til armeringen, slik at passivfilmen som ligger rundt armeringsstålet løses opp. Dermed er ikke lenger armeringen beskyttet mot korrosjon. Karbonatiseringen er størst ved høye v/c-tall, og relativ fuktighet (RF) rundt 50-60 %. Ved riss trenger karbonatiseringsfronten lettere inn i betongen og øker faren for armeringskorrosjon.

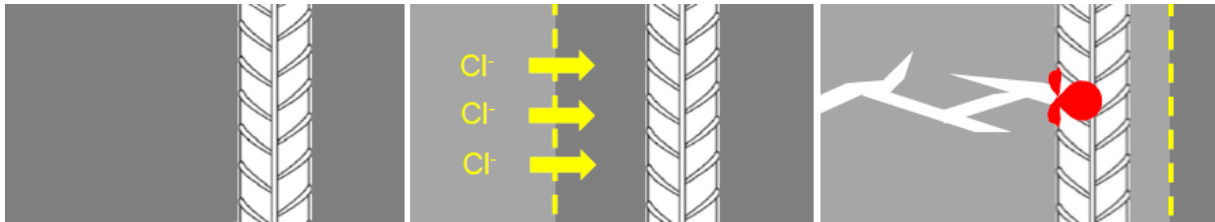


Figur 3: Karbonatiseringsfrontens bevegelse innover mot armeringen [4]

### 1.2.2 Kloridinitiert korrosjon

Klorider kan enten være tilstede i en konstruksjon fra byggetidspunktet, eller tilføres underveis i levetiden. Kloridene som er i betongen fra produksjonen kan komme fra flere kilder. For eksempel kan det skyldes at det er benyttet sjøsand (dette er ikke lengre tillatt) eller andre tilslag som inneholder for høye verdier av klorider. Kloridene kan også stamme fra sement, tilsetninger og vann. Under blandingsprosessene vil noe av kloridene bindes kjemisk til sementen. De resterende kloridene vil finnes som frie klorider, og det er disse som kan initiere armeringskorrosjon. I løpet av brukstiden kan klorider tilføres gjennom tinesalter eller sjøvann. Også her vil noe av kloridene bindes kjemisk, mens resten opptrer som frie klorider. Klorider i seg selv er ikke farlig for betongen, men ved kritisk kloridinnhold kan det

føre til lokal armeringskorrosjon. Krittisk kloridinnhold vil variere fra konstruksjon til konstruksjon, og også innad i samme konstruksjon [2]. I likhet med karbonatisering fører kloridene til at den beskyttende passivfilmen løses opp.



Figur 4: Kloridinitiert armeringskorrosjon [4]

### 1.3 BESTANDIGHET

Armeringskorrosjon er avhengig av tilgang på oksygen og fuktighet. Derfor er det viktig å sørge for at armeringen ligger godt beskyttet, slik at dette ikke kan trenge inn. Det er flere faktorer som spiller inn, som for eksempel utformingen av konstruksjonen og sammensetningen av betongen. I det videre vil det dreie seg om hvordan man kan unngå eller begrense nedbrytningen. Det er viktig å understreke at det er flere andre faktorer som påvirker bestandigheten til en konstruksjon selv om de ikke nevnes her.

#### 1.3.1 Overdekning

Overdekningen i en betongkonstruksjon er viktig for bestandigheten. Med overdekning menes det hvor mye betong som beskytter armeringen. Større overdekning fører til at det tar lengre tid for klorid- og karbonatiseringsfronten å nå armeringen. Overdekningen bestemmes ut i fra NS-EN 1992-1-1 (EK2), og reguleres av de ulike eksponeringsklassene og levetiden til konstruksjonen. Disse er avhengig av miljøet hvor konstruksjonen er bygget. EK2 benytter følgende eksponeringsklasser:

Klasse-betegnelser	
<b>X0</b>	Ingen risiko for korrosjon eller nedbrytning
<b>XC 1-4</b>	Korrosjon fremkalt av karbonatisering
<b>XD 1-3</b>	Korrosjon fremkalt av klorider som ikke stammer fra sjøvann
<b>XS 1-3</b>	Korrosjon fremkalt av klorider som stammer fra sjøvann
<b>XF 1-4</b>	Fryse-/tineangrep med og uten avisingsmiddel
<b>XA 1-3</b>	Kjemisk angrep
<b>XA 4</b>	Kjemisk angrep fra husdyrgjødsel
<b>XAS</b>	Særlig aggressivt miljø

Tabell 1: Eksponeringsklasser etter EK2

Eksponeringsklassene avgjør hvilken bestandighetsklasse og minste tillatte overdekning som må benyttes. Bestandighetsklassene stiller krav til luftinnholdet og innholdet av sement og andre tilsetningsstoffer.

4. Korrosjon framkalt av klorider fra sjøvann		
XS1	Utsatt for luftbårne klorider, men ikke i direkte kontakt med sjøvann	Konstruksjoner nær eller på kysten.
XS2	Permanent neddykket	Deler av marine konstruksjoner

Eksponeringsklasse <sup>1)</sup>	Bestandighetsklasse (minstekrav)	Minste overdekning $c_{min,dur}$ (i millimeter)	
		50 års dimensjonerende brukstid	100 års dimensjonerende brukstid
X0	M90	$c_{min,b}$	$c_{min,b}$
XC1	M60	15	25
XC2, XC3, XC4	M60	25	35
XD1, XS1	M45	40	50
XD2, XD3, XS2	M40	40	50

Figur 5: EK2 Tabell 4.1 og NA.4.4N

En betongbru i, eller i nærheten av saltvann kan etter Figur 5 plasseres i eksponeringsklasse XS1 eller XS2. Dette medfører bestandighetsklasse M40 eller M45, som igjen medfører en overdekning på 50 mm (100 år). Dersom en konstruksjonsdel kan plasseres i flere eksponeringsklasser, skal den strengeste velges. Videre kan ulike konstruksjonsdeler plasseres i ulike klasser, slik at det ikke er nødvendig med samme overdekning for søyler som står i saltvann og brudekket. Det er også greit å legge merke til at det skiller lite mellom overdekningen for en levetid på 50 og 100 år. Vegvesenet har også mulighet til å stille strengere krav enn EK2 i sine håndbøker, da er det disse kravene som er gjellende.



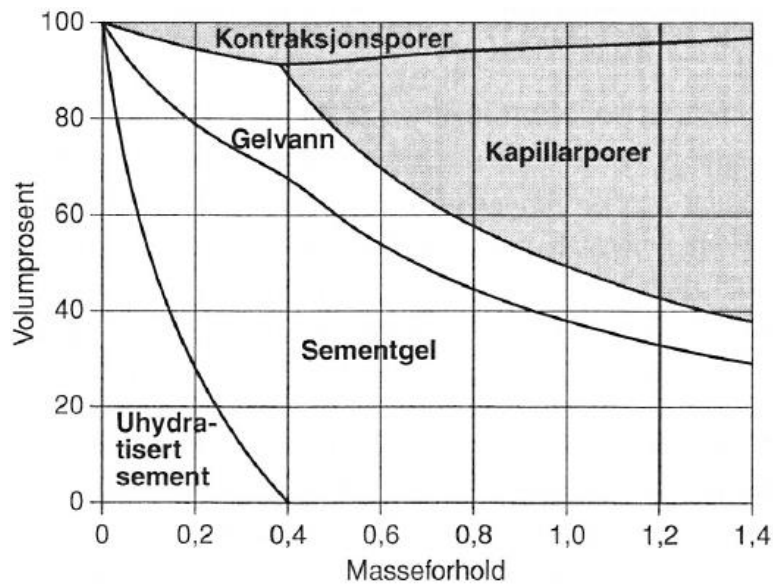
### 1.3.2 Rissvidder

Med riss menes uønskede sprekker i konstruksjonen. Riss kan oppstå på flere måter, for eksempel ved for stor belastning eller på grunn av svinn. Det finnes flere typer svinn, men resultatet er at volumet til betongen reduseres. Dette kan resultere i at betongen sprekker opp, og at uønskede stoffer lettere kan trekke inn. For å sørge for at konstruksjonens funksjon og bestandighet ikke skades, stiller EK2 krav til maksimalt tillatte rissvidder avhengig av hvilken eksponeringsklasse konstruksjonen er i. Riss kan også påvirke det estetiske ved en konstruksjon.

### 1.3.3 Masseforhold

I tillegg til overdekningen er tettheten til betongen viktig for konstruksjonens bestandighet. Tettheten, eller permeabiliteten, kan sees på som evnen til å motstå inntrenging av uønskede stoffer i betongen. Konstruksjonens permeabilitet er avhengig av poresystemene i betongen. En betong med lav permeabilitet er det samme som en tett betong og har dermed bedre bestandighet enn en betong med høy permeabilitet (utett). Det er kapillærporene som avgjør tettheten. Kapillærporer oppstår når vann som er til overs etter at sementen har hydratisert, fordampes og etterlater seg tomme porer. Disse porene er i størrelsesorden mikrometer ( $\mu\text{m}$ ).

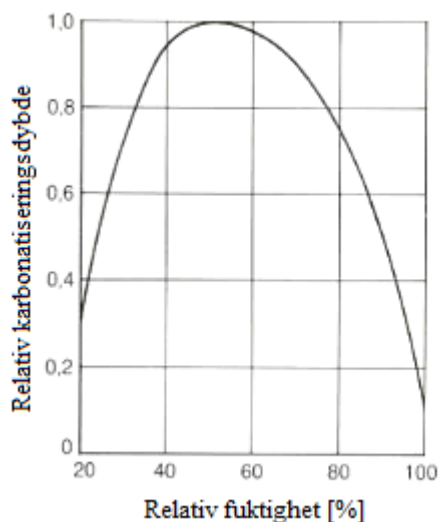
Antallet og størrelsen på kapillærporene er avhengig av masseforholdet mellom vann og sement. Dette forholdet kalles v/c-tallet. Ved v/c-tall under 0,4 går alt vannet i betongen med til herdeprosessen. Ved v/c-tall over 0,4 er det mer vann enn hydratiseringprosessen trenger. Dermed blir det overskuddsvann som kan gi kapillærporer. Masseforholdet gir bestandighetsklassen til betongen. Et v/c-tall på 0,4 vil eksempelvis gi bestandighetsklasse M40. Lave v/c-tall er dermed gunstig for betongen, og bidrar til økt motstand mot klorider og karbonatisering. Ved frostsprengning er det vannet i kapillærporene som fryser. Lave v/c-tall reduserer dermed muligheten for frostsprengning.



Figur 6: Sammensetning av ulike porer ved ulike masseforhold [2]

### 1.3.4 Miljøpåvirkning og fuktighet

Armeringskorrosjonen er som tidligere nevnt avhengig av fuktighet for å kunne utvikle seg. Men også karbonatisering og kritisk kloridnivå er avhengig av fuktnivået. Figur 7 viser hvordan karbonatiseringsdybden varierer avhengig av relativ fuktighet (RF). Det største problemet med karbonatisering når RF er i området 50-60 %. Problemet er ikke så stort i tørre og fuktige miljøer.



Figur 7: Variasjon av karbonatiseringsdybde og RF [2]

Andre miljøfaktorer som kan påvirke bestandigheten kan for eksempel være ytre påkjenninger. Som nevnt tidligere kan trafikk slite på konstruksjonen slik at overdekningen

blir mindre. Eksponering for stoffer med lav pH er også ugunstig for bestandigheten, dersom disse kan trekke inn i betongen og ødelegge passivfilmen på armeringen.

### 1.3.5 Utførelse og utforming av konstruksjonen

Som tidligere påpekt er overdekningen og tettheten viktige faktorer med tanke på bestandighet og korrosjon. Dette er viktig å tenke på i alt fra prosjektering, produksjon og videre gjennom levetiden til brua. Under prosjekteringen er det viktig å tenke på utformingen til konstruksjonen. Uregelmessige former kan gjøre det vanskeligere å sørge for at betongen fyller hele formen under utstøping. Armeringsføring og armeringsmengde er også viktig. Armering som ligger for tett kan medføre at det blir vanskelig for betongen å flyte fullstendig utover. Dette medfører uønskede hulrom i konstruksjonen. Valg av betongegenskaper og kvalitet er viktig. Ved valg av riktige egenskaper og riktige tilsetningsstoffer kan faren for svinn og store riss reduseres.

Etter utstøping er det viktig å tenke på uttørking og temperatur. Tildekking, herdemembran og eventuell ettervanning er viktig for å redusere riss og dårlig tetthet. Vedlikehold underveis i levetiden er også avgjørende for god bestandighet. Membraner og overflatebehandling hindrer inntrenging av uønskede stoffer. Reparasjon av skader og tetting av riss er også viktig for å unngå nedbrytning av konstruksjonen.



## 2 KONSEPTET

---

De fleste bruer som bygges i dag er små og mellomstore betongbruer, og utfordringene når det kommer til bestandighet er som regel de samme over alt. Derfor er det hensiktsmessig med et konsept som er anvendbart for alle disse. Egg-Graben-brua i Østerrike har som hensikt å utnytte spennarmeringen i både lengde- og tverretning slik at brua ikke risser. Det store omfanget av platebruer gjør at bruksområdet for bruer lik Egg-Graben er stort.

### 2.1 EGG-GRABEN

Egg-Graben er en bue-bru i betong med total lengde på 50,68 meter. Den ligger i Großarl-dalen i Salzburg, Østerrike. Den er bygget uten slakkarmering i brudekket, men med spennarmering i både tverr- og lengderetning. Brua er tildelt pris for å være en fremragende betongkonstruksjon (fib-award) av den internasjonale betongorganisasjonen (féderation internationale du béton, fib). Prosjekteringen startet med et forskningsprosjekt ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved Universitetet i Wien høsten 2007. Byggingen startet høsten 2008 og ble fullført i desember 2009. Forsøkene viste at kravene til kapasitet i bruddgrensetilstand og kravene til duktilitet i bruksgrensetilstanden i EK2 var tilfredsstillt selv uten slakkarmering.



Figur 8: Egg-Grabenbrücke, © Pez Hejduk, Vienna



Figur 9: Spennarmering i lengde- og tverretning, © TU Wien

## 2.2 SPENNBETONG

Spennarmerte konstruksjoner er en fellesbetegnelse på konstruksjoner hvor det støpes inn armering i form av kabler eller tau, som spennes opp slik at det er strekk i armeringen. Når disse kreftene overføres til betongen, oppstår det trykkrefter som vil motvirke strekkreftene som oppstår i konstruksjonen på grunn av de ytre lastene. Ved bruk av spennarmering kan man derfor redusere tverrsnittet og oppnå lengre spenn uten at nedbøyningen bli for stor. For spennarmerte konstruksjoner skilles det mellom før- og etteroppspent.

### 2.2.1 Føroppspente konstruksjoner

I føroppspente konstruksjoner spennes armeringen opp før konstruksjonen støpes, derav navnet. Armeringen spennes da opp mellom to forankringspunkt på utsiden av støpeformen og låses, slik at armeringen går gjennom formen. Videre fylles formen slik at armeringen støpes fast i betongen. Når betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet kuttet armeringen fra forankringspunktene slik at strekkreftene blir overført til betongen som trykkrefter.

Denne metoden benyttes først og fremst i produksjonen av prefabrikkerte betongelementer som hulldekker, bjelker og søyler. Det er da vanlig å ha en lang produksjonslinje slik at det kan støpes flere elementer mellom forankringspunktene.

### 2.2.2 Etteroppspente konstruksjoner

I etteroppspente konstruksjoner spennes ikke armeringen opp før etter at konstruksjonen er støpt. Da legges det inn hule kabelrør og forankringer i hver ende av konstruksjonen som støpes fast i betongen. Armeringen føres så gjennom disse rørene, og spennes opp når betongen har tilstrekkelig fasthet. Rundt forankringene legges det også ekstra slakkarmering, ofte i form av spiraler, slik at trykkreftene blir fordelt over et større areal. Dermed unngås lokal knusing i betongen på grunn av de store kreftene som oppstår under oppspenningen. Ved å variere plasseringen av armeringen i konstruksjonen kan man effektivt motvirke strekkreftene som oppstår på grunn av lastene.

For etteroppspente konstruksjoner skilles det mellom injiserte og uninjiserde kabler. Injiserte kabler betyr at røret fylles med en gysemasse. Dette skaper heft mellom kabelen og betongen og gir bedre kraftoverføring langs hele kabelen, noe som medfører at eventuelle rissdannelser blir mer uniforme enn for uninjiserde kabler som ligger løst i rørene. Det medfører at all kraftoverføring skjer ved forankringene. Uninjiserde kabler gir mulighet for å kunne skifte ut

kabler og spenne opp kabler på nytt. Da bør det kontrolleres at konstruksjonen har tilstrekkelig kapasitet selv om en kabel fjernes.

### 2.2.3 Beskyttelse av spennarmering

Beskyttelse mot korrosjon er svært viktig for spennarmeringskabler. Korrosjon av spennarmering har ofte mye større konsekvenser enn for vanlig slakkarmering. I spennarmeringen er ofte 60-75 % av kapasiteten utnyttet. Dette medfører at de ikke tåler særlig stor reduksjon av tverrsnittet før de går til brudd. For injiserte kabler virker gysemassen som en ekstra beskyttelse mot inntrenging av klorider dersom konstruksjonen ikke er tett og man er uheldig å få hull i rørene. Det er viktig at rørene fylles fullstendig med gysemasse slik at det ikke kan samle seg vann i eventuelle hulrom. For uninjiserede kabler er det vanlig å benytte galvaniserte kabler, kabler som er beskyttet av et vokslag eller å fylle rørene med grease.

I fib bulletin 33 [5] er det definert tre beskyttelsesnivåer (protection levels, PL) avhengig av hvilket miljø og hvilke påkjenninger konstruksjonen er utsatt for.

- PL1: injiserte kabelrør av metall.
- PL2: som PL1, men med rør som gir bedre tetthet enn stålrør. I praksis medfører dette plastrør.
- PL3: som PL2, men med mulighet for overvåkning eller inspeksjon av kablene.

For å kunne overvåke kablene i PL3 kan man benytte elektrisk isolerte kabler (Electrically Isolated Tendons, EIT). Dette innebærer at kablene monteres fullstendig isolert fra betongen. Ved å måle den elektriske motstanden mellom kablene og betongen, vil endringer i motstanden indikere korrosjon, slik at tiltak kan iverksettes. For å kunne inspisere kablene må det benyttes uninjiserede kabler, og forankringene kan ikke støpes inn. I Norge er det vanlig å støpe over forankringene.

I Norge er det injiserte kabelrør av metall som er vanligste praksis (PL1). I den opprinnelige brua tilfredsstillers kablene i lengderetning PL3, mens kablene i tverretning tilfredsstillers PL2. Det hevdes dermed at Egg-Graben er fritatt fra bestandighetskrav som kontroll av rissvidder og trykkavlastning.

## 2.3 FORDELER

For tradisjonelle bruer med spennarmering kun i lengderetning får man trykkavlastning her, men ikke i tverretning, noe som kan føre til at det oppstår riss. Ved å benytte spennarmering i tverretning vil man sikre trykkavlastning også her, og på god vei løse utfordringer knyttet til korrosjon av armering. Ved å benytte plastrør og elektrisk isolerte kabler vil man få en langt større sikkerhet mot korrosjon. Dermed trenger man mindre overdekning, og kravene til membraner og overdekning kan reduseres, slik at man sparer vekt og materialer. Dette legger også til rette for å kunne konstruere meget slanke og elegante konstruksjoner.

Tradisjonelt prosjekteres konstruksjoner med slakkarmering. Etter EK2 9.1(3) skal det legges inn minimumsarmering for å ta opp krefter som oppstår ved tvungne forskyvninger, forebygge store riss og forebygge sprø bruddformer. Dette medfører betydelige mengder armering. Mye av denne vil stå i trykk stort sett hele tiden, og man får dermed ikke utnyttet egenskapene til armeringen fullt ut. Dersom man på andre måter får oppfylt de forholdene som minimumsarmeringen skal sikre, vil det være mulig å spare store armeringsmengder. Det reduserte armeringsbehovet vil redusere byggetiden og dermed kostnadene.

Hensikten med spennarmeringen i både lengde- og tverretning er at konstruksjonen ikke skal risse. Vanligvis legges det en membran under slitelaget for å sørge for at det er god nok tetthet i dekket slik at uønskede stoffer ikke trenger inn i betongen. Dersom brudekket ikke risser opp er ikke behovet like stort for en beskyttende membran. Dette vil gi en kostnadsreduksjon, spesielt i vedlikeholdsarbeidet ettersom membranen gjerne må skiftes ut i løpet av bruas levetid.

Ved kombinasjon av disse løsningene vil man bedre bestandigheten til betongbruer. Bedre bestandighet medfører bedre kvalitet og forutsigbarhet, noe som har stor betydning for trafikksikkerheten samtidig som man reduserer kostnadene.

## 2.4 UTFORDRINGER

Utfordringene ligger i å sørge for at hele konstruksjonen er trykkpåkjent. Betong har liten strekkfasthet og i vanlige konstruksjoner er det slakkarmeringen som tar opp eventuelle strekkrefter.

I Norge i dag er det vanlig å støpe inn forankringene til spennarmeringen for å oppnå økt bestandighet. Dersom det er nødvendig at alle kabelforankringer skal være tilgjengelig for inspeksjon og vedlikehold, må man gå bort fra denne praksisen. Dette medfører at brua ikke



kan utføres som en landkarløs bru, noe som er en målsetning for vegvesenet. Støping av landkar med fuger, inspeksjonsrom og avrenningssystem gir fort så store kostnader at gevinsten med reduserte armeringsmengder vil bli utlignet.

Konseptet ligger i grenseland av hva dagens regelverk omfatter. En utfordring blir dermed å forankre beregningene i et regelverk som egentlig ikke er tilpasset konstruksjonen. Et eksempel er ved beregning av skjærkapasitet etter formel (6.2.a) i EK2. Her regnes det ut et armeringsforhold hvor armeringen i strekksonen skal benyttes. EK2 sier ingenting om spennarmering i strekksonen skal inkluderes som areal, eller om den bare kan inkluderes som en aksialkraft.

Også ved utføring av konstruksjonen ligger det noen utfordringer. Det er nødvendig med armering rundt forankringene for å kunne ta opp spaltekrefter som oppstår. Tradisjonelt festes denne armeringen i lengdearmeringen (slakkarmeringen). Uten slakkarmering må tilleggsarmeringen festes på andre måter. Innfestningen av rekkverk kan også by på utfordringer. Ved påkjørsler vil det oppstå strekkrefter ved innfestningen av rekkverket. Uten slakkarmering i dette området, blir fort strekkkapasiteten for liten slik det kan oppstå blokkutrivning. Ingen av disse utfordringene er umulige å løse, men det kan medføre økt behov for detaljprosjektering ettersom andre preaksepterte løsninger ikke kan benyttes.

Et mulig alternativ for å bevare den bestandige profilen er å benytte rustfri armering som tilleggsarmering. Etter EK2, NA 4.4.1.2(7) er det beskrevet at også rustfri armering krever overdekning, men denne kan være 15 mm mindre enn for vanlig slakkarmering. Selv om det er en fordel med rustfri armering så er ikke denne fritatt fra rissviddekravene, noe som kanskje gjør at det er unødvendig å benytte seg av det. Det er rimeligere med vanlig armering og denne vil ligge forholdsvis dypt inne i tverrsnittet slik at den kanskje ikke blir påvirket av eventuelle riss.

## 2.5 BRUA I DENNE OPPGAVEN

I denne oppgaven tas det utgangspunkt i Egg-Graben brua, men det gjøres enkelte justeringer i forhold til geometri og armering. Bruplaten i Egg-Graben er dimensjonert med spennarmering i både lengde- og tverretning. Dette er imidlertid ikke gjort i buen, som er dimensjonert med slakkarmering. Det forutsettes i denne oppgaven at både bruplaten og buen skal være utført med spennarmering. Målene på brua vil være de samme, men buen vil i dette

tilfellet utføres som en sirkelbue i motsetning til den opprinnelige buen som består av rette stykker. Tegninger av den opprinnelige brua finnes i vedlegg I.

Det vil gjennomføres ulike analyser av brua ved hjelp av elementmetodeprogrammet Abaqus. Videre benyttes opptredende krefter funnet ved analysene til å foreta en kapasitetskontroll av brua. Gjennom disse kontrollene er målet å finne ut om dette konseptet kan være relevant ved at fordelene utnyttes, og om det finnes akseptable løsninger til de utfordringene konseptet medfører.

## 2.6 AVGRENSNING AV OPPGAVEN

Det er forutsatt at betongen herder i 28 døgn og oppnår full kapasitet før egenlast og spennarmeringen påføres. Det er ikke gjort beregninger for søylene eller kontroll av nedbøyninger.

## 3 PROSJEKTERINGSGRUNNLAG

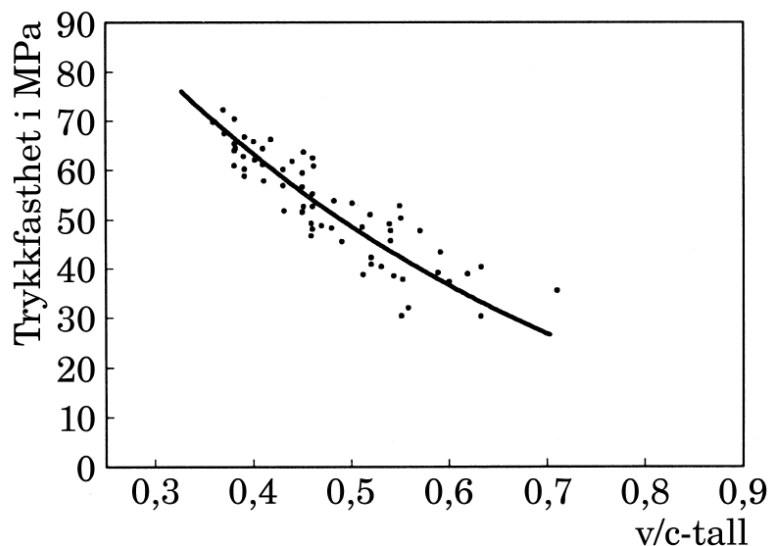
---

### 3.1 REGELVERK

Ved prosjektering av en betongbru eller en konstruksjon generelt, må konstruksjonsberegningene baseres på gjeldende prosjekteringsregler, lastforskrifter og prosjekteringsstandarder. Hensikten med regelverket er å sørge for et felles prosjekteringsgrunnlag som sørger for at konstruksjonskravene er tilfredsstillt og at alle nødvendige beregninger er gjennomført for å ivareta sikkerheten. Prosjekteringsstandardene gir preaksepterte løsninger, men åpner også opp for andre løsninger dersom disse kan dokumenteres på andre måter.

### 3.2 BETONGEGENSKAPER

Betongkvaliteten er avhengig av sammensetningen og forholdet mellom sement, vann, tilslag og andre tilsetninger. Den faktoren som har størst innvirkning på fastheten er v/c-tallet. Figur 10 viser sammenhengen mellom v/c-tallet og trykkfastheten:



Figur 10: Sammenheng mellom v/c-tall og fasthet [6]

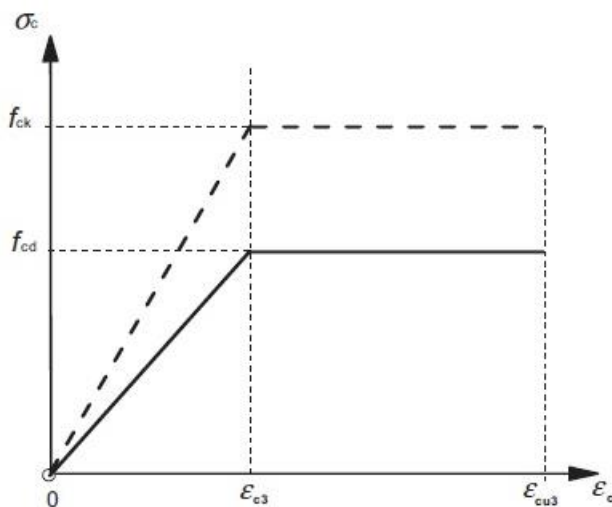
I kapittel 1.3 er det beskrevet hvordan v/c-tallet påvirker bestandigheten, og at lave forholdstall er gunstig med tanke på bestandighet og mindre kapillærporer. For å imøtekomme vegvesenet sine bestandighetskrav er det i denne oppgaven valgt å benytte B45. Dette er en vanlig fasthet i vegvesenet sine bruer. Dersom beregningene viser at det ikke er behov for en

så høy fasthet og at det oppstår lite riss kan man diskutere om det er muligheter for å gå ned på v/c-tallet og bestandighetskravene. I den opprinnelige brua i Østerrike er det benyttet B30.

Egenskaper B45		
<b>Karakteristisk trykkfasthet</b>	$f_{ck}$	45 MPa
<b>Dimensjonerende trykkfasthet</b>	$f_{cd}$	25.5 MPa
<b>Karakteristisk strekkfasthet</b>	$f_{ctk0.05}$	2.7 MPa
<b>Dimensjonerende strekkfasthet</b>	$f_{ctd0.05}$	1.53 MPa
<b>Midlere aksialtrekkfasthet</b>	$f_{ctm}$	3.8 MPa
<b>E-modul</b>	E	36000 MPa
<b>Materialfaktor</b>	$\gamma$	1.5

Tabell 2: Betongegenskaper

Betongens trykkspenning som følge av forspenningskraften og andre belastninger som virker ved oppspenning eller ved overføring av forspenning, bør begrenses til  $0.6f_{ck}(t)$  etter EK2 5.10.2.2(5). Dersom trykkspenninger overskrider  $0.45f_{ck}(t)$  på permanent basis, bør det tas hensyn til krepets ikke-linearitet.



Figur 11: Bilinear spennings-tøyningskurve for betong [7]

For dimensjonering benyttes en forenklet spenning-tøyningskurve som vist på Figur 11.

Dimensjonerende betongfasthet,  $f_{cd}$ , blir da:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 * \frac{f_{ck}}{1,5}$$

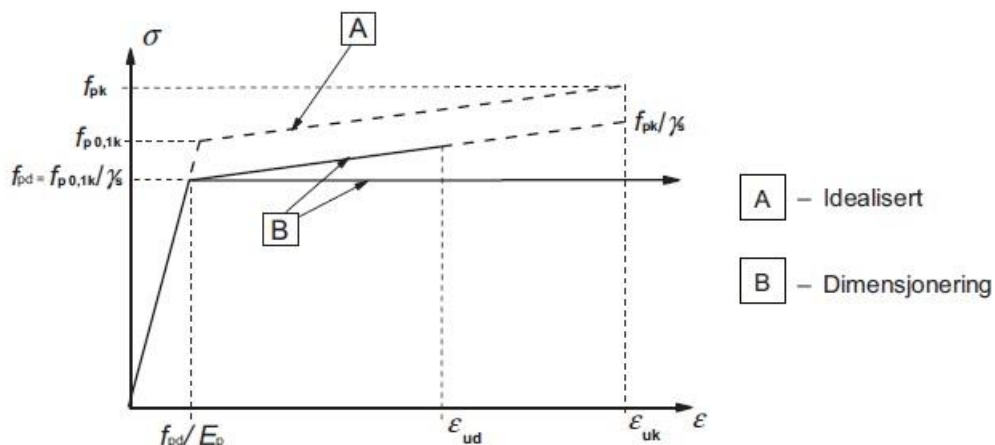
### 3.3 SPENNSTÅLEGENSKAPER

Som oftest benyttes høyfast spennstål fremstilt av tråder med diameter 4-5 mm [8]. Trådene kan benyttes i elementproduksjon, men blir ofte viklet sammen til tau. I etteroppspente konstruksjoner bygges tauene sammen til spennkabler. Den karakteristiske fastheten til spennstålet ligger i området 1500-1800 N/mm<sup>2</sup>, mer enn 3 ganger fastheten til vanlig armeringsstål ( $f_{yk}=500$  N/mm<sup>2</sup>) [8].

Spennarmering for denne brua velges til Y1770S7 15.7, og materialegenskapene er hentet fra den europeiske tekniske godkjenningen ETA-13/0839 [9]. Stålet er ment for spennarmert betong og har en antatt arbeidstid på 100 år. Det er lagt inn samme type spennarmering i lengde- og tverretning. Egenskapene til spennstålet finnes i Tabell 3.

Y1770S7, n=7		
<b>Antall tau</b>	n	7
<b>Karakteristisk strekkfasthet</b>	$f_{pk}$	1770 MPa
<b>Karakteristisk 0.1 % - strekkgrense</b>	$f_{p0,1k}$	1560 MPa
<b>Tverrsnittsareal</b>	$A_p$	1050 mm <sup>2</sup>
<b>Elastisitetsmodul</b>	$E_p$	195000 MPa
<b>Materialfaktor</b>	$\gamma_p$	1.15

Tabell 3: Spennstålegenskaper



Figur 12: Spennings-tøyningsskurve for spennstål [7]

På grunn av bearbeidingen for å oppnå den høye fastheten, har ikke spennstålet noen tydelig flytegrense slik som vanlig armeringsstål har. I dimensjoneringen benyttes derfor  $f_{p0,1k}$ , den

såkalte «0,1%-strekkgrense». Det vil si den spenningen hvor det er 0,1 % inelastisk tøyning i stålet. Den dimensjonerende kapasiteten,  $f_{pd}$ , blir da [8]:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$$

EK2 angir en rekke krav til spenningsbegrensning av spennstålet. Den maksimale oppspenningen er beskrevet i EK2 5.10.2.1.

$$\sigma_{p,max} = \min\{0.8f_{pk}, 0.9f_{p0,1k}\}$$

Det kan imidlertid tillates en overspenning inntil  $0.95f_{p0,1k}$ , dersom spennkraften kan måles ved jekken med en nøyaktighet på  $\pm 5\%$ .

I EK2 5.10.3 er det krav til den umiddelbare oppspenningskraften,  $P_{m0}$ , som påføres betongen. Når man trekker fra de umiddelbare tapene til  $P_{max}$ , bør kraften ikke overstige:

$$P_{m0} = \sigma_{pm0} * A_p \quad \sigma_{pm0} = \min\{0.75f_{pk}, 0.85f_{p0,1k}\}$$

### 3.4 EKSPONERINGSKLASSE

De ulike konstruksjonsdelene vil ikke være påkjent av de samme miljøbelastningene. Derfor er det fornuftig å velge ulike eksponeringsklasser slik at det ikke er nødvendig med den samme overdekningen over alt. Oversiden av brudekket vil utsettes for klorider i form av vegsalt, og plasseres dermed i klasse XD3. Det kan tenkes at undersiden utsettes for luftbårne klorider fra sjøvann, og plasseres dermed i klasse XS1. Disse to eksponeringsklassene gir imidlertid samme overdekningskrav for dimensjonerende brukstid på 100 år. XS1 gir derimot strengere krav til bestandighetsklasse slik at brudekket i sin helhet plasseres i bestandighetsklasse M40.

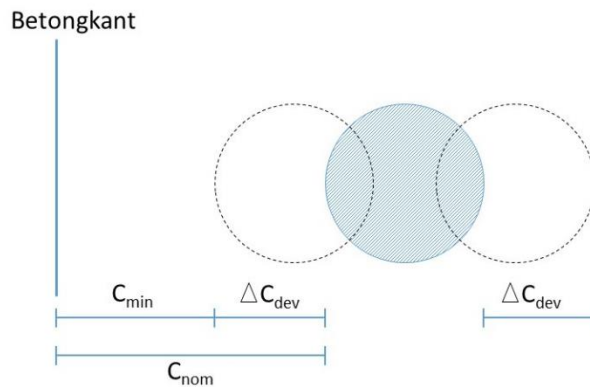
Buen antas å være plassert over høyeste høyvann, men den kan fortsatt bli påkjent av sprut fra sjøvann slik at den plasseres i XS3. Også her blir bestandighetsklassen M40.

I vegvesenets håndbok N400 tabell 7.2 er det definert en egen liste over eksponeringsforhold. Brudekket plasseres i kategorien «konstruksjonsdeler som kan bli eksponert for avisingsmidler», mens buen plasseres i «konstruksjonsdeler i marint miljø».

### 3.5 OVERDEKNING

Overdekningen beregnes ut fra en nødvendig avstand fra kanten av betongtversnittet til kanten av armeringen og et tillegg som tar hensyn til avvik når armeringen legges:

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



Figur 13: Overdekning

Verdiene for  $c_{nom}$  til de ulike eksponeringsklassene finnes i EK2 tabell NA.4.5.N. Verdiene for  $\Delta c_{dev}$  finnes i EK2 NA.4.4.1. I N400 stiller derimot Vegvesenet egne krav til både  $c_{min}$  og  $\Delta c_{dev}$  i henholdsvis kapittel 7.4.2 og 7.4.3. Disse kravene er strengere enn det som er angitt i EK2, og det er disse som vil være gjeldende. Vegvesenet krever også et tillegg på 10 mm for spennarmeringen. De ulike kravene oppsummeres i Tabell 4:

	EK2			N400		
	$c_{min}$	$\Delta c_{dev}$	$c_{nom}$	$c_{min}$	$\Delta c_{dev}$	$c_{nom}$
<b>Brudekket</b>	60 mm	10 mm	70 mm	(60+10)=70 mm	20 mm	90 mm
<b>Buen</b>	70 mm	10 mm	80 mm	(100+10)=110 mm	20 mm	130 mm

Tabell 4: Overdekningskrav

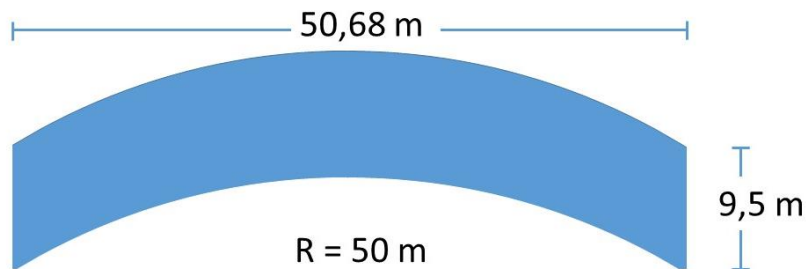
Overdekningen i brudekket er også større enn den opprinnelige brua i Østerrike slik at det blir nødvendig å øke tverrsnittstykkelsen på brudekket.

### 3.6 EGENSKAPER BRUDEKKE

Ettersom kravene til overdekning har økt, økes også tverrsnittshøyden for å kunne ta hensyn til kravene om senteravstand (s) mellom armering. De nye overdekningskravene medfører en nødvendig høyde på:

$$h = 2 * \left( c_{nom} + \frac{\varnothing}{2} \right) + s = 2 * \left( 90 \text{ mm} + \frac{72,5 \text{ mm}}{2} \right) + 320 \text{ mm} = 572,5 \text{ mm}$$

For enkelhets skyld økes den totale høyden til 600 mm og overdekningen til 100 mm både i over- og underkant. Senteravstanden blir da 327,5 mm. Dekket har fortsatt en helning på 5,6 % i lengderetning og 5,0 % i tverretning.



Figur 14: Brudekket sett ovenfra

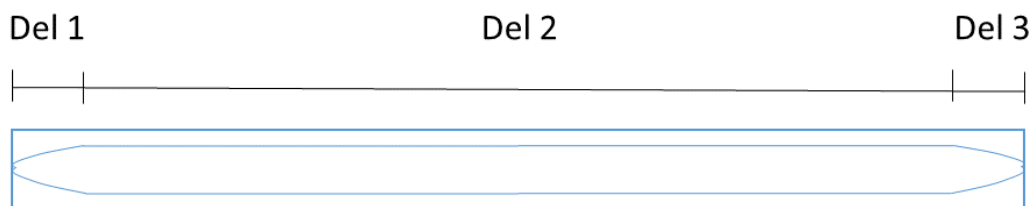
### 3.6.1 Spennarmering

Det er benyttet samme antall kabler og plassering i denne oppgaven som i Egg-Graben-prosjektet. Fastheten er hentet fra en ulik ETA, men er tilnærmet den samme.

#### Lengderetning

Lengdearmeringen i brua er lagt i to lag med 15 kabler i hvert av lagene.

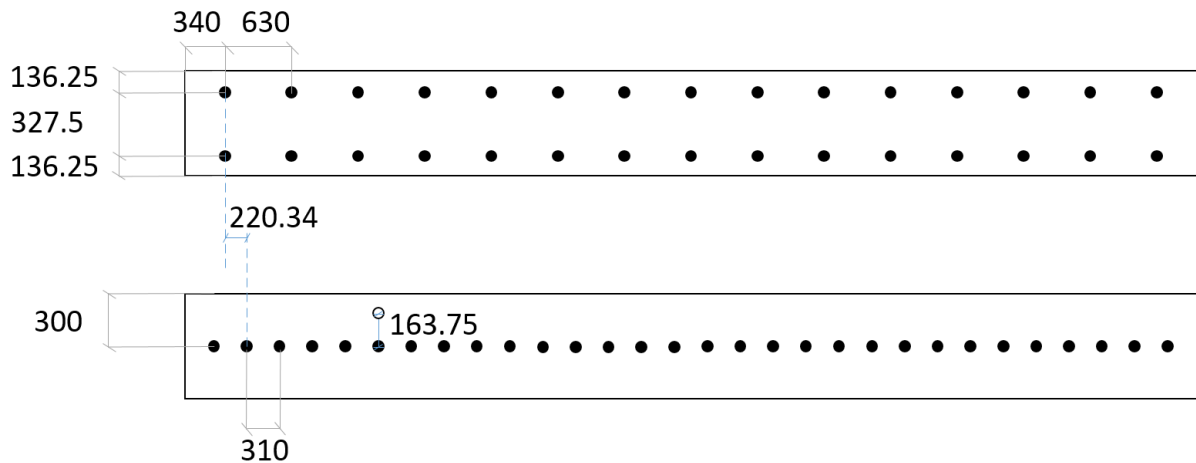
Spennarmeringsprofilen ved endene av brua bestemmes ut i fra krav til forankringsavstand som er gitt i vedlegg 10 i ETA-13/0839. I forankringssonen er kravene til vertikal høyde større enn den faktiske høyden. Armeringen føres derfor fra over- og underkant inn til ett lag i senter av tverrsnittet:



Figur 15: Armeringsføring i forankringssonen



Figur 16 viser plasseringen av armeringen i et snitt midt i brua, og et snitt ved enden.



Figur 16: Spennarmeringsprofil. Midtsnitt og endesnitt.

Senteravstanden mellom forankringene må minst være 280 mm. Ved å benytte en horisontal kantavstand på 250 mm blir armeringen fordelt med en senteravstand på 310 mm. Dette vil oppfylle kravene i ETA'en.

Med den nye plasseringen i midten av tverrsnittet vil kablene få en vertikalforskyving på 163.75 mm. Ved en omforming av plasseringen som beskrevet over vil de ulike spennarmeringsrørene få ulike horisontalforskyvninger. Den største forskyvningen vil skje med de to ytterste rørene som flytter seg 220,34 mm i horisontal retning. Den minste forskyvningen vil være på 90 mm.

Forskyvningene horisontalt (z-retning) og vertikalt (y-retning) gjør at spennarmeringen vil ha en krumning fra endene og et stykke ut. I ETA-13/0839 er det krav til minimumskrumning på 6,5 meter. For å oppfylle dette kravet må krumningen strekke seg over en lengde på 1678 mm. For å være godt innenfor kravet velges en avstand på to meter. Med de valgte lengdene kan krumningen av kablene i de to første meterne av dekket beskrives med parabler.

$$y_1 = -0.0409x^2 + 0.164x$$

$$z_{1max} = -0.0551x^2 + 0.220x$$

Det tilsvarende uttrykket for den minste forskyvningen blir da:

$$z_{1min} = -0.0225x^2 + 0.09x$$

I tillegg til krumningene i de første to meterne av brua vil det også være en krumning av selve brubanen. Kablene vil følge den samme banen. Parabelen for den midtre delen av brua er som følger:

$$z_2 = -0.0106x^2 + 0.495x$$

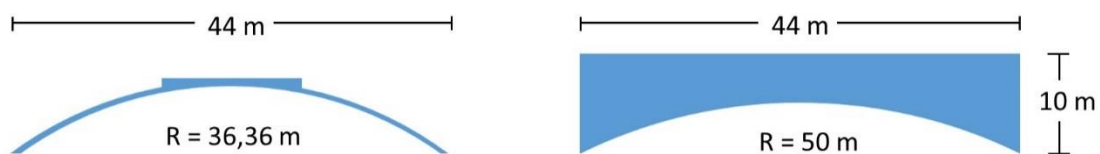
Beregningene av alle parablene kan finnes i vedlegg II. Utrykkene benyttes for å beregne låse- og friksjonstap i kapittel 6.1

### Tverretning

Tverrarmeringen i brua består av totalt 94 kabler med en senteravstand på 550 mm. Disse føres rettlinjert gjennom brubredden, med plassering i midten av tverrsnittet.

## 3.7 EGENSKAPER BUE

I den opprinnelige brua varierer tykkelsen på buen. I denne oppgaven er det valgt konstant tykkelse på 400 mm. I den opprinnelige brua er det variasjon av bredden langs hele buen. Dette opprettholdes også i denne oppgaven. Overgangen mellom dekket og buen har en lengde på 14 meter, og en bredde som følger kurvaturen til buen. Denne overgangen omtales videre som klossen.



Figur 17: Buen sett fra siden og ovenfra

### 3.7.1 Spennarmering

For å få plass til både lengde- og tverrarmering der overdekningskravene er oppfylt, legges tyngdepunktet av *all* armering til senterlinjen i betongtverrsnittet<sup>1</sup>. Det er ikke funnet krav om avstand mellom to kabelrør som går på tvers av hverandre. I EK2 8.10.1.3 (2) åpnes det for at to kabelrør i samme retning kan buntet dersom de ligger vertikalt ovenfor hverandre. Det er derfor i denne oppgaven antatt at det er tillatt å legge lengde- og tverrarmeringen inntil hverandre. Det bør kontrolleres at det er mulig med full utstøping av betongen i disse

<sup>1</sup> Da armeringsplasseringen i buen ble bestemt ble 2009 utgaven av N400 benyttet. 2015 utgaven var ikke tilgjengelig. Det medfører at en høyde på 400 mm ikke gir tilstrekkelig overdekning etter de nye kravene for konstruksjonsdeler i marint miljø i 2015 utgaven.

områdene slik at det ikke oppstår områder uten betong. Dersom dette ikke lar seg gjøre må tykkelsen i buen økes.

### *Lengderetning*

Buen har en bredde på 5 meter på det smaleste punktet i toppen. Ettersom buen i utgangspunktet vil føre mye av kreftene ned i grunnen i form av trykk er det valgt å bare legge inn 5 spennarmeringskabler. Disse er plassert med en avstand på 1 meter. Kablene følger den rette kanten langs buen slik at ikke hele området av buen ved innspenningen har lengdearmering. Kablene følger også buen hele veien slik at det ikke er noe armering i selve klossen. Dette er forenklinger som er gjort for å lettere kunne modellere kablene. I virkeligheten kan en bedre løsning være å føre kablene opp i klossen og ha forankringene her. Dette vil trolig føre til en mer uniform spenningsfordeling i området rundt klossen.

Lengdearmeringen i buen føres i nedre del av tverrsnittet, med en eksentrisitet til senterlinjen på 36.25 mm. Ettersom kablene følger buen utsettes også disse for krumningen. Parabelen til armeringskablene vil da bli som følger (vedlegg II):

$$z = -0.0117x^2 + 0.511x$$

### *Tverretning*

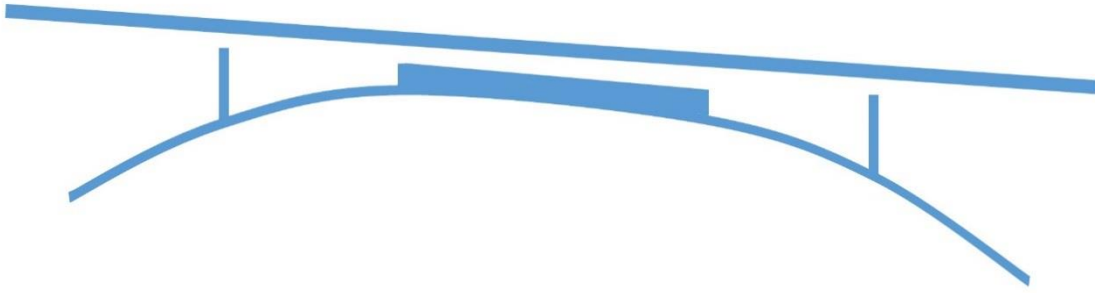
I tverretning benyttes samme senteravstand mellom armeringen som i lengderetning, med samme tverrsnittsareal. Tverrarmeringen ligger speilet om senterlinjen sammenlignet med lengdearmeringen. Det vil si at den føres i den øvre delen av tverrsnittet med samme eksentrisitet som for lengdearmeringen.

## **3.8 PRAKTISK UTFØRING**

Av praktiske årsaker er det naturlig å støpe brua i to eller flere omganger. Det finnes flere måter å gjøre dette på:

### *Alternativ 1:*

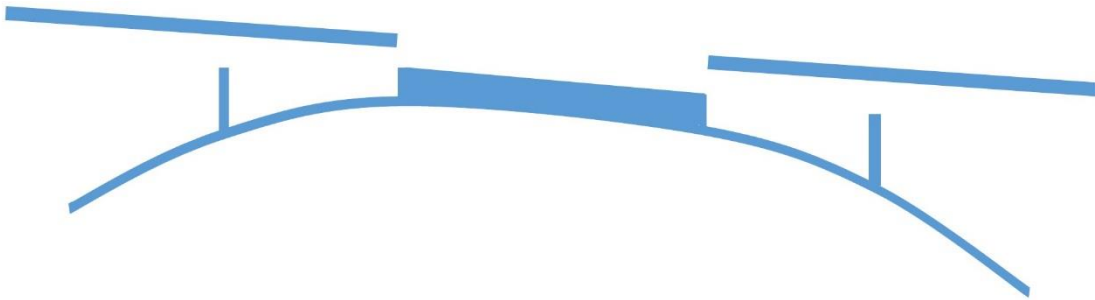
Først støpes buen og klossen opp til underkant av brudekket. Deretter støpes hele brudekket i én operasjon. Dette alternativet krever slakkarmering mellom klossen og brudekket for å ta opp tøyingsforskjellene som oppstår ved oppspenning. Ettersom slakkarmeringer ikke er ønskelig vil dette alternativet være uaktuelt.



Figur 18: Støpealternativ 1

**Alternativ 2:**

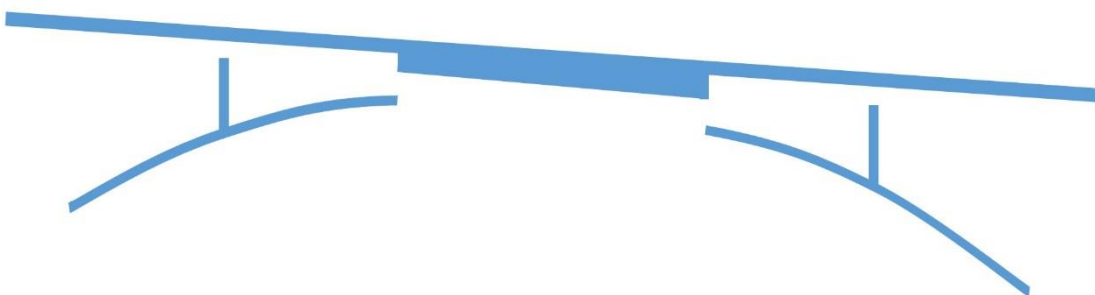
Buen og klossen støpes opp til overkant av brudekket. Deretter støpes brudekket i én eller to operasjoner. Dette medfører fare for riss i overflaten av brudekket, noe som kan gå utover bestandigheten. Rissfaren kontrolleres i avsnitt 3.8.2.



Figur 19: Støpealternativ 2

**Alternativ 3:**

Først støpes buen opp til klossen. Deretter støpes hele brudekket og klossen. Dette vil medføre at det kan oppstå riss i overgangen mellom klossen og buen. Dette er trolig den beste måten å støpe brua på, og er den samme som ble benyttet på den opprinnelige brua. Der i kombinasjon sakteherdende betong.



Figur 20: Støpealternativ 3

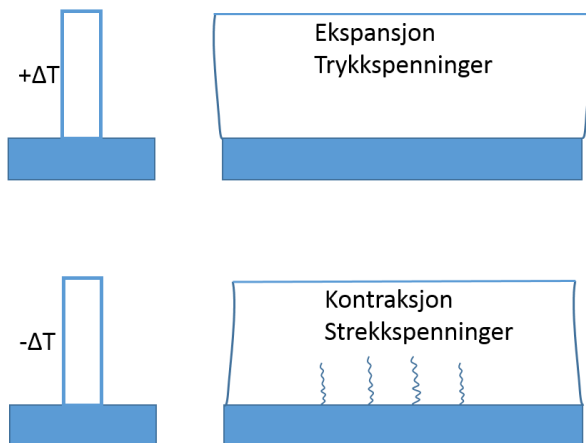
### 3.8.1 Rissfare i ung betong

Ved herding av betong kan det beskrives to ulike rissformer. Riss ved indre fastholding og riss ved ytre fastholding. Indre fastholding skjer dersom det oppstår store temperaturforskjeller innad i tverrsnittet. Denne temperautforskjellen vil medføre ulik utvidelse av tverrsnittet. Blir det for store forskjeller kan dette føre til rissdannelse.

Vegvesenet stiller derfor krav til maksimal temperturdifferanse innad i et tverrsnitt. Riss på grunn av indre fastholding medfører sjeldent store problemer ettersom rissene lukkes ved nedkjøling. Rissene kan derimot fungere som en grobunn for senere skader.

Riss på grunn av ytre fastholding er riss som oppstår i overgangen mellom ny og gammel del når det støpes på ulike tidspunkt. Dette skjer på grunn av hydratiseringsvarmen som oppstår når betongen herder, og den påfølgende utvidelsen av konstruksjonen. Når betongen kjøles ned igjen, og konstruksjonen begynner å trekke seg sammen, vil fasthetsutviklingen ha kommet lengre ytterst i tverrsnittet. Dermed vil det oppstå en fastholdning til de tidligere konstruksjonsdelene. Dette medfører at det oppstår strekkspenninger og påfølgende riss.

Varmeutviklingen som oppstår er avhengig av dimensjonene på konstruksjonen og valg av betongsammensetning. Riss på grunn av ytre fastholding er mer kritiske ettersom disse kan bli stående åpne.



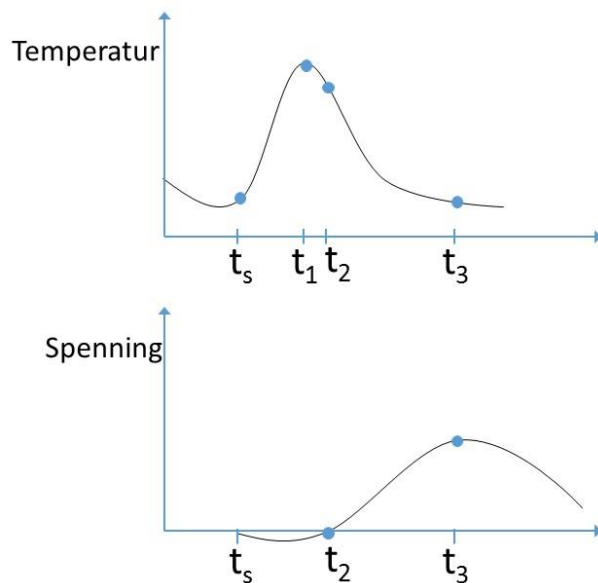
Figur 21: Riss ved ytre fastholdning

Jo tykkere en konstruksjon er, jo større temperaturforskjeller blir det. Varmeutviklingen kan reduseres ved bruk av tilsetningsstoffer som bremser hydratiseringen. Dette medfører følgelig mindre varmeutvikling, lengre herdetid og saktere fasthetsutvikling. Etter N400 skal lavvarmebetong ikke ha høyere fasthet enn B45, men fortrinnsvis skal B35 benyttes.

Den ytre fastholdningen kan defineres som forholdet mellom stivheten til den gamle konstruksjonsdelen og den totale stivheten. Fastholdningsgraden blir da:

$$R = \frac{E_c A_{gammel}}{E_c A_{gammel} + E_c A_{ny}}$$

Fastholdningsgraden er avhengig av størrelsen på den nye og den gamle konstruksjonsdelen. E-modulen vil også være ulik i utvidelsesfasen og sammentrekningsfasen, men forsøk viser at den varierer så lite at det anbefales å regne med samme fastholdningsgrad i begge fasene [10].

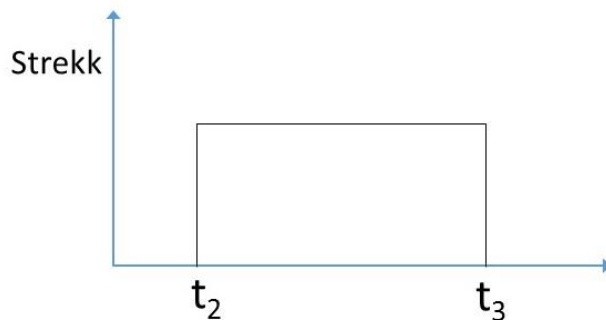


Figur 22: Temperatur og spenningsutvikling

I beregningene er det mulig å benytte seg av en aldersjustert E-modul. Figur 22 viser temperaturutviklingen og spenningsutviklingen i fersk betong. Både temperatur- og spenningsutviklingen følger samme forløp. En fullstendig spenningshistorie krever som regel

numeriske beregninger basert på lineær viskoelastisitetsteori for herdende materialer. Som en forenklet metode kan man:

- Se bort fra den lille trykkfasen (mellom  $t_s$  og  $t_2$ )
- Anta at strekkspenningene er konstant over tid, og påføres idet spenningene bytter fortegn ( $t_2$ )



Figur 23: Forenklet spenningsforløp

Rissfaren bør kontrolleres ved  $t_3$ , hvor spenningen er størst. Den aldersjusterte E-modulen ved  $t_3$  kan finnes ved:

$$E_{AEM} = \frac{E_c(t_2)}{1 + X_{AEM} * \phi(t_2, t_3)}$$

Hvor:

$E_c(t_2)$  = E-modulen ved  $t_2$

$\phi(t_2, t_3)$  = Kryp ved  $t_3$  for en spenning påført ved  $t_2$

$X_{AEM}$  = Reduksjonsfaktor

Ved beregning av langtids E-modul ( $E_{eff} = E_c / (1 + \phi)$ ) forutsetter man at betongspenningen er konstant over tid.  $X_{AEM}$  tar hensyn til den gradvise spenningsutviklingen etter  $t_2$ . Følgende uttrykk for  $X_{AEM}$  kan benyttes [10]:

$$X_{AEM} = 0,69 + 0,005 * t_2$$

Det finnes ferdige diagrammer for å finne fastholdningsgraden for ulike konstruksjoner [11]. Disse er basert på elementanalyser hvor det er modellert et nytt dekke som støpes inntil et gammel. Det påføres en konstant temperaturlast på den nye konstruksjonsdelen. Beregningene forutsetter at det nye og gamle dekket har lik tykkelse. Fastholdningen leses av for ønsket

avstand innover i det nystøpte dekket. Krittisk område er typisk dekkets tykkelse fra kanten. Når fastholdningsgraden er kjent, kan spenningen i det krittiske området finnes ved:

$$\sigma_{zz} = E_{cl} * (\alpha_T * \Delta T + \varepsilon_{ca}) * R$$

Hvor:

$\sigma_{zz}$  Spenningen i det krittiske området (MPa)

$\alpha_T$  Utvidelseskoeffisient ( $^{\circ}\text{C}^{-1}$ )

$\Delta T_{pre}$  Temperaturlast ( $^{\circ}\text{C}$ )

$E_{cl}$  E-modul for betong

$\varepsilon_{ca}$  Autogen svinntøyning

### 3.8.2 Risskontroll

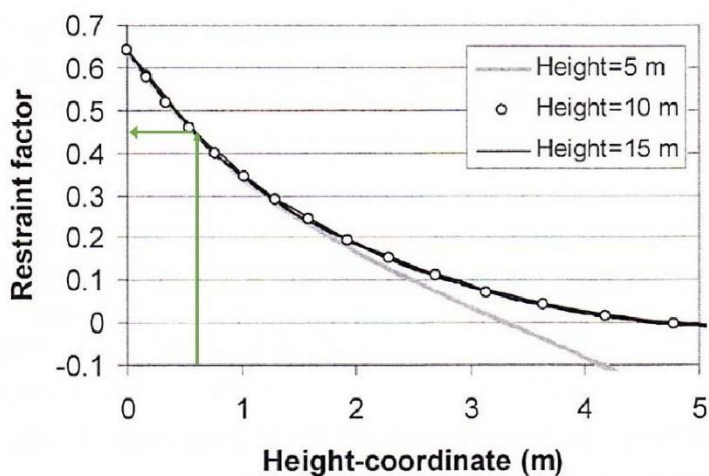
#### *Støpealternativ 2*

Temperaturforskjellen som oppstår ved herding kan simuleres i ulike herdeteknologiprogram. I de påfølgende beregningene er  $\Delta T$ ,  $t_2$  og  $t_3$  funnet ved å kjøre en simulering i programmet Hett97. Resultatene fra simuleringen kan finnes i vedlegg III. E-modulen for fersk betong er antatt i fellesskap med veileder.



$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske trykkfasthet
$f_{ctm} := 2.7 \text{ MPa}$	Betongens midlere strekkfasthet
$E := 15000 \text{ MPa}$	Antatt E-modul for fersk betong
$t_2 := 1 \text{ d\o{g}n}$	Tid ved 0 spenninger
$t_3 := 10 \text{ d\o{g}n}$	Tid ved maksimal strekkspenning
$t_d := t_3 - t_2 = 9 \text{ d\o{g}n}$	Tid mellom t3 og t2
$H_a := 14 \text{ m}$	Lengde gammel del
$H_y := 18.3 \text{ m}$	Lengde ny del
$L := 9.5 \text{ m}$	Bredde støpeskjøt
$t := 0.6 \text{ m}$	Tykkelse på ny del
$\Delta T := 40 \text{ }^\circ\text{C}$	Temperaturforskjell
$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5}$	Temperaturutvidelseskoeffisient

#### Fastholdningsgrad:



Leser av for H=15m, ved kritisk punkt. Typisk dekkets tykkelse fra kanten:  $R := 0.45$

Fastholdningen vil i virkeligheten være større ettersom klossen er mye tykkere enn dekket.

#### Autogen svinntøyning:

$$\beta_{as} := 1 - e^{(-0.2 \cdot t_d^{0.5})} = 0.45$$

$$\varepsilon_{ca} := 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot (10^{-6}) = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca}(t_2, t_3) := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca} = 3.95 \cdot 10^{-5}$$

**Strekkfasthet:**

$$\alpha := 1$$

For  $t < 28$  døgn

$$s := 0.38$$

Sementklasse S

$$\beta_{cc} := e^{s \cdot \left(1 - \left(\frac{28}{t_d}\right)^{0.5}\right)} = 0.75$$

$$f_{ctm.t3} := f_{ctm} \cdot \beta_{cc} = 2.02 \text{ MPa}$$

Redusert strekkfasthet

**Rissindeks:**

$$\sigma := E \cdot (\varepsilon_{ca}(t_2, t_3) + \Delta T \cdot \alpha_T) \cdot R = 2.97 \text{ MPa}$$

Spenning i kritisk område

$$\frac{\sigma}{f_{ctm.t3}} = 1.47$$

Risser

Grafen er gyldig for en bestemt lengde og bredde. Disse stemmer ikke helt overens med bruas dimensjoner. Konstruksjonen risser for et forsiktig anslag av fastholdningen, i virkeligheten vil fastholdningen og den påfølgende spenningen være større. Dette medfører at risskontrollen bare blir en tilnærming.

**Støpealternativ 3**

For alternativ 3 er klossen så massiv i forhold til buen, at det kan antas at buen ikke gir noen fastholdning. Temperaturutvidelsen av klossen vil derimot dra med seg buen, slik at denne vil risse opp. Disse rissene vil i midlertid lukke seg når konstruksjonen kjøles ned igjen. Dette, i kombinasjon med spennarmeringen i tverretning, vil føre til at rissene ikke utgjør noen fare for redusert bestandighet. Det gjøres derfor ingen videre kontroll av rissdannelse.

## 4 ABAQUS

---

Abaqus er et kraftig elementmetode-program (FEM-program) som kan benyttes til de fleste problemer innenfor mange ulike fagfelt. Programmet er egnet til alt fra små statiske problemer, til større modeller hvor man ser på dynamiske virkninger og strømminger av luft og væsker. Mulighetene til programmet er store, men programmet kan i starten virke litt tungvint og vanskelig å sette seg inn i. I likhet med alle andre FEM-programmer er det viktig å være kritisk til resultatene som kommer ut. Programmet kan gi løsninger og resultater som ser fine ut selv om beregningene er urealistiske. Det er derfor viktig å sette seg inn i hvordan programmet tenker. Det er nemlig brukeren sitt ansvar å sørge for at resultatene er riktige. Før man gyver løs på komplekse problemer er det derfor lurt å se på mindre problemer hvor det er lettere å forutse løsningene, og hvor man kan sammenligne med håndberegninger.

### 4.1 PLATE- OG SKALLTEORI

I analysen er det ønskelig å benytte skallelementer. Videre følger derfor en kort innføring i plate- og skallteori.

#### 4.1.1 Plateteori

Konstruksjonselementer hvor tykkelsen er mye mindre enn lengden og bredden, kan defineres som en plate. En typisk bjelke tar opp vertikallaster med et bøyemoment og en skjærkraft. Plater derimot tar opp vertikallaster ved hjelp av to bøyemomenter, et torsjonsmoment og to skjærkrefter. Plater som er belastet i plateplanet kalles skiver, og tar opp kreftene ved hjelp av skive- eller membrankrefter. En plate er per definisjon flat før den belastes, i motsetning til en bjelke som kan være rett eller kurvet. Normalt defineres z-retningen som ut av plateplanet, mens x og y er i planet. Klassisk tynnplateteori baseres på [12]:

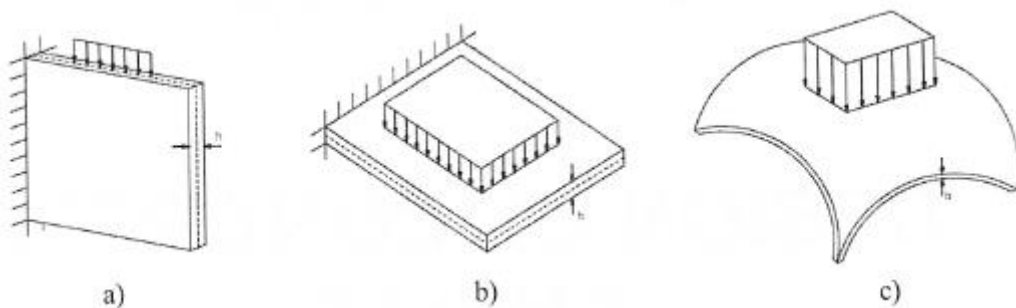
1. *Midtplanet er flat før belastning*
2. *Tykkelsen er liten i forhold til lengden og bredden*
3. *Materialet er homogent, isotropisk og lineært elastisk*
4. *En linje normalt på midtflaten er normal også etter påføring av lasten*
5. *Normalspenningen  $\sigma_z$  (normalt på planet) er liten i forhold til  $\sigma_x$  og  $\sigma_y$  og kan neglisjeres*
6. *Sideveis forskyvning er liten i forhold til tykkelsen, og krumningen ved størst nedbøyningen er liten*
7. *Midtflaten er en nøytralflate slik at spenninger og tøyninger er lik null i denne flaten*

Plater kan etter tykkelsen deles inn i [13]:

- Tykk:  $h/L > 1/3$ .
- Medium:  $1/10 < h/L < 1/3$
- Tynn:  $h/L < 1/10$

#### 4.1.2 Skallteori

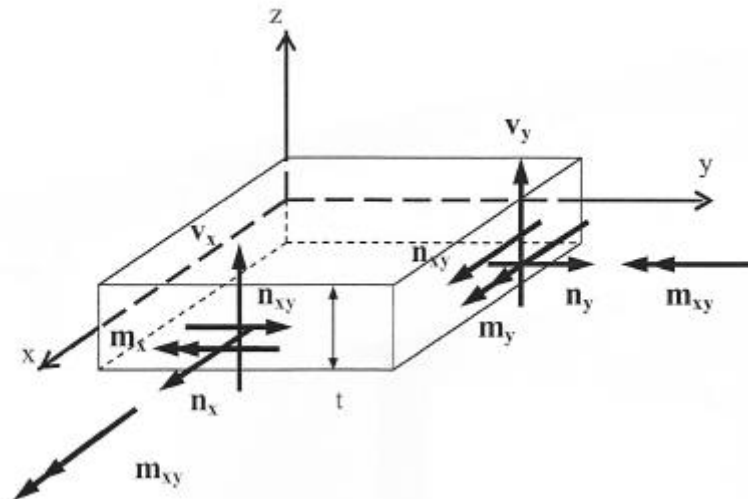
Ettersom plateteorien baseres på at normalspenningene (ut av planet) kan neglisjeres, passer denne teorien dårlig for forspente brukonstruksjoner. På grunn av forspenningen kan det oppstå store normalkrefter. Derfor benyttes skallteori i stedet. Som tidligere nevnt er skiver bare påkjent av skive- eller membrankrefter i plateplanet, mens plater er påkjent av ren bøyning. Skall kan sees på som en kombinasjon av disse, hvor man ser på bøyekrefter og skivekrefter samtidig. Skall har ofte en kurvet overflate, men teorien er også gyldig for plane skall.



Figur 24: a) Skive, b) Plate, c) Skall [14]

De fleste betongskall kan regnes som tynne skall. Det vil si at tykkelsen til skallet er liten i forhold til lengden, bredden og kurvaturen [14]. Skallteorien innebærer kompliserte differensialligninger og er vanskelige å løse for hånd. Selv om det innføres antagelser og

forenklinger benyttes det ofte elementanalyseprogram. Ved beregninger etter skallteori trengs det åtte spenningsresultanter; to bøyemomenter ( $m_x$  og  $m_y$ ), et torsjonsmoment ( $m_{xy}$ ), to tverrskjærkrefter ( $v_x$  og  $v_y$ ) og tre membrankrefter ( $n_x$ ,  $n_y$  og  $n_{xy}$ ), som vist på Figur 25. Typiske betongkonstruksjoner kan antas som tynne skall slik at  $m_{xy}=m_{yx}$  og  $n_{xy}=n_{yx}$ .



Figur 25: Spenningsresultanter for et plant skallelement

Resultantene finnes ved å integrere spenningene i de ulike retningene over høyden til elementet. Alle kreftene og momentene får da dimensjon per breddeenheter:

$$\begin{aligned}
 n_x &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x dz & n_y &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y dz & n_{xy} &= n_{yx} = \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} dz \\
 m_x &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_x z dz & m_y &= \int_{-t/2}^{t/2} \sigma_y z dz & m_{xy} &= m_{yx} = - \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{xy} z dz \\
 v_x &= \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{zx} z dz & v_y &= \int_{-t/2}^{t/2} \tau_{zy} z dz
 \end{aligned}$$

## 4.2 PRE-PROSESSERING

I pre-prosesseringen foregår selve modelleringen av problemet i Abaqus. Modellen kan bestå av flere mindre deler som settes sammen ved hjelp av fastholdninger (constraints), slik at den virker som én stor del. Hver del defineres som et section med tilhørende materiale og en passende elementinndeling. Videre defineres laster og opplagerbetingelser. Betongdelene og spennarmeringen er i dette tilfellet modellert hver for seg og satt sammen. Det er flere måter å modellere delene, angi elementinndeling og definere fastholdningene. Det er derfor viktig å

sette seg inn i hva som er mest hensiktsmessig med tanke på beregningstid og nøyaktighet av resultater. En vesentlig del av oppgaven har vært å sette seg inn i, og teste hva som fungerer best.

#### 4.2.1 Elementinndeling

Det finnes mange elementtyper å velge mellom. Hvilke elementer man kan benytte seg av avhenger blant annet av hvilket section man velger, og hvilke resultater man ønsker å få ut av analysen.

##### *Solids*

Et alternativ er å bruke 3-dimensjonale solids-elementer. Solids-elementer har bare forskyvninger som frihetsgrader. Disse kan brukes på de fleste geometrier, og gir en realistisk gjenskapning av stivheten til en konstruksjon. I områder hvor tykkelsen på tverrsnittet varierer, kan dette lett modelleres med solids. Den største ulempen i vårt tilfelle er at disse elementene bare gir ut spenninger, og ikke spenningsresultantene som er omtalt tidligere.

##### *Skallelementer*

Skallelementer har rotasjon og forskyvning som frihetsgrader. Skallelementene har ingen fysisk tykkelse, og alle beregningene utføres ved midtflaten av skallet. Dette medfører at modellen ikke får den samme stivheten som man ville fått ved bruk av solids.

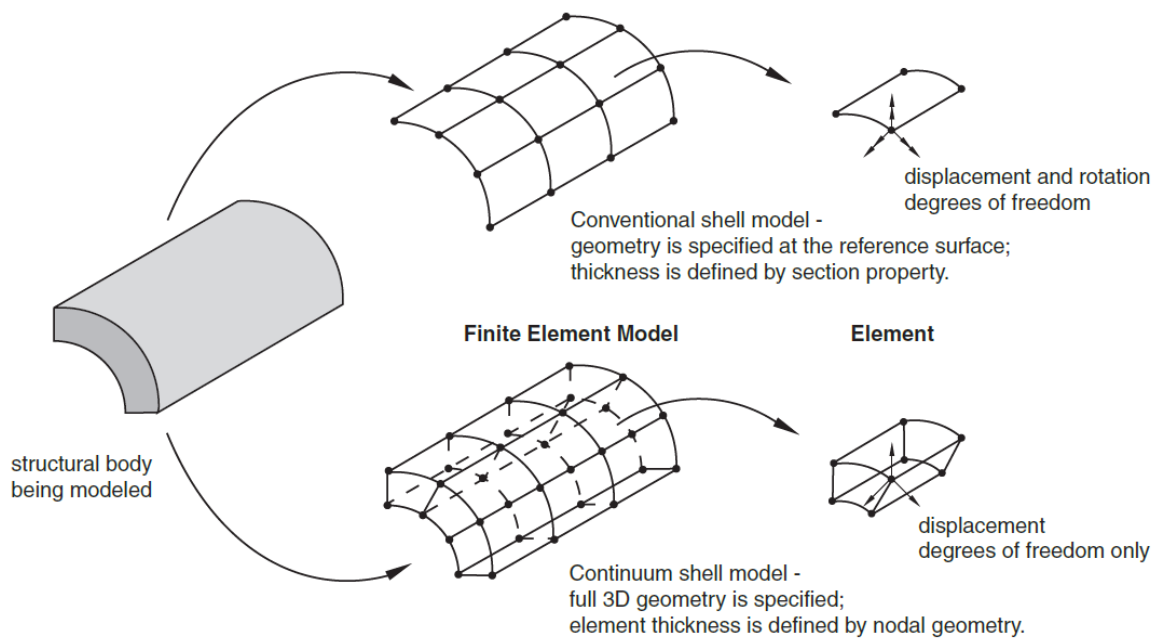
Skallelementene gir, i motsetning til solids, de ønskede spenningsresultantene.

##### *Continuums shells*

I modellen er det valgt å bruke 8-nodede continuum shell-elementer (CS-elementer) for betongdelene. CS-elementene kan sies å være en blanding mellom tradisjonelle skallelement og solids. I motsetning til skallelementene som er basert på senterlinjer, har CS-elementene en tykkelse. Dette medfører at det er mulig å modellere spennarmeringen inni betongen på en realistisk måte. Ettersom modellen får en tykkelse med CS-elementene, blir også stivheten til konstruksjonen mer realistisk. CS-elementene gir i likhet med vanlige skallelementer de ønskede spenningsresultantene. CS-elementene kan også stables oppå hverandre, noe som er

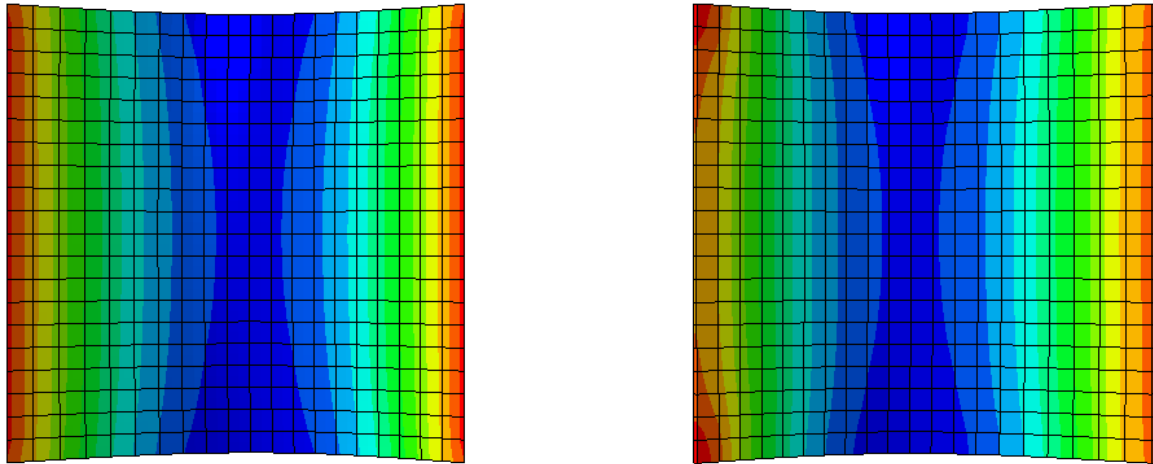
praktisk i overgangen mellom brudekket og toppen av søylen. Mer om dette i avsnitt 4.5.1.

Figur 26 viser forskjellen på tradisjonelle skallelement og CS-elementene.



Figur 26: Forskjell mellom shell og continuum shell [15]

Mens skallelementene har både forskyvninger og rotasjoner som frihetsgrader i hver node, har CS-elementene bare forskyvninger. I utgangspunktet krever dermed CS-elementene finere inndeling for å kunne gjengi bøyning på en korrekt måte. For å se hvordan dette ville påvirke resultatet ble det modellert to små plater i Abaqus. Den ene med tradisjonelle skall og den andre med CS-skall. Platene hadde samme dimensjoner, laster og randbetingelser. Figur 27 viser konturplott av momentet om Y-aksen for begge platene. Begge har 8-noder i hvert element, og analysen er utført med redusert integrasjon og timeglasskontroll.



Figur 27: Venstre: Vanlige skallelement Høyre: CS-elementer

Begge elementtypene oppfører seg temmelig likt og gir like resultater for både moment og nedbøyning. Begge platene er analysert samtidig, slik at fargene representerer de samme påkjenningene. Det er størst avvik langs opplagrene, spesielt venstre rand hvor platen er fastholdt mot forskyvninger i alle tre retningene. Her er det de vanlige skallelementene som er mest nøyaktig, mens CS-elementene gir for høye verdier. Dette har sammenheng med at CS-elementene ikke har rotasjoner som frihetsgrader.

Brudekket er fritt opplagt i begge endene, og dimensjonerende moment vil ikke være opptrendene her. Mangelen på rotasjonsfrihetsgrader blir dermed ikke et problem. Buen er derimot fast innspent i begge ender. Ved å modellere tilsvarende plate med fast innspenning langs begge kantene viser det seg at de to elementtypene er mer samstemte. Dette er fordi skallelementene er innspent langs randen og rotasjonsfrihetsgradene er fastholdt. CS-elementene er innspent over hele tykkelsen slik at alle frihetsgradene her er fastholdt, og elementet kan da ikke rotere. Det antas dermed at CS-elementene gir tilstrekkelig nøyaktige resultater også ved innspenning.

### **Kabelelementer**

Kabelelementer er godt egnet til å modellere armeringen. Kabelelementene kan bare ta opp aksialkraft. Dette medfører at disse elementene er de mest beregningseffektive elementene når modellen blir stor. Dersom man benytter vanlige kubiske eller triangulære elementer for å modellere armeringen, kreves det en veldig fin inndeling på grunn av det sirkulære tverrsnittet. Fin inndeling og mange elementer medfører at beregningene tar lang tid.



Stavelementene kan bare overføre aksialkraft, og gjengir en realistisk oppførsel med færre elementer slik at analysen blir så effektiv som mulig.

#### 4.2.2 Samvirke mellom ulike deler

Også når det gjelder fastholdning og samvirke mellom ulike deler av modellen er det flere muligheter. Videre følger en beskrivelse av de mest relevante.

##### *Embedded*

Embedded kan benyttes når én del ligger inne i en annen. Det må da spesifiseres hvilken del som er host/master og hvilken som er slave. Nodene til de to delene blir slått sammen slik at de beveger seg likt. Denne fastholdningen er lett å definere. De to delene lages hver for seg og plasseres deretter riktig i forhold til hverandre. For å modellere en betongbjelke med armering, lager man betongbjelken og armeringen hver for seg, legger armeringen inni bjelken og så definerer man fastholdningen mellom delene.

##### *Tie*

Tie virker på samme måte som embedded, men krever mer arbeid når man modellerer delene. Her er det overflater som blir festet sammen. Dersom man skal modellere en tilsvarende betongbjelke med armering, lager man en bjelke med et gjennomgående hull til armeringen. Videre må armeringen modelleres slik at den passer i dette hullet. Overflatene utenpå armeringen og inni hullet må defineres som to overflater som skal virke sammen. Dette er mye mer arbeidskrevende enn å benytte seg av embedded som beskrevet over.

Tie egner seg derimot godt til å definere fastholdningen mellom de ulike betongdelene. Det må fortsatt defineres overflater som skal virke sammen, og det må velges hvilke overflater som skal være master, og hvilke som skal være slave. For en mest mulig effektiv og stabil analyse krever Abaqus at slavene har finere elementinndeling enn masterene.

### 4.3 ANALYSE

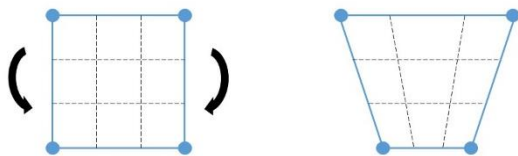
I analysedelen foregår selve beregningene. Disse er basert på stivhetsrelasjonen  $\mathbf{K}\mathbf{r}=\mathbf{R}$  hvor  $\mathbf{K}$  er stivhetsmatrisen til modellen,  $\mathbf{r}$  er forskyvningsvektoren og  $\mathbf{R}$  er de ytre kreftene. Enkle problemer kan løses for hånd, men når modellen blir større og består av mange elementer med flere frihetsgrader blir det raskt for komplisert. Abaqus er i utgangspunktet benevningsløs. Dersom man angir lengder i meter og elastisitetsmodul som  $\text{N/mm}^2$  blir resultatene feil. Det er derfor definert to sett med benevninger som må benyttes korrekt for at resultatene skal bli

riktig. I modellen er derfor følgende enheter benyttet i samsvar med brukermanualen til programmet:

<b>Lengde</b>	mm
<b>Kraft</b>	N
<b>Masse</b>	tonn
<b>Tid</b>	s
<b>Spenning</b>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Massetetthet</b>	Tonn/mm <sup>3</sup>

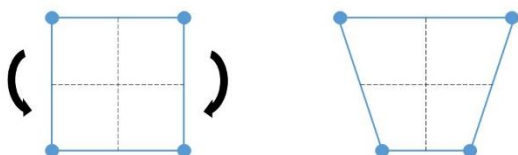
Tabell 5: Enheter i Abaqus

Analysen er utført med redusert integrasjon og timeglasskontroll. Med redusert integrasjon menes det at beregningene utføres med et integrasjonspunkt mindre. Det vil si at formfunksjonene er av en orden lavere enn de opprinnelige funksjonene. Dette gjør at man sparer beregningstid uten at det går særlig utover nøyaktigheten. På denne måten unngår man også shear-locking, som innebærer at et element tar opp bøyemoment som skjærkrefter, som vist på figuren under:



Figur 28: Shearlocking

Shearlocking fører til at elementet oppfører seg for stivt. Redusert integrasjon benyttes for å motvirke dette. På den andre siden kan redusert integrasjon medføre en ny ulempe. Når et element utsettes for et moment, kan det deformere seg som vist på figuren under:



Figur 29: Timeglass

Hverken lengden på de stiplede strekene, eller vinkelen mellom de, har forandret seg. Denne deformasjonen er en såkalt zero-energy-mode. Det oppstår store deformasjoner, uten at det

oppstår noen tøyninger ved integrasjonspunktene. Dette kan føre til meningsløse resultater. Abaqus kontrollerer derfor forskyvningene av nodene i forhold tøyningene. Dersom det oppstår zero-energy-modes, gir Abaqus en fiktiv stivhet til elementet slik at forskyvningene og tøyningene samsvarer.

#### 4.4 POST-PROSESSERING

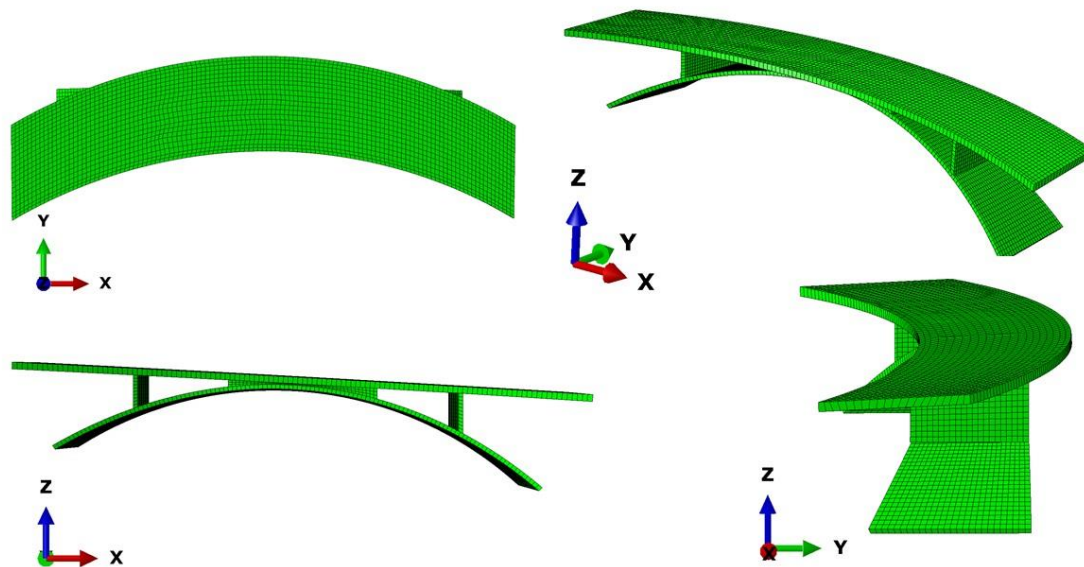
I post-prosesseringsdelen henter man ut de ønskede resultatene fra analysen. Abaqus gir ut kontur-plott av modellen med ulike farger avhengig av intensiteten. Kontur-plottene kan brukes til å finne de områdene av modellen som opplever størst belastning. Videre kan man få ut resultatene i form av resultanter og komponenter i hvert element, og helt ned i hver node. Resultatene i Abaqus blir jevnet ut for forhindre lokale ekstremverdier. Resultatene bergenes på elementnivå, og dersom to elementer er innenfor en gitt verdi, vil Abaqus vise gjennomsnittet av disse [15]. Som standard er denne verdien satt til 75 %. Ved å endre dette kravet endres bare utbredelsen av kreftene, maksimalverdiene forandrer seg ikke.

#### 4.5 MODELLEN

Modellen er basert på to tidsskrift-artikler om den opprinnelige brua. Tegninger av brua fra disse artiklene finnes som vedlegg I. Det er forsøkt å gjøre modellen i Abaqus så lik den opprinnelige brua som mulig. Der hvor tegningene ikke har vært tilstrekkelige er det forsøkt å gjøre målinger og fornuftige antagelser av geometrien.

##### 4.5.1 Utforming

Det er forsøkt å gjøre modellen så lik den opprinnelige brua som mulig. Dette medfører at modellen har helning både i tverr- og lengderetning, og kurvatur på brudekket og buen. Som beskrevet tidligere er tykkelsen på brudekket økt til 600 mm. Bredden, lengden, helning i tverretning, og radius på kurvaturen er lik den opprinnelige brua. Her bestod også buen av rette stykker med varierende tykkelse. I denne oppgaven har buen konstant radius og tykkelse. Bredden varierer på samme måte som den opprinnelige brua.



Figur 30: Modellen i Abaqus

Brudekket, buen, søylene og klossen er alle modellert hver for seg, og fastholdt ved hjelp av tie-funksjonen. Brudekket og buen er definert som master, mens søylene og klossen er definert som slaver. Dette innebærer at klossen og søylene følger deformasjonene som oppstår i dekket og buen.

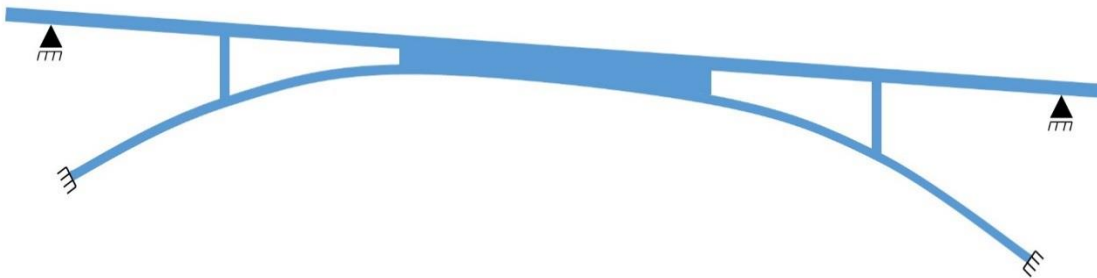
Brudekket har elementstørrelse på 450 mm, mindre elementer enn dette, medfører at det blir to lag over tykkelsen på brudekket. Dette gir to spenningsresultanter, og medfølgende mer arbeid for å hente ut opptredende krefter, uten at resultatet endrer seg i særlig grad. I buen er elementstørrelsen 400 mm, mens klossen og søylene har elementstørrelse 350 mm. Alle betongdelene er modellert med CS-elementer. Ved inndeling av klossen kommer CS-elementene til sin rett, ved at høyden varierer så mye her at det ikke ville vært mulig å benytte vanlige skallelementer. Med CS-elementer kan det legges inn flere lag.

Modelleringen av armeringen er noe forenklet ved at det ikke er tatt hensyn til forankringene eller tilleggsarmeringen i disse områdene. Det er heller ikke tatt hensyn til krumning av kablene inn mot forankringene. Dette innebærer at opptredende krefter og spenninger ikke er korrekte i disse områdene. For armeringen er det benyttet kabelelementer med elementlengde på 400 mm. Disse er fastholdt ved hjelp av embedded-funksjonen. Brudekket og buen er definert som host, mens armeringen er definert som slave.

Generelt vil finere inndeling gi mer nøyaktig resultater, men det gjelder å finne balansen mellom beregningstid og krav til nøyaktighet. Resultatene i denne modellen endret seg lite ved å gå ned på elementstørrelsene. Derimot økte beregningstiden, spesielt i tilfellene hvor inndelingen medførte to lag i dekket og i buen. Det ble derfor konkludert med at inndelingen var tilstrekkelig.

#### 4.5.2 Opplagerbetingelser

I lengderetning er brudekket fritt opplagt i begge ender slikt at dekket er fritt til å forskyve seg på grunn av eventuelle temperaturutvidelser. Buen er fast innspent i begge endene som vist på Figur 31:



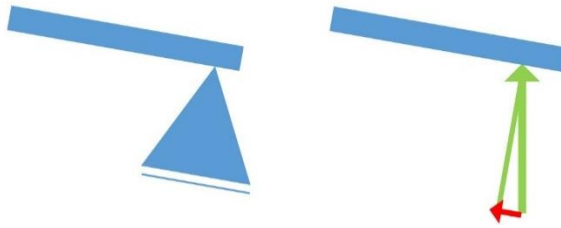
Figur 31: Opplagere lengderetning

I tverretning er det valgt å fastholde brudekket i den ene enden samtidig som det er fritt til å forskyve seg i andre enden. På den måten oppnås bedre effekt av spennarmeringen i tverretning, enn om dekket hadde vært fastholdt mot forskyvning i begge endene.



Figur 32: Opplagere i tverretning

Det ble forsøkt å etablere lokale aksesystem slik at aksene til opplagerne sammenfalt med kurvaturen og helningen til brudekket. Det viste seg i midlertid å være vanskelig å etablere nye aksesystem med tilstrekkelig nøyaktighet. Roterte opplagere førte også til uønskede aksialkrefter som vist på Figur 33.



Figur 33: Resultanter ved opplager

Det ble derfor i samråd med veileder besluttet å la alle opplagerbetingelsene følge det globale aksesystemet.

#### 4.5.3 Spennarmering

Spennarmeringen i Abaqus modelleres ved å sette på en initialspenning i armeringskablene. Dette gjøres i funksjonen som kalles «predefined field». Her påføres kablene en strekkspenning før fastholdingen mellom dekket og armeringen er aktivert. Spenningen overføres så til konstruksjonen som trykk. Armeringsspenningen reduseres noe på grunn av forlengelser i kablene og deformasjon av tverrsnittet. Spenningen økes derfor i noen tilfeller slik at den største spenningen tilsvarer den maksimalt tillatte oppspenningen. Denne kabelen representerer den siste kabelen som spennes opp i en konstruksjon.

#### 4.5.4 Temperatur

Temperaturlaster settes i likhet med forhåndspenningene på som et predefined field. For å ta hensyn til variasjonen gjennom tverrsnittet er det to muligheter. Den første er å sette på temperaturlasten over hele konstruksjonsdelen, og definere intensiteten som en funksjon av høyden til tverrsnittet. Dette medfører at man må definere lokale aksesystem for de ulike konstruksjonsdelene. Denne metoden er spesielt vanskelig på buen, hvor aksesystemene ikke følger kurvaturen.

Den andre metoden innebærer å sette på én temperaturlast på oversiden av konstruksjonsdelen, og én på undersiden. På den måten kan man ta hensyn til variasjonen over høyden ved å sette på ulike temperaturer over og under. Dette er den letteste metoden, og den som vil bli benyttet videre.

#### 4.5.5 Lastkombinering

For å komme frem til den mest ugunstige lastkombinasjonen, er alle lastene analysert hver for seg. For de lastene hvor plasseringen kan variere er det kjørt flere analyser. Resultatene er så sammenlignet og kombinert slik at det verste tilfellet er funnet. Abaqus har en funksjon for

lasttilfeller som lar brukeren definere flere laster med tilhørende lastfaktorer. Det er derimot ikke mulig å inkludere forhåndsspenningen til armeringen i denne funksjonen. Denne funksjonen er derfor ikke benyttet. Alle lastfaktorene er inkludert i selve lasten.

For å finne den dimensjonerende lastkombinasjonen er det lagt vekt på moment om y-aksen. Videre er det antatt at dette tilfellet er dimensjonerende for alle opptredende krefter. Dette er ikke tilfelle i virkeligheten, det kan være andre plasseringer som gir større moment om x-aksen, større torsjonsmomenter og større skjærkrefter. Det ble vurdert slik at å flytte rundt på lastene for å finne alle de dimensjonerende lasttilfellene ville ta mye lengre tid enn hva læringsutbyttet ville blitt.

## 4.6 VERIFISERING

I likhet med alle elementmetodeprogram er det viktig å verifisere resultatene som programmet gir ut. Som beskrevet tidligere må brukeren av programmene ta mange valg for å lage en modell. Disse valgene vil selvsagt påvirke resultatene, og det er brukeren sitt ansvar å vurdere om de kan benyttes.

### 4.6.1 Verifisering av samvirke mellom stål og betong

For å verifisere hvilke valg av elementer og metoder som sikrer best samvirke mellom stål og betong, er det sett på eksempel 5.2 i Betongkonstruksjoner av Svein I. Sørensen [8].

Eksempelet består av en 8 meter lang bjelke som er armert med 3 $\phi$ 25. Lastene som virker på bjelken er egenlast og nyttelast på totalt 14 kN/m. I følge eksempelet er største nedbøyning 15,75 mm.

I de to første forsøkene består armeringen av solids-elementer som er fastholdt ved hjelp av henholdsvis embedded og tie. I det siste forsøket består armeringen av kabelelementer som er fastholdt ved hjelp av embedded. Det sirkulære armeringstverrsnittet består av 4 solids-elementer med ulik lengde på sidekantene. I alle forsøkene er det benyttet redusert integrasjon og elementlengde på 50 mm. Tabell 6 viser resultatene fra Abaqus:

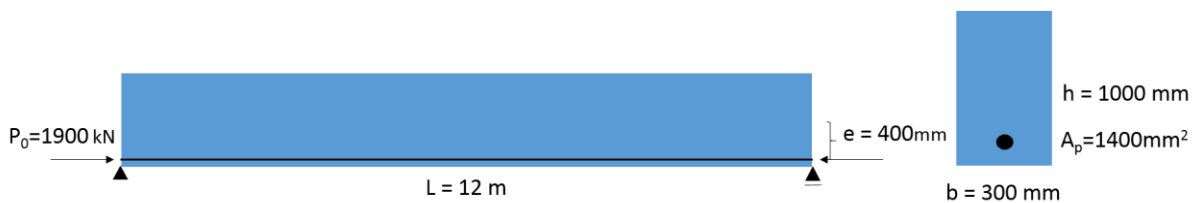
	<b>Embedded</b>	<b>Tie</b>	<b>Kabel/embedded</b>
<b>Abaqus [mm]</b>	16,35	16,43	16,23
<b>Avvik [mm]</b>	0,60	0,68	0,48
<b>Avvik [%]</b>	3,81	4,32	3,05

Tabell 6: Abaqus resultater

Basert på resultatene over, er det den siste metoden som samsvarer best med eksempelet. Det er også denne metoden som er lettest å modellere, og som er mest beregningseffektiv. Det konkluderes dermed at denne metoden er den beste å benytte seg av.

#### 4.6.2 Verifisering av spennarmeringen

For å finne ut om Abaqus behandler simuleringen av spennarmeringen på ønskelig måte, gjennomføres det et enkelt eksempel for å sammenligne resultatene med teoretiske verdier. Figur 34 viser en fritt opplagt bjelke med armering i underkant av tverrsnittet.



Figur 34: Eksempel spennarmering

Spenningen i armeringen, på  $1360 \text{ N/mm}^2$ , settes på i Abaqus som en forhåndsspennning. I Tabell 7 er resultatene beskrevet, og sammenlignet med teoretiske verdier.

	Moment [Nmm/mm]	Aksialkraft [N/mm]
<b>Teoretiske verdier</b>	2.53	6.33
<b>Abaqus</b>	2.36	5.91
<b>Avvik</b>	6.7 %	6.6 %

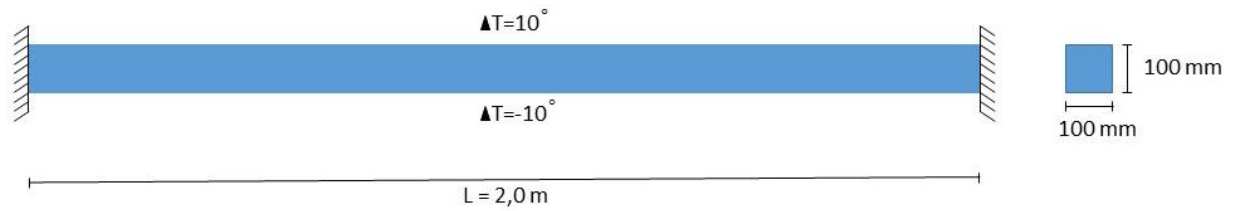
Tabell 7: Resultater av spennarmeringsanalyse

Som tidligere beskrevet vil man ved bruk av predefined fields i Abaqus få en spenningsreduksjon i armeringen etter analysen. Resultatene blir mer nøyaktig dersom man øker oppspenningen for å ta hensyn til forlengelsen av kabelen. Det antas dermed at Abaqus behandler spennarmeringen på ønsket måte.

#### 4.6.3 Verifisering av temperaturlaster

For å verifisere at den ønskede metoden å sette på temperaturlaster blir korrekt, er det sett på en innspent bjelke med overside som er  $10^\circ$  varmere, og underside som er  $10^\circ$  kaldere enn referansetemperaturen. Dette vil medføre en krumning i bjelken og et moment som skal være konstant over hele lengden.





Figur 35: Verifisering temperaturlast

$$L := 2.0 \text{ m}$$

$$E := 36000 \text{ MPa}$$

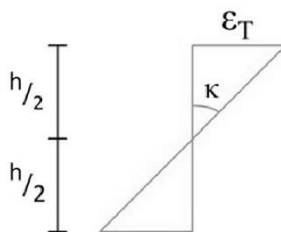
$$\alpha_T := 1 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

$$b := 100 \text{ mm}$$

$$\Delta_T := 10 \text{ K}$$

$$h := 100 \text{ mm}$$

$$I := \frac{b \cdot h^3}{12}$$



$$\varepsilon_T := \alpha_T \cdot \Delta_T = 1 \cdot 10^{-4}$$

$$\kappa_T := \frac{\varepsilon_T}{\frac{h}{2}} = 0.002 \frac{1}{m}$$

$$M := \kappa_T \cdot E \cdot I = 600 \text{ N} \cdot m$$

$$M_{Abaqus} := 6.0 \cdot 10^3 \text{ N} \cdot \frac{mm}{mm} \cdot b = 600 \text{ N} \cdot m$$

Abaqus gir altså korrekte resultater dersom man setter på temperatur på over- og underside.

#### 4.6.4 Verifisering av hele modellen

For å kontrollere oppførselen til hele brua i Abaqus, modelleres den også i Focus Konstruksjon. Det er derimot ikke mulig å modellere en like nøyaktig modell i Focus. Spesielt geometrien mellom brudekket og buen er vanskelig å gjenskape i tillegg til kurvaturen og helningen i tverretningen. Focus har heller ingen god måte å ta hensyn til spennarmeringen. Derfor er det valgt å se på et eget lasttilfelle med en fordelt last på 100 kN/m i begge programmene. I Abaqus er denne lasten fordelt utover det ene kjørefeltet ettersom Abaqus ikke tillater linjelaster på skallelementer.

Klossen mellom dekket og buen er som nevnt ikke mulig å få til i Focus. Det er prøvd flere ulike metoder, og det viser seg at resultatene er svært avhengig av hvordan geometrien gjenskapes her. Formen på nedbøyingdiagrammene og momentdiagrammene er derimot tilnærmet lik, uavhengig av hvordan klossen modelleres. Disse stemmer også bra med

tilsvarende diagram i Abaqus. Det er bare intensiteten på kreftene og momentene som varierer. Det antas dermed at den store variasjonen mellom programmene skyldes ulik geometri, og at resultatene fra Abaqus er fornuftige og kan benyttes videre.

## 5 LASTER

---

Med laster menes enhver form for påvirkning som medfører spenninger eller tøyninger i konstruksjonen. I håndbok N400 er lastene klassifisert etter deres variasjon over tid. Lastene deles inn i permanente påvirkninger, variable påvirkninger og ulykkespåvirkninger. I det følgende blir de to første gruppene betraktet. Videre følger en beskrivelse av de ulike lastene, og hvordan disse påføres modellen i Abaqus.

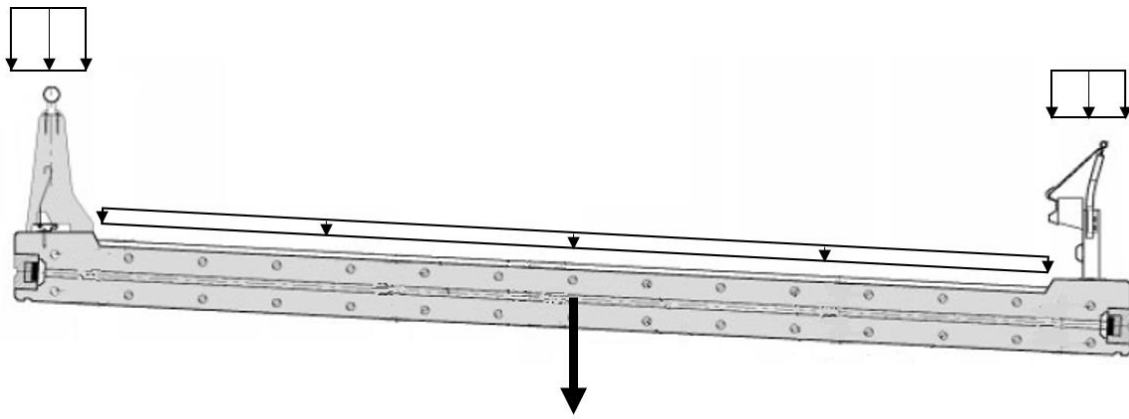
### 5.1 PERMANENTE LASTER

Permanente laster er de lastene som kan anses som konstante innenfor det tidsrommet som betraktes. Disse omfatter konstruksjonens tyngde, tyngde av permanent ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet, ytre vanntrykk og jordtrykk. I denne oppgaven vil det kun være virkningen av konstruksjonens tyngde som betraktes. Det antas at jordtrykk og vanntrykk ikke virker direkte på konstruksjonen.

#### 5.1.1 Egenlast

Som egenlast regnes tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen. For betongkonstruksjoner skal det brukes verdier av egenlast avhengig av anvendt betongtype og armeringsmengde. Tyngden av belegning og andre permanente installasjoner, som rekkverk og skilt, skal også inkluderes i egenlasten.

Ved beregning av egenlasten regnes det med vekten av selve tverrsnittet og vekten av belegningen på brudekket. Rekkverkene på sidene av brua settes på som egne laster over områdene de virker på. Etter N400 settes tyngdetettheten av armert betong settes til  $25 \text{ kN/m}^3$ . Det forutsettes 100 mm slitelag, med tyngdetetthet på  $2,5 \text{ kN/m}^2$  etter N400 tabell 5.1. Det antas at rekkverkene utformes tilsvarende som på den opprinnelige brua. Rekkverket består på den ene siden av armert betongrekkverk med bredde lik 0,7 m og høyde lik 0,9 m. Det antas 300 liter betong per meter, som medfører en last på  $7.5 \text{ kN/m}$ . Langs den andre siden er det et autovern i stål, som antas å gi en belastning på  $0.5 \text{ kN/m}$ .



Figur 36: Permanente laster på brudekket

I stedet for å sette på tyngden av betongen som en ytre last, er tyngdetettheten til betongen og tyngdeakselerasjonen definert slik at Abaqus selv tar hensyn til konstruksjonens tyngde. Det er kontrollert at programmet behandler tyngden korrekt ved å se på opplagerkreftene for en kube med volum  $1 \text{ m}^3$ . Denne metoden gir et mer nøyaktig resultat enn å regne ut det totale volumet av konstruksjonen for så å finne en ekvivalent ytre last. Tyngden av rekkverkene og belegningen er satt ut som fordelte laster på sine respektive plasser.

## 5.2 VARIABLE LASTER

Variable laster er laster som varierer over tid. Etter N400 5.3.1 omfatter dette trafikklast, støt- og fortøyningslaster fra ferje, naturlaster, laster fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes, og laster som påføres konstruksjonen i midlertidige faser. I denne oppgaven sees det på trafikklast, temperaturlaster og vindlast.

### 5.2.1 Trafikklast

Med trafikklast menes laster både i vertikal og horisontal retning som er forårsaket av lette og tunge kjøretøy samt mennesker til fots eller på sykkel. Trafikklastene i forskriftene dekker belastningen fra den trafikk som normalt tillates på konstruksjonen. Det forutsettes at tyngre spesialkjøretøy ikke kan passere uten at det foreligger dispensasjon. Trafikklastene bestemmes etter NS-EN 1991-2 Trafikklast på bruer (EK1-2).

Trafikklasten beskrives ved hjelp av ekvivalentlast, det vil si forenklede laster som representerer en blanding av ulike kjøretøyer som tillates på konstruksjonen. Trafikklasten plasseres på brua i den minst gunstige posisjon innenfor den tilgjengelige føringsavstanden. Føringsavstanden er den minste horisontale bredden av:

- Avstand mellom skulderkanter
- Avstand mellom en av skulderkantene og høy kant, rekkverksskinne eller annen fysisk hindring
- Avstand mellom to høye kanter, rekkverksskinner eller andre fysiske hindringer

I henhold til EK 1-2 avsnitt 4.2.3, skal vegbaner med bredde over 6 meter deles inn i teoretiske kjørebaneer med bredde på 3 meter. I dette tilfellet er føringsavstanden på 8.1 meter slik at vegbanen deles inn i 2 kjørebaneer, hver på 3 meter. Dette gir et resterende område på 2.1 meter. Figur 37 viser inndelingen av de teoretiske kjørebaneene:



Figur 37: Inndeling av teoretiske kjørebaneer

#### 5.2.1.1 Vertikale trafikklaster

For å finne de dimensjonerende trafikklastene brukes EK1-2 Trafikklast på bruer. For bruer med belastet lengde under 200 meter gjelder spesifikasjonene under avsnitt 4. I avsnitt 4.1 er det definert fire lastmodeller. Lastmodellene er ment for å dekke alle normalt overskuelige trafikksituasjoner. Laster som kommer fra ulike kjøretøy gir grunnlaget for de vertikale, horisontale, statiske og dynamiske kreftene.

For denne brua tas det kun hensyn til lastmodell 1 og lastmodell 2. Lastmodell 3 gjelder for spesialkjøretøy, og skal defineres for det enkelte prosjektet hvis det er relevant. Lastmodell 4 gjelder folkemengder og er beskrevet som en jevnt fordelt last på  $5\text{ kN/m}^2$ . Det antas at dette ikke er relevant på denne brua.

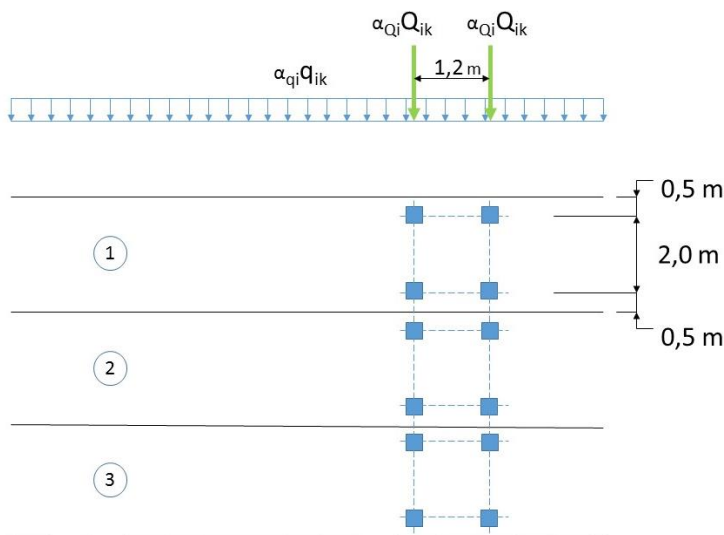
#### Lastmodell 1, LM1

LM1 beskriver både konsentrerte og jevnt fordelte laster, som representerer lasteffekter fra biler og lastebiler. Denne modellen kan brukes for både generell og lokal verifisering. Den

konsentrerte lasten tilsvarer en boggilast og består av to akslinger, der hver aksel har lasten  $Q_{ik}$ . Ved beregning av de globale lastvirkningene brukes tabell 4.2 og NA.4.3.2 i EK1-2, for bruer med største spennvidde opp til 500 meter. Verdier for de vertikale trafikklastene er oppsummert i Tabell 8. Plasseringen av lastene er vist på Figur 38.

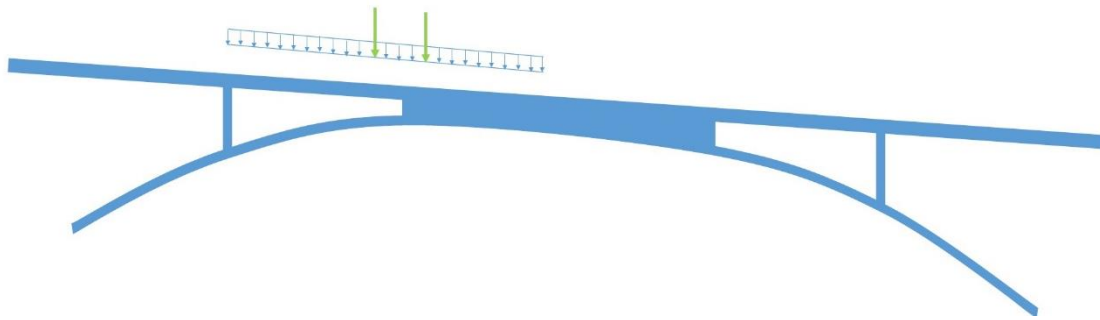
Lastfelt		$\alpha_{Qi} Q_{ik}$ [kN]	$\alpha_{qi} q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Felt nr.:	Bredde [m]:		
1	3	1*300	0,6*9
2	3	1*200	1*2.5
3	2.1	0	1*2.5

Tabell 8: Trafikklast LMI



Figur 38: Plassering LMI, EK1-2 fig.4.2a

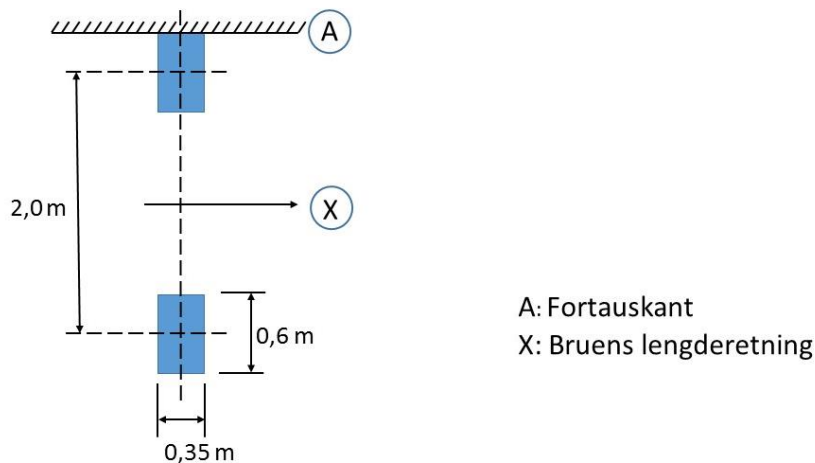
I Abaqus er trafikklastene satt på som fordelte laster og punktlaster. De fordelte lastene trenger ikke å virke over hele lengden, og skal sammen med punktlastene plasseres slik at man finner det minst gunstige lasttilfellet. Figur 39 viser den mest ugunstige plasseringen av lastene:



Figur 39: Plassering av trafikklast

### Lastmodell 2, LM2

LM2 er beskrevet som en enkel aksellast,  $\beta_Q Q_{ak} = 400 \text{ kN}$ , som plasseres i den minst gunstige posisjonen på kjørebanelen. Lasten representerer dynamiske effekter av normal trafikk på et lite konstruksjonselement. Lastmodellen er mest aktuell for lokale analyser. I globale analyser vil ofte LM1 være dimensjonerende, men for kortere spennvidder kan LM2 overskride LM1. Figur 40 viser hvordan kontaktflaten for hvert hjul skal betraktes. Det kan også benyttes bare ett hjul der det er relevant. I denne oppgaven utføres ingen lokale kontroller.



Figur 40: Kontaktflate LM2

#### 5.2.1.2 Horisontale trafikklaster

Horisontal trafikklaster på bruer beregnes etter EK1-2 4.4. De horisontale trafikklaster består av bremse- og akselerasjonslast, tverrlast og sentrifugallast. Disse opptrer kun samtidig med de tilhørende vertikale trafikklaster.

Bremselasten,  $Q_{lk}$ , er den samme som akselerasjonslasten bare motsatt rettet. Kraften virker i lengderetning og på overflaten av kjørebane.  $Q_{lk}$  beregnes som den delen av lasten fra LM1 som virker over teoretisk kjørebane 1.

$$Q_{lk} = 0.6 * \alpha_{Q1} * (2Q_{1k}) + 0.10 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L$$

$$180 * \alpha_{Q1} (kN) \leq Q_{lk} \leq 900 (kN)$$

Som lengde antas hele brulengden, noe som vil være en konservativ antagelse.  $Q_{lk}$  vil da bli 442 kN. Over hele vegbanen tilsvarer dette en fordelt last på 1.077 kN/m<sup>2</sup>.

Horisontallast i tverretningen oppstår som følge av bremselasten. Den kan settes til 25 % av bremsekraften i vertikal retning, som i dette tilfellet vil medføre en kraft på 110.5 kN. I følge EK1-2 4.4.2(4) skal bremselasten i tverretning opptre samtidig med bremselasten i lengderetning.

I Abaqus er bremselasten satt på som en fordelt last i det midterste kjørefeltet over hele lengden. Den horisontale lasten i tverretningen er satt på som en punktlast i midten av brudekket. Retningen på denne lasten er den samme som for sentrifugalkraften, som er beskrevet nedenfor.

### 5.2.1.3 Sentrifugalkraft

Sentrifugalkraften,  $Q_{tk}$ , skal behandles som en transvers last som virker på toppen av brudekket, i radiell retning. Lasten beregnes etter EK2-1 avsnitt 4.4.2 Aktuelle formler for denne brua er gjengitt under.

$$Q_{tk} = 0.2 * Q_v$$

$$Q_v = \sum \alpha_{Qi} * (2Q_{ik})$$

Sentrifugalkraften blir da funnet til å være 200 kN, og påføres som en punktlast. Denne påføres i samme punkt som den horisontale tverrlasten.

### 5.2.1.4 Trafikklast - grupper

I EK1-2 tabell NA.4.4a angis det grupper av samtidige trafikklaster. De relevante delene av tabellen er gjengitt under som Tabell 9. Ettersom det i gr1a benyttes karakteristiske verdier fra LM1 sammen med karakteristiske verdier for bremsekrefter og akselerasjonskrefter (merknad a), vil denne overstige gr2 ettersom det i denne gruppen kun betraktes *ofte*



forekommende verdier av LM1. Ettersom det ses bort i fra LM3 (spesialkjøretøyer) og LM4 (menneskemengder), opereres det derfor bare med gr1a i den videre lastkombineringen.

	Kjørebane					
Lastmodell	Vertikale krefter				Horisontale krefter	
Referanse	4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2
Lastsystem	LM1 (Boggilast og jevnt fordelt last)	LM2 (Enkel aksling)	LM3 (Spesialkjøretøyer)	LM4 (Belastning i form av menneskemengder <sup>a</sup> )	Bremsekrefter og akselerasjonskrefter <sup>a</sup>	Sentrifugalkrefter og tverkkrefter
Lastgrupper	gr1a	Karakteristisk verdi				
	gr1b		Karakteristisk verdi			
	gr2	Ofte forekommende			Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi
	gr4			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 tverkkrefter).						

Tabell 9: Deler av tabell NA.4.4.a i EK1-2

## 5.2.2 Temperaturlast

Temperaturlasten er sammensatt av virkningene fra:

- En jevnt fordelt temperaturandel
- En vertikal lineært eller ikke-lineært varierende temperaturandel
- En horisontal lineært varierende temperaturandel
- Forskjellen i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler
- Temperaturdifferansen over veggtykkelsen og mellom utvendige og innvendige vegger i kassetverrsnitt

I denne oppgaven tas det kun hensyn til den jevnt fordelte temperaturandelen og en vertikal lineært varierende temperaturandel. For bestemmelse av temperaturandelene brukes NS-EN 1991-1-5 Allmenne laster, Termisk påvirkning (EK1-5).

### 5.2.2.1 Jevnt fordelt temperaturandel

Det antas at brua skal oppføres i Askøy kommune utenfor Bergen. EK1-5 gir minimum og maksimum lufttemperaturer med en returperiode på 50 år for Askøy kommune:

$$T_{maks} = 34^{\circ}\text{C} \quad \text{NA.A1}$$

$$T_{min} = -20^{\circ}\text{C} \quad \text{NA.A2}$$

Det antas at brua oppføres ved havnivå, slik at det ikke er nødvendig å justere  $T_{maks}$  og  $T_{min}$  etter punkt NA.A.1(1). EK1-5 definerer platebruer som type 3. Største og miste brutemperatur blir da etter punkt 6.1.3.1:

$$T_{e.maks} = 34^{\circ}\text{C} - 3^{\circ}\text{C} = 31^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e.min} = -20^{\circ}\text{C} + 8^{\circ}\text{C} = -12^{\circ}\text{C}$$

For den jevnt fordelte temperaturandelen vil den maksimale og minimale temperaturen skape henholdsvis en ekspansjon eller kontraksjon av brua. Etter NA.A.1(3) kan initialtemperaturen,  $T_0$ , settes til  $10^{\circ}\text{C}$ . Dette gir følgende intervall for jevnt fordelt brutemperaturandel:

$$\Delta T_{N.con} = T_0 - T_{e.min} = 10^{\circ}\text{C} - (-12^{\circ}\text{C}) = 22^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N.exp} = T_{e.maks} - T_0 = 31^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = 21^{\circ}\text{C}$$

### 5.2.2.2 Vertikal lineært varierende temperaturandel

Som navnet tilsier vil temperaturandelen variere lineært over tverrsnittet og med dette utsette brua for en krumning, som igjen medfører tvangskrefter på grunn av fastholdning. Den vertikale lineært varierende temperaturandelen bestemmes etter NA.6.1.4.1, tabell NA.6.1:

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

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

Disse temperaturandelene er basert på at brua har et slitelag på 50 mm. For å etterfølge forutsetningen om 100 mm slitelag, multipliseres temperaturandelen  $\Delta T_{M,heat}$  med en faktor  $k_{sur}=0,7$  og  $\Delta T_{M,cool}$  med en faktor  $k_{sur}=1$  etter NA.6.2:

$$\Delta T_{M.heat} = 15^{\circ}\text{C} * 0,7 = 10,5^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M.cool} = 8^{\circ}\text{C} * 1,0 = 8,0^{\circ}\text{C}$$

I buen er det ikke noe slitelag, i dette tilfellet vil  $k_{sur}$  være 0,8 for  $\Delta T_{M,heat}$  og 1,1 for  $\Delta T_{M,cool}$ .

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C} * 0,8 = 12^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 8^{\circ}\text{C} * 1,1 = 8,8^{\circ}\text{C}$$

For at temperaturandelene kun skal gi krumning, og ikke et bidrag til de jevnt fordelte temperaturandelene, settes  $\Delta T = 0$  i tverrsnittets tyngdepunktsakse.

### 5.2.2.3 Samtidighet av temperaturlaster

Samtidighet av de ulike temperaturlastene bestemmes ut fra EK1-5 punkt 6.1.5. Den jevnt fordelte og den lineært varierende kombineres ved hjelp av faktorene:

$$\omega_N = 0.35$$

$$\omega_M = 0.75$$

Totalt er det 8 kombinasjoner og den mest ugunstige er tatt med i den endelige lastkombinasjonen. I Abaqus er temperaturlastene tatt med ved at det defineres en forskjell fra referansetemperaturen i over- og underkant av tverrsnittet. I Abaqus er referansetemperaturen satt lik  $0^{\circ}\text{C}$  som standard. Både brudekket og buen påføres temperaturlaster.

### 5.2.3 Vindlast

Vindlast er den belastningen som brua utsettes for i sterk vind. Man kan regne med statisk eller dynamisk vindlast, og begge bør kontrolleres. Det foreligger regler for beregning av lastene i Eurokode 1991-1-4 (EK1-4) samt vegvesenets håndbok N400. I N400 defineres det tre ulike vindklasser. Hvilken klasse brua kan klassifiseres som bestemmes blant annet av bruas utforming, egensvingningsperiode, spennvidde og byggemetode. Dersom en konstruksjon kan plasseres i flere kategorier er det konservativt å velge den høyeste klassen.

#### *Vindklasse I*

Denne vindklassen omfatter egentlig alle brukonstruksjoner. Den er for bruer med ubetydelig dynamisk lastvirkning og en egensvingeperiode mindre enn to sekunder. Denne klassen omfatter platebruer, bjelkebruer i betong eller stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambygg-bruer i ferdigtilstand og hvelvkonstruksjoner. Tidligere utgaver av N400 åpnet for å redusere lasten med inntil 50 % på deler av konstruksjonen dersom dette ga en mer ugunstig virkning. I 2015-versjonen er dette punktet fjernet med bakgrunn i at vindlaster for bruer i

vindklasse 1 som regel er en så liten del av lastbildet at det blir unødvendig komplisert å redusere lastene på deler av konstruksjonen.

### *Vindklasse II*

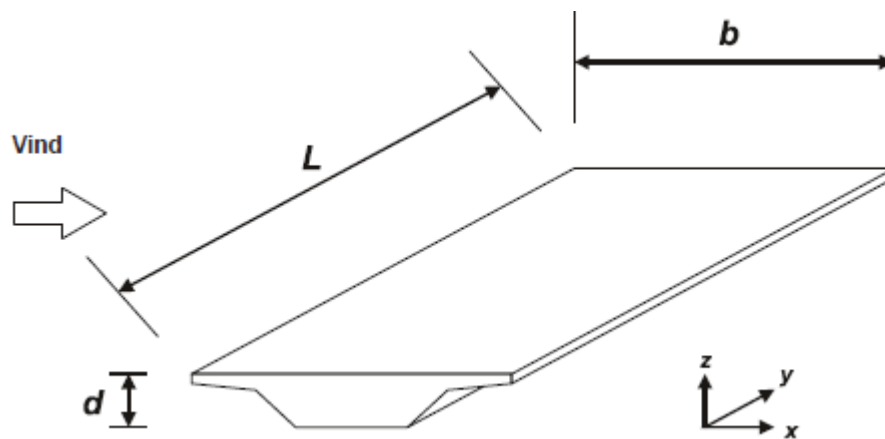
Denne vindklassen omfatter brukonstruksjoner hvor man ikke kan se bort fra de dynamiske virkningene på grunn av vind. Dette gjelder da for konstruksjoner med egensvingningsperiode større enn to sekunder og spennvidde mindre enn 300 meter. Vanligvis kommer fritt frambyggbruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand samt henge- og skråstagbruer med begrenset spennvidde med i denne klassen. I denne vindklassen deles vindlasten opp i to bidrag; ett fra middelvindhastigheten og ett fra fluktuerende vindlast.

### *Vindklasse III:*

Her tilhører brukonstruksjoner der de dynamiske lastvirkningene er utpreget og må tas hensyn til i høyere grad. Konstruksjoner med egensvingeperiode større eller lik to sekunder og spennvidde større enn 300 meter skal plasseres i denne kategorien. Også bruer med spesiell utforming med spennvidde mindre enn 300 meter skal plasseres i denne kategorien så lenge kravet om egensvingeperiode er oppfylt. Ved beregning av vindlastene i denne klassen skal de dynamiske lastvirkningene beregnes med utgangspunkt i prinsippene for vindklasse II, men det skal også tas hensyn til interaksjon mellom den svingende brukonstruksjonen og strømmingen. I tillegg skal det tas hensyn til endrede egenskaper som kan forekomme på grunn av opphoping av snø, is og vann på brubjelken eller rekkverket.

#### *5.2.3.1 Brua i denne oppgaven*

I denne oppgaven er det forutsatt at brua oppføres et fiktivt sted i Askøy kommune utenfor Bergen. Det forutsettes at brua kan plasseres i kategori I og terrengklasse II. Dermed kan man etter EK1-4 kapittel 8.3.2 benytte en forenklet metode for å beregne vindlastene. Det er forutsatt massivt betongrekkverk på én side, og åpent sikkerhetsgjerde på den andre siden, tilsvarende den opprinnelige brua.



Figur 41: EK1-4 Retninger for vindpåvirkninger på bruer

Figur 41 viser hvordan de ulike aksene og betegnelsene er definert i EK1-4. Beregningene som følger er utført etter disse aksene, selv om de ikke stemmer overens med hvordan aksene er definert i resten av oppgaven. Vind i z-retning kan antas å virke samtidig som x- eller y-retning. De to siste kan ikke virke samtidig.

Videre er vindlastene beregnet både med og uten trafikk. Trafikken tas med i beregningene som en rektangulær flate med høyde på 2 meter som vinden virker på. Når man regner med trafikk tas det ikke hensyn til rekkverk. Kraftene i z-retning, det vil si opp og ned, kan virke begge veier. Etter EK1-4 skal kraftene i y-retning, for en bjelkebru, settes lik 25 % av kraftene i x-retning. Ettersom en platebru har mindre tverrsnitt enn en bjelkebru, er det sett bort i fra disse. Videre følger beregning av de ulike vindlastene.

**Basisvindhastighet:**

$c_{alt} := 1.0$	Etter NA.4.1
$c_{dir} := 1.0$	Etter NA.4.1
$c_{season} := 1.0$	Etter NA.4.1
$c_{prob} := 1.0$	Etter NA.4.1
$v_{b.0} := 26 \frac{m}{s}$	Askøy kommune, etter NA.4(901.1)
$v_b := c_{dir} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot c_{season} \cdot v_{b.0} = 26 \frac{m}{s}$	(NA.4.1)

**Stedsvindhastighet:**

$k_r := 0.19$	Etter tab NA.4.1, terrengkategori II
$z := 12 \text{ m}$	Antatt høyeste punkt på konstruksjonen over bakken
$z_0 := 0.05 \text{ m}$	Ruhetslengde etter tab NA.4.1, terrengkategori II
$z_{max} := 200 \text{ m}$	Etter 4.3.2
$z_{min} := 4 \text{ m}$	Minimumshøyde etter tab NA.4.1
$c_0 := 1.0$	Etter 4.3.1 (1)
$c_r := k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 1.04 \quad \text{for } z_{min} < z < z_{max}$	(4.4)
$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 27.1 \frac{m}{s}$	Stedsvindhastighet

**Vindkasthastighetstrykk:**

$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3}$	Etter NA.4.5
$k_l := 1.0$	Etter NA.4.4
$k_p := 3.5$	Etter NA.4.5
$\sigma_v := k_r \cdot v_b \cdot k_l = 4.9 \frac{m}{s}$	(4.6)
$I_v := \frac{\sigma_v}{v_m} = 0.18$	(4.7)
$q_p := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 \cdot (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v)$	(NA.4.8)
$q_p = 1043.3 \frac{kg}{m \cdot s^2}$	

### X-retning:

$$b := 9.5 \text{ m}$$

Bredden til tversnittet

$$d := 0.6 \text{ m}$$

Høyden på tversnittet

$$d_1 := 1.25 \text{ m}$$

Antatt massivt på sikkerhetsgjerde på én side

$$d_{tot} := d + d_1 = 1.85 \text{ m}$$

Etter tab 8.1

$$L := 1$$

Enhets lengde

$$A_{ref.x} := d_{tot} \cdot L = 1.85 \text{ m}$$

(8.2)

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 422.5 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

Basisvindhastighetstrykket etter (4.10)

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 2.47$$

(4.9)

$$\frac{b}{d_{tot}} = 5.14 \quad c_{fx} := 1.0$$

Etter figur 8.3

$$C := c_e \cdot c_{fx} = 2.47$$

Etter 8.3.2 (1)

$$F_{w.x} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.x} = 1.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(8.2)

### Z-retning:

$$b := 9.5 \text{ m}$$

Bredden på tversnittet

$$L := 1$$

Enhetslengde

$$A_{ref.z} := b \cdot L$$

(8.3)

$$c_{f.z} := 0.9$$

Etter 8.3.3 (1)

$$C := c_e \cdot c_{f.z} = 2.22$$

Etter 8.3.2 (1)

$$F_{w.z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.z} = 8.9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(8.2)

### Y-retning:

Neglisjeres

### X-retning med trafikkløst:

$$b := 9.5 \text{ m}$$

Bredden til tversnittet

$$d := 0.6 \text{ m}$$

Høyden på tversnittet

$$d_1 := 2 \text{ m}$$

8.3.1(5) a)

$$d_{tot} := d + d_1 = 2.6 \text{ m}$$

Høyde med kjøretøy etter fig 8.3

$$L := 1$$

Enhetslengde

$$A_{ref.x} := d_{tot} \cdot L = 2.6 \text{ m}$$

(8.2)

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

NA.8.1.4

$$q_{p.t} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 = 765.6 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

(4.10)

$$c_{e.t} := \frac{q_{p.t}}{q_b} = 1.81$$

(4.9)

$$\frac{b}{d_{tot}} = 3.65 \quad c_{fx} := 1.4$$

Figur 8.3

$$C := c_{e.t} \cdot c_{fx} = 2.54$$

Etter 8.3.2 (1)

$$F_{w.x} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.x} = 2.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(8.2)

### Z-retning med trafikkløst:

$$b := 9.5 \text{ m}$$

Bredden på tversnittet

$$L := 1$$

Enhetslengde

$$A_{ref.z} := b \cdot L$$

(8.3)

$$c_{f.z} := 0.9$$

Etter 8.3.3 (1)

$$C_t := c_{e.t} \cdot c_{f.z} = 1.63$$

Etter 8.3.2 (1)

$$F_{w.z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C_t \cdot A_{ref.z} = 6.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(8.2)

### Y-retning med trafikkløst:

Neglisjeres



### Kontroll etter NA.8.1(4)

Kontrollerer at vindhastigheten med samtidig virkende trafikk ikke overstiger vindhastigheten uten samtidig trafikk

$$v_p = v_s \cdot \sqrt{1 + 2 k_p \cdot I_v} v_p := 35 \frac{m}{s}$$

$$v_s := \frac{v_p}{\sqrt{1 + 2 k_p \cdot I_v}} = 23.2 \frac{m}{s}$$

$v_s$  tilsvarer stedsvindhastigheten  $v_m$  med samtidig virkende trafikklast

$$v_{b.trafikk} := \frac{v_s}{c_r \cdot c_0} = 22.3 \frac{m}{s}$$

$$v_{b.0.trafikk} := \frac{v_{b.trafikk}}{c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob}} = 22.3 \frac{m}{s}$$

$$\frac{v_{b.0.trafikk}}{v_{b.0}} = 0.86 \quad \text{OK!}$$

Tabell 10 oppsummerer vindlastene:

Vindkrefter	$F_{wx}$ [N/m]	$F_{wz}$ [N/m]
Uten samtidig virkende trafikk	1930	$\pm 8920$
Med samtidig virkende trafikk	2787	$\pm 6545$

Tabell 10: Oppsummering av vindlast

I Abaqus er det forutsatt at hele den horisontale vindlasten i tverretning bare virker på brudekket, og er fordelt over høyden av tverrsnittet. Den vertikale vindlasten er fordelt over hele brudekket og kan virke både opp- og nedover. Vindlasten som virker i lengderetningen er som vist i beregningene neglisjert, ved at det antas at brua er plassert på en slik måte at vinden ikke får tak i brua på noen måte.



## 6 SPENNARMERING

---

Kraften i armeringen vil reduseres noe på grunn av ulike tap. Bak spennkrafttapet er det tre hovedårsaker. Den første er tap av tøyingsdifferanse mellom spennarmering og betong, som forekommer før det blir opprettet tilstrekkelig heftforbindelse. Den andre er en spenningsendring på grunn av korttidslast. Dette skjer for eksempel ved kutting av armeringen i forspente konstruksjoner, der man får en umiddelbar deformasjon når kraften fra spennarmeringen trykker betongen sammen. Den siste årsaken til spenningstap er det som kalles tidsavhengige tap. Under tidsavhengige tap finner man kryp, svinn og relaksasjon. Konstruksjonens kapasitet er avhengig av kraften som virker i spennarmeringen, og det er derfor viktig å etablere de ulike tapene for så å kunne finne variasjonen av kraften over kablens lengde.

### 6.1 TAP AV TØYINGSDIFFERANSE

Dette tapet oppstår før det er etablert heft mellom spennarmeringen og betongen. Tapet skyldes i hovedsak låsetap, friksjonstap og temperaturtap. Temperaturtapet kommer som følge av temperaturdifferanser før det er oppnådd full heftforbindelse, og er mest aktuelt for førroppsente konstruksjoner. Videre kommer det derfor en beskrivelse av låsetap og friksjonstap, mens temperaturtapet vil ikke bli diskutert nærmere i denne oppgaven.

#### 6.1.1 Friksjonstap

Ved oppspenningen av spennstålet vil det oppstå friksjon mellom armeringen og de innstøpte føringsrørene. På grunn av kurvaturen til rørene vil friksjonen motvirke glidning av spennkablene. Dette kalles kurvatureffekten og vil oppstå ved for eksempel parabelformet spennarmering. I realiteten vil man alltid ha små avvik fra det tenkte profilet. Dette gjør at man alltid vil ha et lite friksjonstap uavhengig av formen på armeringen. Tap på grunn av denne typen friksjon kalles lengdeeffekten (wobble-effekten) fordi tapet vil være avhengig av lengden på armeringen. Formelen for forspenningskraften i en avstand  $x$  langs kabelen er:

$$P_x = P_0 * e^{-\mu(\theta+kx)}$$

Hvor:

$P_0$  kraften ved  $x=0$

$\mu$  friksjonskoeffisienten

$\theta$  total vinkelendring av spennarmering fra  $x=0$  til det aktuelle snittet

$k$  beskriver tilleggskrumningen

Friksjonskoeffisienten og tilleggskrumningen for den valgte spennarmeringen er funnet i ETA-13 0839. Videre følger beregninger av friksjonstap langs brudekket i lengde- og tverretning. Parabeluttrykkene som benyttes er tilsvarende de i kapittel 3.6.

**Tverrsnittsdata:**

$$A_p := 1050 \text{ mm}^2$$

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$$

$$\mu := 0.14 \text{ rad}^{-1}$$

$$k := 0.005 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$L_1 := 2 \text{ m}$$

$$L_2 := 46.68 \text{ m}$$

$$L_3 := 2 \text{ m}$$

$$L_{\text{tverr}} := 9.5 \text{ m}$$

$$P_{\text{max}} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) \cdot A_p = 1474 \text{ kN}$$

Spennarmeringsareal

Strekfasthet spennarmering

Spennstålets kar. 0.1%-strekkgrense

Friksjonskoeffisient

Faktor for tilleggskrumning

Lengde del 1

Lengde del 2

Lengde del 3

Bredden av dekket

Tillatt oppspenningskraft

**Lengderetning:****Vinkler i spennprofil, del 1:**

$$y_1(x) := -0.0409 \cdot x^2 + 0.164 \cdot x$$

Parabel for vertikal krumning

$$dy_1(x) := -0.0409 \cdot 2 \cdot x + 0.164$$

Vinkel i avstand x, sett fra siden

$$z_1(x) := -0.0551 \cdot x^2 + 0.220 \cdot x$$

Parabel horisontal krumning

$$dz_1(x) := -0.0551 \cdot 2 \cdot x + 0.220$$

Vinkel i avstand x, sett ovenfra

**Vinkler i spennprofil, del 2:**

$$z_2(x) := -0.0106 \cdot x^2 + 0.495 \cdot x$$

Parabel vertikal krumning

$$dz_2(x) := -2 \cdot 0.0106 \cdot x + 0.495$$

Vinkel i avstand x, sett fra siden

Vinklene for del 3 av spennarmeringsprofilen vil være de samme som for del 1

### Totale vinkelendringer over spennarmeringsprofilen:

$$\theta_{y1}(x) := -0.0409 \cdot 2 \cdot x$$

Vinkelending i xy-planet

$$\theta_{z1}(x) := -0.0551 \cdot 2 \cdot x$$

Vinkelending i xz-planet

$$\theta_1(x) := \sqrt{\theta_{y1}(x)^2 + \theta_{z1}(x)^2}$$

Vinkelending del 1

$$\theta_1(0) = 0$$

Vinkelending i x = 0

$$\theta_1\left(L_1 \cdot \frac{\text{rad}}{m}\right) = 0.274$$

Vinkelending i x = 2m

$$\theta_2(x) := 2 \cdot 0.0106 \cdot x$$

Vinkelending del 2

$$\theta_2(0) = 0$$

Vinkelending start del 2

$$\theta_2(23.34) = 0.495$$

Vinkelending midt del 2

$$\theta_2(46.68) = 0.99$$

Vinkelending enden del 2

$$\theta_{del1} := \theta_1\left(L_1 \cdot \frac{\text{rad}}{m}\right) = 0.274$$

Total vinkelending over del 1

$$\theta_{del2} := \theta_{del1} + \theta_2(46.68) = 1.26$$

Total vinkelending del 1 og 2

$$\theta_{del3} := \theta_{del2} + \theta_{del1} = 1.54$$

Total vinkelending over hele lengden

### Friksjonstap:

$$\Delta P_{F1} := P_{max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot (\theta_{del1} + k \cdot L_1)}\right)$$

$$\Delta P_{F1} = 58 \text{ kN}$$

Friksjonstap over del 1

$$\Delta P_{F2} := P_{max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot (\theta_{del2} + k \cdot (L_1 + L_2))}\right)$$

$$\Delta P_{F2} = 280 \text{ kN}$$

Friksjonstap over del 1 og 2

$$\Delta P_{F3} := P_{max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot (\theta_{del3} + k \cdot (L_1 + L_2 + L_3))}\right)$$

$$\Delta P_{F3} = 327 \text{ kN}$$

Friksjonstap over del 1, 2 og 3

### Tverretning:

$$\Delta P_{F.tverr} := P_{max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot k \cdot L_{tverr}}\right) = 9.8 \text{ kN}$$

Friksjonstap over brubredde

### 6.1.2 Låsetap

Etter at jekken har påført strekkraften låses kablene fast i forankringen ved hjelp av en kile. Ved låsing vil spennstålet gi litt tilbake før låsekilen er kommet helt på plass. Denne glidningen kalles låsetap og betegnes  $\Delta L_{lås}$ . Verdien for låsetapet kan finnes i produsentens ETA. Det påfølgende tøyningstapet kan beskrives som:

$$\Delta \varepsilon_{lås} = \frac{\Delta L_{lås}}{L}$$

Spennstålet vil da ha en konstant tøyingsreduksjon over hele lengden, noe som ikke vil være reelt med mindre det er friksjonsfritt mellom plastrørene og spennstålet. Ved å lese av jekkraften,  $P_{jekk}$ , kan oppspenningstøyningen finnes ved:

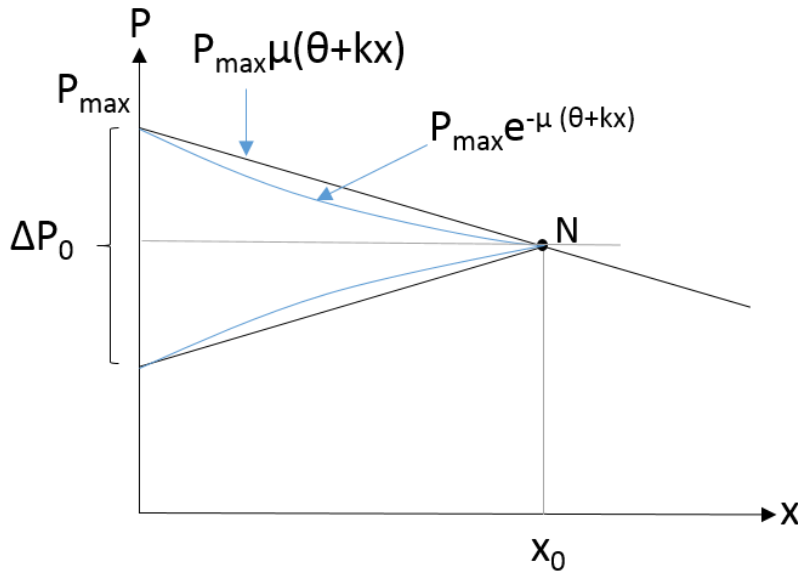
$$\varepsilon_{p,jekk} = \frac{P_{jekk}}{E_p A_p}$$

Ved hjelp av oppspenningstøyningen, tøyningstapet og jekkraften kan man finne det krafttapet som oppstår ved låsingen. Spennkrafttapet uttrykkes som:

$$\Delta P_{lås} = \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} * P_{jekk}$$

### 6.1.3 Kombinert friksjon- og låsetap

Friksjonen i røret vil motvirke glidningen av kabelen som forårsakes av låsetapet. Virkningen av låsetapet reduseres når avstanden fra den aktive forankringen øker. Låsetapet vil bli fullstendig utlignet etter en viss lengde, og fra dette punktet og videre vil spennarmeringskraften kun reduseres på grunn av friksjonstapet. Dette forløpet er illustrert i Figur 42:



Figur 42: Innvirkning av friksjon på låsetap

Kraften før og etter låsetapet er symmetrisk om horisontalaksen som går gjennom punktet N. Etersom låsetapet vil utløse en avlastningsprosess i kabelen, kan man bruke spennings/tøynings-forholdet og finne relasjonen mellom forankringsglidningen og tap av spennkraft:

$$\Delta L_{l\ddot{a}s} = \int_0^{x_0} \Delta \varepsilon(x) dx \approx \Delta \varepsilon_{gj.snitt} * x_0$$

For å forenkle beregningene kan man anta linearitet av låse- og friksjonstapet. Da vil friksjonstapet uttrykkes som:

$$\Delta P_1(x) = P_{max} * \mu * (\theta + k * x)$$

$\Delta P_0$  beskriver låsetapet ved  $x = 0$ . Dette kan også uttrykkes som  $2 * \Delta P_1(x_0)$  som gir:

$$\Delta P_0 = 2 * \Delta P_1(x_0) = 2 * P_{max} * \mu * (\theta + k * x_0)$$

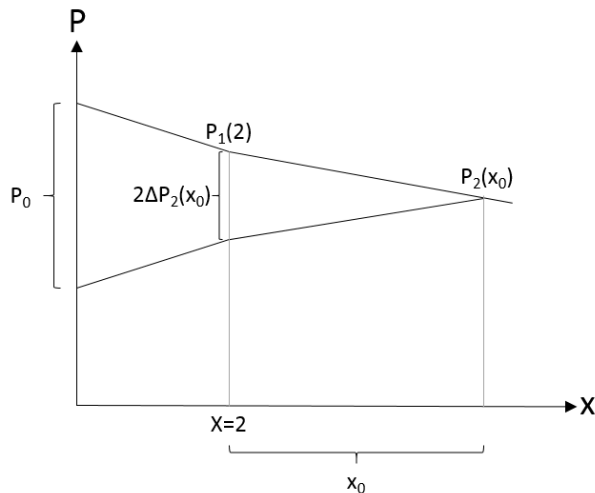
Der  $\theta$  er absoluttverdi av total vinkelendring, det vil si vinkelen i punkt  $x$  minus vinkelen i  $x=0$ . For beregningene er det ønskelig å finne avstanden,  $x_0$ , som låsetapet virker over. For å finne denne brukes ligningene ovenfor.  $\Delta \varepsilon_{gj.snitt}$  finnes ved geometribetraktninger.

$$\begin{aligned} \Delta L_{l\ddot{a}s} &\approx \Delta \varepsilon_{gj.snitt} * x_0 \\ &= \frac{\frac{\Delta P_2(0) + \Delta P_1(x_0)}{2}}{E_p A_p} * x_0 = \frac{\Delta P_2(0)}{2 * E_p A_p} * x_0 = \frac{2 * P_{max} * \mu * (\theta(x_0) + k * x_0)}{2 * E_p A_p} * x_0 \end{aligned}$$



$$x_0^2 = \frac{\Delta L_{l\ddot{a}s} * E_p A_p}{P_{max} * \mu * (\alpha_1 + k)}$$

Ligningen for  $x_0$  gjelder i dette tilfeller kun dersom  $x_0$  ligger innenfor de to første meterne av spennarmeringsprofilen (del 1). Hvis låsetapet er stort nok, eller friksjonen lav, kan påvirkningene fra låsetapet virke over i del 2 av spennarmeringsprofilen. Dersom dette er tilfellet må et nytt uttrykk for  $x_0$  bestemmes. Da blir kurven som i Figur 43.



Figur 43: Låsetap over i del 2

Friksjonstapet i den første delen uttrykkes som  $P_1(x)$ , og tapet i den andre delen uttrykkes som  $P_2(x)$ . Ettersom at vinkelendringene i den andre delen av profilet vil være mindre enn i den første, vil friksjonstapet være mindre i den andre delen. Dette ses igjen på figuren ved at helningen er slakere for del to. Låsetapet for de to delene vil som tidligere utlignes i samme grad som friksjonstapet øker. På samme måte som ved beregningen av  $x_0$ , bestemmes den nye avstanden ved å betrakte arealet mellom de to kurvene.

Arealet i den første delen:

$$\Delta P_1(2) * 2 + 2\Delta P_2(x_0) * 2$$

Arealet i den andre delen:

$$\frac{2\Delta P_2(x_0)}{2} x_0$$

Det gjør at låsetapet kan uttrykkes som:

$$\Delta L_{l\ddot{a}s} \approx \Delta \varepsilon_{gj.snitt} * x_0$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\Delta P_1(2) + 2\Delta P_2(x_0)}{E_p A_p} * 2 + \frac{2\Delta P_2(x_0)}{2E_p A_p} * x_0 \\
& = \frac{P_{max} * \mu * (\theta_1(L_1) + k * L_1) + 2P_{max} * \mu * (\theta_2(x_0) + k * x_0)}{E_p A_p} * L_1 \\
& \quad + \frac{2 * P_{max} * \mu * (\theta_2(x_0) + k * x_0)}{2 * E_p A_p} * x_0 \\
& = \frac{P_{max} * \mu * (\theta_1(L_1) + kL_1)}{E_p A_p} * L_1 + \frac{2P_{max} * \mu * (\alpha_2 + k)L_1}{E_p A_p} * x_0 \\
& \quad + \frac{P_{max} * \mu * (\alpha_2 + k)}{E_p A_p} * x_0^2
\end{aligned}$$

For dette tilfellet er  $x_0$  beskrevet av en annengradsligning. Vinkelendringen ( $\alpha$ ) er uavhengig av  $x$ .

$$\begin{aligned}
& P_{max} * \mu * (\alpha_2 + k) * x_0^2 + 2P_{max} * \mu * (\alpha_2 + k)L_1 * x_0 \\
& + P_{max} * \mu * (\theta_1(L_1) + kL_1) * L_1 - \Delta L_{lås} * E_p A_p = 0
\end{aligned}$$

Videre følger beregninger av kombinert låse- og friksjonstap i lengde- og tverretning. Beregningene er utført for den største horisontalforskyvningen. Tilsvarende beregninger med den minste horisontalforskyvningen finnes i vedlegg IV.

**Tverrsnittsdata:**

$$A_p := 1050 \text{ mm}^2$$

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$$

$$\mu := 0.14 \text{ rad}^{-1}$$

$$k := 0.005 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$\Delta L_{las} := 6 \text{ mm}$$

$$L_1 := 2 \text{ m}$$

$$L_{tverr} := 9.5 \text{ m}$$

$$P_{max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) \cdot A_p = 1474 \text{ kN}$$

Spennarmeringsareal

Strekkfasthet spennarmering

Spennstålets kar. 0.1%-strekkgrense

Friksjonskoeffisient

Faktor for tilleggskrumning

Spennstålets E-modul

Låsetap fra ETA'en

Lengde del 1

Bredden av dekket

Tillatt oppspenningskraft

**Lengderetning:**

Ønsker å finne lengden låsetapet virker over. Sjekker om  $x_0$  ligger i den første delen:  
 $[0 < x_0 < 2]$

$$y(x) := -0.0409 \cdot x^2 + 0.164 \cdot x$$

Parabel, armering fra siden

$$z(x) := -0.0551 \cdot x^2 + 0.220 \cdot x$$

Parabel, armering ovenfra

$$\theta_{y1}(x) := -0.0409 \cdot 2 \cdot x$$

Vinkelendring, fra siden

$$\theta_{z1}(x) := -0.0551 \cdot 2 \cdot x$$

Vinkelendring, ovenfra

$$\theta_1(x) := \sqrt{(0.0409 \cdot 2)^2 + (2 \cdot 0.0551)^2} \cdot x$$

Total vinkelendring i punkt x

$$\alpha_1 := \sqrt{(0.0409 \cdot 2)^2 + (2 \cdot 0.0551)^2} = 0.137$$

$$x_0 := \sqrt{\frac{\Delta L_{las} \cdot E_p \cdot A_p}{P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \frac{\alpha_1 \cdot \text{rad}}{\text{m}} + k \right)}} = 6.5 \text{ m} > 2 \text{ m}$$

Ser at  $x_0$  ikke ligger innenfor de 2 første meterne --> Må sjekke om  $x_0$  ligger i del 2

Finner avstanden,  $x_0$ , ut i del 2:  $[2 < x_0 < 48.68]$

$$z_l(x) := -0.0106 \cdot x^2 + 0.495 \cdot x$$

$$\theta_2(x) := |2 \cdot -0.0106 \cdot x|$$

$$\alpha_2 := |2 \cdot -0.0106| = 0.021$$

$$a := P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \alpha_2 \cdot \frac{rad}{m} + k \right)$$

$$b := 2 \cdot P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \alpha_2 \cdot \frac{rad}{m} + k \right) \cdot L_1$$

$$c := P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_1(L_1) \frac{rad}{m} + k \cdot L_1 \right) \cdot L_1 - E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{las}$$

$$x_0 := \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} = 12.5 \text{ m}$$

Virkelengde inn i del 2

Låsetapet virker over en lengde på totalt 14.5 meter. Ved denne lengden er låsetapet null.

Friksjonstap ved  $x = 14.5$  m (låsetap = 0):

$$\Delta P_{las.0} := P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_1(L_1) \frac{rad}{m} + k \cdot L_1 \right) + P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_2(x_0) \frac{rad}{m} + k \cdot x_0 \right)$$

$$\Delta P_{las.0} = 126 \text{ kN}$$

Låsetap etter del 1:

$$\Delta P_{las.del1} := 2 \cdot P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_2(x_0) \frac{rad}{m} + k \cdot x_0 \right) + P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_1(L_1) \frac{rad}{m} + k \cdot L_1 \right)$$

$$\Delta P_{las.del1} = 194 \text{ kN}$$

Totalt låsetap ved  $x=0$ :

$$\Delta P_{las.tot} := 2 \cdot \Delta P_{las.0} = 252 \text{ kN}$$

### **Tverretning:**

I tverretning er det ingen vinkelendring i spennarmeringen.

Lineær tilnærming:

$$z_0 := \sqrt{\frac{E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{las}}{P_{max} \cdot \mu \cdot k}} = 34.5 \text{ m}$$

Ser at låsetapet vil i stor grad virke over hele brubredden på 9.5 m

Låsetap i innspenning:

$$\Delta P_{las.x.lik.0} := 2 \cdot P_{max} \cdot \mu \cdot k \cdot z_0 = 71 \text{ kN}$$

Spennkraft ved innspenningen,  $x = 0\text{m}$ :

$$P_{0m} := P_{max} - \Delta P_{las.x.lik.0} = 1403 \text{ kN}$$

Spennkraft ved  $z = 9.5\text{m}$ :

$$P_{9.5m} := P_{0m} + \frac{\Delta P_{las.x.lik.0}}{z_0} \cdot L_{tverr} = 1413 \text{ kN}$$

Låsetap etter 9.5m:

$$\Delta P_{las.x.lik.9.5} := P_{9.5m} - P_{0m} = 9.8 \text{ kN}$$

#### **6.1.4 Opptredende krefter i brudekket**

For å finne de opptredende kreftene, reduseres den opprinnelige oppspenningskraften på grunn av virkningen fra friksjon og låsetap.

**Lengderetning:**

$$P_{max} := 1474 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{F1} := 58 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{F2} := 280 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{F3} := 327 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{las.0} := 126 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{las.2} := 194 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{las.tot} := 252 \text{ kN}$$

$$P_1 := P_{max} - \Delta P_{F1} = 1416 \text{ kN}$$

Opptredende krefter etter friskjon

$$P_2 := P_{max} - \Delta P_{F2} = 1194 \text{ kN}$$

$$P_3 := P_{max} - \Delta P_{F3} = 1147 \text{ kN}$$

$$P_{las.x.lik.0} := P_{max} - \Delta P_{las.tot} = 1222 \text{ kN}$$

Spennkraft i starten av brua

$$P_{las.x.lik.9.5} := P_{max} - \Delta P_{las.2} = 1280 \text{ kN}$$

Spennkraft etter del 1

$$P_{las.lik.0} := P_{max} - \Delta P_{las.0} = 1348 \text{ kN}$$

Kraft når låsetap er utlignet

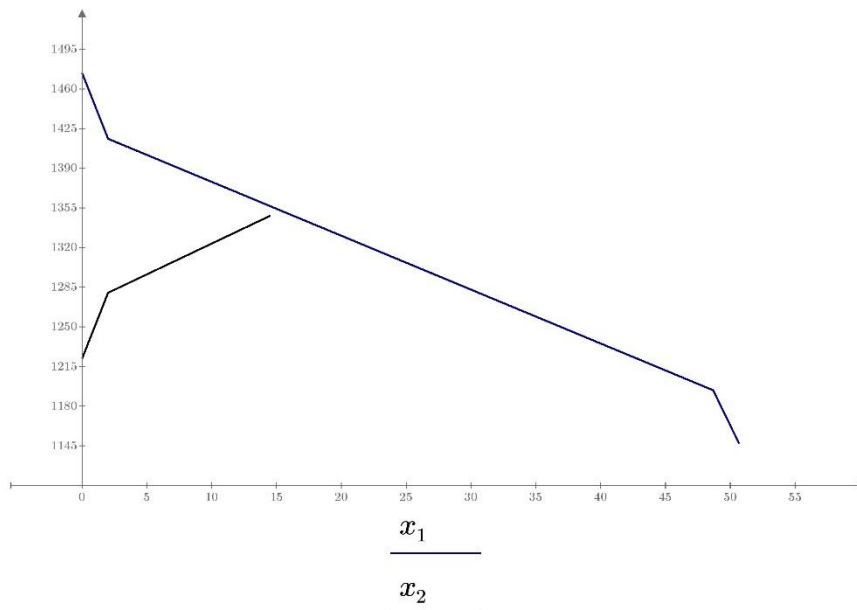
$$P_{fr} := \begin{bmatrix} P_{max} \\ P_1 \\ P_2 \\ P_3 \end{bmatrix}$$

$$x_1 := \begin{bmatrix} 0 \\ 2 \\ 48.68 \\ 50.68 \end{bmatrix}$$

$$P_{las} := \begin{bmatrix} P_{las.x.lik.0} \\ P_{las.x.lik.9.5} \\ P_{las.lik.0} \end{bmatrix}$$

$$x_2 := \begin{bmatrix} 0 \\ 2 \\ 14.5 \end{bmatrix}$$

$\frac{P_{fr} \text{ (kN)}}{P_{las} \text{ (kN)}}$



### Tverretning:

$$\Delta P_{F.tverr} := 9.8 \text{ kN}$$

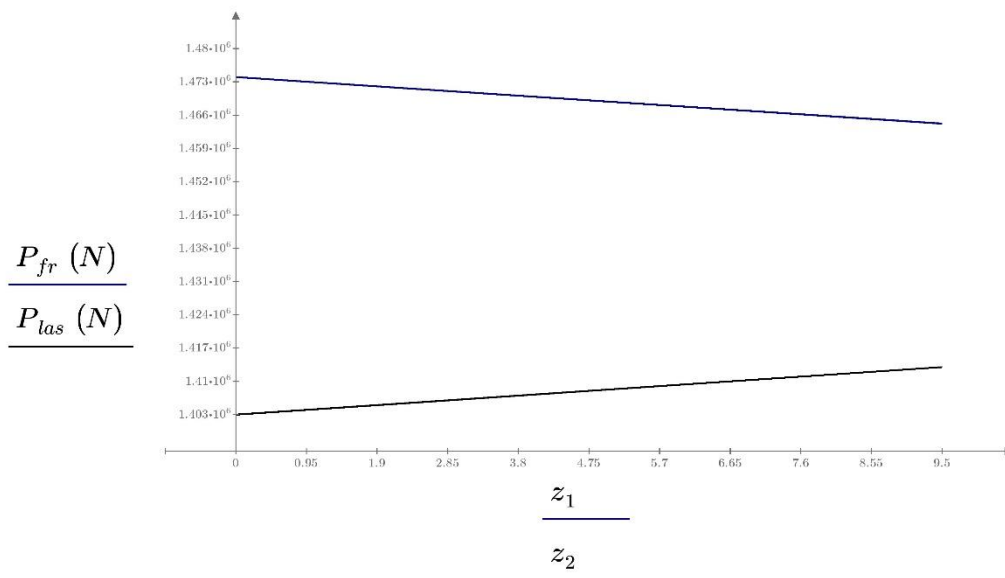
$$P_{9.5tverr} := P_{max} - \Delta P_{F.tverr} = 1464 \text{ kN}$$

$$P_{las.x.lik.0} := 1403 \text{ kN}$$

$$P_{las.x.lik.9.5} := 1413 \text{ kN}$$

$$P_{fr} := \begin{bmatrix} P_{max} \\ P_{9.5tverr} \end{bmatrix} \quad z_1 := \begin{bmatrix} 0 \\ 9.5 \end{bmatrix}$$

$$P_{las} := \begin{bmatrix} P_{las.x.lik.0} \\ P_{las.x.lik.9.5} \end{bmatrix} \quad z_2 := \begin{bmatrix} 0 \\ 9.5 \end{bmatrix}$$



#### 6.1.5 Opptredende krefter i buen

For å finne de opptredende kreftene i buen, benyttes samme fremgangsmåte som for dekket. Parablene er de tilsvarende uttrykkene som i kapittel 3.7. I motsetning til armeringen i dekket, kan armeringsføringen i buen beskrives ved hjelp av én parabel. Dette medfører at følgende uttrykk for  $x_0$  kan benyttes:

$$x_0 = \sqrt{\frac{\Delta L_{las} * E_p A_p}{P_{max} * \mu * (\alpha + k)}}$$

Videre følger utregningene for opptredende krefter i lengde- og tverretning.

**Tverrsnittsdata:**

$$A_p := 1050 \text{ mm}^2$$

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$$

$$\mu := 0.14 \text{ rad}^{-1}$$

$$k := 0.005 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$\Delta L_{las} := 6 \text{ mm}$$

$$L := 46.8 \text{ m}$$

$$P_{max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) \cdot A_p = 1474 \text{ kN}$$

Spennarmeringsareal

Strekfasthet spennarmering

Spennstålets kar. 0.1%-strekkgrense

Friksjonskoeffisient

Faktor for tilleggskrumning

Spennstålets E-modul

Låsetap fra ETA'en

Lengde av buen

Tillatt oppspenningskraft

**Låse- og friksjonstap. Lengderetning:**

Ønsker å finne lengden låsetapet virker over:

$$y(x) := -0.0117 \cdot x^2 + 0.511 \cdot x + 3.8$$

Parabel, armering fra siden

$$\theta_y(x) := 0.0117 \cdot 2 \cdot x$$

Vinkelendring, fra siden

$$\alpha := 0.0117 \cdot 2 = 0.023$$

Vinkelendring i x0

$$x_0 := \sqrt{\frac{\Delta L_{las} \cdot E_p \cdot A_p}{P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \frac{\alpha \cdot \text{rad}}{\text{m}} + k \right)}} = 14.5 \text{ m} \quad \text{--> Låsetapet virker 14.5 meter ut i buen.}$$

Friksjonstap ved x = 14.5 m (låsetap = 0):

$$\Delta P_{las.0} := P_{max} \cdot \mu \cdot \left( |\theta_y(x_0)| \frac{\text{rad}}{\text{m}} + k \cdot x_0 \right) = 85 \text{ kN}$$

Totalt låsetap ved x=0:

$$\Delta P_{las.tot} := 2 \cdot \Delta P_{las.0} = 170 \text{ kN}$$



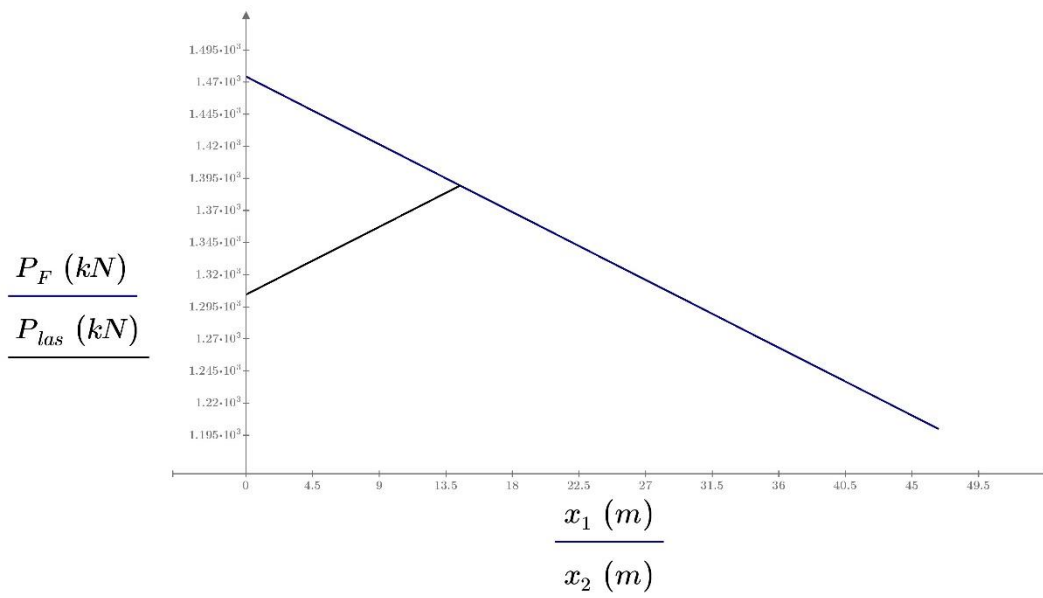
Friksjonstap over hele lengden:

$$\Delta P_{F.L} := P_{max} \cdot \mu \cdot \left( |\theta_y(L)| \frac{rad}{m} + k \cdot L \right) = 274 \text{ kN}$$

**Opptredende krefter:**

$$P_F := \begin{bmatrix} P_{max} \\ P_{max} - \Delta P_{las.0} \\ P_{max} - \Delta P_{F.L} \end{bmatrix} \quad x_1 := \begin{bmatrix} 0 \\ x_0 \\ L \end{bmatrix}$$

$$P_{las} := \begin{bmatrix} P_{max} - \Delta P_{las.tot} \\ P_{max} - \Delta P_{las.0} \end{bmatrix} \quad x_2 := \begin{bmatrix} 0 \\ x_0 \end{bmatrix}$$



$$P_{max} - \Delta P_{F.L} = 1200 \text{ kN}$$

Opptredende kraft i enden av buen

### **Tverretning:**

I tverretning er armeringen rettlinjet, og beregningene blir som for tverretning i dekket. Ettersom bredden på buen varierer vil også tapet variere. I de videre beregningene benyttes det samme tapet som for tverretningen i dekket, uavhengig av snittet som betraktes. Dette gir en oppspenningskraft på 1403 kN.

### 6.1.6 Oppsummering av opptredende krefter

Som en konservativ forenkling settes oppspenningskreftene som benyttes videre til den minste kraften som er opptredende i hver kabel. Tapene vil derimot variere, slik at opptredende kraft i virkeligheten vil være større enn dette. I lengderetning, for både dekke og bue, vil oppspenningskraften være begrenset av friksjonen over hele lengden. I tverretningen for de to delene, er det låsetapet som begrenser kraften. Kraftene oppsummeres i Tabell 11:

	<b>Brudekke [kN]</b>	<b>Bue [kN]</b>
<b>Lengderetning</b>	1147	1200
<b>Tverretting</b>	1403	1403

Tabell 11: Oppspenningskrefter

## 6.2 TIDSAVHENGIGE TAP

Tidsavhengige tap skyldes svinn, kryp og relaksasjon i spennarmeringen. Disse tapene er avhengig av tid. Man regner med et langt tidsperspektiv, og ser etter den største reduksjonen av oppspenningskraften.

### 6.2.1 Kryp i brudekket

Kryp kommer av volumendring i betongen på grunn av en belastning over tid. Dette kalles kryptøyning og styres av størrelse og varighet på lasten. For å beregne kryptallet benyttes tillegg B i EK2. Kryptøyningen bestemmes etter EK2 3.1.4:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \frac{\sigma_c}{E_c}$$

Videre følger beregninger for kryptallet i lengde- og tverretning. Deretter beregnes den påfølgende reduksjonen av oppspenningskraften i de to retningene. Det er antatt at kun egenlast og forspenning kan regnes som permanente laster.

### Beregning av kryptall:

#### **Input:**

$t_0 := 28$ (Døgn)	Betongens alder ved belastning
$t := 36500$ (Døgn, 100 år)	Konstruksjonens alder på det betraktede tidspunktet
$f_{cm} := 53$ MPa	Middelverdi av betongens trykkfasthet etter 28 døgn
$RH := 70$ (i prosent)	Relativ luftfuktighet i omgivelsene
$b := 9500$ mm	Bredde på tverrsnittet
$h := 600$ mm	Høyde på tverrsnittet
$l := 50680$ mm	Lengde
$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot MPa^{-1}} \right)^{0.7}$	
$\alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot MPa^{-1}} \right)^{0.2}$	Faktorer for å ta hensyn til betongfasthetens betydning
$\alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot MPa^{-1}} \right)^{0.5}$	
$E_{cm} := 36000$ MPa	Betongens E-modul
$E_p := 195000$ MPa	Spennstålets E-modul
$A_{p,kabel} := 1050$ mm <sup>2</sup>	Spennstålets areal
$f_{pk} := 1770$ MPa	Spennstålets fasthet
$f_{p0.1k} := 1560$ MPa	Spennstålets 0.1%-strekkgrense
$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 f_{p0.1k}) = 1404$ MPa	Maks oppspenning

#### Lengderetning:

$u := (b + h) \cdot 2 = 20.2$ m	Konstruksjonens omkrets som er utsatt for uttørkning
$A_c := b \cdot h = 5.7$ m <sup>2</sup>	Tverrsnittsarealet
$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 564$ mm	Effektiv tverrsnittstykkelse
$\beta_H := \min\left(1.5 \left(1 + (0.012 \cdot RH)^{18}\right) \cdot h_0 \cdot mm^{-1} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3\right) = 1086.4$	

$$\beta_c := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

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

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot MPa^{-1}}} = 2.31$$

$$\varphi_{RH} := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot mm^{-1}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.17$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.32$$

Det normerte kryptallet

$$\varphi_{100} := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.31$$

Kryptallet etter 100 år

### **Tverretning:**

$$A_{c.tverr} := l \cdot h = 30.4 \text{ m}^2$$

Arealet i tverretning

$$u_{tverr} := (l + h) \cdot 2 = 102.6 \text{ m}$$

Utsatt omkrets i tverretning

$$h_{0.tverr} := \frac{2 \cdot A_{c.tverr}}{u_{tverr}} = 593 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$\beta_{H.tverr} := \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_{0.tverr} \cdot mm^{-1} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 1131.2$$

$$\beta_{c.tverr} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_{H.tverr} + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.99$$

$$\varphi_{RH.tverr} := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0.tverr} \cdot mm^{-1}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.17$$

$$\beta_{fcm} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot MPa^{-1}}} = 2.31$$

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

$$\varphi_{0.tverr} := \varphi_{RH.tverr} \cdot \beta_{fcm} \cdot \beta_{t0} = 1.31$$

Det normerte kryptallet

$$\varphi_{100.tverr} := \varphi_{0.tverr} \cdot \beta_{c.tverr} = 1.30$$

Kryptallet etter 100 år

### Virkning av kryp:

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$A_{p.kabel} := 1050 \text{ mm}^2$$

$$n_{ok} := 15 \quad n_{uk} := 15$$

$$e_1 := 163.75 \text{ mm}$$

$$e_2 := 163.75 \text{ mm}$$

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{p.max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1404 \text{ MPa}$$

Betongens E-modul

Spennstålets E-modul

Spennstålets areal

Antall kabler i overkant og underkant

Avstand uk spennstål til tpb

Avstand ok spennstål til tpb

Spennstålets fasthet

Spennstålets 0.1%-strekkgrense

Maks oppspenning

### Lengderetning:

$$b := 9500 \text{ mm}$$

$$h := 600 \text{ mm}$$

$$l := 50680 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 5.7 \text{ m}^2$$

$$u := (b + h) \cdot 2 = 20.2 \text{ m}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 564 \text{ mm}$$

$$\varphi_{100} := 1.31$$

Bredde på tverrsnittet

Høyde på tverrsnittet

Lengde

Tverrsnittsarealet

Konstruksjonens omkrets som er utsatt for uttørkning

Effektiv tverrsnittstykkelse

Kryptallet etter 100 år

### Lang tid:

$$A_{p.ok} := n_{ok} \cdot A_{p.kabel} = 15750 \text{ mm}^2$$

$$A_{p.uk} := n_{uk} \cdot A_{p.kabel} = 15750 \text{ mm}^2$$

$$A_p := A_{p.uk} + A_{p.ok} = 31500 \text{ mm}^2$$

$$E_{c.eff} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{100}} = 15584 \text{ MPa}$$

$$\eta_L := \frac{E_p}{E_{c.eff}} = 12.51$$

$$A_{t.L} := A_c + (\eta_L - 1) \cdot A_p = 6.1 \text{ m}^2$$

$$y_{t.L} := \frac{(\eta_L - 1) \cdot A_{p.uk} \cdot e_1 - (\eta_L - 1) \cdot A_{p.ok} \cdot e_2}{A_{t.L}}$$

Armeringsareal overkant

Armeringsareal underkant

Samlet armering

Langtids E-modul

Forholdstall E-moduler

Transformert betongtverrsnitt

$$y_{t.L} = 0 \text{ mm}$$

Forskyvning av tyngdepunktsakse

$$I_{t.L} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.L}^2 + (\eta_L - 1) \cdot A_{p.ok} \cdot (e_2 + y_{t.L})^2 + (\eta_L - 1) \cdot A_{p.uk} \cdot (e_1 - y_{t.L})^2$$

$$I_{t.L} = (180.72 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment for det transformerte tversnittet

**Kort tid:**

$$\eta_k := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.42$$

Forholdstall E-moduler

$$A_{t.k} := A_c + (\eta_k - 1) \cdot A_p = 5.8 \text{ m}^2$$

Transformert tversnitt

$$y_{t.k} := \frac{(\eta_k - 1) \cdot A_{p.uk} \cdot e_1 - (\eta_k - 1) \cdot A_{p.ok} \cdot e_2}{A_{t.k}}$$

$$y_{t.k} = 0 \text{ mm}$$

Forskyvning av tyngdepunktsakse

$$I_{t.k} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_{t.k}^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_{p.ok} \cdot (e_2 + y_{t.k})^2 + (\eta_k - 1) \cdot A_{p.uk} \cdot (e_1 - y_{t.k})^2$$

$$I_{t.k} = (1.75 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment for det transformerte tversnittet

**Krefter som virker:**

$$M_g := 199.4 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Maksimalt moment fra permanente laster. Fra Abaqus

$$N := -\sigma_{p.max} \cdot A_p = -44226 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra forspenningen

$$M_t := \sigma_{p.max} \cdot A_{p.ok} \cdot (e_2 + y_{t.L}) - \sigma_{p.max} \cdot A_{p.uk} \cdot (e_1 - y_{t.L}) + M_g \cdot b$$

$$M_t = 1894 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Moment om tyngdepunktsakse

**Betongspenning ved armering:**

Lang tid:

$$\sigma_{c.L.uk} := \frac{N}{A_{t.L}} + \frac{M_t \cdot (e_1 - y_{t.L})}{I_{t.L}} = -5.58 \text{ MPa}$$

Spenning lang tid underkant

$$\sigma_{c.L.ok} := \frac{N}{A_{t.L}} - \frac{M_t \cdot (e_2 + y_{t.L})}{I_{t.L}} = -9.01 \text{ MPa}$$

Spenning lang tid overkant

Kort tid:

$$\sigma_{c.k.uk} := \frac{N}{A_{t.k}} + \frac{M_t \cdot (e_1 - y_{t.k})}{I_{t.k}} = -5.80 \text{ MPa}$$

Spenning kort tid underkant

$$\sigma_{c.k.ok} := \frac{N}{A_{t.k}} - \frac{M_t \cdot (e_2 + y_{t.k})}{I_{t.k}} = -9.35 \text{ MPa}$$

Spenning kort tid overkant

### Betongtøyninger:

Lang tid:

$$\varepsilon_{pL.uk} := \frac{\sigma_{c.L.uk}}{E_{c.eff}} = -3.58 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning lang tid underkant

$$\varepsilon_{pL.ok} := \frac{\sigma_{c.L.ok}}{E_{c.eff}} = -5.78 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning lang tid overkant

Kort tid:

$$\varepsilon_{pk.uk} := \frac{\sigma_{c.k.uk}}{E_{cm}} = -1.61 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning kort tid underkant

$$\varepsilon_{pk.ok} := \frac{\sigma_{c.k.ok}}{E_{cm}} = -2.6 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning kort tid overkant

### Spenningsendring i spennarmering:

Lang tid:

$$\Delta\sigma_{pL.uk} := \varepsilon_{pL.uk} \cdot E_p = -69.8 \text{ MPa}$$

Underkant

$$\Delta\sigma_{pL.ok} := \varepsilon_{pL.ok} \cdot E_p = -112.75 \text{ MPa}$$

Overkant

Kort tid:

$$\Delta\sigma_{pk.uk} := \varepsilon_{pk.uk} \cdot E_p = -31.41 \text{ MPa}$$

Underkant

$$\Delta\sigma_{pk.ok} := \varepsilon_{pk.ok} \cdot E_p = -50.64 \text{ MPa}$$

Overkant

### Samlet tap grunnet kryp:

$$\Delta\sigma_{p.kryp.uk} := \Delta\sigma_{pL.uk} - \Delta\sigma_{pk.uk} = -38.39 \text{ MPa}$$

Spenningsendring underkant

$$\Delta\sigma_{p.kryp.ok} := \Delta\sigma_{pL.ok} - \Delta\sigma_{pk.ok} = -62.11 \text{ MPa}$$

Spenningsendring overkant

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \frac{\Delta\sigma_{p.kryp.uk} + \Delta\sigma_{p.kryp.ok}}{2} = -50.25 \text{ MPa}$$

Gjennomsnittlig spenningsendring

$$\varepsilon_{cc} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}|}{\sigma_{p.max}} = 3.58\%$$

Tap grunnet kryp

### Tverretning:

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

Bredde på tverrsnittet

$$h := 600 \text{ mm}$$

Høyde på tverrsnittet

$$l := 50680 \text{ mm}$$

Lengde

$$A_{c.tverr} := b \cdot h = 0.6 \text{ m}^2$$

Arealet i tverretning

$$\varphi_{100.tverr} := 1.30$$

Kryptall 100 år

### **Lang tid:**

$$e_{tverr} := 0 \text{ mm}$$

Spennkablenes eksentrisitet i forhold til tyngdepunktsaksen

$$n := 1.81$$

Antall spennarmeringskabler pr meter

$$A_p := n \cdot A_{p.kabel} = 1901 \text{ mm}^2$$

Totalt armeringsareal

$$E_{c.eff.tverr} := \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{100.tverr}} = 15652 \text{ MPa}$$

Langtids E-modul

$$\eta_{L.tverr} := \frac{E_p}{E_{c.eff.tverr}} = 12.46$$

E-modulforhold

$$A_{t.L.tverr} := A_{c.tverr} + (\eta_{L.tverr} - 1) \cdot A_p = 0.62 \text{ m}^2$$

Transformert tversnitt

$$y_{t.L.tverr} := \frac{(\eta_{L.tverr} - 1) \cdot A_p \cdot e_{tverr}}{A_{t.L.tverr}} = 0 \text{ mm}$$

Forskyvning av tyngdepunktsakse

$$I_{t.L.tverr} := \frac{b \cdot h^3}{12} = (18 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Spennarmeringen bidrar dermed ikke til økt arealtregningsmoment

### **Kort tid:**

$$\eta_{k.tverr} := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.42$$

Forholdstall E-moduler

$$A_{t.k.tverr} := A_{c.tverr} + (\eta_{k.tverr} - 1) \cdot A_p = 0.61 \text{ m}^2$$

Transformert betongtverrsnitt

$$y_{t.k.tverr} := \frac{(\eta_{k.tverr} - 1) \cdot A_p \cdot e_{tverr} - (\eta_{k.tverr} - 1) \cdot A_p \cdot e_{tverr}}{A_{t.k.tverr}} = 0 \text{ mm}$$

$$y_{t.k.tverr} = 0 \text{ mm}$$

Forskyvning av tyngdepunktsakse

$$I_{t.k.tverr} := \frac{b \cdot h^3}{12} = (1.8 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment for det transformerte tverrsnittet



### Krefter som virker:

$$M_{g.tverr} := 123.4 \text{ kN} \cdot \frac{m}{m}$$

Maksimalt moment fra permanente laster. Fra Abaqus

$$N_{tverr} := -\sigma_{p,max} \cdot A_p = -2668 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra spennarmeringen

$$M_{t.tverr} := M_{g.tverr} \cdot b = 123 \text{ kN} \cdot m$$

Moment om tpa. Ingen bidrag fra aksialkraften

### Betongspenning ved armering:

Lang tid:

$$\sigma_{c.L.tverr} := \frac{N_{tverr}}{A_{t.L.tverr}} + \frac{M_{t.tverr} \cdot (e_{tverr} - y_{t.L.tverr})}{I_{t.L.tverr}} = -4.29 \text{ MPa}$$

Kort tid:

$$\sigma_{c.k.tverr} := \frac{N_{tverr}}{A_{t.k.tverr}} + \frac{M_{t.tverr} \cdot (e_{tverr} - y_{t.k.tverr})}{I_{t.k.tverr}} = -4.39 \text{ MPa}$$

### Betongtøyninger ved armering:

Lang tid:

$$\varepsilon_{pL.tverr} := \frac{\sigma_{c.L.tverr}}{E_{c,eff.tverr}} = -2.74 \cdot 10^{-4}$$

Kort tid:

$$\varepsilon_{pk.tverr} := \frac{\sigma_{c.k.tverr}}{E_{cm}} = -1.22 \cdot 10^{-4}$$

### Spenningsendring i spennarmering:

Lang tid:

$$\Delta\sigma_{pL.tverr} := \varepsilon_{pL.tverr} \cdot E_p = -53.46 \text{ MPa}$$

Kort tid:

$$\Delta\sigma_{pk.tverr} := \varepsilon_{pk.tverr} \cdot E_p = -23.76 \text{ MPa}$$

### Samlet tap grunnet kryp:

$$\Delta\sigma_{p.kryp} := \Delta\sigma_{pL.tverr} - \Delta\sigma_{pk.tverr} = -29.71 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} := \frac{|\Delta\sigma_{p.kryp}|}{\sigma_{p,max}} = 2.12\%$$

Tap grunnet kryp

### 6.2.2 Svinn i brudekket

Total svinntøyning består av svinntøyning fra uttørking og autogen svinntøyning. Uttørkingssvinn kommer av volumendring i betongen idet overskuddsvann forlater kapillærporene. Jo mer overskuddsvann som forlater konstruksjonen jo større blir volumendringen. Autogent svinn oppstår som et resultat av kjemiske reaksjoner i betongen. Den autogene svinntøyningen utvikler seg derfor i takt med fasthetsutviklingen. Videre følger beregninger av den totale svinntøyningen i lengde- og tverretning. Deretter sees det på virkningen av svinntøyningene.

### Beregning av svinntøyninger:

$$t_s := 28 \quad (\text{Døgn})$$

$$t := 36500 \quad (\text{Døgn})$$

$$h := 600 \text{ mm}$$

$$b := 9500 \text{ mm}$$

$$l := 50680 \text{ mm}$$

$$RH := 70 \quad (\text{Prosent})$$

$$RH_0 := 100 \quad (\text{Prosent})$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$$

$$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$$

$$\alpha_{ds1} := 3$$

$$\alpha_{ds2} := 0.13$$

Betongens alder ved begynnelsen av uttøkingssvinnet

Betongens alder på det aktuelle tidspunktet

Tverrsnittets høyde

Tverrsnittets bredde

Lengde

Relativ luftfuktighet i omgivelsene

Betongens karakteristiske trykkfasthet

Middelverdien av betongens trykkfasthet

Referansemiddelverdi

Sementklasse S

Sementklasse S

### Lengderetning:

$$A_c := h \cdot b = 5.7 \text{ m}^2$$

$$u := (h + b) \cdot 2 = 20.2 \text{ m}$$

$$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 564 \text{ mm}$$

$$k_h := 0.7$$

$$\beta_{RH} := 1.55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.018$$

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

$$\varepsilon_{cd,0} = 2.39 \cdot 10^{-4}$$

Tverrsnittsareal

Konstruksjonens omkrets utsatt for uttøking

Effektiv tverrsnittstykkelse

Etter tabell 3.3

Nominell verdi for svinntøyning

### Svinntøyning ved uttøking:

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_0 \cdot \text{mm}^{-1})^3}} = 0.99$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1.65 \cdot 10^{-4}$$

**Autogen svinntøyning:**

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

$$\varepsilon_{ca\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} \cdot MPa^{-1} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

**Total svinntøyning i lengderetning:**

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.52 \cdot 10^{-4}$$

**Tverretning:**

$$A_{c.tverr} := l \cdot h = 30.4 \text{ m}^2$$

Tverrsnittsareal

$$u_{tverr} := (l + h) \cdot 2 = 102.6 \text{ m}$$

Konstruksjonens omkrets utsatt for uttørking

$$h_{0.tverr} := \frac{2 \cdot A_{c.tverr}}{u_{tverr}} = 593 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittstykkelse

$$k_{h.tverr} := 0.7$$

Etter tabell 3.3

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

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

$$\varepsilon_{cd.0} = 2.39 \cdot 10^{-4}$$

Nominell verdi for svinntøyning

**Svinntøyning ved uttørking:**

$$\beta_{ds.tverr} := \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_{0.tverr} \cdot mm^{-1})^3}} = 0.98$$

$$\varepsilon_{cd.tverr} := \beta_{ds.tverr} \cdot k_{h.tverr} \cdot \varepsilon_{cd.0} = 1.65 \cdot 10^{-4}$$

**Autogen svinntøyning:**

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

$$\varepsilon_{ca\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} \cdot MPa^{-1} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

**Total svinntøyning i tverretning:**

$$\varepsilon_{cs.tverr} := \varepsilon_{cd.tverr} + \varepsilon_{ca} = 2.52 \cdot 10^{-4}$$

### Virkning av svinn:

#### Lengderetning:

$$\varepsilon_{cs} := 2.52 \cdot 10^{-4}$$

Total svinntøyning

$$A_t := A_{t,L} = 6.1 \text{ m}^2$$

$$y_t := y_{t,L} = 0 \text{ mm}$$

$$I_t := I_{t,L} = (1.807 \cdot 10^{11}) \text{ mm}^4$$

#### Krefter som virker på tversnittet:

$$N_{s.ok} := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.ok} = 774 \text{ kN}$$

Fiktiv kraft overkant

$$N_{s.uk} := \varepsilon_{cs} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 774 \text{ kN}$$

Fiktiv kraft underkant

$$N_s := N_{s.ok} + N_{s.uk} = 1548 \text{ kN}$$

$$M_s := N_{s.uk} \cdot (e_1 - y_t) - N_{s.ok} \cdot (e_2 - y_t) = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Eventuelt moment grunnet usymmetrisk armering

#### Resulterende svinntøyning ved armering:

$$\varepsilon_{p.sv.uk} := -\varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{c.eff} \cdot A_t} + \frac{M_s \cdot (e_1 - y_t)}{E_{c.eff} \cdot I_t} = -2.36 \cdot 10^{-4}$$

Underkant

$$\varepsilon_{p.sv.ok} := -\varepsilon_{cs} + \frac{N_s}{E_{c.eff} \cdot A_t} + \frac{M_s \cdot (e_2 + y_t)}{E_{c.eff} \cdot I_t} = -2.36 \cdot 10^{-4}$$

Overkant

#### Spenningsendring i armering på grunn av svinn:

$$\Delta\sigma_{p.sv.uk} := \varepsilon_{p.sv.uk} \cdot E_p = -45.95 \text{ MPa}$$

Underkant

$$\Delta\sigma_{p.sv.ok} := \varepsilon_{p.sv.ok} \cdot E_p = -45.95 \text{ MPa}$$

Overkant

#### Tap på grunn av svinn:

$$\varepsilon_{sv.uk} := \frac{|\Delta\sigma_{p.sv.uk}|}{\sigma_{p.max}} = 3.27\%$$

Reduksjon underkant

$$\varepsilon_{sv.ok} := \frac{|\Delta\sigma_{p.sv.ok}|}{\sigma_{p.max}} = 3.27\%$$

Reduksjon overkant

$$\varepsilon_{sv} := \frac{\varepsilon_{sv.uk} + \varepsilon_{sv.ok}}{2} = 3.27\%$$

Tap på grunn av svinn

### **Tverretning:**

$$\varepsilon_{cs.tverr} := 2.52 \cdot 10^{-4}$$

Total svinntøyning i tverretning

$$A_{t.tverr} := A_{t.L.tverr} = 0.62 \text{ m}^2$$

$$y_{t.tverr} := y_{t.L.tverr} = 0 \text{ mm}$$

$$I_t := I_{t.L.tverr} = (1.8 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

$$N_s := \varepsilon_{cs.tverr} \cdot E_p \cdot A_p = 93 \text{ kN}$$

Fiktiv kraft

### **Resulterende svinntøyning ved armering:**

$$\varepsilon_{p.sv} := \varepsilon_{cs.tverr} + \frac{N_s}{E_{c,eff.tverr} \cdot A_{t.tverr}} = 2.62 \cdot 10^{-4}$$

### **Spenningsendring i armering på grunn av svinn:**

$$\Delta\sigma_{p.sv} := \varepsilon_{p.sv} \cdot E_p = 51.01 \text{ MPa}$$

### **Tap på grunn av svinn:**

$$\varepsilon_{sv} := \frac{|\Delta\sigma_{p.sv}|}{\sigma_{p,max}} = 3.63\%$$

Tap på grunn av svinn

## 6.2.3 Relaksasjon

Relaksasjon er spenningsfall i spennstålet på grunn av konstant tøyning over tid. Det regnes vanligvis med tap angitt i prosent etter 1000 timer fra oppspenningstidspunktet, og med en middeltemperatur på 20 grader. EK2 angir verdier for  $\rho_{1000}$  basert på ulike relaksasjonsklasser. De kan også finnes i spennstålprodusentens sertifikat dersom det er tilgjengelig.

Det antas at brua går under relaksjonsklasse 2: Tråd eller tau - lav relaksasjon.

$\rho_{1000} := 2.5$	Tapet fastsettes ved hjelp av EC2 3.3.2(7)
$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$	Karakteristisk strekkfasthet
$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$	Karakteristisk 0.1%- grense
$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k})$	Initiell forspenningskraft
$\sigma_{pl} := \sigma_{pm0} = 1326 \text{ MPa}$	Absolutte verdi av initiell forspenning (etteroppspenning)
$\mu := \frac{\sigma_{pl}}{f_{pk}} = 0.75$	
$t := 500000$	Tid etter oppspenning EC2 3.3.2(8)

Ligning (3.29) EC2 3.3.2:

$$\Delta\sigma_{pr} := 0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1 \cdot \mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75 \cdot (1 - \mu)} \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_{pm0}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 64.34 \text{ MPa} \quad \text{Absoluttverdi av relaksasjonstapet}$$

$$\varepsilon_{relaks} := \frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}} = 4.85\% \quad \text{Tap grunnet relaksasjon}$$

Som beskrevet i EC2 5.10.6(1) vil relaksasjonen i stålet påvirkes av deformasjonen i betongen som skyldes kryp og svinn. Man kan, på en forenklet måte, ta hensyn til dette ved å bruke en reduksjonsfaktor på 0.8 for relaksasjonen.

$$\varepsilon_{relaks.red} := 0.8 \cdot \varepsilon_{relaks} = 3.88\%$$

#### 6.2.4 Samlet spenningstap i brudekket

De ulike tidsavhengige tapene som fører til spenningsreduksjon i spennarmeringen i brudekket oppsummeres i Tabell 12:

	<b>Lengderetning</b>	<b>Tverretning</b>
<b>Kryp</b>	3,58 %	2,12 %
<b>Svinn</b>	3,27 %	3,63 %
<b>Relaksasjon</b>	3,88 %	3,88 %
<b>Totalt</b>	10,73 %	9,63 %

*Tabell 12: Oppsummering av spenningstap i spennarmeringen*

#### 6.2.5 Forenklet metode for tidsavhengige tap i buen

For å beregne de tidsavhengige tapene i buen er det benyttet en forenklet metode etter EK2 5.10.6. Denne metoden tar hensyn til kryp, svinn og relaksasjon. Ettersom bredden på buen varierer, er det utført beregninger for hver meter. Disse finnes i vedlegg V. Videre benyttes resultatet for bredde lik 6 meter, ettersom det er her det største tapet oppstår. Videre følger beregninger av samlet virking av kryp, svinn og relaksasjon i henholdsvis lengde og tverretning.



### **Lengderetning:**

$t_0 := 28$ (Døgn)	Betongens alder ved belastning
$t := 36500$ (Døgn, 100 år)	Konstruksjonens alder på det betraktede tidspunktet
$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske trykkfasthet
$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$	Middelverdi av betongens trykkfasthet
$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$	Referansemiddelverdi
$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$	Spennstålets fasthet
$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$	Spennstålets 0.1%-strekkgrense
$RH := 70 \%$	Relativ luftfuktighet i omgivelsene
$RH_0 := 100 \%$	
$b := 6000 \text{ mm}$	Bredde på tverrsnittet
$h := 400 \text{ mm}$	Høyde på tverrsnittet
$l := 46797 \text{ mm}$	Buelengde
$z_{cp} := 36.25 \text{ mm}$	Avstand mellom armering og nøytralaksen
$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$	Betongens E-modul
$E_p := 195000 \text{ MPa}$	Spennstålets E-modul
$A_p := 1050 \text{ mm}^2$	Areal pr kabel
$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 f_{p0.1k}) = 1404 \text{ MPa}$	Maks oppspenning
$P_0 := 1474 \text{ kN}$	Initiell oppspenningskraft pr kabel
$A_c := b \cdot h = 2.4 \text{ m}^2$	Tverrsnittsareal
$u := (b + h) \cdot 2 = 12.8 \text{ m}$	Konstruksjonens omkrets som er utsatt for uttøking
$h_0 := \frac{2 \cdot A_c}{u} = 375 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittstykkelse
$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = (3.2 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$	Betongens arealtregningsmoment

### Beregning av kryptall:

$$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.7}$$

$$\alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.2}$$

$$\alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.5}$$

Faktorer for å ta hensyns  
til betongfasthetens  
betydning

$$\beta_H := \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_0 \cdot \text{mm}^{-1} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 790$$

$$\beta_c := \left( \frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.994$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0.488$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}}} = 2.31$$

$$\varphi_{RH} := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0 \cdot \text{mm}^{-1}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.21$$

$$\varphi_0 := \varphi_{RH} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.36$$

Det normerte kryptallet

$$\varphi_{100} := \varphi_0 \cdot \beta_c = 1.35$$

Kryptallet etter 100 år

### Beregning av svinntøyninger:

$$\alpha_{ds1} := 3$$

Sementklasse S

$$\alpha_{ds2} := 0.13$$

Sementklasse S

$$k_h := 0.731$$

Etter tabell 3.3

$$\beta_{RH} := 1.55 \left( 1 - \left( \frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right) = 1.02$$

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

$$\varepsilon_{cd,0} = 2.39 \cdot 10^{-4}$$

Nominell verdi for svinntøyning

**Svinntøyning ved uttørrking:**

$$\beta_{ds} := \frac{t - t_0}{(t - t_0) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_0 \cdot \text{mm}^{-1})^3}} = 0.992$$

$$\varepsilon_{cd} := \beta_{ds} \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = 1.73 \cdot 10^{-4}$$

**Autogen svinntøyning:**

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

$$\varepsilon_{ca\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} \cdot \text{MPa}^{-1} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

**Total svinntøyning:**

$$\varepsilon_{cs} := \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 2.61 \cdot 10^{-4}$$

**Samlet virkning av kryp, svinn og relaksasjon:**

$$\Delta\sigma_{pr} := 51.48 \text{ MPa}$$

Spenningsendring i armering grunnet relaksasjon

$$\sigma_{c,QP} := 5.79 \text{ MPa}$$

Spenning i betongen grunnet permanente laster

$$\Delta P_{c.s.r} := A_p \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{100} \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right)} \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{100}) = 140 \text{ kN}$$

$$\frac{\Delta P_{c.s.r}}{P_0} = 9.52\%$$

Prosentvis tap pr kabel

### Tverretning:

$t_0 := 28$ (Døgn)	Betongens alder ved belastning
$t := 36500$ (Døgn, 100 år)	Konstruksjonens alder på det betraktede tidspunktet
$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	Betongens karakteristiske trykkfasthet
$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$	Middelverdi av betongens trykkfasthet
$f_{cm0} := 10 \text{ MPa}$	Referansemiddelverdi
$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$	Spennstålets fasthet
$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$	Spennstålets 0.1%-strekkgrense
$RH := 70$ %	Relativ luftfuktighet i omgivelsene
$RH_0 := 100$ %	
$b := 1000 \text{ mm}$	Ser på 1 meter
$h := 400 \text{ mm}$	Høyde på tverrsnittet
$l := 46797 \text{ mm}$	Buelengde
$z_{cp} := 36.25 \text{ mm}$	Avstand mellom armering og nøytralaksen
$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$	E-modul betong
$E_p := 195000 \text{ MPa}$	E-modul spennarmering
$A_p := 1050 \text{ mm}^2$	Areal pr kabel
$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 f_{p0.1k}) = 1404 \text{ MPa}$	Maks oppspenning
$P_0 := 1474 \text{ kN}$	Initiell oppspenningskraft pr kabel
$A_{c,tverr} := l \cdot h = 18.7 \text{ m}^2$	Arealet i tverretning
$u_{tverr} := (l + h) \cdot 2 = 94.4 \text{ m}$	Konstruksjonens omkrets som er utsatt for uttørking
$h_{0,tverr} := \frac{2 \cdot A_{c,tverr}}{u_{tverr}} = 397 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde

### Beregning av kryptall:

$$\alpha_1 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.7}$$

$$\alpha_2 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.2}$$

$$\alpha_3 := \left( \frac{35}{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}} \right)^{0.5}$$

Faktorer for å ta hensyn til betongfasthetens betydning

$$\beta_{H.tverr} := \min \left( 1.5 \left( 1 + (0.012 \cdot RH)^{18} \right) \cdot h_{0.tverr} \cdot \text{mm}^{-1} + 250 \cdot \alpha_3, 1500 \cdot \alpha_3 \right) = 824$$

$$\beta_{c.tverr} := \left( \frac{t - t_0}{\beta_{H.tverr} + t - t_0} \right)^{0.3} = 0.993$$

$$\varphi_{RH.tverr} := \left( 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_{0.tverr} \cdot \text{mm}^{-1}}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 = 1.20$$

$$\beta_{f_{cm}} := \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} \cdot \text{MPa}^{-1}}} = 2.31$$

$$\beta_{t_0} := \frac{1}{0.1 + t_0^{0.20}} = 0.488$$

$$\varphi_{0.tverr} := \varphi_{RH.tverr} \cdot \beta_{f_{cm}} \cdot \beta_{t_0} = 1.354$$

Det normerte kryptallet

$$\varphi_{100.tverr} := \varphi_{0.tverr} \cdot \beta_{c.tverr} = 1.345$$

Kryptallet etter 100 år

### Beregning av svinntøyninger:

$$\alpha_{ds1} := 3$$

Sementklasse S

$$\alpha_{ds2} := 0.13$$

Sementklasse S

$$k_{h.tverr} := 0.726$$

Etter tabell 3.3

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

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

$$\varepsilon_{cd,0} = 2.39 \cdot 10^{-4}$$

Nominell verdi for svinntøyning

### Svinntøyning ved uttørking:

$$\beta_{ds.tverr} := \frac{t - t_0}{(t - t_0) + 0.04 \cdot \sqrt{(h_{0.tverr} \cdot mm^{-1})^3}} = 0.991$$

$$\varepsilon_{cd.tverr} := \beta_{ds.tverr} \cdot k_{h.tverr} \cdot \varepsilon_{cd.0} = 1.72 \cdot 10^{-4}$$

### Autogen svinntøyning:

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

$$\varepsilon_{ca\infty} := 2.5 \cdot (f_{ck} \cdot MPa^{-1} - 10) \cdot 10^{-6} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_{ca} := \beta_{as} \cdot \varepsilon_{ca\infty} = 8.75 \cdot 10^{-5}$$

### Total svinntøyning:

$$\varepsilon_{cs.tverr} := \varepsilon_{cd.tverr} + \varepsilon_{ca} = 2.6 \cdot 10^{-4}$$

### Samlet virkning av kryp, svinn og relaksasjon:

$$A_c := b \cdot h = 0.4 \text{ m}^2$$

Tversnittsareal

$$I_c := \frac{b \cdot h^3}{12} = (5.333 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

$$\Delta\sigma_{pr.tverr} := 51.48 \text{ MPa}$$

Spenningsendring i armering grunnet relaksasjon

$$\sigma_{c.QP.tverr} := 4 \text{ MPa}$$

Spenning i betongen grunnet permanente laster

$$\Delta P_{c.s.r} := A_p \frac{\varepsilon_{cs.tverr} \cdot E_p + 0.8 \cdot \Delta\sigma_{pr.tverr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi_{100.tverr} \cdot \sigma_{c.QP.tverr}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0.8 \cdot \varphi_{100.tverr})} = 123 \text{ kN}$$

$$\frac{\Delta P_{c.s.r}}{P_0} = 8.34\%$$

Prosentvis tap pr kabel

## 7 LASTKOMBINERING

---

På en konstruksjon er det flere ulike laster som virker samtidig. Noen av lastene regnes som permanente og andre som variable. Som skrevet tidligere vil permanente laster alltid virke på konstruksjonen, som for eksempel egenlast. Eksempler på variable laster er trafikklaster og temperaturlaster. Det kan tenkes at det i noen tilfeller ikke er trafikk på brua, eller at temperaturen er slik at brua hverken utvider seg eller trekker seg sammen. Videre skilles det mellom gunstige og ugunstige lastvirkninger. Ugunstig lastvirkning vil si at lasten bidrar til å øke de dimensjonerende kreftene. I motsatt tilfelle er det gunstige lastvirkninger som bidrar til å redusere de dimensjonerende kreftene. Hensikten med lastkombinering er å kombinere de ulike lasttilfellene på en slik måte at vi finner den største belastningen. Generelle regler for lastkombinering finnes i kapittel 6 og vedlegg A2 i NS-EN 1990 (EKO). For å finne dimensjonerende lastkombinasjon for en brukonstruksjon, må det også benyttes Endringsblad NA A1:2005.

### 7.1 BRUDDGRENSETILSTAND, ULS

I bruddgrensetilstanden kontrolleres bruas bæreevne i forhold til de opptredende lastene. Det vil si at brua er trygg å bruke, og faktisk tåler påkjenningene uten at den går til brudd. I EKO 6.4.1 er det beskrevet 4 ulike tilfeller som må kontrolleres der det er aktuelt:

- a) *EQU: Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den, betraktet som et stivt legeme, der:*
  - *Mindre variasjoner i verdien eller den romlige fordelingen av laster fra en enkelt kilde er av betydning og;*
  - *Byggematerialenes eller grunnens fasthet vanligvis ikke er av vesentlig betydning*
- b) *STR: Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene, medregnet fundamenter, peler, kjellervegger osv, der byggematerialenes fasthet er av betydning*
- c) *GEO: Brudd eller for store deformasjoner i grunnen, der fastheten i jord eller bærelag er av betydning for å sikre kapasiteten.*
- d) *FAT: Utmattingsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene.*

I denne oppgaven er det sett på tilfelle b) og kontrollert kapasiteten til brua i forhold til kreftene som virker. I EK0 6.4.3.2(3) er det oppgitt to ligninger for lastkombinering, hvor den mest ugunstige velges som den dimensjonerende lastkombinasjonen:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.10a)}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_1 \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.10b)}$$

Hvor G er egenlast, P er forspenningskraft og Q er en variabel last,  $\gamma$  er en partialfaktor som tar hensyn til usikkerhet i lastene og  $\psi$  er kombinasjonsfaktorer for de variable lastene. I

A1:2005 tabell NA.A2.4(B) er de ulike faktorene gitt som:

$\gamma_{G,\text{sup}}$	1,35 for ugunstig permanent last
$\gamma_{G,\text{inf}}$	1,00 for gunstig permanent last
$\xi$	0,89 Reduksjonsfaktor for egenlast
$\gamma_P$	0,9/1,1 for forspenning. Etter NS-EN 1992-1-1: NA2.4.2.2
$\gamma_Q$	1,35/0 for ugunstig/gunstig trafikklast
$\gamma_Q$	1,2/0 for ugunstig/gunstig temperaturlast
$\gamma_Q$	1.6/0 for ugunstig/gunstig vindlast
$\gamma_Q$	1,5/0 for øvrige laster

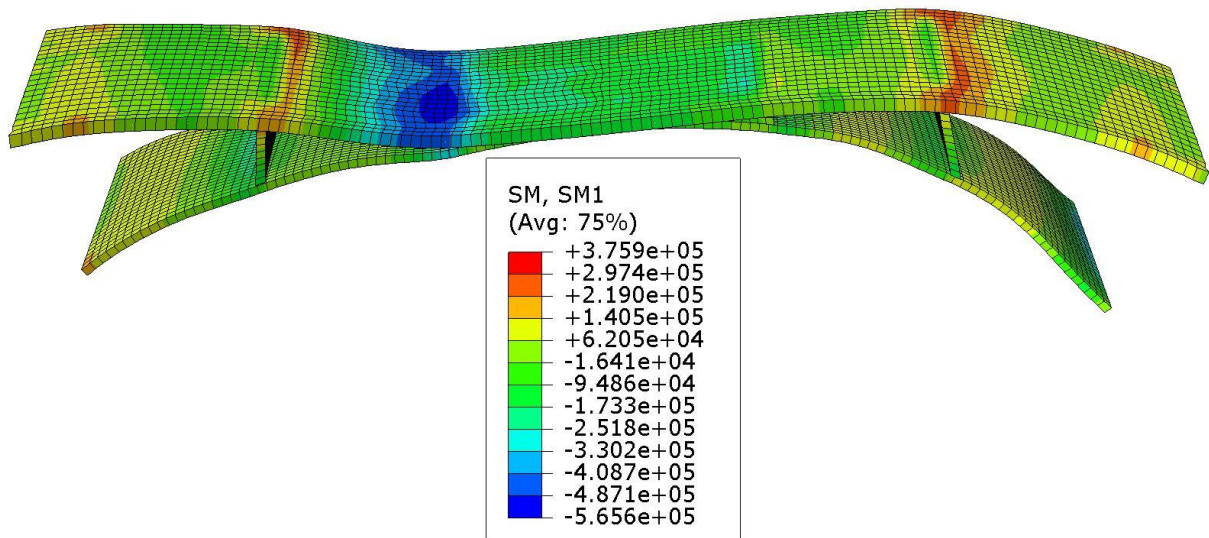
$\psi$ -faktorene finnes i tabell NA.A2.1 i A1:2005. Lastkombinering i bruddgrensetilstanden kan oppsummeres i følgende tabell:

	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last	Øvrige variable
	Ugunstig	Gunstig			
<b>Ligning 6.10a)</b>	$1,35 \times G_{k,j,\text{sup}}$	$1,0 \times G_{k,j,\text{inf}}$	$0,9/1,1 \times P$	$\gamma_{Q,1} \times \psi_{0,1} \times Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$
<b>Ligning 6.10b)</b>	$0,89 \times 1,35 \times G_{k,j,\text{sup}}$	$1,0 \times G_{k,j,\text{inf}}$	$0,9/1,1 \times P$	$\gamma_{Q,1} \times Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \times \psi_{0,i} \times Q_{k,i}$

Tabell 13: Lastkombinering ULS

Som beskrevet i kapittel 4.5.5 er de ulike lasttilfellene analysert hver for seg. Den dimensjonerende lastkombinasjonen inkluderer egenlast, forspenning, trafikklast som dominerende variabel last og temperaturlast som øvrig variabel last. Vindlasten er ekskludert grunnet gunstig virkning.





Figur 44: Dimensjonerende moment om y-aksen i ULS

## 7.2 BRUKSGRENSETILSTAND, SLS

I bruksgrensetilstand kontrolleres brua i forhold til ulike bruks- og bestandighetskrav som for eksempel nedbøying, vibrasjoner og riss. Selv om brua tilfredsstillt bruddgrensetilstanden kan det tenkes at nedbøyingene blir så store at brua oppleves som ubehagelig å kjøre over. I EK0 6.5.3 er det gitt tre lastkombinasjoner som skal kontrolleres:

- a) Karakteristisk kombinasjon

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.14b)}$$

- b) Ofte forekommende

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.15b)}$$

- c) Kvasi permanent (ofte forekommende)

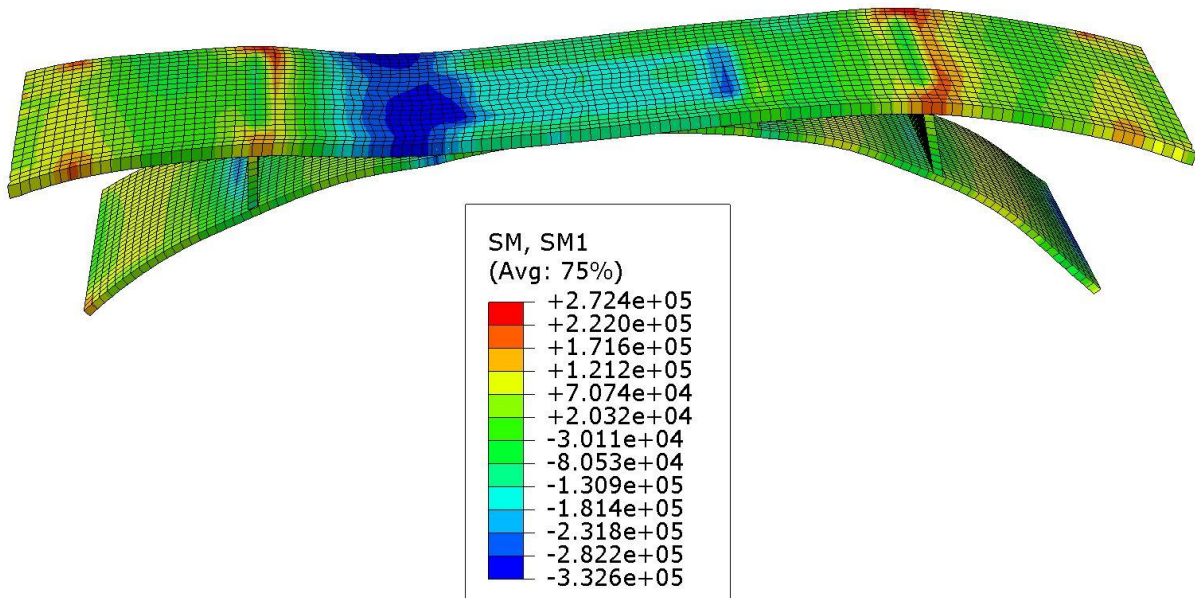
$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad \text{Ligning (6.16b)}$$

Hvor  $E_d$  er den dimensjonerende lasten. I tabell NA.A2.6 i A1:2005 er det også en ekstra lastkombinasjon; Sjeldent forekommende. Tabellen er gjengitt under:

Kombinasjon	Permanente laster $G_d$		For- spenning	Variable laster $Q_d$	
	Gunstig	Ugunstig		Dominer- ende last	Øvrige laster
<b>Karakteristisk</b>	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
<b>Sjeldent forekommende</b>	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,inf} Q_{k,1}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$
<b>Ofte forekommende</b>	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
<b>Tilnærmet permanent</b>	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Tabell 14: Lastkombinasjon i bruksgrensetilstand

I karakteristisk lasttilfelle skal det altså ikke inkluderes lastfaktorer, mens  $\psi$ -faktoren skal tas med for de ikke-dominerende lastene. Det karakteristiske lasttilfellet som benyttes videre i bruksgrensetilstanden inkluderer egenlast, forspenning, trafikk, temperatur og vind.



Figur 45: Dimensjonerende moment om y-aksen i SLS

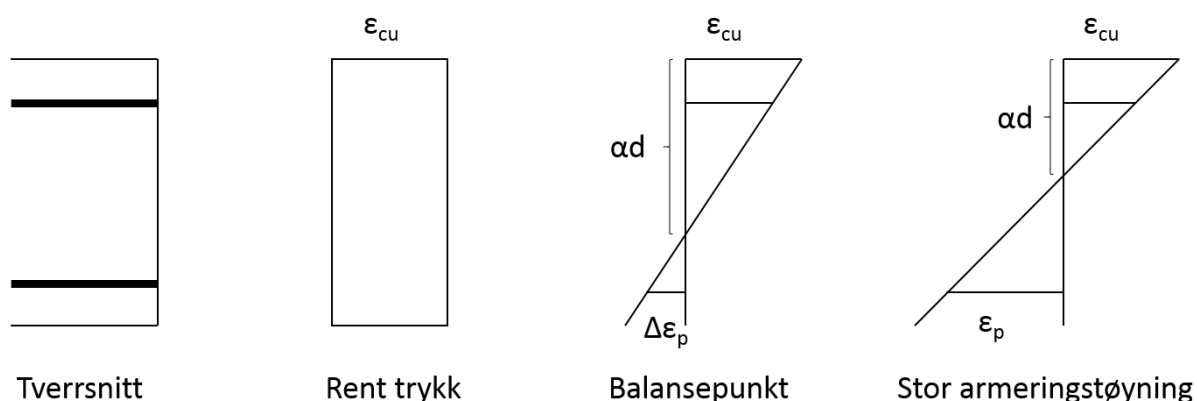
## 8 KAPASITETSKONTROLL ULS

I bruddgrensetilstanden bestemmes konstruksjonsdelers kapasitet mot brudd. I en kapasitetskontroll kontrolleres det at konstruksjonens kapasitet er tilstrekkelig til å ta opp kreftene som virker. Kapasiteten bestemmes på grunnlag av materialenes tøyings- og fasthetsegenskaper. Lastvirkningene som kontrolleres i denne oppgaven er samtidighet av bøyemoment og aksialkraft, skjærkraft samt kontroll av forankringskrefter.

### 8.1 MOMENTKAPASITET

I brua vil spennarmeringen være med på å skape aksialkrefter i bruplatten. Det velges å se på spennkraften som en ytre last, ettersom spennarmeringen også vil bli liggende i trykksonen. Ved kombinasjon av moment og aksialkraft kan kapasiteten for aktuelle kombinasjoner av de to, bestemmes ved å velge forskjellige tøyningstilstander og kreve moment- og aksiallikevekt. Resultatene ved de ulike tøyningstilstandene fremstilles i et aksesystem der kurven mellom de ulike punktene betegnes som MN-diagram. Innenfor kurven vil de ulike kombinasjonene av moment og aksialkraft være tillatt, og kapasiteten tilstrekkelig [8].

Det er vanlig å sjekke tøyningstilstanden som tilsvarer trykkbrudd i betong samtidig med flytning i armeringen. Dette punktet kalles balansepunktet, og beskriver den største momentkapasiteten. Videre kan man definere brudd ved aksialkraftnivå høyere enn balansepunktet som trykkbrydd, og brudd ved lavere aksialkraftnivå som strekkbrudd [8].



Figur 46: Tøyningstilstander

Punktene i diagrammet der  $M=0$  representerer kapasiteten for sentrisk aksialtrykk. Etter EK2 6.1(4) skal denne kapasiteten reduseres noe for å ta hensyn til feilplassering ved påføring av

last. Dette gjøres ved at man regner med en minsteeksentrisitet  $e_0 = \max\{h/30, 20 \text{ mm}\}$ . I praksis medfører dette at det øverste området i MN-diagrammet blir begrenset.

### 8.1.1 Momentkapasitet brudekke

I brudekket er armeringen symmetrisk om tyngdepunktsaksen til betongtverrsnittet. Dette fører til at også MN-diagrammet blir symmetrisk om y-aksen (aksialkraft), noe som medfører at det er lik kapasitet for positivt og negativt moment. Etersom diagrammet blir symmetrisk legges momentverdiene inn i diagrammet med positive fortegn, uavhengig om det er strekk på over- eller underside. I beregningene som følger, velges det fire ulike tøyningstilstander for å bestemme kapasitetskurven.

### **Lengderetning:**

#### **Tverrsnittsdata:**

$$h := 600 \text{ mm}$$

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

$$A_{p1} := 1050 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{1000}{630} = 1.59$$

$$A_p := A_{p1} \cdot n = 1667 \text{ mm}^2$$

$$\phi := 72.5 \text{ mm}$$

$$c_{nom.uk} := 100 \text{ mm} \quad c_{nom.ok} := 100 \text{ mm}$$

$$d_1 := h - c_{nom.uk} - \frac{\phi}{2} = 464 \text{ mm}$$

$$d_2 := h - c_{nom.ok} - \frac{\phi}{2} = 464 \text{ mm}$$

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{nom.uk} - \frac{\phi}{2} = 164 \text{ mm}$$

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{nom.ok} - \frac{\phi}{2} = 164 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

Tverrsnittsbredde

Spennarmeringsareal

Antall kabler pr meter

Spennarmeringsareal pr meter i ett lag

Diameter kabler m/føringsrør

Overdekning over- og underkant

Avstand overkant til senter nedre armering

Avstand underkant til senter øvre armering

Eksentrisitet underkantarmoring

Eksentrisitet overkantarmoring

#### **Materialgenskaper:**

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\gamma_m := 1.5 \quad \gamma_p := 1.15$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = 1357 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 6.96 \cdot 10^{-3}$$

Trykkfasthet betong

Strekfasthet spennarmering

Spennsålets karakteristisk 0,1%-strekkgrense

E-modul spennarmering

Trykkbruddtøyning betong

Materialfaktorer betong og spennstål

Dimensjonerende trykkfasthet betong

Dimensjonerende armeringsspenning

Dimensjonerende flytetøyning spennarmering

### Resterende tøyningkapasitet i spennarmering:

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

Største spenning i kabelen

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 7.2 \cdot 10^{-3}$$

Initiell tøyningdifferanse

$$P := 1147 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon- og låsetap

$$\sigma_{p0} := \frac{P}{A_{p1}} = 1092 \text{ MPa}$$

Forspenning etter friksjon- og låsetap

$$\varepsilon_{tap} := 10.73\%$$

Tap pga kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 6.01 \cdot 10^{-4}$$

Reduksjon av tøyningdifferanse pga friksjon, lås, kryp, svinn og relaksasjon

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 6.60 \cdot 10^{-3}$$

Effektiv tøyningdifferanse

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 3.58 \cdot 10^{-4}$$

Resterende tøyningkapasitet i spennarmering

### Opptredende krefter:

$$M_{Ed1} := 566 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dette punktet ligger rett utenfor klossen, og representerer det største momentet som oppstår

$$N_{Ed1} := 4499 \text{ kN}$$

$$M_{Ed2} := 168 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dette punktet ligger over klossen, og representerer det punktet med minst aksialtrykk

$$N_{Ed2} := 1501 \text{ kN}$$

$$M_{Ed3} := 349 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Utenfor klossen. Et område med relativt lite aksialtrykk, men større momenter

$$N_{Ed3} := 2284 \text{ kN}$$

$$M_{Ed4} := 145 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største opptredende aksialtrykk

$$N_{Ed4} := 5344 \text{ kN}$$

## 1. Rent trykk:

$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$	Tøyning i betong og armering
$\varepsilon_p > \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{pd} = 0$		Ingen flytning i overkantarmeringen
$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15300 \text{ kN}$		Trykkresultant betong
$T_{p1.ok} := \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 1138 \text{ kN}$		Trykkkraft i armering overkant
$T_{p1.uk} := T_{p1.ok} = 1138 \text{ kN}$		Trykkkraft i armering underkant
$N_1 := T_{c1} + T_{p1.ok} + T_{p1.uk} = 17575 \text{ kN}$		Aksiell likevekt
$M_1 := T_{p1.ok} \cdot e_2 - T_{p1.uk} \cdot e_1 = 0 \text{ kN} \cdot m$		Momentlikevekt

## 2. Balansepunkt. Trykkbrudd i betong, samt flytning i armering:

$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_p := \Delta\varepsilon_p$	Tøyning i betong og armering
$c_2 := c_{nom.ok} + \frac{\phi}{2}$		Avstand overkant til midt armering
$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.91$		Trykksonefaktor
$\alpha_2 d := \alpha_2 \cdot d_1 = 420.76 \text{ mm}$		Trykksonehøyde
$\Delta\varepsilon_{p2.ok} := \frac{\alpha_2 d - c_2}{\alpha_2 d} \cdot \varepsilon_c = 2.37 \cdot 10^{-3}$		Trykktøyning i overkantarmering
$\Delta\varepsilon_{p2.ok} > \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{pd} = 0$		Ingen flytning overkantarmering
$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 1$		Akkurat flytning underkantarmering
$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d_1 \cdot b \cdot f_{cd} = 8583 \text{ kN}$		Trykkresultant betong
$T_{p2.ok} := \Delta\varepsilon_{p2.ok} \cdot E_p \cdot A_p = 769 \text{ kN}$		Trykkkraft armering overkant
$S_{p2.uk} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 116 \text{ kN}$		Strekraft armering underkant
$N_2 := T_{c2} + T_{p2.ok} - S_{p2.uk} = 9236 \text{ kN}$		Aksiell likevekt
$M_2 := T_{c2} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_2 \cdot d_1 \right) + T_{p2.ok} \cdot e_2 + S_{p2.uk} \cdot e_1$		
$M_2 = 1275 \text{ kN} \cdot m$		Momentlikevekt

### 3. Trykkbrudd i betong, samt stor spennarmeringstøyning:

$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_p := 14 \cdot 10^{-3}$	Tøyning i betong og armering
$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.20$		Trykksonefaktor
$\alpha_3 d := \alpha_3 \cdot d_1 = 92.75 \text{ mm}$	$\alpha_3 d < c_2 = 1$	Trykksonehøyde < c2. Dvs overkant- armering utsatt for strekktoyninger
$\Delta\varepsilon_{p3.ok} := \frac{c_2 - \alpha_3 d}{\alpha_3 d} \cdot \varepsilon_{cu} = 1.64 \cdot 10^{-3}$		Strekktoyning ved overkantarmering
$\Delta\varepsilon_{p3.ok} > \Delta\varepsilon_p = 1$		Flytning i armering overkant
$\varepsilon_p > \Delta\varepsilon_p = 1$		Flytning i armering underkant
$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 d \cdot b \cdot f_{cd} = 1892 \text{ kN}$		Trykkresultant betong
$S_{p3.ok} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 116 \text{ kN}$		Strekraft i armering overkant
$S_{p3.uk} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 116 \text{ kN}$		Strekraft i armering underkant
$N_3 := T_{c3} - S_{p3.ok} - S_{p3.uk} = 1660 \text{ kN}$		Aksiell likevekt
$M_3 := T_{c3} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_3 d \right) - S_{p3.ok} \cdot e_2 + S_{p3.uk} \cdot e_1$		
$M_3 = 497 \text{ kN} \cdot \text{m}$		Momentlikevekt

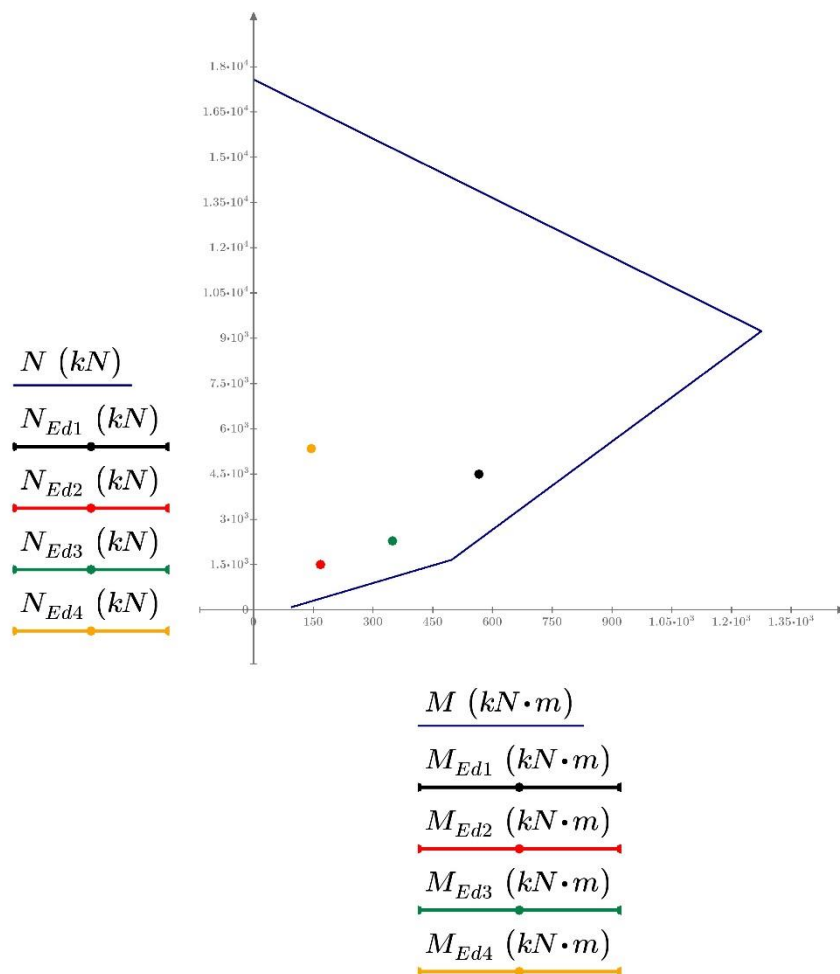


#### 4. Trykkbrudd i betong, samt veldig stor spennarmeringstøyning:

$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_p := 100 \cdot 10^{-3}$	Tøyning i betong og armering
$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.034$		Trykksonefaktor
$\alpha_4 d := \alpha_4 \cdot d_1 = 15.68 \text{ mm}$	$\alpha_3 d < c_2 = 1$	Trykksonehøyde < c2
$\Delta\varepsilon_{p4.ok} := \frac{c_2 - \alpha_4 d}{\alpha_4 d} \cdot \varepsilon_{cu} = 0.027$		Strekktøyning ved overkantarmring
$\Delta\varepsilon_{p4.ok} > \Delta\varepsilon_p = 1$		Flytning i armering overkant
$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 d \cdot b \cdot f_{cd} = 320 \text{ kN}$		Trykkresultant betong
$S_{p4.ok} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 116 \text{ kN}$		Strekraft i armering overkant
$S_{p4.uk} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 116 \text{ kN}$		Strekraft i armering underkant
$N_4 := T_{c4} - S_{p4.ok} - S_{p4.uk} = 87 \text{ kN}$		Aksiell likevekt
$M_4 := T_{c4} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_4 d \right) - S_{p4.ok} \cdot e_2 + S_{p4.uk} \cdot e_1$		
$M_4 = 94 \text{ kN} \cdot \text{m}$		Momentlikevekt

### M-N Diagram:

$$M := \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \end{bmatrix}$$



De opptredende kreftene er valgt med tanke på å finne de verste kombinasjonene av aksialkraft og moment. Ettersom alle punktene ligger innenfor diagrammet, konkluderes det med at brudekket har tilstrekkelig kapasitet i lengderetning.

### Tverretning:

#### Tverrsnittsdata:

$$h := 600 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

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

Tverrsnittsbredde

$$A_{p1} := 1050 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal

$$n := \frac{1000}{550} = 1.82$$

Antall kabler pr meter

$$A_p := A_{p1} \cdot n = 1909 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal pr meter

$$d := 300 \text{ mm}$$

Avstand fra ytterkant til armering

$$e := 0 \text{ mm}$$

Eksentrisitet

#### Materialegenskaper:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

Trykkfasthet betong

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

Strekkfasthet spennarmering

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

E-modul spennarmering

$$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$$

Karakteristisk 0,1%-  
strekkgrense

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

Trykkbruddtøyning betong

$$\gamma_m := 1.5 \quad \gamma_p := 1.15$$

Materialfaktorer betong og spennstål

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 25.5 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet betong

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = 1357 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende armeringsspenning

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 6.96 \cdot 10^{-3}$$

Dimensjonerende flytetøyning  
spennarmering

### Resterende tøyningskapasitet i spennarmering:

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

Største spenning i kabelen

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 7.2 \cdot 10^{-3}$$

Initiell tøyningsdifferanse

$$P := 1403 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon- og låsetap.

$$\sigma_{p0} := \frac{P}{A_{p1}} = 1336 \text{ MPa}$$

Forspenning etter friksjon- og låsetap

$$\varepsilon_{tap} := 9.63\%$$

Tap pga kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 6.60 \cdot 10^{-4}$$

Reduksjon av tøyningsdifferanse pga friksjon, lås, kryp, svinn og relaksasjon

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 6.54 \cdot 10^{-3}$$

Effektiv tøyningsdifferanse

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 4.16 \cdot 10^{-4}$$

Resterende tøyningskapasitet i spennarmering

### Opptredende krefter:

$$M_{Ed1} := 229 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største moment som opptrer i tverretning. Ligger over klossen. Dette punktet ligger også i området med minst aksialtrykk

$$N_{Ed1} := 771 \text{ kN}$$

$$M_{Ed2} := 114 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Minste opptredende aksialtrykk. Ligger over klossen

$$N_{Ed2} := 193 \text{ kN}$$

### 1. Rent trykk:

$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$	Tøyning i betong og armering
$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 15300 \text{ kN}$		Trykkresultant betong
$T_{p1} := \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 1303 \text{ kN}$		Trykkraft i armering
$N_1 := T_{c1} + T_{p1} = 16603 \text{ kN}$		Aksiell likevekt
$M_1 := T_{p1} \cdot e = 0 \text{ kN} \cdot m$		Momentlikevekt

### 2. Balansepunkt. Trykkbrudd i betong, samt flytning i armering:

$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_p := \Delta\varepsilon_p$	Tøyning i betong og armering
$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.89$		Trykksonefaktor
$\alpha_2 d := \alpha_2 \cdot d = 268.10 \text{ mm}$		Trykksonehøyde
$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 1$		Flytning i armering
$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} = 5469 \text{ kN}$		Trykkresultant betong
$S_{p2} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 155 \text{ kN}$		Strekraft armering
$N_2 := T_{c2} - S_{p2} = 5314 \text{ kN}$		Aksiell likevekt
$M_2 := T_{c2} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_2 \cdot d \right) + S_{p2} \cdot e = 1054 \text{ kN} \cdot m$		Momentlikevekt

### 3. Trykkbrudd i betong, samt stor spennarmeringstøyning

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.2 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_3 d := \alpha_3 \cdot d = 60 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$\varepsilon_p > \Delta \varepsilon_p = 1 \quad \text{Flytning i armering}$$

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 d \cdot b \cdot f_{cd} = 1224 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

$$S_{p3} := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 155 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_3 := T_{c3} - S_{p3} = 1069 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_3 d \right) - S_{p3} \cdot e = 338 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt}$$

### 4. Trykkbrudd i betong, samt veldig stor spennarmeringstøyning

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := 100 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.034 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_4 d := \alpha_4 \cdot d = 10.14 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 d \cdot b \cdot f_{cd} = 207 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

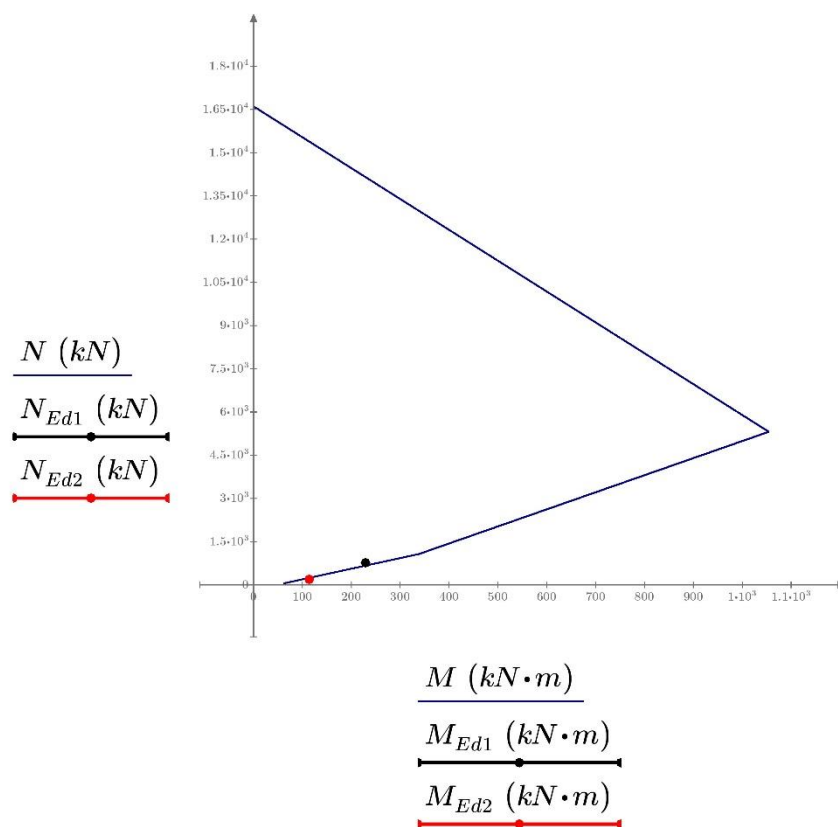
$$S_{p4} := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 155 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_4 := T_{c4} - S_{p4} = 52 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_4 := T_{c4} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_4 d \right) - S_{p4} \cdot e = 61 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt}$$

### M-N Diagram:

$$M := \begin{bmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \end{bmatrix}$$

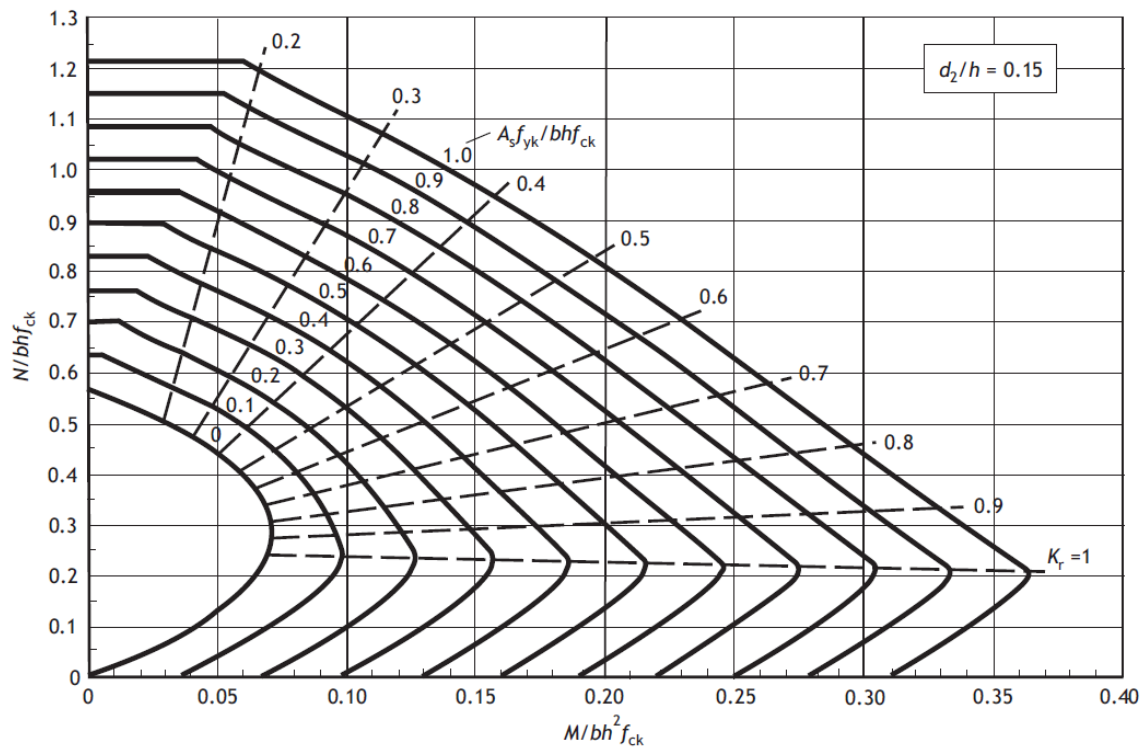


Kapasiteten er faretruende lav på grunn av den lave aksialkraften som virker i området over klossen. Dette fordi klossen er så massiv at den motvirker virkningen fra spennarmeringen i dette området. Én løsning kan være å redusere tykkelsen på klossen for å redusere stivheten. Dette bidrar også til at avstanden mellom armeringen i dekket og buen reduseres. Dermed oppnår man en mer uniform spenningstilstand.

### Verifikasjon av MN-diagram

Resultatene fra MN-diagrammene for brudekket viser at momentkapasiteten for rent moment er veldig lav, selv om brua er armert. Grunnen til dette er at spennkraften betraktes som en ytre last. Dette medfører at den indre motstanden til armeringen vil tilsvare reduksjonen av oppspenningskraften på grunn av de ulike tapene. Figur 47 viser dimensjonsløse MN-

diagrammer for ulike armeringsforhold,  $A_s$ . For lave armeringsforhold vil kapasiteten for rent moment være lav.



Figur 47: Dimensjonsløst MN-diagram

Ettersom den indre motstanden som kan utnyttes er så lav, vil dette tilsvare et lavt armeringsforhold. De lave kapasitetene for rent moment, stemmer bra overens med Figur 47, for lave armeringsforhold. Selv om Figur 47 ikke er direkte anvendbar, gir dette en indikasjon på at de beregnede kapasitetsdiagrammene kan benyttes.

### 8.1.2 Momentkapasitet bue

Armeringen i buen er lagt slik at det samlede tyngdepunktet ligger i tverrsnittets senterlinje. Dette medfører at det blir eksentrisiteter til de enkelte armeringslagene. På grunn av denne eksentrisiteten vil kapasiteten for bøyestrek på henholdsvis over- og underside være ulik. Dermed vil ikke MN- diagrammet være symmetrisk. For at diagrammet skal bli riktig, velges det i beregningene seks ulike tøyningstilstander. Én for rent trykk, tre for strekk på underside, og to for strekk på overside.

I motsetning til dekket, ses det her på en bredde lik 600 mm. Dette tilsvarer 1,5 ganger høyden til tverrsnittet. Abaqus gir ut de opptredende kreftene som kraft pr breddeenheter, disse er derfor multiplisert med 0,6 meter.



### **Lengderetning:**

#### **Tverrsnittsdata:**

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$b := 600 \text{ mm}$$

$$A_{p1} := 1050 \text{ mm}^2$$

$$n := 0.6$$

$$A_p := A_{p1} \cdot n = 630 \text{ mm}^2$$

$$d := 236.25 \text{ mm}$$

$$d' := h - d = 163.75 \text{ mm}$$

$$e := 36.25 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

Tverrsnittsbredde

Spennarmeringsareal

Antall kabler pr meter

Spennarmeringsareal pr meter

Avstand overkant til senter armering

Avstand underkant til senter armering

Eksentrisitet

#### **Materialelegenskaper:**

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1550 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\gamma_m := 1.5 \quad \gamma_p := 1.15$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = 1348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 6.91 \cdot 10^{-3}$$

Trykkfasthet betong

Strekkfasthet spennarmering

E-modul spennarmering

Karakteristisk 0,1%-strekkgrense

Trykkbruddtøyning i betong

Materialfaktorer betong og spennstål

Dimensjonerende trykkfasthet betong

Dimensjonerende armeringsspenning

Dimensjonerende flytetøyning  
spennarmering

### Resterende tøyningskapasitet i spennarmering:

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

Største spenning i kabelen

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 7.15 \cdot 10^{-3}$$

Initiell tøyningsdifferanse

$$P := 1200 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon- og låsetap

$$\sigma_{p0} := \frac{P}{A_{p1}} = 1143 \text{ MPa}$$

Forspenning etter friksjon- og låsetap

$$\varepsilon_{tap} := 9.52\%$$

Tap pga kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 5.58 \cdot 10^{-4}$$

Reduksjon av tøyningsdifferanse pga friksjon, lås, kryp, svinn og relaksasjon

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 6.60 \cdot 10^{-3}$$

Effektiv tøyningsdifferanse

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 3.16 \cdot 10^{-4}$$

Resterende tøyningskapasitet i spennarmering

### Opptredende krefter:

$$M_{Ed1} := 254 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt moment, rett utenfor klossen

$$N_{Ed1} := 1529 \text{ kN}$$

$$M_{Ed2} := 35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Område med lavest aksialtrykk.  
Ligger under kloss

$$N_{Ed2} := -247 \text{ kN}$$

$$M_{Ed3} := -58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Strekk overside, lite aksialtrykk.  
Ligger i området uten lengdearmring

$$N_{Ed3} := 287 \text{ kN}$$

$$M_{Ed4} := -83 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Maksimalt bøyemoment som gir strekk på overside

$$N_{Ed4} := 2153 \text{ kN}$$

### 1. Rent trykk:

$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$	Tøyning i betong og armering
$\varepsilon_p > \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{pd} = 0$		Ingen flytning i armeringen
$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 6120 \text{ kN}$		Trykkresultant betong
$T_{p1} := \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 430 \text{ kN}$		Trykkraft i armering overkant
$N_1 := T_{c1} + T_{p1} = 6550 \text{ kN}$		Aksiell likevekt
$M_1 := -T_{p1} \cdot e = -16 \text{ kN} \cdot m$		Momentlikevekt

### 2. Balansepunkt. Trykkbrudd i betong, samt flytning i armering:

$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu}$	$\varepsilon_p := \Delta\varepsilon_p$	Tøyning i betong og armering
$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.92$		Trykksonefaktor
$\alpha_2 d := \alpha_2 \cdot d = 216.68 \text{ mm}$		Trykksonehøyde
$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 1.0$		Flytning i armering
$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} = 2652 \text{ kN}$		Trykkresultant betong
$S_{p2} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 39 \text{ kN}$		Strekraft armering
$N_2 := T_{c2} - S_{p2} = 2613 \text{ kN}$		Aksiell likevekt
$M_2 := T_{c2} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_2 \cdot d \right) + S_{p2} \cdot e = 302 \text{ kN} \cdot m$		Momentlikevekt

### 3. Trykkbrudd i betong, samt stor spennarmeringstøyning:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := 7 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.33 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_3 d := \alpha_3 \cdot d = 78.75 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$\varepsilon_p > \Delta \varepsilon_p = 1 \quad \text{Flytning i armering}$$

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 d \cdot b \cdot f_{cd} = 964 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

$$S_{p3} := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 39 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_3 := T_{c3} - S_{p3} = 925 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_3 d \right) + S_{p3} \cdot e = 164 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt}$$

### 4. Trykkbrudd i betong, samt veldig stor spennarmeringstøyning:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := 100 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.034 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_4 d := \alpha_4 \cdot d = 7.99 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 d \cdot b \cdot f_{cd} = 98 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

$$S_{p4} := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 39 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_4 := T_{c4} - S_{p4} = 59 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_4 := T_{c4} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_4 d \right) + S_{p4} \cdot e = 21 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt}$$

### 5. Trykkbrudd i betong, flytning i armering. Strekk overside:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := \Delta\varepsilon_p \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_5 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.92 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_5 d := \alpha_5 \cdot d' = 150.19 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$T_{c5} := 0.8 \cdot \alpha_5 d \cdot b \cdot f_{cd} = 1838 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

$$S_{p5} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 39 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_5 := T_{c5} - S_{p5} = 1799 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_5 := S_{p5} \cdot e - T_{c5} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_5 d \right) = -256 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt}$$

### 6. Trykkbrudd i betong, veldig stor armeringstøyning. Strekk overside:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := 100 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_6 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.034 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_6 d := \alpha_6 \cdot d' = 5.54 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$T_{c6} := 0.8 \cdot \alpha_6 d \cdot b \cdot f_{cd} = 68 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

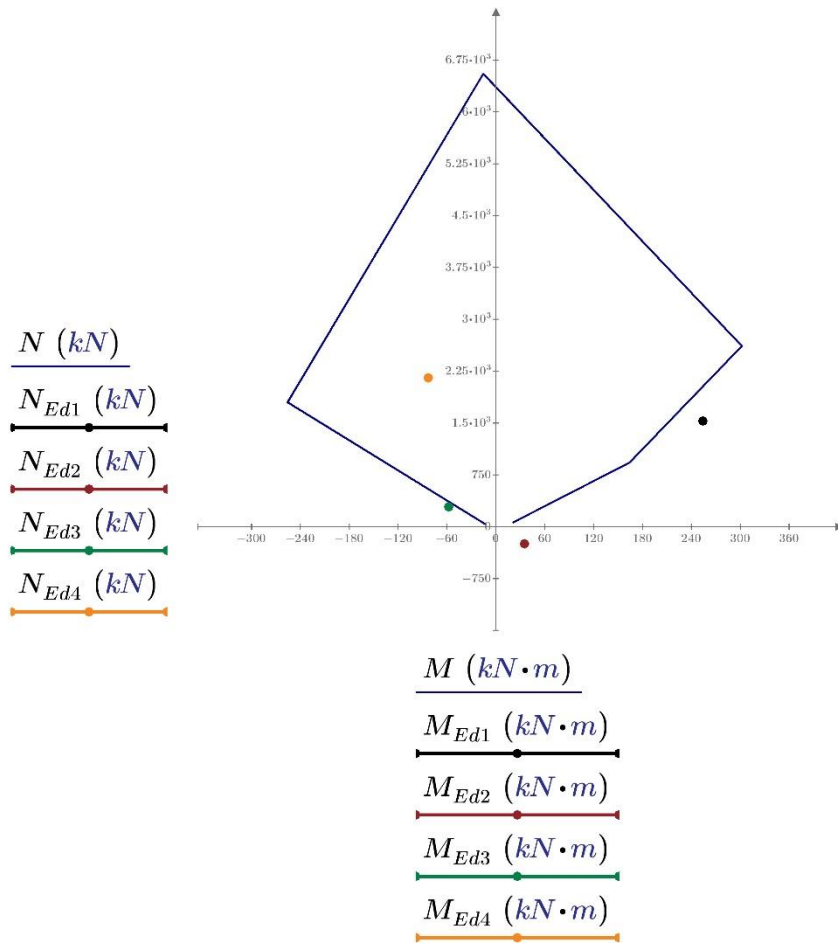
$$S_{p6} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 39 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_6 := T_{c6} - S_{p6} = 29 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_6 := S_{p6} \cdot e - T_{c6} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_6 d \right) = -12 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt}$$

**M-N Diagram:**

$$M := \begin{bmatrix} M_6 \\ M_5 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} N_6 \\ N_5 \\ N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \end{bmatrix}$$



Beregningene viser at buen ikke har tilstrekkelig kapasitet i lengderetning. Et alternativ for å øke kapasiteten er å øke tykkelsen på tverrsnittet til 500 mm, men å beholde armeringsplasseringen slik at den effektive høyden øker. I følge beregningene oppnås det da tilstrekkelig kapasitet slik at alle punktene ligger innenfor MN-diagrammet. Dette medfører i midlertid at konstruksjonen blir mye stivere og momentet som overføres til buen øker. Ved å kjøre nye analyser i Abaqus blir det dimensjonerende momentet i buen 556 kNm/m mot tidligere 434 kNm/m. Dette punktet vil ligge utenfor MN-diagrammet, til høyre for balansepunktet. En økning av tykkelsen vil altså ikke bidra til tilstrekkelig kapasitet.

En annen metode for å øke kapasiteten, er å legge inn mer lengdearmring. Da endrer det opptredende momentet seg lite, mens den opptredende aksialkraften øker så mye at alle punktene flytter seg oppover i MN-diagrammet slik at alle punktene ligger innenfor.

## Tverretning:

### Tverrsnittsdata:

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$b := 600 \text{ mm}$$

$$A_{p1} := 1050 \text{ mm}^2$$

$$n := 0.6$$

$$A_p := A_{p1} \cdot n = 630 \text{ mm}^2$$

$$d := 163.75 \text{ mm}$$

$$d' := h - d = 236.25 \text{ mm}$$

$$e := 36.25 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

Tverrsnittsbredde

Spennarmeringsareal

Antall kabler pr meter

Spennarmeringsareal pr meter

Avstand overkant til senter armering

Avstand underkant til senter armering

Eksentrisitet fra tpa

### Materialegenskaper:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$f_{p0.1k} := 1550 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

$$\gamma_m := 1.5 \quad \gamma_p := 1.15$$

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_p} = 1348 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 6.91 \cdot 10^{-3}$$

Trykkfasthet betong

Strekkfasthet spennarmering

E-modul spennarmering

Karakteristisk 0,1%-strekkgrense

Trykkbruddtøyning betong

Materialfaktorer betong og spennstål

Dimensjonerende trykkfasthet betong

Dimensjonerende armeringsspenning

Dimensjonerende flytetøyning spennarmering



### Resterende tøyningskapasitet i spennarmering:

$$\sigma_{pmax} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k})$$

Største spenning i kabelen

$$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pmax}}{E_p} = 7.15 \cdot 10^{-3}$$

Initiell tøyningsdifferanse

$$P := 1200 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon- og låsetap

$$\sigma_{p0} := \frac{P}{A_{p1}} = 1143 \text{ MPa}$$

Forspenning etter friksjon- og låsetap

$$\varepsilon_{tap} := 8.34\%$$

Tap pga kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \varepsilon_{tap} \cdot \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = 4.89 \cdot 10^{-4}$$

Reduksjon av tøyningsdifferanse pga friksjon, lås, kryp, svinn og relaksasjon

$$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 6.67 \cdot 10^{-3}$$

Effektiv tøyningsdifferanse

$$\Delta\varepsilon_p := \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 2.47 \cdot 10^{-4}$$

Resterende tøyningskapasitet i spennarmering

### Opptredende krefter:

$$M_{Ed1} := 89 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største moment som gir strekk underside

$$N_{Ed1} := 575 \text{ kN}$$

$$M_{Ed2} := -59 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Største moment som gir strekk overside

$$N_{Ed2} := 778 \text{ kN}$$

$$M_{Ed3} := 25 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Område under kloss med aksialstrekk

$$N_{Ed3} := -416 \text{ kN}$$

### 1. Rent trykk:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := \varepsilon_{cu}$$

$$\varepsilon_p > \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{pd} = 0$$

$$T_{c1} := f_{cd} \cdot b \cdot h = 6120 \text{ kN}$$

$$T_{p1} := \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 430 \text{ kN}$$

$$N_1 := T_{c1} + T_{p1} = 6550 \text{ kN}$$

$$M_1 := T_{p1} \cdot e = 16 \text{ kN} \cdot m$$

Tøyning i armering og betong

Ingen flytning i armeringen

Trykkresultant betong

Trykkraft i armering

Aksiell likevekt

Momentlikevekt

### 2. Balansepunkt. Trykkbrudd i betong, samt flytning i armering:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := \Delta\varepsilon_p$$

$$\alpha_2 := \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_p} = 0.93$$

$$\alpha_2 d := \alpha_2 \cdot d = 152.96 \text{ mm}$$

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_{pd} - \varepsilon'_{p0} = 1$$

$$T_{c2} := 0.8 \cdot \alpha_2 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} = 1872 \text{ kN}$$

$$S_{p2} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 30 \text{ kN}$$

$$N_2 := T_{c2} - S_{p2} = 1842 \text{ kN}$$

$$M_2 := T_{c2} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_2 \cdot d \right) - S_{p2} \cdot e = 259 \text{ kN} \cdot m$$

Tøyning i betong og armering

Trykksonefaktor

Trykksonehøyde

Flytning i armering

Trykkresultant betong

Strekraft armering

Aksiell likevekt

Momentlikevekt

### 3. Trykkbrudd i betong, samt stor spennarmeringstøyning:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := 14 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.20 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_3 d := \alpha_3 \cdot d = 32.75 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$\varepsilon_p > \Delta \varepsilon_p = 1 \quad \text{Flytning i armering}$$

$$T_{c3} := 0.8 \cdot \alpha_3 d \cdot b \cdot f_{cd} = 401 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

$$S_{p3} := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 30 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_3 := T_{c3} - S_{p3} = 371 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_3 := T_{c3} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_3 d \right) - S_{p3} \cdot e = 74 \text{ kN} \cdot m \quad \text{Momentlikevekt}$$

### 4. Trykkbrudd i betong, samt veldig stor spennarmeringstøyning:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := 100 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.034 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_4 d := \alpha_4 \cdot d = 5.54 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$T_{c4} := 0.8 \cdot \alpha_4 d \cdot b \cdot f_{cd} = 68 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

$$S_{p4} := \Delta \varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 30 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_4 := T_{c4} - S_{p4} = 37 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_4 := T_{c4} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_4 d \right) - S_{p4} \cdot e = 12 \text{ kN} \cdot m \quad \text{Momentlikevekt}$$

### 5. Trykkbrudd i betong, flytning i armering. Strekk overside:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := \Delta\varepsilon_p \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_5 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.93 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_5 d := \alpha_5 \cdot d' = 220.68 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$T_{c5} := 0.8 \cdot \alpha_5 d \cdot b \cdot f_{cd} = 2701 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

$$S_{p5} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 30 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_5 := T_{c5} - S_{p5} = 2671 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_5 := -S_{p5} \cdot e - T_{c5} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_5 d \right) = -303 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt}$$

### 6. Trykkbrudd i betong, veldig stor tøyning i armering. Strekk overside:

$$\varepsilon_c := \varepsilon_{cu} \quad \varepsilon_p := 100 \cdot 10^{-3} \quad \text{Tøyning i betong og armering}$$

$$\alpha_6 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_p} = 0.034 \quad \text{Trykksonefaktor}$$

$$\alpha_6 d := \alpha_6 \cdot d' = 7.99 \text{ mm} \quad \text{Trykksonehøyde}$$

$$T_{c6} := 0.8 \cdot \alpha_6 d \cdot b \cdot f_{cd} = 98 \text{ kN} \quad \text{Trykkresultant betong}$$

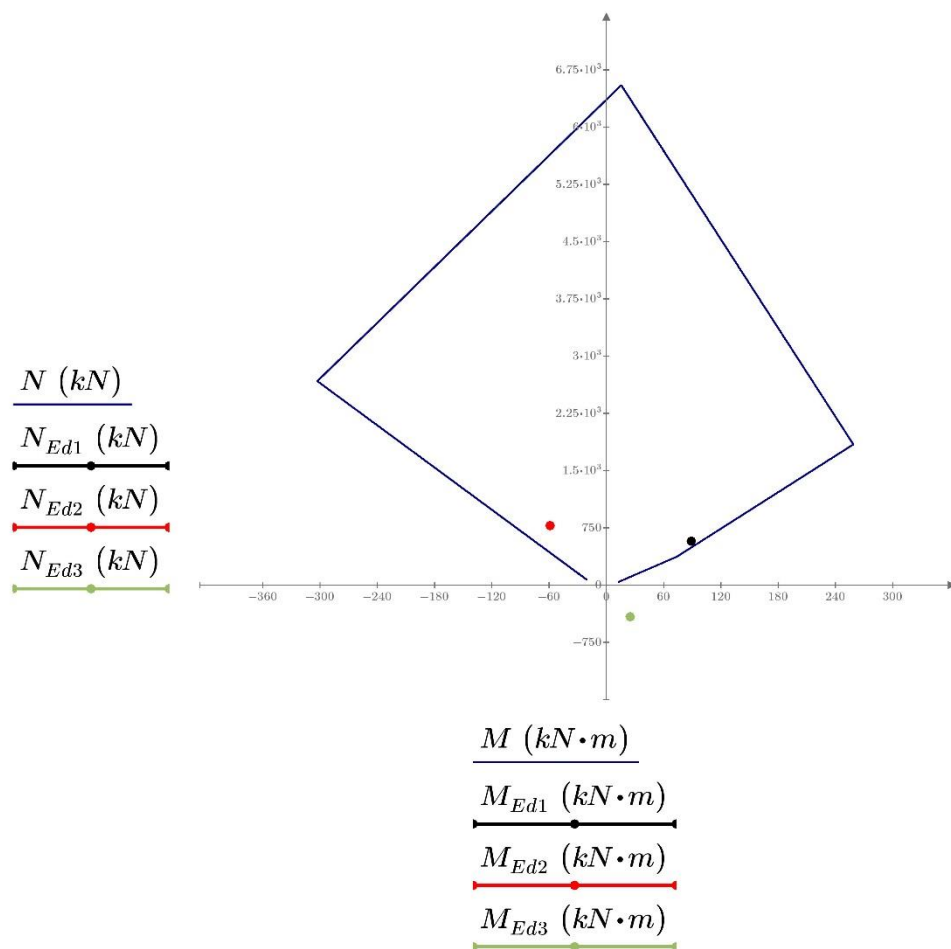
$$S_{p6} := \Delta\varepsilon_p \cdot E_p \cdot A_p = 30 \text{ kN} \quad \text{Strekraft i armering}$$

$$N_6 := T_{c6} - S_{p6} = 67 \text{ kN} \quad \text{Aksiell likevekt}$$

$$M_6 := -S_{p6} \cdot e - T_{c6} \cdot \left( \frac{h}{2} - 0.4 \cdot \alpha_6 d \right) = -20 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Momentlikevekt}$$

**M-N Diagram:**

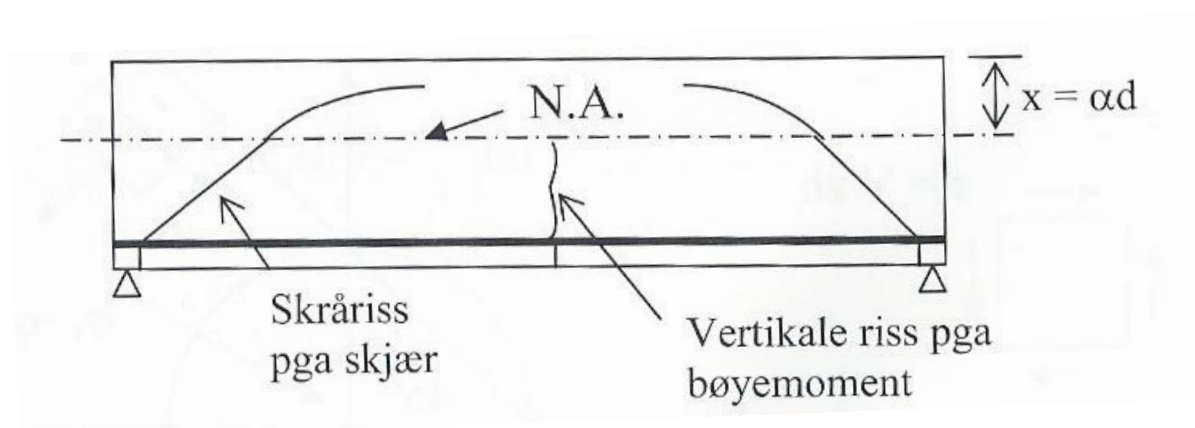
$$M := \begin{bmatrix} M_6 \\ M_5 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} N_6 \\ N_5 \\ N_1 \\ N_2 \\ N_3 \\ N_4 \end{bmatrix}$$



Også i tverretning er det for liten kapasitet. Ekstra armering vil også her sørge for at punktene flytter seg lengre opp i diagrammet slik at kapasiteten blir tilstrekkelig. En reduksjon av høyden på klossen vil også her trolig føre til bedre utnyttelse av armeringen i dette området.

## 8.2 SKJÆRKAPASITET

Skjærkapasiteten må kontrolleres mot både skjærstrekk og skjærtrykk. Skjærstrekk kan medføre riss normalt på største hovedspenningsretning,  $\sigma_1$ . Retningen på  $\sigma_1$  er avhengig av kombinasjonen av skjærspenningen og normalspenningen. Ved normalspenninger lik null vil det dannes riss på  $45^\circ$  med bjelkeaksen i den delen av bjelken som ligger under nøytralaksen. Dette vil være tilfellet i endene på Figur 48, der skjærkreftene er størst og det er mindre normalspenninger. Rissene i denne type soner kalles skjærriss. Når aksialkraften øker vil rissvinkelen minke, noe som gjør at risset blir mer parallelt med bjelkeaksen når man beveger seg opp i trykksonen [8].



Figur 48: Opprissing av bjelke [8]

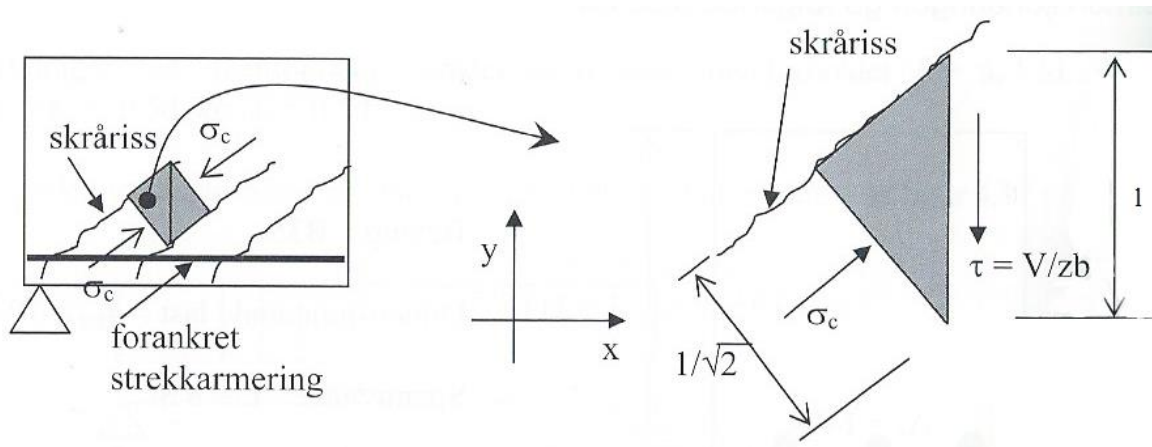
Hensikten med å legge inn skjærarmering er å ta opp skjærkreftene. Konstruksjonen vil imidlertid ha en viss skjærkapasitet uten innlagt skjærarmering. Lengdearmeringen gjør at noe av skjærkraften kan tas opp. Dersom dimensjonerende skjærkraft er mindre enn den dimensjonerende kapasiteten, er det ikke behov for skjærarmering. I EK 2 6.2.1(4) anbefales det å legge inn minimumsarmering selv om det beregningsmessig ikke er behov for skjærarmering. Dette gjelder ikke plater der omfordeling av laster i tverretning er mulig.

For konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering bestemmes skjærstrekkkapasiteten etter:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d$$

Uttrykket kan brukes for forspente konstruksjoner i opprissede områder under bøyning. For de uopprissede områdene, der bøyestrekkspenningen er mindre enn  $f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ , begrenses skjærkraftkapasiteten av betongens strekkfasthet. Dette gjøres etter formelen:

$$V_{Rd,c} = \frac{I * b_w}{S} * \sqrt{f_{cd}^2 + \alpha_l * \sigma_{cp} * f_{ctd}}$$



Figur 49: Trykkfelt mellom skråriss [8]

Ved nærmere betraktning av enden av den fritt opplagte bjelken i Figur 49, ser man at det oppstår et trykkfelt mellom de skrå rissene. Trykkraften som oppstår på grunn av skjær, skal kontrolleres etter EK2 6.2.2(6):

$$V_{Rd,max} = 0.5 * b_w * d * v * f_{cd}$$

### 8.2.1 Skjærkapasitet brudekket

Videre følger skjærkapasitetskontroll av områdene utenfor klossen. Her regnes det med en effektiv tverrsnittshøyde på 236,25 mm. Skjærstrekkkapasiteten kontrolleres for både risset og uopprikket område. I tillegg kontrolleres skjærtrykkkapasiteten. Ved beregning av  $\rho_l$  i formelen for skjærstrekk inkluderes bare armeringen som ligger i strekksonen.

## Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

### Lengderetning i området utenfor klossen:

#### Tverrsnittsdata:

$$h := 600 \text{ mm}$$

Tverrsnittshøyde

$$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$$

Ser på en meter

$$d := 236 \text{ mm}$$

Effektiv tverrsnittshøyde

$$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.8 \cdot 10^{10}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$$

Arealtrehetsmoment

$$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (4.5 \cdot 10^7) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$$

Statisk arealmoment

$$A_c := h \cdot b_w = 0.6 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

Tverrsnittsareal

$$A_{p.prm} := 1050 \cdot \frac{1000}{630} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} = 1667 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Areal armering per meter

#### Materialegenskaper:

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

Trykkfasthet betong

$$f_{ctk0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

Strekkfasthet betong

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor betong

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende trykkfasthet

$$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

Dimensjonerende strekkfasthet

$$k_1 := 0.15 \quad k_2 := 0.18$$

#### Opptredende krefter fra Abaqus:

$$N_{Ed1} := 2261 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Ed1} := 473 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



**Skjærstrekkkapasitet opprisset område:**

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}\right) = 1.92$$

$$\rho_l := \min\left(\frac{A_{p.prm}}{b_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.007$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \min\left(\frac{N_{Ed1}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) = 3.77 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c} := \left( C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = 306 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd.min} := (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 281 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rdc} := \max(V_{Rd.c}, V_{Rd.min}) = 306 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Skjærstrekkkapasitet urisset område:**

$$V_{Rdc.2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 1139 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Skjærtrykkkapasitet:**

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.49$$

$$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1480 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Kapasitetutnyttelse:**

$$Kap.V_{Rd} := \frac{|V_{Ed1}|}{V_{Rdc}} = 154.7\%$$

$$Kap.V_{Rd.2} := \frac{|V_{Ed1}|}{V_{Rdc.2}} = 41.5\%$$

$$Kap.V_{Rdce} := \frac{|V_{Ed1}|}{V_{Rd.max}} = 32\%$$

**Tverretning i området utenfor klossen:**

$$d := \frac{h}{2} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{p.prm} := 1050 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot \frac{1000}{550} = 1909 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

**Opptredende krefter fra Abaqus:**

$$N_{Ed.tverr} := 1289 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad V_{Ed.tverr} := 350 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Skjærstrekkapasitet opprisset område:**

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}\right) = 1.82$$

$$\rho_l := \min\left(\frac{A_{p.prm}}{b_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.006$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \min\left(\frac{N_{Ed.tverr}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) = 2.15 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.tverr} := \left( C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = 297 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd.c.min.tverr} := (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = 269 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rdc.tverr} := \max(V_{Rd.c.tverr}, V_{Rd.c.min.tverr}) = 297 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Skjærstrekkkapasitet urisset område:**

$$V_{Rdc.2.tverr} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = 949 \frac{kN}{m}$$

**Skjærtrykkkapasitet:**

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.49$$

$$V_{Rd.max.tverr} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 1882 \frac{kN}{m}$$

**Kapasitetutnyttelse tverretning:**

$$Kap.V_{Rd} := \frac{|V_{Ed.tverr}|}{V_{Rdc.tverr}} = 117.9\%$$

$$Kap.V_{Rd.2} := \frac{|V_{Ed.tverr}|}{V_{Rdc.2.tverr}} = 36.9\%$$

$$Kap.V_{Rd.tryk} := \frac{|V_{Ed.tverr}|}{V_{Rd.max.tverr}} = 18.6\%$$

De opptredende kreftene tilsvarer den maksimale skjærkraften og det minste aksialtrykket. Disse virker ikke i samme område, men når det er tilstrekkelig kapasitet for denne kombinasjonen så lenge det ikke risser, vil kapasiteten være tilstrekkelig også for alle andre kombinasjoner. Det må derfor forutsettes at dekket forblir uopprisset.

Videre følger tilsvarende kontroller i området over klossen. Her er det regnet med en effektiv tverrsnittstykkelse på 1026,25 mm. Dette er minste avstand fra overkant dekke til senter armering i buen. Det er kun armeringsmengden i buen som inkluderes i beregning av armeringsforholdet.

## Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

### Lengderetning i området over klossen:

#### Tverrsnittsdata:

$h := 1190 \text{ mm}$	Tverrsnittshøyde
$b_w := 1000 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$	Ser på en meter
$d := 1026 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde
$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (1.4 \cdot 10^{11}) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$	Arealtrehetsmoment
$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (1.77 \cdot 10^8) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$	Statisk arealmoment
$A_c := h \cdot b_w = (1.19 \cdot 10^6) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$	Tverrsnittsareal
$A_{p.prm} := 1050 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$	Areal armering per meter

#### Materialegenskaper:

$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	Trykkfasthet betong
$f_{ctk0.05} := 2.7 \text{ MPa}$	Strekkfasthet betong
$\gamma_c := 1.5$	Materialfaktor betong
$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	Dimensjonerende trykkfasthet
$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$	Dimensjonerende strekkfasthet
$k_1 := 0.15$	
$k_2 := 0.18$	

#### Opptredende krefter fra Abaqus:

$N_{Ed1} := 1290 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$V_{Ed1} := 439 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$N_{Ed2} := 2381 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$V_{Ed2} := -539 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
$N_{Ed3} := -413 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$V_{Ed3} := -34 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$N := \begin{bmatrix} N_{Ed1} \\ N_{Ed2} \\ N_{Ed3} \end{bmatrix} \quad M := \begin{bmatrix} V_{Ed1} \\ V_{Ed2} \\ V_{Ed3} \end{bmatrix}$$

**Skjærstrekkkapasitet opprisset område:**

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}\right) = 1.44$$

$$\rho_l := \min\left(\frac{A_{p.prm}}{b_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.001$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \begin{bmatrix} \min\left(\frac{N_{Ed1}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \\ \min\left(\frac{N_{Ed2}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \\ \min\left(\frac{N_{Ed3}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.08 \\ 2.00 \\ -0.35 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c} := \left( C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = \begin{bmatrix} 462 \\ 603 \\ 242 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd.min} := (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \begin{bmatrix} 584 \\ 725 \\ 364 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rdc} := \begin{bmatrix} \max(V_{Rd.c}(0), V_{Rd.min}(0)) \\ \max(V_{Rd.c}(1), V_{Rd.min}(1)) \\ \max(V_{Rd.c}(2), V_{Rd.min}(2)) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 584 \\ 725 \\ 364 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Skjærstrekkkapasitet urisset område:**

$$V_{Rdc.2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = \begin{bmatrix} 1587 \\ 1844 \\ 1067 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Skjærtrykkkapasitet:**

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.49$$

$$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 6436 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Kapasitetsutnyttelse:

#### Punkt 1:

$$Kap.V_{Rd.c.1} := \frac{|V_{Ed1}|}{V_{Rdc}(0)} = 75.2\%$$

$$Kap.V_{Rd.c.2.1} := \frac{|V_{Ed1}|}{V_{Rdc.2}(0)} = 27.7\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.1} := \frac{|V_{Ed1}|}{V_{Rd.max}} = 6.8\%$$

#### Punkt 2:

$$Kap.V_{Rd.c.2} := \frac{|V_{Ed2}|}{V_{Rdc}(1)} = 74.4\%$$

$$Kap.V_{Rd.c.2.2} := \frac{|V_{Ed2}|}{V_{Rdc.2}(1)} = 29.2\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.2} := \frac{|V_{Ed2}|}{V_{Rd.max}} = 8.4\%$$

#### Punkt 3:

$$Kap.V_{Rd.c.3} := \frac{|V_{Ed3}|}{V_{Rdc}(2)} = 9.4\%$$

$$Kap.V_{Rd.c.2.3} := \frac{|V_{Ed3}|}{V_{Rdc.2}(2)} = 3.2\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.3} := \frac{|V_{Ed3}|}{V_{Rd.max}} = 0.5\%$$

### Tverretning i området over klossen:

$$d := 954 \text{ mm}$$

$$A_{p.prm} := 1050 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot \frac{1000}{550}$$

### Opptredende krefter fra Abaqus:

$$N_{Ed.tverr1} := 1464 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad V_{Ed.tverr1} := -522 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{Ed.tverr2} := 1518 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad V_{Ed.tverr2} := 445 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$N_{Ed.tverr3} := -693 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad V_{Ed.tverr3} := 47 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Skjærstrekkapasitet opprisset område:

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}\right) = 1.46$$

$$\rho_l := \min\left(\frac{A_{p.prm}}{b_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.002$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \begin{bmatrix} \min\left(\frac{N_{Ed.tverr1}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \\ \min\left(\frac{N_{Ed.tverr2}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \\ \min\left(\frac{N_{Ed.tverr3}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.23 \\ 1.28 \\ -0.58 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.tverr} := \left( C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = \begin{bmatrix} 523 \\ 530 \\ 264 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd.c.min.tverr} := (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \begin{bmatrix} 570 \\ 577 \\ 311 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd.c.tverr} := \begin{bmatrix} \max(V_{Rd.c.tverr}(0), V_{Rd.c.min.tverr}(0)) \\ \max(V_{Rd.c.tverr}(1), V_{Rd.c.min.tverr}(1)) \\ \max(V_{Rd.c.tverr}(2), V_{Rd.c.min.tverr}(2)) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 570 \\ 577 \\ 311 \end{bmatrix} \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Skjærstrekkkapasitet urisset område:

$$V_{Rdc.2.tverr} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = \begin{bmatrix} 1630 \\ 1644 \\ 955 \end{bmatrix} \frac{kN}{m}$$

### Skjærtrykkkapasitet:

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.49$$

$$V_{Rd.max.tverr} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 5984 \frac{kN}{m}$$

### Kapasitetutnyttelse tverretning:

#### **Punkt 1:**

$$Kap.V_{Rd.c.1} := \frac{|V_{Ed.tverr1}|}{V_{Rdc.tverr}(0)} = 91.5\%$$

$$Kap.V_{Rd.c.2.1} := \frac{|V_{Ed.tverr1}|}{V_{Rdc.2.tverr}(0)} = 32\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.1} := \frac{|V_{Ed.tverr1}|}{V_{Rd.max.tverr}} = 8.7\%$$

#### **Punkt 2:**

$$Kap.V_{Rd.c.2} := \frac{|V_{Ed.tverr2}|}{V_{Rdc.tverr}(1)} = 77.1\%$$

$$Kap.V_{Rd.c.2.2} := \frac{|V_{Ed.tverr2}|}{V_{Rdc.2.tverr}(1)} = 27.1\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.2} := \frac{|V_{Ed.tverr2}|}{V_{Rd.max.tverr}} = 7.4\%$$

#### **Punkt 3:**

$$Kap.V_{Rd.c.3} := \frac{|V_{Ed.tverr3}|}{V_{Rdc.tverr}(2)} = 15.1\%$$

$$Kap.V_{Rd.c.2.3} := \frac{|V_{Ed.tverr3}|}{V_{Rdc.2.tverr}(2)} = 4.9\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.3} := \frac{|V_{Ed.tverr3}|}{V_{Rd.max.tverr}} = 0.8\%$$



Ved klossen er det kontrollert flere opptredende kombinasjoner. Det er tilstrekkelig kapasitet, uavhengig om det risser eller ikke.

## 8.2.2 Skjærkapasitet bu

### Konstruksjonsdeler uten beregningsmessig behov for skjærarmering

#### Lengderetning:

#### Tverrsnittsdata:

$h := 400 \text{ mm}$	Tverrsnittshøyde
$b_w := 600 \frac{\text{mm}}{\text{m}}$	Tverrsnittsbredde
$d := 236 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde
$I := \frac{b_w \cdot h^3}{12} = (3.2 \cdot 10^9) \frac{\text{mm}^4}{\text{m}}$	Arealtreghetsmoment
$S := b_w \cdot \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = (1.2 \cdot 10^7) \frac{\text{mm}^3}{\text{m}}$	Statisk arealmoment
$A_c := h \cdot b_w = (2.4 \cdot 10^5) \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$	Tverrsnittsareal
$A_{p.prm} := 1050 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}} \cdot 0.6 = 630 \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$	Areal armering per meter

#### Materialgenskaper:

$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	Trykkfasthet betong
$f_{ctk0.05} := 2.7 \text{ MPa}$	Strekfasthet betong
$\gamma_c := 1.5$	Materialfaktor betong
$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	Dimensjonerende trykkfasthet
$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$	Dimensjonerende strekkfasthet
$k_1 := 0.15$ $k_2 := 0.18$	

#### Opptredende krefter fra Abaqus:

$N_{Ed1} := 2491 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$V_{Ed1} := 278 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Ved høyre søyle
$N_{Ed2} := 3261 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	$V_{Ed2} := 242 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Like ved klossen

$$N := \begin{bmatrix} N_{Ed1} \\ N_{Ed2} \end{bmatrix} \quad V := \begin{bmatrix} V_{Ed1} \\ V_{Ed2} \end{bmatrix}$$

**Skjærstrekkkapasitet opprisset område:**

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}\right) = 1.92$$

$$\rho_l := \min\left(\frac{A_{p.prm}}{b_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.004$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{MPa}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot MPa = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \left[ \begin{array}{l} \min\left(\frac{N_{Ed1}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \\ \min\left(\frac{N_{Ed2}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \end{array} \right] = \left[ \begin{array}{l} 5.1 \\ 5.1 \end{array} \right] \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c} := \left( C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{MPa} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot MPa + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = \left[ \begin{array}{l} 197 \\ 197 \end{array} \right] \frac{kN}{m}$$

$$V_{Rd.min} := (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \left[ \begin{array}{l} 197 \\ 197 \end{array} \right] \frac{kN}{m}$$

$$V_{Rdc} := \left[ \begin{array}{l} \max(V_{Rd.c}(0), V_{Rd.min}(0)) \\ \max(V_{Rd.c}(1), V_{Rd.min}(1)) \end{array} \right] = \left[ \begin{array}{l} 197 \\ 197 \end{array} \right] \frac{kN}{m}$$

**Skjærstrekkkapasitet urisset område:**

$$V_{Rdc.2} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = \left[ \begin{array}{l} 510 \\ 510 \end{array} \right] \frac{kN}{m}$$

**Skjærtrykkkapasitet:**

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.49$$

$$V_{Rd.max} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 888 \frac{kN}{m}$$

### **Kapasitetsutnyttelse:**

Punkt 1:

$$Kap.V_{Rd.c.1} := \frac{|V_{Ed1}|}{V_{Rdc}(0)} = 141.2\%$$

$$Kap.V_{Rd.c.2.1} := \frac{|V_{Ed1}|}{V_{Rdc.2}(0)} = 54.6\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.1} := \frac{|V_{Ed1}|}{V_{Rd.max}} = 31.3\%$$

Punkt 2:

$$Kap.V_{Rd.c.2} := \frac{|V_{Ed2}|}{V_{Rdc}(1)} = 122.9\%$$

$$Kap.V_{Rd.c.2.2} := \frac{|V_{Ed2}|}{V_{Rdc.2}(1)} = 47.5\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.2} := \frac{|V_{Ed2}|}{V_{Rd.max}} = 27.2\%$$

### **Tverretning:**

$$d := 164 \text{ mm}$$

$$A_{p,prm} := 630 \frac{mm^2}{m}$$

### **Opptredende krefter fra Abaqus:**

$$N_{Ed.tverr1} := 970 \frac{kN}{m} \quad V_{Ed.tverr1} := 194 \frac{kN}{m}$$

$$N_{Ed.tverr2} := 1076 \frac{kN}{m} \quad V_{Ed.tverr2} := 307 \frac{kN}{m}$$

$$N := \begin{bmatrix} N_{Ed.tverr1} \\ N_{Ed.tverr2} \end{bmatrix} \quad V := \begin{bmatrix} V_{Ed.tverr1} \\ V_{Ed.tverr2} \end{bmatrix}$$

**Skjærstrekkkapasitet opprisset område:**

$$C_{Rd.c} := \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$$

$$k := \min\left(2, 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d}}\right) = 2$$

$$\rho_l := \min\left(\frac{A_{p.prm}}{b_w \cdot d}, 0.02\right) = 0.006$$

$$v_{min} := 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\text{MPa}}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \text{MPa} = 0.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cp} := \left[ \begin{array}{l} \min\left(\frac{N_{Ed.tverr1}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \\ \min\left(\frac{N_{Ed.tverr2}}{A_c}, 0.2 \cdot f_{cd}\right) \end{array} \right] = \left[ \begin{array}{l} 4.04 \\ 4.48 \end{array} \right] \text{ MPa}$$

$$V_{Rd.c.tverr} := \left( C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \text{MPa} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d = \left[ \begin{array}{l} 132 \\ 139 \end{array} \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd.c.min.tverr} := (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = \left[ \begin{array}{l} 125 \\ 132 \end{array} \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$V_{Rd.c.tverr} := \left[ \begin{array}{l} \max(V_{Rd.c.tverr}(0), V_{Rd.c.min.tverr}(0)) \\ \max(V_{Rd.c.tverr}(1), V_{Rd.c.min.tverr}(1)) \end{array} \right] = \left[ \begin{array}{l} 132 \\ 139 \end{array} \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Skjærstrekkkapasitet urisset område:**

$$V_{Rd.c.2.tverr} := \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} = \left[ \begin{array}{l} 467 \\ 485 \end{array} \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

**Skjærtrykkkapasitet:**

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250 \text{ MPa}} \right) = 0.49$$

$$V_{Rd.max.tverr} := 0.5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd} = 617 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Kapasitetutnyttelse tverretning:

Punkt 1:

$$Kap.V_{Rd.c.1} := \frac{|V_{Ed.tverr1}|}{V_{Rdc.tverr}(0)} = 146.9\%$$

$$Kap.V_{Rd.c2.1} := \frac{|V_{Ed.tverr1}|}{V_{Rdc.2.tverr}(0)} = 41.5\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.1} := \frac{|V_{Ed.tverr1}|}{V_{Rd.max.tverr}} = 31.4\%$$

Punkt 2:

$$Kap.V_{Rd.c.2} := \frac{|V_{Ed.tverr2}|}{V_{Rdc.tverr}(1)} = 221.5\%$$

$$Kap.V_{Rd.c2.2} := \frac{|V_{Ed.tverr2}|}{V_{Rdc.2.tverr}(1)} = 63.3\%$$

$$Kap.V_{Rd.max.2} := \frac{|V_{Ed.tverr2}|}{V_{Rd.max.tverr}} = 49.7\%$$

Både i lengde- og tverretning i buen er det tilstrekkelig kapasitet dersom det ikke risser.

### 8.2.3 Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt

Som beskrevet i avsnitt 3.8 støpes brua i flere omganger. Alternativ 3, hvor man først støper buen, deretter dekket og klossen, er trolig den beste metoden. Skjærspenningene i skjøten skal da kontrolleres etter EK2 6.2.5. Beregningene forutsetter at overflaten på buen som skal støpes mot klossen, støpes inntil forskalingen slik at det kan klassifiseres som en svært glatt overflate.

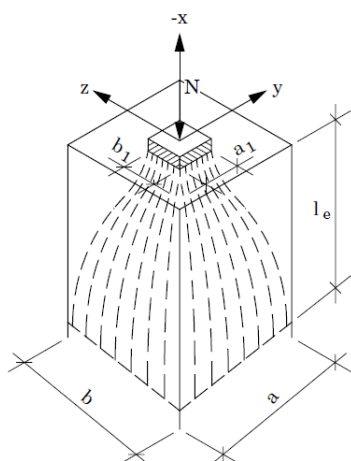
$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{45 \text{ MPa}}{1.5} = 25.5 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende trykkfasthet
$f_{ctd} := 0.85 \cdot \frac{2.7 \text{ MPa}}{1.5} = 1.53 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonerende strekkfastet
$f_{pd} := 1348 \text{ MPa}$	Spennstålets dimensjonerende flytegrense
$b_i := 5.54 \text{ m}$	Støpeskjøtens bredde
$h := 400 \text{ mm}$	Støpeskjøtens høyde
$A_p := 1050 \text{ mm}^2$	Areal pr kabel
$n := 5$	Antall armeringskabler som går gjennom støpeskjøten
$z := 212.6 \text{ mm}$	Indre momentarm
$\beta := 1$	Forholdet mellom den langsgående kraften i det nye betongarealet og den totale langsgående gurtkraften
$c := 0.025$	Faktorer som avhenger av støpeskjøtens ruhet
$\mu := 0.5$	Antatt svært glatt overflate
$\alpha := 90 \text{ deg}$	
$\nu := 0.6 \cdot \left(1 - \frac{45}{250}\right) = 0.49$	Fasthetsreduksjonsfaktor for opprisset betong
$A_s := n \cdot A_p = 5250 \text{ mm}^2$	Armeringsarealet som krysser støpeskjøten
$A_i := b_i \cdot h = 2.216 \text{ m}^2$	Arealet av støpeskjøten
$\rho := \frac{A_s}{A_i} = 0.002$	
$V_{Ed} := 108 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$	Dimensjonerende skjerkraft
$v_{Edi} := \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z} = 0.51 \text{ MPa}$	Dimensjonerende verdi av skjærspenningen i støpeskjøten
$\sigma_n := 3.5 \text{ MPa}$	Spenning pr arealenhet fra minste utvendige normalkraft gjennom skjøten som kan virke samtidig med skjærkraften
$v_{Rdi} := \min(c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{pd} \cdot (\mu \cdot \sin(\alpha) + \cos(\alpha)), 0.5 \nu \cdot f_{cd})$	
$v_{Rdi} = 3.39 \text{ MPa}$	Dimensjonerende skjærkapasitet
$\frac{v_{Edi}}{v_{Rdi}} = 0.15$	Tilstrekkelig kapasitet

### 8.3 FORANKRINGSKREFTER

Spennarmeringen forankres i innstøpte forankringer i hver ende. Det antas at det er ett passivt og ett aktivt anker. På grunn av de store strekkreftene i spennarmeringen blir det store trykkrefter i betongen rundt forankringen. Dette medfører fare for lokal knusing og store strekkrefter i tverretningen (spaltekrefter). Det legges inn spiralarmering og tilleggsarmering for å ta opp disse kreftene. Det bør vurderes å benytte rustfritt kamstål slik armeringskorrosjon ikke blir et problem.

#### 8.3.1 Spaltekrefter

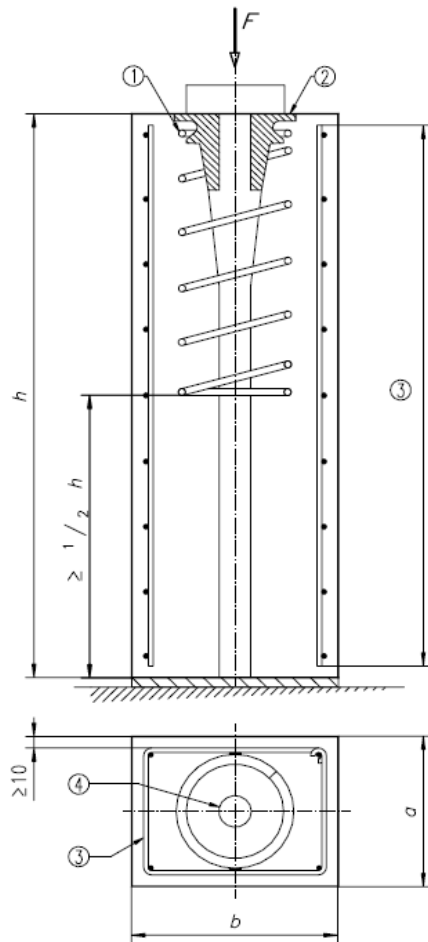
Spaltekreftene oppstår fordi spenningene sprer seg over en innføringslengde,  $l_e$ , fra belastningspunktet. Denne spredningen medfører horisontale strekkrefter som det må armeres for. Figur 50 viser hvordan en punktlast sprer seg utover:



Figur 50: Lastutbredelse fra en punktlast [16]

I ETA'en setter produsenten krav til tilleggsarmeringen som skal ta opp strekkreftene som oppstår i tverretningene. Disse kravene er imidlertid basert på en egen testprosedyre som er beskrevet i ETAG 013 [17]. Testoppsettet består av et rektangulært tverrsnitt med et innstøpt anker, spiralarmering, lengdearmering og bøylor til å ta opp spaltekreftene. Oppsettet er vist på Figur 51:





Figur 51: Testoppsett for forankringssone [17]

Kreftene som oppstår er avhengige av geometrien og hvordan forankringene plasseres i forhold til hverandre. Dette vil variere fra konstruksjon til konstruksjon, og det beregnede armeringsbehovet kan være ulikt den armeringsmengden som er angitt av produsenten.

Derfor må spaltekreftene kontrolleres i hvert enkelt tilfelle. Spaltekreftene beregnes etter EK2 6.5.3(3):

$$T = \frac{1}{4} * \frac{b - a}{b} * F$$

Hvor:

T er den horisontale kraften det må armeres for

b og a angir størrelsen på trykkfeltet

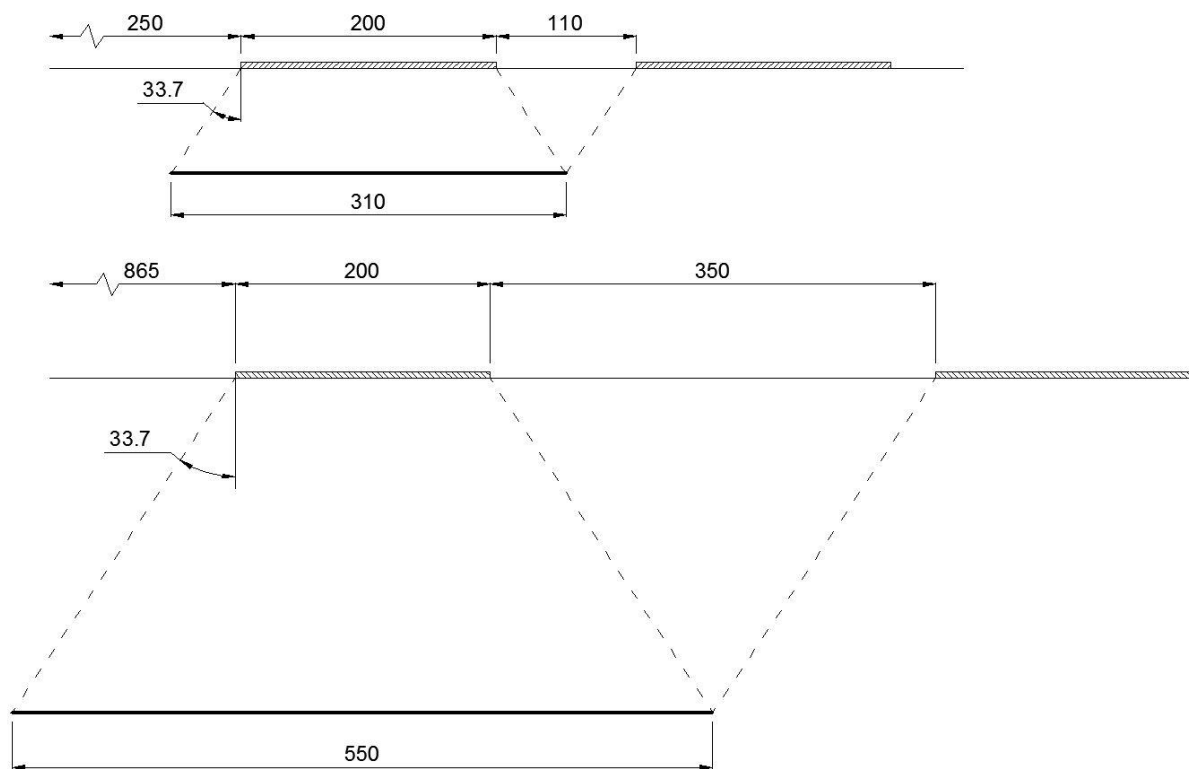
F er den ytre kraften.

I ETA'en er følgende oppgitt for tilleggssarmeringen:

<b>Minimum antall lag</b>	4
<b>Minimum diameter</b>	14 mm
<b>Maksimum senteravstand lengderetning</b>	70 mm
<b>Maksimum senteravstand tverretning</b>	80 mm

Tabell 15: Produsentens krav til tilleggssarmering

For brudekket sin del er det avstanden mellom forankringene og ikke kantavstandene som avgjør hvor stor lastutbredelse blir. Etter EK2 8.10.3 er vinkelen satt til  $\arctan(2/3) = 33,7^\circ$ . Vinkelen på lastutbredelsen påvirker ikke diameteren på lastfordelingsflaten, men den påvirker innføringslengden. Figur 52 viser lastutbredelsen i lengde- og tverretning:



Figur 52: Lastutbredelse lengde- og tverretning

**Lengderetning:**

$$a_1 := 200 \text{ mm}$$

Diameter til forankringsplate

$$a_2 := 310 \text{ mm}$$

Diameter lastfordelingsflate

$$P_{max} := 1474 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Kar. kapasitet tilleggsarmering

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

Kar. trykkapasitet betong

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Dim. kapasitet tilleggsarmering

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 25.5 \text{ MPa}$$

Dim. trykkapasitet betong

$$\phi L := 14 \text{ mm}$$

Diameter på tilleggsarmering

$$n := 4$$

Antall bøyer etter ETA

$$T := \frac{1}{4} \cdot \frac{a_2 - a_1}{a_2} \cdot P_{max} = 131 \text{ kN}$$

Krefter det må armeres for

$$A_s := \frac{T}{f_{yd}} = 301 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering

$$A_{arm} := n \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{\phi L}{2} \right)^2 = 1232 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde etter ETA

$$\frac{A_s}{A_{arm}} = 0.24$$

Kapasitet OK!

### Tverretning:

$$a_{1.tv} := 200 \text{ mm}$$

Diameter til forankringsplate

$$a_{2.tv} := 550 \text{ mm}$$

Diameter lastfordelingsflate

$$P_{max} := 1474 \text{ kN}$$

Kraft fra forspenning

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Kar. kapasitet tilleggsarmering

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

Kar. trykkapasitet betong

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Dim. kapasitet tilleggsarmering

$$f_{cd} := 0.85 \cdot \frac{f_{ck}}{1.5} = 25.5 \text{ MPa}$$

Dim. trykkapasitet betong

$$\phi L := 14 \text{ mm}$$

Diameter på tilleggsarmering

$$n := 4$$

Antall bøyer etter ETA

$$T_{tv} := \frac{1}{4} \cdot \frac{a_{2.tv} - a_{1.tv}}{a_{2.tv}} \cdot P_{max} = 235 \text{ kN}$$

Krefter det må armeres for

$$A_{s.tv} := \frac{T_{tv}}{f_{yd}} = 539 \text{ mm}^2$$

Nødvendig armering

$$A_{arm.tv} := n \cdot 2 \cdot \pi \cdot \left(\frac{\phi L}{2}\right)^2 = 1232 \text{ mm}^2$$

Armeringsmengde etter ETA

$$\frac{A_{s.tv}}{A_{arm.tv}} = 0.44$$

Kapasitet OK!

Kapasiteten er tilstrekkelig både i lengde- og tverretning for brudekket med den armeringsmengden som er angitt av produsenten. Ettersom det er spennarmering både i lengde- og tverretning vil behovet for horisontal strekkarmering bli redusert på grunn av trykkspenningene fra armeringen. Dette gjelder ikke for den vertikale strekkarmeringen, slik at det letteste uansett blir å benytte vanlige bøylere. Da slipper man også å risikere at det ikke er tilstrekkelig kapasitet i oppspenningsfasene dersom armeringen i den andre retningen ikke er tilstrekkelig oppspent og sørger for nok trykkspenninger.

I tradisjonelle konstruksjoner forankres spaltestrekkarmeringen i dekkets lengdearmering. Ettersom det ikke er tradisjonell slakkarmering, må bøylerne festes på andre måter. En mulighet er å legge inn ekstra monteringsjern i rustfritt stål og feste bøylerne i disse.

### 8.3.2 Lokal knusing

Når betongen i området innenfor spiralarmeringen utsettes for trykk, aktiveres spiralarmeringen på en slik måte at det oppstår treaksiale trykkspenninger. Kapasiteten for treaksialt trykk kan være flere ganger høyere enn kapasiteten for enaksialt trykk. Det velges derfor å stole på at spiralarmeringen sørger for tilstrekkelig kapasitet, selv om den beregnede kapasiteten viser seg å være for liten. Kapasiteten mot lokal knusing beregnes etter EK2 6,7(2):

$$F_{Rdu} = A_0 * f_{cd} * \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 * f_{cd} * A_{c0}$$

Hvor:

$A_{c0}$  er belastningsflaten. I dette tilfellet forankringsplaten.

$A_{c1}$  er den største beregningsmessige fordelingsflate med tilsvarende form som  $A_{c0}$ .

### Tverrretning:

$$A_{c0.tv} := \pi \cdot \left( \frac{a_{1.tv}}{2} \right)^2 = 31416 \text{ mm}^2 \quad \text{Belastningsflate}$$

$$A_{c1.tv} := \pi \cdot \left( \frac{a_{2.tv}}{2} \right)^2 = 237583 \text{ mm}^2 \quad \text{Fordelingsflate}$$

$$F_{Rdu.tv} := \min \left( A_{c0.tv} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1.tv}}{A_{c0.tv}}}, 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0.tv} \right)$$

$$F_{Rdu.tv} = 2203 \text{ kN} \quad \text{Kapasitet}$$

$$\frac{P_{max}}{F_{Rdu.tv}} = 0.67 \quad \text{Kapasitet OK!}$$

### Lengderetning:

$$A_{c0} := \pi \cdot \left( \frac{a_1}{2} \right)^2 = 31416 \text{ mm}^2 \quad \text{Belastningsflate}$$

$$A_{c1} := \pi \cdot \left( \frac{a_2}{2} \right)^2 = 75477 \text{ mm}^2 \quad \text{Fordelingsflate}$$

$$F_{Rdu} := \min \left( A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \right)$$

$$F_{Rdu} = 1242 \text{ kN} \quad \text{Kapasitet}$$

$$\frac{P_{max}}{F_{Rdu}} = 1.19 \quad \text{Kapasitet ikke OK!}$$

Kapasiteten mot lokal knusing er altså tilstrekkelig i tverrretning, men ikke i lengderetning. Det er ikke tatt hensyn til den økte kapasiteten ved treaksialt trykk, som er høyere enn for enaksialt trykk ( $f_{cd}$ ). Den økte kapasiteten beregnes etter EK2 3.1.9 og er avhengig av spenningene i tverrretningene:

$$f_{ck.c} = f_{ck} \left( 1,000 + 5,0 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{for } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}$$

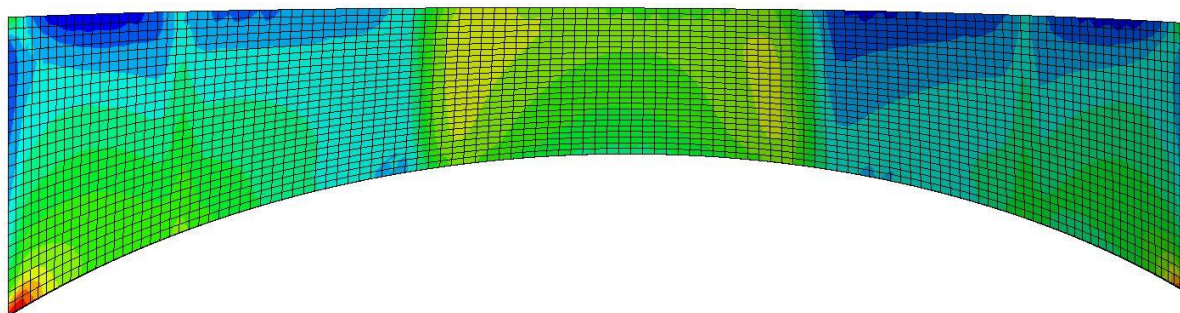
$$f_{ck.c} = f_{ck} \left( 1,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \quad \text{for } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}$$

Ettersom forankringene og spiralarmeringen ikke er tatt med i modellen og analysen, vil de spenningene som Abaqus gir ut være unøyaktige i disse områdene. Det antas dermed at kapasiteten er tilstrekkelig også i lengderetning.

Det er ikke utført tilsvarende beregninger for forankringene i buen. Det antas at produsentens anbefalinger er tilstrekkelig også her.

#### 8.4 OPPSUMMERING BRUDDGRENSETILSTANDEN

I lengderetning er momentkapasiteten for dekket tilstrekkelig. I tverretningen er det for liten aksialkraft til å sørge for tilstrekkelig kapasitet i området over klossen. Årsaken til dette er stor stivhet i klossen, som begrenser effekten av spennarmeringen. Figur 53 viser opptredende aksialkraft i lengderetning i buen. Her kommer det tydelig frem at det oppstår store spenningsforskjeller i området rundt klossen.



Figur 53: Aksialkraft i buen (lengderetning)

Ved å redusere tykkelsen på klossen, vil man trolig oppnå bedre utnyttelse av spennarmeringen, slik at opptredende aksialkraft blir større. Momentkapasiteten for buen er heller ikke tilstrekkelig. Her er det for lite armering i begge retningene, slik at det i noen områder oppstår strekk. Her bør det derfor legges inn mer armering. Det mest kritiske området er rundt klossen, og en reduksjon av denne, vil trolig også forbedre resultatene.

Skjærberegningene i dekket viser at det er tilstrekkelig kapasitet i områdene utenfor klossen så lenge dekket forblir uopprisset. Over klossen er det tilstrekkelig kapasitet uavhengig om det risser eller ikke. Kapasiteten i buen er også avhengig av at det ikke risser. Dersom man kan påvise at ingen deler av konstruksjonen risser, vil det være tilstrekkelig skjærkapasitet i hele brua.





## 9 KAPASITETSKONTROLL SLS

---

I bruksgrensetilstanden skal det påvises at konstruksjonen tilfredsstillere krav knyttet til bruk og formål gjennom konstruksjonens levetid. Kravene skal sikre konstruksjonens bestandighet, funksjon og utseende når det gjelder opprissing av betongen, deformasjoner i konstruksjonen og tetthet mot væskeinntrengning [8]. Kontrollen skal etter EK2 kapittel 7 gjennomføres med hensyn på spenningsbegrensning, rissviddebegrensning og nedbøyningsbegrensning.

For forspente konstruksjoner, med full heft mellom betong og armering, kan tverrsnittet beregnes som et vanlig armert betongtverrsnitt med det unntak at spennarmeringen er gitt en forhåndstøyning. Spennarmeringen vil bidra til tverrsnittets indre motstand.

Kravene til rissvidder er strengere for spennarmert betong enn for slakkarmert betong. Dette er fordi spennarmerte system er mer sensitive mot korrosjon på grunn av den høye utnyttelsesgraden.

### 9.1 DIMENSJONERINGSKRITERIUM

I EK2 kapittel 7 er det definert krav om maksimalt tillatte rissvidder. Rissviddene skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet skades, eller gir den et uakseptabelt utseende. Tillatte rissvidder er avhengig av eksponeringsklasse og om konstruksjonen er slakk- eller spennarmert. I tradisjonelle konstruksjoner legges det inn minimumsarmering for å begrense rissviddene der hvor strekkspenningene overskrider strekkkapasiteten. Ved opprisset tverrsnitt antas det at betongen ikke har strekkfasthet der rissene opptrer. Det er minimumsarmeringen som tar opp strekkreftene i disse områdene. Minimumsarmeringen skal også sørge for tilstrekkelig duktilitet slik at det ikke oppstår sprøbrudd. I dette tilfellet er det ønskelig å unngå slakkarmering, og dermed ikke legge inn minimumsarmering. I kapittel 10 kontrolleres det om konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet selv uten minimumsarmering.

Uten slakkarmering kan ikke kravene om rissviddebegrensning benyttes. Det må dermed anvendes andre dimensjoneringskrav som ikke lengre er dekket av EK2. Et alternativ kan være å kreve at konstruksjonen forblir uopprisset over alt. Dette er et mye strengere krav, ettersom EK2 tillater en viss rissvidde. Fordelen er derimot at man slipper å tenke på

rissviddebegrensning, omfordeling av krefter og redusert bestandighet. Skjærkapasiteten for opprissede områder vil også være større enn for opprissede områder.

Når det kommer til dimensjoneringskriteriet er det verdt å diskutere dette. Dersom det benyttes spennarmering i plastrør, kombinert med rustfri slakkarmering, vil eventuelle riss ikke påvirke bestandigheten i samme grad som for en tradisjonell brukonstruksjon. Dermed vil eventuelle riss først og fremst påvirke kapasitetene.

## 9.2 SPENNINGSBEREGNINGER, STADIUM I

Forspente konstruksjonsdeler med små strekkspenninger i bruksgrensetilstanden kan antas urisset, og kan da regnes etter stadium I. For å kunne beregne spenningene må man bestemme beliggenheten av tyngdepunktsaksen. Dette gjøres ved å finne det transformerte tverrsnittet, der armeringen uttrykkes som et ekvivalent betongtverrsnitt:

$$A_t = A_c + (\eta - 1) * A_p \quad \eta = \frac{E_p}{E_{cm}}$$

Tyngdepunktsaksen bestemmes så ved hjelp av:

$$y_t = \frac{(\eta - 1) * A_p * e}{A_t}$$

Dette gjør at  $y_t$  blir avstanden mellom tyngdepunktsaksen til betongen (tpb) og det transformerte tverrsnittet (tp). Spenningene kan deretter finnes ved hjelp av formelen:

$$\sigma_c = -\frac{N}{A_t} - \frac{M_t}{I_t} (y - y_t)$$

Positive verdier tilsvarer strekkspenninger, negative verdier tilsvarer trykkspenninger.  $I_t$  er arealtrehetsmomentet om tyngdepunktsaksen, og  $y$  er verdien på høyde i tverrsnittet.

Trykkspenningen kontrolleres mot kravene i EK2 5.10.2.2(5), og strekkspenningen kontrolleres mot betongens midlere strekkfasthet. Dersom opptredende strekkspenning er større enn strekkfastheten må tverrsnittet regnes som opprisset etter stadium II.

## 9.3 SPENNINGSBEREGNINGER, STADIUM II

Dersom betongen utsettes for så store strekkspenninger at den risser opp, antas det at betongen i rissområdet ikke har strekkfasthet. For et spennarmert tverrsnitt, med kombinert aksialkraft og moment, vil bøyestivheten i stadium II endre seg med størrelsen av momentet.

Ettersom bøyestivheten varierer med momentet må alle lastvirkningene slås sammen til en kombinasjon av M og N. For å finne en løsning benyttes kraft- og momentlikevekt. De to uttrykkene kan kombineres til en 3. gradsligning. Det er derimot vanlig å løse uttrykkene grafisk. Løsning finnes ved å forlange  $\sigma_{cA} = \sigma_{cM}$  for samme trykksonefaktor,  $\alpha$ . Utrykkene nedenfor er likevektsuttrykkene for et betongtverrsnitt med strekkarmering i underkant.

$$\sigma_{cA} = \frac{N}{bd} * \frac{1}{0.5 * \alpha - \eta\rho \frac{1 - \alpha}{\alpha}}$$

$$\sigma_{cM} = \frac{N}{bd} * \frac{2(e + a)}{d} * \frac{1}{\alpha(1 - \frac{\alpha}{3})}$$

#### 9.4 RISSKONTROLL

Ettersom dimensjoneringskriteriet for denne brua er at den skal forbli uopprisset, kontrolleres det her at de opptredende spenningene ikke overskrider kapasitetene. Konstruksjonen forblir uopprisset dersom strekkspenningene er mindre enn  $f_{ctm}$ . Trykkspenningene kontrolleres mot en redusert trykkapasitet etter EK2 5.10.2.2(5).

### Risskontroll brudekket:

#### **Materialelegenskaper:**

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

Trykkfasthet betong

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet

$$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$$

Strekkfasthet spennarmering

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

E-modul spennarmering

$$E_{cm.c} := 36000 \text{ MPa}$$

E-modul betong

$$\varphi_{100} := 1.308$$

Kryptall 100 år

$$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}}$$

Langtids E-modul

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 12.5$$

Forholdstall

$$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$$

Begrensning av betongspenning

#### Lengderetning:

$$b := 1000 \text{ mm} \quad h := 600 \text{ mm}$$

Tverrsnittsgeometri

$$n := 1.587$$

Antall kabler pr meter

$$A_{p1} := 1050 \text{ mm}^2$$

Areal pr kabel

$$A_p := 2 \cdot n \cdot A_{p1} = 3333 \text{ mm}^2$$

Spennarmeringsareal pr meter

$$A_c := b \cdot h = 0.6 \text{ m}^2$$

Areal betongtverrsnitt

$$d := 72.5 \text{ mm}$$

Diameter kabler m/føringsrør

$$c_{nom.uk} := 100 \text{ mm} \quad c_{nom.ok} := 100 \text{ mm}$$

Overdekning over- og underkant

$$d_1 := h - c_{nom.uk} - \frac{d}{2} = 464 \text{ mm}$$

Avstand overkant til senter nedre armering

$$d_2 := h - c_{nom.ok} - \frac{d}{2} = 464 \text{ mm}$$

Avstand underkant til senter øvre armering

$$e_1 := \frac{h}{2} - c_{nom.uk} - \frac{d}{2} = 164 \text{ mm}$$

Eksentrisitet underkantarmoring

$$e_2 := \frac{h}{2} - c_{nom.ok} - \frac{d}{2} = 164 \text{ mm}$$

Eksentrisitet overkantarmoring

### Antar urisset betong - Stadium I

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.64 \text{ m}^2$$

Ettersom det er like mye armering i over- og underkant av tverrsnittet, og eksentrisiteten er den samme, vil ikke tyngdepunktsaksen forskyve seg noe fra midten av betongtverrsnittet.

$$y_t := 0 \text{ mm}$$

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_1^2 = (1.9 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4 \quad \text{Arealtreghetsmoment}$$

#### Opptredende krefter:

$$N_{Ed} := -2139 \text{ kN} \quad \text{Minste trykkraft}$$

$$M_{Ed} := 330 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Største moment}$$

$$N_{Ed} := \begin{bmatrix} -2139 \text{ kN} \\ -5680 \text{ kN} \end{bmatrix} \quad M_{Ed} := \begin{bmatrix} 330 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ 330 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{bmatrix}$$

#### Opptredende spenninger:

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{I_t} \cdot \frac{h}{2} = \begin{bmatrix} 1.85 \\ -3.70 \end{bmatrix} \text{ MPa} \quad \text{Spenning underkant}$$

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{Ed}}{I_t} \cdot \frac{-h}{2} = \begin{bmatrix} -8.55 \\ -14.10 \end{bmatrix} \text{ MPa} \quad \text{Spenning overkant}$$

#### Kontroll urisset betong:

$$\text{Underkant} := \frac{\sigma_{c.uk}(0)}{f_{ctm}} = 48.7\% \quad \text{Risser ikke}$$

$$\text{Overkant} := \frac{-\sigma_{c.ok}}{\sigma_{c.maks}} = \begin{bmatrix} 31.7\% \\ 52.2\% \end{bmatrix} \quad \text{Kapasitet ok}$$

### **Tverretning:**

$$A_{p.tverr} := 1050 \text{ mm}^2 \cdot \frac{1000}{550} = 1909 \text{ mm}^2$$

$$\varphi_{100.tverr} := 1.302$$

$$E_{cm.tverr} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100.tverr}}$$

$$\eta_{tverr} := \frac{E_p}{E_{cm.tverr}} = 12.5$$

$$e := 0 \text{ mm}$$

$$A_{t.tverr} := A_c + (\eta_{tverr} - 1) \cdot A_{p.tverr} = 0.62 \text{ m}^2$$

Ettersom armeringen i tverretning ligger i midten av tverrsnittet, vil også i dette tilfellet tp forbli i samme akse som tpb

$$y_{t.tverr} := 0 \text{ mm}$$

En annen konsekvens av at armeringen ligger i tyngdepunktsaksen er at den ikke vil gi noe bidrag til arealtregningsmomentet

$$I_{t.tverr} := \frac{b \cdot h^3}{12} = (1.8 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

### **Opptredende krefter:**

$$N_{Ed.tverr} := \begin{bmatrix} -1173 \text{ kN} \\ -592 \text{ kN} \end{bmatrix} \quad M_{Ed.tverr} := \begin{bmatrix} 247 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ 208 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{bmatrix}$$

### **Opptrende spenninger:**

$$\sigma_{c.uk.tverr} := \frac{N_{Ed.tverr}}{A_{t.tverr}} + \frac{M_{Ed.tverr}}{I_{t.tverr}} \cdot \frac{h}{2} = \begin{bmatrix} 2.23 \\ 2.51 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.tverr} := \frac{N_{Ed.tverr}}{A_{t.tverr}} + \frac{M_{Ed.tverr}}{I_{t.tverr}} \cdot \frac{-h}{2} = \begin{bmatrix} -6.00 \\ -4.42 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

### **Kontroll urisset betong:**

$$\text{Underkant} := \frac{\sigma_{c.uk.tverr}}{f_{ctm}} = \begin{bmatrix} 58.7\% \\ 66.2\% \end{bmatrix} \quad \text{Risser ikke}$$

$$\text{Overkant} := \frac{-\sigma_{c.ok.tverr}}{\sigma_{c.maks}} = \begin{bmatrix} 22.2\% \\ 16.4\% \end{bmatrix} \quad \text{Kapasitet ok}$$

### Buen:

#### Materiallegenskaper:

$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	Trykkfasthet betong
$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$	Strekkfasthet spennarmering
$E_p := 195000 \text{ MPa}$	E-modul spennarmering
$E_{cm.c} := 36000 \text{ MPa}$	E-modul betong
$\varphi_{100} := 1.351$	Kryptall 100 år
$E_{cm} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100}}$	Langtids E-modul
$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 12.73$	Forholdstall
$\sigma_{c.maks} := 0.6 \cdot f_{ck} = 27 \text{ MPa}$	Begrensning av betongspenning

### Lengderetning:

$b := 600 \text{ mm}$	$h := 400 \text{ mm}$	Tverrsnittsgeometri
$A_p := 1050 \text{ mm}^2 \cdot 0.6 = 630 \text{ mm}^2$		Spennarmeringsareal pr meter
$A_c := b \cdot h = 0.24 \text{ m}^2$		Areal betongtverrsnitt
$e := 36.25 \text{ mm}$		Eksentrisitet armering

#### Antar urisset betong - Stadium I:

$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.25 \text{ m}^2$	Transformert tverrsnittsareal
$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 1.1 \text{ mm}$	Vertikal forskyvning av tyngdepunktsakse
$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$	
$I_t = (3.21 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$	Arealtreghetsmoment

#### Opptredende krefter:

$N_{Ed1} := -39 \text{ kN}$	$M_{Ed1} := 26 \text{ kN} \cdot \text{m}$	Strekkrefter er positive. Positivt moment gir strekk på undersiden
$N_{Ed2} := -1586 \text{ kN}$	$M_{Ed2} := 202 \text{ kN} \cdot \text{m}$	
$N := \begin{bmatrix} N_{Ed1} \\ N_{Ed2} \end{bmatrix}$	$M := \begin{bmatrix} M_{Ed1} \\ M_{Ed2} \end{bmatrix}$	

### Opptredende spenninger:

$$\sigma_{c.uk} := \frac{N}{A_t} + \frac{M}{I_t} \cdot \left( \frac{h}{2} - y_t \right) = \begin{bmatrix} 1.45 \\ 6.11 \end{bmatrix} \text{ MPa} \quad \text{Spenninger underkant}$$

$$\sigma_{c.ok} := \frac{N}{A_t} - \frac{M}{I_t} \cdot \left( \frac{h}{2} + y_t \right) = \begin{bmatrix} -1.79 \\ -19.07 \end{bmatrix} \text{ MPa} \quad \text{Spenninger overkant}$$

### Kontroll urisset betong:

$$\text{Underkant} := \frac{\sigma_{c.uk}}{f_{ctm}} = \begin{bmatrix} 38.3\% \\ 160.8\% \end{bmatrix} \quad \text{Et område som risser}$$

$$\text{Overkant} := \frac{-\sigma_{c.ok}}{\sigma_{c.maks}} = \begin{bmatrix} 6.6\% \\ 70.6\% \end{bmatrix} \quad \text{Kapasitet ok}$$

### Tverretning:

$$\varphi_{100.tverr} := 1.345 \quad \text{Krytall tverretning bue}$$

$$E_{cm.tverr} := \frac{E_{cm.c}}{1 + \varphi_{100.tverr}} \quad \text{Langtids E-modul}$$

$$\eta_{tverr} := \frac{E_p}{E_{cm.tverr}} = 12.70 \quad \text{Forholdstall E-modul}$$

$$A_{t.tverr} := A_c + (\eta_{tverr} - 1) \cdot A_p = 0.25 \text{ m}^2 \quad \text{Transformert tverrsnittsareal}$$

$$y_{t.tverr} := \frac{(\eta_{tverr} - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 1.1 \text{ mm} \quad \text{Forskyvning av tp oppover}$$

$$I_{t.tverr} := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2 = (3.2 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

### Opptredende krefter:

$$N_{Ed.tverr1} := 238 \text{ kN} \quad M_{Ed.tverr1} := 22 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{Ed.tverr2} := -670 \text{ kN} \quad M_{Ed.tverr2} := 72 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N_{tverr} := \begin{bmatrix} N_{Ed.tverr1} \\ N_{Ed.tverr2} \end{bmatrix} \quad M_{tverr} := \begin{bmatrix} M_{Ed.tverr1} \\ M_{Ed.tverr2} \end{bmatrix}$$

### Opptredende spenninger:

$$\sigma_{c.uk.tverr} := \frac{N_{tverr}}{A_{t.tverr}} + \frac{M_{tverr}}{I_{t.tverr}} \cdot \left( \frac{h}{2} + y_{t.tverr} \right) = \begin{bmatrix} 2.34 \\ 1.80 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.ok.tverr} := \frac{N_{tverr}}{A_{t.tverr}} - \frac{M_{tverr}}{I_{t.tverr}} \cdot \left( \frac{h}{2} - y_{t.tverr} \right) = \begin{bmatrix} -0.40 \\ -7.17 \end{bmatrix} \text{ MPa}$$



**Kontroll urisset betong:**

$$\text{Underkant} := \frac{\sigma_{c.ok.tverr}}{f_{ctm}} = \begin{bmatrix} 61.6\% \\ 47.4\% \end{bmatrix}$$

Risser ikke

$$\text{Overkant} := \frac{-\sigma_{c.ok.tverr}}{\sigma_{c.maks}} = \begin{bmatrix} 1.5\% \\ 26.6\% \end{bmatrix}$$

Kapasitet ok

## 9.5 OPPSUMMERING AV BRUKSGRENSETILSTANDEN

I kontrollen av lengderetning i dekket, er det valgt å se på det største momentet og den minste aksialkraften. Dette er en konservativ betraktning, ettersom disse ikke virker på samme sted. Siden det ikke risser for denne kombinasjonen, vil hele dekket forbli uopprisset. Det kontrolleres også om den største aksialkraften vil føre til trykkbrudd, også her er det tilstrekkelig kapasitet. I tverretning kontrolleres to ulike områder, hvor begge har tilstrekkelig kapasitet for trykk og strekk. Dekket vil dermed forbli uopprisset.

I lengderetning i buen kontrolleres det to områder, hvor det ene vil risse opp. Som beskrevet tidligere er det nødvendig med mer lengdearming. Dersom den opptredende aksialkraften økes med ca 40 %, vil ikke dette området risse. Denne økningen medfører ingen problemer med tanke på trykkapasitet. I tverretning kontrolleres det også to områder, hvor begge har tilstrekkelig kapasitet.



## 10 DUKTILITET

---

Egenskapene til konstruksjonsmaterialene endrer seg i takt med den teknologiske utviklingen. For armeringsstål har mye blitt gjort for å forbedre egenskapene, og for å tilpasse materialene til ulike bruksområder. Eksempler på egenskaper som har utviklet seg er heft-egenskapene, sveisbarheten og styrken. Samtidig som man prøver å utvikle enkelte egenskaper, kan dette gå på bekostning av andre. To viktige konsekvenser av forbedringene er lavere fastning og mindre tøyning av stålet ved brudd. For armerte betongkonstruksjoner fører samtidighet av disse to effektene til lavere duktilitet. Dette skjer ettersom den plastiske utviklingen av flyteleddene reduseres [18].

Det stilles krav til duktilitet under prosjektering av betongkonstruksjoner. Duktiliteten er essensiell for å oppnå en ønsket oppførsel av konstruksjonen. I fib bulletin 242 er det beskrevet flere punkter om hvorfor plastiske deformasjoner er nødvendige. Noen av de er:

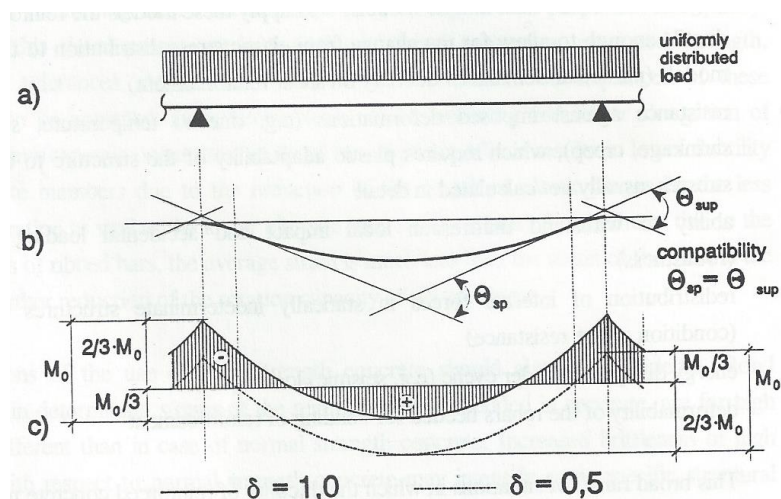
- *Advarsel før brudd ved store deformasjoner.*
- *Lineær elastisk analyse med omfordeling av moment, som krever en rotasjonskapasitet i plastisk område som muliggjør omfordelingen.*
- *Motstand mot f.eks. temperatur, svinn og kryp, som trenger en plastisk tilpasningsevne av konstruksjonen for å unngå uakseptable spenninger (regnes sjeldent på dette i detalj).*
- *Konstruksjonen skal også ha mulighet til å motstå lokale støt/slag/kollisjoner og ulykkeslaster uten å kollapse.*
- *Omfordeling av laster ved brannpåkjenninger.*

I EK2 5.10.1(5) stilles det krav til duktil oppførsel av konstruksjoner, og hvordan dette kan oppnås. Den vanligste metoden er å legge inn minimumsarmering. For denne brua er ikke dette ønskelig. Det ses derfor nærmere på metode E, som er beskrevet i EK2:

*Påvise at hvis brudd oppstår, enten på grunn av økt belastning eller redusert forspenning, så vil under ofte forekommende kombinasjoner av påvirkninger, tverrsnittet risse opp og momenter omfordeles før bæreevnen overskrides.*

Eurokoden åpner altså for å ikke legge inn minimumsarmering dersom det kan påvises at konstruksjonen oppfører seg duktilt. For å få en forståelse av omfordeling av momenter, og

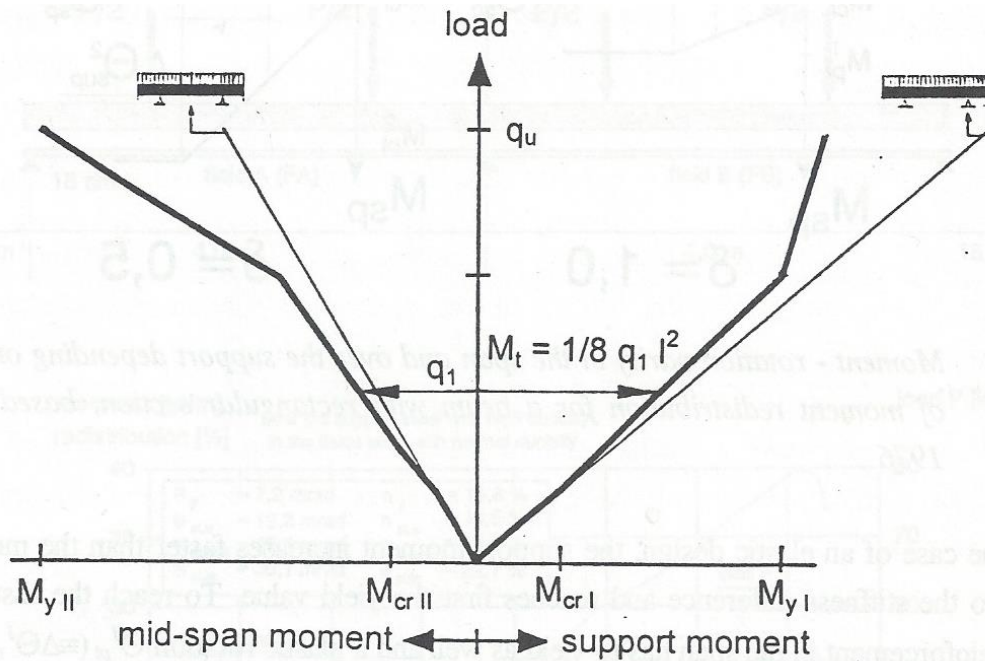
hvordan man skal kunne påvise tilstrekkelig omfordeling, vil det videre gås nærmere inn på dette. Temaet er omtalt i fib 242, her beskrives momentforløpet til en kontinuerlig bjelke med flere spenn, utsatt for en jevnt fordelt last. Som illustrert i Figur 54 a) betraktes kun ett av spennene med tilhørende støtter.



Figur 54: Momentforløp for bjelke med flere spenn

- a) Kontinuerlig bjelke over flere opplagre påført av en jevnt fordelt last  
 b) Nedbøyningskurve  
 c) Momentfordeling. Heltrukket linje – Elastisitetsteori. Stiplet linje – Ved omfordeling av momenter [18]

Ved påføring av små krefter vil bjelken forbli uopprisset. Før rissdannelse forblir stivheten langs bjelken tilnærmet konstant, og momentene følger elastisitetsteorien. Momentet over støttene vil være større enn i feltet, noe som fører til at disse områdene vil risse først. Dette medfører en reduksjon av bøyestivheten, som igjen fører til en tregere vekst av moment i dette området ved videre belastning. For å bevare likevekt vil momentet i midtspennet, hvor riss ennå ikke har oppstått, øke hurtigere. Det oppstår da en omfordeling av moment som følge av stivhetsforskjellene i bjelken (Figur 54 c). Ved videre pålasting vil imidlertid også midtspennet nå rissmomentet og stivhetsforholdet utlignes. Ved ytterligere økning av lastene fra dette punktet vil fordelingen av moment, og dermed også omfordelingsgraden, avhenge av stivhetsfordelingen langs den rissede bjelken. Generelt vil stivheten være tilnærmet proporsjonal med det korresponderende armeringsforholdet. Forskjellen i stivhet vil avgjøre hvilket av de kritiske snittene i bjelken som først oppnår flytning. Fastning fører til at momentet kan øke ytterligere ved at det oppstår flyteledd og påfølgende rotasjon. Figur 55 viser momentforløpet midt i feltet (høyre side) og over støttene (venstre side).



Figur 55: Utvikling av moment som følge av påført last [18]

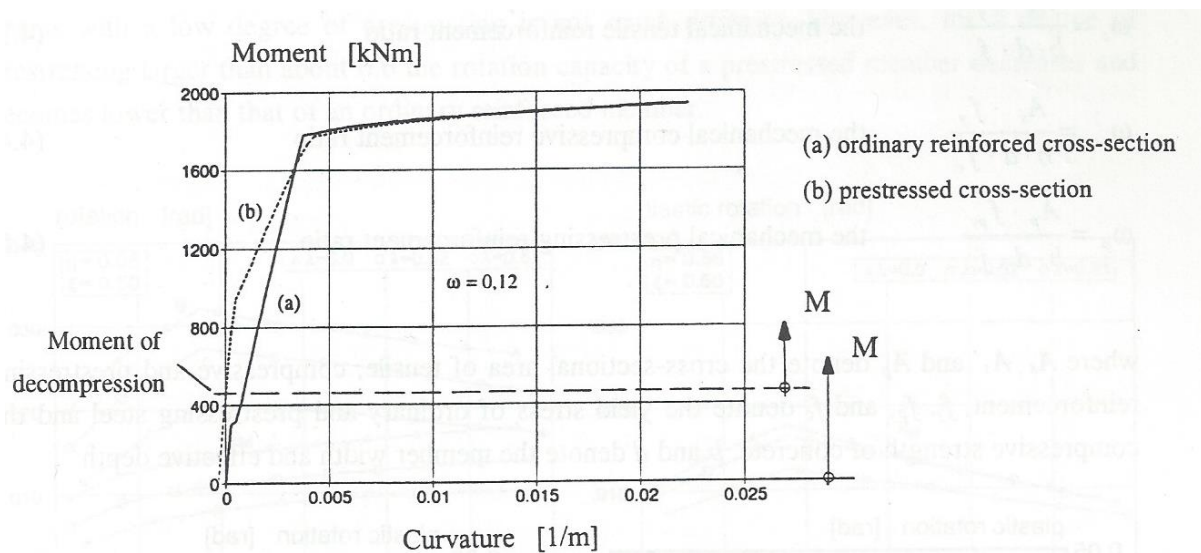
For at en bruddmekanisme skal kunne oppstå, må det også dannes flyteledd i midtfeltet. For å tilfredsstille kompatibilitet i systemet, må rotasjonen i midtspennet og over støttene være den samme (Figur 54 b). Derfor må leddet over støtten ha tilstrekkelig rotasjonskapasitet, slik at det ikke går til brudd før flyteledd i felt dannes. Stivheten langs bjelken har en direkte innvirkning på utviklingen av rotasjoner, og den nødvendige rotasjonskapasiteten til flyteleddene. Grad av omfordeling kan uttrykkes ved å se på forholdet mellom momentet som opptrer over støtte etter omfordeling, og momentet som beregnes ved elastisitetsteori.

$$\delta = M_{\text{omfordelt}} / M_{\text{elastisk}}$$

Ved å utnytte omfordeling av moment oppnår man flere fordeler. Den største fordel er at moment fra de meste påkjente områdene overføres til områder med mindre påkjenninger. Omfordeling av momenter er relatert til duktiliteten til en konstruksjon, og involverer derfor en evaluering av tilgjengelig og nødvendig rotasjonskapasitet. Rotasjonskapasitet defineres som forskjellen mellom total rotasjon av et flyteledd ved maksimalt moment, og rotasjonen ved begynnende flytning i armeringen. Den tilgjengelige rotasjonskapasiteten avhenger av ulike material- og konstruksjonsfaktorer. Noen av disse er styrke, duktilitet, heftegenskaper, geometri, armeringsforhold, statisk system og lastpåføring. Vurdering av tilgjengelig rotasjonskapasitet kan være innviklet på grunn av interaksjon mellom de ulike parameterne [18].

### Spennarmerte konstruksjoner

For spennarmerte konstruksjoner kan rotasjonskapasiteten variere betydelig i forhold til slakkarmerte konstruksjoner. Kapasiteten påvirkes av tidspunkt for flytning i armeringen, og av heftforholdene i konstruksjonen. Forskjellene i moment-krumningssammenheng for slakk- og spennarmerte konstruksjoner, er først og fremst synlige i området før armeringen begynner å flyte. I urisset tilstand er det større stivhet i en spennarmert konstruksjon. Etter opprissing, vil derimot stivheten være mindre enn for en tilsvarende slakkarmert konstruksjon. I området etter flytning er oppførselen temmelig lik. Dette medfører at en spennarmert konstruksjon ikke vil ha mindre duktilitet ved bruddlast, selv om den har større stivhet i urisset tilstand. Forløpet for de to ulike tilfellene er illustrert i Figur 56.



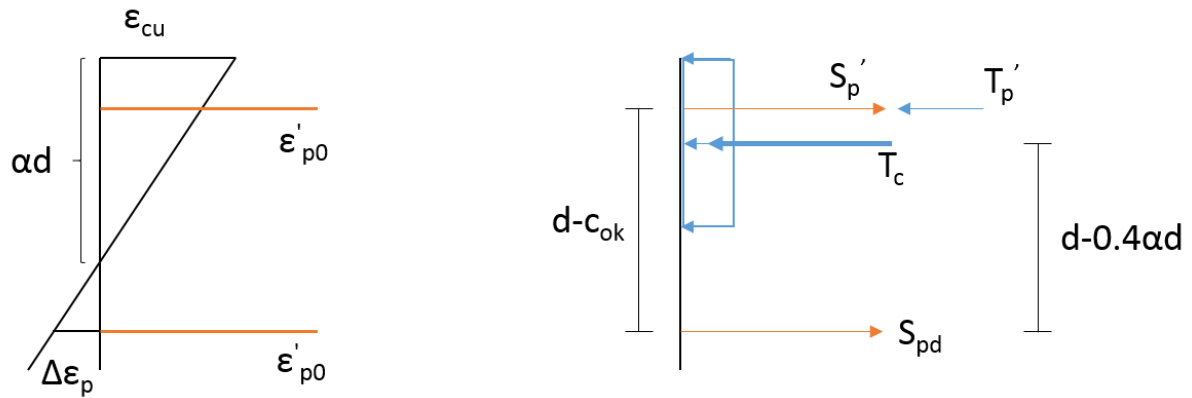
Figur 56: Forhold moment - krumtur ved hhv slakkarmering og spennarmering [18]

### 10.1 BEREGNINGSGRUNNLAG FOR DENNE OPPGAVEN

For å påvise tilstrekkelig duktilitet, må sammenhengen mellom moment og krumning bestemmes. Dette gjøres ved å beregne moment med tilhørende krumning for tre ulike tilfeller. Først beregnes momentet som akkurat gir riss, og tilhørende krumning.

Beregningene gjøres etter stadium I, som er beskrevet i kapittel 9.2. Når momentet er funnet, kan spenningene i over- og underkant av tverrsnittet beregnes, og deretter den tilhørende krumningen.

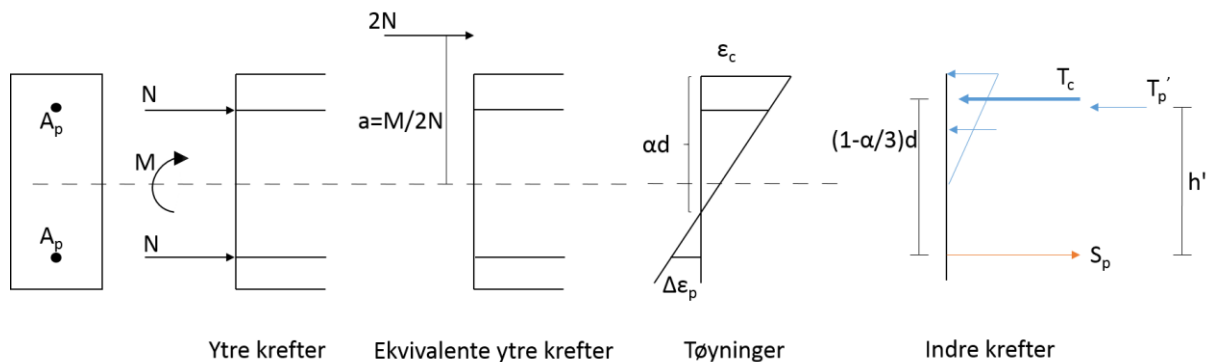
For det andre tilfellet er det ønskelig å finne moment og tilhørende krumning ved bruddtøyninger. For tverrsnitt med armering i over- og underkant kan de indre kreftene settes opp som i Figur 57:



Figur 57: Tøyninger ved maksimal momentkapasitet

Ved hjelp av kraftlikevekt kan det settes opp et uttrykk for trykksonefaktoren. Momentet som tilsvarer denne tøyningssituasjonen finnes ved å ta momentlikevekt om nedre armering. Krumningen ved denne tøyningstilstanden finnes ved å dele bruddtøyningen i betongen på trykksonehøyden.

For det tredje tilfellet benyttes det stadium II-beregninger og de samme kreftene som i forrige tilfelle. Da finnes krumningen ved begynnende flytning. Ved spennarmering i over- og underkant, vil betraktningene mellom ytre og indre krefter bli som vist i Figur 58:



Figur 58: Ytre og indre krefter for et opprisset tverrsnitt

Ved hjelp av likevektsbetraktninger kan trykksonefaktoren bestemmes. Videre kan de tilhørende betongspenningene, tøyningene og til slutt krumningen finnes. Formlene som benyttes i dekket finnes i vedlegg VI.

I buen benyttes samme fremgangsmetode som over, men ettersom det bare er armering i ett lag, blir uttrykkene noe annerledes. For beregning av krumning tilhørende rissmomentet benyttes formelene for uopprisset tverrsnitt fra formelsamling i Betongkonstruksjoner 2 [19]. Den samme formelsamlingen benyttes for beregning av tilstanden rett før begynnende

plastisk flytning. For krumning ved maksimalt moment benyttes på ny en likevektsbetraktning. Det bare utført beregninger i lengderetning.



### Duktilitetsberegninger for brudekket:

#### Tverrsnittsdata:

$b := 1000 \text{ mm}$	Tverrsnittsbredde
$h := 600 \text{ mm}$	Tverrsnittshøyde
$A_c := b \cdot h = 0.6 \text{ m}^2$	Tverrsnittsareal
$n := \frac{1000}{630} = 1.59$	Antall kabler pr meter
$A_{p.kabel} := 1050 \text{ mm}^2$	Armeringsareal pr kabel
$A_{p.uk} := A_{p.kabel} \cdot n = 1667 \text{ mm}^2$	Spennarmeringsareal pr meter, over- og underkant
$A_{p.ok} := A_{p.kabel} \cdot n = 1667 \text{ mm}^2$	
$A_p := A_{p.uk} + A_{p.ok} = 3333 \text{ mm}^2$	Samlet spennarmeringsareal
$c_{uk} := 136.25 \text{ mm}$	Avstand senter armering til under/overkant betong
$c_{ok} := 136.25 \text{ mm}$	
$e_1 := \frac{h}{2} - c_{uk} = 164 \text{ mm}$	Eksentrisitet underkant
$e_2 := \frac{h}{2} - c_{ok} = 164 \text{ mm}$	Eksentrisitet overkant
$d := h - c_{uk} = 464 \text{ mm}$	Effektiv tverrsnittshøyde
$h' := d - c_{ok} = 328 \text{ mm}$	Avstand mellom armeringen

#### Materialdata:

$f_{cd} := 25.5 \text{ MPa}$	Betongens dimensjonernde trykkfasthet
$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$	Betongens midlere strekkfasthet etter 28 døgn
$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$	Spennstålets 0.1%-strekkgranse
$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1357 \text{ MPa}$	Spennstålets strekkfasthet
$E_p := 195000 \text{ MPa}$	Spennstålets E-modul
$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$	Betongens E-modul
$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$	Betongens bruddtøyning
$\varepsilon_{pd} := \frac{f_{pd}}{E_p} = 6.96 \cdot 10^{-3}$	Spennstålets 0.1%-tøyningsgranse
$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.42$	Forholdstall E-moduler

### Oppspenningskraft etter langtids tap:

$$P_{las} := 1147 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter friksjon- og låsetap

$$\sigma_{p.opp} := \frac{P_{las} \cdot n}{A_{p.uk}} = 1092 \text{ MPa}$$

Spenning etter friksjon- og låsetap

$$\Delta := 10.73\%$$

Samlet reduksjon kryp, svinn og relaksasjon

$$\Delta \varepsilon_{tap} := \Delta \cdot \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} = 6.01 \cdot 10^{-4}$$

Tøyningstap

$$\varepsilon'_{p0} := \frac{\sigma_{p.opp}}{E_p} - \Delta \varepsilon_{tap} = 5.0 \cdot 10^{-3}$$

Effektiv tøyningdifferanse

$$P_0' := \varepsilon'_{p0} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 1625 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft etter alle tap

### Momentkapasitet og rissmoment:

$$N_{p.Ed} := P_0' = 1625 \text{ kN}$$

Aksialkraft

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.61 \text{ m}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := 0 \text{ mm}$$

Symmetrisk armering gir ingen bidrag

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot e_1^2$$

$$I_t = (1.84 \cdot 10^{10}) \text{ mm}^4$$

Annet arealmoment

Finner rissmomentet ved å sette strekkspenningen i underkant lik betongens aksialstrekkfasthet, og løser ut  $M_{cr}$ :

$$\sigma_{uk} = \frac{-N_{p.Ed}}{A_t} + \frac{M_{cr}}{I_t} \cdot \frac{h}{2} = f_{ctm}$$

Spenning underkant

$$M_{cr} := \left( f_{ctm} + \frac{N_{p.Ed}}{A_t} \right) \cdot \frac{2 \cdot I_t}{h} = 395 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmoment

### Krumning ved opprissing:

$$\sigma_{uk.cr} := -\frac{N_{p.Ed}}{A_t} + \frac{M_{cr}}{I_t} \cdot \frac{h}{2} = 3.8 \text{ MPa}$$

Spenning ved rissdannelse underside

$$\sigma_{ok.cr} := \frac{-N_{p.Ed}}{A_t} - \frac{M_{cr}}{I_t} \cdot \frac{h}{2} = -9.1 \text{ MPa}$$

Spenning ved rissdannelse overside

$$\kappa_{cr} := \frac{|\sigma_{uk.cr}| + |\sigma_{ok.cr}|}{E_{cm} \cdot h} = (5.97 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning når betongen risser opp

### Krumning ved brudd:

Setter opp aksiell likevekt:

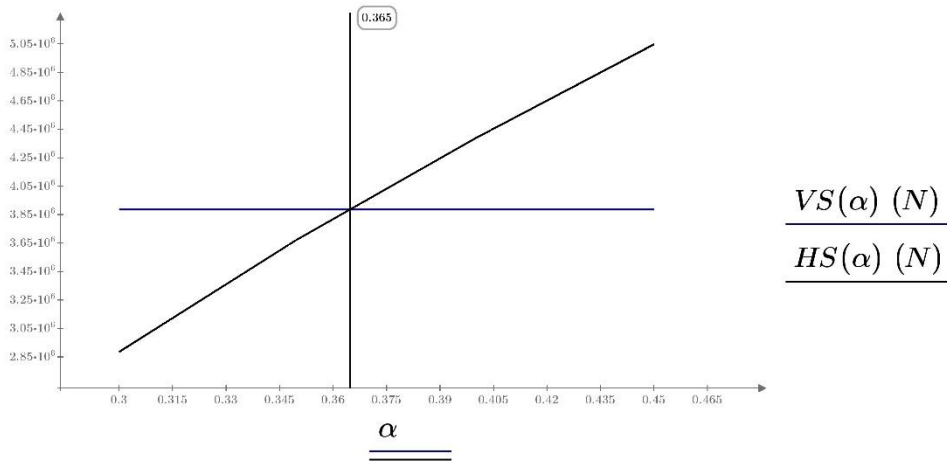
$$\varepsilon_{pd} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} + \varepsilon'_{p0} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} = 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} + \frac{\alpha \cdot d - c_{ok}}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_p \cdot A_p$$

$$VS(\alpha) := \varepsilon_{pd} \cdot E_p \cdot A_{p.uk} + \varepsilon'_{p0} \cdot E_p \cdot A_{p.uk}$$

$$HS(\alpha) := 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} + \frac{\alpha \cdot d - c_{ok}}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_p \cdot A_p$$

$$\alpha := 0.3, 0.35 \dots 0.45$$

Trykksonefaktorer



$$\alpha := 0.365$$

$$M_{p.Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d - \left( \varepsilon'_{p0} - \left( \frac{\alpha \cdot d - c_{ok}}{\alpha \cdot d} \right) \cdot \varepsilon_{cu} \right) \cdot E_p \cdot A_{p.ok} \cdot h'$$

$$M_{p.Rd} = 908 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$\kappa_{p.Rd} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha \cdot d} = (2.07 \cdot 10^{-2}) \frac{1}{\text{m}}$$

Krumning når betongen går til brudd

**Krumning ved begynnende flytning:**

Finnes ved hjelp av stadium II beregninger (opprisset betong):

$M_{stII} := M_{p.Rd} = 908 \text{ kN}\cdot\text{m}$  Moment

$N_{stII} := P_0' = 1625 \text{ kN}$  Aksialkraft

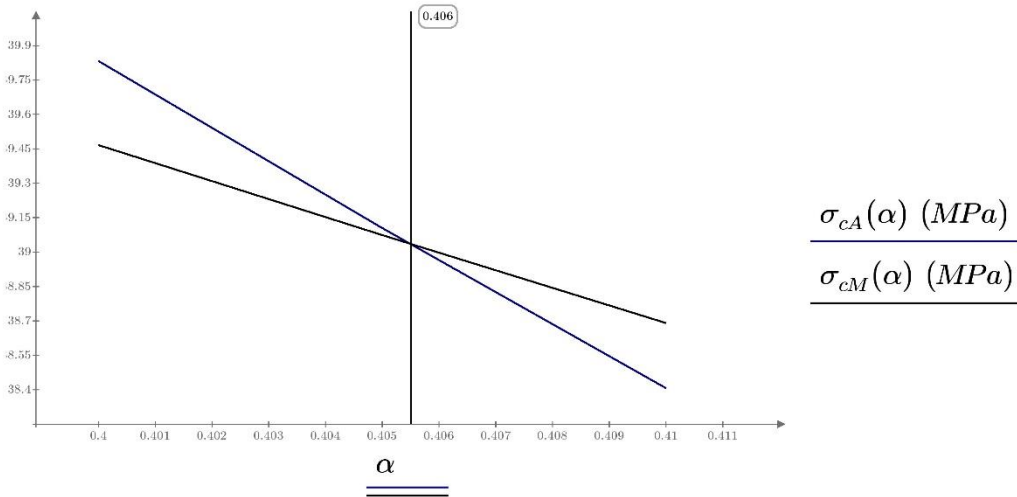
$\rho := \frac{A_{p.uk}}{b \cdot d}$

$a := \frac{M_{stII}}{|2 \cdot N_{stII}|} = 279 \text{ mm}$  Eksentrisitet ekvivalent aksialkraft

$\alpha := 0.40, 0.405 \dots 0.41$  Trykksonefaktorer

$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\frac{1}{4} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1-\alpha}{2 \cdot \alpha} + \eta \cdot \rho \cdot \frac{\alpha \cdot d - c_{ok}}{2 \cdot \alpha \cdot d}}$  Aksiallikevektsligning

$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\frac{\alpha \cdot d \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}{4 \cdot (e_1 + a)} - \frac{\alpha \cdot d - c_{ok}}{2 \cdot \alpha \cdot d \cdot (e_1 + a)} \cdot \eta \cdot \rho \cdot h'}$  Momentlikevektsligning



$\alpha := 0.406$  Trykksonefaktor

$$\sigma_c := \frac{|N_{stIII}|}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\frac{1}{4} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{2 \cdot \alpha} + \eta \cdot \rho \cdot \frac{\alpha \cdot d - c_{ok}}{2 \cdot \alpha \cdot d}}$$

Trykkspenning i betong

$$\varepsilon_c := \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = 1.08 \cdot 10^{-3}$$

Tøyning i betong

$$\Delta \varepsilon_p := \varepsilon_c \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha} = 1.58 \cdot 10^{-3}$$

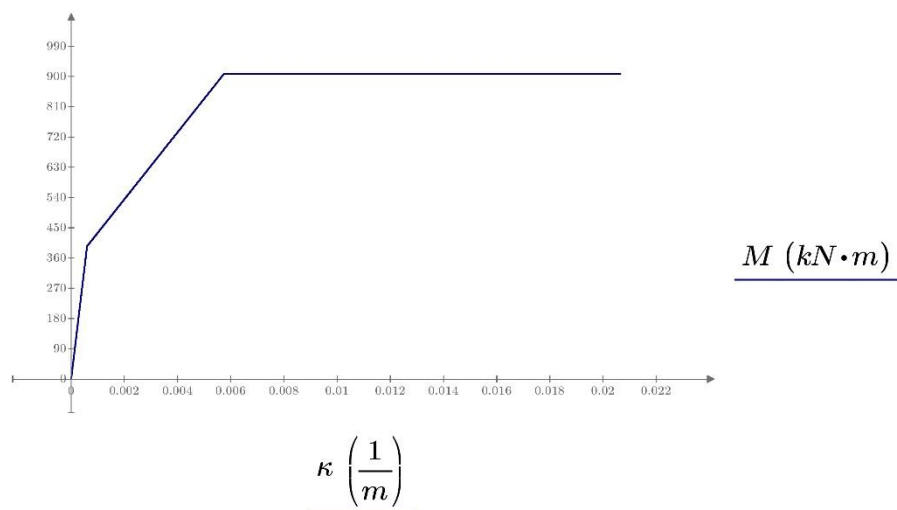
Spennarmeringstøyning

$$\kappa_{stIII} := \frac{\varepsilon_c + \Delta \varepsilon_p}{d} = (5.75 \cdot 10^{-3}) \frac{1}{m}$$

Krumning ved beregnet moment

### Moment-krumningsforløp:

$$\kappa := \begin{bmatrix} 0 \\ \kappa_{cr} \\ \kappa_{stIII} \\ \kappa_{p.Rd} \end{bmatrix} \quad M := \begin{bmatrix} 0 \\ M_{cr} \\ M_{stIII} \\ M_{p.Rd} \end{bmatrix}$$



### Rotasjonskapasitet:

$$\theta_D := (\kappa_{p.Rd} - \kappa_{stIII}) \cdot d = 6.9 \cdot 10^{-3}$$

Det er antatt at krumningen brer seg over en lengde lik den effektive tverrsnittshøyden

### Duktilitetsberegninger for buen:

#### Tverrsnittsdata:

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

$$h := 400 \text{ mm}$$

$$A_c := b \cdot h = 0.4 \text{ m}^2$$

$$A_p := 1050 \text{ mm}^2$$

$$e := 36.25 \text{ mm}$$

$$d := 236.25 \text{ mm}$$

Tverrsnittsbredde

Tverrsnittshøyde

Betongtverrsnittsareal

Armeringsareal pr meter

Eksentrisitet

Avstand fra overkant til armering

#### Materialdata:

$$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$$

$$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{1.15} = 1357 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} := 25.5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} := 36000 \text{ MPa}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.42$$

$$\varepsilon_{cu} := 3.5 \cdot 10^{-3}$$

Spennstålets 0.1-% strekkgrense

Dimensjonerende strekkfasthet

Betongens trykkfasthet

Betongens dimensjonerende trykkfasthet

Midlere strekkfasthet etter 28 døgn

Spennstålets E-modul

Betongens E-modul

Forholdstall E-modul

Bruddtøyning betong

#### Effektiv tøyningdifferanse i spennarmeringen:

$$P_{las} := 1200 \text{ kN}$$

$$\sigma_{p,opp} := \frac{P_{las}}{A_p} = 1143 \text{ MPa}$$

$$\Delta := 9.52\%$$

$$\Delta\varepsilon_{tap} := \Delta \cdot \frac{\sigma_{p,opp}}{E_p} = 5.58 \cdot 10^{-4}$$

$$\varepsilon'_{p0} := \frac{\sigma_{p,opp}}{E_p} - \Delta\varepsilon_{tap} = 5.3 \cdot 10^{-3}$$

Oppspenningskraft etter friksjon- og låsetap

Spenning etter friksjon- og låsetap

Samlet reduksjon kryp, svinn og relaksasjon

Tøyningstap

Effektiv tøyningdifferanse

### Rissmoment med tilhørende krumning:

Funnet ved stadium I - beregninger

$$P_0' := \varepsilon'_{p0} \cdot E_p \cdot A_p = 1086 \text{ kN}$$

Aksialkraft

$$N_{Ed} := -P_0'$$

Positiv som strekk

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 0.40 \text{ m}^2$$

Transformert tverrsnitt

$$y_t := \frac{(\eta - 1) \cdot A_p \cdot e}{A_t} = 0.42 \text{ mm}$$

Vertikal forskyvning av tyngdepunktsakse

$$I_t := \frac{b \cdot h^3}{12} + A_c \cdot y_t^2 + (\eta - 1) \cdot A_p \cdot (e - y_t)^2$$

$$I_t = (5.34 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Arealtreghetsmoment

Finner rissmomentet ved å sette strekkspenningen i underkant lik betongens aksialtrekkfasthet, og løser ut  $M_{cr}$ :

$$\sigma_{uk} = \frac{-P_0'}{A_t} + \frac{M_{cr}}{I_t} \cdot \left( \frac{h}{2} - y_t \right) = f_{ctm}$$

$$M_{cr} := \left( f_{ctm} + \frac{P_0'}{A_t} \right) \cdot \frac{I_t}{\left( \frac{h}{2} - y_t \right)} = 173 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Rissmoment

### Krumning ved opprissing:

$$\sigma_{uk.cr} := \frac{N_{Ed}}{A_t} + \frac{M_{cr} - N_{Ed} \cdot y_t}{I_t} \cdot \left( \frac{h}{2} - y_t \right) = 3.8 \text{ MPa}$$

Spenning ved opprissing underside

$$\sigma_{ok.cr} := \frac{N_{Ed}}{A_t} - \frac{M_{cr} - N_{Ed} \cdot y_t}{I_t} \cdot \left( \frac{h}{2} - y_t \right) = -9.2 \text{ MPa}$$

Spenning ved opprissing overside

$$\kappa_{cr} := \frac{|\sigma_{uk.cr}| + |\sigma_{ok.cr}|}{E_{cm} \cdot h} = (9.03 \cdot 10^{-4}) \frac{1}{m}$$

Krumning når betongen risser opp

### Moment og krumning ved brudd:

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.296$$

Trykksonefaktor

$$M_{Rd} := 0.8 \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d = 297 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet

$$\kappa_{Rd} := \frac{\varepsilon_{cu}}{\alpha \cdot d} = (5.01 \cdot 10^{-2}) \frac{1}{m}$$

Krumning

### Krumning ved begynnende flytning:

Funnet ved stadium II - beregninger

$$M_{stII} := M_{Rd} = 297 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentverdi mellom brudd og riss

$$N_{stII} := P_0' = 1086 \text{ kN}$$

Aksialkraft

$$\rho := \frac{A_p}{b \cdot d}$$

Armeringsforhold

$$a := \frac{M_{stII} - P_0' \cdot e}{|N_{stII}|} = 237 \text{ mm}$$

Eksentrisitet ekvivalent aksialkraft i tpb

$$\alpha := 0.3, 0.32 \dots 0.4$$

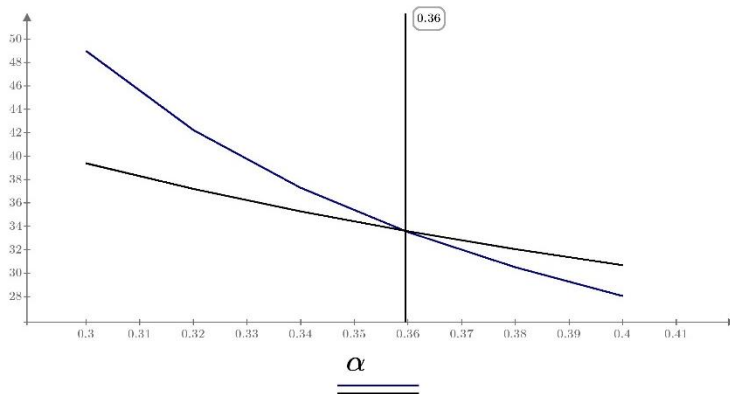
Trykksonefaktorer

$$\sigma_{cA}(\alpha) := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha}}$$

Aksiallikevektsligning

$$\sigma_{cM}(\alpha) := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d} \cdot \frac{2 \cdot (e + a)}{d} \cdot \frac{1}{\alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}$$

Momentlikevektsligning



$$\sigma_{cA}(\alpha) \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{cM}(\alpha) \text{ (MPa)}$$

$$\alpha := 0.36$$

Trykksonefaktor leses av i grafen

$$\sigma_c := \frac{|N_{stII}|}{b \cdot d} \cdot \frac{1}{\frac{1}{2} \cdot \alpha - \eta \cdot \rho \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha}} = 33.5 \text{ MPa}$$

Trykkspenning i betong

$$\varepsilon_c := \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = 9.30 \cdot 10^{-4}$$

Tøyning i betong

$$\Delta \varepsilon_p := \varepsilon_c \cdot \frac{1 - \alpha}{\alpha} = 1.65 \cdot 10^{-3}$$

Spennarmeringstøyning

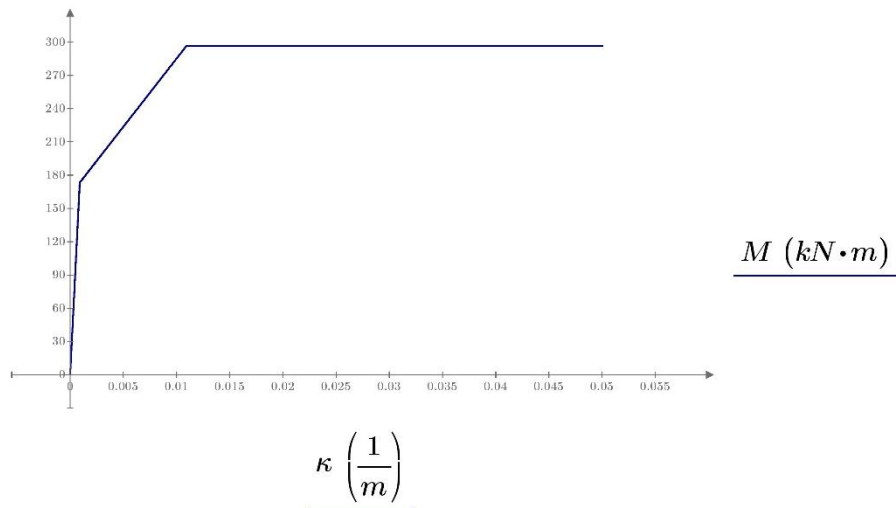
$$\kappa_{stII} := \frac{\varepsilon_c + \Delta \varepsilon_p}{d} = (1.09 \cdot 10^{-2}) \frac{1}{m}$$

Krumning



### Moment-krumningsforløp:

$$\kappa := \begin{bmatrix} 0 \\ \kappa_{cr} \\ \kappa_{stII} \\ \kappa_{Rd} \end{bmatrix} \quad M := \begin{bmatrix} 0 \\ M_{cr} \\ M_{stII} \\ M_{Rd} \end{bmatrix}$$



### Rotasjonskapasitet:

$$\theta_B := (\kappa_{Rd} - \kappa_{stII}) \cdot d = 9.3 \cdot 10^{-3}$$

Det er antatt at krumningen brer seg over en lengde lik den effektive tverrsnittshøyden

Dekket og buen har en rotasjonskapasitet på henholdsvis 0,0069 rad og 0,0093 rad. Som beskrevet tidligere kan rotasjonskapasiteter være vanskelige å sammenligne med andre tilfeller på grunn av interaksjon mellom ulike parametere. Dette gjør det vanskelig å beregne rotasjonskapasiteten til et tverrsnitt med både slakk- og spennarmering. For å påvise at brua har tilstrekkelig duktilitet velges det derfor å sammenligne trykksonefaktorene for brua med trykksonefaktoren for et tverrsnitt med tradisjonell armeringsutføring. Slike konstruksjonsdeler sies å ha tilstrekkelig duktilitet ved en trykksonefaktor på 0,4. Dekket og buen har en trykksonefaktorer på henholdsvis 0,365 og 0,296. Dette medfører en lavere trykksonehøyde, og større tøyning i strekksonen ved brudd. Det konkluderes derfor med at brua har tilstrekkelig duktilitet.



## 11 OPPSUMMERING OG KONKLUSJON

---

Oppgaven har gått ut på å gjennomføre kapasitetskontroller og analyser av et nytt brukonsept. Konseptet går ut på å ikke benytte slakkarmering, men å benytte spennarmering i både lengde- og tverretning. Dette medfører at tradisjonelle dimensjoneringskriterier ikke er aktuelle. Som dimensjoneringskriterium er det valgt å kreve at konstruksjonen ikke skal risse.

Brua er en buebru med lengde på 50,68 meter. Den er basert på en bru som er bygget etter samme konsept i Østerrike, men med noen forandringer i geometri og valg av armering. I dekket er det to lag med armering i lengderetning og ett lag i tverretning. I buen er det ett lag med armering i hver retning.

Det er gjennomført et litteraturstudie med hensikt å gi økt forståelse i nedbryting av betongkonstruksjoner, og hvordan ulike valg i prosjekteringsfasen påvirker bestandigheten.

Det er benyttet Abaqus for å utføre analyser. Programmet har en noe høy brukerterskel, men det har vist seg å være et hensiktsmessig program for oppgaven. I analysene er det benyttet continuum-shell-elementer. Disse kan sies å være en blanding av skall- og tredimensjonale elementer. Disse elementene har passet bra til modellen ved at de gir ut ønskede spenningsresultanter samtidig som de er mer allsidig med tanke på oppbygging av modellen enn vanlige skallelementer. Resultatene fra Abaqus er benyttet til kontroller i bruks- og bruddgrensetilstanden.

I bruddgrensetilstanden er det, med tanke på moment, kommet frem til at dekket har tilstrekkelig kapasitet i lengderetning. I tverretning er det noe knapp kapasitet i området rundt overgangen mellom dekket og buen. I buen er det ikke tilstrekkelig momentkapasitet i noen av retningene. Her er det derfor nødvendig å øke armeringsmengden. Skjærkapasiteten i dekket er tilstrekkelig i området over klossen uavhengig om det risser eller ikke. Resten av dekket og buen har bare tilstrekkelig skjærkapasitet dersom de forblir uopprikket.

I bruksgrensetilstanden er det kontrollert om konstruksjonen risser eller ikke. Det er funnet et område i buen som vil risse. Det kritiske området er i overgangen mellom dekket og buen. Ved å øke armeringsmengden i buen vil også dette området forbli uopprikket. Det konkluderes derfor med at det valgte dimensjoneringskriteriet er mulig å oppnå. Det er også utført kontroll av duktiliteten til konstruksjon for å forsikre at det ikke oppstår sprøbrudd ettersom det ikke er minimumsarmering i brua. Det er kommet frem til både buen og dekket

vil ha en mer duktil oppførsel enn et tilsvarende normalarmert tverrsnitt med en kombinasjon av både slakk- og spennarmering.

Det mest kritiske området er klossen i overgangen mellom dekket og buen. Dette skyldes at det ikke er noe spennarmering her. Klossen er så massiv av den motvirker virkningen av spennarmeringen i dette området, slik at det oppstår store tøyingsforskjeller mellom dekket og buen. Ved å føre lengdearmeringen i buen opp i klossen og forankre kablene i endene vil det trolig bli en mer uniform tøyingsfordeling i dette området. Ved å redusere høyden på klossen vil den trolig motvirke spennarmeringen i mindre grad.

Brua er dimensjonert etter dagens krav til overdekning. Etersom konstruksjonen ikke har slakkarmering som kan korrodere, og siden den ikke risser, bør det vurderes om det er mulig å redusere bestandighetskravene og overdekningene slik at høyden på tverrsnittet kan utnyttes mer effektivt.

Etersom det mulig å oppnå en konstruksjon som ikke risser, samtidig som duktil oppførsel kan påvises, er det tilstrekkelig grunnlag for å si at kravene til minimumsarmering etter EK2 kan ses bort ifra. Det konkluderes derfor med at dette konseptet er egnet for å oppnå mer bestandige bruer.

## 12 VIDERE ARBEID

---

Det bør utføres mer nøyaktige analyser av klossen, med en mer nøyaktig armeringplassering og eventuelt en endring i dimensjoner. Dette området har stor påvirkning på stivheten til konstruksjonen, og er det mest kritiske området i hele brua. Ved en optimalisering av dette området kan det være mulig å redusere spenningsforskjellene, og dermed utnytte spennarmeringen bedre.

Området rundt forankringene krever slakkarmering. Disse områdene ligger forholdsvis dypt i betongen. Det bør derfor vurderes om det er nødvendig med rustfri armering for å oppnå tilstrekkelig bestandighet, eller om plasseringen gjør at det kan benyttes vanlig armering. Rustfri armering er dyrere enn vanlig armering, så det vil være mer økonomisk å benytte vanlig armering dersom dette ikke går på bekostning av bestandigheten og levetiden.

Det kan ligge en økonomisk gevinst i å ikke benytte slakkarmering. Dette vil trolig føre til reduserte produksjons- og vedlikeholdskostnader. Behov for økt detaljprosjektering og dyrere materialer, kan derimot redusere den økonomiske gevinsten. Levetidskostnadene (LCC) bør derfor analyseres for å undersøke om det ligger en økonomisk gevinst bak prosjektet.



## 13 REFERANSER

---

1. Statens vegvesen. Om varige konstruksjoner. [Webside]; 2014 [Hentet 14. Mai 2015].  
Tilgjengelig fra:  
<http://www.vegvesen.no/Fag/Fokusomrader/Forskning+og+utvikling/Varige+konstruksjoner/Om+etatsprogrammet>
2. Gjerp P., Opsahl M., Smeplass S. Grunnleggende betongteknologi. 2. utg. Oslo: Byggenæringens Forlag AS; 2005.
3. Sinterf Byggforsk. Byggforskserien Armeringskorrosjon 520.061. [Webside]; 2009 [Hentet 21. Mars 2015]. Tilgjengelig fra:  
<http://bks.byggforsk.no/DocumentView.aspx?sectionId=2&docNumber=520061>
4. De Weerd K. Bestandighet av betong. 2015. Forelesning.
5. The International Federation for Structural Concrete. FIB bulletin 33: Durability of post-tensioning tendons. Stuttgart; 2005.
6. Betongelementforeningen. Bind D Brannmotstand, bestandighet og tetting. 5. utg. Oslo: SB Grafisk; 2012.
7. Standard Norge. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. 1. utg. Brussel: CEN; 2008.
8. Sørensen S. I. Betongkonstruksjoner. 2. utg. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2012.
9. European Organisation for Technical Approvals ETA-13/0839. Dywidag-System International. [Dokument fra webside].; 2013 [Hentet 11. Januar 2015]. Tilgjengelig fra:  
[http://www.dywidag-sistemas.com/uploads/media/DSI\\_SUSPA\\_Systems\\_ETA-13-0839\\_Bonded\\_Post-Tensioning\\_en.pdf](http://www.dywidag-sistemas.com/uploads/media/DSI_SUSPA_Systems_ETA-13-0839_Bonded_Post-Tensioning_en.pdf).
10. Kanstad T. Verification of three different stress calculations methods for early age concrete. Trondheim; 2005.

11. Kanstad T., Øverli J. A., Bosnjak D. 3D Restraint Analyses of Typical Structures with Early Age Cracking Problems. Luleå; 2001.
12. Cook R. D., Young W. C. Advanced Mechanics of Materials. 2. utg. Upper Saddle River, N.J: Prentice-Hall; 1999.
13. Bell K. Finite Element Analysis. 1. utg. Trondheim: Akademika Publishing; 2013.
14. Sørensen S. I. TKT4222 Concrete Structures 3 Compendium Trondheim: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU; 2014.
15. 3DS Simula. User Manual Abaqus 6.14. 2014..
16. Betongelementforeningen. Bind B Avstiving og kraftoverføring. 5. utg. Oslo: SB Grafisk; 2012.
17. European Organisation for Technical Approvals. ETAG013. [Dokument fra webside].; 2002 [Hentet 30. April 2015]. Tilgjengelig fra: [http://ec.europa.eu/growth/tools-databases/nando/index.cfm?fuseaction=cp.nb\\_hs&hs\\_id=484](http://ec.europa.eu/growth/tools-databases/nando/index.cfm?fuseaction=cp.nb_hs&hs_id=484).
18. The International Federation for Structural Concrete. FIB bulletin 242: Ductility of Reinforced Concrete Structures, fib bulletin 242 Stuttgart: Comité Euro-International du Béton (CEB); 1998.
19. Formelsamling Betong 2 TKT4220. Institutt for Konstruksjonsteknikk. 2013..
20. Standard Norge. NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010. Endringsblad A1: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. 1. utg. Brussel: CEN; 2010.
21. Standard Norge. NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. 1. utg. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN); 2008.
22. 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. 1. utg. Brussel: CEB; 2008.



23. Standard Norge. NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster. 1. utg. Brussel: CEN; 2009.
24. Standard Norge. NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termisk påvirkning. 1. utg. Brussel: CEN; 2008.
25. Standard Norge. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer. 1. utg. Brussel: CEN; 2003.
26. Standard Norge. NS-EN 1992-2:2005+NA:2010, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer. 1. utg. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen (CEN); 2010.
27. Bygg uten grenser. Bestandighet. [Webside]; 2015 [Hentet 25. Mai 2015]. Tilgjengelig fra: <http://www.byggutengrenser.no/fordeler/bestandighet>
28. Vegdirektoratet. Håndbok N400: Bruprosjektering. 1. utg.: Statens vegvesen; 2015.
29. Johansen H. Bruplanlegging. 2014. Kompendie KT6003 Prosjektering av bruer 1.



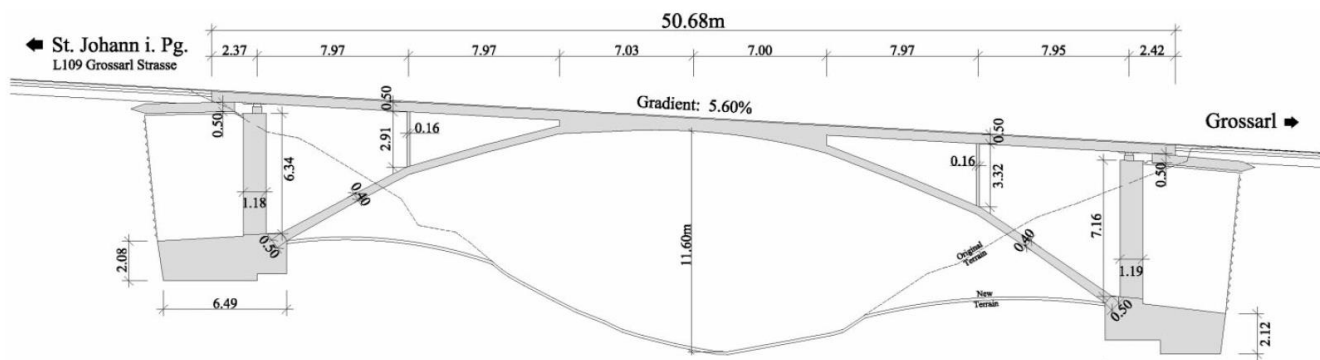
## 14 VEDLEGG

---

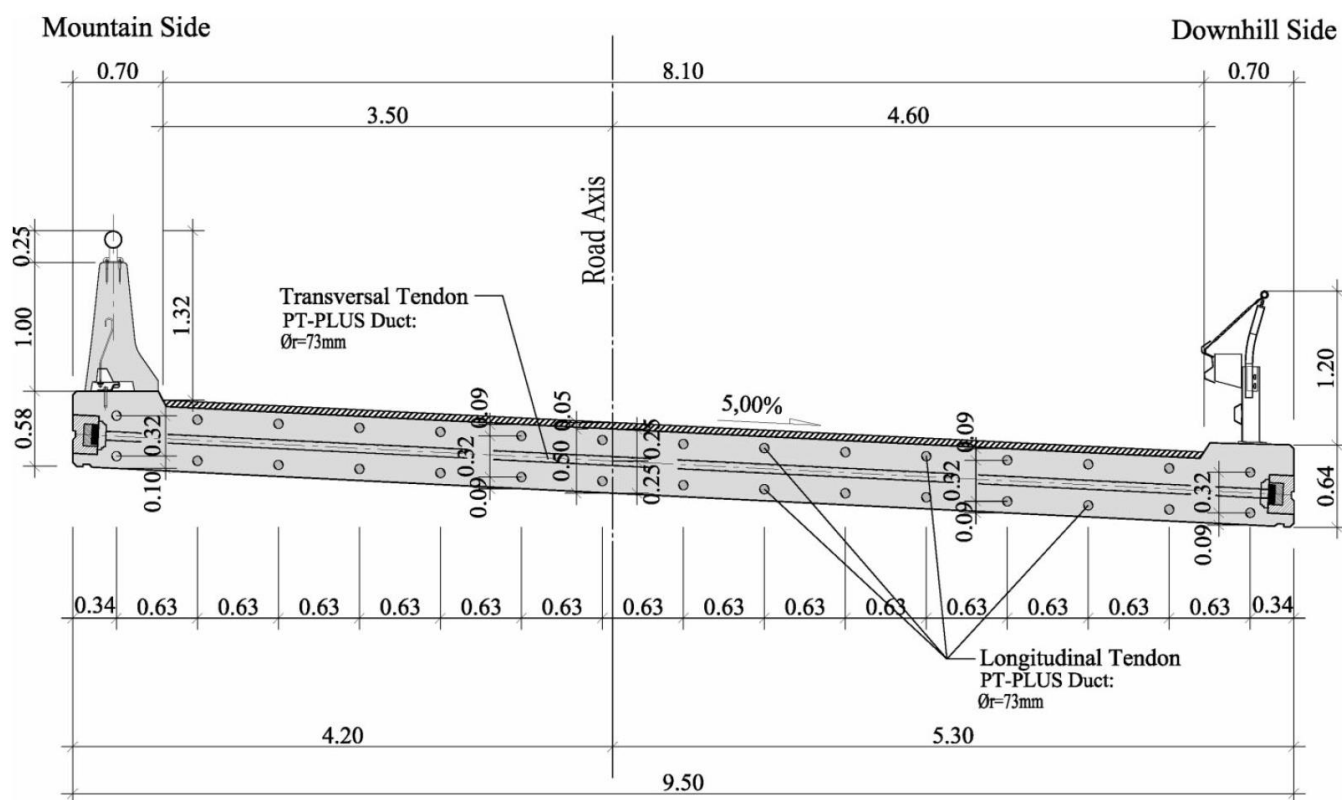
- I. Tegninger av den opprinnelig brua
- II. Utledning av parabler
- III. Temperatursimulering i Hett97
- IV. Låse- og friksjonstap minste horisontalforskyvning
- V. Tap av oppspenningskraft for ulike bredder i buen
- VI. Utledning av duktilitetsformler



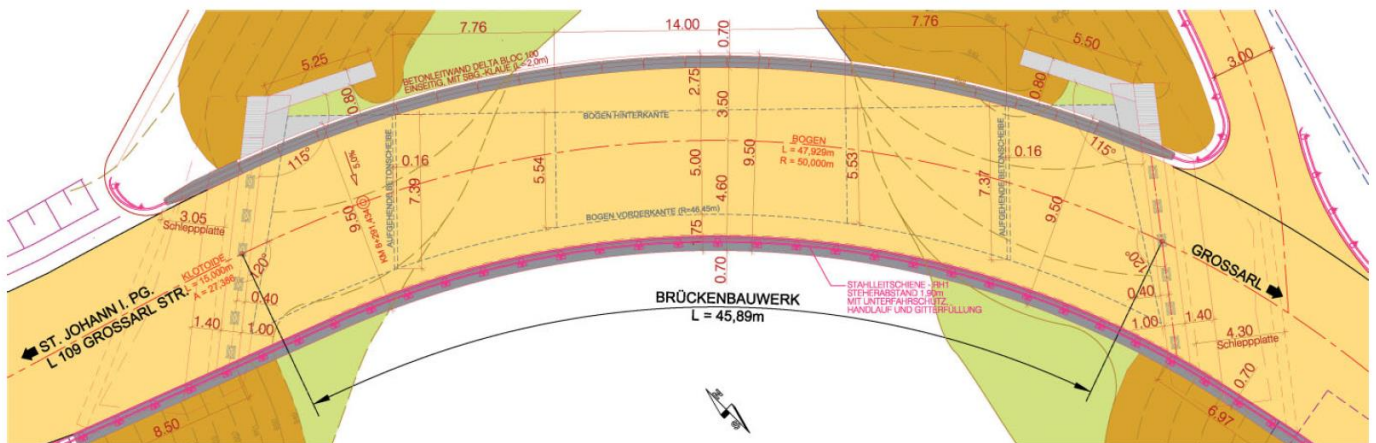
## Tegninger av den opprinnelige bruene



Figur 1: Sett fra siden [1]



Figur 2: Tverrsnitt brudekke [1]



Figur 3: Sett ovenfra [2]

## Referanser

1. Berger J., Bruschetini-Ambro S., Kollegger J. An innovative design concept for improving the durability of concrete bridges. *Structural Concrete* 12, No 3. 2011: p. 155-163.
2. Berger J., Bruschetini-Ambro, David W., Mayrhuber T. Entwurf und Konstruktion der Egg-Graben Brücke. *Beton- und Stahlbetonbau* 105, Heft 10. 2010: p. 631-639.

## Utledning av parabler

Parablene er beregnet etter et koordinatsystem der x går langs lengdeaksen, y vertikalt, og z horisontalt.

### Brudekket:

Del 1 og 3:

xy-planet, sett fra siden:

$d$

$$x(0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

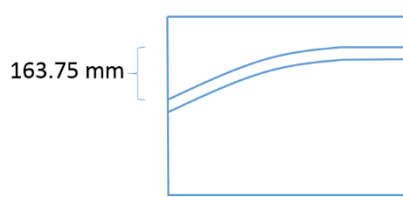
$$x(2) = 0.16375 \Rightarrow 4a + 2b = 0.16375$$

$$\frac{dy}{dx} = 2ax + b$$

$$\frac{dy}{dx}(2) = 0 \Rightarrow b = -4a$$

$$a = -0.0409375, \quad b = 0.16375$$

$$y = -0.0409375x^2 + 0.16375x$$



xz-planet, sett ovenfra:

$$z = ax^2 + bx + c$$

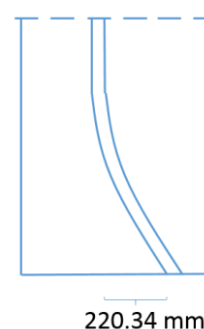
$$z(0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$z(2) = 0.2203448 \Rightarrow 4a + 2b = 0.2203448$$

$$\frac{dz}{dx} = 2ax + b$$

$$\frac{dz}{dx}(2) = 0 \Rightarrow b = -4a$$

$$a = -0.0550862, \quad b = 0.2203448$$



$$z = -0.0550862x^2 + 0.2203448x$$

xz-planet – minste forskyvning, sett ovenfra:

$$z = ax^2 + bx + c$$

$$z(0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$z(2) = 0.09 \Rightarrow 4a + 2b = 0.09$$

$$\frac{dz}{dx} = 2ax + b$$

$$\frac{dz}{dx}(2) = 0 \Rightarrow b = -4a$$

$$a = -0.0225, b = 0.09$$

$$z = -0.0225x^2 + 0.09x$$



Del 2: På grunn av krumning av vegbanen.

$$z = ax^2 + bx + c$$

$$z(0) = 0 \Rightarrow c = 0$$

$$z(23.34) = 5.782 \Rightarrow 23.34^2a + 23.34b = 5.782$$

$$\frac{dz}{dx} = 2ax + b$$

$$\frac{dz}{dx}(23.34) = 0 \Rightarrow b = -2 * 23.34a$$

$$a = -0.010614, b = 0.495458$$

$$z = -0.010614x^2 + 0.495458x$$

**Buen:** På grunn av selve buen.

$$y = ax^2 + bx + c$$



$$y(0) = 3.8 \Rightarrow c = 3.8$$

$$y(21.9) = 9.4 \Rightarrow 21.9^2 a + 21.9b = 9.4$$

$$\frac{dy}{dx} = 2ax + b$$

$$\frac{dy}{dx}(21.9) = 0 \Rightarrow b = -2 * 21.9a$$

$$a = -0.0116762, b = 0.511416$$

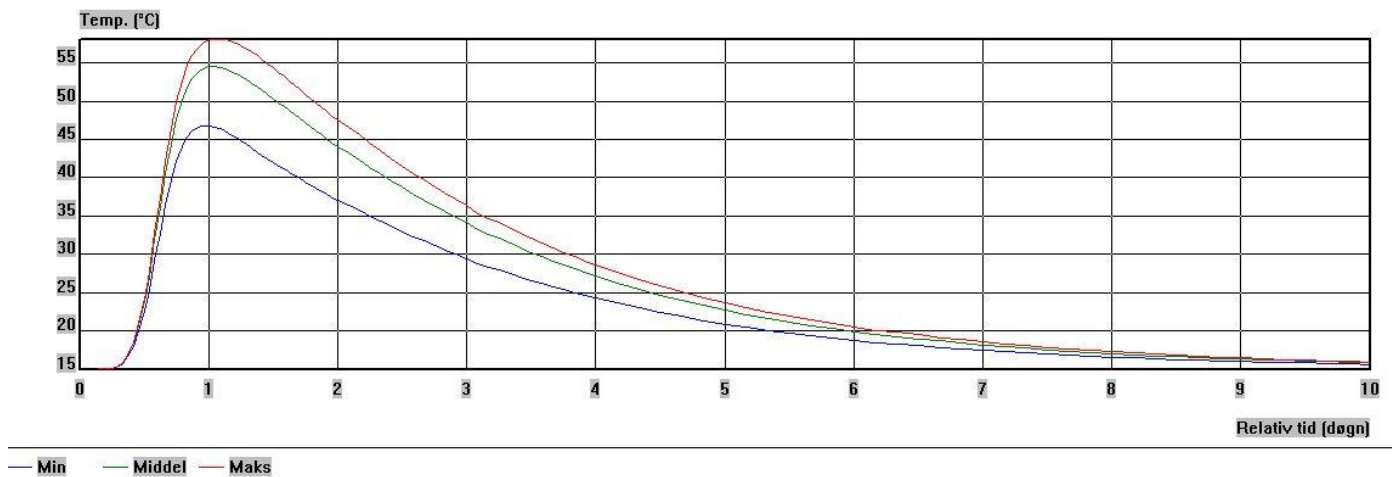
$$z = -0.0116762x^2 + 0.511416x$$



## Simulering av temperaturutvikling i fersk betong

Simuleringen er utført i Hett97 med følgende input:

- Dekke, konvensjonell forskaling
- Dekketykkelse: 600mm
- Betong: STD B45 M40, ret tilsv 0,7P
- Lufttemperatur 15 °C, vindstille
- Tildekking: plast
- Form: Finør 18mm



Resultater som benyttes i risskontroll fersk betong:

$\Delta T = 40^\circ\text{C}$  (middel temperatur)

$T_1 = 1$  døgn

$T_2 = 10$  døgn



## Låse og friksjonstap for minste horisontalforskyvning

### Tverrsnittsdata:

$A_p := 1050 \text{ mm}^2$	Spennarmeringsareal
$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$	Strekfasthet spennarmering
$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$	Spennstålets kar. 0.1%-strekkgrense
$\mu := 0.14 \text{ rad}^{-1}$	Friksjonskoeffisient
$k := 0.005 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$	Faktor for tilleggskrumning
$L_1 := 2 \text{ m}$	Lengde del 1
$L_2 := 46.68 \text{ m}$	Lengde del 2
$L_3 := 2 \text{ m}$	Lengde del 3
$L_{\text{tverr}} := 9.5 \text{ m}$	Bredden av dekket
$P_{\text{max}} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) \cdot A_p = 1474 \text{ kN}$	Tillatt oppspenningskraft

### Lengderetning:

#### Vinkler i spennprofil, del 1:

$y_1(x) := -0.0409 \cdot x^2 + 0.164 \cdot x$	Parabel for vertikal krumning
$dy_1(x) := -0.0409 \cdot 2 \cdot x + 0.164$	Vinkel i avstand x, sett fra siden
$z_1(x) := -0.0225 \cdot x^2 + 0.09 \cdot x$	Parabel horisontal krumning
$dz_1(x) := -0.0225 \cdot 2 \cdot x + 0.09$	Vinkel i avstand x, sett ovenfra

#### Vinkler i spennprofilet, del 2:

$z_2(x) := -0.0106 \cdot x^2 + 0.495 \cdot x$	Parabel for vertikal krumning
$dz_2(x) := -2 \cdot 0.0106 \cdot x + 0.495$	Vinkel i avstand x, sett fra siden

Vinklene for del 3 av spennarmeringsprofilet vil være de samme som for del 1

**Totale vinkelendringer over spennarmeringsprofil:**

$$\theta_{y1}(x) := -0.0409 \cdot 2 \cdot x \quad \text{Vinkelendring i xy-planet}$$

$$\theta_{z1}(x) := -0.0225 \cdot 2 \cdot x \quad \text{Vinkelendring i xz-planet}$$

$$\theta_1(x) := \sqrt{\theta_{y1}(x)^2 + \theta_{z1}(x)^2} \quad \text{Vinkelendring del 1}$$

$$\theta_1(0) = 0 \quad \text{Vinkelendring i } x = 0$$

$$\theta_1\left(L_1 \cdot \frac{\text{rad}}{m}\right) = 0.187 \quad \text{Vinkelendring i } x = 2m$$

$$\theta_2(x) := 2 \cdot 0.0106 \cdot x \quad \text{Vinkelendring del 2}$$

$$\theta_2(0) = 0 \quad \text{Vinkelendring start del 2}$$

$$\theta_2(23.34) = 0.495 \quad \text{Vinkelendring midt del 2}$$

$$\theta_2(46.68) = 0.99 \quad \text{Vinkelendring enden del 2}$$

$$\theta_{del1} := \theta_1\left(L_1 \cdot \frac{\text{rad}}{m}\right) = 0.187 \quad \text{Total vinkelendring over del 1}$$

$$\theta_{del2} := \theta_{del1} + \theta_2(46.68) = 1.18 \quad \text{Total vinkelendring del 1 og 2}$$

$$\theta_{del3} := \theta_{del2} + \theta_{del1} = 1.36 \quad \text{Total vinkelendring over hele lengden}$$

**Friksjonstap:**

$$\Delta P_{F1} := P_{max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot (\theta_{del1} + k \cdot L_1)}\right)$$

$$\Delta P_{F1} = 40 \text{ kN} \quad \text{Friksjonstap over del 1}$$

$$\Delta P_{F2} := P_{max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot (\theta_{del2} + k \cdot (L_1 + L_2))}\right)$$

$$\Delta P_{F2} = 266 \text{ kN} \quad \text{Friksjonstap over del 1 og 2}$$

$$\Delta P_{F3} := P_{max} \cdot \left(1 - e^{-\mu \cdot (\theta_{del3} + k \cdot (L_1 + L_2 + L_3))}\right)$$

$$\Delta P_{F3} = 299 \text{ kN} \quad \text{Friksjonstap over del 1, 2 og 3}$$

**Tverrsnittsdata:**

$A_p := 1050 \text{ mm}^2$	Spennarmeringsareal
$f_{pk} := 1770 \text{ MPa}$	Strekfasthet spennarmering
$f_{p0.1k} := 1560 \text{ MPa}$	Spennstålets kar. 0.1%-strekkgrense
$\mu := 0.14 \text{ rad}^{-1}$	Friksjonskoeffisient
$k := 0.005 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$	Faktor for tilleggskrumning
$E_p := 195000 \text{ MPa}$	Spennstålets E-modul
$\Delta L_{\text{las}} := 6 \text{ mm}$	Låsetap fra ETA
$L_1 := 2 \text{ m}$	Lengde del 1
$L_{\text{tverr}} := 9.5 \text{ m}$	Bredden av dekket
$P_{\text{max}} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) \cdot A_p = 1474 \text{ kN}$	Tillatt oppspenningskraft

**Lengderetning:**

Ønsker å finne lengden låsetapet virker over. Sjekker om  $x_0$  ligger i den første delen:  
 $[0 < x_0 < 2]$

$$y(x) := -0.0409 \cdot x^2 + 0.164 \cdot x \quad \text{Parabel, armering fra siden}$$

$$z(x) := -0.0225 \cdot x^2 + 0.09 \cdot x \quad \text{Parabel, armering ovenfra}$$

$$\theta_{y1}(x) := -0.0409 \cdot 2 \cdot x \quad \text{Vinkelendring, fra siden}$$

$$\theta_{z1}(x) := -0.0225 \cdot 2 \cdot x \quad \text{Vinkelendring, ovenfra}$$

$$\theta_1(x) := \sqrt{(0.0409 \cdot 2)^2 + (2 \cdot 0.0225)^2} \cdot x \quad \text{Total vinkelendring i punkt x}$$

$$\alpha_1 := \sqrt{(0.0409 \cdot 2)^2 + (2 \cdot 0.0225)^2} = 0.093$$

$$x_0 := \sqrt{\frac{\Delta L_{\text{las}} \cdot E_p \cdot A_p}{P_{\text{max}} \cdot \mu \cdot \left( \frac{\alpha_1 \cdot \text{rad}}{\text{m}} + k \right)}} = 7.8 \text{ m}$$

Ser at  $x_0$  ikke ligger innenfor de 2 m som er beskrevet av de utregnede parablene.

-> Må sjekke om  $x_0$  ligger i del 2

Finner avstanden,  $x_0$ , ut i del 2:  $[2 < x_0 < 48.68]$

$$z_1(x) := -0.0106 \cdot x^2 + 0.495 \cdot x$$

$$\theta_2(x) := |2 \cdot -0.0106 \cdot x|$$

$$\alpha_2 := |2 \cdot -0.0106| = 0.021$$

$$a := P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \alpha_2 \cdot \frac{rad}{m} + k \right)$$

$$b := 2 \cdot P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \alpha_2 \cdot \frac{rad}{m} + k \right) \cdot L_1$$

$$c := P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_1(L_1) \frac{rad}{m} + k \cdot L_1 \right) \cdot L_1 - E_p \cdot A_p \cdot \Delta L_{las}$$

$$x_0 := \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4 \cdot a \cdot c}}{2 \cdot a} = 12.7 \text{ m}$$

Virkelengde inn i del 2

Låsetapet virker over en lengde på totalt 14.7 meter. Ved denne lengden er låsetapet null.

Friksjonstap ved  $x = 14.7$  m:

$$\Delta P_{las.0} := P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_1(L_1) \frac{rad}{m} + k \cdot L_1 \right) + P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_2(x_0) \frac{rad}{m} + k \cdot x_0 \right)$$

$$\Delta P_{las.0} = 109 \text{ kN}$$

Totalt låsetap ved  $x=2$ :

$$\Delta P_{las.2} := P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_1(L_1) \frac{rad}{m} + k \cdot L_1 \right) + 2 \cdot P_{max} \cdot \mu \cdot \left( \theta_2(x_0) \frac{rad}{m} + k \cdot x_0 \right)$$

$$\Delta P_{las.2} = 178 \text{ kN}$$

Totalt låsetap ved  $x=0$ :

$$\Delta P_{las.tot} := 2 \cdot \Delta P_{las.0} = 219 \text{ kN}$$



**Lengderetning:**

**Lengderetning:**

$$P_{max} := 1474 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{F1.min} := 40 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{F2.min} := 266 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{F3.min} := 299 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{las.0} := 109 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{las.2} := 178 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{las.tot} := 219 \text{ kN}$$

$$P_{1.min} := P_{max} - \Delta P_{F1.min} = 1434 \text{ kN}$$

Optredende krefter etter friksjon

$$P_{2.min} := P_{max} - \Delta P_{F2.min} = 1208 \text{ kN}$$

$$P_{3.min} := P_{max} - \Delta P_{F3.min} = 1175 \text{ kN}$$

$$P_{las.x.lik0} := P_{max} - \Delta P_{las.tot} = 1255 \text{ kN}$$

Spennkraft i starten av brua

$$P_{las.x.lik.2} := P_{max} - \Delta P_{las.2} = 1296 \text{ kN}$$

Spennkraft etter del 1

$$P_{las.lik.0} := P_{max} - \Delta P_{las.0} = 1365 \text{ kN}$$

Kraft når låsetap er utlignet

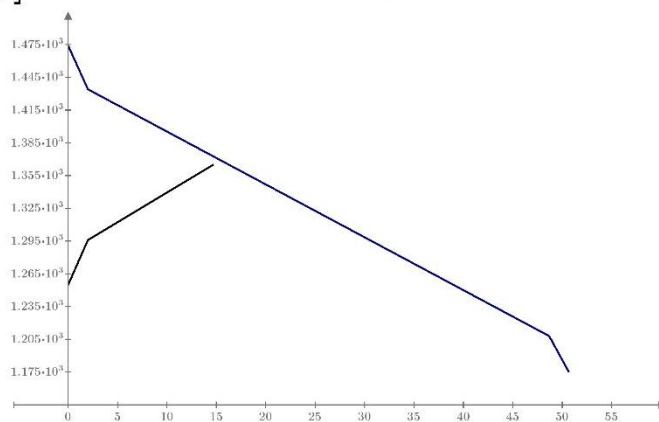
$$P_{friksjon} := \begin{bmatrix} P_{max} \\ P_{1.min} \\ P_{2.min} \\ P_{3.min} \end{bmatrix}$$

$$x_3 := \begin{bmatrix} 0 \\ 2 \\ 48.68 \\ 50.68 \end{bmatrix}$$

$$P_{las} := \begin{bmatrix} P_{las.x.lik0} \\ P_{las.x.lik.2} \\ P_{las.lik.0} \end{bmatrix}$$

$$x_4 := \begin{bmatrix} 0 \\ 2 \\ 14.7 \end{bmatrix}$$

$\frac{P_{friksjon} \text{ (kN)}}{P_{las} \text{ (kN)}}$



$x_3$

$x_4$



## Oppspenningstap i buen for flere punkter

### Input:

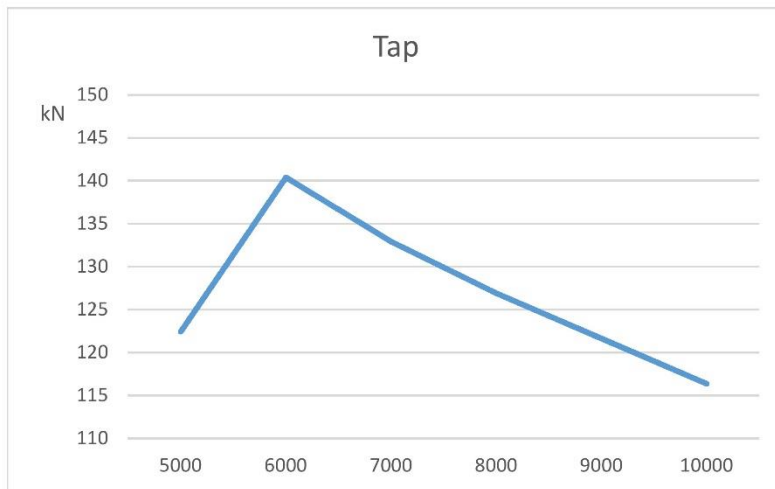
$f_{cm}$	53 MPa	RH	70 %
$f_{cm0}$	10 MPa	RHO	100 %
$f_{ck}$	45 MPa	$\alpha_3$	0,813
$E_p$	195000 MPa	$\alpha_2$	0,920
$E_c$	36000 MPa	$\alpha_1$	0,748
$t$	36500 døgn	$\alpha_{ds1}$	3
$t_0$	28 døgn	$\alpha_{ds2}$	0,13
$A_p$	1050 mm <sup>2</sup>		
$\Delta\sigma_{pr}$	51,48 MPa		
$z_{cp}$	36,25 mm		

### Kryp:

$h$	mm	400	400	400	400	400	400
$b$	mm	5000	6000	7000	8000	9000	10000
$u$	mm	10800	12800	14800	16800	18800	20800
$A_c$	mm <sup>2</sup>	2,00E+06	2,40E+06	2,80E+06	3,20E+06	3,60E+06	4,00E+06
$h_0$	mm	370,4	375,0	378,4	381,0	383,0	384,6
$\beta_{H1}$		782,8	790,0	795,3	799,4	802,5	805,1
$\beta_c$		0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
$\beta_{t0}$		0,49	0,49	0,49	0,49	0,49	0,49
$\beta_{fcm}$		2,31	2,31	2,31	2,31	2,31	2,31
$\varphi_{RH}$		1,21	1,21	1,21	1,21	1,20	1,20
$\varphi_0$		1,36	1,36	1,36	1,36	1,36	1,36
$\varphi_{100}$		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35

### Svinn:

$A_c$	mm <sup>2</sup>	2,00E+06	2,40E+06	2,80E+06	3,20E+06	3,60E+06	4,00E+06
$u$	mm	10800	12800	14800	16800	18800	20800
$h_0$	mm	370,4	375,0	378,4	381,0	383,0	384,6
$kh$		0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73
$\beta_H$		1,02	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
$\epsilon_{cd0}$		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\beta_{ds}$		0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
$\epsilon_{cd}$		0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\beta_{as}$		1	1	1	1	1	1
$\epsilon_{ca00}$		8,75E-05	8,75E-05	8,75E-05	8,75E-05	8,75E-05	8,75E-05
$\epsilon_{ca}$		8,75E-05	8,75E-05	8,75E-05	8,75E-05	8,75E-05	8,75E-05
$\epsilon_{cs}$		2,61E-04	2,61E-04	2,61E-04	2,61E-04	2,60E-04	2,60E-04
$\sigma_{cQP}$	MPa	3,45	5,79	4,81	4,02	3,33	2,63
$I_c$	mm <sup>4</sup>	2,67E+10	3,2E+10	3,7333E+10	4,2667E+10	4,8E+10	5,3333E+10
$\Delta P_{csr}$	N	122437	140389	132908	126891	121632	116351



## Utleddning av duktilitetsformler:

### Utleddning av former for beregning av duktilitet

#### Tilfelle 1: Ved riss

Områder vil risse dersom strekkspenningene er større enn  $f_{ctm}$

$$\sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M_{cr} - N \cdot y_t}{I_t} \cdot y$$

Brudekket:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_t} + \frac{M_{cr}}{I_t} \cdot y$$

$$\sigma_c = -\frac{P'}{A_t} + \frac{M_{cr}}{I_t} \cdot \frac{h}{2}$$

$$M_{cr} = \left( f_{ctm} + \frac{P'}{A_t} \right) \cdot \frac{2 \cdot I_t}{h}$$

#### Tilfelle 2: Bruddtøyninger

Brudekket:

Aksiell likevekt:

$$S_{pd} + S_{p2'} = T_c + \Delta T_{p2}$$

$$\varepsilon_{pd} \cdot E_p \cdot A_p + \varepsilon_{p0'} \cdot E_p \cdot A_p = 0.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + \frac{\alpha \cdot d - c_2}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu} \cdot E_p \cdot A_p$$

$$M = 0.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d - (\varepsilon_{p0'} - \Delta \varepsilon_{p2'}) \cdot E_p \cdot A_p \cdot h'$$

$$\text{Hvor } \Delta \varepsilon_{p2'} = \frac{\alpha \cdot d - c_2}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_{cu}$$

**Tilfelle 3: Ved begynnende flytning**

Brudekket:

Aksiell likevekt:

$$2 N = T_c + T_p - S_p$$

$$= \frac{1}{2} \cdot E \cdot \varepsilon_c \cdot \alpha \cdot d \cdot b + \frac{\alpha \cdot d - c_2}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_c \cdot E_p \cdot A_p - \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_c \cdot E_p \cdot A_p$$

$$\text{hvor } \eta = \frac{E_p}{E} \quad \rho = \frac{A_p}{b \cdot d}$$

$$\frac{2 \cdot N}{E \cdot b d} = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_c \cdot \alpha + \frac{\alpha \cdot d - c_2}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_c \cdot \eta \cdot \rho - \frac{1 - \alpha}{\alpha} \cdot \varepsilon_c \cdot \eta \cdot \rho$$

$$\frac{N}{\sigma_c \cdot b d} = \frac{1}{4} \cdot \alpha + \eta \cdot \rho \cdot \frac{\alpha \cdot d - c_2}{2 \cdot \alpha \cdot d} - \frac{1 - \alpha}{2 \alpha} \cdot \eta \cdot \rho$$

Momentlikevekt:

$$2 N(e+a) = T_c \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) d - T_p \cdot h'$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \sigma_c \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d - \Delta \varepsilon_p' \cdot E_p \cdot A_p \cdot h'$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_c \cdot E \cdot \alpha \cdot d \cdot b \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d - \frac{\alpha \cdot d - c_2}{\alpha \cdot d} \cdot \varepsilon_c \cdot E_p \cdot A_p \cdot h'$$

$$\frac{2 N(e+a)}{\varepsilon_c \cdot E \cdot d \cdot b} = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \cdot d - \frac{\alpha \cdot d - c_2}{\alpha \cdot d} \cdot \eta \cdot \rho \cdot h'$$

$$\frac{N}{\sigma_c \cdot d \cdot b} = \frac{\alpha \cdot d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}{4 \cdot (e+a)} - \frac{\alpha \cdot d - c_2}{2 \alpha \cdot d \cdot (e+a)} \cdot \eta \cdot \rho \cdot h'$$