

D-regioner i betongbruer

Bjørnar Fuglaamoen Hagen
Magnus Berntzen Nordlid

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Helge Brå, KT

Medveileder: Håvard Johansen, Statens vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 4. juni 2013	ANTALL SIDER: 160 + 153 vedlegg
------------------------------------	-----------------------	------------------------------------

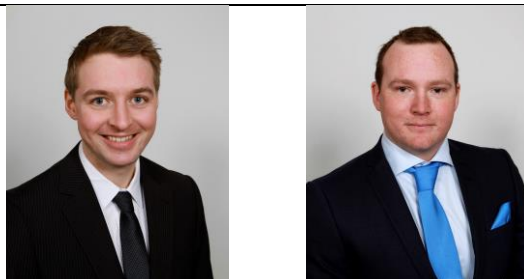
TITTEL:

D-regioner i betongbruer

D-regions in concrete bridges

UTFØRT AV:

Bjørnar Fuglaamoen Hagen
Magnus Berntzen Nordlid



SAMMENDRAG:

Oppgaven omhandler D-regioner i betongbruer. Det fokuseres spesielt på bruk av stavmodellen i bruksgrensetilstand. Det er gjennomført et litteraturstudium av stavmodellen og beregninger for seks ulike D-regioner fra Dolmsundbrua.

Kontrollen av de seks D-regionene er bygd opp likt. For hver D-region er det laget flere modeller som ivaretar en eller flere krefter. I noen tilfeller er det etablert ulike modeller for samme kraft slik at modellene kan kontrolleres mot hverandre. Kraftene som er funnet er kontrollert mot formelverktøy i litteraturen og i eurokodene.

Tre av D-regionene er forankringssoner for spennarmering. Bruksgrensetilstanden er dimensjonerende for samtlige. For de tre D-regionene over og under brulagre varierer dimensjonerende tilstand. Årsaken er større forskjeller i brudd- og bruksgrenselast, samt andre krav til armeringsspenninger.

En velfungerende stavmodell kan benyttes i både brudd- og bruksgrensetilstand.

FAGLÆRER: Helge Brå, SINTEF

VEILEDER(E): Helge Brå, SINTEF, Håvard Johansen, Vegdirektoratet

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne masteroppgaven er en avslutning på sivilingeniørstudiet ved institutt for konstruksjonsteknikk (KT) ved Norges Teknisk-Naturvitenskaplige Universitet (NTNU). Arbeidet med rapporten er utført våren 2015 over 20 uker. Masteroppgaven er skrevet i samarbeid mellom Bjørnar Fuglaamoen Hagen og Magnus Berntzen Nordlid med dr.ing Helge Brå i SINTEF som intern veileder. Ekstern samarbeidspartner er Statens vegvesen, med Håvard Johansen ved Vegdirektoratet i Trondheim som veileder.

Gjennom denne masteroppgaven har vi fått innsikt i D-regioner og utfordringene knyttet til dem. Dette gjelder spesielt i bruksgrensetilstand hvor det er mindre vanlig å benytte stavmodellen. Rapporten består av en teoridel med påfølgende beregninger. Beregningene er gjort for seks ulike D-regioner som alle befinner seg i Dolmsundbrua. Valget av D-regionene med tilhørende laster og tegninger er gjort av Statens vegvesen. Litteratur som er benyttet er hentet fra fagbøker, artikler, internett samt intern og ekstern veileder.

Denne oppgaven er detaljfokusert og en viss forkunnskap innen konstruksjonsteknikk kreves for at den skal være forståelig for leseren. Kunnskaper om D-regioner og stavmodellen er ikke nødvendig for å forstå innholdet i rapporten.

Vi vil rette en stor takk til dr.ing Helge Brå ved SINTEF for god veiledning og oppfølging hele veien. Vi vil også takke Håvard Johansen ved Vegdirektoratet for utfyllende forklaringer på spørsmål. Til slutt vil vi takke hverandre for et godt samarbeid.

Trondheim, juni 2015

Bjørnar Fuglaamoen Hagen

Bjørnar Fuglaamoen Hagen

Magnus Berntzen Nordlid

Magnus Berntzen Nordlid

Sammendrag

Denne masteroppgaven omhandler D-regioner i betongbruer. Rapporten fokuserer spesielt på bruk av stavmodellen i bruksgrensetilstand. Det er gjennomført et litteraturstudium av stavmodellen og beregninger for seks ulike D-regioner fra Dolmsundbrua.

Stavmodellen er vanlig å benytte for D-regioner i bruddgrensetilstand. For verifisering av stålspenninger og rissvidder i bruksgrensetilstand er det varierende praksis. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 tillater bruk av stavmodellen ved kontroll av armeringsspenninger i bruksgrensetilstand. Sammen med annen litteratur gis følgende anbefaling ved bruk av modellen:

- Stavene bør orienteres etter en lineær-elastisk spenningsstrøm. Det innebærer at modellen har tilstrekkelig kompatibilitet.

Kontrollen av de seks D-regionene er bygd opp likt. For hver D-region er det laget flere modeller som ivaretar en eller flere krefter. I noen tilfeller er det etablert ulike modeller for samme kraft slik at modellene kan kontrolleres mot hverandre. Kreftene som er funnet er kontrollert mot formelverktøy i litteraturen og i Eurokodene. For de fleste av D-regionene er etablerte stavmodeller mer konservative enn formelverktøyet.

Etablering av stavmodellene er krevende for flere av D-regionene. Det er ikke benyttet noen form for analyseverktøy, hvilket medfører usikkerhet om hvor spenningsstrømmene går og hvordan stavene bør plasseres.

Tre av D-regionene er forankringssoner for spennarmering. Bruksgrensetilstanden er dimensjonerende for samtlige. For de tre D-regionene over og under brulagre varierer dimensjonerende tilstand. Årsaken er større forskjeller i brudd- og bruksgrenselast, samt andre krav til armeringsspenninger.

Verifisering av D-regionene i bruksgrensetilstanden er utfordrende. Armeringen er dimensjonert slik at kontroll av rissvidder er unødvendig. Foretas det likevel en kontroll av rissvidder er de i mange tilfeller for store. Det knytter seg noe usikkerhet til validiteten av rissviddeberegningene.

Ved bruk av riktig analyseverktøy kan stavmodellen verifiseres. Spenningskravene til armeringen bør følge NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 for forankringssoner og tabell 7.2N eller 7.3N i NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 for andre belastede flater. Minimumsarmering for rissvidder må kontrolleres dersom rissviddekontroll ikke er utført.

En velfungerende stavmodell kan benyttes i både brudd- og bruksgrensetilstand.

Abstract

This master thesis deals with D-regions in concrete bridges. The report focuses specifically on the strut-and-tie model (STM) in serviceability limit state (SLS). A literary study of the STM has been completed together with calculations for six different D-regions of Dolmsundbrua.

It is common to use the STM for D-regions in ultimate limit state (ULS). For verification of steel stresses and cracks widths in SLS, there is no practice established. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 allows use of the STM to control steel tension in SLS. Along with other literature, the following recommendations are given:

- The struts and ties should be oriented according to linear elasticity theory. This means that the model has sufficient compatibility. To ensure sufficient compatibility the angles between strut and ties should be large.

The six D-regions in this thesis are checked in the same way. For each D-region it is made several models that address one or several occurring forces. In some cases there are different models for the same force. This gives an opportunity to check the models against each other. The forces found in the various models are checked against formulas in the literature and Eurocodes. The established STM are in most cases giving the largest amount of reinforcement.

Establishment of the STM is challenging for several of the D- regions. There has not been used any kind of analyzing tool. This result in uncertainty about stress flow and how the struts and ties should be placed.

Three of the D- regions are in anchoring zones for prestressing reinforcement. SLS gives the largest amount of reinforcement for all of them. The three D-regions that are connected to partially loaded areas are changing between ULS and SLS. The reason for this is larger differences in loads and other requirement to reinforcement stresses.

Verification of D-regions in SLS is challenging. Reinforcement in the different models are designed so the control of crack width should be unnecessary. If there is made a control, the crack widths are too large. There is some uncertainty connected to the validity of the crack width calculations.

Using analytical tools the STM can be verified. Stress requirements for reinforcement should follow EN 1992-2-2:2005+NA:2010 for anchoring zones and Table 7.2N or 7.3N in EN 1992-1-1:2004+NA:2008 for other loaded areas. Minimum reinforcement required to control cracking must be checked if a crack width control is not performed.

A well-functioning STM can be used in both ULS and SLS.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
Indeksliste.....	xv
1 Innledning	1
2 Stavmodellen	3
2.1 Teoretisk grunnlag	3
2.1.1 B- og D-regioner	3
2.1.2 Plastisitetsteoriens nedre grenseteorem.....	4
2.2 Etablering av stavmodellen	5
2.2.1 Lineær-elastisk analyse	5
2.2.2 Bruk av tidligere modeller	5
2.2.3 Kraft-sti metoden	5
2.2.4 Optimalisering av stavmodellen.....	7
2.3 Trykkspenningsfelt og trykkstaver.....	8
2.4 Stavmodellen i Eurokode 2.....	9
2.4.1 Trykkstaver	10
2.4.2 Strekkstaver.....	11
2.4.3 Knutepunkt.....	12
2.5 Stavmodellen i SLS.....	15
2.5.1 Gyldigheten av stavmodellen i SLS.....	15
2.5.2 Praktisk bruk av stavmodellen i SLS	15
3 Spenninger og rissvidder.....	17
3.1 Spenningsbegrensninger	17
3.1.1 Trykkspenninger	17
3.1.2 Strekkspenninger.....	18
3.2 Rissvidder.....	18
3.2.1 Rissviddekrav.....	18
3.2.2 Spenningskrav i EK2-2	19
3.2.3 Minimumsarmering for begrensning av rissvidde	19
3.2.4 Rissviddebegrensning uten direkte beregning.....	20
3.2.5 Beregning av rissvidder	21

3.3	Rissviddeberegninger i denne rapporten	23
3.3.1	Forankringssoner	23
3.3.2	Opplagre	23
4	Presentasjon av D-regioner	25
4.1	Materialer	25
4.2	Tegninger	26
4.3	Beregninger	26
4.4	Oppsummeringer	26
5	Forankring av spennarmert betong	27
5.1	Innledende teori	27
5.1.1	Forspenningsmetoder	27
5.1.2	Spennkraft	27
5.1.3	Forankringssone	28
5.1.4	SLS-krav	29
5.2	Lokal sone	29
5.2.1	EK2-2 tillegg J	30
5.2.2	Detailing for Post-tensioned – VSL (Rogowsky & Marti, 1991)	32
5.2.3	Designers guide to EN 1992-2 (Hendy & Smith, 2007)	32
5.2.4	ETA (BBR , 2013)	33
5.2.5	Beregningseksempel for lokal sone	35
5.2.6	Oppsummering	36
5.3	Generell sone	36
6	D-region A - Forankringer i bruplaten	39
6.1	Beskrivelse	39
6.2	Vertikal betraktning	40
6.2.1	Modell 1	40
6.2.2	Modell 2	43
6.2.3	Beregninger etter EK2 og EK2-2	44
6.2.4	Beregninger etter betongelementboken (Betongelementforeningen, 2012) ..	44
6.2.5	Beregninger etter VSL (VSL, 1972)	44
6.3	Horisontal betraktning	45
6.3.1	Modell 1	45
6.3.2	Modell 2	47
6.3.3	Modell 3	49

6.3.4	Modell 4.....	51
6.3.5	Modell 5.....	52
6.3.6	Beregninger etter EK2 og EK2-2	54
6.4	Rissviddekontroll for modell 3.....	55
6.4.1	Minimumsarmering for begrensning av riss, EK2 pkt. 7.3.2	55
6.4.2	Forenklet kontroll av rissvidder, EK2 pkt. 7.3.3	56
6.4.3	Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4	56
6.5	Oppsummering	57
6.5.1	Vertikalt	57
6.5.2	Horisontalt.....	58
6.5.3	Rissviddekontroll for modell 3	59
7	D-region B - Forankringer i undergurt	61
7.1	Beskrivelse	61
7.2	Vertikal Betragtning.....	62
7.2.1	Modell 1.....	62
7.2.2	Beregninger etter EK2 og EK2-2	64
7.3	Horisontal betraktning.....	64
7.3.1	Modell 1.....	64
7.3.2	Modell 2.....	65
7.3.3	Modell 3.....	66
7.3.4	Modell 4.....	67
7.3.5	Beregninger etter EK2 og EK2-2	69
7.3.6	Beregninger etter VSL (Rogowsky & Marti, 1991)	70
7.3.7	Beregninger etter Betongelementboken (Betongelementforeningen, 2012)...	70
7.4	Rissviddekontroll for modell 1.....	71
7.4.1	Minimumsarmering for begrensning av riss, EK2 pkt. 7.3.2	71
7.4.2	Forenklet kontroll av rissvidder, EK2 pkt. 7.3.3	71
7.4.3	Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4	72
7.5	Oppsummering	72
7.5.1	Vertikalt	72
7.5.2	Horisontalt.....	72
7.5.3	Rissviddekontroll for modell 1	74
8	D-region C - Forankringer i voute	75
8.1	Beskrivelse	75

8.2	Vertikal spaltestrekk	76
8.3	Horisontal spaltestrekk.....	78
8.4	Beregninger etter EK2	79
8.5	Skrå strekkraft.....	79
8.6	Avbøyningskraft.....	80
8.7	Eksentrisitetsmoment.....	82
8.8	Strekk i undergurt.....	83
8.9	Oppsummering	85
9	Trykkoverføring i opplagre.....	87
9.1	Partielt belastede flater	87
9.1.1	Sentrisk last	88
9.1.2	Eksentrisk last.....	90
9.2	Minimumsarmering	90
9.2.1	Kant-utglidning	90
9.2.2	Søyle	91
9.2.3	Vegg.....	92
10	D-region D - Tverrbærer	93
10.1	Beskrivelse	93
10.1.1	Krefter i opplagre	94
10.2	Kontroll av lokal knusing.....	94
10.3	Minimumsarmering	95
10.3.1	Kant-utglidning	95
10.3.2	Vegg.....	96
10.4	Horisontal spaltestrekk.....	96
10.4.1	Modell 1.....	96
10.4.2	Modell 2.....	98
10.4.3	Beregninger etter EK2	99
10.5	Krefter i hele tverrsnittet.....	99
10.5.1	Modell 1.....	99
10.5.2	Modell 2.....	101
10.5.3	Modell 3.....	101
10.5.4	Modell 4.....	103
10.6	Rissviddekontroll for modell 1.....	104
10.6.1	Minimumsarmering for begrensnng av riss, EK2 pkt. 7.3.2	104

10.6.2	Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4	105
10.7	Oppsummering	105
10.7.1	Spaltestrekk	105
10.7.2	Randstrekk	106
10.7.3	Opphengskrefter	106
10.7.4	Horisontalkrefter	106
10.7.5	Kant-utglidning	106
10.7.6	Armeringstegning	107
10.7.7	Rissviddekontroll for modell 1	107
11	D-region E - Søyletopp	109
11.1	Beskrivelse	109
11.1.1	Opptredende krefter	109
11.2	Kontroll av lokal knusing	110
11.3	Minimumsarmering	110
11.3.1	Kant-utglidning	110
11.3.2	Søyle/vegg	110
11.4	Horisontal spaltestrekk	111
11.4.1	Modell 1	111
11.4.2	Modell 2	112
11.4.3	Beregninger etter EK2	113
11.5	Randstrekk i tverretning	114
11.5.1	Modell 1	114
11.5.2	Modell 2	115
11.6	Moment i konsoll	116
11.7	Friksjonskraft i bruens lengderetning	117
11.8	Rissviddekontroll for modell 1	117
11.8.1	Minimumsarmering for begrenning av riss, EK2 pkt. 7.3.2	117
11.8.2	Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4	118
11.9	Oppsummering	118
11.9.1	Spaltestrekk	118
11.9.2	Randstrekk	119
11.9.3	Moment i konsoll	119
11.9.4	Friksjonskraft	119
11.9.5	Kant-utglidning	119

11.9.6	Rissviddekontroll for modell 1	119
12	D-region F - Endetverrbærer	121
12.1	Beskrivelse	121
12.1.1	Krefter i steg	122
12.2	Kontroll av lokal knusing.....	123
12.3	Minimumsarmering	123
12.3.1	Kant-utglidning	123
12.3.2	Vegg.....	124
12.4	Horisontal spaltestrekk.....	124
12.4.1	Modell 1.....	124
12.4.2	Modell 2.....	125
12.4.3	Beregninger etter EK2	126
12.5	Krefter i hele tverrsnittet.....	127
12.5.1	Modell 1.....	127
12.5.2	Modell 2.....	128
12.5.3	Modell 3.....	129
12.6	Rissviddekontroll for modell 1.....	130
12.6.1	Minimumsarmering for begrenning av riss, EK2 pkt. 7.3.2.....	130
12.6.2	Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4	131
12.7	Oppsummering	131
12.7.1	Spaltestrekk.....	131
12.7.2	Strekk i underkant av endetverrbærer.....	131
12.7.3	Opphengskrefter	131
12.7.4	Kant-utglidning	132
12.7.5	Rissviddekontroll for modell 1	132
13	Oppsummering av riss.....	133
14	Konklusjon	135
14.1	Stavmodellen i SLS.....	135
14.2	Forankringssoner	135
14.3	Belastede flater.....	135
14.4	Anbefalinger	135
15	Forsalg til videre arbeid.....	137
15.1	Kontroll av D-regioner i SLS	137
15.2	Spenning- og rissviddekontroll i D-regioner	137

Referanser	139
Vedlegg.....	141

Indeksliste

Store latinske bokstaver

A_c	=	Betongareal for et tverrsnitt
A_{c0}	=	Belastningsflate
A_{c1}	=	Største beregningsmessige fordelingsflate med en tilsvarende form som A_{c0}
$A_{c,eff}$	=	Effektivt areal av betongstrekksone som omgir armeringen eller spennkablene
A_{ct}	=	Betongareal i strekksone rett før opprissing
A_p	=	Arealet av etteroppspente kabler
A_p'	=	Arealet av etteroppspente kabler innenfor $A_{c,eff}$
A_r	=	Nødvendig armering for å hindre kant-utglidning
A_s	=	Tverrsnittsareal av armering i strekksone
A_{sa}	=	Nødvendig armeringsareal for spaltestrekkarmering
A_{sb}	=	Nødvendig armeringsareal for spaltestrekkarmering
$A_{s,hmin}$	=	Minimum horisontalarmering i vegg
$A_{s,min}$	=	Tverrsnittsarealet av minimumsarmering i strekksone
$A_{s,nødvendig}$	=	Nødvendig armeringsmengde
$A_{s,vmin}$	=	Minimum vertikalarmering i vegg
D	=	Diameter spenntau
E_{cm}	=	Betongens elastisitetsmodul
E_s	=	Armeringsstålets elastisitetsmodul
F	=	Friksjonskraft
F	=	Dekomponert oppspenningskraft
F_c	=	Kraft i trykkstav
F_i	=	Kraft i trykkstav eller strekkstav i
F_{Rdu}	=	Maks tillatte trykkraft på opplager
F_s	=	Kraft i strekkstav
H	=	Horisontalkraft
M	=	Moment
N	=	Aksialkraft
L_f	=	Lengden av lokal sone
L_i	=	Lengde av stav i
P	=	Maks oppspenningskraft
P_0	=	Maks oppspenningskraft
P_{max}	=	Maks oppspenningskraft
P_R	=	Avbøyningskraft for kurvet spennkabel
R	=	Radius på kurven til spennkabel
S	=	Strekstav
$S_{r,max}$	=	Største rissavstand
T	=	Trykkstav
V	=	Total oppspenningskraft

V	=	Vertikal sentrisk last i opplagret
V_1	=	Kraft i venstre opplager
V_2	=	Kraft i høyre opplager
V_t	=	Horisontalkraft i opplager
Z_s	=	Spaltestrekkraft
Z_{s1}	=	Spaltestrekkraft
Z_{s2}	=	Randstrekk

Små latinske bokstaver

a, a'	=	Høyde og bredde på forankringsplate
a_c	=	Minimum horisontal senteravstand mellom spennkabelforankringer
b_c	=	Minimum vertikal senteravstand mellom spennkabelforankringer
$b_{n\ddot{o}dvendig}$	=	Nødvendig bredde på trykkstav
c	=	Lengdearmeringens overdekning
c, c'	=	Høyde og bredde på lokal forankringszone
$c_{min, dur}$	=	Krav til minste overdekning
c_{nom}	=	Nominell overdekning til armering
f_{cd}	=	Dimensjonerende trykkfasthet ved 28 døgn
f_{ck}	=	Karakteristisk trykkfasthet ved 28 døgn
$f_{ck}(t)$	=	Karakteristisk trykkfasthet ved belastning
f_{cm}	=	Middelverdi av betongtrykkfasthet
$f_{cm,0}$	=	Middelverdi av betongtrykkfasthet ved oppspenning
$f_{cm}(t)$	=	Middelverdi av betongtrykkfasthet ved en alder av t døgn
$f_{ct,eff}$	=	Middelverdi for betongens strekkfasthet på det tidspunkt opprissing forventes
f_{ctm}	=	Middelverdi av betongens aksialstrekkfasthet
$f_{ctm}(t)$	=	Middelverdi av betongens aksialstrekkfasthet etter t døgn
$f_{p0,1k}$	=	Spennstålets karakteristiske 0,1 % strekkgrense
f_{pd}	=	Spennstålets dimensjonerende strekkfasthet
f_{pk}	=	Spennstålets karakteristiske strekkfasthet
f_{yd}	=	Dimensjonerende flytegrense for slakkarmering
f_{yd}'	=	Gjennomsnittlig dimensjonerende armeringsspenning
f_{yk}	=	Karakteristisk flytegrense for slakkarmering
k	=	Koeffisient som tar hensyn til reduksjon av fastholdingskrefter ved ujevn spenningsfordeling i tverrsnitt med indre likevekt
k_1	=	Koeffisient som tar hensyn til armeringens heftegenskaper
k_2	=	Koeffisient som tar hensyn til tøyingsfordeling
k_{1-5}	=	Faktorer for spenningsbegrensning
k_c	=	Faktor som tar hensyn til større overdekning ved fastsettelse av rissviddekrav
k_c	=	Koeffisient som tar hensyn til spenningsfordeling innenfor tverrsnittet rett før opprissing og endring i den indre momentarm
k_t	=	Faktor som avhenger av lastens varighet
s	=	Koeffisient som avhenger av sementtypen

s	=	Temperaturfaktor som ivaretar temperaturens innvirkning på teflonets statiske friksjonskoeffisient
t	=	Betongens alder i døgn
t	=	Tykkelse tverrsnitt
w_k	=	Beregningsmessig rissvidde
w_{max}	=	Grenseverdi for tillatt rissvidde
\emptyset	=	Forankringens diameter
\emptyset, \emptyset_s	=	Diameter av slakkarmeringen
\emptyset_p	=	Ekvivalent diameter av spennkabel

Store greske bokstaver

$\Delta\sigma_p$	=	Spenningsendring i spennkabler i forhold til null-tøyningstilstanden for betongen i samme nivå
------------------	---	--

Små greske bokstaver

α_{cc}	=	Koeffisient som tar hensyn til virkninger av langtidslast på trykkfastheten
α_e	=	Forholdet mellom E_s og E_{cm}
β	=	Åpningsvinkel på lastspredning etter EK2
$\beta_{cc}(t)$	=	Koeffisient som avhenger av betongens alder t
γ_c	=	Materialfaktor for betong
$\gamma_{p,unfav}$	=	Lastfaktor for forspenning
γ_s	=	Materialfaktor stål
ϵ_{cm}	=	Midlere tøyning i betongen mellom riss
ϵ_{mi}	=	Gjennomsnittlig tøyning av stav i
ϵ_{sm}	=	Midlere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen
μ	=	Friksjonskoeffisient
ν'	=	Reduksjonsfaktor betong
ξ	=	Forhold mellom heftfasthet for armeringsstål og spennstål
ξ_1	=	Justert heftfasthetsforhold som tar hensyn til ulik diameter for spennstål og armeringsstål
σ_c	=	Maksimal trykkspenning ved oppspenning eller ved overføring av forspenning
$\sigma_{p,max}$	=	Største spenning påført spennkabelen
$\sigma_{Rd,max}$	=	Største tillat trykkspenning i knutepunkt/stav
σ_s	=	Spenning i strekkarmering under forutsetning av et opprisset tverrsnitt
σ_s	=	Absoluttverdien for største tillatte spenning i armering umiddelbart etter at risset er oppstått
σ_{strekk}	=	Maksimal strekkspenning med hensyn på riss
σ_{Trykk}	=	Maksimal trykkspenning med hensyn på riss

1 Innledning

Den nye bruene over Dolmsundet mellom Hitra og Dolmøya i Sør-Trøndelag er prosjektert av Statens vegvesen (SVV). Bruene bygges etter fritt-frambyggemetoden og har en total lengde lik 462 m. Lengste spenn er 190 m. Forventet ferdigstillelse er sommeren 2016. Bruene vil bidra til å korte ned kjørelengden på aktuell trasé med 5970 m.

I spennarmerte bruer må konsentrerte laster fra spennkabelforankringene føres inn i betongkonstruksjonen på en gjennomtenkt måte. I bruddgrensetilstand (ULS) kan slike forankringssoner dimensjoneres ved hjelp av stavmodellen. I bruksgrensetilstand (SLS) varierer beregningsforutsetningene og dimensjoneringsmetodene i større grad. Med SLS menes rissvidder og armeringsspenninger. I tillegg til forankringssoner inngår områder over og under brulagre i rapporten. Felles for områdene er at begge er påført store konsentrerte laster og at de kan defineres som D-regioner. Det er i rapporten forsøkt å benytte stavmodellen til kontroll av D-regionene i SLS.

Rapporten innledes med et litteraturstudium om stavmodellen, der deler av fokuset ligger på bruk av stavmodellen i SLS. Litteraturstudiet fortsetter med en gjennomgang av NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 (EK2) sine krav til spenninger og rissvidder. Det er også forsøkt å kartlegge eksisterende litteratur for forankringssoner og belastede flater.

Kreftene i seks ulike D-regioner er beregnet. Nødvendig armering er kontrollert etter stavmodellen i ULS og SLS. Detaljene og lastene er hentet fra Dolmsundbrua, men modellene er generelle og kan benyttes for andre bruer. Tre av D-regionene er forankringssoner for spennarmering og tre av D-regionene befinner seg over eller under brulagre.

Målet med denne oppgaven er å verifisere stavmodellen i SLS. Stavmodellen benyttes deretter for å beregne kreftene og armeringen i de forskjellige D-regionene i SLS og ULS. EK2 og NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 (EK2-2) stiller ulike krav til armeringsspenninger og rissvidder i SLS. Gjennom beregninger og litteratursøk skal det forsøkes å finne ut hva som er mest hensiktsmessig for beregninger og kontroller i SLS.

Det er kun benyttet håndberegninger for oppgaven. Det medfører at rissvidder, strekk- og trykkspenninger ikke er kontrollert med noen form for analyseverktøy.

2 Stavmodellen

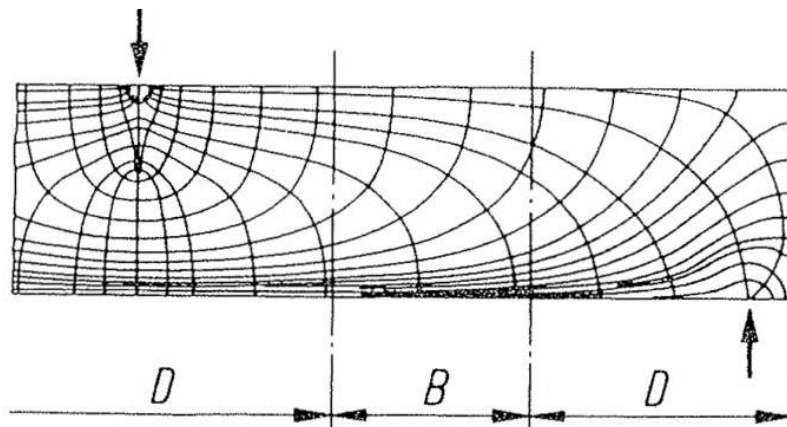
Rapporten «Toward a Consistent Design of Structural Concrete» (Schlaich, et al., 1987) er den første systematiske gjennomgangen av stavmodellen. I ettertid har stavmodellen blitt tatt inn i EK2. Fortrinnet med stavmodellen er at den kan benyttes i områder der tradisjonell bjelketeori ikke er gyldig.

2.1 Teoretisk grunnlag

Stavmodellen går i korthet ut på å etablere et fagverk med trykkstaver bestående av betong, strekkstaver bestående av armering og knutepunkter som forbinder strekk- og trykkstavene.

2.1.1 B- og D-regioner

Vanligvis dimensjoneres en betongkonstruksjon etter Bernoullis hypotese. Hypotesen sier at plane tverrsnitt forblir plane under bøyning, med lineær tøyningfordeling over tverrsnittshøyden. Bernoullis hypotese inngår i den klassiske bjelketeorien. Områdene hvor hypotesen kan benyttes kalles B-regioner. Bokstaven *B* kommer av Bernoulli eller bjelketeori.

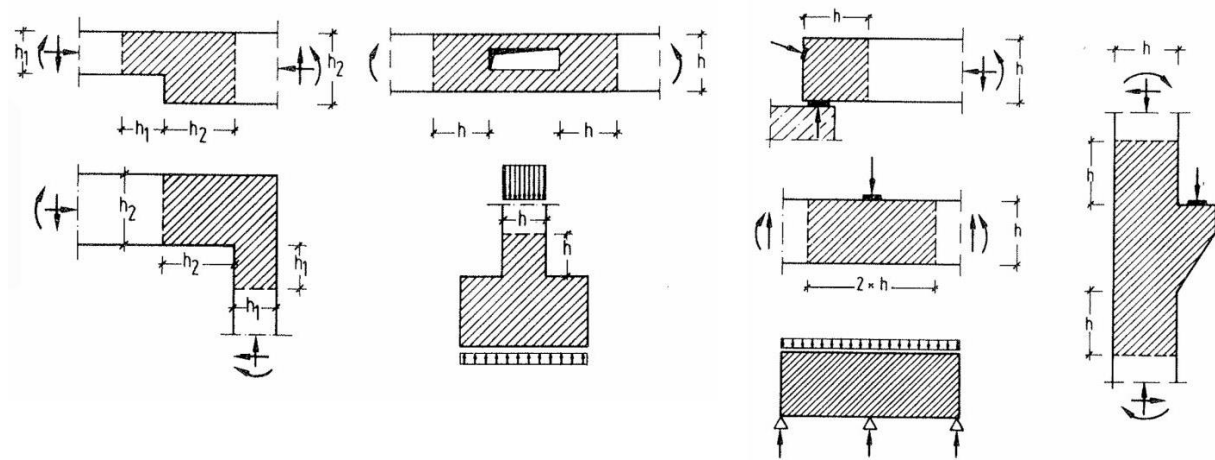


Figur 2-1: Spenningsstrøm i B- og D-region (Schlaich, et al., 1987, p. 79).

I områder der konstruksjonens geometri endres eller hvor det påføres konsentrerte laster vil ikke-lineære kraftfelt oppstå. Se Figur 2-1. Bernoullis hypotese om plane tverrsnitt er da ikke gyldig. Områdene hvor dette forekommer kalles D-region. Bokstaven *D* kommer fra de engelske ordene *disturbed* eller *discontinuity*. Typiske D-regioner illustreres i Figur 2-2. De fire D-regionene til venstre forårsakes av geometriske endringer og de fire til høyre forårsakes av konsentrerte laster.

For å finne D-regionens utbredelse benyttes St. Venants prinsipp. Prinsippet sier at en spenningsforstyrrelse påført av last eller endring i geometri vil forsvinne etter en avstand lik tverrsnittshøyden fra spenningsforstyrrelsen. Det vil si at D-regionens utbredelse begrenses til tverrsnittshøyden på hver side av spenningsforstyrrelsen. Dette er illustrert i Figur 2-2. Det er noen unntak som ikke følger St. Venants prinsipp. Et eksempel er høye bjelker hvor hele bjelken er en D-region.

Det er mulig å benytte stavmodellen for en hel konstruksjonsdel, dermed unngås inndeling i B- og D-regioner. Ulempen er mer beregningsmessig arbeid og resultatet er ikke nevneverdig mer nøyaktig. En ønsker derfor kun å benytte stavmodeller for D-regioner der klassisk bjelketeori ikke strekker til (Vik, 2005).



Figur 2-2: Ulike D-regioner ved geometriske endringer og konsentrerte laster (Vik, 2005, p. 2).

2.1.2 Plastisitetsteoriens nedre grenseteorem

Plastisitetsteoriens grenseteoremer benyttes for å finne øvre og nedre grense for bruddlast. En forsøker å finne den lasten som gir plastisk brudd. Elastiske deformasjoner neglisjeres. I plastisitetsteoriens nedre grenseteorem antas armert betong å oppføre seg perfekt plastisk. Det innebærer at konstruksjonen har tilstrekkelig duktilitet. Duktiliteten sier noe om evnen materialet har til å omfordele kreftene. Plastisitetsteoriens nedre grenseteorem sier:

En valgt (antatt) fordeling av spenninger innen en konstruksjon som tilfredsstiller likevekt mellom indre og ytre krefter og som på ikke noe sted overskrider den plastiske kapasitet, vil gi en kapasitet som er mindre eller lik den korrekte verdi. (Larsen, 2010, p. 25).

En ytre last som tilfredsstiller likevektskriteriet vil ikke kunne danne nok flyteledd til å oppnå brudd i konstruksjonen. Økes ikke lasten vil konstruksjonen ha høy nok kapasitet (Muttoni, et al., 1989).

Ved bruk av stavmodellen etableres et fagverk med strekkstaver, trykkstaver og knutepunkter. Lastene påføres i knutepunktene og utgjør sammen med opplagrene de ytre kreftene. De indre kreftene representeres av strekkstaver (armering) og trykkstaver (betong). For at stavmodellen skal tilfredsstille kriteriene for nedre grenseteorem må følgende være oppfylt:

- Likevekt mellom indre og ytre krefter.
- Armeringen må ha stor nok kapasitet til å motstå indre strekkspenninger.
- Betongen må ha stor nok kapasitet til å motstå indre trykkspenninger.

Kravene til strekkstaver, trykkstaver og knutepunkt er nærmere omtalt i *kapittel 2.4*. Når stavmodellen tilfredsstiller nedre grenseteorem vil konstruksjonsdelen eller konstruksjonen

alltid ha tilfredsstillende kapasitet i ULS. Betong er ikke et perfekt-plastisk materiale. Konsekvensen er at beregnet kapasitet ikke nødvendigvis er lavere enn reell kapasitet.

2.2 Etablering av stavmodellen

Etter å ha lokalisert D-regionen i konstruksjonen kan stavmodellen etableres. Etablering av modellen er ofte noe av det mest utfordrende. I teorien kan en vilkårlig modell etableres, gitt at den tilfredsstillende plastisitetsteoriens nedre grenseteorem. I praksis stilles det noen flere krav:

- Strekkstavene må orienteres slik at de muliggjør en fornuftig armeringsføring.
- Stavene må plasseres slik at påføring av ytre laster er mulig.
- Kompatibilitet av stavmodellen må vurderes. Kompatibilitet vil si at retningen på spenningsstrømmen og stavene i modellen sammenfaller. Det er spesielt viktig i SLS.
- Det må være avstand mellom strekk- og trykkstavene slik at det ikke oppstår strekkøyninger i trykkspenningsfeltet.
- Bredden på trykkstavene må vurderes. Tykkelsen er oftest gitt ved tverrsnittets tykkelse.

2.2.1 Lineær-elastisk analyse

En lineær-elastisk analyse av D-regionen som viser retningene på strekk- og trykkspenningene er et godt hjelpemiddel for å plassere ut strekk- og trykkstavene. Denne metoden sikrer god oppførsel i SLS. Ulempen med lineær-elastisk analyse er at noe av kapasiteten i ULS ikke kommer med siden plastisk analyse gir høyere bruddlast. En stavmodell som følger spenningsstrømmene i henhold til elastisitetsteorien og hvor vinklene mellom trykk- og strekkstavene er større enn 45° vil tilfredsstillende kravet til kompatibilitet (Beeby & Narayanan, 2005, p. 45).

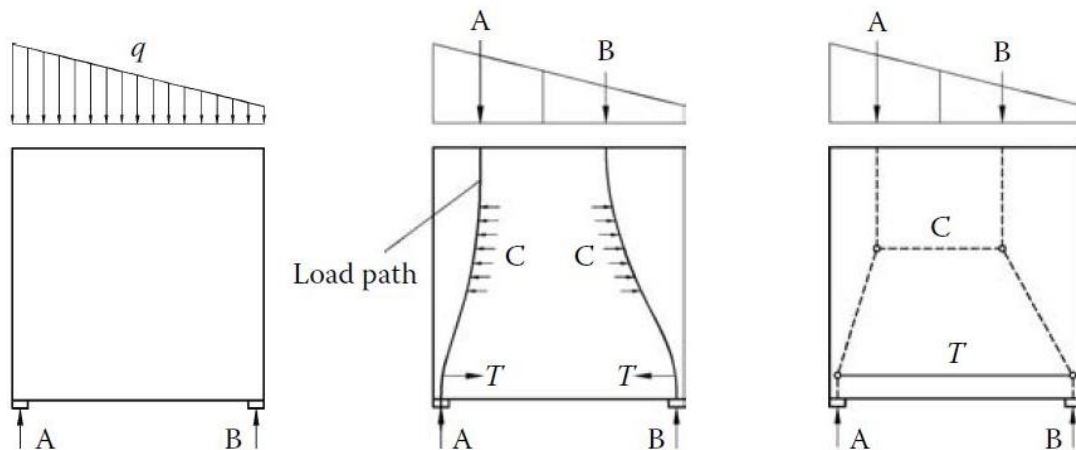
2.2.2 Bruk av tidligere modeller

En metode for å etablere stavmodellen er å benytte tidligere modeller for liknende situasjoner. Stavmodellen kan deretter tilpasses den aktuelle D-regionen. Flere modeller kan også kombineres. I litteraturen finnes mange eksempler på ulike D-regioner med tilhørende stavmodeller.

2.2.3 Kraft-sti metoden

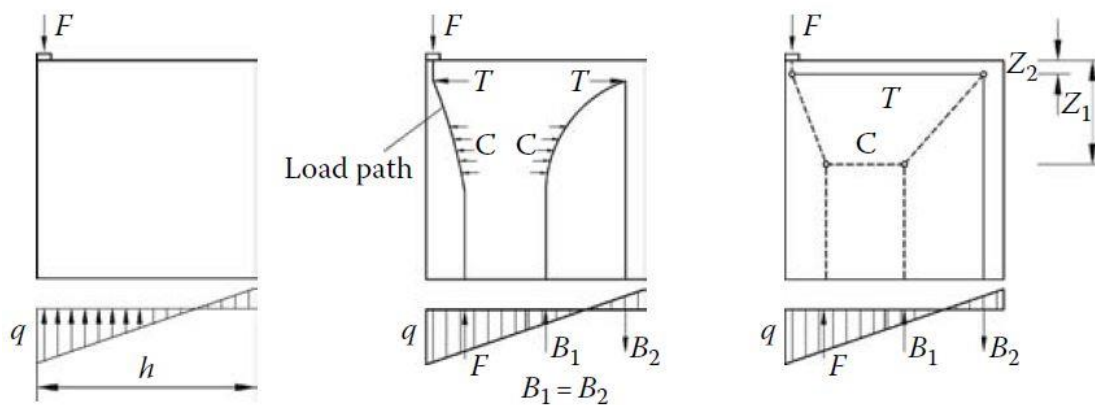
Kraft-sti metoden er en god løsning dersom lineær-elastisk spenningsanalyse ikke er tilgjengelig for den aktuelle D-regionen (Schlaich, et al., 1987, pp. 90-93).

Kraft-sti metoden tar utgangspunkt i de ytre lastene og opplagerkreftene som er påført D-regionen. Kreftene må være i likevekt og deles opp i punktlaster som vist i *Figur 2-3*. Punktlastene kan være strekk eller trykk. De ytre kreftene på hver side av D-regionen forbindes med kraftstier markert som «loadpath» på nevnte figur. De ulike kraftstiene opptrer uten å krysse hverandre og velger korteste vei. Ved etablering av stavmodellen erstattes kraftstiene med rette linjer. Der kraftstiene bøyer av etableres et knutepunkt. Det er viktig med en hensiktsmessig plassering av strekkstavene slik at armeringen kan legges på en fornuftig måte. Armeringens plassering er viktig for å unngå store riss. Kraft-sti metoden er en plastisk metode med last- og spenningskonsentrasjon. Det er derfor viktig å være oppmerksom på at SLS kan bli kritisk (Nawy, 2009, p. 217).



Figur 2-3: Kraft-sti metoden og forslag til stavmodell ved skrålast (Chen & El-Metwally, 2011, p. 122).

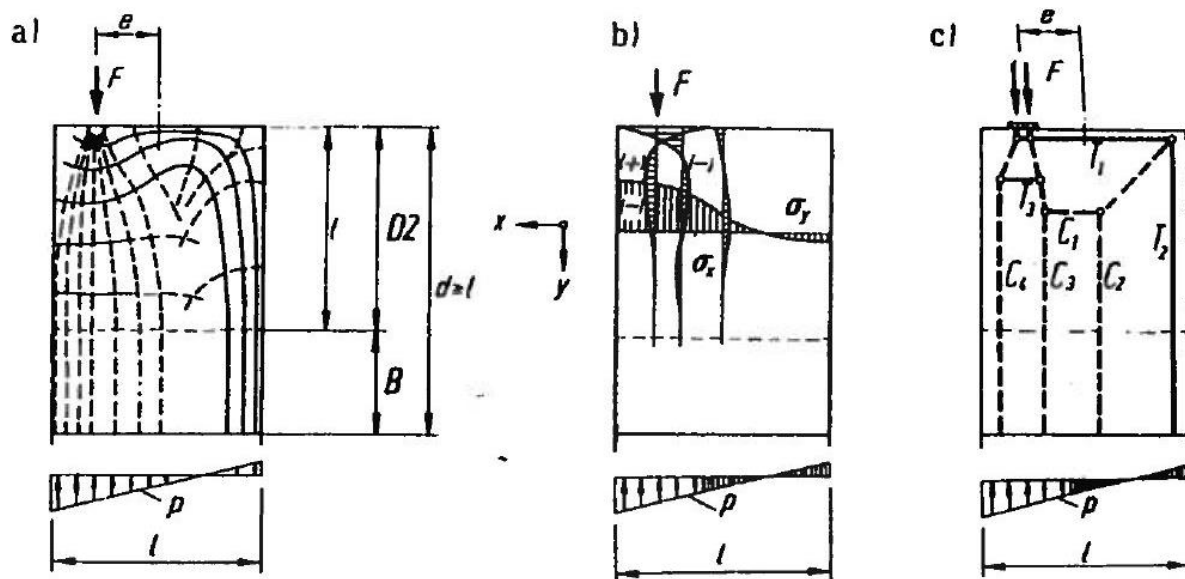
I noen tilfeller oppstår en rest-resultant grunnet konstruksjonens geometri og lastenes plassering. Spenningsdiagrammet gir både trykk og strekk. Resultantene er like store, men har motsatt fortegn. Dette er illustrert med kraften B1 og B2 i Figur 2-4. Kraftstiene vil foreta en U-vending, og stavmodellen vil gjøre det samme.



Figur 2-4: Kraft-sti metoden og forslag til stavmodell med «U-vending» (Chen & El-Metwally, 2011, p. 122).

Kraft-sti metoden er kinematisk, det vil si at likevektsbetingelsene kun gjelder den lastsituasjonen modellen er etablert for. Ved ny lastsituasjon må modellens geometri tilpasses.

Ved komplisert geometri eller lasttilfeller kan kraft-sti metoden kombineres med elastisk elementanalyse (Schlaich, et al., 1987, p. 93). I Figur 2-5 plasseres de vertikale strekk- og trykkstavene ved hjelp av kraft-sti metoden, (a). De horisontale strekk- og trykkstavene finnes i sentrum av spenningsdiagrammene fra den elastisk elementanalysen, (b). Stavmodellen etableres ved å kombinere de to modellene, (c).



Figur 2-5: Kraft-sti metoden kombinert med lineær-elastisk elementanalyse og forslag til stavmodell (Schlaich, et al., 1987, p. 91).

2.2.4 Optimalisering av stavmodellen

Strekkstavene av armering er mer deformerbare enn trykkstavene av betong. Det er derfor en fordel med få og korte strekkstaver. Følgende formel oppsummerer kriteriet (Schlaich, et al., 1987, pp. 95-96):

$$\sum F_i l_i \varepsilon_{mi} = \text{Minimum} \quad (2-1)$$

F_i = Kraft i trykkstav eller strekkstav i

l_i = Lengde av stav i

ε_{mi} = Gjennomsnittlig tøyning av stav i

Formelen er utledet etter prinsippet om minimum tøyningsenergi for lineær-elastisk oppførsel for trykk- og strekkstaver etter opprissing. Uttrykket kan benyttes for å ekskludere mindre gode stavmodeller. I praksis er det strekkstavene som bør kontrolleres siden tøyningen i betongen ofte er liten i forhold. Stavmodellen som gir lavest deformasjonsenergi er den beste. For at *formel (2-1)* skal være et godt hjelpemiddel er en avhengig av flere stavmodeller som dekker samme lastvirkning. Sammenlikning av en spaltestrekkmodell og en randstrekkmodell for samme D-region vil ha lite for seg.

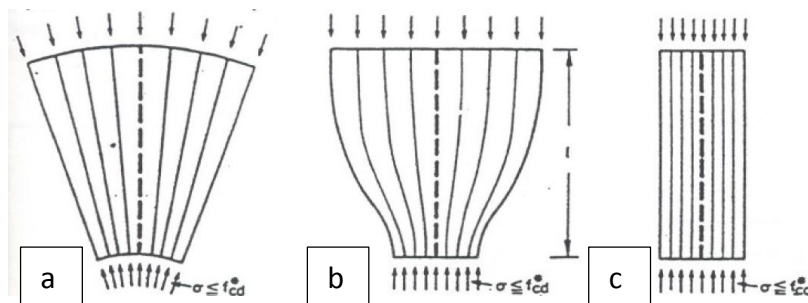
En annen metode for å optimalisere stavmodellen er å prøve seg fram. Justering av knutepunkter og staver gir store utslag for spenninger og krefter. Selv små vinkelendringer i modellen vil gi store endringer.

2.3 Trykkspenningsfelt og trykkstaver

Trykkstaver i stavmodellen representerer egentlig trykkspenningsfelt. Tykkelsen av trykkspenningsfeltet settes som regel lik tykkelsen av konstruksjonen. Bredden av trykkfeltet er mer komplisert å fastslå. Det benyttes tre ulike beskrivelser for breddeutbredelse av trykkspenningsfeltet (Schlaich & Schäfer, 1991, pp. 97-99):

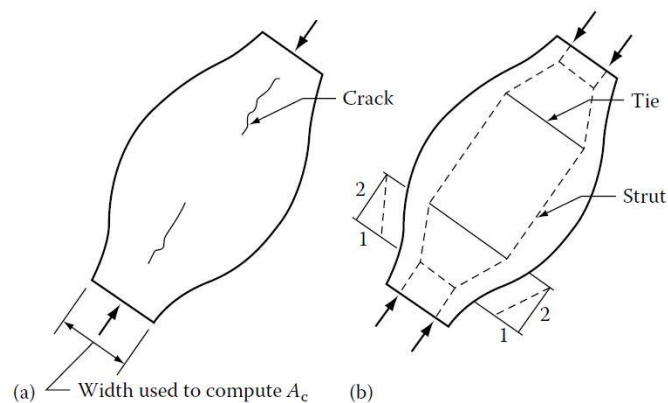
- (a) Vifteformet spenningsfelt
- (b) Flaskeformet spenningsfelt
- (c) Tilnærmet rektangulært spenningsfelt

De tre ulike spenningsfeltene er illustrert i *Figur 2-6*. Vifte- og flaskeformet spenningsfelt opptrer vanligvis i D-regioner hvor konsentrerte laster påføres konstruksjonen og spres utover. Rektangulært spenningsfelt opptrer vanligvis i B-regioner og er et spesialtilfelle av vifte- og flaskeformet spenningsfelt.



Figur 2-6: Ulike trykkfelt (Schlaich & Schäfer, 1991).

I det flaskeformede spenningsfeltet oppstår tverrspanninger som kan føre til langsgående riss og i verste fall brudd, se *Figur 2-7 (a)*. Tverrspanningene oppstår på grunn av trykkspenningenes retningsforandring. For å ta hensyn til tverrspanningene må det enten legges inn armering eller så må betongens trykkapasitet reduseres. Reduksjon av betongens trykkapasitet gjøres etter EK2 og er nærmere diskutert i *kapittel 2.4.1*. Det anbefales å legge inn armering for å sikre god oppførsel i SLS. Dersom armering benyttes kan en stavmodell etableres for det flaskeformede spenningsfeltet. Det er vist på *Figur 2-7(b)*. Armering bør fordeles rundt strekkstavene. Vifte- og rektangulært spenningsfelt fører ikke til tverrspanninger.



Figur 2-7: Flaskeformet trykkstav med (a) opprisset betong og (b) stavmodell for tversgående armering der Tie er strekkstaver og Strut er trykkstaver (Chen & El-Metwally, 2011, p. 124).

2.4 Stavmodellen i Eurokode 2

EK2 åpner flere steder for dimensjonering etter stavmodellen.

- I pkt. 5.6 tillater EK2 plastiske analysemetoder. Pkt. 5.6.1(3) sier at plastisk analyse skal baseres på plastisitetsteoriens øvre eller nedre grenseteorem. Stavmodellen er basert på plastisitetsteoriens nedre grenseteorem som beskrevet i *kapittel 2.1.2*.
- EK2 sier i pkt. 9.9(1) at D-regioner bør dimensjoneres med stavmodeller.

EK2 tillater bruk av stavmodellen. I pkt. 5.6.4 gir EK2 retningslinjer for beregninger basert på stavmodellen.

EK2 pkt. 5.6.4(1) åpner for å benytte stavmodellen i ULS for områder med kontinuitet og diskontinuitet. Sistnevnte vil si D-regioner. Utbredelsen av D-regionen omtales lik tverrsnittets høyde til hver side av diskontinuiteten. Dette stemmer med St. Venants prinsipp beskrevet i *kapittel 2.1.1*.

Pkt. 5.6.4(2) åpner for å benytte stavmodellen i SLS, for eksempel til beregning av stålspenninger og rissvidder. Kravet for SLS er tilstrekkelig kompatibilitet i modellen. Bruk av stavmodellen i SLS diskuteres i *kapittel 2.5*. Essensen er at stavenes plassering er viktigere i SLS enn ULS.

Pkt. 5.6.4(3) og (4) omtaler etableringen av selve stavmodellen. EK2 sier at trykkstaver representerer trykkspenningsfelt og strekkstaver representerer armering. Knutepunktene forbinder de ulike stavenes. Stavkreftene i modellen finnes etter likevekt mellom ytre krefter. Det sikrer at plastisitetsteoriens nedre grenseteorem er oppfylt. Videre spesifiseres at strekkstavenes plassering og retning må stemme overens med armeringen.

Pkt. 5.6.4(5) sier at stavmodellen kan baseres på spenningsfelt og fordeling etter lineær-elastisk teori eller modeller for lastbæring/lastvandring. Skal stavmodellen fungere i SLS bør en rette seg etter første punkt. Hvis en kun er ute etter kapasitetsberegninger i ULS kan stavmodellen etableres uten å følge lineær-elastisk teori. Dette støttes av pkt. 5.6.1(1)P som sier at beregningsmetoder basert på plastisitetsteori kun skal benyttes i ULS.

Lastbæring/lastvandring er omtalt som kraft-sti metoden i *kapittel 2.2.3*. Til slutt står det at alle stavmodeller kan optimaliseres ved hjelp av energimetoder. Dette er diskutert i *kapittel 2.2.4*.

Pkt. 7.6.3 (Statens vegvesen, 2015) sier at områder der ordinær bjelketeori ikke er gyldig (D-områder) skal dimensjoneres etter EK2 pkt. 5.6.4 og 6.5. EK2 pkt. 5.6.4 er gjennomgått ovenfor, EK2 pkt. 6.5 gjennomgås i de neste delkapitlene.

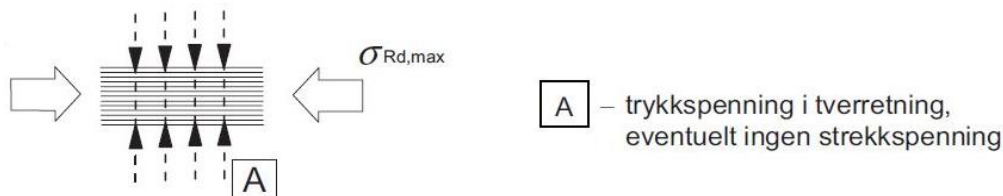
2.4.1 Trykkstaver

Trykkfelt uten strekk i tverretning

Pkt. 6.5.2(1) i EK2 beskriver hvordan trykkfeltpkapasiteten i betong skal beregnes når det ikke er strekk i tverretning. Kapasiteten er gitt ved:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (2-2)$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} (f_{ck}/\gamma_c)$$



Figur 2-8: Trykkfeltpkapasitet i betong uten strekk i tverretning (Standard Norge, 2008, p. 105).

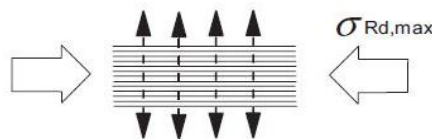
$\sigma_{Rd,max}$ angir maks tillatt trykkspenning i betongtverrsnittet. f_{cd} er dimensjonerende trykkfasthet i betongen og er gitt i EK2 pkt. 3.1.6(1). Ved vifteformet eller rektangulært spenningsfelt kan *formel (2-2)* benyttes til å beregne betongens trykkapasitet. Høyere trykkfasthet i områder med fleraksialt trykk kan antas. Dette er nærmere diskutert i *kapittel 2.4.3*. Trykkfelt uten strekk i tverretning opptrer sjeldent. Strekk i tverretning kan oppstå ved rent trykk, illustrert av stavmodellen i *Figur 2-7*.

Trykkfelt med strekk i tverretning

Pkt. 6.5.2(2) sier at dimensjonerende fasthet for betongtrykkstaver bør reduseres i opprissede trykksoner, altså der det oppstår strekk i tverretning. Redusert kapasitet er gitt ved:

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6v'f_{cd} \quad (2-3)$$

$$v' = 1 - (f_{ck}/250)$$



Figur 2-9: Trykkfeltpkapasitet i betong med strekk i tverretning (Standard Norge, 2008, p. 105).

$\sigma_{Rd,max}$ angir maks tillatt trykkspenning i betongtverrsnittet. Reduksjonsfaktoren v' baserer seg på karakteristisk sylindrefasthet f_{ck} og er oppgitt i EK2 NA.6.5(2). Reduksjonsfaktoren $0,6v'$ innføres for å ta hensyn til betongens reduserte trykkfasthet når betongen er utsatt for strekk i tverretning. Reduksjonen i fasthet kommer av opprisset betongtrykksoner. Betongens kapasitet reduseres drastisk dersom rissene oppstår tett. Ved bruk av armering vil rissene fordele seg og betongens trykkapasitet vil ikke reduseres like mye (Schlaich & Schäfer, 1991).

En del litteratur benytter ulike reduksjonsfaktorer avhengig av retningene på rissene. Det er vist i *Tabell 2-1*.

		EK2	(Schlaich & Schäfer, 1991)	Fib (fib, 2010, p. 235)
Trykkfelt uten strekk		f_{cd}	f_{cd}	$1,0 \left[\frac{30}{f_{ck}} \right]^{\frac{1}{3}} f_{cd}$
Trykkfelt med strekk	Skråriss	$0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd}$	$0,6 f_{cd}$	$0,55 \left[\frac{30}{f_{ck}} \right]^{\frac{1}{3}} f_{cd}$
	Riss parallelt med trykkspenning	$0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd}$	$0,8 f_{cd}$	$0,75 \left[\frac{30}{f_{ck}} \right]^{\frac{1}{3}} f_{cd}$

Tabell 2-1: Formler for å bestemme $\sigma_{Rd,max}$.

EK2 benytter konsekvent 0,6 uavhengig av retningene på rissene. EK2 gir mest konservative resultater av de tre kildene i *Tabell 2-1*.

Nødvendig bredde på trykkstaver

Nødvendig bredde på trykkstaver kan beregnes etter *formel (2-4)*. F_c er kraften i trykkstaven, t er tykkelsen på D-regionen og $\sigma_{Rd,max}$ er maksimal tillatt trykkspenning beregnet etter *formel (2-2)* eller *(2-3)*.

$$b_{n\ddot{u}dvendig} = \frac{F_c}{\sigma_{Rd,max} * t} \quad (2-4)$$

Det oppfattes som vanlig praksis ved dimensjonering at knutepunktene legger føringene for trykkfeltenes bredde. Reglene for knutepunkt er nærmere omtalt i *kapittel 2.4.3*.

2.4.2 Strekkstaver

EK2 pkt. 6.5.3(1) sier at dimensjonerende fasthet for strekkstaver og armering skal begrenses etter pkt. 3.2 for slakkarmering og pkt. 3.3 for spennarmering. Pkt. 6.5.3(2) bemerker at armering må være tilstrekkelig forankret i knutepunkt. Når kreftene i strekkstavene er funnet benyttes *formel (2-5)* for å regne ut nødvendig armeringsareal. Tilsvarende formel benyttes også i SLS, men med annen fasthet. Ved plassering av strekkstaver er det viktig at kravet til overdekning er fulgt.

$$A_{s,n\ddot{u}dvendig} = \frac{F_s}{f_{yd}} \quad (2-5)$$

F_s = Strekkraft

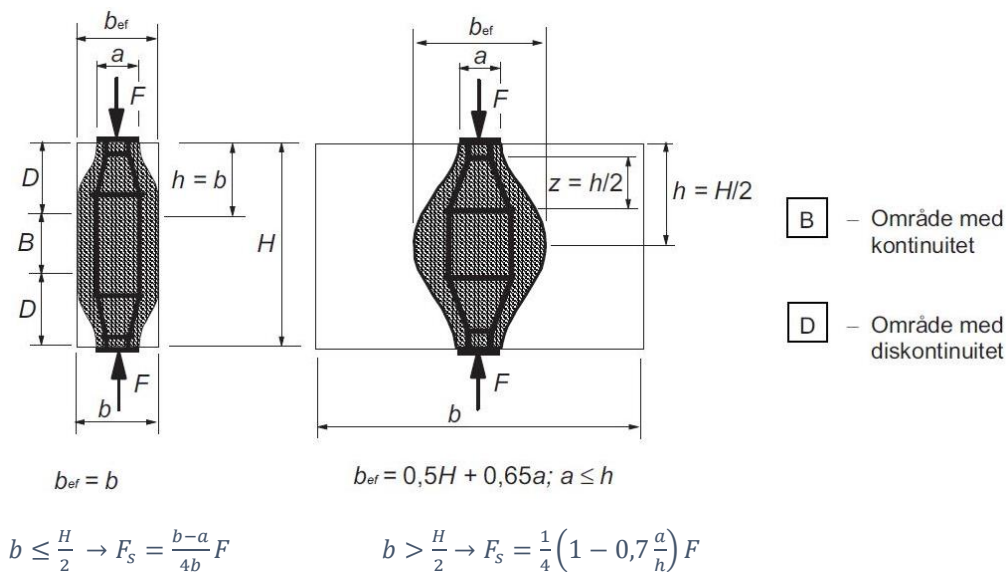
f_{yd} = f_{yk}/γ_s for slakkarmering

f_{pd} = $f_{p0,1k}/\gamma_s$ for spennarmering

Et trykkfelt med flaskeform vil ha tverrspanninger som omtalt i *kapittel 2.3*. Pkt. 6.5.3(3) i EK2 viser hvordan strekkrefter grunnet trykkutbredelse kan beregnes. Det skiller mellom to ulike modeller:

- (a) Områder med begrenset trykkutbredelse (delvis diskontinuitet). Dette er illustrert til venstre i *Figur 2-10* hvor også formelen for beregning av strekkraft er gitt. Begrenset trykkutbredelse vil si at konstruksjonens geometri begrenser trykkutbredelsen.

(b) Områder med full trykkutbredelse (fullstendig diskontinuitet). Dette er illustrert til høyre i *Figur 2-10*. Full trykkutbredelse krever større bredde og vil typisk kunne opptre i en vegg.

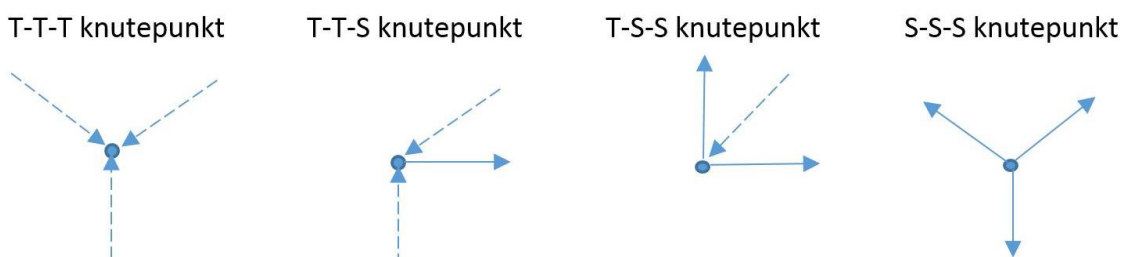


Figur 2-10: Strekkrefter i tverretning for et trykkfelt med fordelt armering (Standard Norge, 2008, p. 106). Til venstre: Delvis diskontinuitet. Til høyre: Fullstendig diskontinuitet.

Pkt. 6.5.3(3) sier at armeringen som er nødvendig for å oppnå likevekt i knutepunkter kan fordeles over en lengde. Armeringen bør fordeles over området hvor trykkspenningene avbøyes.

2.4.3 Knutepunkt

Knutepunkt er områder hvor strekk- og trykkstaver møtes. Fire forskjellige knutepunkter er tegnet opp i *Figur 2-11*. T står for trykk (stiplet linje) og S står for strekk (heltrukket linje). Det kan være flere enn tre staver som utgjør knutepunkter, her er kun tre illustrert.



Figur 2-11: Ulike knutepunkter.

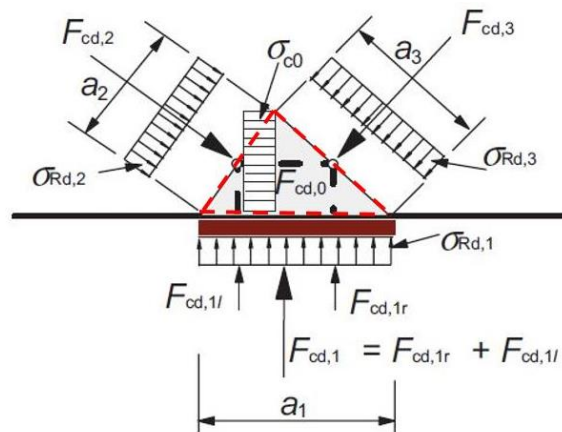
Utforming av knutepunkt er en komplisert prosess. Ulike faktorer som antallet staver, forankring av armering, geometri og trykkapasitet må tas hensyn til. Halve bredden av trykkfeltet plasseres på hver side av en trykkstaven. Trykkstavene treffer sentrisk på knutepunktet som illustrert i *Figur 2-12* og *Figur 2-13*. Ved å trekke linje mellom de ulike trykkfeltene kan knutepunktets geometri bestemmes. Dette er vist med rød stiplet linje på *Figur 2-12*. Er spenningene langs rendene til knutepunktet mindre eller lik maksimal tillatt spenning og knutepunktet får plass innenfor det geometriske området er knutepunktets kapasitet høy nok. Tillatt spenning langs knutepunktets render varierer for ulike knutepunkt.

EK2 pkt. 6.5.4(2) er et ufravikelig krav ved dimensjonering av knutepunkter. Punktet sier at knutepunktene skal være i likevekt. Videre beskrives ulike knutepunkter i pkt. 6.5.4(4):

- (a) Knutepunkt under trykk uten forankring av strekkstaver i knutepunktet. Se *Figur 2-12*.

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v' f_{cd} \quad (2-6)$$

$$k_1 = 1,0$$

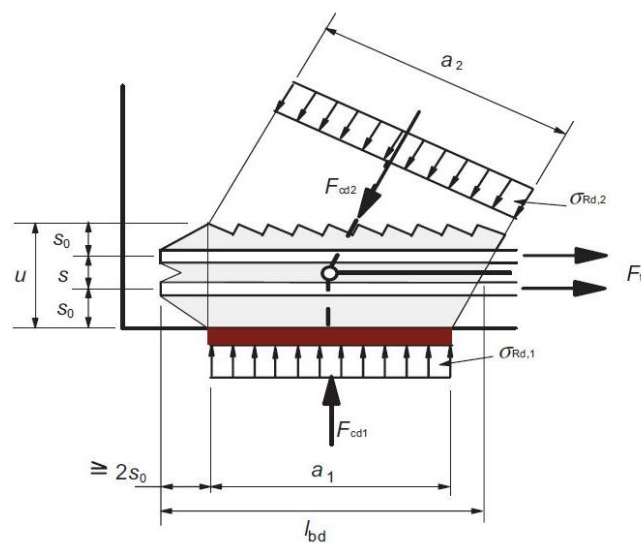


Figur 2-12: Knutepunkt med trykk uten strekkstaver (Standard Norge, 2008, p. 107).

- (b) Knutepunkt med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i én retning. Se *Figur 2-13*.

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 v' f_{cd} \quad (2-7)$$

$$k_2 = 0,85$$

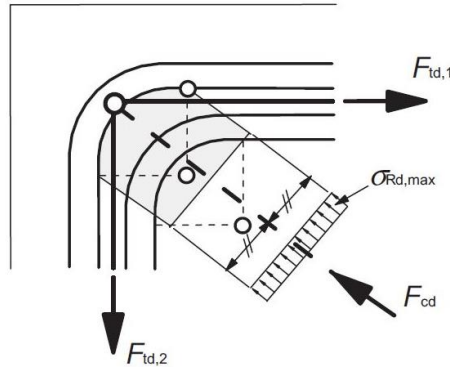


Figur 2-13: Knutepunkt med trykk-strekk med forankring av armering i én retning (Standard Norge, 2008, p. 107).

- (c) Knutepunkt med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i mer enn én retning. Se *Figur 2-14*.

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v' f_{cd} \quad (2-8)$$

$$k_3 = 0,75$$



Figur 2-14: Knutepunkt med trykk-strekk med armering i to retninger (Standard Norge, 2008, p. 108)

$\sigma_{Rd,max}$ er størst tillatte spenning på knutepunktets grenseflater og kontrolleres mot største opptredende trykkspenning. Verdiene for k_1 , k_2 og k_3 er gitt i EK2 NA.6.5.4(4).

Felles for de tre knutepunkttypene er at trykkspenningskapasiteten reduseres. EK2 pkt. 6.5.4(5) åpner for å øke $\sigma_{Rd,max}$ beregnet i pkt. 6.5.4(4) med 10 % dersom minst ett av følgende kriterier er tilfredsstillt:

1. Det er påvist treaksial trykkspenningstilstand
2. Alle vinkler mellom trykkstaver og strekkstaver er $\geq 55^\circ$
3. Spenninger påført ved opplegg eller i punktlaster er jevnt fordelte, og knutepunktet er omsluttet av bøyer.
4. Armeringen er fordelt i flere lag.
5. Knutepunktet er tilstrekkelig omsnørt ved hjelp av utforming av lager eller friksjon.

Kravene kan kontrolleres mot aktuelle knutepunkt. Hvis punkt 1 er tilfredsstillt og treaksial trykkspenningstilstand er påvist kan en gå videre til EK2 pkt. 6.5.4(6). Øvre grense er $\sigma_{Rd,max} \leq 3,0 v' f_{cd}$. Årsaken til at trykkspenningskapasiteten kan økes ved treaksial trykkspenningstilstand er materialets forhidrede tverrutvidelse.

Punkt 2 tillater økning av trykkspenningskapasiteten dersom vinklene mellom stavene er større enn 55° . Formler kun basert på betongfasthet gir en dårlig tilnærming av kapasiteten (Foster & Malik, 2002, p. 576). Formler som tar hensyn til vinkler mellom strekk- og trykkstaver stemmer bedre med utførte forsøk og kapasiteten kan dermed økes.

Punkt 3 minner om kravet til treaksial trykkspenningstilstand. Når knutepunktet er omsluttet av tilstrekkelig bøyer vil det oppstå treaksial trykkspenningstilstand siden utvidelse i tverretning begrenses (Schlaich, et al., 1987). Argumentasjon er lik som punkt 1.

Punkt 4 tillater økning i knutepunktets trykkspenningskapasitet dersom armeringen er fordelt i flere lag. Ved kun et armeringslag vil forankringskraften gå sentrisk i knutepunktet.

Legges armeringen i flere lag fordeles forankringskraften. Det virker positivt på trykkspenningskapasiteten (Schlaich, et al., 1987).

Punkt 5 er en metode for å hindre tverrutvidelse og argumentasjon er lik punkt 1.

2.5 Stavmodellen i SLS

Stavmodellen er ikke nødvendigvis et godt verktøy for annet enn ULS beregninger. Som omtalt i *kapittel 2.1.2* bygger stavmodellen på plastisitetsteoriens nedre grenseteorem, der betongen antas å være perfekt plastisk. Det vil si ingen elastisk sone. SLS beregnes i stadium I, uopprisset tverrsnitt med lineære egenskaper eller stadium II, opprisset tverrsnitt med lineære egenskaper (Sørensen, 2012). For at stavmodellen skal kunne benyttes i SLS stilles noen andre krav til modellen enn om den kun skulle vært benyttet i ULS.

2.5.1 Gyldigheten av stavmodellen i SLS

EK2 åpner for å benytte stavmodellen i SLS i to ulike punkter.

Pkt. 7.3.1(8):

Ved bruk av stavmodeller der trykkstavene har retning etter trykkspenningsfeltet for den urissede tilstanden, er det mulig å bruke kreftene i strekkstavene for å beregne de tilhørende stålspenningene for å estimere rissviddene (Standard Norge, 2008, p. 117).

For å benytte stavmodellen i SLS er retningene på stavene viktig, altså må kompatibiliteten være tilstrekkelig.

Pkt. 5.6.4(2) tillater bruk av stavmodellen i SLS til beregning av stålspenninger og rissvidder, forutsatt at trykk- og strekkstaver har en tilstrekkelig kompatibilitet. Plassering og retning for viktige trykkstaver bør tilpasses etter lineær elastisitetsteori.

EK2 tillater bruk av stavmodellen i SLS. Begge punktene stiller krav til kompatibilitet og at stavene bør tilpasses etter lineær elastisitetsteori. Stavmodellen er som nevnt innledningsvis en plastisk modell, men EK2 stiller krav til elastisitet i SLS. Hensikten er å minimere omfordelingen av krefter etter opprissing. Stor omfordeling av krefter kan føre til overtredelse i SLS. Hvis omfordelingen av kreftene er minimert kan samme stavmodell benyttes i SLS og ULS (fib, 2010, p. 199). Stavmodellen er basert på, men må ikke nødvendigvis oppfylle plastisitetsteoriens nedre grenseteorem på en strikt måte (fib, 2011, p. 203).

2.5.2 Praktisk bruk av stavmodellen i SLS

Det er mye litteratur som omtaler bruk av stavmodellen i SLS med de kriterier som er diskutert. Det finnes derimot svært lite litteratur som inneholder beregningseksempler og forsøk gjort på D-regioner, der SLS er beregnet ved hjelp av stavmodellen.

Det er gjort noen forsøk på dype bjelker, blant annet av Fritz Leonhardt. Det konkluderes med at orientering av stavmodellen etter spenningsfeltet til en lineær-elastisk analyse er praktisk og konservativt, men det er fare for dårlig gjengivelse av riss. Det åpnes for å kombinere stavmodellen med en ikke-lineær analyse (fib, 2011, pp. 203-213).

I en masteroppgave skrevet ved Delft University of Technology er det utført beregninger på ulike dype bjelker i ULS og SLS med lineær elementmetode, stavmodell og bjelketeori. Resultatene er kontrollert mot ikke-lineær elementanalyse. Konklusjonen angående stavmodellen er at riss som oppstår er innenfor kravene i EK2, og at beregningene stemmer relativt godt. Rissene oppstår av og til på noen uventede steder (Mahmoud, 2007). Dette underbygger påstanden i avsnittet ovenfor om faren for dårlig gjengivelse av riss.

Hva som er viktig for å få en velfungerende modell i SLS kan oppsummeres på følgende måte:

- Store vinkler mellom stavene vil være med på å sikre kompatibiliteten i stavmodellen. Det anbefales å ha en vinkel mellom trykk- og strekkstavene på minst 45° for å sikre kompatibiliteten. (Beeby & Narayanan, 2005, p. 36)
- Stavene bør orienteres etter en lineær-elastisk spenningsstrøm.

3 Spenninger og rissvidder

Et av hovedfokusene i denne rapporten er kontroll av D-regioner ved hjelp av stavmodellen i SLS. Med SLS i denne sammenheng menes spenninger og riss.

3.1 Spenningsbegrensninger

3.1.1 Trykkspenninger

EK2 pkt. 7.2(1)P sier at trykkspenninger i betongen skal begrenses for å unngå riss i lengderetning, mikroriss eller store krypdeformasjoner dersom det kan medføre uakseptable virkninger for konstruksjonens funksjon. Pkt. 7.2(2) følger opp med at riss i lengderetning kan oppstå dersom spenningsnivået for den karakteristiske lastkombinasjonen overskrider kritisk verdi. Dersom armeringens overdekning i trykksonen ikke økes, eller trykksonen omslutes ved bruk av tverrarmoring bør den karakteristiske trykkspenningen begrenses til:

$$\sigma_{Trykk} = k_1 f_{ck} \quad (3-1)$$

$$k_1 = 0,6$$

k_1 er gitt i NA.7.2(2). Ved belastning før 28 døgn antas det at $f_{ck}(t)$ skal benyttes. Kravet ovenfor gjelder primært for overflater med eksponeringsklasse XD, XF og XS. Bruer har alltid økt overdekning og tverrarmoring, kravet ovenfor kan derfor vurderes neglisjert (Johansen, 2014, p. 46). Største tillatte trykkspenninger i knutepunkter omtalt i *kapittel 2.4.3* vil gi lavere verdier enn *formel (3-1)*. EK2 pkt. 7.2(1)P er dermed ikke relevant.

Pkt. 5.10.2.2(5) gir krav til maksimale betongtrykkspenninger ved oppspenning eller overføring av forspenningskrefter. Det stilles krav til betongens trykkfasthet ved oppspenning for å forhindre lokal knusing. Lokal knusing bak forankring for etteroppspente kabler bør forhindres etter anvisning i europeisk teknisk godkjenning (ETA). Dette er i overenstemmelse med EK2 pkt. 5.10.2.2(1)P og EK2 5.10.2.2(2). Punktet er av interesse for D-regioner hvor forankring av spennkabler inngår. Påføres belastningen før betongen har herdet i 28 døgn må karakteristisk trykkfasthet på oppspenningstidspunktet benyttes. Trykkspenningene begrenses etter formelen nedenfor:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (3-2)$$

Formel (3-2) gir tilsvarende krav som *formel (3-1)* siden karakteristisk trykkfasthet ved oppspenningstidspunktet benyttes. Formlene gir større kapasitet enn knutepunktkravene i *kapittel 2.4.3*, og er dermed ikke dimensjonerende.

3.1.2 Strekkspenninger

Pkt. 7.2(4)P sier at strekkspenninger i slakkarmeringen skal begrenses for å unngå in-elastic tøyning, uakseptabel opprissing eller deformasjon. Pkt. 7.2(5) sier at uakseptabel opprissing eller deformasjon av hensyn til utseende kan unngås dersom strekkspenning i armeringen begrenses til:

$$\sigma_{Strekk} = k_3 f_{yk} \quad (3-3)$$

$$k_3 = 0,8$$

k_3 er gitt i NA.7.2(5). *Formel (3-3)* gir en tillatt strekkspenning på 400 N/mm².

Spenningsverdien er lavere enn f_{yk} som vanligvis benyttes ved dimensjonering i SLS. Et strekkspenningskrav på 400 N/mm² synes konservativt, men når en kommer til riss er det høyt. Dette er nærmere omtalt i *kapittel 3.2*.

3.2 Rissvidder

EK2 pkt. 7.3.1(8) tillater å bruke kreftene i strekkstavene for å beregne tilhørende stålspenninger. Stålspenningene kan benyttes for å estimere rissviddene. Videre åpner pkt. 7.3.1(9) for beregning av rissvidder etter pkt. 7.3.4 eller en forenklet kontroll etter pkt. 7.3.3. Beregning av rissvidder etter pkt. 7.3.4 kan være krevende siden flere faktorer avhenger av geometrien. Når stavmodellen benyttes for å beregne rissvidder må SLS-kravene diskutert i *kapittel 2.5* tilfredsstilles.

3.2.1 Rissviddekrav

EK2 pkt. 7.3.1(1)P sier at opprissing skal begrenses slik at ikke konstruksjonens egentlige funksjon eller bestandighet tar skade eller gir den et uakseptabelt utseende. Rissvidder skal kontrolleres for all armering i begge retninger (Johansen, 2014). Kravet til rissvidder for overflater avhenger av eksponeringsklasse og armeringstype. En oversikt er gitt i *Tabell 3-1* med verdier for tillatt rissvidde w_{max} . I mange tilfeller er overdekningen større enn det EK2 krever. I tabellen er det derfor innført en faktor k_c som tar hensyn til større overdekning ved bestemmelse av tillatt rissvidde. Større overdekning gir større tillatt rissvidde. Beregningen av k_c er vist i *formel (3-4)*.

$$k_c = \frac{c_{nom}}{c_{min,dur}} \leq 1,3 \quad (3-4)$$

$c_{min,dur}$ = Krav til minste overdekning

c_{nom} = Nominell overdekning til armeringen

Aktuelle rissviddekrav for Dolmsundbrua er markert grønt i *Tabell 3-1*. Bruer med økt overdekning vil ofte oppnå $k_c = 1,3$. Rissviddekrav for slakkarmerte konstruksjonsdeler er $w_{max} = 0,39$ mm, og $w_{max} = 0,26$ mm for spennarmering.

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke ¹⁾	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40	Ofte forekommende	0,30 k _c
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 k _c	Ofte forekommende	0,20 k _c
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 k _c	Ofte forekommende	0,20 k _c
			Tilnærmet permanent	Trykkavlasting
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 k _c	Ofte forekommende	Trykkavlasting
XSA	Vurderes særskilt		Vurderes særskilt	

¹⁾ Ligger spennarmering innenfor et lag av ordinær armering påvises beregningsmessig rissvidde både mot kravet for ordinær armering og mot kravet for spennarmering. Ved påvisning mot kravet for spennarmering benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket $w_{2k} = w_k(\epsilon_{s2}/\epsilon_{s1})$ der ϵ_{s1} er strekkøying i armeringen på siden med størst tøyning, ϵ_{s2} er strekkøyingen i nivå med spennarmeringen og w_{2k} er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenliknes med grenseverdiene i tabellen.

Tabell 3-1: Grenseverdier av w_{max} (mm). Tabellen er en gjengivelse av tabell NA.7.1N i EK2.

Fotnote 1 i Tabell 3-1 sier at dersom spennarmeringen ligger innenfor et lag av slakkarmering må rissvidde kontrolleres mot kravet for spennarmering og slakkarmering. Ved påvisning av kravet for spennarmering benyttes en justert beregningsmessig rissvidde som sammenliknes med grenseverdiene i tabellen.

EK2-2 tabell 7.101N er en tilsvarende tabell for w_{max} . Den er relativt lik EK2 og ikke gjengitt her.

3.2.2 Spenningskrav i EK2-2

EK2-2 pkt. 8.10.3(104) sier at strekkrefter som skyldes innføring av konsentrerte krefter fra spennarmeringsforankringer bør kontrolleres med en stavmodell eller annen egnet modell. Armeringen bør bestemmes med at den konsentrerte lasten virker med dimensjonerende verdi. Begrenser spenningen i armeringen seg til 250 N/mm² er det ikke nødvendig med rissviddekontroll. Det kommer ikke klart fram av EK2-2 om dette er et SLS- eller ULS-krav. At lastfaktor skal benyttes taler for ULS. Det at kravet tillater neglisjering av rissviddekontroll taler for SLS. Bruk av dimensjonerende verdi ved beregning av armering i SLS er noe omstridt. Se *kapittel 5.1.4*.

3.2.3 Minimumsarmering for begrensning av rissvidde

Minimumsarmering for begrensning av rissvidde er omtalt i pkt. 7.3.2 i EK2 og EK2-2. Minimumsarmering legges der strekk er forventet i tverrsnittet. Nødvendig mengde beregnes etter likevekt mellom strekkraften i betongen rett før opprissing og strekkraften i armeringen ved flyt, se *formel (3-5)*. En grunnleggende forutsetning for beregningene er at

armeringen forblir elastisk. Oppstår det flyt i armeringen vil ikke formelverktøyet i EK2 være gyldig (Beeby & Narayanan, 2005, p. 150). Benyttes det spennarmering med heft kan *formel (3-5)* redigeres for å ta opp bidrag fra spennarmeringen. Det er ikke vist her.

$$A_{s,min} = \frac{k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct}}{\sigma_s} \quad (3-5)$$

- $A_{s,min}$ = Tverrsnittsareal av minimumsarmering i strekksonen
- A_{ct} = Betongareal i strekksonen rett før opprissing
- σ_s = Absoluttverdien for største tillatte spenning i armering umiddelbart etter at risset er oppstått. Spenningskravet kan antas lik armeringens flytegrense f_{yk} . *Tabell 3-2* og *Tabell 3-3* kan også benyttes.
- $f_{ct,eff}$ = Middelerdi for betongens strekkfasthet på det tidspunkt det kan forventes at opprissing oppstår. $f_{ctm}(t)$ benyttes dersom opprissingen forventes tidligere enn 28 døgn.
- k = Koeffisient som tar hensyn til reduksjon av fastholdingskrefter ved ujevn spenningsfordeling i tverrsnitt med indre likevekt. 1,0 kan alltid brukes som en konservativ verdi.
- k_c = Koeffisient som tar hensyn til spenningsfordeling innenfor tverrsnittet rett før opprissing og endring i indre momentarm.

I utgangspunktet skal rissvidder kontrolleres i alle overflater og snitt med dimensjonerende lastkombinasjoner etter pkt. 7.3.4 i EK2. Når rissvidder er kontrollert er det ikke nødvendig med kontroll av minimumsarmering (Johansen, 2014, p. 46). Muligheten til å sløyfe minimumsarmering kommer ikke klart fram i EK2. Benyttes forenklet kontroll etter *kapittel 3.2.4*, er det hensiktsmessig å kontrollere minimumsarmering.

I typiske D-regioner er ofte geometrien komplisert og det kan være vanskelig å finne variablene som benyttes ved kontroll av minimumsarmering.

3.2.4 Rissviddebegrensning uten direkte beregning

Forenklet kontroll av rissvidder er beskrevet i EK2 pkt. 7.3.3. SVV sin håndbok N400 sier at rissvidder i utgangspunktet skal beregnes etter EK2 pkt. 7.3.4, men i D-regioner kan EK2 pkt. 7.3.3 benyttes (Statens vegvesen, 2015, p. 101). I stedet for å beregne rissvidder kontrolleres armeringsspenningen opp mot stangdiameter eller senteravstand. Tabeller for stangdiameter og senteravstand er gjengitt i *Tabell 3-2* og *Tabell 3-3*. Tabellene kan benyttes motsatt vei. Armeringsspenning finnes da i tabellene og benyttes til å beregne nødvendig armeringsareal.

Tabellene kan benyttes for etteroppsett betong der rissviddebegrensningene hovedsakelig oppnås ved vanlig armering og der spenningen i armeringen beregnes ut fra virkningen av forspenningskreftene (Standard Norge, 2008). Vanskelige rissviddeberegninger unngås ved å benytte tabellene. Når rissdannelsen i hovedsak kommer av belastning er det kun nødvendig å kontrollere mot enten tabell 7.2N eller 7.3N. Tabellene er benyttet i SLS-kontroll av D-regionene som ikke er forankringssoner. Årsaken er at spenningskravet fra *kapittel 3.2.2* ikke kan benyttes.

Det er noen begrensninger knyttet til tabellene da de bygger på formlene i *kapittel 3.2.5*. Beregningene baseres på et rektangulært tverrsnitt i ren bøyning med overdekning på 25 mm og betongkvalitet B30. Det er noe omstridt å benytte tabellene til rissviddekontroll for bruer. Årsaken er den lille overdekningen som er benyttet. Overdekningen i bruer er normalt mye større enn 25 mm, og påvirker risspredning og rissvidder i stor grad (Hendy & Smith, 2007, p. 234). Benyttes tabellene på tverrsnitt med annen geometri, last eller betongkvalitet enn nevnt bør maksimum kamdiameter i utgangspunktet redigeres etter likning 7.6N eller 7.7N i EK2. En svakhet med likningene er at de ikke tar hensyn til overdekning. For stavmodellen vil direkte bruk av tabell 7.2N og 7.3N sannsynligvis være mest fornuftig (Hendy & Smith, 2007, p. 235).

Tabell 7.2N og 7.3N forblir konservative med en overdekning opp til 35 mm sammenliknet med beregninger etter EK2 pkt. 7.3.4. Ved større overdekning enn 35 mm er de ikke-konservative. Tabell 7.2N og 7.3N anses likevel som akseptable for større overdekninger. EK2 inneholder ingen øvre grense for overdekning ved bruk av tabellene (Hendy & Smith, 2007, p. 235).

Armeringsspenning [N/mm ²]	Største stangdiameter [mm]		
	w _k = 0,4 mm	w _k = 0,3 mm	w _k = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Tabell 3-2: Største stangdiameter ϕ^* for begrensning av rissvidde. Tabellen er en gjengivelse av tabell 7.2N i EK2.

Stålspenning [N/mm ²]	Største senteravstand [mm]		
	w _k = 0,4 mm	w _k = 0,3 mm	w _k = 0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Tabell 3-3: Største senteravstand for begrensning av rissvidde. Tabellen er en gjengivelse av tabell 7.3N i EK2

3.2.5 Beregning av rissvidder

Beregning av rissvidder er beskrevet i EK2 pkt. 7.3.4. og en del av de relevante formlene er gjengitt i dette kapittel. Fra *formel (3-6) – (3-6.5)* kommer det fram at beregning av rissvidder er omfattende, spesielt ved utypiske tverrsnitt. Formelverktøyet i EK2 er i hovedsak tilrettelagt for rektangulære tverrsnitt. Skal rissvidder beregnes for andre tverrsnitt stilles

krav til modifisering. Problemet med modifisering er å vite sluttsvarets validitet. Tabell 7.2N og 7.3N i EK2 er mer hensiktsmessig å benytte.

Skal rissviddeberegninger utføres på tverrsnitt som ikke er rektangulære må det forenkles til et rektangulært tverrsnitt. Ved bruk av stavmodellen kan en anta et strekkfelt rundt armeringen for å beregne rissvidder. Samme forenkling må benyttes for å beregne minimumsarmering. Dette er konservativt da en større del av betongarealet utelates. Hensikten med beregning av rissvidder for armering som ligger innpakket i betong synes å være liten.

$$w_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3-6)$$

$$S_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4\phi/\rho_{p,eff} \quad (3-6.1)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (3-6.2)$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_s + \xi_1^2 A'_p)}{A_{c,eff}} \quad (3-6.3)$$

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (3-6.4)$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} \quad (3-6.5)$$

- w_k = Rissvidde
- $S_{r,max}$ = Største rissavstand
- ε_{sm} = Midlere tøyning i armeringen for den aktuelle lastkombinasjonen.
- ε_{cm} = Midlere tøyning i betongen mellom riss.
- k_3 = 3,4 [NA.7.3.4]
- c = Lengdearmeringens overdekning.
- k_1 = Tar hensyn til armeringens heftegenskaper. 0,8 for stenger med god heft, 1,6 for stenger/kabler med dårlig heft.
- k_2 = Tar hensyn til tøyningfordeling. 0,5 for bøyning og 1,0 for rent strekk.
- k_4 = 0,425 [NA.7.3.4]
- ϕ/ϕ_s = Diameter av armeringen.
- σ_s = Spenning i strekkarmering under forutsetning av et opprisset tverrsnitt.
- k_t = Faktor som avhenger av lastens varighet. 0,6 for kortvarig belastning og 0,4 for langvarig belastning.
- $f_{ct,eff}$ = Middelerdi for betongens strekkfasthet på det tidspunkt det kan forventes at opprissing oppstår. $f_{ctm}(t)$ benyttes dersom mindre enn 28 døgn er gått.
- α_e = Forholdet mellom E_s og E_{cm} .
- E_s = Armeringsstålets elastisitetsmodul.
- A_s = Tverrsnittsareal av armering i strekksonen.

- A_p' = Arealet av etteroppspente kabler innenfor $A_{c,eff}$.
 $A_{c,eff}$ = Effektivt areal av betongstrekksonen som omgir armeringen eller spennkablene.
 ξ = Forhold mellom heftfasthet for armeringsstål og spennstål.
 \varnothing_p = Ekvivalent diameter av spennkabel.
 E_{cm} = Betongens elastisitetsmodul.

3.3 Rissviddeberegninger i denne rapporten

Armering i D-regionene A, B og C er i denne rapporten kontrollert med en spenningsbegrensning på 250 N/mm² i SLS etter *kapittel 3.2.2*. For D-regionene D, E og F er det foretatt en forenklet kontroll etter *kapittel 3.2.4*.

3.3.1 Forankringssoner

Kontroll av rissvidder er ikke nødvendig når spenningskravet fra EK2-2 er fulgt, men for en modell i D-region A og B er følgende kontrollert:

- Minimumsarmering etter EK2 pkt. 7.3.2
- Forenklet kontroll av rissvidder etter EK2 pkt. 7.3.3
- Rissviddekontroll etter EK2 pkt. 7.3.4

Kontrollene gjøres for å undersøke hvor godt spenningskravet fra EK2-2 stemmer med kapittel 7 i EK2. Ved beregning av minimumsarmering og rissvidder antas et strekkfelt og det foretas en del forenklinger grunnet geometri. Dette vil bli nærmere diskutert under aktuelle beregninger.

3.3.2 Opplagre

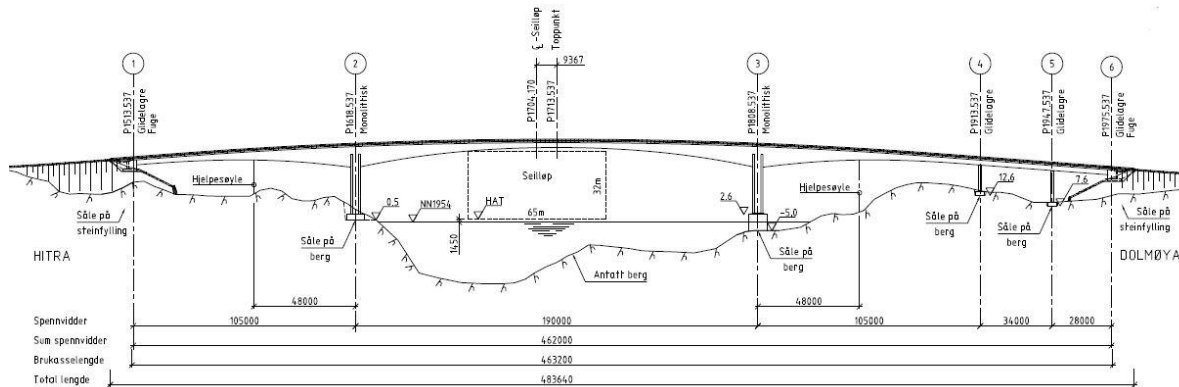
Armering i opplagre er i SLS dimensjonert etter EK2 tabell 7.2N eller 7.3N. For en modell i D-region D, E og F er følgende kontrollert:

- Minimumsarmering etter EK2 pkt. 7.3.2
- Rissviddekontroll etter EK2 pkt. 7.3.4

Siden armering i SLS er funnet uten at rissvidder er beregnet bør minimumsarmering i utgangspunktet kontrolleres for alle modeller. Antagelsen om strekkfelt gjelder også for opplagre.

4 Presentasjon av D-regioner

I denne rapporten er seks ulike D-regioner gitt av SVV undersøkt. D-regionene befinner seg i Dolmsundbrua på Hitra.



Figur 4-1: Dolmsundbrua. Akse 1 er til venstre. Fra tegning K100-A (Statens vegvesen, 2013/2014).

D-regionene er nærmere presentert i egne kapitler. Følgende områder skal undersøkes:

- Forankringer i bruplatten.
- Forankringer i undergurt.
- Forankringer i voute.
- Tverrbærere i akse 4.
- Søyletopp i akse 4.
- Endetverrbærere i akse 1.

4.1 Materialer

Betong

Aktuelle D-regioner består av betongkvalitet B45 SV-30/SV-40. For D-region A, B og C er karakteristisk trykkfasthet $f_{ck}(t) = 32 \text{ N/mm}^2$ benyttet. For D-region D, E og F er karakteristisk trykkfasthet etter 28 døgn $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ benyttet. Dette samsvarer med SVV sine opplysninger. I *Tabell 4-1* vises ulike verdier benyttet i D-regionene.

	D-region A, B og C	D-region D, E og F
v'	0,87	0,82
$f_{ck}(t)$	32,00 N/mm ²	45,00 N/mm ²
f_{cd}	18,13 N/mm ²	25,50 N/mm ²
$\sigma_{Rd,max,a}$	15,81 N/mm ²	20,91 N/mm ²
$\sigma_{Rd,max,b}$	13,44 N/mm ²	17,77 N/mm ²
$\sigma_{Rd,max,c}$	11,86 N/mm ²	15,68 N/mm ²
$\sigma_{Rd,max,treaksial}$	47,44 N/mm ²	62,73 N/mm ²

Tabell 4-1: Beregnede verdier hentet fra vedlegg A.1.

Spennarmering

Det er benyttet 15/19 spenntau 0,62" med $A_p = 2250 \text{ mm}^2/2850 \text{ mm}^2$. Maksimal oppspenningskraft for 19 spenntau på tegninger er oppgitt til $P_0 = 4207 \text{ kN}$. Forankringens diameter er $\varnothing = 280 \text{ mm}$.

EK2 og EK2-2 benytter benevnelsen P_{max} for maksimal oppspenningskraft. Formler som henviser direkte til Eurokodene omtales P_{max} . Figurer fra litteratur beskriver ofte oppspenningskraften med bokstaven P . SVV benytter P_0 . P_{max} , P og P_0 beskriver alle den samme oppspenningskraften på 4207 kN.

Slakkarmering

Det er benyttet slakkarmering av kvalitet B500NC med karakteristisk flytegrense $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$. I SLS varierer kravet til armeringsspenning for de ulike D-regionene og modellene. Dette er omtalt i *kapittel 3.3*.

4.2 Tegninger

Alle tegninger er utført i AutoCAD, ingen bestemt målestokk er benyttet. Tegningene som er benyttet for å illustrere stavmodellene har noen fellestrekk:

- Strekkstaver er rød med benevnelsen S.
- Trykkstavene er blå med benevnelsen T.
- Knutepunkt er markert med en ring.
- Lokal sone er gul.
- Laster er grønne.
- D-regionene er markert lyseblå.
- Trykkfelt er gjennomsiktig lyseblå.
- Knutepunkt er lysegrønne.

4.3 Beregninger

Det er kun foretatt håndberegninger i denne rapporten. Beregningene er ført i Mathcad. Det er ikke benyttet noen form for bjelke- eller FEM-program. Siden det ikke er gjennomført lineær-elastisk analyse, er kraft-sti metoden og eksisterende stavmodeller benyttet som grunnlag for alle D-regionene. Metodene er gjennomgått i *kapittel 2.2*.

Lastvirkningene i de ulike D-regionene er beregnet etter konkrete ønsker fra SVV. En del modeller for D-regionene er dermed veldig like. Spaltestrekk er et lasttilfelle som er beregnet for alle D-regionene.

Det er forsøkt å sikre god kompatibilitet i alle modeller. Uten analyseverktøy er dette vanskelig å kvalitetssikre. Stavene er forsøkt plassert på en hensiktsmessig måte. Store vinkler mellom strekk- og trykkstaver er med på å sikre god kompatibilitet.

Likevekt mellom ytre og indre krefter er kontrollert for alle etablerte stavmodeller i vedlegg. Forankringslengder er ikke kontrollert for slakkarmering i noen av D-regionene.

4.4 Oppsummeringer

Til slutt i hver D-region er en oppsummering foretatt. I oppsummeringene er de ulike modellene for D-regionen sammenliknet. Likheter og ulikheter er trukket fram og diskutert.

5 Forankring av spennarmert betong

De tre første D-regionene som skal undersøkes er forårsaket av konsentrerte laster fra spennarmeringsforankringer. Dette kapittelet er ment som en teoridel rettet direkte mot disse D-regionene.

5.1 Innledende teori

Spennarmert betong er påført en trykkspenning med hensikt å motvirke ytre laster og kompensere for betongens lave strekkfasthet. Trykkspenning innføres ved at spennarmeringen jekkes opp slik at armeringen er i strekk. Strekkreftene overføres som trykk i betongen ved endeforankringene eller ved heft mellom betong og spennarmering (Sørensen, 2012, p. 185).

Fordelene med spennarmert betong er at tverrsnittstykkelsen reduseres, spennlengden kan økes og opprissing og rissvidder begrenses. Konstruksjonens totale nedbøyning reduseres.

5.1.1 Forspenningsmetoder

Det finnes to ulike forspenningsmetoder, før oppspenning og etter oppspenning. Forskjellen er om armeringen påføres strekk før eller etter at betongen er støpt og herdet. I Norge benyttes før oppspenning betong til produksjon av prefabrikkerte betongelementer i fabrikk. For etter oppspenning betong spennes kablene opp med en jekk etter at betongen er herdet til en bestemt trykkfasthet.

5.1.2 Spennkraft

Ved dimensjonering av forankringssoner benyttes maksimal oppspenningskraft (jekkekraft) før låsing. Største oppspenningskraft beregnes etter EK2 pkt. 5.10.2.1(1), og samsvarer med oppgitt verdi i *kapittel 4.1*:

$$\begin{aligned}P_{max} &= A_p \times \sigma_{p,max} \\P_{max} &= A_p \times 0,9 \times f_{p0,1k} \\P_{max} &= 19 \times 150 \text{ mm}^2 \times 0,9 \times 1640 \text{ N/mm}^2 \\P_{max} &= 4207 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beregninger i forankringssonen skal benytte dimensjonerende verdi etter EK2 pkt. 8.10.3(2). Sikkerhetsfaktoren i EK2 pkt. NA.2.4.2.2(3) er $\gamma_{p,unfav} = 1,1$. Denne er benyttet for alle beregninger i ULS.

Det kommer ikke klart fram om sikkerhetsfaktoren skal benyttes i SLS. EK2 pkt. 8.10.3(4) sier at armeringen bør bestemmes når den konsentrerte lasten virker med sin dimensjonerende verdi. I en guide til EK2 benyttes lastfaktoren $\gamma_{p,unfav} = 1,1$ ved beregninger i SLS (Hendy & Smith, 2007, pp. 267-270). I beregningsveiledningen «Praktisk prosjektering av etter oppspenning betongbruer» (Johansen, 2014, p. 49) benyttes lastfaktoren 1,0 i SLS. Denne rapporten benytter lastfaktor 1,0 for beregninger i SLS.

5.1.3 Forankringszone

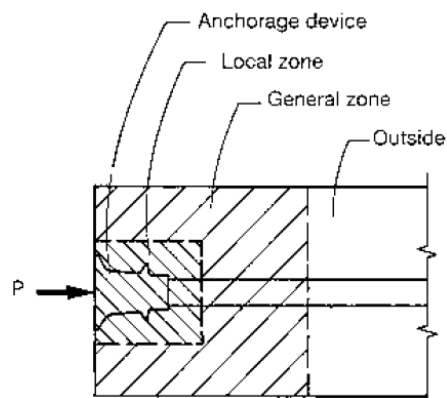
Generelt

En spennkabel er forankret i begge ender. Enden som spennes opp med jekk kalles aktiv forankring, den andre kalles passiv forankring. Passiv forankring er ofte støpt inn i betongen.

For etteroppspent betong vil en lokal konsentrasjon av trykkspenninger oppstå i lengderetning på grunn av forspenningskraften. Forankringssonene til etteroppspent betong må være i samsvar med EK2 pkt. 8.10.3. Forankringsområdet rundt den konsentrerte lasten defineres som en D-region.

Forankringssonen

Forankringssonen eller D-regionen kan deles i to, lokal og generell forankringszone (Rogowsky & Marti, 1991, p. 7). Dette er illustrert på *Figur 5-1* og vil bli nærmere gjennomgått i *kapittel 5.2* og *5.3*. Dimensjonering av forankringssonen er et todelt ansvar mellom prosjekterende ingeniør og spennarmeringsleverandør. Lokal sone ivaretas av leverandøren, generell sone ivaretas av prosjekterende ingeniør. Armering i lokal sone er oftest generalisert for det aktuelle spennarmeringssystemet. I den generelle sonen varierer armeringen i større grad.



Figur 5-1: Forankringszone. Skravert område er D-regionen som igjen deles i lokal og generell sone (Rogowsky & Marti, 1991, p. 7).

I forankringssonen spres den konsentrerte lasten utover og det må tas hensyn til (Hendy & Smith, 2007, p. 262):

- Store trykkspenninger i umiddelbar nærhet av forankringen
- Spaltestrekk i den lokale sonen
- Tverrgående strekkrefter i den generelle sonen.

Store trykkspenninger og spaltestrekkrefter i lokal sone ivaretas med armering oppgitt av spennarmeringsleverandør. Tverrgående strekkrefter som spalte- og randstrekk ivaretas i den generelle sonen. Ved flere forankringer må randstrekk mellom forankringene ivaretas. Nødvendig armering i lokal og generell sone kan finnes med stavmodellen. Formelverktøy kan også benyttes, det er diskutert i *kapittel 5.2*.

Partielt belastede flater

Pkt. 6.7 i EK2 setter en spenningsbegrensning ved konsentrert last på flate. ULS kravene som gis i punktet er i hovedsak rettet mot opplagre og ikke mot trykkraft fra spennarmeringsforankring. Punktet er diskutert i *kapittel 9.1*.

5.1.4 SLS-krav

EK2 pkt. 8.10.3(4) beskriver innføring av konsentrerte krefter. Begrenses armeringsspenningen til 300 N/mm^2 er ikke rissviddekontroll nødvendig. Kravet på 300 N/mm^2 er for bruer overstyrt av kravet på 250 N/mm^2 , omtalt i *kapittel 3.2.2*.

Spennarmeringsleverandøren VSL oppgir at armeringen som i hovedsak skal motstå strekkrefter ikke bør ha høyere spenning enn 250 N/mm^2 (Rogowsky & Marti, 1991, p. 18). VSL åpner for å benytte tabeller der spenningskrav settes opp mot kamdiameter eller senteravstand. Tilsvarende tabeller er beskrevet i *kapittel 3.2.4*.

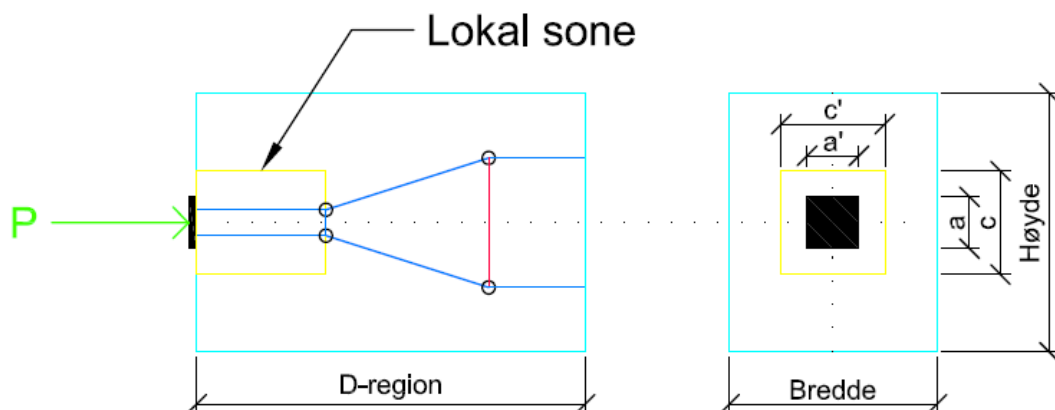
Ved dimensjonering i SLS er spenningskravet på 250 N/mm^2 enkelt å forholde seg til.

5.2 Lokal sone

I denne rapporten skal ikke lokal sone undersøkes. Det er likevel valgt å ha med et delkapittel om lokal sone. Det er gjort for å få bedre forståelse av forankringssonen som helhet. Hensikten med lokal sone er å ivareta høye trykkspenninger som oppstår ved forankring av spennarmering.

Utbredelsen av lokal sone varierer i ulik litteratur. I korte trekk kan lokal sone beskrives som et innvendig prisme av betong, umiddelbart rundt og etter forankringsanordningen. Lokal sone omslutes av armering for å skape en treaksial trykktilstand. Betongen kan på den måten motstå stort trykk og lokal spaltestrekk. EK2 pkt. 8.10.3(3) sier at opptredende spenning bak forankringsplatene bør kontrolleres i overenstemmelse med aktuell ETA. Spennarmeringsleverandøren er ansvarlig for at punktet i EK2 er tilfredsstillt.

Bredden (c') og høyden (c) på lokal sone er ikke nødvendigvis lik bredden (a') og høyden (a) på forankringsplaten. Forholdstallet mellom sidene skal være identiske og det skal være symmetri om senterlinjene. Forholdet mellom lokal sone og forankringsplaten er vist på *Figur 5-2*.



Figur 5-2: Lokal sone har forholdsmessig lik utbredelse som forankringsplaten i bredden og høyden.

5.2.1 EK2-2 tillegg J

Tillegg J i EK2-2 er et informativt tillegg en ikke er pålagt å følge. Pkt. J.104.2(101) sier at reglene bør brukes i tillegg til EK2 pkt. 8.10.3. Punktet gjelder i hovedsak forankringssoner med to eller flere kabler. Lokal sone er i EK2-2 pkt. J.104(102) omtalt som «primary regularisation prism». Prismet må inneholde nok armering til å motvirke spaltestrekk og avskalling.

Essensen av EK2-2 pkt. J.104.2(102) oppsummeres til:

- Avstanden mellom senterlinjene til forankringsanordningene bør ikke være mindre enn anbefalt i ETA. Kantavstand bør også være i overenstemmelse med ETA.
 - o EK2-2 er i dette punktet noe motstridende. *Formel (5-1)* setter indirekte krav til senteravstanden mellom forankringspunktene dersom det antas at de lokale sonene ikke skal overlappes hverandre. En mulighet er å se på *formel (5-1)* som et minimumskrav til lokal sonens utbredelse. Problemet med denne antagelsen er at ETA gir mindre areal.
- Når det gjelder overlapping av lokale soner er Eurokoden vanskelig å tyde. I et punkt sier EK2-2 at lokale soner i samme tverrsnitt ikke bør overlappes hverandre. I neste punkt tillates det overlapping så fremt de lokale sonene ikke er parallelle.
 - o Det er vanskelig å si hva som er korrekt. Rent praktisk bør ikke de lokale sonene overlappes hverandre, da mye armering skal plasseres over et lite område. Spennarmeringleverandørene oppgir hvor tett de ulike forankringene kan plasseres, og en bør rette seg etter dette.

Krav til lokal sone etter EK2-2 (J.101):

$$\frac{P_{max}}{c c'} \leq 0,6 f_{ck}(t) \quad (5-1)$$

P_{max} = Maksimal oppspenningskraft
 c, c' = Høyde og bredde på lokal sone
 $f_{ck}(t)$ = Karakteristisk trykkfasthet ved oppspenning

Formel (5-1) oppfattes som unødvendig streng. Ved beregning av lokal sonens utbredelse vil en få større areal enn hva produsentene oppgir i ETA. EK2-2 tar ikke hensyn til store mengder omsluttende armering som benyttes i ETA. Armeringen bidrar til å skape treaksial trykktilstand som gir betongen høyere trykkapasitet.

Forholdet mellom sidekantene i lokal sone og forankringsplaten bør være omtrent det samme. Dette kontrolleres med *formel (5-2)*:

$$\frac{c'}{a'} \text{ og } \frac{c}{a} < 1,25 \sqrt{\frac{c c'}{a a'}} \quad (5-2)$$

a, a' = Høyde og bredde på forankringsplate

Lengden av lokal sone finnes etter *formel (5-3)*:

$$L_f = 1,2 \max(c, c') \quad (5-3)$$

L_f = Lengden av lokal sone

EK2-2 pkt. J.104.2(103) oppgir nødvendig armering for å hindre spaltestrek og avskalling i lokal sone, vist i *formel (5-4)*. Armeringen bør fordeles i begge retninger over lengden til lokal sone. Lukkede bøyler er praktisk å benytte.

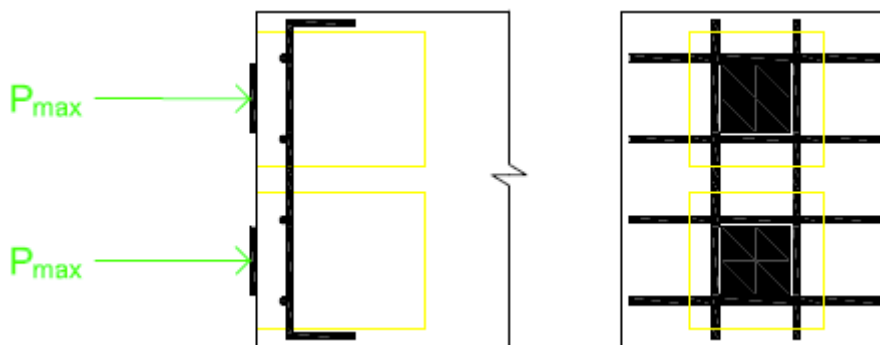
$$A_s = 0,15 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav} \quad (5-4)$$

$$\gamma_{p,unfav} = 1,1$$

Beregning etter *formel (5-4)* er dekket av ETA. Formelen kan sees på som et minimumskrav, men det er tvilsomt om den vil gjøre seg gjeldende. Forskjellen i armeringsmengde mellom ETA og EK2-2 kommer fram i beregningseksemplet i *kapittel 5.2.5*. Hvilke armering som benyttes og nøyaktig plassering kommer ikke tydelig fram av EK2-2.

Formel (5-5) er gjengitt etter EK2-2 pkt. J.104.2(103) og gir minimum overflatearmering. Den legges i begge retninger som illustrert i *Figur 5-3*. Hensikten med armeringen er ikke oppgitt. Forhindring av avskalling i dødsonene er oppgitt som begrunnelse i annen litteratur (Rogowsky & Marti, 1991, pp. 16-18). Overflatearmeringen befinner seg i lokal og generell sone.

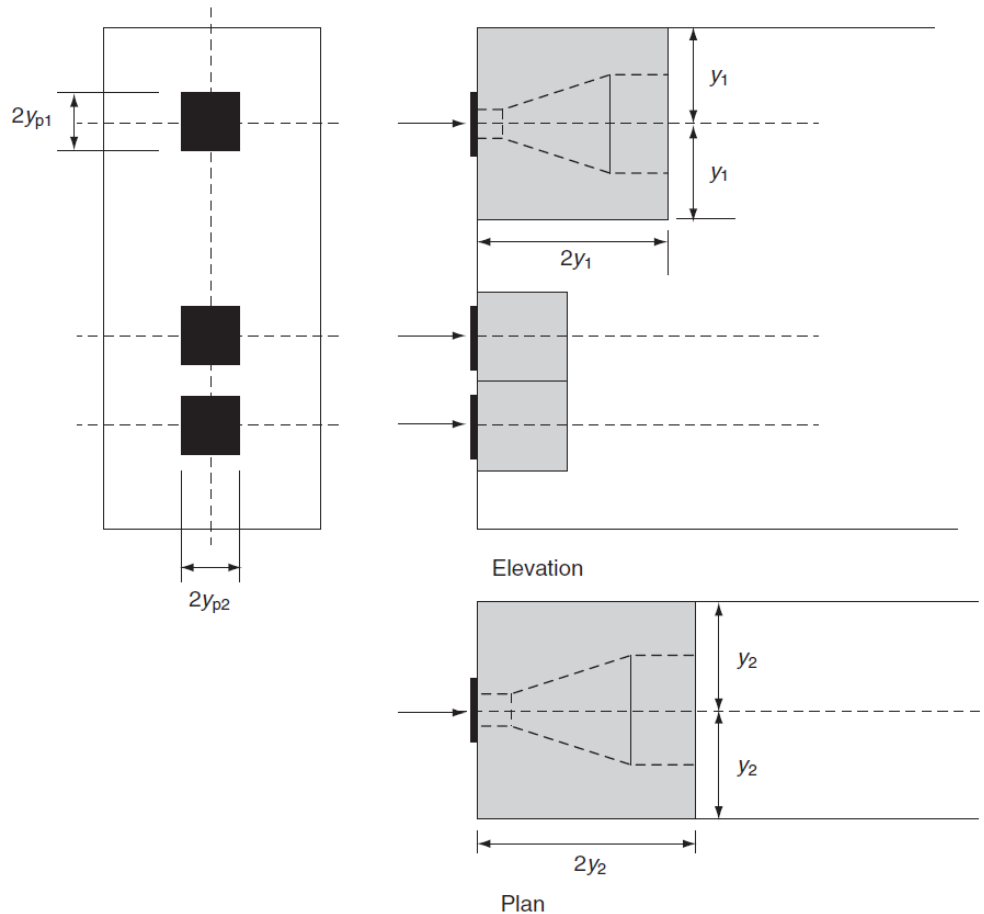
$$A_{s,overflate} = 0,03 \frac{P_{max}}{f_{yd}} \gamma_{p,unfav} \quad (5-5)$$



Figur 5-3: Plassering av overflatearmering beregnet etter formel (5-5).

I *formel (5-4)* og *(5-5)* bør f_{yd} erstattes med 250 N/mm^2 for å unngå rissviddekontroll i SLS (Hendy & Smith, 2007, pp. 267-270).

Tillegg J i EK2-2 avslutter med å informere om at minimumsarmering fra spennarmeringsproduzentens ETA bør benyttes. Avslutningen skaper usikkerhet med hensikten til tillegg J.



Figur 5-5: Definisjon av lokal forankringszone etter CIRIA Guide 1 (Hendy & Smith, 2007, p. 265)

Armering for spaltestrekk finnes ved å benytte separate stavmodeller vertikalt og horisontalt. Det anbefales å bruke spiral eller lukkede bøyer med en utbredelse som er minst 50 mm større en forankringsplaten.

Ved dimensjonering av armering for overflatestrekk anbefaler CIRIA guide 1 å benytte en kraft på $0,04 \times P_{max}$. Dette er mer konservativt enn tillegg J i EK2-2 (kapittel 5.2.1) og VSL (kapittel 5.2.2).

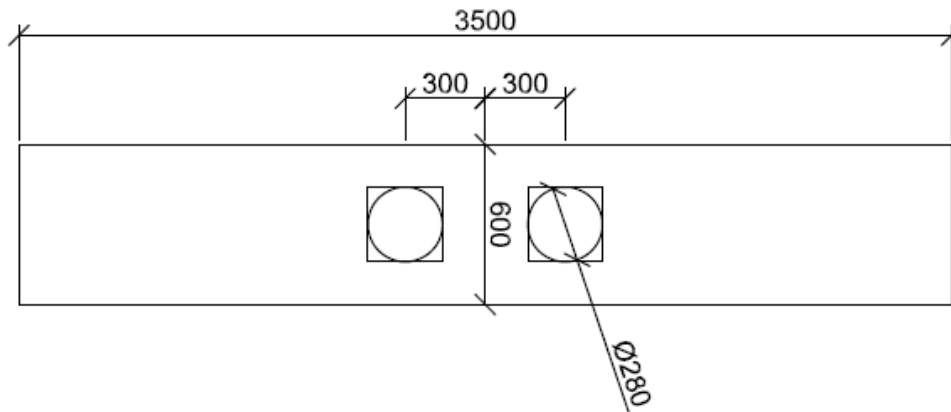
5.2.4 ETA (BBR, 2013)

I Tabell 5-1 er det oppgitt senteravstander, kantavstander, spiralarmering og bøylearmering fra spennarmeringsleverandøren BBR. Tallene i tabellen er hentet fra BBR sin ETA-09/0286, og er basert på testing. Tabellen gjelder for $f_{cm,0,sylinder} = 31$ eller 35 N/mm^2 . SVV oppgir $f_{cm,0,sylinder}$ til 33 N/mm^2 . Tabellen er gjennomsnittet av BBR sine verdier på 31 og 35 N/mm^2 . Gjennomsnittet er beregnet for å få et best mulig sammenlikningsgrunnlag med EK2-2, CIRIA og VSL.

Fordelen med å benytte produsentens oppgitte armering er at ingen beregninger er nødvendig i lokal sone. Målene gitt i tabellen er illustrert i Figur 5-6 og Figur 5-7. Ved flere forankringer bør minste senteravstand settes lik a_c eller b_c . BBR benytter både lukkede bøyer og spiralarmering i lokal sone. Lengden av lokal sone settes lik lengden av spiralarmeringen. Det opplyses ikke om spesielle krav til overflatearmering i BBR sin ETA.

5.2.5 Beregningseksempel for lokal sone

Beregningseksemplet nedenfor tar kun for seg den lokale sonen. Deler av beregningseksemplet er hentet fra «Worked example 8.10-1» (Hendy & Smith, 2007, pp. 267-270).



Figur 5-8: Beregningseksempel for lokal sone ved to forankringer.

Opplysninger:

- 19 tau med $D = 19,7$ mm
- $P_{max} = 4207$ kN
- Trykkapasitet ved oppspenning, $f_{ck}(t) = 32$ N/mm²

Lokal sone og nødvendig armering er beregnet etter EK2-2, VSL, CIRIA guide 1 og BBR sin ETA. I *Tabell 5-2* er resultatene vist. Eksemplet er ment som en illustrasjon på likheter og ulikheter i litteraturen. I *Tabell 5-2* er EK2-2 metoden som gir minst bøyle/spiralarmring. Til gjengjeld kreves et større areal for lokal sone. CIRIA krever stort areal og mye armering. Avviket kan forklares med at CIRIA dekker lokal og generell sone. Resultatene fra CIRIA er derfor mindre relevante. Beregningene i SLS er utført uten sikkerhetsfaktor med stålspenning 250 N/mm². Beregningene er vist i *vedlegg A.2*.

	EK2-2	VSL	CIRIA	ETA
Lokal sone (c,c')	468 mm	372 mm	600 mm	328 mm
Lengde lokal sone	562 mm	372 mm	600 mm	407 mm
A_s (ULS)	1597 mm ² 2,84 mm ² /mm	-	1916 mm ² 3,19 mm ² /mm	2815 mm ² 6,92 mm ² /mm
A_s (SLS)	2524 mm ² 4,49 mm ² /mm	-	3332 mm ² 5,55 mm ² /mm	(+ spiral)
A_{s,overflate} (SLS)	505 mm ²	337mm ²	673 mm ²	-

Tabell 5-2: Beregningsresultater lokal forankringszone. Armeringen legges i vertikal og horisontal retning.

5.2.6 Oppsummering

EK2-2 er utydelig i sin beskrivelse av lokal forankringszone. Utbredelse av lokal sone og tilhørende armering bør følge produsentens ETA. Årsaken er at ETA er spesielt tilpasset det aktuelle forankringsystemet. Systemene som oppgis er nøye testet ut. Dette oppfattes som vanlig praksis i bransjen. I denne rapporten er lokal sone betraktet som en blokk i betongen. Oppspenningskreftene føres gjennom lokal sone før de spres ut i konstruksjonen. Målene til lokal sone er satt lik spiralens lengde, 407 mm. Høyden og bredden er satt lik spiralens ytre diameter, 328 mm. Nevnte mål er benyttet for D-region A, B og C.

Formel (5-4) kan sees på som minimumsarmering for lokal sone, men det er tvilsomt om den blir gjeldende. *Formel (5-5)* bør sees på som minimumsarmering for overflatestrekk.

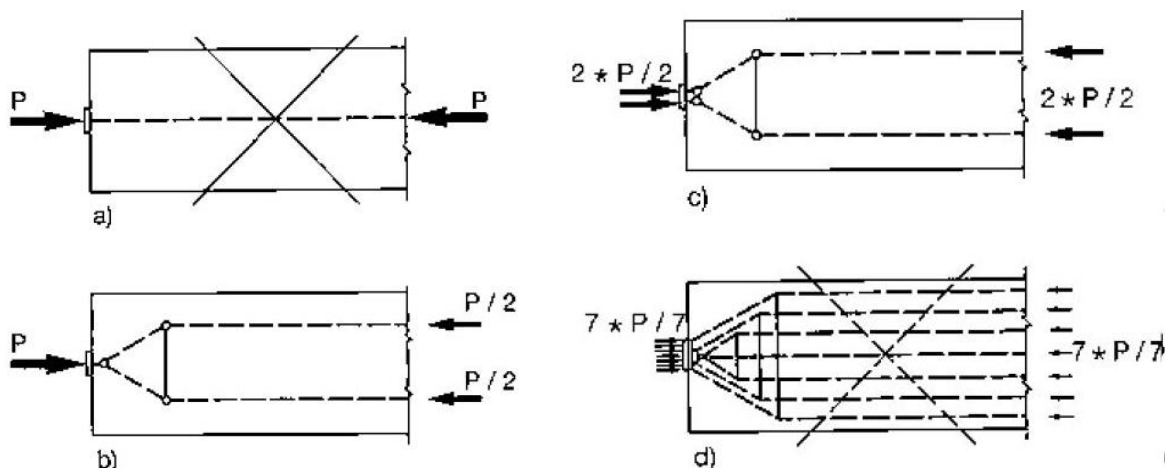
CIRIA Guide 1 er ikke undersøkt utover det som er beskrevet i *kapittel 5.2.3*. Metoden avviker noe fra de andre og er ikke benyttet videre.

Ved gjennomgang av D-region A, B og C er det ikke fokusert på lokal sone. Kravene ansees oppfylt av spennarmeringsleverandøren. Overflatearmering for å hindre avskalling er inkludert.

5.3 Generell sone

Generell forankringszone omslutter lokal sone, tilsammen utgjør de D-regionen. Dette er vist på *Figur 5-1*. Utbredelsen av D-regionen er beskrevet i *kapittel 2.1.1*. Når forankringskreftene spres i konstruksjonen oppstår tverrgående strekkrefter. Strekkreftene identifiseres og dimensjoneres ved hjelp av stavmodellen. SVV tillater at stavmodellen benyttes i D-regioner forårsaket av spennarmeringsforankringer (Statens vegvesen, 2015, p. 100).

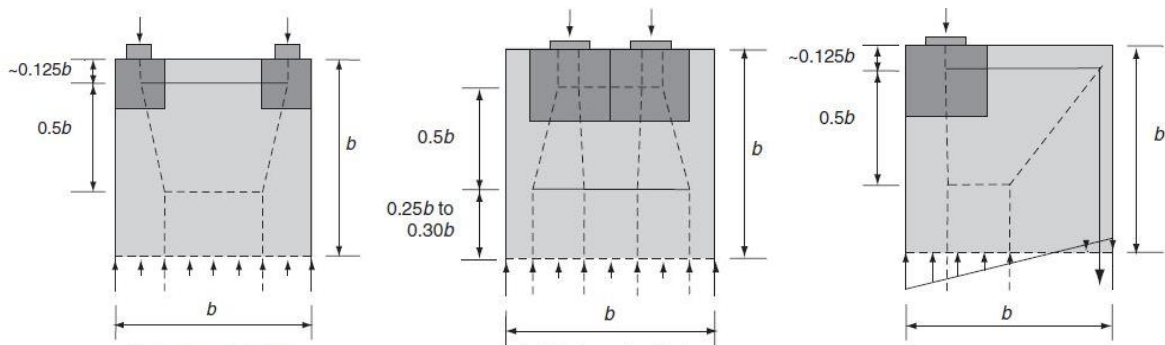
Forankringsplaten bidrar til å spre kraften. Påført last kan deles i to som vist i *Figur 5-9 c)*. Velges det kun en last som vist i *Figur 5-9 b)* er modellen konservativ. *Figur 5-9 a)* er for enkel og tar ikke hensyn til lastspredning. *Figur 5-9 d)* gir korrekt løsning, men er unødvendig komplisert.



Figur 5-9: Gode og dårlige stavmodeller av forankringszone (Rogowsky & Marti, 1991, p. 16).

Hendy & Smith (2007) sier at hvis lasten ikke er jevnt fordelt ved enden av lokal sone bør stavmodellen benyttes for videre dimensjonering. Dette er i overensstemmelse med VSL.

Figur 5-10 viser eksempler på slike situasjoner. For stavmodellen gjelder de regler og forutsetninger som er omtalt i kapittel 2.

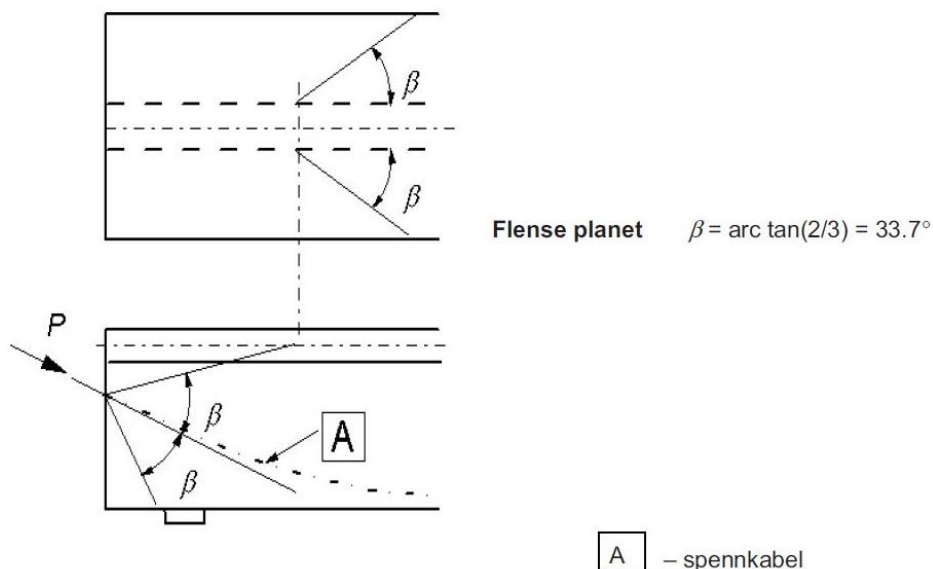


Figur 5-10: Spredning av last utenfor lokal sone. Lokal sone er markert med mørkere farge (Hendy & Smith, 2007, p. 266)

Spaltestrekkarmering som er beregnet etter stavmodellen bør alltid kontrolleres mot EK2.

EK2 omtaler i pkt. 8.10.3 dimensjonering av forankringssoner for etteroppspente konstruksjonsdeler. Opprettede spenning bak forankringsplaten bør kontrolleres mot aktuell ETA etter pkt. 8.10.3(3). Dette er lokal sone og dersom ETA følges antas spenningene å være ivaretatt.

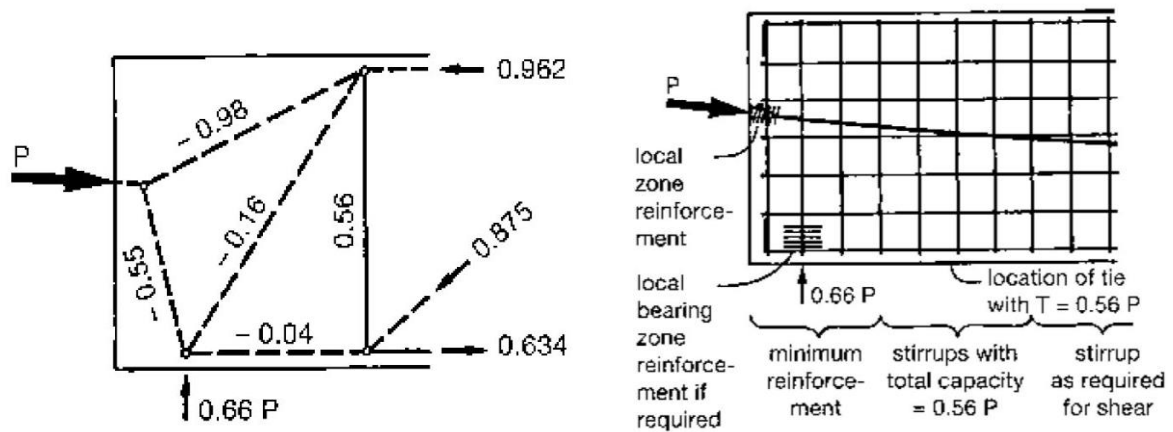
Pkt. 8.10.3(5) åpner for at forspenningskraften fordeles med åpningsvinkelen på 2θ som illustrert på Figur 5-11. Dette er ikke et krav. I annen litteratur brukes varierende vinkler. VSL (Rogowsky & Marti, 1991) benytter vinkler fra 7° og oppover. Betongelementbøkene (Betongelementforeningen, 2012) forenkler ofte til $26,6^\circ$. I denne rapporten varierer åpningsvinklene i de ulike D-regionene og modellene.



Figur 5-11: Fordeling av forspenningskraft (Standard Norge, 2008, p. 148)

Når nødvendig armering er beregnet må det fordeles på en hensiktsmessig måte. Det er ingen klare regler på hvordan. Et alternativ er å fordele spaltestrekkarmeringen fra forankringsplaten og bakover til en lengde lik tverrsnittshøyden (Hendy & Smith, 2007, p. 270). Det vil si at armeringen fordeles over hele D-regionens lengde.

En annen metode er å konsentrere armeringen i det området hvor strekkraften opptrer (Rogowsky & Marti, 1991, p. 33). Dette er illustrert på *Figur 5-12*. Opptrer strekkraften et stykke unna lokal sone må det legges inn minimumsarmering som vist i figuren.

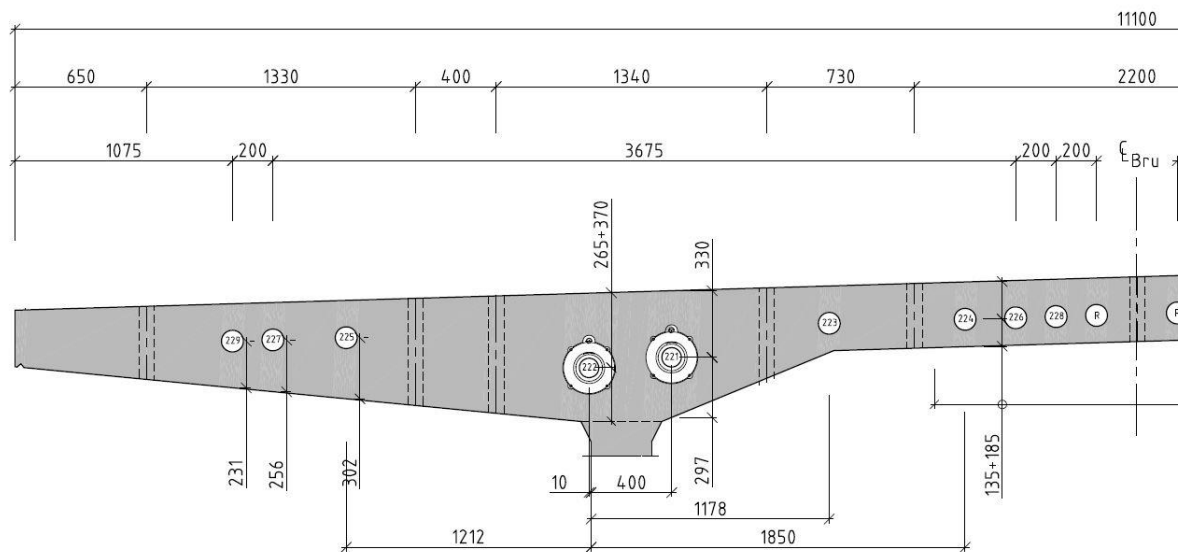


Figur 5-12: Fordeling av armering (Rogowsky & Marti, 1991, p. 33).

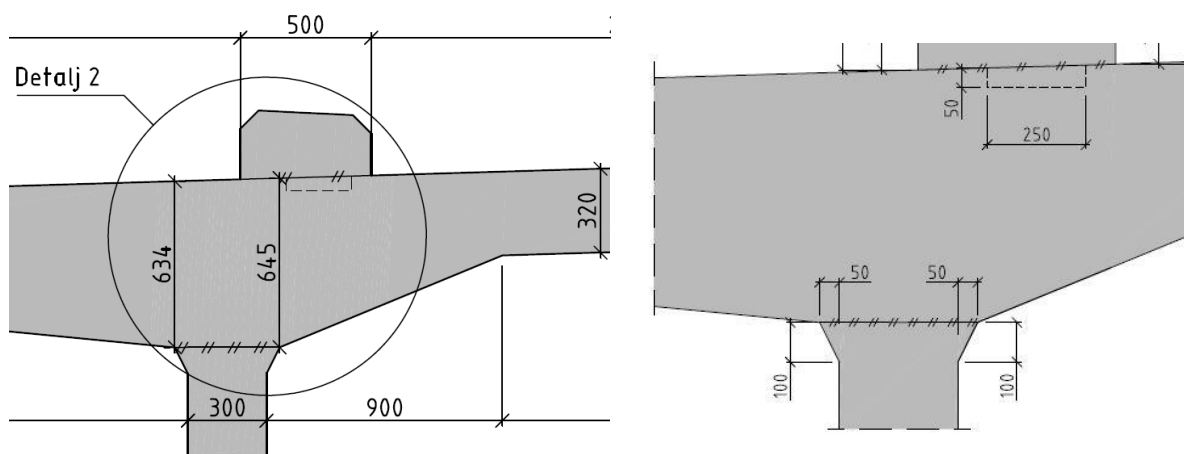
6 D-region A - Forankringer i bruplatten

6.1 Beskrivelse

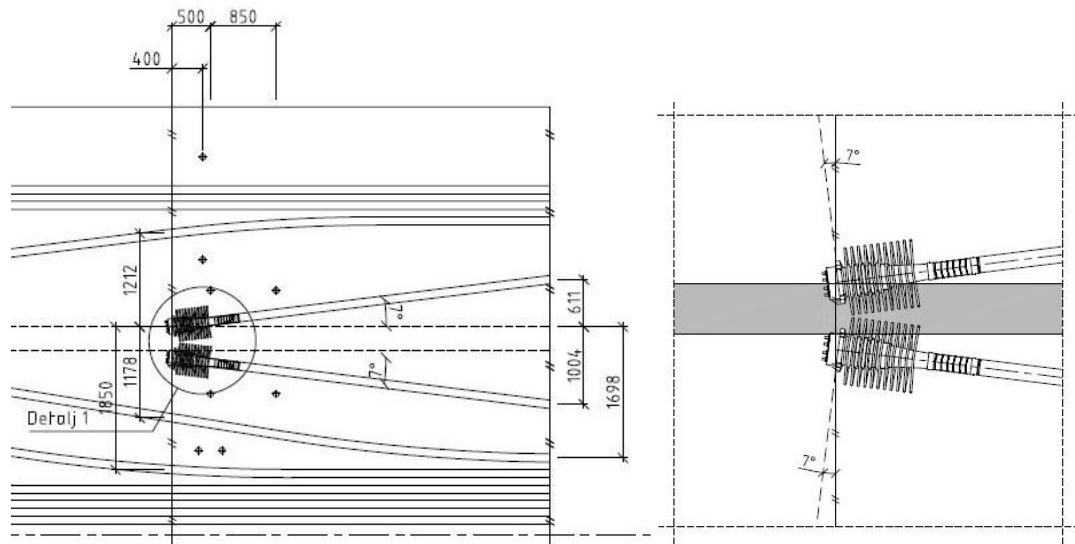
D-region A befinner seg mellom bruens akse-1 og 2, se *Figur 4-1*. Påførte laster i D-regionen er to spennkabelpar. Ett av forankringsparene er vist i *Figur 6-1* og *Figur 6-3*. Kablene er plassert i bruplatten, rett over steget i kassetverrsnittet. Oppspenningskraften til hver kabel er $P = 4207$ kN som beskrevet i *kapittel 5.1.2*. Alle beregninger for D-region A vises i *vedlegg B*.



Figur 6-1: Snitt av bruplate. Halve tverrsnittet er utelatt grunnet symmetri. Fra tegning K776-A (Statens vegvesen, 2013/2014)



*Figur 6-2: Fra tegning K300-A (Statens vegvesen, 2013/2014).
Til venstre: Geometrisk utforming av tverrsnitt.
Til høyre: Detalj 2 overgang plate/steg.*



Figur 6-3: Fra tegning K775-A (Statens vegvesen, 2013/2014).

Til venstre: Plantegning av spennkabler i bruplate.

Til høyre: Detalj 1.

Modellering og beregninger er gjort med utgangspunkt i venstre kabelpar. Kreftene fra kabelforankringene skaper spaltestrekk og randstrekk i vertikal og horisontal retning.

Det er etablert to modeller i det vertikale plan og fem i det horisontale. Modellene er presentert i egne delkapitler. Kontroll er foretatt etter EK2 og EK2-2 der det er mulig. I vertikalt plan er det i tillegg foretatt kontroll etter Betongelementboken og VSL.

Knutepunktene i de ulike modellene er kontrollert med ULS-last. Nødvendig armeringsmengde og forslag til kamdiameter er presentert i egne tabeller. Karakteristisk betongtrykkfasthet og armeringsspenning er beskrevet i *kapittel 4.1*. Den lokale sonens utbredelse gitt i *kapittel 5.2.6* gjelder alle modellene i D-region A, B og C.

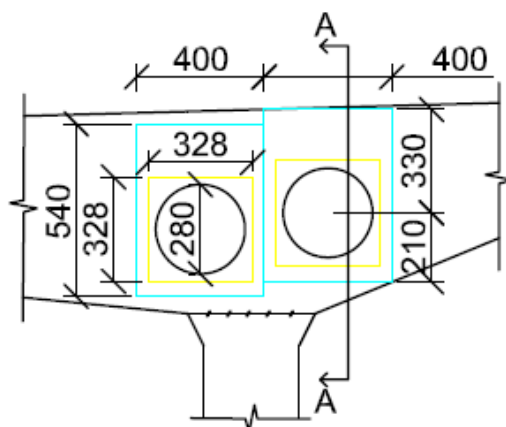
6.2 Vertikal betraktning

Det er laget to modeller i vertikalt plan. Kreftene som oppstår er spaltestekk foran forankringsanordningene og randstrekk. Modell 1 tar for seg spaltestekk og modell 2 randstrekket i bruens steg.

6.2.1 Modell 1

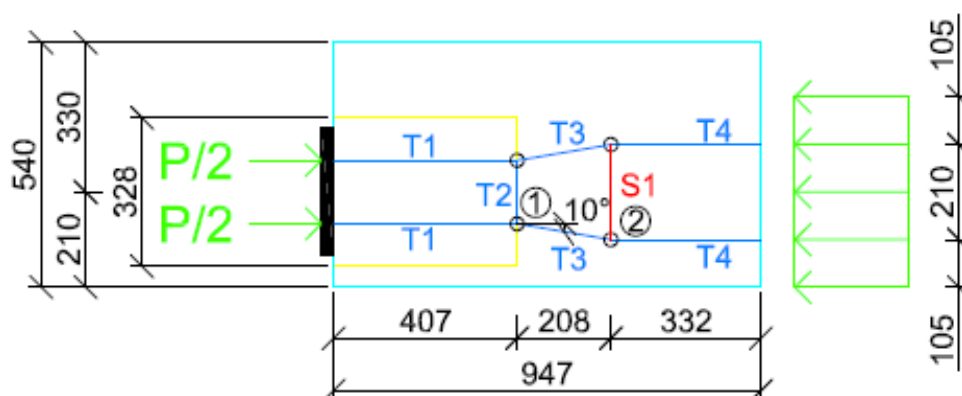
Opptredende krefter er vertikal spaltestrekk foran forankringsanordningene (S_1). I modellen sees det bort fra eksentrisitetsmomentet som spennkablene påfører konstruksjonen. Modell 1 er vist i *Figur 6-5* med en D-region for hver kabel.

Figur 6-1 og *Figur 6-2* benyttes for å finne D-regionens utbredelse. Avstanden til øvre og nedre betongrand er tilnærmet lik for de to kablene, samme høyde er derfor benyttet. Høyden av D-regionen er 540 mm, fordelt med 210 mm under kabelen og 330 mm over kabelen. Dette er illustrert på *Figur 6-4*. Horisontal avstanden mellom kablene er 400 mm, og samsvarer med minimum senteravstand (BBR, 2013). D-regionens tykkelse settes lik senteravstanden 400 mm. Lengden til D-regionen er etter St. Venants prinsipp lik høyden. For modell 1 er lengden satt lik utbredelsen av lokal sone pluss høyden. Det er gjort for at spaltestrekk ikke skal opptre i lokal sone.



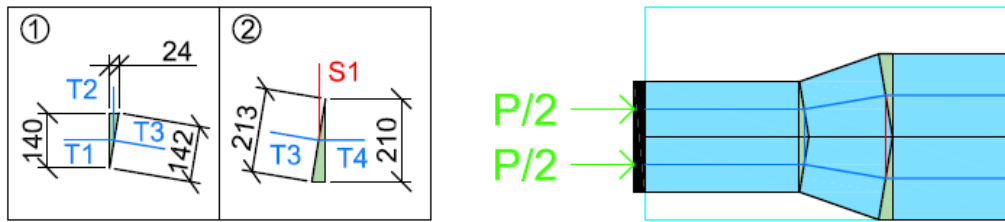
Figur 6-4: D-regionens utbredelse sett i bruens lengderetning.

Forankringskraften deles og virker i forankringsplattens fjerdedelspunkter etter Figur 5-9 c. Åpningsvinkelen er valgt til 10° for at spaltestrekraften skal opptre et stykke unna lokal sone. Spenningsblokken i enden av D-regionen har en utbredelse på 420 mm med begrensning i betongens nedre rand. Trykkstavene (T4) opptrer i spenningsblokkens fjerdedelspunkter. Store vinkler mellom stavene sikrer god kompatibilitet og oppførsel i SLS som omtalt i kapittel 2.5.2.



Figur 6-5: Vertikal modell 1.

Knutepunktkontroller utføres etter EK2 pkt. 6.5.4. Modell 1 består av to typer knutepunkt. Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver og knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav. Bredden og kraften til trykkstaven benyttes for å beregne tilhørende trykkspenning. Ved kontroll er staven med størst trykkraft gitt størst bredde. Knutepunktene er tegnet i Figur 6-6. Etter knutepunktkontrollen kan trykkfeltutbredelsen tegnes som vist i Figur 6-6. Tegningen gir en indikasjon på om det er nok plass til trykkreftene i D-regionen.



Figur 6-6: Knutepunkt detaljer og trykkfeltutbredelse for modell 1.

I *Tabell 6-1* er opptredende trykkspenninger og trykkspenningskrav vist. Knutepunkt 1 ligger i overgangen mellom lokal og generell sone. Det antas at treaksial trykktilstand kan benyttes for knutepunktet. Treaksial trykktilstand i lokal sone er nærmere omtalt i *kapittel 5.2*.

Knutepunkt 2 har ikke tilstrekkelig kapasitet, da kapasitetskravet er strengere. Geometrien setter begrensninger for trykkfeltutbredelsen til stavmodellen. Selv om knutepunktet i stavmodellen ikke har tilstrekkelig kapasitet kan det påvises ved andre metoder.

Knutepunkt kontroll og beregning av nødvendig armering er vist i *vedlegg B.1*.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning [$\frac{N}{mm^2}$]	Spenningskrav [$\frac{N}{mm^2}$]
1	42,50	47,44
2	27,58	13,44

Tabell 6-1: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 1.

Spaltestrekraften og nødvendig armering for modell 1 er vist i *Tabell 6-2*. SLS er dimensjonerende.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø16
S1	371	1484	2 X 4 stk

Tabell 6-2: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 1.

Det er forsøkt å benytte andre stavmodeller for vertikal spaltestrekk. Åpningsvinkel på 26° (Betongelementforeningen, 2012) og 34° (Standard Norge, 2008) er undersøkt. Større åpningsvinkel fører til større spaltestrekraft og mer armering. Ulike åpningsvinkler gir ulike stavkrefter i trykkstavene. Nevnte vinkler fører ikke til godkjent trykkspenningskapasitet i knutepunkt 2. For å tilfredsstille kravene til knutepunkt 2 kan det legges inn armering for å øke trykkapasiteten. Det er ikke undersøkt videre.

Trykkspenningene i tverrsnittet kan verifiseres uten å benytte stavmodellen. EK2 pkt. 5.10.2.2(5) gir en trykkspenningskapasitet foran forankringene på 19,20 N/mm². Et overslag etter *Figur 6-1* gir høyden 540 mm. Bredden settes lik 900 mm. Opptredende trykkspenning er 19,04 N/mm² som vist nedenfor. Trykkapasiteten i tverrsnittet er høy nok.

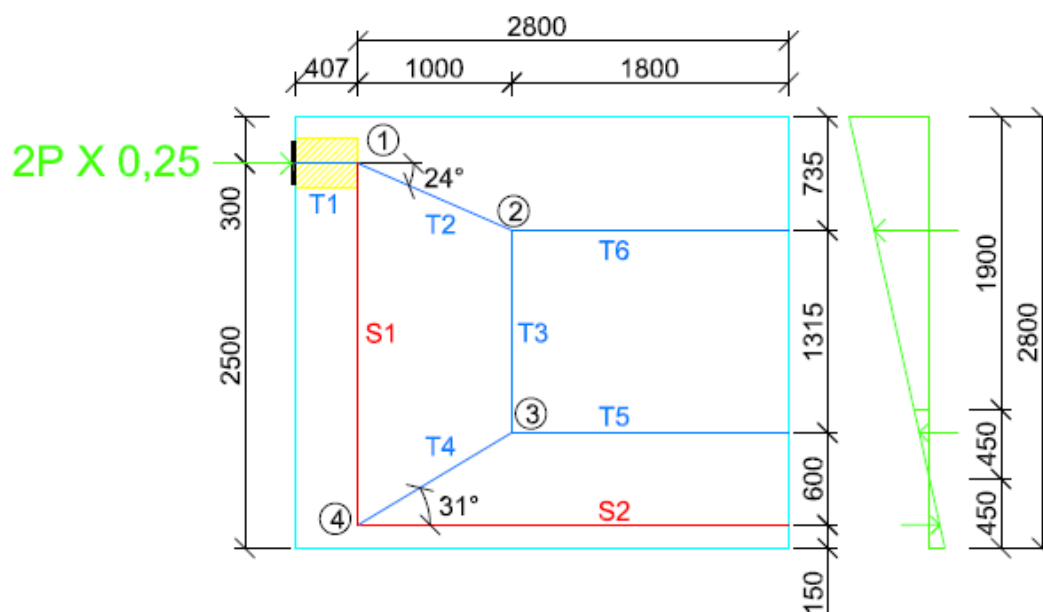
$$\frac{1,1 * 2 * 4207 * 10^3}{900 * 540} = 19,04 \frac{N}{mm^2}$$

Beregningene er et overslag og gir ikke en fullstendig verifisering av tverrsnittet. Kontrollen viser at selv om stavmodellen ikke gir tilstrekkelig trykkapasitet kan det oppnås på andre måter. Analyseverktøy kan benyttes for en mer nøyaktig vurdering av trykkapasiteten til tverrsnittet.

6.2.2 Modell 2

Modell 2 undersøker vertikal randstrekk i steg ($S1$) og randstrekk langs betongrand i undergurt ($S2$). *Figur 6-7* viser stavmodellen og baseres på en eksisterende modell (Hendy & Smith, 2007, p. 266). Det er unaturlig at all oppspenningskraft tas opp i steget. Kraften i steget er bestemt ved hjelp av forholdstall. Forholdstallet er beregnet ved å sammenlikne tverrsnittarealet til steget og bruplatten. Med begrunnelse i dette føres 25 % av kraften ned i steget.

Kablene er antatt å ligge i samme høyde. D-regionens høyde og bredde er satt 2800 mm, og strekker seg ned til undergurten. Utformingen strider mot St. Venants prinsipp, siden det ikke oppstår jevnt trykk i enden av D-regionen. Tilnærmingen gjøres for at randstrekk skal opptre i steget.



Figur 6-7: Vertikal modell 2.

Åpningsvinkelen til oppspenningskraften er valgt til 24° . $S2$ er plassert 150 mm over betongranden i undergurten. $S2$ og $T5$ er like store, men har motsatt fortegn. Lik kraft for de to stavene fører til likt areal i spenningsblokken. Teorien er beskrevet i *kapittel 2.2.3*. $T6$ er lik $2P \times 0,25$ for global likevekt i systemet. Plasseringen av $T5$, $T6$ og $S2$ avhenger av hverandre. $S2$ plasseres først og danner et strekkareal i spenningsblokken. $T5$ har tilsvarende trykkareal. $T6$ opptrer i det resterende trykkareals angrepspunkt.

Knutepunktkontroller er utført etter EK2 pkt. 6.5.4. Alle knutepunktene i modellen har tilstrekkelig kapasitet. Nødvendig armering er vist i *Tabell 6-3*, SLS er dimensjonerende. Armeringsmengden danner et sammenlikningsgrunnlag med Betongelementboken og VSL. Knutepunktkontroll og beregning av armering er vist i *vedlegg B.2*.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall $\phi 25$
S1	937	3746	8 stk
S2	1559	6235	13 stk

Tabell 6-3: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 2.

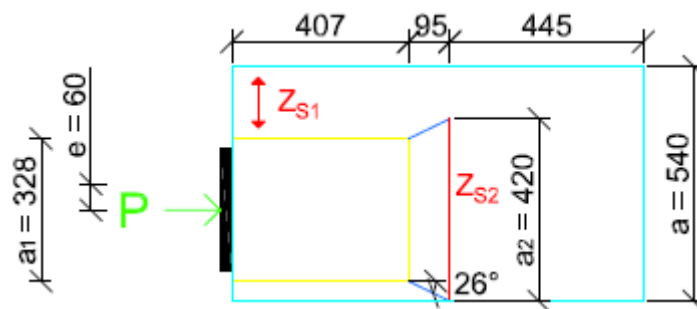
6.2.3 Beregninger etter EK2 og EK2-2

Spaltestrekkraft er beregnet etter EK2 pkt. 6.5.3. Vertikal spaltestrekk er beregnet med delvis diskontinuitet siden bredden er mindre enn høyden. Opptredende spaltekraft er 351 kN. Nødvendig armeringsmengde er 1402 mm², SLS er dimensjonerende.

Randstrekk er beregnet etter EK2-2 pkt. J.104.2(103). Nødvendig armering er 1010 mm² for to kabler. Beregninger for spaltestrekk og randstrekk er vist i *vedlegg B.3*.

6.2.4 Beregninger etter betongelementboken (Betongelementforeningen, 2012)

Betongelementboken tar hensyn til spennkablens eksentrisitet. Teorien bak modellen er vist i *Figur 9-5*. Eksentrisiteten øker strekket i overflaten. Modellen er vist i *Figur 6-8*, der geometri og utbredelse av D-regionen er lik modell 1 (*kapittel 6.2.1*).



Figur 6-8: Krefter ved eksentrisk last fra Betongelementboken (Betongelementforeningen, 2012, p. 196).

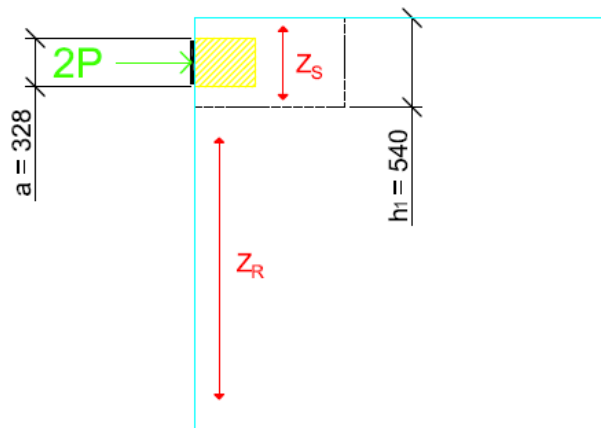
Spalte- og randstrekkrefter med nødvendig armering er gitt i *Tabell 6-4*. Beregningene er vist i *vedlegg B.4*.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø16
Z _{S1}	231	922	2 X 3 stk
Z _{S2}	119	478	3 stk

Tabell 6-4: Spalte- og randstrekkrefter med nødvendig armering etter Betongelementboken (Betongelementforeningen, 2012).

6.2.5 Beregninger etter VSL (VSL, 1972)

VSL har en metode for å beregne vertikale krefter i steget. Modellen er vist i *Figur 6-9*. Utbredelsen til D-regionen er lik modell 2 (*kapittel 6.2.2*).



Figur 6-9: Vertikal spalte- og randstrekk i steg.

Spaltestrekkraft (Z_S) er beregnet etter *formel (6-1)* og opptrer hovedsakelig i bruflaten. Kraften er direkte sammenliknbar med øvrige beregninger (*kapittel 6.2.1*).

$$Z_S = 0.3 V \left(1 - \frac{a}{h_1}\right) \quad (6-1)$$

V = Total oppspenningskraft

Total oppspenningskraft er $2 \times 4207 \text{ kN} = 8414 \text{ kN}$. Spaltekraften $Z_S = 991 \text{ kN}$. Nødvendig armering er 3964 mm^2 . SLS er dimensjonerende.

Randstrekk (Z_R) i steget antas å være 4 % av oppspenningskraften. Kraften er 337 kN med nødvendig armeringsmengde 1348 mm^2 for SLS.

6.3 Horisontal betraktning

Fem ulike stavmodeller er laget i det horisontale plan. Bruflaten er ikke helt horisontal på grunn av kjørebanelens helning. Dette vises på *Figur 6-1*.

I *Figur 6-4* kommer det fram at kabelparene ikke ligger i senter av bruflaten. Kreftene antas omfordelt slik at oppspenningskreftene virker midt i bruflaten. Antagelsen kan forsvares med store armeringsmengder som bidrar til å omfordele kreftene.

I horisontalt plan skal følgende undersøkes:

- Modell 1 beregner spaltestrekk for en kabelgruppe.
- Modell 2 beregner spaltestrekk ved samvirke mellom de to kabelgruppene.
- Modell 3 beregner randstrekk utenfor forankringene.
- Modell 4 beregner randstrekk mellom forankringene.
- Modell 5 er mer sammensatt og undersøker alle situasjonene.

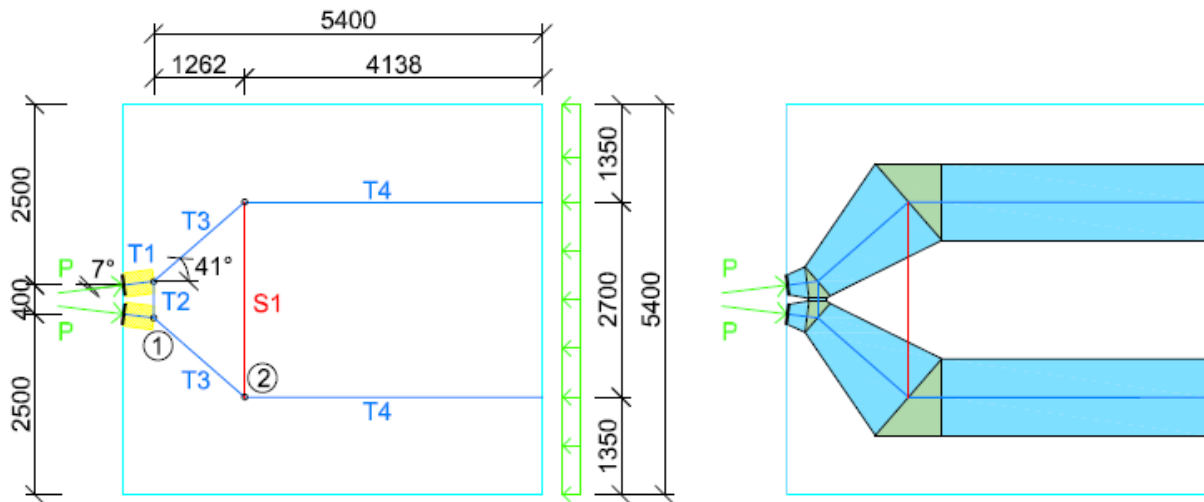
D-regionens utbredelse varierer for de ulike modellene og presenteres i hver modell. Tykkelsen er antatt lik bruflaten tykkelse, 320 mm .

Figur 6-3 viser at spennkablene er plassert med en åpningsvinkel på 7° . Modell 3 – 5 er påført lasten F , som er den dekomponerte oppspenningskraften 4176 kN . F virker i bruens lengderetning.

Spaltestrekk og randstrekk er til slutt kontrollert etter EK2 og EK2-2.

6.3.1 Modell 1

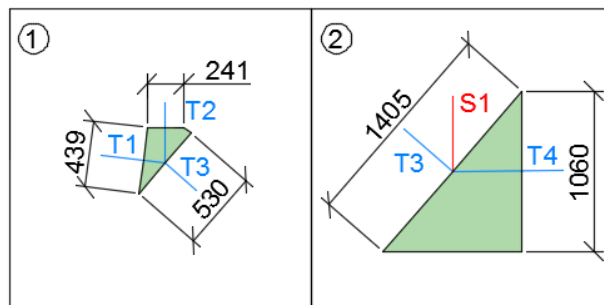
Modell 1 er en enkel stavmodell som omfatter spaltestrekk ($S1$). D-regionens potensielle utbredelse i betongflaten er 5400 mm for venstre forankringspar. Lengden er satt lik bredden etter St. Venants prinsipp, beskrevet i *kapittel 2.1.1*. Den er målt fra enden av lokal sone. Stavmodellen er vist på *Figur 6-10*.



Figur 6-10: Horizontal stavmodell og trykkfeltutbredelse for modell 1.

Forankringskraften har en innføringsvinkel på 7° for hver kabel. Ved å følge anbefalt åpningsvinkel på 34° i EK2 pkt. 8.10.3(5) vil $T3$ få en vinkel på 41° . $T4$ er plassert i spenningsblokkens fjerdedelspunkter. Når åpningsvinkel og $T4$ er bestemt vil plassering av knutepunkt 2 være gitt.

Knutepunktkontroll er gjennomført etter EK2 pkt. 6.5.4. Modell 1 består av to typer knutepunkt, begge illustrert i Figur 6-11.



Figur 6-11: Knutepunkt detaljer for modell 1.

I Tabell 6-5 er maksimal opptredende trykkspenning og tilhørende trykkspenningskrav vist for de to knutepunktene. Knutepunkt 1 ligger i overgangen mellom lokal og generell sone og treaksial trykktilstand er antatt. Knutepunkt 2 er beregnet etter EK2 pkt. 6.5.4(5). Punktet tillater at kapasiteten økes med 10 % når armeringen fordeles i flere lag.

I Figur 6-10 er trykkfeltutbredelsen vist. Av figuren kommer det fram at det er god plass i D-regionen. Knutepunktkontroll og beregning av nødvendig armering er vist i vedlegg B.5.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	Spenningskrav $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$
1	44,46	47,44
2	13,54	14,78

Tabell 6-5: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 1.

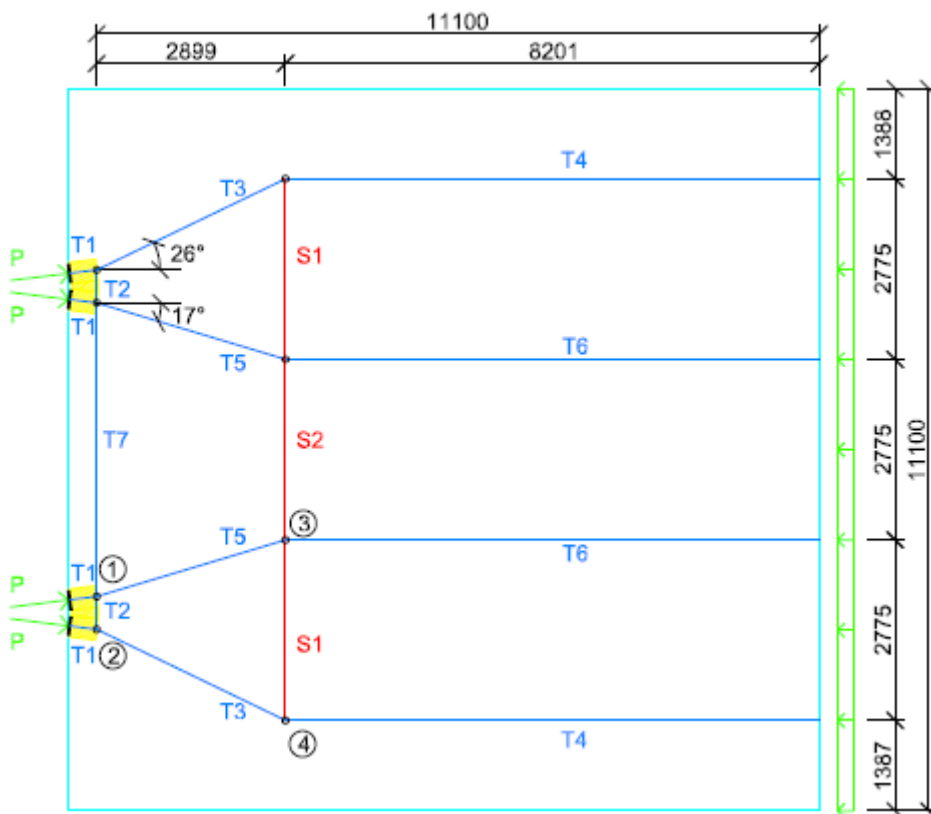
Strekkekreftene i modellen og nødvendig armering er vist i *Tabell 6-6*. SLS er dimensjonerende. Armeringen fordeles etter strekkstavens orientering og legges i to lag.

Stav	Strekkekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall $\varnothing 25$
S1	3630	14520	2 X 15 stk

Tabell 6-6: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 1.

6.3.2 Modell 2

Modell 2 beskriver horisontal spaltestrekk i hele bruplatens bredde. Forankringsgruppene knyttes sammen med trykkstaven *T7* og en strekkstaven *S2*. D-regionens utbredelse er 11100 mm i bredde- og lengderetning. Stavmodellen er vist på *Figur 6-12*.

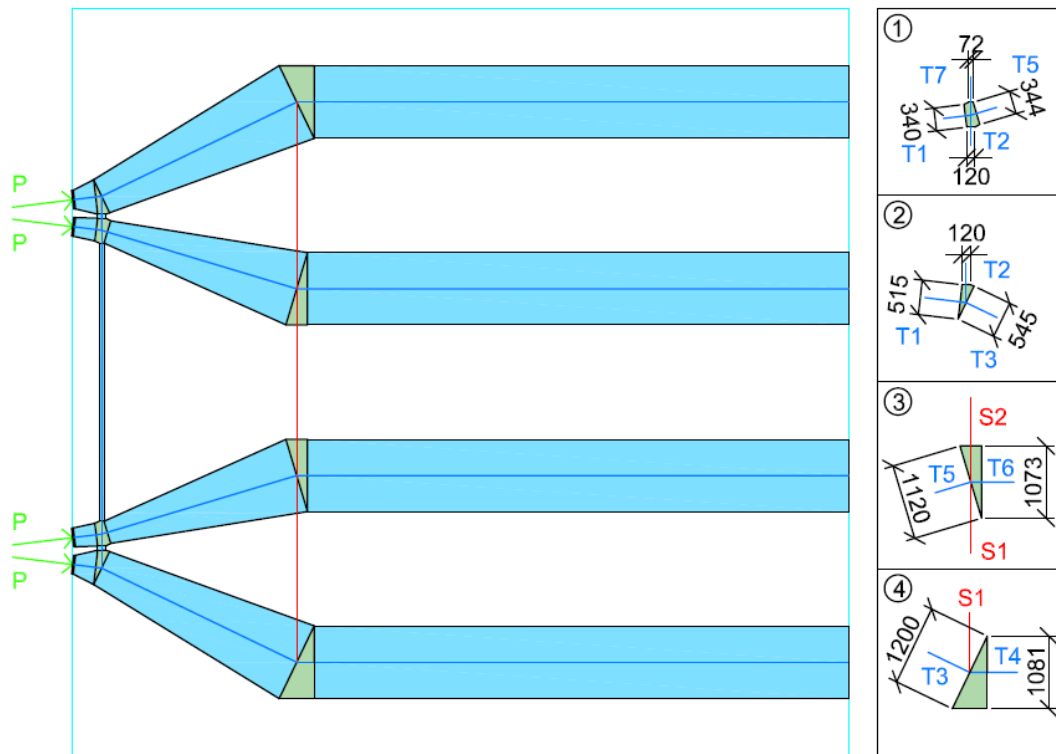


Figur 6-12: Horisontal modell 2.

Lasten på D-regionen består av fire forankringer. Åpningsvinklene er redusert for modellen sammenliknet med modell 1. Valg av like åpningsvinkler i modell 2 lar seg ikke gjøre grunnet geometri og vertikal plassering av *S1*. Det er benyttet vinkler på 17° og 26°. Mindre åpningsvinkler medfører redusert spaltekraft.

Jevnt fordelt spenningsblokk i enden av D-regionen skaper likevekt med trykkreftene *T4* og *T6* i bruplatens åttendelspunkter. Plassering av knutepunkt 3 og 4 er gitt av åpningsvinkelen og trykkstavene *T4* og *T6*.

Alle knutepunkt er kontrollert etter EK2 pkt. 6.5.4. Modell 2 består av fire typer knutepunkt vist i *Figur 6-13*.



Figur 6-13: Trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer for modell 2.

I Tabell 6-7 er maksimal opptredende spenninger og tilhørende spenningskrav for knutepunktene presentert. Knutepunkt 1 og 2 ligger i overgangen mellom lokal og generell sone, treaksial trykktilstand er antatt. Det er god plass til trykkreftene i bruplatten, dette kommer fram av trykkfeltutbredelsen i Figur 6-13. Knutepunktkontroll og beregninger av nødvendig armering er vist i vedlegg B.6.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	Spenningskrav $\left[\frac{N}{mm^2}\right]$
1	43,65	47,44
2	43,65	47,44
3	13,40	13,44
4	13,31	13,44

Tabell 6-7: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 2.

Strekkefter med tilhørende armering er presentert i Tabell 6-8. SLS er dimensjonerende.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø16
S1	2037	8146	2 X 20 stk
S2	760	3040	2 X 8 stk

Tabell 6-8: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 2.

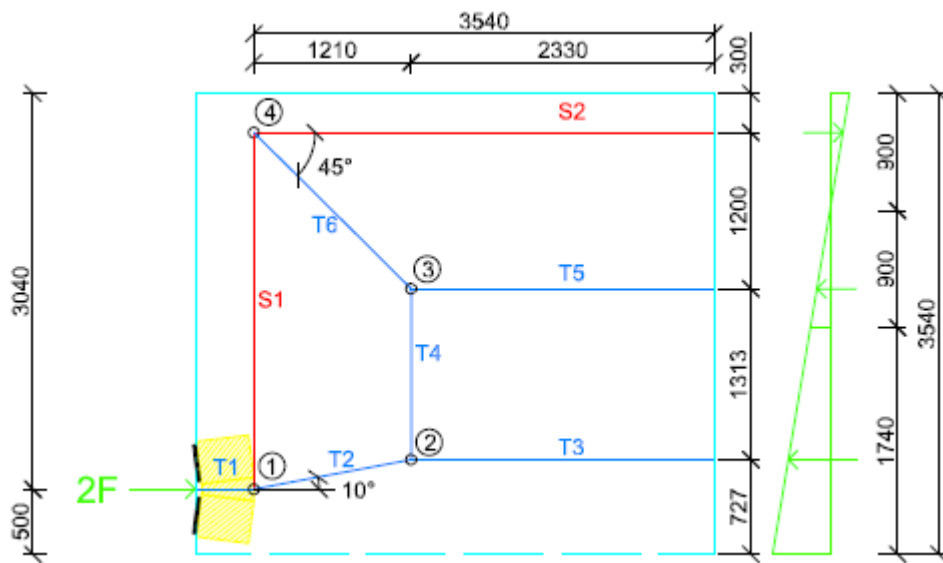
Armeringen plasseres med orientering etter strekkstavene i to lag.

6.3.3 Modell 3

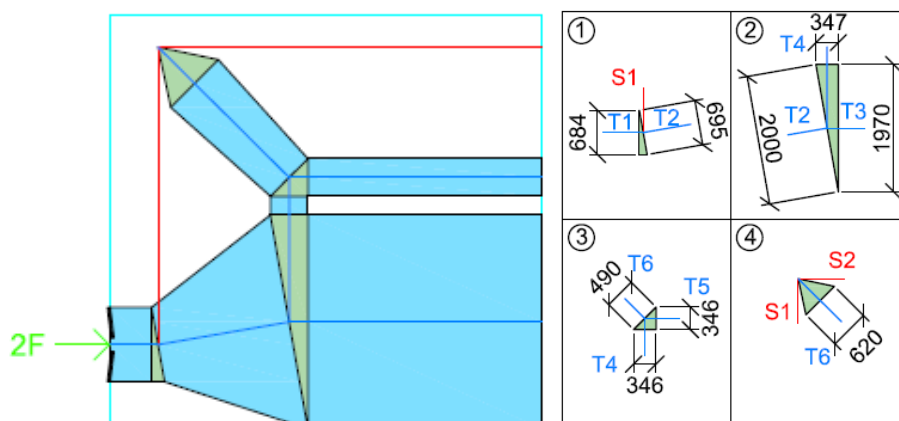
Modell 3 betrakter randstrekk utenfor forankringene ($S1$) og randstrekk langs betongranden ($S2$). Stavmodellen er vist i *Figur 6-14*. Modellen er inspirert av en eksisterende stavmodell (Hendy & Smith, 2007, p. 266). Oppspenningskraften er $2F$ som beskrevet i *kapittel 6.3*.

For at modellen skal fungere må bruplaten begrenses. D-regionen avgrenses 500 mm fra oppspenningskraften. Totale bredde er 3540 mm. En svakhet med modellen er at ikke hele bruplaten inkluderes, men avgrensningen er nødvendig for å få rett vinkel på $T2$. Vinkelen må være større enn 0° for å gi trykk i $T4$.

$S2$ er plassert 300 mm fra betongranden. Se *kapittel 6.2.2* for videre beskrivelse av stavenes plassering. Åpningsvinkelen er valgt til 10° .



Figur 6-14: Horizontal modell 3.



Figur 6-15: Trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer for modell 1.

Modell 3 har av fire ulike knutepunkter, alle vist på *Figur 6-15*. Maksimal opptredende og tillatt spenning er presentert i *Tabell 6-9*. Knutepunkt 1 er plassert i overgangen mellom lokal og generell sone, treaksial trykktilstand er antatt. Resterende knutepunkt ligger utenfor lokal sone og må tilfredsstille kravene gitt i EK2 pkt. 6.5.4. Samtlige knutepunkt har høy nok kapasitet.

Trykkfeltutbredelsen i *Figur 6-15* viser at D-regionen er godt utnyttet for trykkspenninger. Kontroll av knutepunkt og beregning av nødvendig armering er vist i *vedlegg B.7*.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning [$\frac{N}{mm^2}$]	Spenningskrav [$\frac{N}{mm^2}$]
1	41,97	47,44
2	14,59	15,81
3	14,63	15,81
4	11,55	11,86

Tabell 6-9: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 3.

Strekkekrefter og nødvendig armering er presentert i *Tabell 6-10*. SLS er dimensjonerende.

Stav	Strekkekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø25
S1	1473	5890	2 X 6 stk
S2	1473	5890	2 X 6 stk

Tabell 6-10: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 3.

Modell 3 er en mindre god modell fordi:

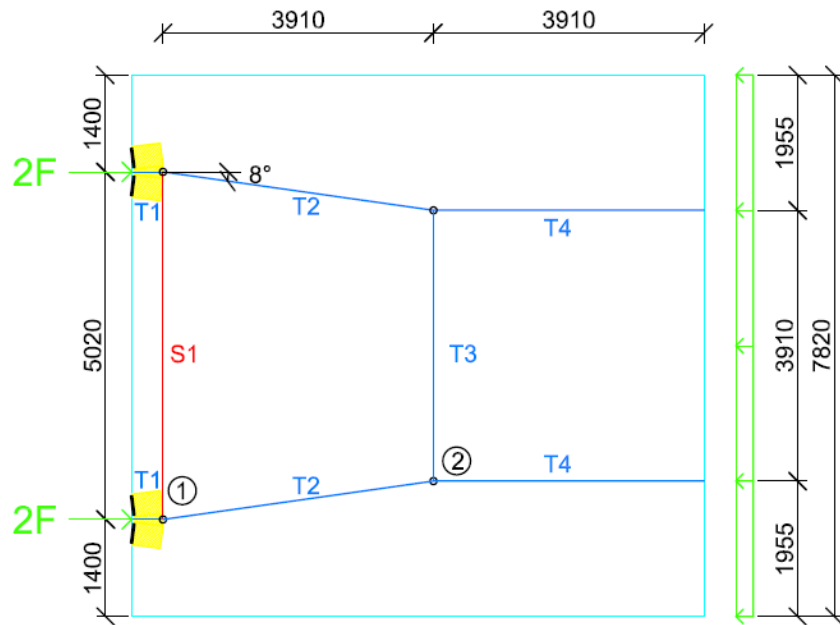
- Spenningsblokken på enden burde vært rektangulær og ikke trapesformet.
- Det er lite sannsynlig at denne lastspredningen oppstår i en plate hvor lastene er såpass sentrert mot midten. Oppspenningskreftene vil spres utover i konstruksjonen slik at flere krefter enn randstrekk oppstår.

Det er valgt å ha med modell 3 slik at randstrekkraften kan sammenliknes med andre modeller. Dersom kablene i bruene spennes opp usymmetrisk, noe som ikke skal forekomme, kan modell 3 gi et bilde av kreftene som oppstår.

6.3.4 Modell 4

Modell 4 beregner randstrekk mellom forankringene ($S1$), stavmodellen er vist i *Figur 6-16*. Modellen er inspirert av en eksisterende stavmodell (Hendy & Smith, 2007, p. 266).

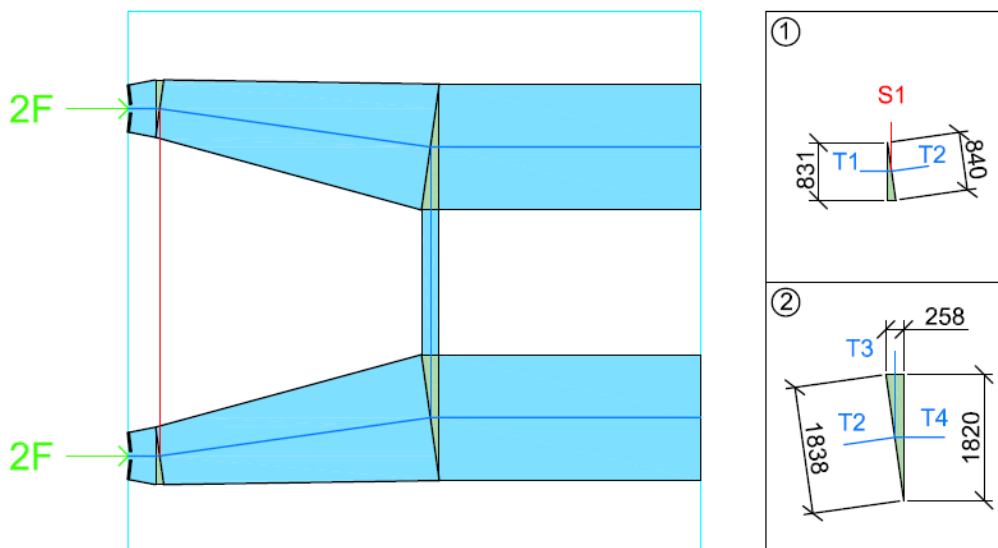
Systemet sees på som en høy bjelke eller vegg, der strekkstaven plasseres mellom opplagene. D-regionens bredde er 7820 mm. Lengden er satt lik bredden.



Figur 6-16: Horisontal modell 4.

Åpningsvinkelen må vende inn mot sentrum for at randstrekk skal oppstå. Siden $T4$ opptrer i spenningsblokkens fjerdedelspunkter lar det seg ikke gjøre å utnytte hele brutverrsnittet. Den indre momentarmen mellom $S1$ og $T3$ er lik $0,5b$, der b er bredden av D-regionen (Hendy & Smith, 2007, p. 266). Åpningsvinkel er da 8° .

Trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer er vist i *Figur 6-17*.



Figur 6-17: Trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer for modell 4.

I *Tabell 6-11* er beregningene for knutepunktene presentert. Målsatte knutepunkt i *Figur 6-17* er benyttet til beregningene. Knutepunktkontroll og beregning av nødvendig armering er vist i *vedlegg B.8*.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning	Spenningskrav
	$\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	$\left[\frac{N}{mm^2}\right]$
1	34,55	47,44
2	15,77	15,81

Tabell 6-11: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 4.

Strekkefter og nødvendig armering 4 er presentert i *Tabell 6-12*. SLS er dimensjonerende.

Stav	Strekkefter (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø20
S1	1174	4695	2 X 8 stk

Tabell 6-12: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 4.

Armeringen orienteres etter strekkstaven og plasseres i to lag.

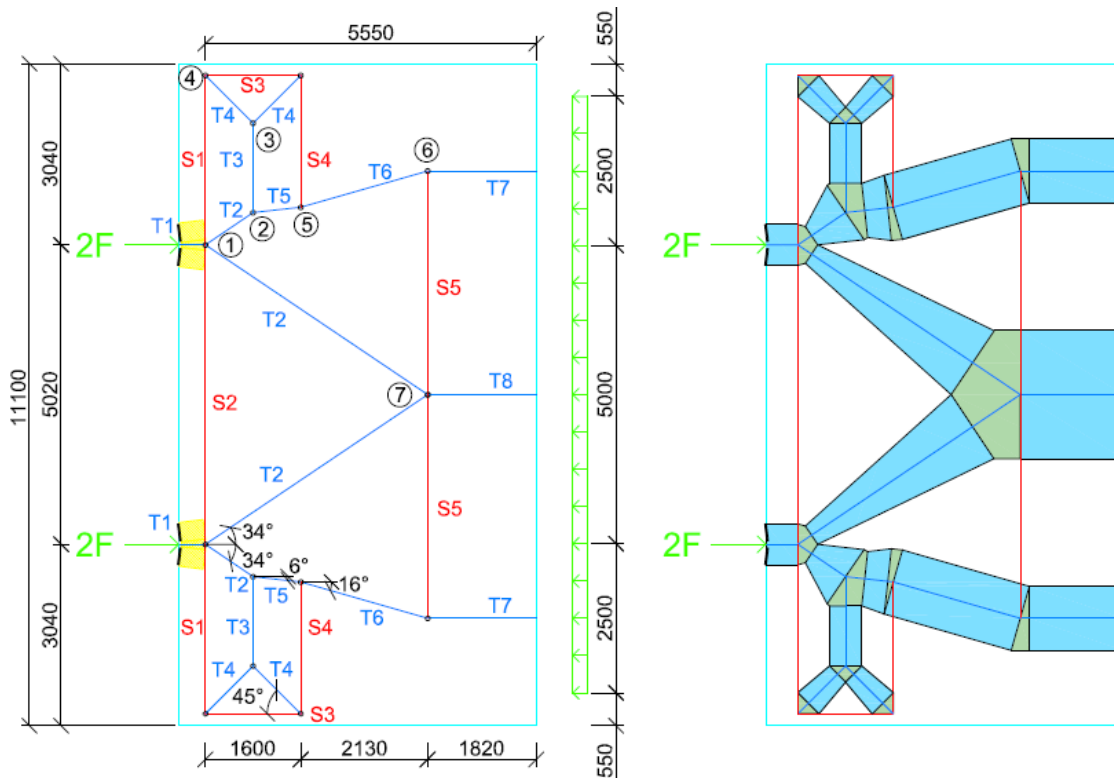
6.3.5 Modell 5

Modell 5 er den mest omfattende horisontale modellen og inkluderte lastvirkninger er:

- Randstrekk utenfor forankringene (S1)
- Randstrekk mellom forankringene (S2)
- Randstrekk langs betongrand (S3)
- Spaltestrekk (S4 og S5).

Stavmodellen er vist i *Figur 6-18*. Inspirasjon til modellen er hentet fra *Figur 5-4*.

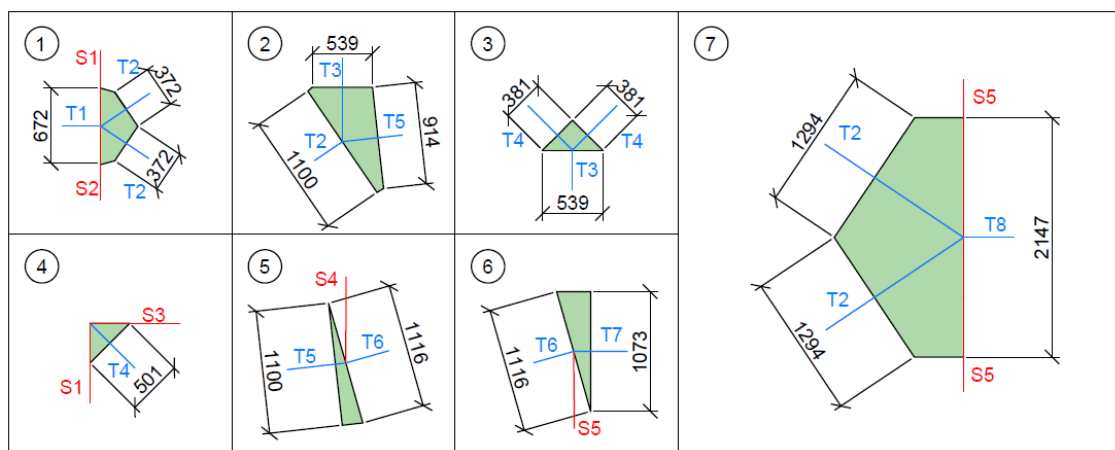
Utgangspunktet er en enkel modell for spaltestrekk, men et «krafthjul» er lagt til for å inkludere randstrekk. D-regionens lengde er satt lik halve brubredden på grunn av symmetri.



Figur 6-18: Horizontal stavmodell og trykkfeltutbredelse for modell 5.

Det er valgt en åpningsvinkel på $2 \times 34^\circ$, i samsvar med EK2 pkt. 8.10.3(5). Knutepunkt 1 plasseres i overgangen mellom lokal og generell sone. Avstanden på 1600 mm mellom $S1$ og $S4$ er antatt. Vinklene i krafthjulet er satt til 45° for å oppnå like krefter i $S1$, $S3$ og $S4$. Vinklene 6° og 16° er valgt ved utprøving. Plasseringen til $T7$ og $T8$ er i samsvar med spenningsblokkens åttendelspunkter. Spenningsblokken utnytter ikke hele brutvernsnittets bredde. Store vinkler mellom stavene bidrar til god kompatibilitet og oppførsel i SLS. Trykkstavene er forsøkt orientert etter tiltenkt trykkspenningsfelt, men dette er noe søkt i «krafthjulet». Skal modellen forbedres bør vinkelen på 16° være større. $T7$ flyttes da utover og en større del av brutvernsnittet utnyttes. Det er ikke utført her.

Modell 5 består av syv ulike knutepunkter som er tegnet i Figur 6-19. Knutepunktene er kontrollert etter EK2 6.5.4.



Figur 6-19: Knutepunkt detaljer for modell 5.

I *Tabell 6-13* er maksimal opptredende og tillatt spenning for knutepunktene presentert. De målsatte knutepunktene i *Figur 6-19* er benyttet som beregningsgrunnlag i knutepunktkontrollene. Tabellen viser at alle knutepunktene har tilstrekkelig kapasitet. Trykkfeltutbredelsen i *Figur 6-18* viser at bruplatten har tilstrekkelig kapasitet til å ta opp spenningene. Knutepunktkontroll og beregning av nødvendig armering er vist i *vedlegg B.9*.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning [$\frac{N}{mm^2}$]	Spenningskrav [$\frac{N}{mm^2}$]
1	46,54	47,44
2	15,79	15,81
3	15,17	15,81
4	11,54	11,86
5	13,38	13,44
6	13,38	13,44
7	13,38	13,44

Tabell 6-13: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 5.

Strekkefter og nødvendig armering er presentert i *Tabell 6-14*. SLS er dimensjonerende. Etersom åpningsvinkelen er $2 \times 34^\circ$ vil *S1* og *S2* oppnå samme strekkraft. Alle strekkstavene i modellen er like med unntak av *S5*.

Stav	Strekkefter (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall $\varnothing 20$
S1	1189	4755	2 X 8 stk
S2	1189	4755	2 X 8 stk
S3	1189	4755	2 X 8 stk
S4	1189	4755	2 X 8 stk
S5	1197	4789	2 X 8 stk

Tabell 6-14: Horizontal stavmodell og trykkfeltutbredelse for modell 5.

I *Figur 5-4* oppgis *S1* og *S3* til 10 % av $2F$, som tilsvarer 835 kN. I modell 5 er *S1* og *S3* beregnet til 1189 kN. Avviket kan forklares med ulike vinkler. En finjustering av vinklene i modell 5 vil sannsynligvis gi samme resultat.

6.3.6 Beregninger etter EK2 og EK2-2

Horizontal spaltestrekk er beregnet etter EK2 pkt. 6.5.3 med begrenset trykkutbredelse. EK2 gir en spaltekraft på 1837 kN i SLS. Nødvendig armering er 7347 mm².

Randstrekkarmering er beregnet etter EK2-2 pkt. J.104.2(103). Nødvendig armering for en forankringsgruppe er 1010 mm². Total randstrekkarmering mellom forankringene 2020 mm². Beregninger etter Eurokodene er vist i vedlegg B.10.

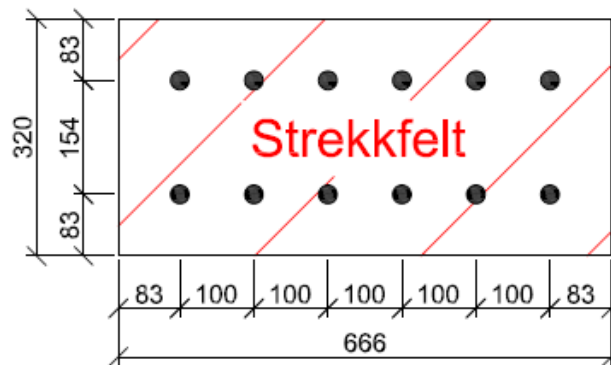
6.4 Rissviddekontroll for modell 3

I *kapittel 6.3.3* er randstrekkarmering for modell 3 beregnet etter EK2-2 pkt. 8.10.3(104) sitt spenningskrav på 250 N/mm^2 . I det følgende skal D-regionen kontrolleres etter *kapittel 7.3* i EK2. Hensikten er å undersøke om kravet i EK2-2 er konservativt i forhold til *kapittel 7.3* i EK2. Beregninger for rissviddekontroll finnes i *vedlegg B.11*.

Geometri er en utfordring ved kontroll av rissvidder. Strekkstavene ligger i flere tilfeller langt inne i betongtverrsnittet. Løsningen kan være å etablere et strekkfelt rundt armeringen der randstrekk opptrer. Strekkfeltet sees på som en bjelke der strekk er eneste opptredende kraft. Validiteten av strekkfeltet for beregning av riss er usikker. Tilnærmelsen er konservativ da en stor del av tverrsnittet er utelatt.

6.4.1 Minimumsarmering for begrensning av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Teorien bak beregningene er omtalt i *kapittel 3.2.3*. Strekkfeltet er etablert med utgangspunkt i armering valgt i *kapittel 6.3.3*. Ved å anta en senteravstand på 100 mm og 70 mm overdekning er bredden på strekkfeltet 666 mm . Høyden er lik bruplatens tykkelse på 320 mm . Strekkfeltet er vist i *Figur 6-20*.



Figur 6-20: Strekkfelt for modell 3 med $2 \times 6 \text{ } \varnothing 25c100$.

Beregningsforutsetninger:

- $f_{ct,eff}$ er funnet ved å anta oppspenning etter 48 timer. EK2-2 pkt. 7.3.2(105) sier at minste $f_{ct,eff}$ ved beregning av minimumsarmering bør settes til $2,9 \text{ N/mm}^2$.
- σ_s er absoluttverdien av største tillatte spenning i armering umiddelbart etter at risset er dannet. σ_s er valgt til 200 N/mm^2 . For å fastslå σ_s er EK2 tabell 7.2N benyttet med $\varnothing 25$ og rissviddekrav $0,3 \text{ mm}$. Rissviddekravet kunne vært høyere, men $0,3$ er valgt som konservativ verdi. I utgangspunktet kan σ_s settes lik f_{yk} , men EK2 sier at dersom stangdiameter allerede er valgt bør kravene i tabell 7.2N overholdes.

Ved mindre kamdiameter kunne spenningen i armeringen vært høyere. Dette kommer fram av EK2 tabell 7.2N.

Minimumsarmering er beregnet til 3047 mm^2 . Opptredende armering i modell 3 er 5890 mm^2 . Det er ikke nødvendig med minimumsarmering.

6.4.2 Forenklet kontroll av rissvidder, EK2 pkt. 7.3.3

Teorien bak EK2 pkt. 7.3.3 er omtalt i *kapittel 3.2.4*. Når $\phi 25$ er valgt finnes tillatt armeringsspenning i tabell 7.2N. For å understreke hvor mye kamdiameteren har å si er det utført beregninger med $\phi 12$ i tillegg.

Tabell 7.3N er uavhengig av stangdiameter, og armeringsspenningen bestemmes etter senteravstand. Det er en fordel dersom stangdiameter allerede er valgt. Det er kun nødvendig å kontrollere mot enten tabell 7.2N eller 7.3N.

I *Tabell 6-15* er ulike kamdiameterer og senteravstander kombinert med tabell 7.2N og 7.3N. Variasjonene i armeringsmengde er stor. Rissviddekravet 0,3 mm i tabellene er benyttet. Kravet kan være høyere, men tabellene brukes direkte uten justering som anbefalt (Hendy & Smith, 2007, p. 235). Nødvendig armeringsareal i modell 3 for å unngå rissviddekontroll er beregnet til 5890 mm².

Tabell (EK2)	ϕ / s [mm]	σ_s [N/mm ²]	Nødvendig armering [mm ²]
7.2N	$\phi 25$	200	7365
7.2N	$\phi 12$	280	5261
7.3N	c100	320	4603
7.3N	c50	360	4092

Tabell 6-15: Nødvendig armering uten direkte beregning for modell 3.

Bruk av $\phi 25$ i tabell 7.2N krever et større armeringsareal enn beregnet i modell 3. Senteravstand på 50 mm og 100 mm etter tabell 7.3N samt $\phi 12$ etter tabell 7.2N gir tilstrekkelig armeringsareal. Det er enkelt å tilpasse kravene slik at valgt armering er tilstrekkelig. Det er en svakhet med tabellene. I den forenklede kontrollen bør tabell 7.2N benyttes med $\phi 25$, men da er det ikke tilstrekkelig armering i modell 3. Det er tillatt å benytte tabell 7.3N med senteravstand 100 mm, som gir tilstrekkelig armering. Ved større kamdiameter er tabell 7.2N mer konservativ enn tabell 7.3N. 7.2N er sannsynligvis et bedre valg for å være på den sikre siden i forhold til riss.

6.4.3 Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Teorien bak beregningene av rissvidder er omtalt i *kapittel 3.2.5*. Antagelsen om strekkfelt er den samme som i *kapittel 6.4.1*.

For beregningene er det gjort noen antagelser og forenklinger for EK2:

- Faktoren k_2 er 1,0 for rent strekk, og bør endres ved eksentrisk strekk. I denne modellen er det antatt sentrisk strekk.
- Armeringsmengden A_s er hentet fra modell 3 med spenningskrav på 250 N/mm².
- Opptredende spenning, σ_s er 250 N/mm².
- Ved beregning av $\rho_{p,eff}$ er bidraget fra spennarmeringen utelatt. Spennkablene går parallelt med rissene og har ingen effekt.
- Ved beregning av $A_{c,eff}$ er $h_{c,eff}$ multiplisert med to siden det er randstrekkarmering i topp og bunn av bruplatten.
- E_{cm} som er nødvendig for beregning av α_e er satt til $E_{cm}(t)$ for to døgn.

Beregnet rissvidde med er 0,592 mm. Det er større enn rissviddekravet på 0,39 mm. Resultatet er imidlertid ikke overraskende siden armeringsspenningen er såpass høy. Ifølge tabell 7.2N bør armeringsspenningen for $\varnothing 25$ ligge rundt 200 N/mm². Tabell 7.2N er beregnet etter EK2 pkt. 7.3.4 så det er ikke unaturlig at rissvidden er stor når armeringsspenningen er 250 N/mm². Det er bemerkelsesverdig at tverrsnittet får såpass store rissvidder når kravet i EK2-2 er tilfredsstillt. EK2-2 stiller ingen krav til kamdiameter.

6.5 Oppsummering

6.5.1 Vertikalt

Vertikal betraktning omfatter spaltstrekk foran forankringsanordningen og randstrekk ned i steget.

Vertikal spaltstrekk er oppsummert i *Tabell 6-16*.

Modell/Kilde	Armeringsmengde [mm ²]
Modell 1 <i>(Kapittel 6.2.1)</i>	1484
EK2 <i>(Kapittel 6.2.3)</i>	1402
Betongelementboken <i>(Kapittel 6.2.4)</i>	922
VSL <i>(Kapittel 6.2.5)</i>	1982

Tabell 6-16: Nødvendig vertikal spaltstrekkarmering for D-region A.

Beregnet armering for VSL i tabellen er halvert. Årsaken er at armeringen beregnet i *kapittel 6.2.5* baseres på to forankringskrefter. Armeringen ellers i *Tabell 6-16* baseres på en forankringskraft. Verdiene i tabellen er sammenliknbare.

EK2 og Betongelementboken benytter spaltekraftens utbredelse og en faktor på 0,25 ved beregning av nødvendig armering. Årsaken til ulik armeringsmengde er at betongelementboken tar hensyn til eksentrisitet som gir randstrekkarmering. VSL benytter tverrsnittets utbredelse og en faktor på 0,3. Det er konservativt i forhold til øvrige modeller. Modell 1 og EK2 oppfattes å gi fornuftig armeringsmengde.

Randstrekk i steg er oppsummert i *Tabell 6-17*, og baseres på forankringskraften 2P.

Modell/Kilde	Armeringsmengde [mm ²]
Modell 2 <i>(Kapittel 6.2.2)</i>	3746
EK2-2 <i>(Kapittel 6.2.3)</i>	1010
Betongelementboken <i>(Kapittel 6.2.4)</i>	956
VSL <i>(Kapittel 6.2.5)</i>	1348

Tabell 6-17: Nødvendig vertikal randstrekkarmering for D-region A.

EK2-2, Betongelementboken og VSL gir relativt like armeringsmengder. Armering etter EK2-2 beregnes med 3 % av forankringskraften, Betongelementboken med 2,8 % og VSL med 4 %. Armeringen fra modell 2 tilsvarer 11,1 % av forankringskraften.

Randstrekkarmeringen bør være under 10 % (Rogowsky & Marti, 1991). Forholdstallet mellom steg og bruplate benyttet i modell 2 er konservativt. Det er naturlig å tro at bruplatten tar en større del av oppspenningskraften, slik at randstrekk reduseres ytterligere. Modell 2 ansees ikke som optimal. VSL velges og nødvendig armering er 7 $\varnothing 16$.

6.5.2 Horisontalt

Armeringen er oppsummert i *Tabell 6-18*. Største armeringsmengder er markert med grønt i tabellen.

Til høyre i tabellen er *formel (2-1)* benyttet. Armeringen er dimensjonert med stålspenningen 250 N/mm^2 . Tøyningene i formelen er satt til én da alle modellene har lik tøyning. En god modell gir lav verdi etter *formel (2-1)*.

Modell	Spaltestrekk [mm ²]	Randstrekk mellom forankringer [mm ²]	Randstrekk utenfor forankring [mm ²]	Randstrekk langs betongrand [mm ²]	Formel (2-1) [kNm]
1 (<i>Kapittel 6.3.1</i>)	14520	-	-	-	9801
2 (<i>Kapittel 6.3.2</i>)	8146 + 3040	-	-	-	6707
3 (<i>Kapittel 6.3.3</i>)	-	-	5890	5890	9250
4 (<i>Kapittel 6.3.4</i>)	-	4695	-	-	2947
5 (<i>Kapittel 6.3.5</i>)	4789 + 4755	4755	4755	4755	15379
EK2 og EK2-2 (<i>Kapittel 6.3.6</i>)	7347	2020	1010	(1010)	-

Tabell 6-18: Horisontal sammenlikning av nødvendig armering for de ulike modellene.

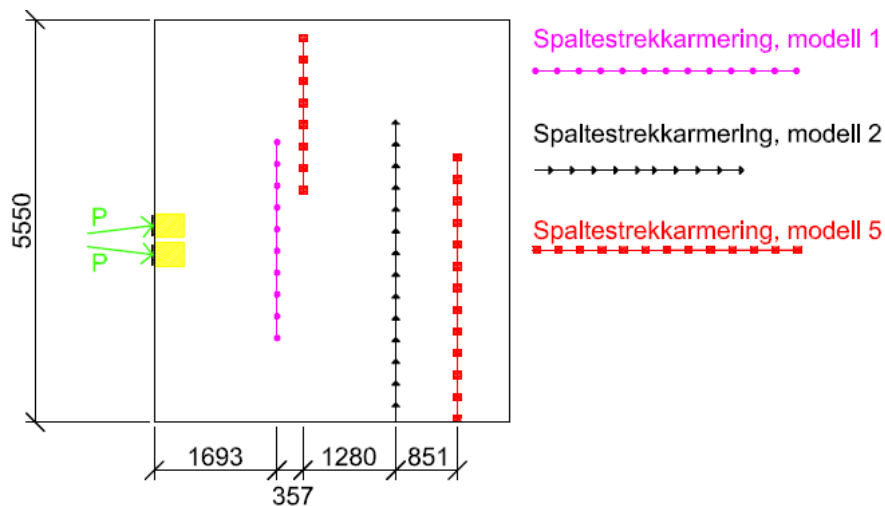
Spaltestrekk

Horisontal spaltestrekk opptrer i tre stavmodeller. Kontroll er også foretatt etter EK2.

Modell 1 skiller seg ut med mest armering. Årsaken er den store åpningsvinkelen. En vinkel på 24° i stedet for 41° ville nærmest halvert armeringsbehovet. Modell 2 ansees som en forbedring av modell 1 da hele bruplatten inkluderes i beregningene og vinklene reduseres. Armeringsmengden reduseres i forhold til modell 1. Modell 5 er stavmodellen som gir minst armering. Det oppfattes som en fornuftig modell da alle lastvirkninger er inkludert. Flere lastvirkninger vil føre til mer reell fordeling av kreftene. EK2 gir minst spaltestrekkarmering.

Det er vanskelig å trekke noen slutning av *formel (2-1)* for spaltestrekk. En sammenlikning av modell 1 og 2 tyder på at modell 2 er bedre.

I Figur 6-21 er spaltestrekkarmeringens plassering for modell 1, 2 og 5 tegnet inn.



Figur 6-21: Spaltestrekkarmeringens plassering for modell 1, 2 og 5.

Armeringens plassering varierer en del for de ulike modellene. Modell 1 skiller seg ut fordi armeringen er beregnet for én forankringsgruppe. Modell 2 og 5 er mer sammenliknbare siden de er beregnet med begge forankringsgruppene. Plasseringen for modell 2 og 5 sammenfaller relativt godt.

Modell 5 velges, nødvendig armering er 2 X 16 \varnothing 20.

Randstrekk mellom forankringer

Modell 4 og 5 beregner randstrekk mellom forankringene. De gir tilnærmet identisk verdi. EK2-2 bør etter *kapittel 5.2.1* sees på som minimumsarmering. Behovet er omtrent halvparten sammenliknet med modell 4 og 5. Nødvendig armering er 2 X 8 \varnothing 20 for begge modellene.

Randstrekk utenfor forankring

Modell 3 og 5 beregner randstrekk utenfor forankring. Modell 3 gir noe høyere verdi. Årsaken er bedre fordeling av krefter i modell 5. Den antatte avgrensningen i bruplaten for modell 3 gjør den konservativt. Sammenlikningsgrunnlaget for modellene er ideelt ettersom strekkstavene har samme plassering. Minimumsarmeringen beregnet etter EK2-2 er betraktelig mindre enn de to stavmodellene. Modell 5 velges med armeringen 2 X 8 \varnothing 20.

Randstrekk langs betongrand

Randstrekk langs betongrand er beregnet for modell 3 og 5. Se «Randstrekk utenfor forankring» for utfyllende beskrivelse. Modell 5 velges.

6.5.3 Rissviddekontroll for modell 3

Minimumsarmering for begrenning av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Nødvendig minimumsarmering er 3047 mm². Opptredende armering i modell 3 er 5890 mm². Kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt.

Forenklet kontroll av rissvidder, EK2 pkt. 7.3.4

Ved variasjon i kamdiameter og senteravstand varierer armeringsbehovet fra 4092 mm² til 7365 mm². Armeringen beregnet i modell 3 er ikke tilfredsstillende dersom tabell 7.2N og ø25 legges til grunn.

Etter tabell 7.2N må det legges inn mer armering, men ved bruk av tabell 7.3N er det nok armering. Svakheter med EK2 tabell 7.2N og 7.3N kommer tydelig fram. Tvetydigheten gjør at en kan konkludere med nok armering etter EK2 tabell 7.3N, selv om tabell 7.2N sier noe annet.

Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Armering beregnet for modell 3 gir rissvidden 0,592 mm. Tillatt rissvidde er 0,39 mm, rissvidden er for stor. Resultatet tyder på enten at:

- Rissviddeberegning for strekkfelt er konservativt
- Tabell 7.2N er for liberal.
- En kombinasjon av to overnevnte.

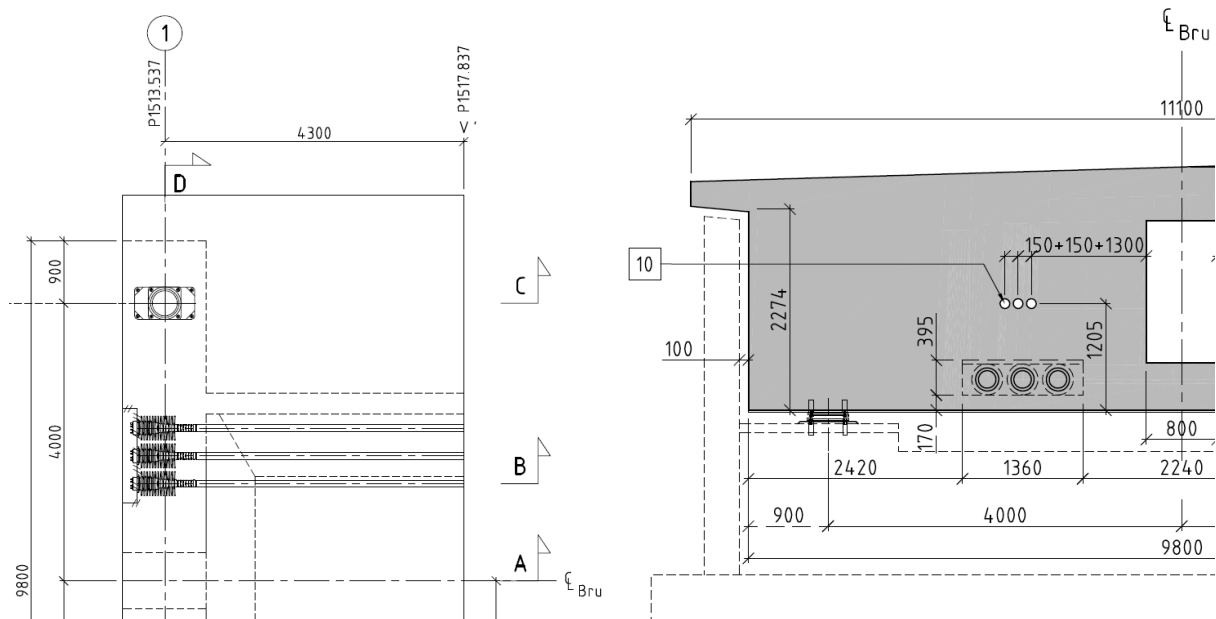
I utgangspunktet er det ikke nødvendig å kontrollere rissvidder når spenningskravet i EK2-2 pkt. 8.10.3(104) er tilfredsstillende. Beregningene kan likevel tyde på at spenningskravet i EK2-2 bør kontrolleres. Det gjelder spesielt ved bruk av stor kamdiameter. Som tidligere nevnt stiller EK2-2 ingen krav til kamdiameter ved bruk av spenningskravet på 250 N/mm². Det er bemerkelsesverdig at et krav som tillater sløyfing av rissviddekontroll ikke tilfredsstiller rissviddekravene i EK2 pkt. 7.3.4.

Litteratur anbefaler at armeringsspenningen ikke overskrider 200 N/mm² (Hewson, 2003, p. 102). Et spenningskrav på 200 N/mm² kan synes konservativt, men beregning av rissvidder viser at dette kan være verdt å undersøke.

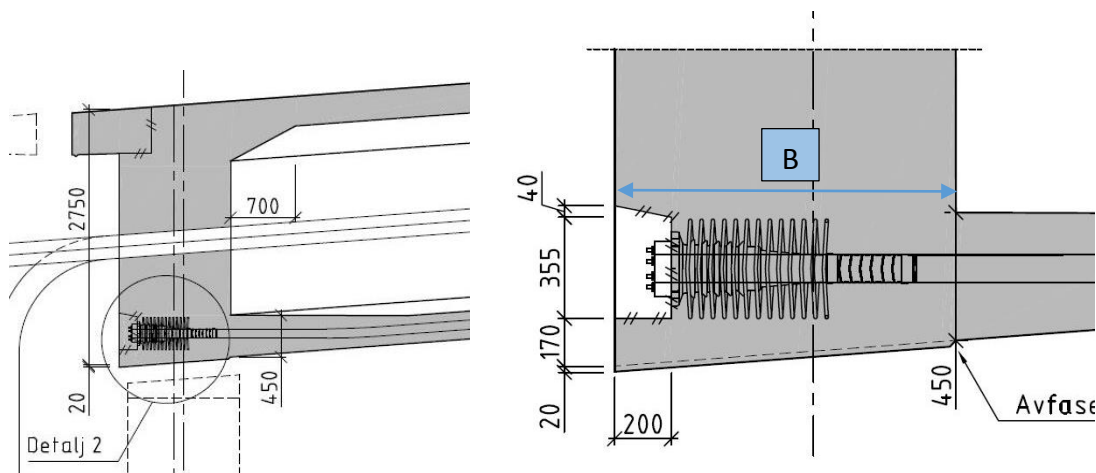
7 D-region B - Forankringer i undergurt

7.1 Beskrivelse

D-region B befinner seg i bruenden ved akse 1, se *Figur 4-1*. Geometrien er beskrevet i *Figur 7-1* og *Figur 7-2*. D-region B har mange fellestrekk med D-region A, men B består av to forankringsgrupper med tre spennkabler. Oppspenningskraften til hver kabel er $P = 4207$ kN som beskrevet i *kapittel 5.1.2*.



Figur 7-1: Fra tegning K320-C. Deler av tegningene er utelatt grunnet symmetri (Statens vegvesen, 2013/2014). Til venstre: Plan-tegning. Til høyre: Snitt D. Senteravstand mellom spennkabler er på tegning K375-C oppgitt til 400 mm.



Figur 7-2: Fra tegning K320-C (Statens vegvesen, 2013/2014). Til venstre: Snitt B. Til høyre: Detalj 2. Bredden B er på tegning K375-C oppgitt til 1200 mm.

Kreftene fra forankringene forårsaker spaltestrekk og randstrekk i konstruksjonen. Det er etablert flere ulike modeller for D-regionen, men sluttresultatet er én modell i det vertikale plan og fem i det horisontale plan. Begge plan er kontrollert etter EK2 og EK2-2. Horisontalt plan er også kontrollert etter VSL og Betongelementboken. Forutsetninger for betong og armering er gitt i *kapittel 4.1*. Alle beregninger for D-region B vises i *vedlegg C*.

Spiralen fra spennarmeringsleverandøren strekker seg 407 mm fra forankringsplaten. Bøylene fra leverandøren strekker seg noe lenger. Knutepunkt 1 for alle modeller er plassert innenfor siste bøyle, treaksial trykktilstand antas.

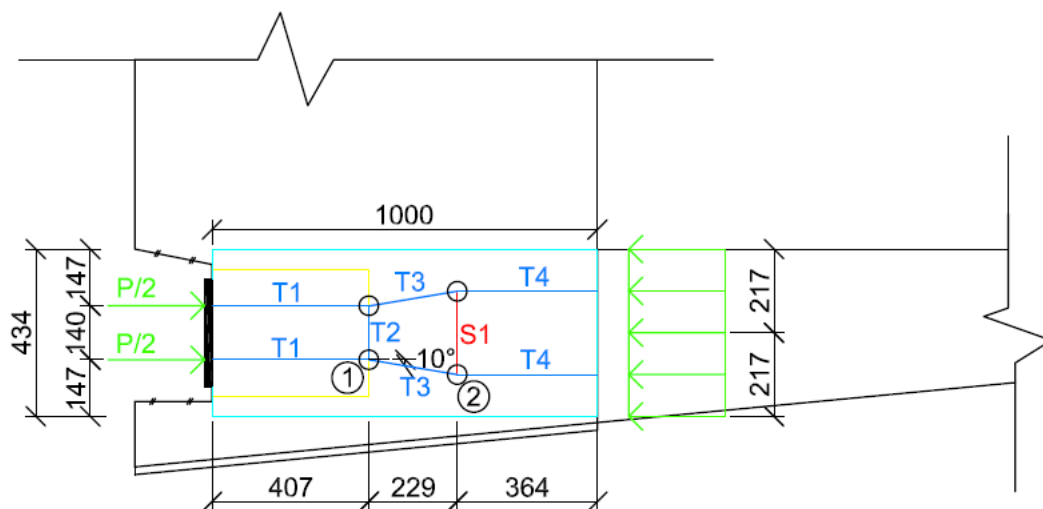
7.2 Vertikal Betraktning

Den vertikale modellen betrakter spaltestrekk. Noen av kreftene fra forankringene gir vertikal randstrekk i tverrbæreren. Minimum randstrekkarmering finnes etter EK2-2 tillegg J.

7.2.1 Modell 1

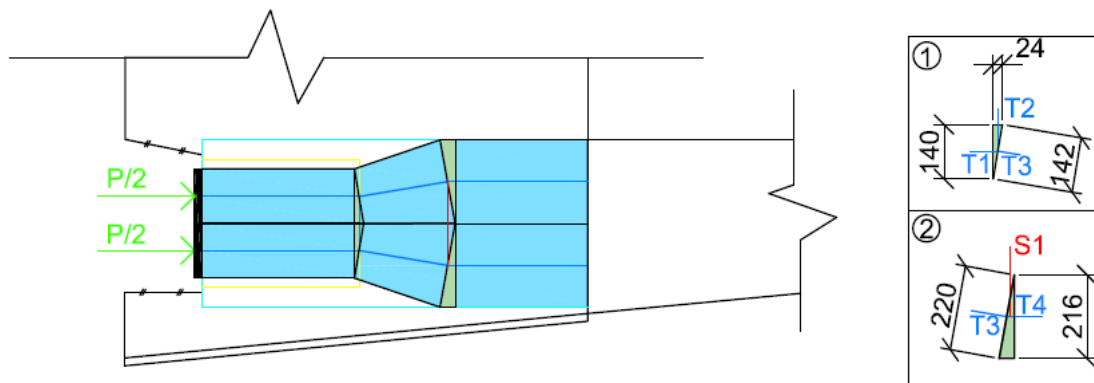
Utbredelsen til D-regionen begrenses av høyden på undergurten i overgangen mellom tverrbæreren og undergurten, se *Figur 7-2*. Symmetri om lasten oppnås ved en høyde på 434 mm. Høyden begrenses av at oppspenningskreftene må føres inn i undergurten. Lengden er 1000 mm. Overgangen mellom tverrbæreren og undergurten er en naturlig avgrensning. Tykkelsen er lik senteravstanden mellom forankringskablene, 400 mm.

Stavmodellen er vist i *Figur 7-3*. Knutepunkt 1 er plassert i overgangen mellom lokal og generell sone, slik at spaltestrekraften opptrer utenfor lokal sone. Lasten spres i konstruksjonen med åpningsvinkelen 10° . Liten åpningsvinkel er valgt for at spaltestrekraften skal opptre et stykke unna lokal sone. *T4* virker i spenningsblokkens fjerdedelspunkter.



Figur 7-3: Vertikal modell 1.

Trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer er vist i *Figur 7-4*. Målsatte knutepunkt benyttes for å finne opptredende trykkspenninger. D-regionens trykkapasitet er fullt utnyttet.



Figur 7-4: Trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer for modell 1.

Knutepunkt kontroll er utført etter EK2 pkt. 6.5.4. I *Tabell 7-1* er knutepunkt 1 innenfor spenningskravet til treaksial trykktilstand. Knutepunkt 2 har for høy opptredende spenning. Selv om knutepunktet i stavmodellen ikke har tilstrekkelig kapasitet kan det påvises ved andre metoder. Beregningene for modell 1 er vist i *vedlegg C.1*.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning	Spenningskrav
	$\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	$\left[\frac{N}{mm^2}\right]$
1	42,50	47,44
2	26,78	13,44

Tabell 7-1: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 1.

Spaltestrekraft og nødvendig armering for modell 1 er vist i *Tabell 7-2*. SLS er dimensjonerende.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø16
S1	371	1484	2 X 4 stk

Tabell 7-2: Strekkraft og nødvendig armering for modell 1.

Trykkspenningene i tverrsnittet kan verifiseres uten å benytte stavmodellen. EK2 pkt. 5.10.2.2(5) gir en trykkspenningskapasitet foran forankringene på 19,20 N/mm². *Figur 7-2* gir høyden 450 mm. Bredden settes lik 1800 mm begrenset av steget i brukassen etter *Figur 12-3*. Opptredende trykkspenning er 17,14 N/mm² som vist nedenfor. Trykkapasiteten i tverrsnittet er høy nok.

$$\frac{1,1 * 3 * 4207 * 10^3}{1800 * 450} = 17,14 \frac{N}{mm^2}$$

Beregningene er et overslag og gir ikke en fullstendig verifisering av tverrsnittet. Kontrollen viser at selv om stavmodellen ikke gir tilstrekkelig trykkapasitet kan det oppnås på andre måter. Analyseverktøy kan benyttes for en mer nøyaktig vurdering av trykkapasiteten til tverrsnittet.

7.2.2 Beregninger etter EK2 og EK2-2

Beregningene er vist i *vedlegg C.2*.

Vertikal spaltestrekk er beregnet etter EK2 pkt. 6.5.3(4) a) med begrenset trykkutbredelse siden bredden er mindre enn høyden. EK2 gir spaltekraften 373 kN og tilhørende armeringsmengde 1493 mm² i SLS. Resultatet stemmer godt med modell 1.

Vertikal randstrekkarmering er beregnet etter EK2-2 pkt. J.104.2(103). Nødvendig armering er 505 mm², 1 ø20 på hver side av forankringsplaten er tilstrekkelig i vertikal retning. Plasseringen er illustrert på *Figur 5-3*. Tilsvarende armering bør legges i horisontal retning, men i *kapittel 7.3* kommer det fram at randstrekk i horisontal retning er større enn kravet i EK2-2.

7.3 Horisontal betraktning

Felles for modellene er at de seks forankringene som inngår i D-regionen er delt i to forankringsgrupper. En forankringsgruppe er vist i *Figur 7-1*. Total oppspenningskraft for en forankringsgruppe er 3P.

Modellene er relativt like som for D-region A og omfatter samme spalte- og randstrekk situasjoner listet opp i *kapittel 6.3*. Det er valgt å utelate en del figurer av knutepunkt detaljer, trykkfeltutbredelse og tabeller med trykkspenningskapasitet i knutepunktene.

I utgangspunktet er hele undergurtens bredde på 9800 mm benyttet i D-regionene. Lengden settes lik bredden i samsvarer med St. Venants prinsipp. I noen av modellene er ikke utbredelsen 9800 mm X 9800 mm benyttet. Årsaken forklares under gjeldende modeller. Tykkelsen til D-regionen varierer, men settes lik 450 mm etter *Figur 7-2*. Det er ikke tatt hensyn til kreftene fra opplagre som befinner seg i D-regionen.

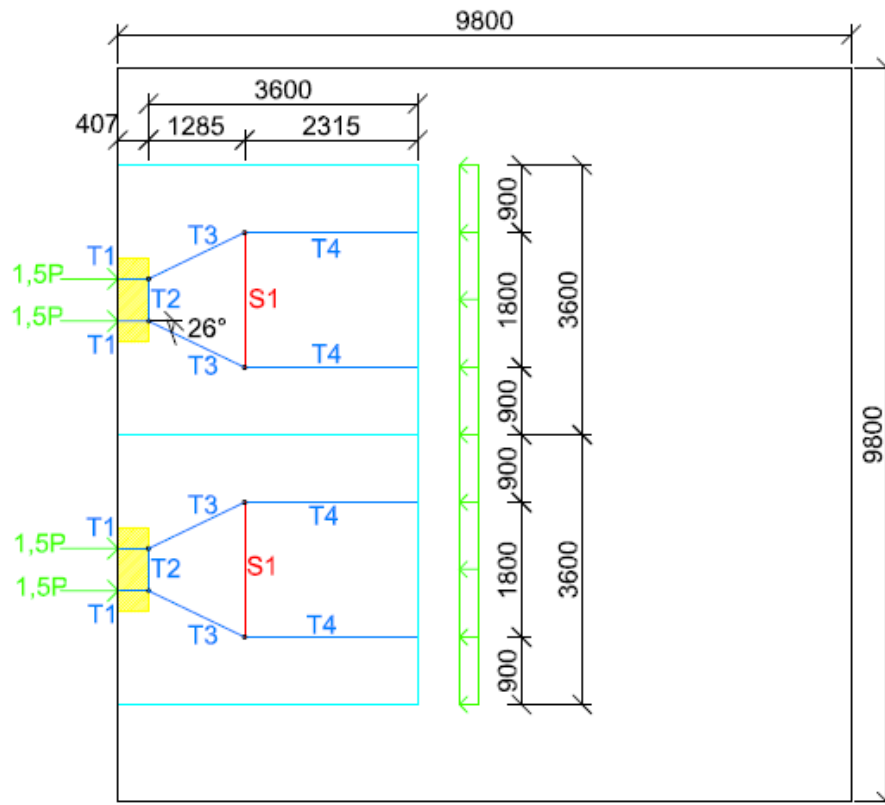
Modellene varierer fra å være relativt enkle til mer omfattende. Flere av modellene beregner samme krefter, det gir muligheten for kontroll. En slik kontroll er foretatt under oppsummeringen i slutten av kapitlet.

7.3.1 Modell 1

Modell 1 er en enkel stavmodell som kun omfatter spaltestrekk (S1). Spaltestrekkraften for de to forankringsgruppene er betraktet adskilt. Modellen utgjør to D-regioner, en for hver forankringsgruppe. For at de to D-regionene ikke skal overlape hverandre er utbredelsen 3600 mm som vist på *Figur 7-5*.

Åpningsvinkelen er valgt til 26° (Betongelementforeningen, 2012, p. 199) i stedet for EK2 sin anbefaling på 34°. En vinkel på 34° ville medført liten avstand mellom spaltestrekkarmering og lokal sone. Armeringsmengden øker betraktelig ved større åpningsvinkel. 26° synes å være fornuftig for denne modellen.

Minste vinkel mellom strekk- og trykkstav er 64°. Det sikrer god kompatibilitet og oppførsel i SLS.



Figur 7-5: Horisontal modell 1.

Opptredende spaltestrekkraft og nødvendig armering er vist i *Tabell 7-3*. SLS er dimensjonerende. Beregning av nødvendig armering og knutepunktkontroll er vist i *vedlegg C.3*.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall $\varnothing 25$
S1	3078	12312	2 X 13 stk

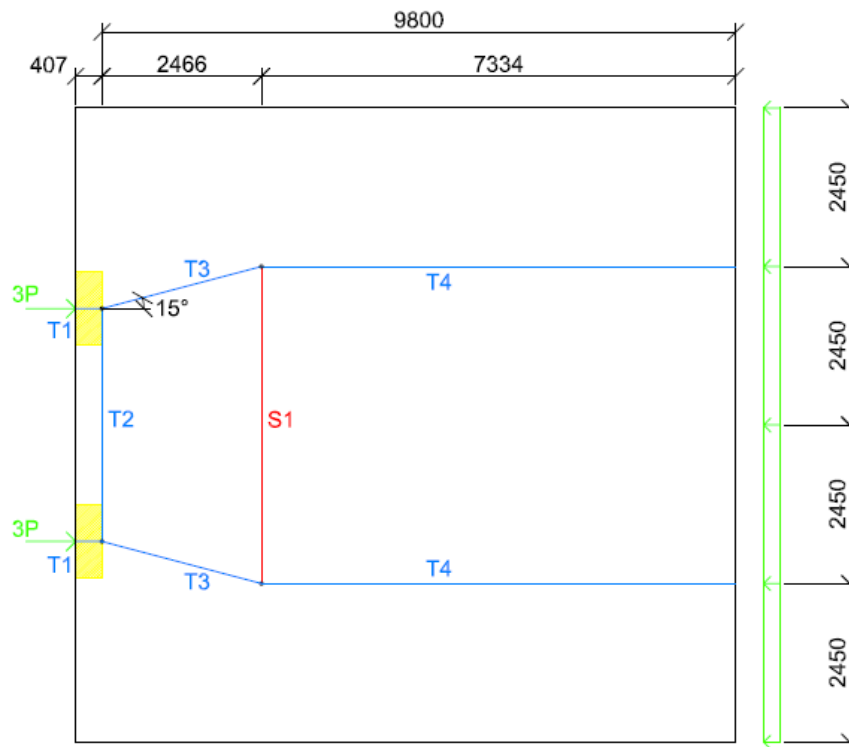
Tabell 7-3: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 1.

7.3.2 Modell 2

Modell 2 betrakter spaltestrekk og minner om modell 1. Forskjellen er at modell 2 inkluderer spaltestrekkraften fra begge forankringsgruppene. Stavmodellen er vist på *Figur 7-6*. D-regionens utbredelse er 9800 mm X 9800 mm.

EK2 sin anbefalte åpningsvinkel på 34° antas å gjelde ved forankring av en kabel. En vinkel på 34° vil gi veldig mye armering. En åpningsvinkel på 26° gjør at spaltestrekkraften for modell 1 og 2 opptrer på omtrent samme sted. 26° gir også mye armering. *Figur 12-5* viser at spaltestrekkraften opptrer i en distanse $0,7b$ fra lastenes påføringspunkt. Benyttes dette kravet, samt kravet om at T4 skal opptre i spenningsblokkens fjerdedelspunkter, er åpningsvinkelen omtrent 8°. Spaltestrekkraften vil opptre 6860 mm foran forankringen. Det er lite sannsynlig for dette tilfellet.

Som en mellomting velges åpningsvinkelen 15°.



Figur 7-6: Horizontal modell 2.

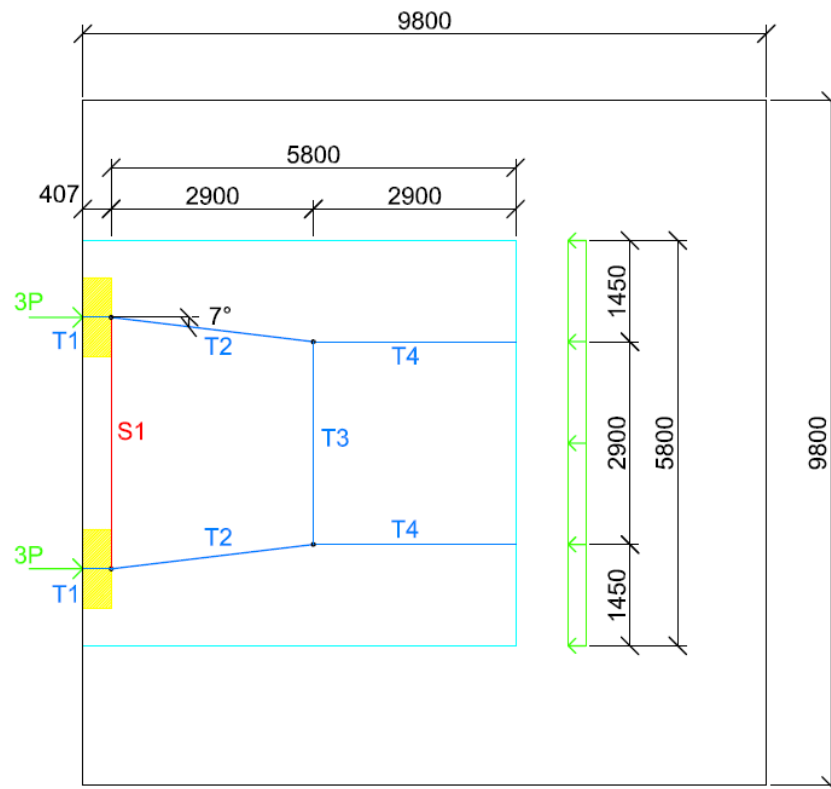
Spaltestrekraft og nødvendig armering er vist i *Tabell 7-4*. SLS er dimensjonerende. Beregning av armering og knutepunktkontroll er vist i *vedlegg C.4*.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø25
S1	3382	13530	2 X 14 stk

Tabell 7-4: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 2.

7.3.3 Modell 3

Hensikten med modell 3 er å beregne randstrekk mellom forankringsgruppene. Siden *T4* skal opptre i fjerdedelspunktene på spenningsblokken og *T2* skal vinkle innover mot sentrum må D-regionen innsnevres. D-regionens utbredelse er valgt til 5800 mm X 5800 mm. *T3* er plassert $0,5b$ fra forankringene (Hendy & Smith, 2007, p. 266). Med *T3* og *T4* plassert er åpningsvinkelen 7° . Stavmodellen er vist i *Figur 7-7*.



Figur 7-7: Horizontal modell 3.

Randstrekkraft og nødvendig armering er vist i *Tabell 7-5*. SLS er dimensjonerende. Beregning av nødvendig randstrekkarmering og knutepunktkontroll er vist i *vedlegg C.5*.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø20
S1	1550	6199	2 X 10 stk

Tabell 7-5: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 3.

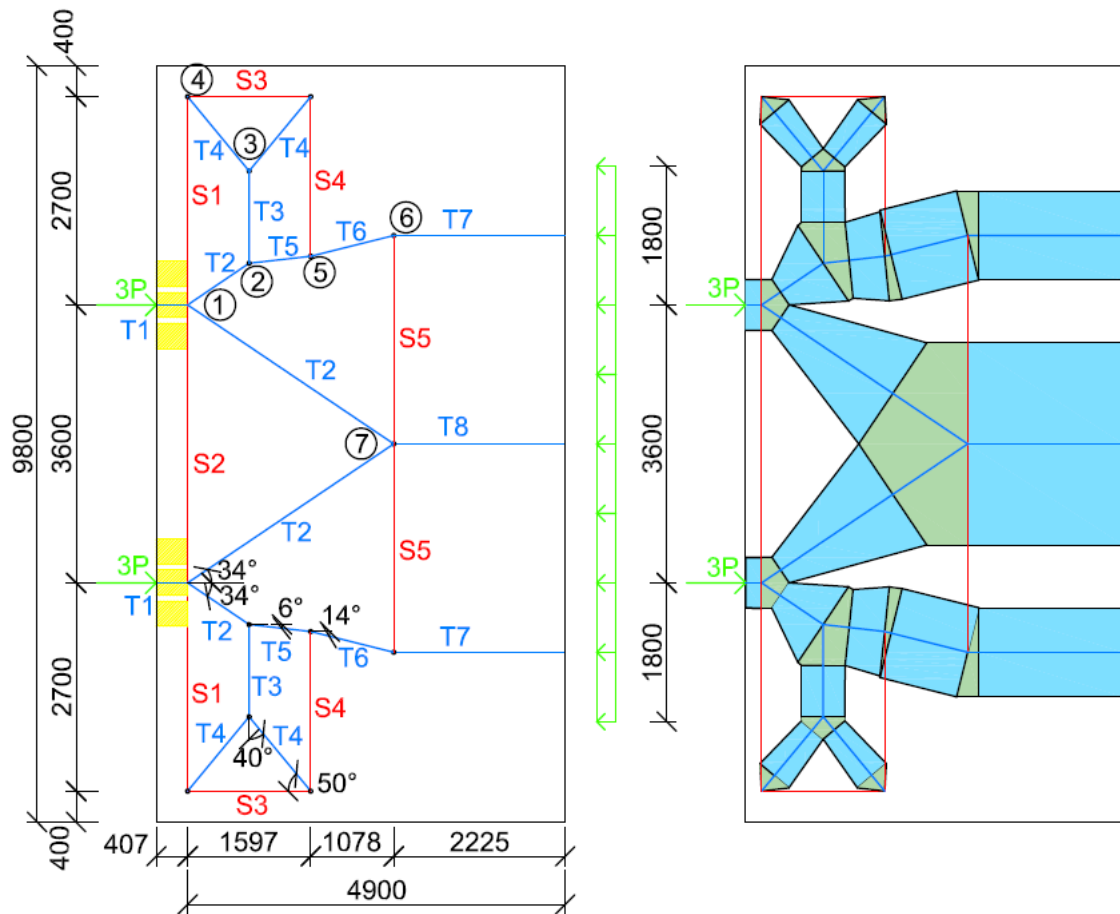
7.3.4 Modell 4

Modell 4 er omfattende og dekker:

- Randstrekk utenfor forankringene (S1)
- Randstrekk mellom forankringene (S2)
- Randstrekk langs betongrand (S3)
- Spaltestrekk (S4 og S5)

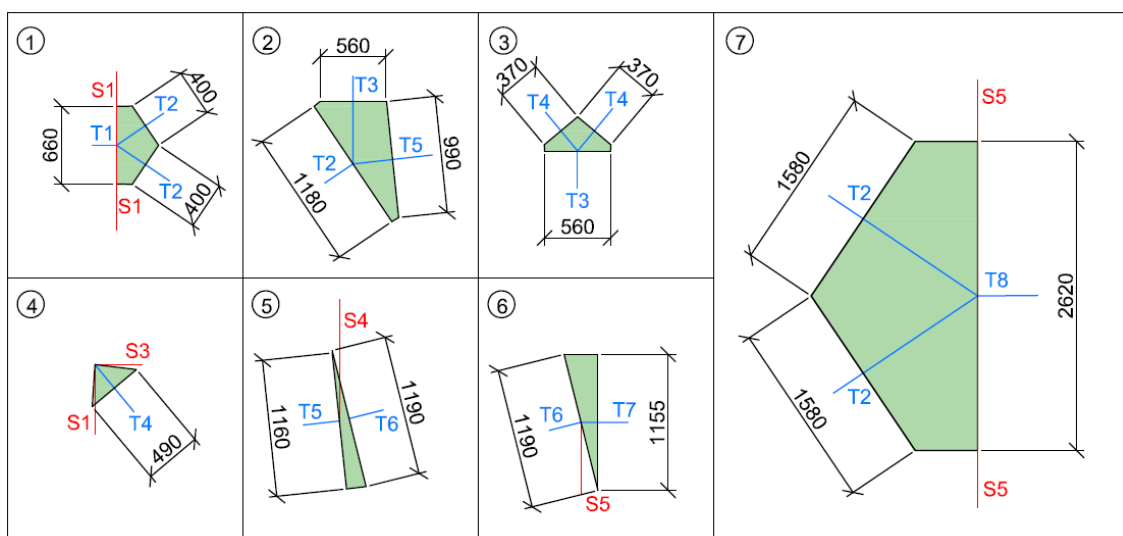
Modell 4 er inspirert av *Figur 5-4* og er tilnærmet lik modell 5 i D-region A (*kapittel 6.3.5*).

D-regionens bredde er 9800 mm. Grunnet symmetri er lengde satt lik halve bredden. Stavmodellen er vist i *Figur 7-8*.



Figur 7-8: Stavmodell og trykkfeltutbredelse for Modell 4.

Modell 5 i D-region A og denne modellen har noen ulike vinkler mellom stavene. Årsaken er ulik geometri for de to D-regionene.



Figur 7-9: Knutepunkt detaljer for modell 4.

Knutepunkt detaljer er vist i *Figur 7-9* og trykkfeltutbredelsen i *Figur 7-8*. Knutepunkt 2-7 ligger utenfor lokal sone og må tilfredsstille kravene til trykkapasitet gitt i EK2 pkt. 6.5.4. Maksimal opptredende og tillatt spenning er gitt i *Tabell 7-6*.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning [$\frac{N}{mm^2}$]	Spenningskrav [$\frac{N}{mm^2}$]
1	46,74	47,44
2	15,77	15,81
3	15,69	15,81
4	11,70	11,86
5	13,37	13,44
6	13,36	13,44
7	11,78	13,44

Tabell 7-6: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 4.

Strekkefter og nødvendig armering er vist i *Tabell 7-7*. SLS er dimensjonerende. Vinklene i «krafthjulet» er 40° og 50°, det medfører ulike strekkefter i S1/S4 og S3. Større differanse i vinklene gir større variasjon i strekkraft.

Stav	Strekkefter (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø25
S1	1797	7186	2 X 8 stk
S2	1797	7186	2 X 8 stk
S3	1508	6032	2 X 7 stk
S4	1797	7186	2 X 8 stk
S5	1573	6294	2 X 7 stk

Tabell 7-7: Strekkefter og nødvendig armering for modell 4.

Spaltestrekkarmeringen strekker seg over hele undergurtens bredde og omfatter S4 og S5. Armeringen er fordelt over et relativt stort område. Beregning av nødvendig armering og kontroll av knutepunkter er vist i *vedlegg C.6*.

7.3.5 Beregninger etter EK2 og EK2-2

Beregningene etter Eurokodene er vist i *vedlegg C.7*.

Horisontal spaltestrekk er beregnet etter EK2 pkt. 6.5.3 med begrenset trykkutbredelse. D-regionens utbredelse er satt lik modell 1 i *kapittel 7.3.1*. EK2 gir spaltekraften 2209 kN med tilhørende armeringsmengde 8835 mm² i SLS. Armeringsbehovet er mindre enn beregnet i modell 1, 2 og 4.

Randstrekk er beregnet etter EK2-2 pkt. J.104.2(103). Nødvendig armering er 1515 mm² for en forankringsgruppe. Randstrekk mellom forankringene påvirkes av to forankringsgrupper. Samlet armeringsbehov er 3030 mm². Armeringsmengden er mindre enn beregnet i modell 3 og 4.

7.3.6 Beregninger etter VSL (Rogowsky & Marti, 1991)

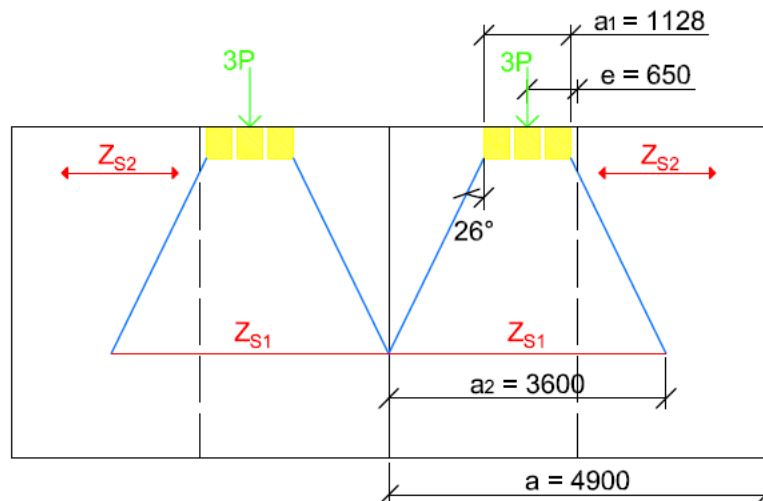
Formlene i *Tabell 7-8* er hentet direkte fra VSL sine etablerte stavmodeller (Rogowsky & Marti, 1991, pp. 18-19). Armering er beregnet i SLS og ULS, men SLS er dimensjonerende for alle tilfeller. Beregningene er vist i *vedlegg C.8*.

	Formel	Kraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]
Randstrekk mellom forankring	$0,17 \times 3P$	2146	8582
Randstrekk utenfor forankring	$0,10 \times 3P$	1262	5048
Randstrekk langs betongrand	$0,10 \times 3P$	1262	5048
Spaltestrekk	$0,25 \times 3P$	3155	12620

Tabell 7-8: Beregning av stavkrefter og tilhørende armering etter VSL (Rogowsky & Marti, 1991, pp. 18-19).

7.3.7 Beregninger etter Betongelementboken (Betongelementforeningen, 2012)

Modellen beregner spaltestrekkraft (Z_{S1}) og randstrekkraft utenfor forankringene (Z_{S2}). Bakgrunnen for formlene er gjennomgått i *kapittel 9.1.2*. Lastspredningen antas å starte i ytterpunktene av lokal sone som vist på *Figur 7-10*. De tre lokale sonene virker som en forankringsblokk.



Figur 7-10: Krefter ved eksentrisk last etter Betongelementboken (Betongelementforeningen, 2012).

Opptredende armering er vist i *Tabell 7-9*. SLS er dimensjonerende.

	Kraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]
Spaltestrekk (Z_{S1})	2167	8666
Randstrekk (Z_{S2})	781	3123

Tabell 7-9: Strekkrefter og nødvendig armering etter Betongelementboken (Betongelementforeningen, 2012).

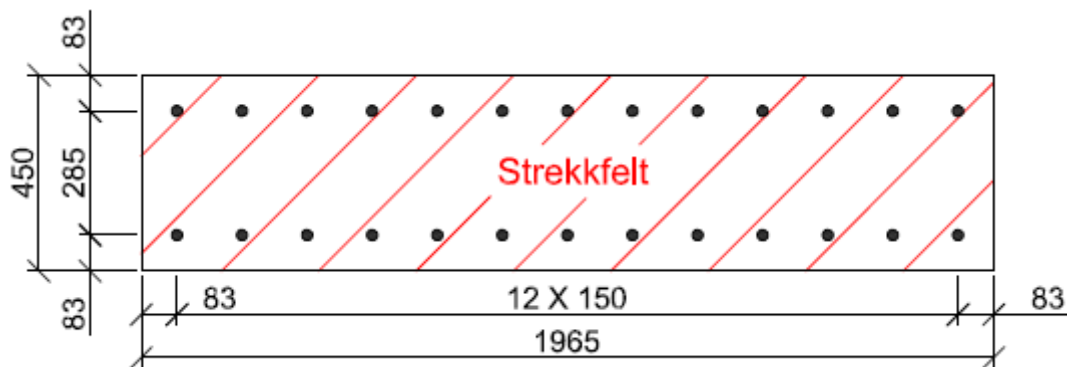
Randstrekk utenfor forankring (Z_{S2}) kan antas å virke mellom forankringene. Det bør derfor legges inn lik armering langs hele randen. Beregningene er vist i *vedlegg C.8*.

7.4 Rissviddekontroll for modell 1

I *kapittel 7.3.1* er spaltestrekkarmering beregnet for modell 1. EK2-2 sitt spenningskrav på 250 N/mm^2 er benyttet. I dette delkapittelet er D-regionen kontrollert etter *kapittel 7.3* i EK2. Antagelser og tilnærmelser gjort underveis er som for D-region A. Beregningene for rissviddekontroll finnes i *vedlegg C.9*.

7.4.1 Minimumsarmering for begrensning av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Teorien bak beregningen er omtalt i *kapittel 3.2.3*. Et strekkfelt er etablert der spaltestrekraften antas å opptre. Overdekningen er 70 mm og senteravstand mellom stengene er 150 mm. Total bredde på strekkfeltet er 1965 mm. Høyden er 450 mm. Beregningsforutsetningene er tilsvarende som for D-region A, *kapittel 6.4.1*. Strekkfelt og armering er vist i *Figur 7-11*.



Figur 7-11: Strekkfelt for modell 1 med 2 X 13 $\phi 25c150$.

Nødvendig minimumsarmering er beregnet til 11480 mm^2 . Opptredende armering er 12763 mm^2 . Kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt.

7.4.2 Forenklet kontroll av rissvidder, EK2 pkt. 7.3.3

Teorien bak forenklet kontroll av rissvidder er omtalt i *kapittel 3.2.4*. Opptredende armering er 12312 mm^2 .

Tabell (EK2)	ϕ / S [mm]	σ_s [N/mm ²]	Nødvendig armering [mm ²]
7.2N	$\phi 25$	200	15390
7.2N	$\phi 12$	280	10990
7.3N	s150	280	10990
7.3N	s50	360	8550

Tabell 7-10: Nødvendig armering uten direkte beregning for modell 1. Rissvidden er valgt til 0,3 mm.

Trenden for resultatene er identisk med D-region A beskrevet i *kapittel 6.4.2*. $\phi 25$ og tabell 7.2N krever et større armeringsareal enn hva som er valgt for modell 1. Senteravstander på 50 mm, 150 mm etter tabell 7.3N og $\phi 12$ etter tabell 7.2N gir tilstrekkelig armeringsareal.

7.4.3 Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Teorien bak beregningen er omtalt i *kapittel 3.2.5*. Antagelsen om strekkfelt er lik som i *kapittel 7.4.1*. Forenklinger og antagelser er som beskrevet for D-region A i *kapittel 6.4.3*.

Beregnet rissvidde i modell 1 (*Figur 7-5*) er 0,678 mm. Det er nært dobbelt av tillatt rissvidde. Ifølge tabell 7.2N bør armeringsspenningen for $\varnothing 25$ ligge rundt 200 N/mm². Det er derfor ikke overraskende at opptredende spenning på 241 N/mm² gir store rissvidder.

7.5 Oppsummering

7.5.1 Vertikalt

Modell 1 befinner seg utenfor lokal sone og gir tilsvarende armeringsmengde som EK2. Vertikal spaltestrekkarmering er vist i *Tabell 7-11*. EK2 er dimensjonerende. Nødvendig armering etter begge modellene er 2 X 4 $\varnothing 16$.

Modell/Kilde	Armeringsmengde [mm ²]
Modell 1 (<i>Kapittel 7.2.1</i>)	1484
EK2 (<i>Kapittel 7.2.2</i>)	1493

Tabell 7-11: Nødvendig vertikal spaltestrekkarmering for D-region B.

I tillegg til spaltestrekkarmering benyttes vertikal randstrekkarmering. 1 $\varnothing 20$ på hver side av forankringsplaten er tilstrekkelig. D-regionens begrensede geometri gir få muligheter til etablering av ulike stavmodeller.

7.5.2 Horisontalt

Nødvendig armering for de ulike modellene er oppsummert i *Tabell 7-12*. Resultatene er relativt sammenfallende, men noen modeller skiller seg ut. De største armeringsmengdene er markert med grønt i tabellen.

Til høyre i tabellen er *formel (2-1)* benyttet på samme måte som for D-region A. Modellene varierer i omfang, noe som gjør det vanskelig å sammenlikne dem med formelen.

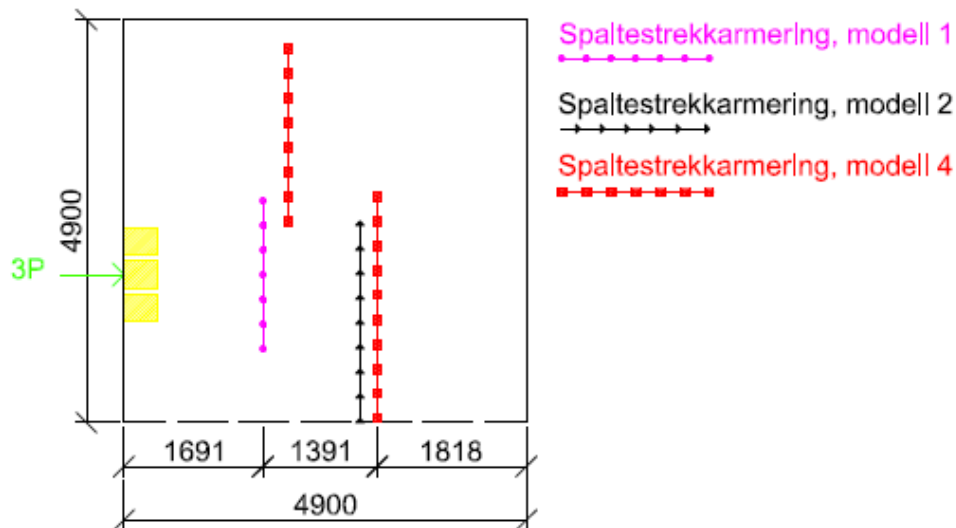
Modell	Spaltestrek [mm ²]	Randstrek mellom forankringer [mm ²]	Randstrek utenfor forankring [mm ²]	Randstrek langs betongranden [mm ²]	Formel (2-1) [kNm]
1 (<i>Kapittel 7.3.1</i>)	12312	-	-	-	11081
2 (<i>Kapittel 7.3.2</i>)	13530	-	-	-	16572
3 (<i>Kapittel 7.3.3</i>)	-	6199	-	-	5580
4 (<i>Kapittel 7.3.4</i>)	6294 + 7186	7186	7186	6032	36920
EK2 og EK2-2 (<i>Kapittel 7.3.5</i>)	8835	3030	1515	-	-
VSL (<i>Kapittel 7.3.6</i>)	12620	8582	5048	5048	-
B.B. (<i>Kapittel 7.3.7</i>)	8666	3123	3123	-	-

Tabell 7-12: Horisontal sammenlikning av nødvendig armering for de ulike modellene.

Spaltestrekk

Nødvendig spaltestrekkarmering ligger i overkant av 13 000 mm² dersom en legger modell 2 og 4 til grunn. Armeringsmengden stemmer godt med beregninger etter modell 1 og VSL. Betongelementboken og EK2 gir lavere verdier. VSL tar ikke hensyn til geometri, det forklarer hvorfor Betongelementboken og EK2 gir mindre armering.

Plassering av spaltestrekkarmering for modell 1, 2 og 4 varierer over en lengde på 1391 mm. Spaltestrekkraften for de ulike modellene er vist i *Figur 7-12*.



Figur 7-12: Spaltestrekkarmeringens plassering for modell 1, 2 og 4.

Armeringen fra modell 1 er beregnet med en forankringsgruppe og skiller seg plasseringsmessig noe ut. Modell 2 og 4 er beregnet med begge forankringsgruppene og sammenfaller bedre.

Modell 4 velges, nødvendig armering er 2 X 14 \varnothing 25.

Randstrekk mellom forankringer

Modell 3, modell 4, VSL og Betongelementboken dekker randstrekk mellom forankringer godt. VSL gir høyest armeringsmengde på 8582 mm² etterfulgt av modell 4 og 3. EK2-2 og Betongelementboken er jevnstore og sees på som minimumsarmering i denne sammenheng. VSL ansees som konservativ siden den ikke tar hensyn til geometrien. Modell 4 velges, nødvendig armering er 2 X 10 \varnothing 20.

Randstrekk utenfor forankring

Nødvendig randstrekkarmering varierer for de ulike modellene. Modell 4 gir noe høyere verdi enn VSL. EK2-2 og Betongelementboken skiller seg igjen ut med lavere armeringsmengde. Plasseringen til armeringen sammenfaller godt for de ulike modellene. VSL velges fordi modell 4 gir randstrekk utenfor forankring større enn 10 %. Nødvendig armering er 2 X 8 \varnothing 20.

Randstrekk langs betongranden

Modell 4 er større enn VSL. Nødvendig armering er 2 X 8 \varnothing 20 for VSL. Se «Randstrekk utenfor forankring» for kommentar.

7.5.3 Rissviddekontroll for modell 1

Resultatene for modell 1 viser tilsvarende trend som for modell 3 i D-region A. Slutningene som er trukket for D-region A underbygges av resultatene fra D-region B.

Minimumsarmering for begrensning av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Nødvendig minimumsarmering er 11480 mm². Opptredende armering i modell 1 er 12763 mm². Kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt.

Forenklet kontroll av rissvidder, EK2 pkt. 7.3.4

Ved varierende kamdiameter og senteravstand varierer nødvendig armeringsmengde fra 8550mm² til 15390 mm². $\varnothing 25$ som i utgangspunktet er benyttet i modell 1 krever en armeringsmengde på 15390 mm². Opptredende armering på 12763 mm² er for lite. Se D-region A *kapittel 6.5.3* for kommentarer.

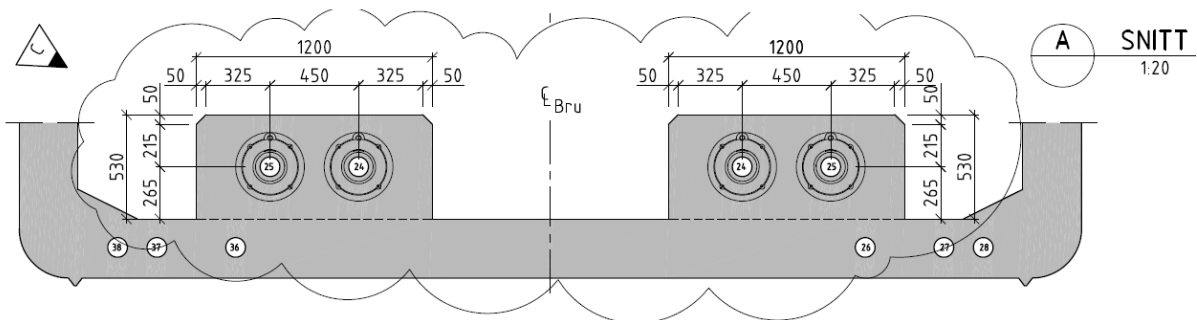
Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Ved bruk av armering fra modell 1 (2 X 13 $\varnothing 25$) er rissvidden beregnet til 0,678 mm. Tillatt rissvidde er 0,39 mm. Se D-region A *kapittel 6.5.3* for utfyllende kommentarer.

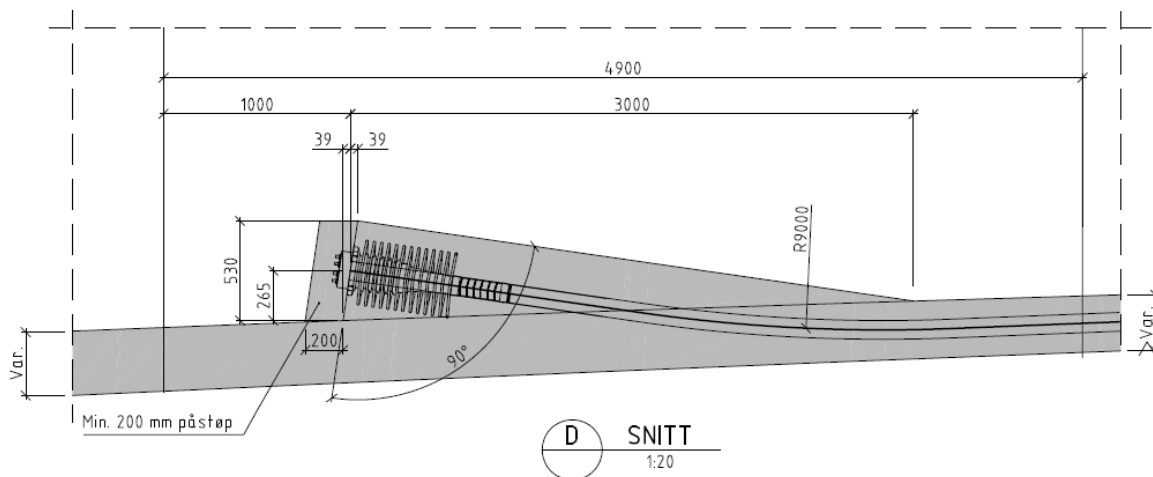
8 D-region C - Forankringer i voute

8.1 Beskrivelse

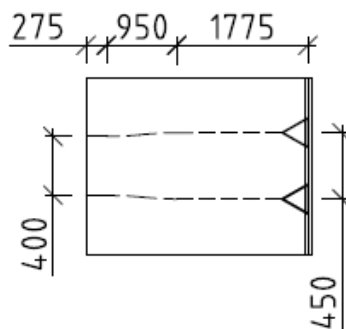
D-region C befinner seg mellom bruens akse 2 og 3. D-regionen består av to passive forankringer i støpeetappe 37. Forankringssystemet består av innvendig forankring i form av voute. Innvendig forankring vil si at vouten ikke ligger i enden av støpeetappen. Vouten er illustrert på *Figur 8-1*, *Figur 8-2* og *Figur 8-3*. Oppspenningskraften til hver kabel er $P = 4207$ kN som beskrevet i *kapittel 5.1.2*.



Figur 8-1: Tversnitt av bruens undergurt med voute. Fra tegning K376-C (Statens vegvesen, 2013/2014).



Figur 8-2: Snitt av vouten. Fra tegning K376-C (Statens vegvesen, 2013/2014).



Figur 8-3: Spennarmeringens kurvatur sett ovenfra med en radius lik R9000. Fra tegning K376-C (Statens vegvesen, 2013/2014).

D-region C er kompleks og mange ulike lastsituasjoner oppstår i og rundt vouten. Når oppspenningskreftene føres inn i vouten oppstår:

- Vertikal- og horisontal spaltestrekk.
- Horisontal randstrekk mellom forankringene siden det er doble vouter.
- Avbøyningskrefter forårsaket av kurvet kabelrør mot betongen i vouten.

Nevnte krefter er lokale effekter i vouten. Fra vouten skal kreftene føres videre inn i undergurten, og det oppstår:

- Avbøyningskrefter forårsaket av kurvet kabelrør mot betongen i undergurten.
- Skrå strekkrefter foran forankringen som forbinder vouten med undergurten.

Ved å ivareta nevnte krefter kan vouten betraktes som en del av undergurten. På grunn av kreftene i vouten vil følgende krefter oppstå i undergurten:

- Spaltestrekk.
- Langsgående strekk bak vouten.
- Konsentrert moment i undergurten.

Til slutt overføres kreftene fra undergurten og inn i kassetverrsnittet ved:

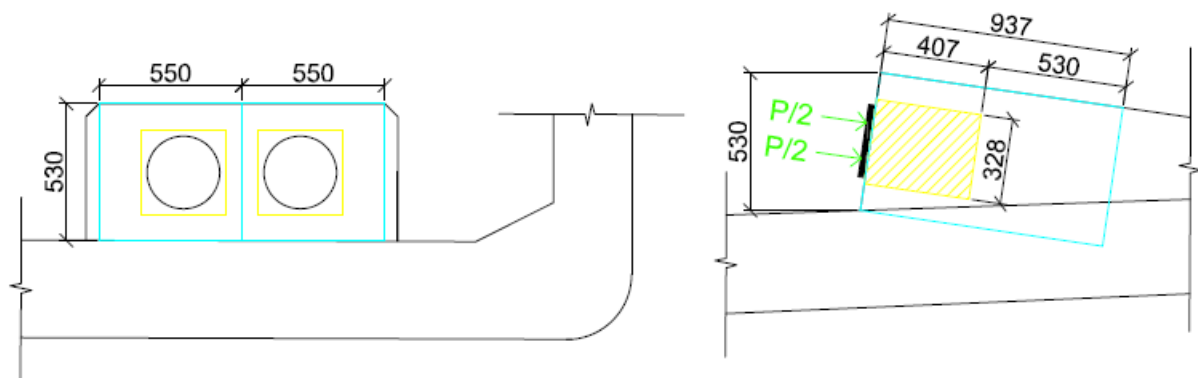
- Skiveskjær i undergurten.
- Skiveskjær i stegene.

Randstrekk mellom forankringene og skiveskjær er ikke undersøkt. De andre lastsituasjonene er betraktet i påfølgende kapitler.

8.2 Vertikal spaltestrekk

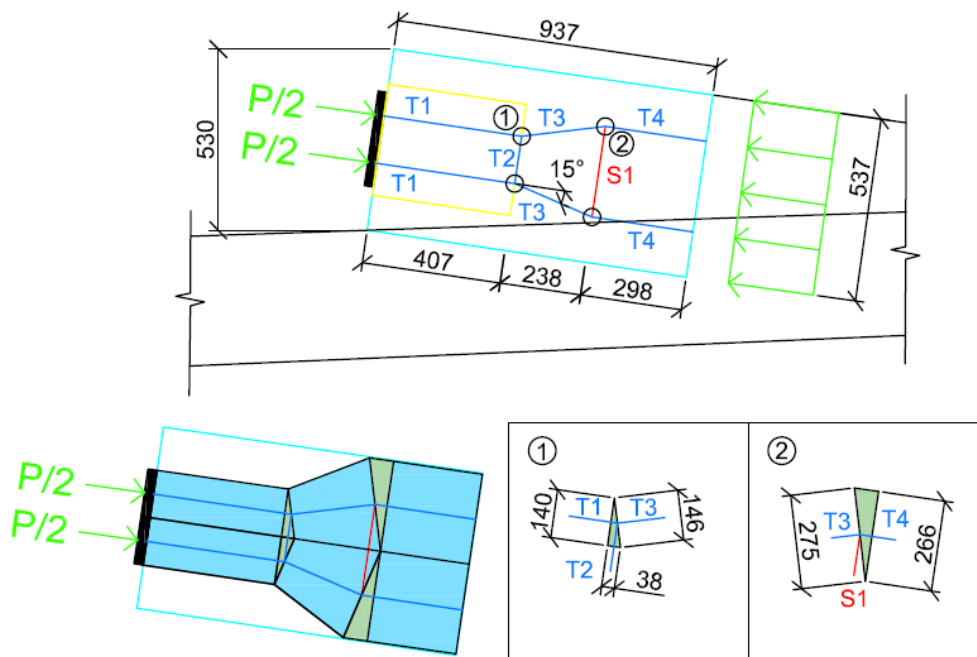
Stavmodellen betrakter vertikal spaltestrekk i vouten. Modellen er relativt lik vertikal spaltestrekk for D-region A og B. Det er derfor ikke foretatt noen detaljert beskrivelse.

Figur 8-4 viser D-regionens utbredelse. D-regionens høyde er lik voutens høyde, 530 mm. Lengden er satt lik høyden, og målt fra enden av lokal sone. Total lengde er 937 mm. D-regionens tykkelse er 550 mm. Vouten består av to forankringer, men det er etablert én D-region for hver kabel.



Figur 8-4: D-regionens utbredelse.

Stavmodell, trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer er vist i *Figur 8-5*. Åpningsvinkelen er valgt til 15°. I enden av D-regionen er oppspenningskraften jevnt fordelt trykk i betongen over bredden 537 mm. T4 er plassert i fjerdedelingspunktene.



Figur 8-5: Vertikal stavmodell med trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer.

Knutepunkt 1 ligger i overgangen mellom lokal og generell sone, treaksial trykktilstand er antatt. Knutepunkt 2 har ikke tilstrekkelig kapasitet etter EK2 pkt. 6.5.4(4) b). Økning av trykkspenningskapasiteten med 10 % etter EK2 pkt. 6.5.4(6) er mulig da armeringen er fordelt i flere lag. 10 % økning gir heller ikke tilstrekkelig kapasitet. Trykkkapasiteten i tverrsnittet må verifiseres på annen måte.

Resultatet av knutepunkt kontrollen er presentert i *Tabell 8-1*. Knutepunkt kontroll og beregning av nødvendig armering er vist i *vedlegg D.1*.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning [$\frac{N}{mm^2}$]	Spenningskrav [$\frac{N}{mm^2}$]
1	30,05	47,44
2	15,84	14,78

Tabell 8-1: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for vertikal modell.

Spalttestrekraften og nødvendig armering er vist i *Tabell 8-2*. SLS er dimensjonerende. Armeringen plasseres i vouten med samme helning som strekkstaven (S1) i *Figur 8-5*.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø25
S1	564	2255	5 stk

Tabell 8-2: Strekkraft og nødvendig armering for vertikal modell.

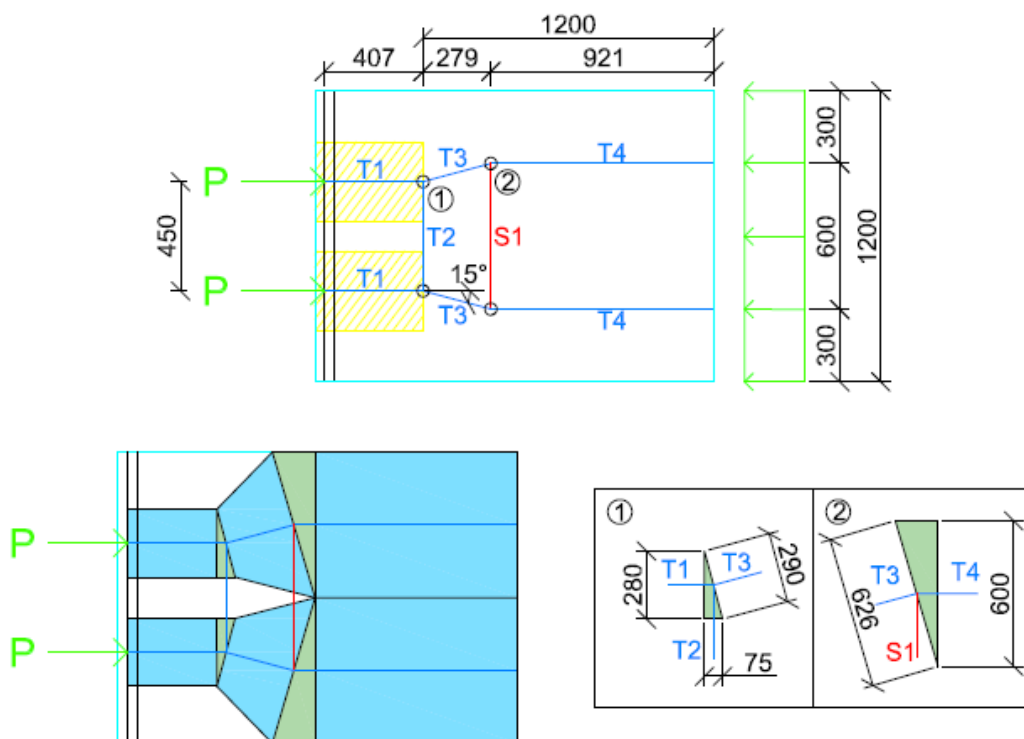
EK2 pkt. 5.10.2.2(5) gir en trykkspenningskapasitet i vouten på $19,20 \text{ N/mm}^2$. Figur 8-1 gir høyden 530 mm og bredden 1200 mm. Oppredende trykkspenning er $14,55 \text{ N/mm}^2$. Trykkapasiteten i tverrsnittet er høy nok.

$$\frac{1,1 * 2 * 4207 * 10^3}{1200 * 530} = 14,55 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Beregningene er et overslag og gir ikke en fullstendig verifisering av tverrsnittet. Kontrollen viser at selv om stavmodellen ikke gir tilstrekkelig trykkapasitet kan det oppnås på andre måter. Analyseverktøy kan benyttes for en mer nøyaktig vurdering av trykkapasiteten til tverrsnittet.

8.3 Horisontal spaltestrekk

Stavmodellen betrakter horisontal spaltestrekk i vouten, der begge forankringskreftene er inkludert. Trykkreftene går gjennom lokal sone før de spres utover. D-regionen har bredden 1200 mm og tykkelsen 530 mm. Åpningsvinkelen er valgt til 15° . T4 er plassert i spenningsblokkens fjerdedelspunkter. Stavmodell, trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer er vist i Figur 8-6.



Figur 8-6: Horisontal stavmodell med trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer.

Knutepunkt 2 har økt trykkspenningskapasitet med 10 % etter EK2 pkt. 6.5.4(5). Kapasiteten økes fordi alle vinkler mellom trykk- og strekkstaver er $\geq 55^\circ$. Resultatene av knutepunktkontroll er presentert i Tabell 8-3. Knutepunktkontroll og beregning av nødvendig armering er vist i vedlegg D.2.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning	Spenningskrav
	$[\frac{N}{mm^2}]$	$[\frac{N}{mm^2}]$
1	31,20	47,44
2	14,55	14,78

Tabell 8-3: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for horisontal modell.

Beregnet spaltestrekraft og nødvendig armering er vist i Tabell 8-4. SLS er dimensjonerende.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]	Antall ø25
S1	1127	4509	10 stk

Tabell 8-4: Strekkraft og nødvendig armering for horisontal modell.

Vertikal og horisontal spaltestrekk har lik åpningsvinkel. Siden horisontal modell består av to forankringer er strekkraften dobbelt så stor sammenliknet med vertikal modell. I vertikal modell må det armeres for begge forankringene, slik at nødvendig armering er lik for de to modellene. Ved å legge inn 5 bøylor ø25 rundt begge forankringene tar en opp både den vertikale- og den horisontale spaltekraften i vouten.

8.4 Beregninger etter EK2

Spaltekrefter er beregnet etter EK2 pkt. 6.5.3 med begrenset trykkutbredelse for vertikal og horisontal modell. Beregningene er vist i *vedlegg D.3*. Vertikalt er spaltekraften beregnet til 503 kN med nødvendig armering 2013 mm². Horisontalt er spaltekraften 740 kN med et armeringsbehov på 2959 mm². SLS er dimensjonerende for begge modeller.

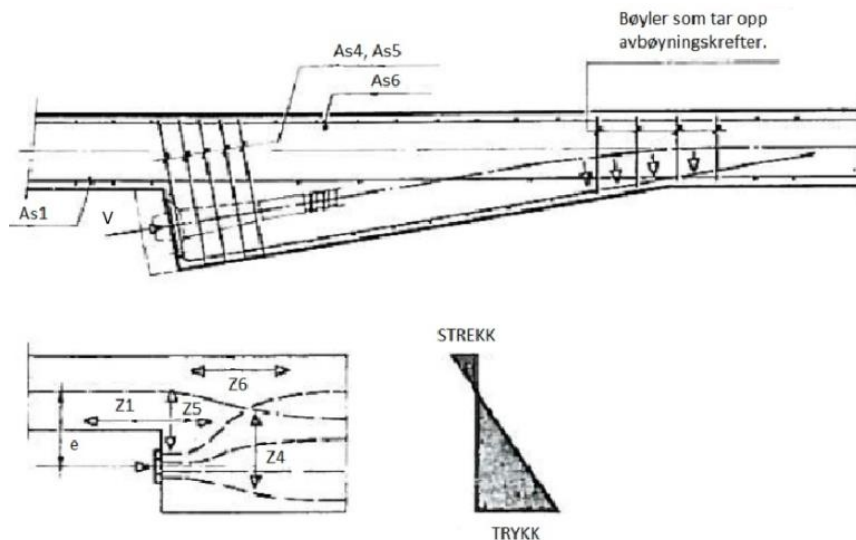
EK2 gir 10,8 % mindre armering enn vertikal modell og 34,4 % mindre enn horisontal modell. Valg av åpningsvinkler er hovedårsaken til forskjell mellom stavmodellene og EK2. Mindre åpningsvinkler vil redusere stavmodellenes spaltestrekraft.

8.5 Skrå strekkraft

Oppspenningskreftene gjør at vouten forskyves langs undergurten. En slik forskyvning skaper strekkraft foran forankringen og ned i undergurten. Forskyvningen begrenses med ekstra arming i front av forankringen.

Ett alternativ er å benytte tilsvarende armering beregnet for spaltestrekk. Risikoen for rissdannelse i det innvendige hjørnet i overgangen mellom vouten og undergurten reduseres. Dette illustreres av Z5 i *Figur 8-7*. Z4 er ordinær spaltestrekraft basert på systemets trykkutbredelse. Ved å sette Z4 = Z5 og armere for begge kreftene fås et samlet armeringsareal vist i øvre del av *Figur 8-7*. Armeringen er tilstrekkelig for å hindre spalteriss og forskyvning av vouten (VSL, 1972, p. 11).

Spaltekraften hentes fra vertikal modell og gir strekkraften 1127 kN for to kabler. Nødvendig armering er 4509 mm². Samlet vertikalt armeringsbehov for vouten er 9018 mm².



Figur 8-7: Nødvendig armering for voute (VSL, 1972, p. 11). (Figuren er redigert med ny tekst)

Z1 i Figur 8-7 kan settes lik $P/2$, nærmere omtalt i kapittel 8.8. Z6 kommer av eksentrisitet fra oppspenningskreftene og er nærmere omtalt i kapittel 8.7. Bøylearmering for avbøyningskrefter omtales i kapittel 8.6.

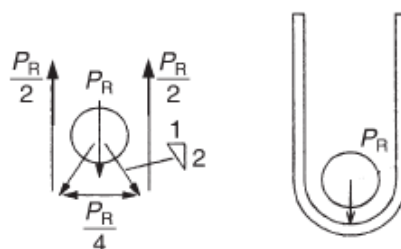
8.6 Avbøyningskraft

Kurvede kabler fører til press mot kabelrøret ved oppspenning. Trykket påført betongen fører til spaltestrekk. Spaltestrekraften må det armeres for. Armeringen forhindrer kabelen i å rives ut av betongen og overfører kraften til omkringliggende betong (Hewson, 2003, pp. 108-109).

Kraften betegnes som avbøyningskraft fra kabelrøret mot betongen. Trykket avhenger av oppspenningskraften og kurvens radius. Kraft per lengdeenhet er lik forholdet mellom kabelkraften og radiusen. Dette er vist i formel (8-1).

$$P_R = \frac{P}{R} \quad \left[\frac{kN}{m} \right] \quad (8-1)$$

Ved stor radius og betong med tilstrekkelig strekkapasitet er ikke tilleggsarmering nødvendig. Formel (8-1) er konservativ og baserer seg på stavmodellen vist i Figur 8-8. Figuren viser også et forslag til armeringsføring.

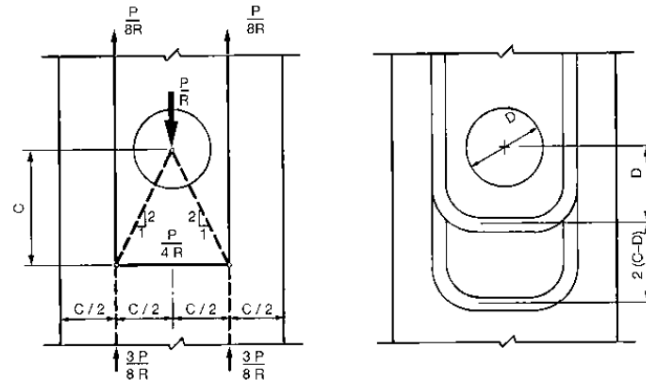


Figur 8-8: Stavmodell og armeringsføring for avbøyningskraft. (Hewson, 2003, p. 109)

En annen stavmodell for avbøyningskraft er presentert i Figur 8-9. Stavkraftene i Figur 8-8 og Figur 8-9 har ulik størrelse. Figur 8-9 gir minst armering fordi strekkraftene reduseres ved at

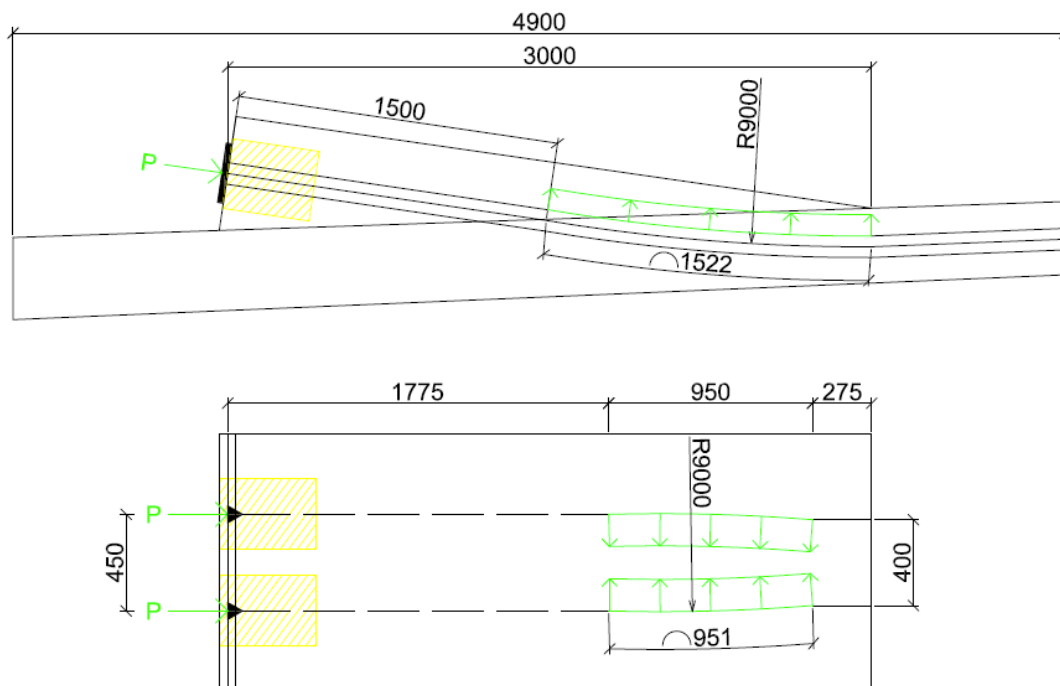
to trykkstaver overfører deler av avbøyningskraften direkte til betongen. Trykkstavene eksisterer ikke i *Figur 8-8*, slik at all kraft må tas opp av armering.

Det kan være hensiktsmessig å legge armeringen i to lag som vist i *Figur 8-9*. Det innerste laget plasseres med avstanden D fra senter kabelrør. Det ytterste laget plasseres slik at tyngdepunktet til de to lagene samsvarer med strekkstaven i stavmodellen.



Figur 8-9: Stavmodell og armeringsføring for avbøyningskraft (Rogowsky & Marti, 1991, p. 29).

Ved dimensjonering benyttes avbøyningskraft etter *formel (8-1)*. For D-region C krummer kablene i både horisontal- og vertikal retning som vist i *Figur 8-10*.



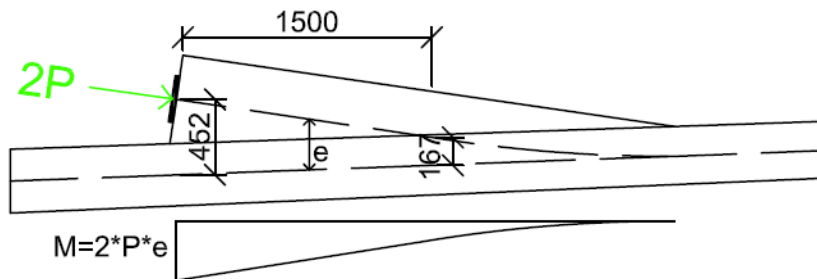
Figur 8-10: Vertikal og horisontal avbøyningskraft.

Radiusen er R9000 i begge retninger. Kraft per lengdeenhet er derfor lik. Kraften er beregnet til 467 N/mm. Nødvendig armering er beregnet til 2846 mm² for den vertikale kurven. Horisontal kurve er ikke beregnet da den er kortere. 18 bøylor $\varnothing 10$ legges i begge retninger. Armeringsføringen er vist på *Figur 8-9*. Beregningene er vist i *vedlegg D.4*.

Eventuell avstand mellom spaltestrekkarmering og avbøyningsarmering, armeres med minimumsarmering. Det er ikke tilfelle for D-region C.

8.7 Eksentrisitetsmoment

Eksentrisiteten (e) fra oppspenningskreftene påfører undergurten et konsentrert moment som gir strekk i underkant. Tilleggsmomentet er vist i *Figur 8-11*. Eksentrisiteten er avstanden mellom senter spennkabel og senter undergurt. Figuren er noe konservativ, da momentdiagrammet bør ligge parallelt med undergurten. Oppspenningskreftene bør dekomponeres til å virke parallelt med undergurten. Helningene i undergurten og spennkablene er små, en forenkling er derfor tilstrekkelig.



Figur 8-11: Eksentrisitetsmoment i undergurten på grunn av oppspenningskreftene i vouten.

Systemet betraktes som en bjelke. Høyden varierer og er lik undergurten og vouten. Beregninger for eksentrisitetsmomentet vises i *vedlegg D.5*. Største moment oppstår foran forankringen ved størst eksentrisitet. Beregnet moment er 4183 kNm i ULS og 3803 kNm i SLS. SLS er dimensjonerende når rissviddekontroll skal unngås. Nødvendig armering for strekk i underkant er 23350 mm². 1011 mm² med trykkarmering er også nødvendig. Trykkarmeringen beregnes i ULS og legges i stekk- og trykksone.

Det er gjennomført kontroll av moment midt i vouten for å undersøke konsekvensen av lavere bjelkehøyde. Momentet reduseres siden eksentrisiteten er mindre. Nødvendig armering midt i vouten er 8388 mm² i SLS. Dette er en tredjedel av armeringsbehovet rett foran forankringen.

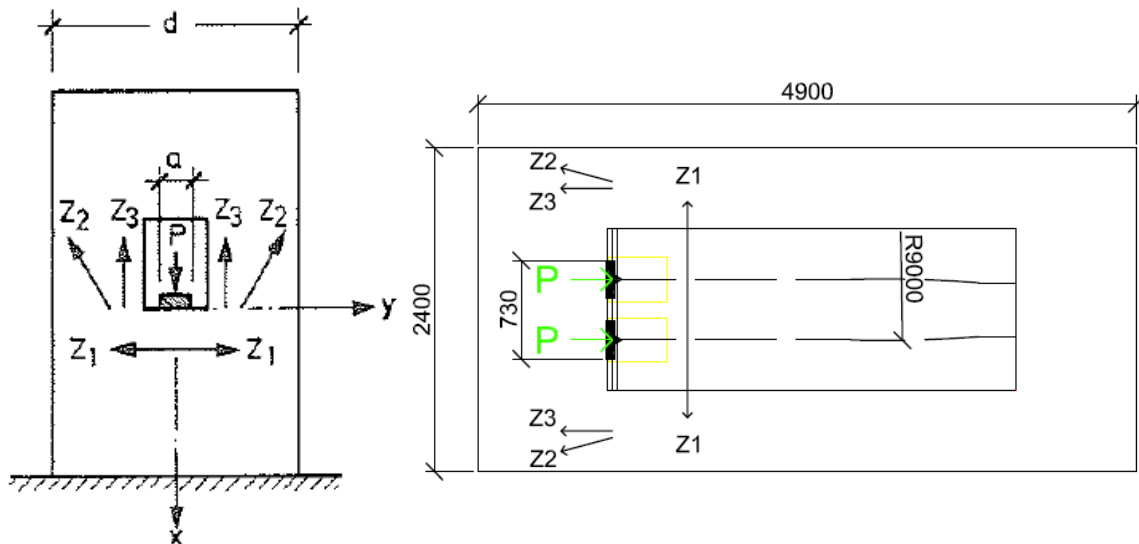
I undergurten er det hovedarmering i lengde- og tverretning, både i under- og overkant. Armeringen er alene ikke tilstrekkelig for å ta opp eksentrisitetsmomentet. Tilleggsarmering må plasseres i underkant. Litteratursøk har ikke gitt noe klart svar på hvor mye tilleggsarmering som bør legges inn. En vesentlig årsak til høy armeringsmengde er at undergurten i bruene er en plate og ikke en bjelke. Bidraget fra undergurten må inkluderes i beregningene, noe som ikke er gjort.

8.8 Strekk i undergurt

Fra vouten oppstår strekkrefter i undergurt. Kraftene oppsummeres til (Leonhardt, 1974, p. 73):

- Spaltekraft foran forankringen (Z_1)
- Skrå strekkraft bak forankringen (Z_2)
- Langsgående strekkraft bak forankringen (Z_3).

Kreftene er illustrert på *Figur 8-12*.

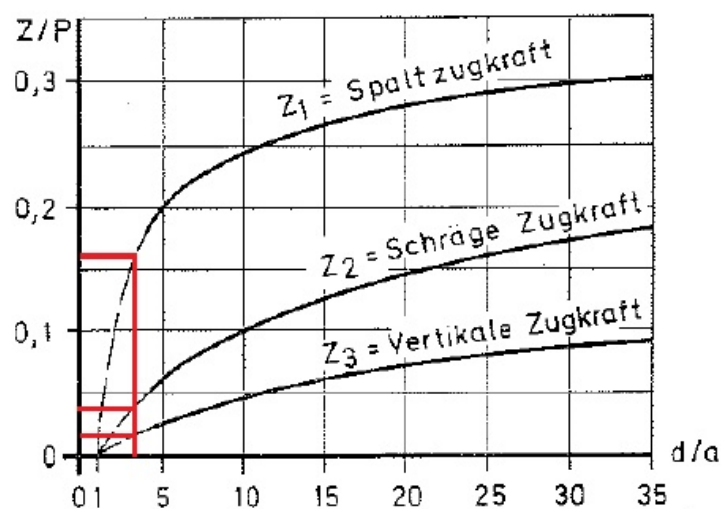


Figur 8-12:

Til venstre: Strekkrefter i undergurt (Leonhardt, 1974, p. 73).

Til høyre: Strekkrefter illustrert for undergurt i D-region C.

Kreftene i *Figur 8-12* finnes ved hjelp av grafen i *Figur 8-13*. Det er nødvendig å vite forholdet d/a for å lese av grafen. d er total bredde av konstruksjonsdelen kraften virker på. For en forankringsgruppe er d lik 2400 mm og strekker seg fra CL bru til innside steg. Bredden a er avstanden mellom forankringsplatenes ytterpunkter og er 730 mm. Forholdet d/a er 3,29 for denne vouten.



Figur 8-13: Graf for å finne strekkreftene i Figur 8-12. Forholdet d/a er 3,29. (Leonhardt, 1974, p. 73)

Tabell 8-5 viser opptredende strekkrefter og armeringsmengden i undergurten. Lasten P som benyttes i figuren og tabellen tilsvarer to oppspenningskrefter siden vouten består av ett kabelpar. Lasten P er 8414 kN.

Stav	d/a	Z/P	Strekraft [kN]	Nødvendig armering (SLS) [mm ²]
Z1	3,29	0,1600	1346	5384
Z2	3,29	0,0375	316	1264
Z3	3,29	0,0150	126	504

Tabell 8-5: Strekkrefter i undergurt med tilhørende armering.

Ved innvendige forankringer oppstår riss bak forankringene som et resultat av lokale betongdeformasjoner foran forankringene. Slakkarmering kan benyttes til å forankre tilbake en del av oppspenningskraften. Tidligere anbefalinger gikk ut på at kraften $P/2$ skulle forankres tilbake, men dette baserte seg på lik betongstivhet på begge sider av forankringene. Når riss oppstår vil stivheten til strekksonen bak forankringene være mindre enn stivheten til trykksonen foran forankringene. Kraften som forankres tilbake reduseres. Forsøk og erfaringer viser at å forankre kraften $P/4$ er tilstrekkelig. Stavmodellen som bekrefter kraften $P/4$ er tilsvarende Figur 8-9. Er det trykk bak forankringen kan kraften reduseres ytterligere. Et slikt trykk kan oppstå ved oppspente kabler bak forankring. Strekk bak forankringen fører til at kraften som må forankres tilbake økes (Rogowsky & Marti, 1991, p. 19).

Forankringskraften $P/4$ kan sammenliknes med Z2 og Z3 i Figur 8-12. Z2 og Z3 har komponenter som virker rett bakover i voutens lengderetning. Z2 kan dekomponeres til å ha samme retning som Z1 og Z3. En konservativ løsning er å legge armering for Z2 både i retningene Z1 og Z3. Summen av Z2 og Z3 er 884 kN med nødvendig armering 3536 mm² for å unngå rissviddekontroll i SLS. Summen av Z1 og Z2 er 1662 kN med nødvendig armering 6648 mm² i SLS.

Den konservative løsningen $P/4$ gir en forankringskraft på 2104 kN, med armeringsarealet 8416 mm² i SLS. Årsaken til de store forskjellene er at beregningene etter Figur 8-13 tar hensyn til forholdet d/a . Et forhold d/a lik 35 gir størst kraft for Z2 og Z3 det tilsvarer omtrent samme verdi som kraften $P/4$.

For å begrense nødvendig armering er Figur 8-13 her benyttet.

8.9 Oppsummering

D-region C tar for seg omtrent hele dimensjoneringsprosessen rundt denne type voute. Skiveskjær og randstrekk mellom forankringer er ikke inkludert som nevnt innledningsvis. Beregnet armering er oppsummert i *Tabell 8-6*.

Situasjon		Nødvendig armering [mm ²]	Valgt armering
Vertikal spaltestrekk	(Kapittel 8.2)	4509	10 bøyer ø25
Horisontal spaltestrekk	(Kapittel 8.3)	4509	10 bøyer ø25
Skrå strekkraft	(Kapittel 8.5)	4509	10 bøyer ø25
Avbøyningskraft	(Kapittel 8.6)	2846	2 X 9 bøyer ø10
Eksentrisitetsmoment	(Kapittel 8.7)	23350 + trykk	29 ø32 + trykk
Spaltestrekk i undergurt	(Kapittel 8.8)	6648	10 bøyer ø25 + 11 ø16
Strekraft i undergurt	(Kapittel 8.8)	3536	2 X 9 ø16

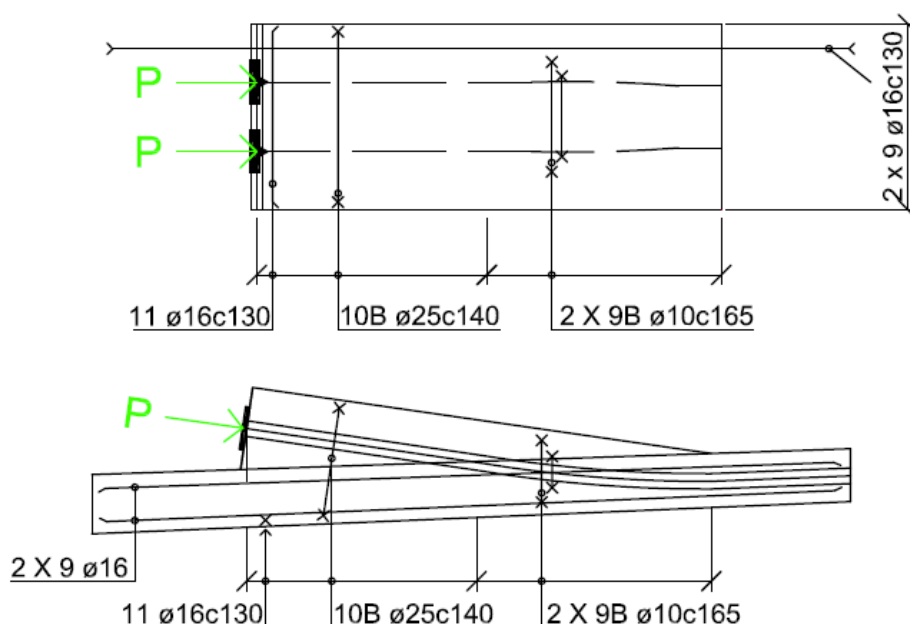
Tabell 8-6: Nødvendig armering for vouten i D-region C.

En armeringsskisse er vist i *Figur 8-14*. Armering fra eksentrisitetsmomentet er ikke vist i figuren, da nødvendig armering er usannsynlig høy.

Det kan benyttes 10 bøyer ø25 parallelt med vouteenden og ned i undergurten. Denne bøylene ivaretar:

- Vertikal spaltestrekk
- Horisontal spaltestrekk
- Skrå strekkraft ned i undergurt
- Noe spaltestrekk i undergurt

Ved å legge inn 11 ø16 i undergurten er spaltestrekk ivaretatt. Avbøyningskreftenes plassering baseres på *Figur 8-9*.



Figur 8-14: Skisse med valgt armering etter Tabell 8-6.

9 Trykkoverføring i opplagre

De tre siste D-regionene som skal undersøkes i denne rapporten er forårsaket av konsentrerte laster i opplagre. Dette kapitlet er ment som en teorigdel rettet direkte mot disse D-regionene.

Belastes en betongsylinder eller terning med linjelast i trykk vil den deles i to. Det lar seg vise teoretisk at bruddflaten får en strekkspanning. Bruddet som oppstår er et strekkbrudd forårsaket av en trykklast (Betongelementforeningen, 2012, p. 190). Strekkspanningen omtalt her er spaltestrek, en kjent kraft fra tidligere kapitler. I tillegg til å armere for spaltestrek må det tas hensyn til lokal knusing av betongen og randstrek.

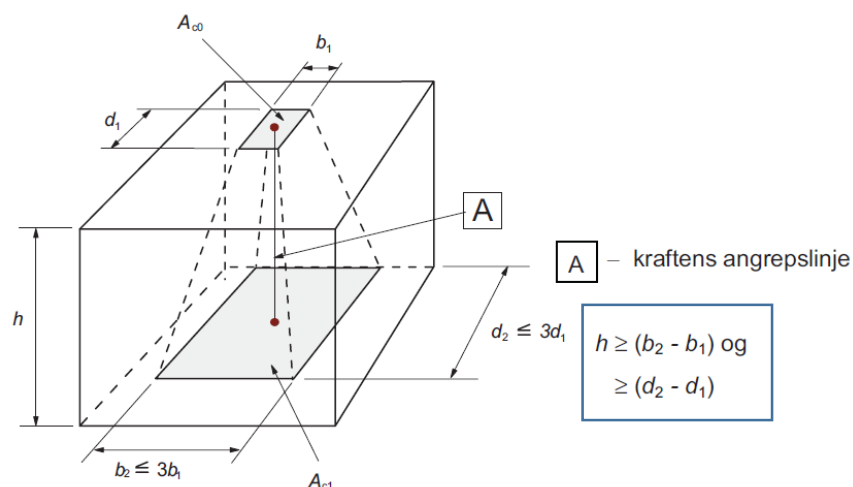
9.1 Partielt belastede flater

Trykkspenningskapasiteten under konsentrerte laster kan være vesentlig større enn andre steder i konstruksjonen. På grunn av omsluttende betong og armering oppstår en treaksial trykkspenningstilstand. I prinsippet skjer det samme som i lokal sone ved forankring av spennarmering, beskrevet i *kapittel 5.2*. Pkt. 6.7(2) i EK2 beregner maksimal trykkapasitet under last, her gjengitt som *formel (9-1)*. Formelen gjelder for opplagre, hvor aksialkreftene spres utover tilgjengelig areal (Hendy & Smith, 2007, pp. 201-202). Dette er illustrert i *Figur 9-3*. EK2 pkt. 6.7 er et ULS-krav (Johansen, 2014, p. 50).

$$F_{Rdu} = A_{c0} f_{cd} \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,0 f_{cd} A_{c0} \quad (9-1)$$

- F_{Rdu} = Maksimal tillatt trykkraft på opplager
- A_{c0} = Belastningsflate, typisk areal av plate.
- A_{c1} = Største beregningsmessige fordelingsflate med en tilsvarende form som A_{c0} .
Arealet må befinne seg innenfor betongtverrsnittet.

Belastning- og fordelingsflaten er illustrert i *Figur 9-1*.



Figur 9-1: Beregningsmessig lastutbredelse ved partielt belastede flater (Standard Norge, 2008, p. 109).

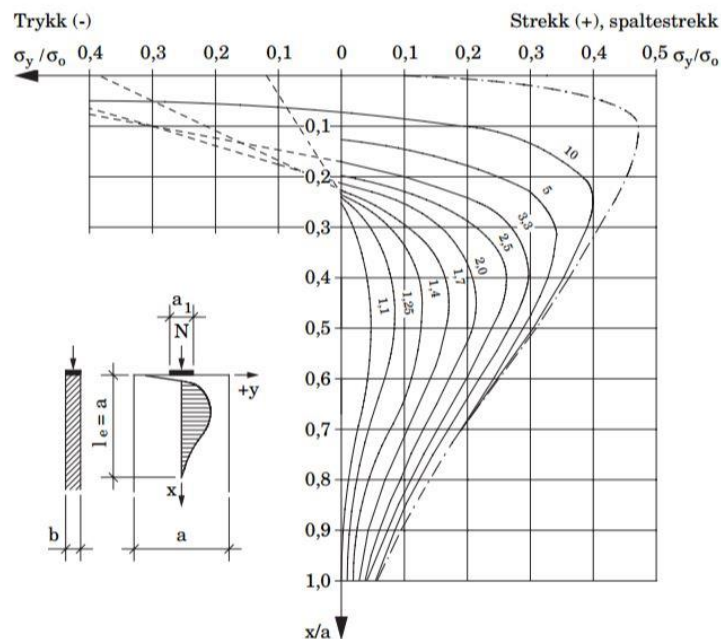
EK2 pkt. 6.7(3) oppgir tre kriterier for at *formel (9-1)* skal kunne benyttes:

- Høyden for lastfordelingen i lastretningen er i samsvar med betingelsene gitt i rammen på *Figur 9-1*.
- Tyngdepunktet av den beregningsmessige fordelingsflaten A_{c1} er på kraftens angrepslinje gjennom tyngdepunktet av den belastede flaten A_{c0} .
- Ved mer enn én trykkraft på betongtverrsnittet skal ikke fordelingsflatene overlape hverandre.

EK2 pkt. 6.7(4) stiller også krav om at strekkrefter forårsaket av lastutbredelsen til den konsentrerte kraften tas opp av egnet armering. For å finne strekkrefter og nødvendig armering etableres en stavmodell.

Retten under belastningsflaten oppstår en sone med tverrtrykk. Når trykket sprer seg nedover i konstruksjonen vil det på et tidspunkt gå over til strekk. Hvor i tverrsnittet spaltestrekkraften opptrer er avhengig av geometrien. I *Figur 9-2* er trykk- og strekkspenningene for ett tverrsnitt illustrert som funksjon av bredden og høyden. Selv om det er trykk øverst i tverrsnittet legges det inn lukkede armeringsbøyler rett under belastningsflaten. Armeringen sikrer treaksial trykktilstand (Betongelementforeningen, 2012, pp. 194-195).

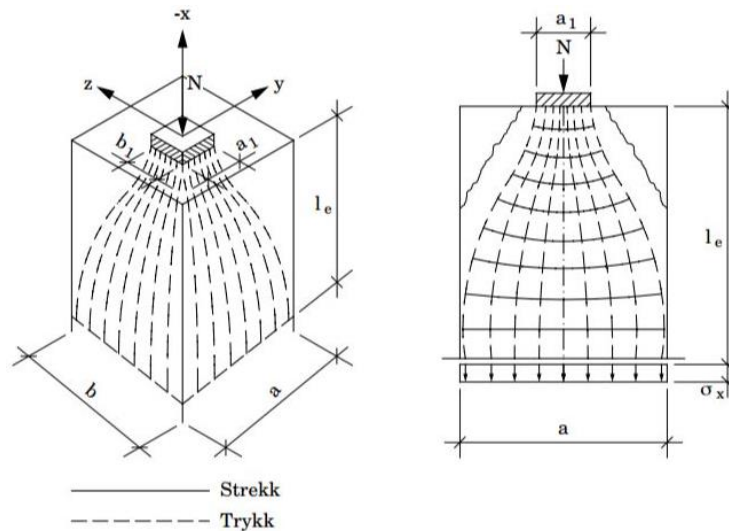
Ved etablering av stavmodellen vil spaltestrekkraftens plassering vises.



Figur 9-2: Normalspanninger vinkelrett på lastens retning (Betongelementforeningen, 2012, p. 195).

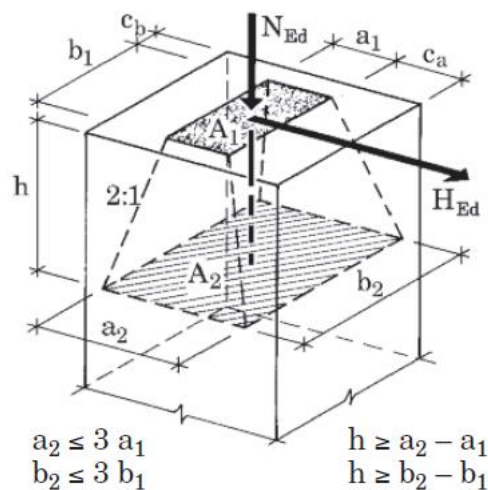
9.1.1 Sentrisk last

«I en søyle med sentrisk aksiallast i x-retning, vil spenningene søke å nærme seg en konstant verdi: $\sigma_x = N/A$ » (Betongelementforeningen, 2012, p. 194). Dette stemmer overens med definisjonen av en D-region og St. Venants prinsipp som er omtalt i *kapittel 2.1.1*. I *Figur 9-3* er spenningsforløpet vist for en kvadratisk søyle. Strekkreftene som opptrer på tvers av trykkreftene er spaltestrekk.



Figur 9-3: Forløp av hovedspenninger ved konsentrert last (Betongelementforeningen, 2012, p. 194)

Det er viktig å kontrollere strekkraftene for både kort- og langsiden når belastningsflaten ikke er kvadratisk. Et slikt tilfelle er vist i Figur 9-4. Nødvendig armering finnes ved hjelp av formel (9-2) og (9-3) (Betongelementforeningen, 2013, p. 159). Eventuell horisontalkraft adderes direkte inn i spaltekraften.



Figur 9-4: Lastfordeling ved rektangulært opplager (Betongelementforeningen, 2013, p. 159).

$$A_{sa} = 0,25 \frac{N_{Ed}}{f'_{yd}} \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right) + \frac{H_{Ed}}{f'_{yd}} \quad (9-2)$$

$$A_{sb} = 0,25 \frac{N_{Ed}}{f'_{yd}} \left(1 - \frac{b_1}{b_2}\right) \quad (9-3)$$

f'_{yd} = Gjennomsnittlig dimensjonerende armeringsspenning oppgitt i Tabell C 6.5. (Betongelementforeningen, 2013, p. 124).

I denne rapporten er det valgt å benytte f_{yd} i ULS og EK2 tabell 7.2N eller 7.3N i SLS.

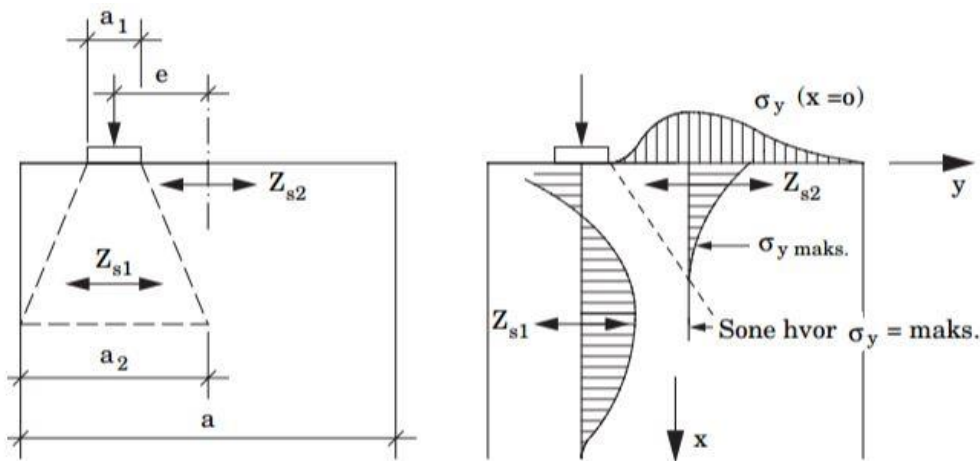
Formlene er identiske med formelene oppgitt for kontroll av spaltestrekkrefter i EK2 pkt. 6.5.3(3). Kontroll av stavmodellen gjøres etter EK2 eller *formel (9-2) og (9-3)*.

Hjørnene er ikke spenningsløse, det vil her oppstå avskallingspenninger som illustrert til høyre på *Figur 9-3*. Hjørnene har ingenting å si for bæreevnen og kan fjernes. Dersom hjørnene ikke fjernes må en armere for avskallingspenningene.

9.1.2 Eksentrisk last

Ved eksentrisk last eller påføring av to laster vil det oppstå randstrekk (Z_{s2}). Dette er vist i *Figur 9-5*. *Formel (9-4)* benyttes for spaltestrekkraft og er lik for eksentrisk- og sentrisk last. *Formel (9-5)* benyttes for randstrekk dersom konstruksjonen har én eksentrisk last. Har konstruksjonen to eksentriske laster benyttes *formel (9-6)* (Betongelementforeningen, 2012, p. 196).

Nevnte formler fungerer som kontroll av stavmodellene etablert for D-region D, E og F.



Figur 9-5: Spalte- og randstrekk for eksentrisk last (Betongelementforeningen, 2012, p. 196).

$$Z_{s1} = 0,25N \left(1 - \frac{a_1}{a_2} \right) + H \quad (9-4)$$

$$Z_{s2} = \frac{0,015N}{1 - \sqrt{\frac{2e}{a}}} \geq 0,02N \quad (9-5)$$

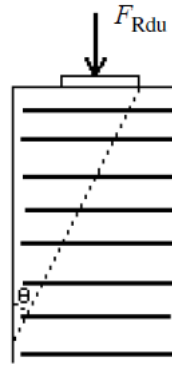
$$Z_{s2} = \frac{0,03N}{1 - \sqrt{\frac{2e}{a}}} \geq 0,02N \quad (9-6)$$

9.2 Minimumsarmering

Dette er ikke en komplett oversikt for minimumsarmering. Minimumsarmering er kun presentert for kant-utglidning, søyle og vegg.

9.2.1 Kant-utglidning

EK2-2 pkt. J.104.1 sier at opplagre i bruer bør dimensjoneres etter EK2 pkt. 6.5 og 6.7. For å hindre kant-utglidning bør tverrarmring fordeles jevnt fram til trykkreftene er tilstrekkelig fordelt. Distansen kan finnes ved å trekke en linje med vinkel $\theta = 30^\circ$ fra betongrand til opplagerkant. Dette er illustrert på *Figur 9-6*.



Figur 9-6: Fordeling av tverrarmering for å hindre kant-utglidning (Standard Norge, 2010, p. 60).

EK2-2 gir *formel (9-7)* for nødvendig armering. Det står ikke spesifisert om formelen er for ULS eller SLS, men det er fornuftig å kontrollere begge.

$$A_r \geq \frac{F_{Rdu}}{2f_{yd}} \quad (9-7)$$

A_r = Nødvendig armering for å hindre kant-utglidning.

F_{Rdu} = Maksimal tillatte trykkraft på opplager.

Det er ikke spesifisert i EK2-2 at armering for kant-utglidning er minimumsarmering. Det antas likevel at armering mot kant-utglidning ikke kommer i tillegg til annen armering. Punktet om kant-utglidning er for øvrig en del av tillegg J som er et informativt tillegg i EK2-2.

9.2.2 Søyle

Minimumsarmering for søyler er oppgitt i form av lengdearmring i EK2 pkt. 9.5.2. Når det gjelder tverrarmering finnes det ingen krav til minimumsarmering. Det anbefales likevel å legge inn minimum tverrarmering tilsvarende for en bjelke gitt i EK2 pkt. 9.2.2(5) (Hendy & Smith, 2007, pp. 282-284).

Selv om EK2 ikke direkte stiller krav til minimum tverrarmering stilles noen andre krav til armering. Pkt. 9.5.3(1) sier at tverrarmeringens diameter ikke bør være mindre enn 6 mm eller en fjerdedel av største diameter i lengderetning. Den største verdien av de to velges. Pkt. NA.9.5.3(3) sier at største senteravstand mellom tverrarmering settes lik den minste av:

- 15 ganger diameteren av minste lengdearmeringsstang
- Søylen minste tverrsnittsdimensjon
- 400 mm

Senteravstanden reduseres med en faktor på 0,6 i søyleendene der tverrarmering bør ligge tettere.

9.2.3 Vegg

Vertikalarmering

Minste armeringsareal $A_{s,vmin}$ settes lik $0,002A_c$ etter pkt. NA.9.6.2 i EK2. Halvparten av armeringsarealet legges på hver side av veggen dersom minste armeringsareal er bestemmende. Senteravstanden mellom vertikalarmeringen bør ikke være større enn den minste av tre ganger veggtykkelsen eller 400 mm.

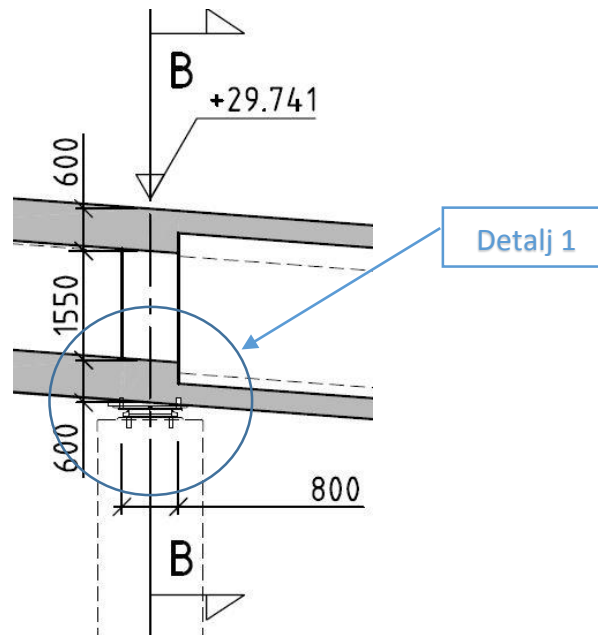
Horisontalarmering

Horisontalarmering legges på begge sider parallelt med veggens flater. Senteravstanden mellom armeringen bør ikke overskride 400 mm. Minimum horisontalarmering er i EK2 pkt. NA.9.6.3 den største av 25 % av $A_{s,vmin}$ eller $0,3A_c f_{ctm}/f_{yk}$.

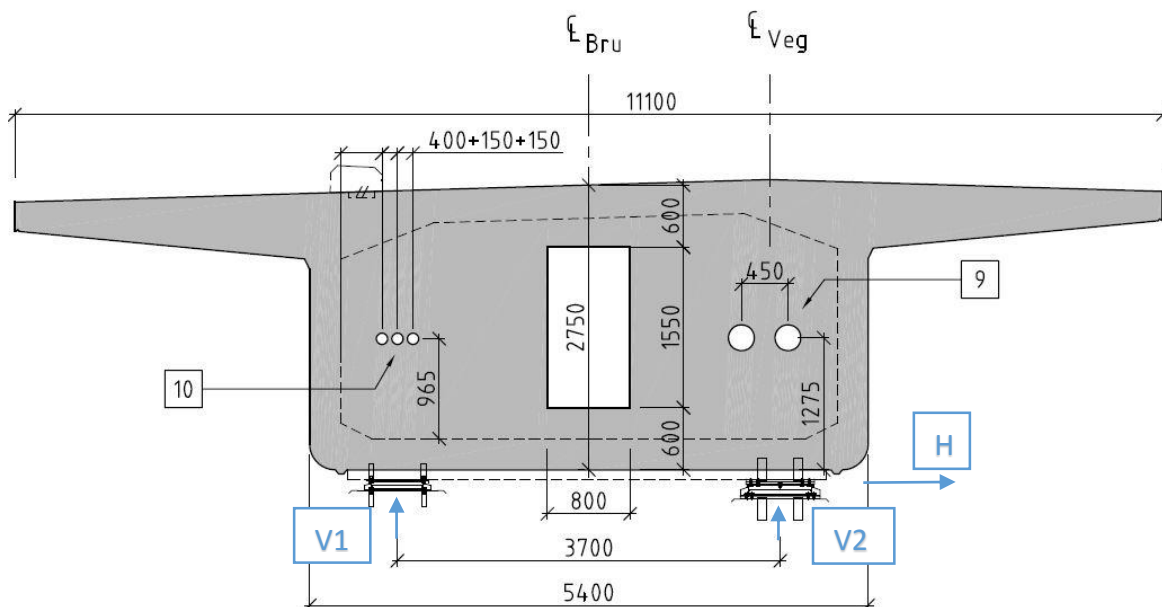
10 D-region D - Tverrbærere

10.1 Beskrivelse

D-regionen befinner seg i akse 4, se *Figur 4-1*. Geometrien er beskrevet i *Figur 10-1* og *Figur 10-2*. D-regionen befinner seg i en tverrbærer og påførte laster kommer fra opplagre. Karakteristisk betongtrykkfasthet på 45 N/mm^2 er benyttet som nevnt i *kapittel 4.1*. Spenningskravene til armering i SLS er hentet fra tabell 7.2N eller 7.3N i EK2 og vil variere etter kamdiameter eller senteravstand. Beregningene for dette kapittelet finnes i *vedlegg E*.



Figur 10-1: Oppriss av tverrbærer. Fra tegning K322-C (Statens vegvesen, 2013/2014)



Figur 10-2: Snitt B av. Fra tegning K322-C (Statens vegvesen, 2013/2014).

10.1.1 Krefter i opplagre

Kreftene i *Tabell 10-1* og *Tabell 10-2* er gitt av SVV og er hentet fra bruens globalanalyse. N er aksialkraft som fordeles likt i de to lagrene. M er moment i bruens tverretning og fordeles som strekk/trykk i lagre. H er horisontalkraft som føres inn i det lagret som er sideveis fastholdt. Horisontalkraften er antatt å virke både i bruens tverr- og lengderetning. $V1$ og $V2$ er vertikale krefter i opplagrene. Kreftene er illustrert på *Figur 10-2*. Hvilket lager som er sideveis fastholdt kommer ikke klart fram av tegningsgrunnlaget, men er antatt å være høyre opplager. I tabellene utgjør rad 1 lasttilfelle 1, rad 2 lasttilfelle 2, og rad 3 lasttilfelle 3.

N	H	M	$V1 = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,7}$	$V2 = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,7}$	H
-17 098 kN	48 kN	4 135 kN	9 667 kN	7 431 kN	48 kN
-7 723 kN	1 409 kN	-2 358 kN	4 499 kN	3 224 kN	1 409 kN
-10 969 kN	-528 kN	9 167 kN	7 962 kN	3 007 kN	-528 kN

Tabell 10-1: Krefter i akse 4 – ULS-STR. Refererer til NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, Tabell NA.A2.4(B).

N	H	M	$V1 = \frac{N}{2} + \frac{M}{3,7}$	$V2 = \frac{N}{2} - \frac{M}{3,7}$	H
-9 744 kN	7 kN	613 kN	5 038 kN	4 706 kN	7 kN
-7 538 kN	-528 kN	884 kN	4 008 kN	3 530 kN	-528 kN
-7 538 kN	456 kN	-1 453 kN	4 162 kN	3 376 kN	456 kN

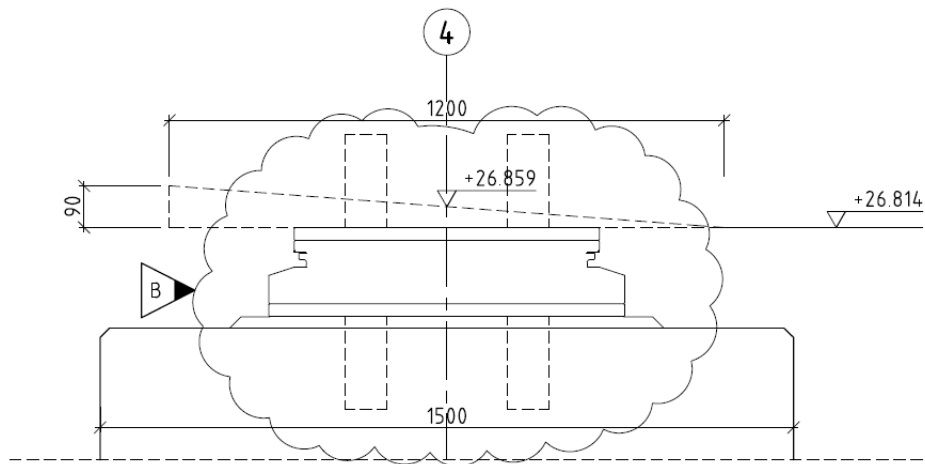
Tabell 10-2: Krefter i akse 4 – SLS-OFTE. Refererer til NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, Tabell NA.A2.6. Kombinasjon: Ofte forekommende.

Det finnes tre ulike lastkombinasjoner for ULS og SLS. Knutepunktene i stavmodellene kontrolleres med ULS-last. Armering beregnes i ULS og SLS, tilstanden med høyest verdi er dimensjonerende.

10.2 Kontroll av lokal knusing

På bruene er det stigning i lengderetning. Konsekvensen er at undergurt/tverrbærer står skrått på opplagret som vist i *Figur 10-3*. Det er likevel full kontakt mellom undergurt/tverrbærer og søyletopp grunnet understøp med ekspanderende mørtel.

Opplagerets utbredelse er målt til 650 mm X 650 mm. Tilhørende fordelingsflate er 800 mm X 800 mm. Kontroll av lokal knusing er utført etter EK2 pkt. 6.7 beskrevet i *kapittel 9.1* og gir en kapasitet på 13260 kN. Kapasiteten er større enn opptredende krefter gitt i *Tabell 10-1* og lokal knusing vil ikke forekomme. Beregningene er vist i *vedlegg E.1*.



Figur 10-3: Detalj 1 fra Figur 10-1 viser opplager under tverrbærer. Fra tegning K241-B (Statens vegvesen, 2013/2014).

De fire lagerboltene som er vist på *Figur 10-3* bør kontrolleres etter tekniske standarder, men det er ikke gjort.

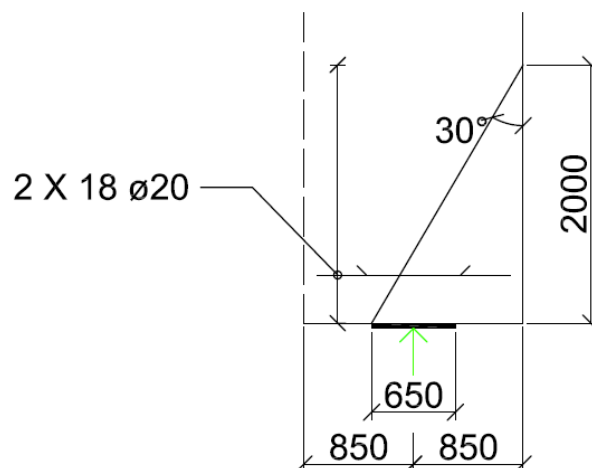
10.3 Minimumsarmering

Minimumsarmering er beregnet etter EK2 og EK2-2, og finnes i *vedlegg E.2*. Vertikal og horisontal minimumsarmering er nødvendig for å begrense riss og sikre tilstrekkelig duktilitet.

10.3.1 Kant-utglidning

Kant-utglidning er beregnet etter EK2-2 tillegg J. Teorien bak dette er nærmere beskrevet i *kapittel 9.2.1*. Nødvendig armering er 11120 mm^2 , som tilsvarer $2 \times 18 \text{ } \varnothing 20$. Armeringen fordeles over 2000 mm i vertikal retning som vist på *Figur 10-4*. Nødvendig armering er beregnet i ULS og SLS. Senteravstanden i SLS er valgt til 150 mm og tillatt armeringsspenning 280 N/mm^2 etter EK2 tabell 7.3N. ULS er dimensjonerende for kant-utglidning.

Armeringen kommer ikke i tillegg til spaltstrekkarmering og annen horisontalarmering. Under oppsummeringen i *kapittel 10.7.5* vil horisontalarmeringen fra de ulike modellene summeres opp. Nødvendigheten av armering mot kant-utglidning vurderes da.



Figur 10-4: Nødvendig armering for å hindre kant-utglidning.

10.3.2 Vegg

Krav til minimumsarmering i vegg er beskrevet i *kapittel 9.2.3*.

Vertikalarmering

Minimum vertikalarmering er 8640 mm^2 . Armeringen fordeles over hele tverrbærerens bredde på 5400 mm . Det tilsvarer $\emptyset 16c245$ på hver side av veggen.

Horisontalarmering

Minimum horisontalarmering er 5016 mm^2 . Armeringen fordeles over hele tverrbærerens høyde på 2750 mm . Det tilsvarer $\emptyset 16c210$ på hver side av veggen.

10.4 Horisontal spaltestrekk

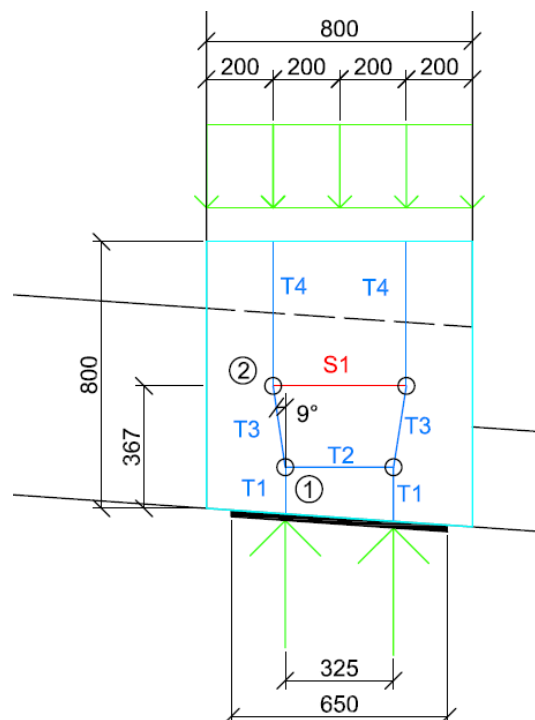
Lik armeringsmengde valgt for begge opplagre. Aksialkraften er størst i *V1*, men *V2* har i tillegg en horisontalkraft. For å finne dimensjonerende opplager må begge kontrolleres. Det benyttes tre lasttilfeller for ULS og SLS i hvert opplager etter *Tabell 10-1* og *Tabell 10-2*.

Det er kun dimensjonerende resultater i ULS og SLS som er presentert. I tillegg til modell 1 (spaltestrekk i lengderetning) og modell 2 (spaltestrekk i tverretning) utføres kontroll etter EK2 pkt. 6.5.3(3).

10.4.1 Modell 1

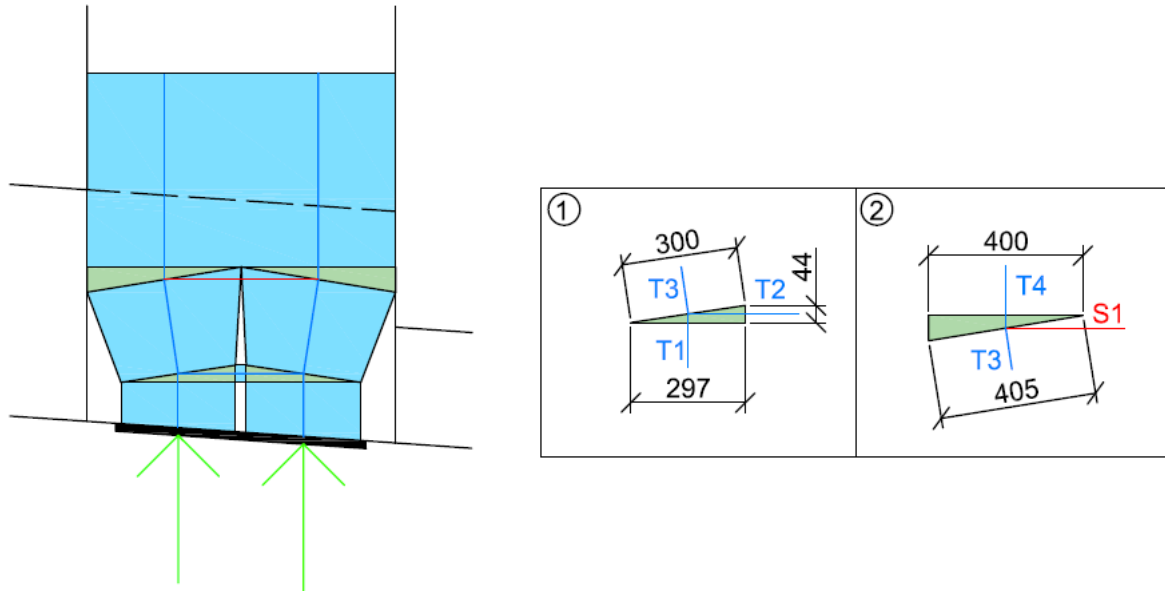
Stavmodell for horisontal spaltestrekk i lengderetning er vist i *Figur 10-5*. Bredden på opplagerplaten er 650 mm og bredden på tverrbæreren er 800 mm . Tykkelsen til D-regionen er 800 mm . Større tykkelse kunne vært valgt, men 800 mm samsvarer med tykkelsen for modell 2.

Åpningsvinkelen er valgt til 9° for å løfte spaltestrekkraften opp i konstruksjonen. Stor vinkel mellom *T3* og *S1* bidrar til god kompatibilitet.



Figur 10-5: Horisontal modell 1.

I Figur 10-6 er knutepunktene tegnet og målsatt. For knutepunkt 1 må trykkspenningskapasiteten økes med 10 %. Det er gjort etter EK2 pkt. 6.5.4(5) siden vinklene mellom alle strekk- og trykkstaver er større enn 55° . Et alternativ til å øke trykkspenningskapasiteten er større tykkelse for D-regionen. Trykkfeltutbredelsen er også vist i figuren. D-regionen er godt utnyttet for trykkspenninger.



Figur 10-6: Trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer for modell 1.

I Tabell 10-3 er maksimal opptredende trykkspenning og trykkspenningskrav for knutepunktene gitt. Spenningskravene er beregnet etter EK2 pkt. 6.5.4, men er noe forskjellig fra de tre foregående D-regionene. Det er i hovedsak to årsaker til ulikheten:

- Det er ingen lokal sone og knutepunkt 1 kan ikke antas å ha treaksial trykktilstand.
- Trykkfastheten 45 N/mm^2 benyttes i stedet for midlere trykkfasthet på 32 N/mm^2 .

Begge knutepunktene er innenfor spenningskravene. Knutepunkt kontroll og beregning av nødvendig armering er vist i vedlegg E.3.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning	Spenningskrav
	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right]$
1	21,75	23,00
2	15,11	17,77

Tabell 10-3: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 1.

Tabell 10-4 viser spaltestrekraft og nødvendig armering. Horisontalkraften er addert direkte til spaltestrekraften i lasttilfellene hvor den opptrer. Strekkraften i ULS er omtrent dobbelt så stor som i SLS. ULS er dimensjonerende selv om spenningskravet på 240 N/mm^2 etter EK2 tabell 7.2N er benyttet i SLS. Høyeste verdi for S1 oppstår i lasttilfellet med størst horisontalkraft. Horisontalkraften utgjør mye når åpningsvinkel på kun 9° benyttes. Liten åpningsvinkel gir liten spaltestrekraft i stavmodellen.

Stav	Strekraft [kN]	Nødvendig armering [mm ²]	Antall ø16
S1 (SLS)	808	3365	2 X 9 stk
S1 (ULS)	1664	3828	2 X 10 stk

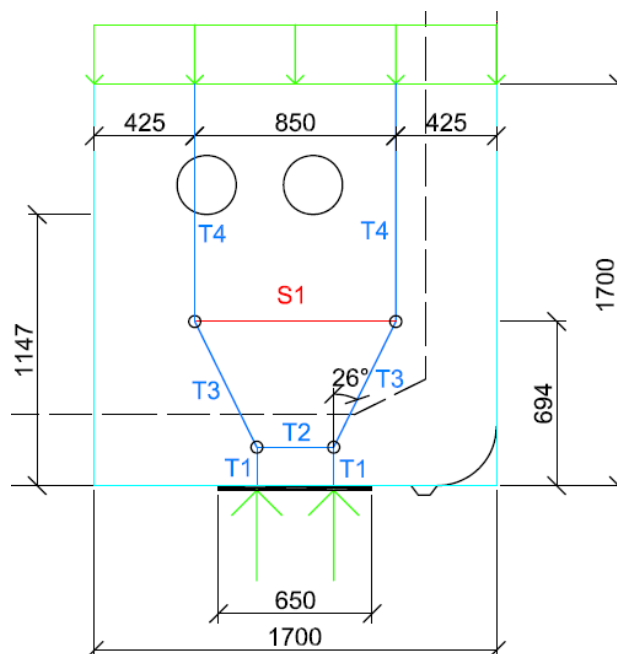
Tabell 10-4: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 1.

10.4.2 Modell 2

Stavmodellen for horisontal spaltestrek i tverretning er vist i *Figur 10-7*. Bredden på opplagerplaten er 650 mm og D-regionen er 1700 mm. Bredden på D-regionen er større enn for modell 1. Tykkelsen er satt lik tverrbæreren, 800 mm.

Det er benyttet en åpningsvinkel på 26° (Betongelementforeningen, 2012, p. 199).

Spaltestrekraften opptrer 327 mm høyere opp enn for modell 1. Med spaltestrekraften i samme avstand fra opplager må åpningsvinkelen for modell 2 være meget stor.



Figur 10-7: Horisontal modell 2.

I *Tabell 10-5* vises spaltestrekraft og nødvendig armering. SLS og ULS kommer relativt likt ut i armeringsmengde, men ULS er dimensjonerende. SLS er beregnet med armeringsspenningen 280 N/mm² for senteravstand 150 mm etter EK2 tabell 7.3N. Knutepunktene i stavmodellen tilfredsstiller spenningskravene etter EK2 pkt. 6.5.4. Knutepunktkontroll og nødvendig armering er beregnet i *vedlegg E.4*.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering [mm ²]	Antall ø20
S1 (SLS)	1389	4960	2 X 8 stk
S1 (ULS)	2357	5422	2 X 9 stk

Tabell 10-5: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 2.

Armeringsmengden er høyere for modell 2 enn for 1. I hovedsak skyldes det større bredde på D-regionen. Dette fører til økt lastspredning og større åpningsvinkel.

10.4.3 Beregninger etter EK2

I Tabell 10-6 er spaltestrekkrefter og nødvendig armering gitt for modell 1 og 2.

Beregningene er utført etter EK2 pkt. 6.5.3(3) og er identisk for de to modellene med unntak av bredden og armeringsspenningen i SLS. Bredden er 800 mm for modell 1 og 1700 mm for modell 2. Breddene har mye å si for spaltestrekkraften og tilhørende armeringsmengde. Beregninger er gjort for alle lasttilfeller og vist i vedlegg E.5.

Lengderetning (modell 1)			Tverretning (modell 2)		
	Strekraft [kN]	Armering [mm ²]		Strekraft [kN]	Armering [mm ²]
SLS	693	2889	SLS	1073	3832
ULS	1560	3588	ULS	1907	4386

Tabell 10-6: Beregning av spaltestrekk og tilhørende armering i ULS og SLS.

ULS er dimensjonerende i begge retninger etter EK2. Det er god overenstemmelse mellom modell 1 og EK2. I bruens tverretning er det noe større forskjell mellom modell 2 og EK2.

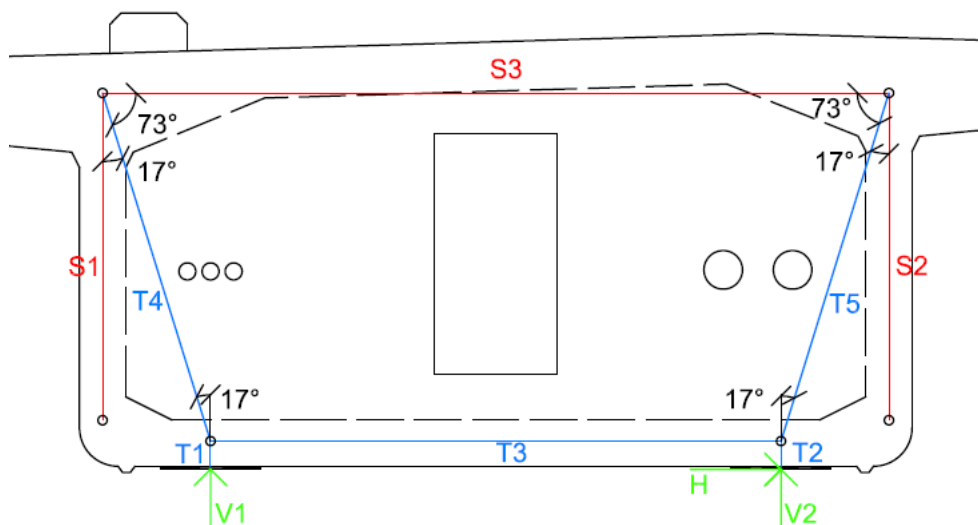
10.5 Krefter i hele tverrsnittet

Det er etablert fire stavmodeller for tverrbæreren. Modellene inkluderer:

- Opphengskrefter
- Horisontalkrefter over utsparing
- Horisontalkrefter fra steg og inn i tverrbærer
- Randstrekk i underkant

10.5.1 Modell 1

I modell 1 inngår opphengskrefter og horisontalkrefter over utsparing. Opphengskrefter er skjærkrefter i stegene. Skjærkreftene virker i nedre del av stegene og ved hjelp av armering «henges» kreftene opp til øvre del. Herfra føres kreftene ned i opplagene som trykk. Kraftene er illustrert på Figur 10-8 hvor S1 og S2 representerer opphengskreftene. T4 og T5 representerer trykkreftene som føres ned i lagrene. Horisontalkraften over utsparingen er S3. For å oppnå likevekt i stavmodellen må trykkstaven T3 innføres mellom opplagene.



Figur 10-8: Krefter i hele tverrsnittet for modell 1.

Minste vinkel mellom strekk- og trykkstav er 17° . Liten vinkel gjør at kompatibiliteten ikke er optimal. Det er vanskelig å få endret vinkelen da geometrien er fastlagt. Siden ULS er dimensjonerende vil kompatibiliteten være mindre kritisk.

Som omtalt i *kapittel 10.1.1* er det ulike krefter i de to opplagrene. Da modellen er symmetrisk kan kun ett lager inngå i beregningene for å oppnå likevekt. Konsekvensen er seks lasttilfeller i ULS og seks i SLS. Av de seks lasttilfellene er det tre i hvert lager. Lastkombinasjonen som gir størst strekkraft er valgt for begge opplagre.

Ved kontroll av trykkapasitet og knutepunkter er noen forenklinger gjort. I stedet for å regne gjennom alle seks lasttilfellene er knutepunktene kontrollert med maksimale stavkrefter, uavhengig av lasttilfellet de tilhører. Det er konservativt, men trykkspenningskapasiteten i knutepunktene er tilstrekkelig. Beregninger av knutepunkt og nødvendig armering er vist i *vedlegg E.6*.

I *Tabell 10-7* er største verdier markert med grønt. ULS er dimensjonerende. Det kreves mye armering, men det er naturlig da alle skjærkreftene i stegene skal tas opp. Lange spenn medfører store skjærkrefter ved opplagrene. Armering i stegene fordeles over et større området enn tverrbærerens tykkelse på 800 mm, slik at plassmangel ikke er et problem.

I SLS er *S1* og *S2* beregnet med armeringsspenningen 280 N/mm^2 for senteravstand 150 mm etter EK2 tabell 7.3N. *S3* er beregnet med en armeringsspenning på 360 N/mm^2 for senteravstand 50 mm etter EK2 tabell 7.3N.

I ULS-lasttilfelle 2 oppstår en strekkraft på 423 kN i *T3* som det må armeres for. Knutepunktet er fortsatt i likevekt grunnet horisontallasten. Trykkspenningskapasiteten til knutepunktet reduseres noe, men er fortsatt tilstrekkelig.

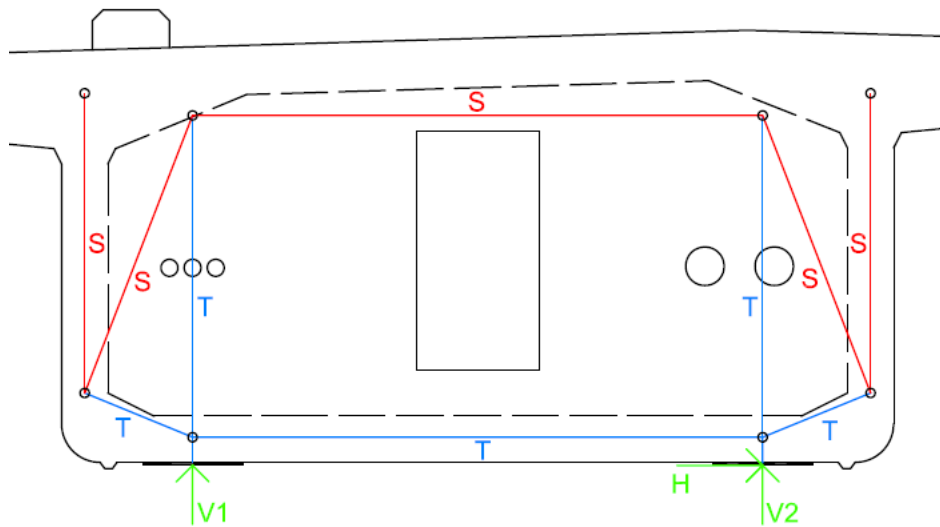
I undergurten bør 1/3 av armeringen i bruplatten legges inn (fib, 2011, pp. 25-29). Dette tilsvarer 2266 mm^2 . Tilfellet der *T3* opptrer med strekk har lavere verdi.

Stav	Strekkraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering [mm^2]	Armering
S1/S2 (SLS)	5038	17990	2 X 19 ϕ 25
S1/S2 (ULS)	9667	22234	2 X 23 ϕ 25
S3 (SLS)	1540	4279	2 X 7 ϕ 20
S3 (ULS)	2955	6798	2 X 11 ϕ 20
T3 (ULS)	423	973	4 ϕ 20
1/3 X S3 (ULS)	-	2266	8 ϕ 20

Tabell 10-7: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 1.

10.5.2 Modell 2

Modell 2 er inspirert av en eksisterende modell (Schlaich, et al., 1987, p. 133). Modellen er relativt lik modell 1, men har en skrå strekkraft i tillegg. Modellen vises i *Figur 10-9*.



Figur 10-9: Krefter i hele tverrsnittet for modell 2.

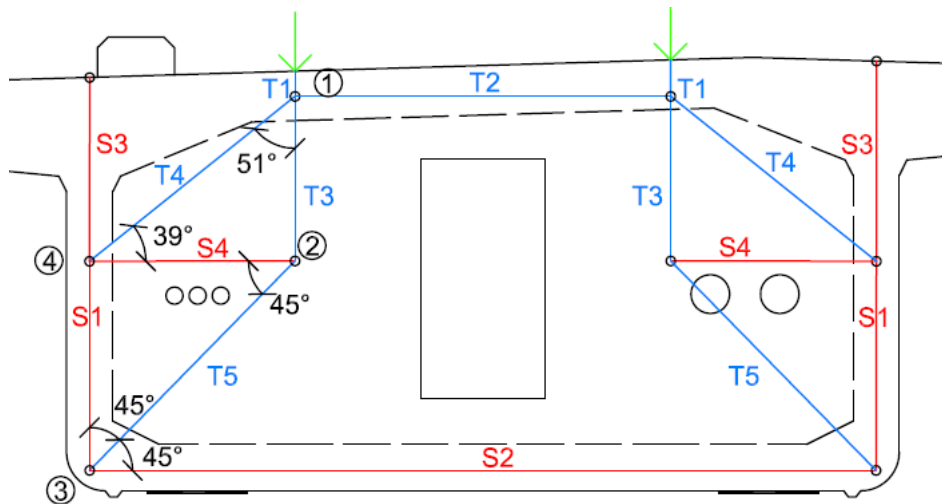
Modell 2 er ikke beregnet. Årsaken er at den anses å være dårligere enn modell 1 fordi:

- Modell 2 har skrå strekkraft. Skrå armering er lite hensiktsmessig.
- Modell 2 består av flere strekkstaver enn modell 1. Sannsynligvis er også total armeringsmengde større. Større armeringsmengde er etter *kapittel 2.2.4* negativt.
- To av trykkstavene går rett gjennom utsparinger for elektro/rør.
- I flere av knutepunktene er det to strekkstaver som må forankres. Dette fører til lavere knutepunktkapasitet. Ved begrenset plass kan trykkapasiteten i knutepunktene bli kritisk.
- Det er flere små vinkler i modellen, som kan føre til inkompatibilitet.

Modell 2 er ingen optimal modell for denne D-regionen. Modellen er trolig bedre for tverrsnitt der stegene er skråstilt.

10.5.3 Modell 3

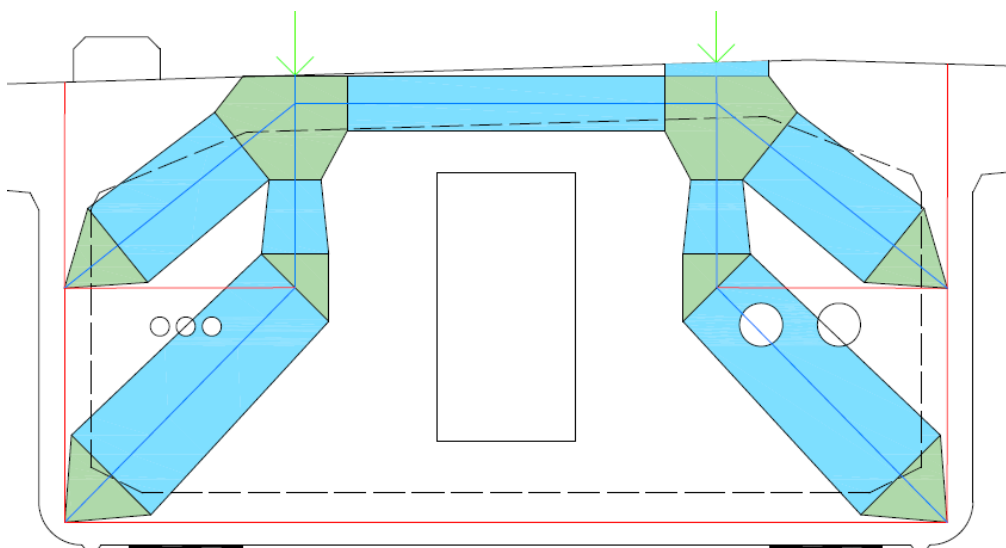
Modellen inkluderer opphengskrefter for skjærkrefter i steg, horisontalkrefter fra steg og inn i tverrbærer og randstrekk i underkant (fib, 2011, pp. 147-149). Modellen er i hovedsak etablert for å finne horisontalkreftene fra steg og inn i tverrbærer. Lastsituasjonen er noe forenklet, kun største vertikallast er benyttet. Horisontallasten er neglisjert. Systemet påføres 9667 kN i ULS og 5038 kN i SLS. Stavmodellen er illustrert i *Figur 10-10*.



Figur 10-10: Krefter i hele tverrsnittet for modell 3.

$S1$ og $S3$ representerer opphengskreftene i tverrsnittet. De to staven får ulike krefter grunnet $T4$ og $S4$, men lik armering legges inn i hele steget. $S3$ er lik opphengskreftene omtalt i *kapittel 10.5.1*. Da kun $S3$ og $T1$ er kjent i modellen er det problematisk å regne ut de resterende stavkreftene grunnet for mange ukjente. Løsningen er å benytte iterasjon for å regne ut stavkreftene.

$S4$ representerer horisontalkreftene fra steg og inn i tverrbæreren. Den er tenkt å opptre midt i konstruksjonen. Stavmodellens vinkler avhenger av plasseringen til $S4$. $S2$ er randstrekk i tverrbærerens underkant. Plasseringen av $T5$ er ikke optimal da tilhørende trykkfelt går gjennom utsparingene for rør/elektro som illustrert i *Figur 10-11*. Dette kan løses ved å utvide trykkfeltet, noe det er god plass til. Vinklene mellom stavene er store, minste vinkel er 39° . Dette sikrer kompatibiliteten i modellen.



Figur 10-11: Trykkfeltutbredelse for modell 3.

I *Tabell 10-8* er maksimal opptredende spenning i knutepunktene og tilhørende spenningskrav vist. Alle knutepunktene er innenfor spenningskravene. Knutepunkt 1 er maksimalt utnyttet med hensyn til plass. Dette vises i *Figur 10-11*. Beregninger av knutepunkt og nødvendig armering er vist i *vedlegg E.7*.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning	Spenningskrav
	$\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	$\left[\frac{N}{mm^2}\right]$
1	20,87	20,91
2	17,17	17,77
3	14,53	15,68
4	15,62	15,68

Tabell 10-8: Maksimale spenninger i knutepunkt for modell 3.

I *Tabell 10-9* er strekkrefter og nødvendig armering gitt. Opphengskreftene er like i modell 1 og 3, siden de er påført lik last for å sikre likevekt i modellen. I SLS er armeringsspenningen satt til 280 N/mm² for senteravstanden 150 mm etter EK2 tabell 7.3N.

S2 er stor og det kreves 2 X 8 ø32. Til sammenlikning kreves 8 ø20 i modell 1. I SLS er armeringsspenningen 320 N/mm² benyttet for senteravstanden 100 mm etter EK2 tabell 7.3N.

Horisontalkreftene fra steg og inn i tverrbæreren (S4) krever armeringsmengden 12284 mm². Horisontal minimumsarmering i veggen gir total armeringsmengde 5266 mm². Minimumsarmering er ikke tilstrekkelig og armeringsmengden må økes til 12284 mm². Armeringen fra S4 fordeles over hele tverrsnittshøyden (fib, 2011, p. 149). I SLS er armeringsspenningen 280 N/mm² benyttet for senteravstanden 150 mm etter EK2 tabell 7.3N.

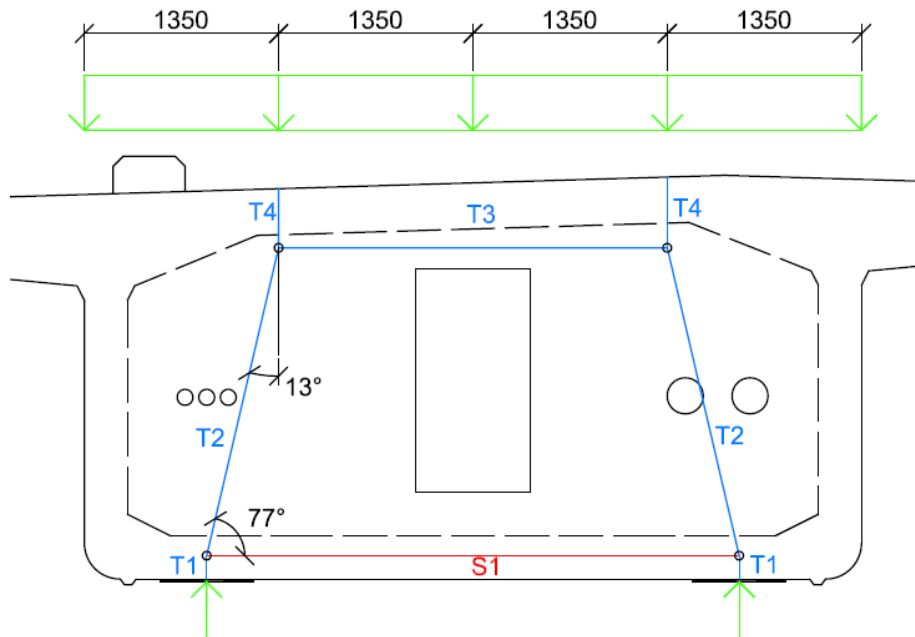
Stav	Strekraft [kN]	Nødvendig armering [mm ²]	Armering
S3 (ULS)	9667	22234	2 X 23 ø25
S1 (ULS)	5342	Samme som S3	Samme som S3
S2 (ULS)	5341	12284	2 X 8 ø32
S4 (ULS)	5341	12284	2 X 20 ø20

Tabell 10-9: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 1.

10.5.4 Modell 4

Modell 4 er en enkel modell og likner tidligere modeller for randstrekk. Åpningvinkelen er relativt stor siden T4 opptrer i fjerdedelspunktene til spenningsblokken og T3 må være over utsparingen, se *Figur 10-12*. En svakhet ved modellen er at trykkstavene går igjennom utsparingene for rør/elektro.

Modellen gir et godt sammenlikningsgrunnlag for randstrekkraften funnet i modell 1 og 3.



Figur 10-12: Krefter i hele tverrsnittet for modell 4.

I *Tabell 10-10* vises randstrekkarmering for modellen. I SLS er *S1* beregnet med armeringsspenningen 320 N/mm^2 for senteravstanden 100 mm etter EK2 tabell 7.3N. ULS er dimensjonerende.

Knutepunktkontroll og nødvendig armering er vist i *vedlegg E.8*.

Stav	Strekraft (SLS) [kN]	Nødvendig armering [mm^2]	Antall $\varnothing 32$
S1 (SLS)	1343	4197	6 stk
S1 (ULS)	2232	5133	7 stk

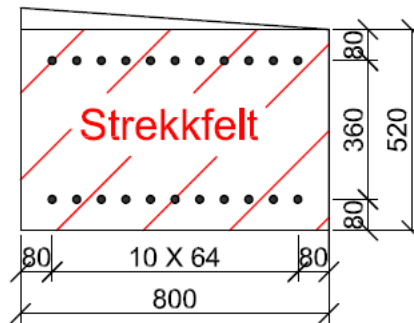
Tabell 10-10: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 4.

10.6 Rissviddekontroll for modell 1

I *kapittel 10.5.1* er horisontalkraft over utsparing beregnet for modell 1. ULS er dimensjonerende, men SLS er kontrollert etter EK2 tabell 7.3N. I dette delkapittelet skal minimumsarmering og rissvidde kontrolleres etter kapittel 7.3 i EK2. Antagelser og tilnærmelser gjort underveis er som for D-region A. Det henvises til *kapittel 6.4* for grundig gjennomgang. Beregningene for rissviddekontroll finnes i *vedlegg E.9*.

10.6.1 Minimumsarmering for begrensning av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Teorien bak beregningene er omtalt i *kapittel 3.2.3*. Nødvendig armering er $2 \times 11 \varnothing 20$ for randstrekk i modell 1. For å beregne minimumsarmering er et strekkfelt etablert der randstrekkraften opptrer. Overdekningen er 70 mm . Senteravstanden mellom stengene er 64 mm . Bredden til strekkfeltet er 800 mm og høyden er antatt å være 520 mm . Strekkfeltet er vist i *Figur 10-13*.



Figur 10-13: Strekkfelt for modell 1 med 2 X 11 $\phi 20c64$.

Nødvendig minimumsarmering er 2854 mm². Opptredende armering i modell 1 er 6912 mm². Kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt.

10.6.2 Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Teorien for beregning av rissvidder er omtalt i *kapittel 3.2.5*. Antagelsen om strekkfelt er den samme som i *kapittel 10.6.1*. Øvrige antagelser er beskrevet for D-region A i *kapittel 6.4.3*.

Beregnet rissvidde for strekkfeltet i *Figur 10-13* er 0,398 mm. Rissvidden er noe større enn kravet på 0,39 mm.

10.7 Oppsummering

10.7.1 Spaltestrekk

Horizontal spaltestrekk i bruens lengde- og tverretning er sammenliknet med EK2 og oppsummert i *Tabell 10-11*. ULS er dimensjonerende.

Modell	Armeringsmengde [mm ²]
Modell 1 (<i>Kapittel 10.4.1</i>)	3828
Modell 1 EK2 (<i>Kapittel 10.4.3</i>)	3588
Modell 2 (<i>Kapittel 10.4.2</i>)	5422
Modell 2 EK2 (<i>Kapittel 10.4.3</i>)	4386

Tabell 10-11: Horisontal spaltestrekkarmering.

Begge modellene korresponderer godt med EK2, stavmodellene gir høyeste verdier. Modell 1 og 2 gir som forventet ulik mengde armering, men det er hensiktsmessig å benytte lik armering for de to horisontale retningene. Antas armeringen fordelt over hele D-regionen krever modell 1 4,79 mm²/mm. For modell 2 bør armeringen fordeles nedenfor trekkerørene. Armeringsmengden er 4,93 mm²/mm med valgt armering. Armeringen i modell 2 har tilstrekkelig tetthet for modell 1.

Nødvendig armering er 2 X 9 $\phi 20$ i begge horisontale retninger. Armeringen fordeles fra opplagrene og opp til trekkerørene.

10.7.2 Randstrekk

I *Tabell 10-12* er randstrekkarmering i underkant presentert for de ulike modellene. I tillegg til modell 1, 3 og 4 er beregninger utført etter *formel (9-6)*. I formelen er følgende verdier benyttet:

- $N = 9667$ kN
- $e = 1850$ mm
- $a = 5400$ mm

Modell/kilde	Armeringsmengde [mm ²]
Modell 1 <i>(Kapittel 10.5.1)</i>	2266
Modell 3 <i>(Kapittel 10.5.3)</i>	12284
Modell 4 <i>(Kapittel 10.5.4)</i>	5133
<i>Formel (9-6)</i> <i>(Kapittel 9.1.2)</i>	3880

Tabell 10-12: Nødvendig randstrekkarmering for D-region D.

Armeringsmengden fra modell 3 er veldig høy og skiller seg ut. Modellen antas konservativ fordi over 50 % av opplagerkraft uttrykkes som randstrekk. Dette oppfattes som usannsynlig. Randstrekkarmeringen er sett vekk fra. Modell 3 er i hovedsak etablert for å finne horisontalarmering fra steg og inn i tverrbærer. Det er mest hensiktsmessig å benytte armeringsmengden 5133 mm² fra modell 4. Valgt armering er 7 ϕ 32.

10.7.3 Opphengskrefter

Nødvendig armering for skjærkrefter i stegene er lik i modell 1 og 3. Nødvendig armering er 22234 mm² som tilsvarer 2 X 23 ϕ 25.

10.7.4 Horisontalkrefter

Nødvendig armering for horisontalkrefter fra steg og inn i tverrbærer er 2 X 21 ϕ 20 etter modell 3. Armeringen fordeles jevnt over hele tverrsnittets høyde. Høyden er 2250 mm og tilsvarer ϕ 20c110 på begge sider. Horisontal minimumsarmering gjør seg ikke gjeldende.

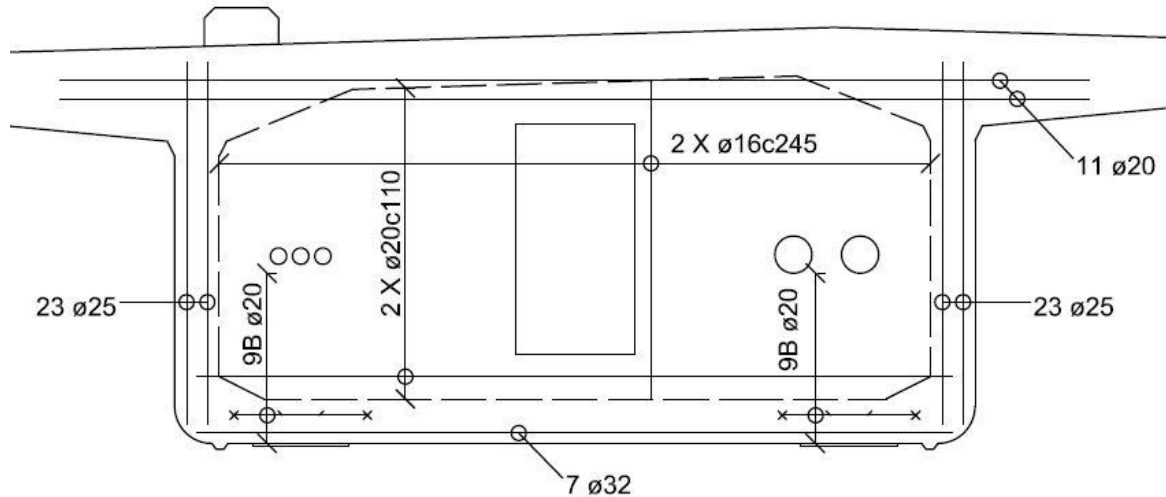
Nødvendig armering for horisontalkrefter over utsparing er 2 X 11 ϕ 20.

10.7.5 Kant-utglidning

I *kapittel 10.3.1* er nødvendig armering mot kant-utglidning beregnet til 11120 mm² fordelt over 2000 mm. Armering for horisontalkrefter fra steg og inn i tverrbærer tilsvarer 11424 mm² over 2000 mm². I tillegg kommer armering for spaltestrekk. Det er ikke nødvendig å armere ekstra for kant-utglidning.

10.7.6 Armeringstegning

Figur 10-14 er en armeringsskisse for tverrbæreren. I tillegg til armering vist på tegning bør det legges inn armering rundt utsparinger. Det er lagt inn vertikal minimumsarmering med stenger 2 X $\phi 16c245$.



Figur 10-14: Armeringsskisse for D-region D.

10.7.7 Rissviddekontroll for modell 1

Minimumsarmering for begrensnig av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Nødvendig minimumsarmering er 2854 mm^2 . Opptredende armering i modell 1 er 6912 mm^2 . Kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt.

Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Rissvidden er beregnet til $0,398 \text{ mm}$. Tillatt rissvidde er $0,39 \text{ mm}$.

I forhold til D-region A og B er rissvidden nærmere tillatt grense. Årsaken er at ULS er dimensjonerende for armeringsberegningene. I D-region A og B er SLS dimensjonerende. Ved kontroll i SLS er armeringsspenningen lavere i D-region D enn for A og B.

11.2 Kontroll av lokal knusing

Kapasiteten til den partielt belastede flaten under opplagret er beregnet etter EK2 pkt. 6.7 i *vedlegg F.1*. Det antas at opptredende vertikalkraft fordeles jevnt over opplagret.

Beregningsmessig fordelingsflate som kreves for å oppta kraften er 1200 mm X 1200 mm, og begrenses av søylens geometri. Kapasiteten mot lokal knusing er 23560 kN. Opptredende krefter gitt i *Tabell 10-1* er mindre en kapasiteten.

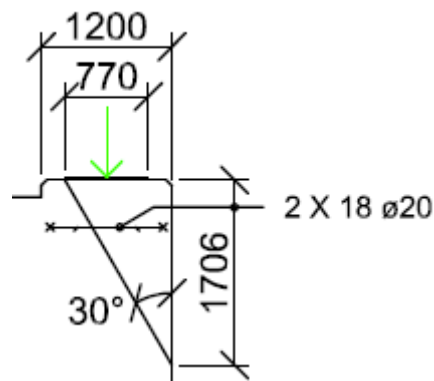
11.3 Minimumsarmering

Minimumsarmering er beregnet etter EK2 og EK2-2. Beregningene er vist i *vedlegg F.2*. Vertikal og horisontal minimumsarmering er nødvendig for å begrense riss og sikre tilstrekkelig duktilitet.

11.3.1 Kant-utglidning

Kant-utglidning er beregnet etter EK2-2 tillegg J. Teorien er beskrevet i *kapittel 9.2.1*.

Nødvendig armering for å hindre kant-utglidning er identisk med tverrbæreren i D-region D. Årsaken er at samme last benyttes. Nødvendig armering er 11120 mm², der ULS er dimensjonerende. 18 bøyer $\varnothing 20$ fordeles over en høyde på 1706 mm som vist i *Figur 11-3*. Armeringen betraktes som minimumsarmering.



Figur 11-3: Nødvendig armeringsutbredelse for å hindre kant-utglidning.

11.3.2 Søyle/vegg

EK2 pkt. 5.3.1(7) definerer konstruksjonen som en vegg da lengden er mindre enn tre ganger tverrsnittshøyden. Konstruksjonsdelen vil videre omtales som søyle, men alle beregninger er gjort etter reglene for vegg.

Vertikalarmering

Vertikalarmering er beregnet etter EK2 pkt. NA.9.6.2. Minimum vertikalarmering er 7350 mm² på hver side av søylen. Det tilsvarer 1,50 mm²/mm.

Horisontalarmering

Horisontalarmering er beregnet etter EK2 pkt. NA.9.6.3. Minimum horisontalarmering er 42200 mm² på hver side av søylen. Det tilsvarer 3,42 mm²/mm.

11.4 Horizontal spaltestrekk

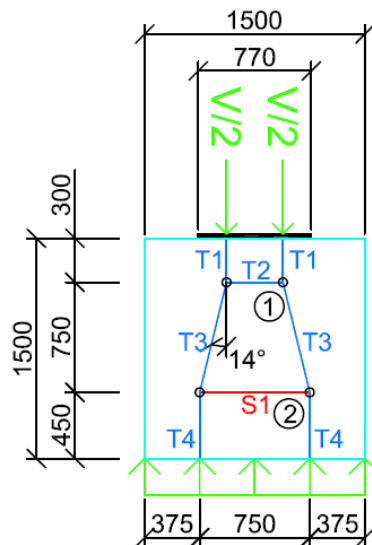
I søyletoppen vil det oppstå spaltestrekk i bruens lengde- og tverretning. Det benyttes tre lasttilfeller i ULS og SLS for hvert opplager. Største aksialkraft opptrer i $V1$. I høyre opplager kombineres aksialkraften $V2$ og horisontalkraften H . Horisontalkraften virker både i lengde- og tverretning. Det antas lik armeringsmengde for begge opplagrene.

Det er kun dimensjonerende resultater i ULS og SLS som er presentert. I tillegg til beregning av spaltestrekk i bruens lengderetning (modell 1) og tverretning (modell 2) er det utført en kontroll etter EK2 pkt. 6.5.3(3).

Spaltestrekkmodellene er inspirert av *Figur 12-5*.

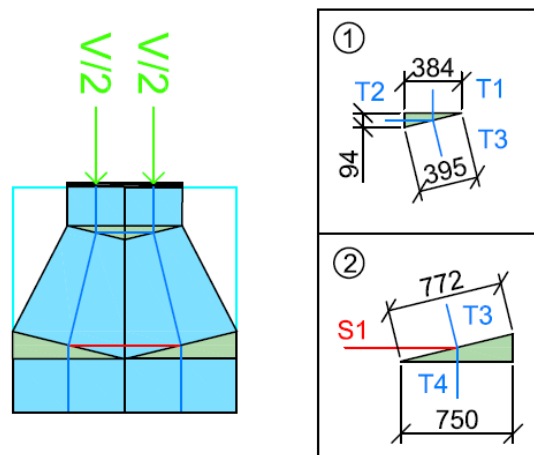
11.4.1 Modell 1

Modellen tar for seg spaltestrekk i lengderetning. Søylebredden er 1500 mm. D-regionens bredde er lik søylens. Lengden settes lik bredden. Tykkelsen er lik konsollens utbredelse, 1200 mm. Konsollen er vist i *Figur 11-2*. D-regionen og stavmodellen er illustrert i *Figur 11-4* og beregningene er vist i *vedlegg F.3*.



Figur 11-4: Horizontal modell 1.

Vertikalkraften overføres til søylen over opplagerbredden 770 mm. Lasten antas jevnt fordelt med to resultanter som opptrer i opplagerplatens fjerdedelspunkter. Når stavene plasseres etter *Figur 12-5* er åpningsvinkelen 14° .



Figur 11-5: Trykkfeltutbredelse og knutepunkt detaljer for modell 1.

Knutepunktkontroll er gjennomført etter EK2 6.5.4. Kontrollen er gjennomført med største opptredende aksialkraft i ULS, $V1 = 9667$ kN. Figur 11-5 viser knutepunkt detaljer og trykkfeltutbredelse når D-regionen er fullt utnyttet. Begge knutepunktene er godt innenfor spenningskravene som vist i Tabell 11-1.

Knutepunkt	Maks opptredende spenning	Spenningskrav
	$\left[\frac{N}{mm^2}\right]$	$\left[\frac{N}{mm^2}\right]$
1	10,68	20,91
2	5,38	17,77

Tabell 11-1: Opptredende trykkspenning og spenningskrav for modell 1.

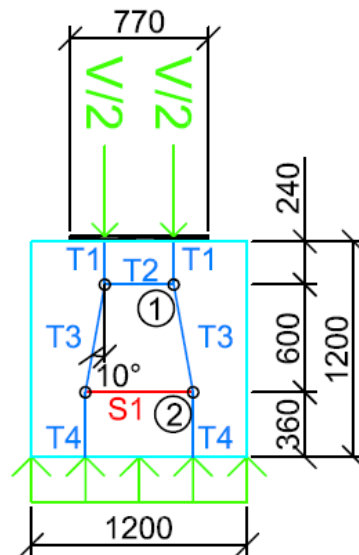
Spaltestrekkrefter med tilhørende armering er vist i Tabell 11-2. Største strekkraft oppstår i lasttilfelle 2 med største horisontalkraft addert direkte inn i spaltestrekkraften. For å unngå rissviddekontroll er SLS dimensjonert med spenningskravet 240 N/mm² etter EK2 Tabell 7.2N. $\varnothing 16$ er valgt som stangdiameter. ULS er dimensjonerende for modell 1.

Stav	Strekkraft [kN]	Nødvendig armering [mm ²]	Antall $\varnothing 16$
S1 (SLS)	968	4034	2 X 10 stk
S1 (ULS)	1811	4165	2 X 11 stk

Tabell 11-2: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 2.

11.4.2 Modell 2

Modellen tar for seg spaltestrekk i søyletoppens tverretning. Søylebredden er 1200 mm. Tykkelsen til D-regionen er 1500 mm. Øvrige antagelser er lik modell 1 i kapittel 11.4.1. D-regionen og stavmodellen er vist i Figur 11-6. Beregningene er vist i vedlegg F.4.



Figur 11-6: Horizontal modell 2.

Åpningsvinkelen er 10° . Mindre vinkel i modell 2 fører til reduksjon i spaltestrekkraften sammenliknet med modell 1.

Knutepunktkontroll er gjennomført etter EK2 6.5.4. Beregningene viser at knutepunktene har tilstrekkelig kapasitet. Spaltestrekkraften og tilhørende armering er vist i *Tabell 11-3*. Lasttilfelle 2 er dimensjonerende som for modell 1. For å unngå rissviddeberegninger er armering i SLS dimensjonert med spenningskravet 240 N/mm^2 etter EK2 Tabell 7.2N. $\phi 16$ er valgt som stangdiameter. ULS er dimensjonerende for modell 2.

Stav	Strekraft [kN]	Nødvendig armering [mm^2]	Antall $\phi 16$
S1 (SLS)	839	3497	2 X 9 stk
S1 (ULS)	1693	3894	2 X 10 stk

Tabell 11-3: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 2.

11.4.3 Beregninger etter EK2

I *Tabell 11-4* er strekkrefter og nødvendig armering presentert for modell 1 og 2.

Beregningene er utført etter EK2 pkt. 6.5.3(3). Modell 1 har bredden 1500 mm og modell 2 1200 mm. Armeringsspenningen 240 N/mm^2 er benyttet ved beregning i SLS med $\phi 16$ etter EK2 tabell 7.2N. Beregningene er vist i *vedlegg F.5*.

Lengderetning (modell 1)			Tverretning (modell 2)		
	Strekraft [kN]	Armering [mm^2]		Strekraft [kN]	Armering [mm^2]
SLS	958	3990	SLS	844	3518
ULS	1801	4143	ULS	1698	3905

Tabell 11-4: Beregning av spaltestrekk og tilhørende armering i ULS og SLS.

Største spaltekrefter er presentert i tabellen. Som for modell 1 og 2 er det gjennomført beregninger for begge opplagre. Lasttilfellet med høyest horisontalkraft gir størst armeringsmengde for ULS og SLS. For begge modellene er ULS dimensjonerende. Beregningene etter EK2 stemmer godt med modell 1 og 2.

S1 er plassert 612 mm fra overkant søyle. Det tilsvarer $0,125b$. Avstanden mellom S1 og T3 er lik $0,5b$. De konsentrerte kreftene overføres til jevnt trykk etter avstanden b . Åpningsvinkelen er 76° .

Knutepunktkontroll er gjennomført etter EK2 pkt. 6.5.4 med største opptredende aksialkraft i ULS, $V1 = 9667$ kN. Stort tverrsnitt gjør at kapasiteten er godt innenfor kravene.

Største randstrekraft og armering er vist i *Tabell 11-5*. I ULS gir lasttilfelle 1 størst armeringsmengde. I SLS gir lasttilfelle 2 størst armeringsmengde. SLS er dimensjonerende med spenningskravet 240 N/mm² etter EK2 Tabell 7.2N. Kamdiameter er valgt til $\phi 16$.

Stav	Strekraft [kN]	Nødvendig armering [mm ²]	Antall $\phi 16$
S1 (SLS)	1408	5867	2 X 15 stk
S1 (ULS)	2410	5544	2 X 14 stk

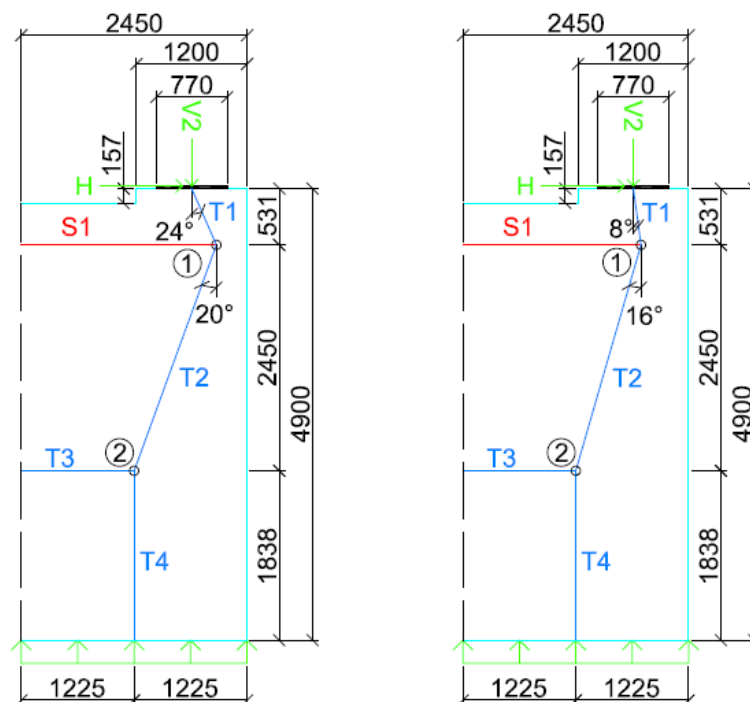
Tabell 11-5: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 1.

Benyttes $\phi 12$ i stedet for $\phi 16$ er ULS dimensjonerende.

11.5.2 Modell 2

I Modell 2 er horisontalkraften inkludert i stavmodellen. Nytt for modellen er at T1 får en åpningsvinkel grunnet horisontallasten. Åpningsvinkelen til T1 påvirker T2. Utover dette er modell 2 identisk med modell 1.

Åpningsvinkelen til T1 er avhengig av størrelsene på V og H . Det gir ulike stavmodeller i ULS og SLS. Lastsituasjon 2 er dimensjonerende i ULS og gir åpningsvinkelen 24° . I SLS er lastsituasjon 3 dimensjonerende med vinkelen 8° . Stavmodellene er vist i *Figur 11-9* og beregningene i *vedlegg F.7*.



Figur 11-9: Randstrek modell 2.

Til venstre: Stavmodell i ULS.

Til høyre: Stavmodell i SLS.

Det er ikke foretatt knutepunktkontroll for modell 2 siden modell 1 tilfredsstiller alle krav med god margin. Største strekkraft og nødvendig armering er vist i *Tabell 11-6*. SLS er dimensjonerende da beregninger er gjort med armeringsspenningen 240 N/mm^2 for $\phi 16$ etter EK2 tabell 7.2N.

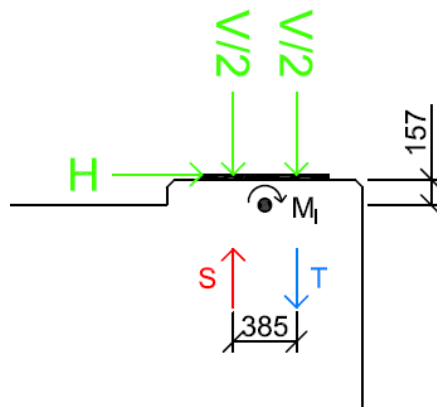
Stav	Strekkraft [kN]	Nødvendig armering [mm^2]	Antall $\phi 16$
S1 (SLS)	1548	6449	2 X 16 stk
S1 (ULS)	2584	5943	2 X 15 stk

Tabell 11-6: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 2.

Resultatene for modell 1 og 2 er tilnærmet like, men modell 2 gir noe mer armering.

11.6 Moment i konsoll

Opphøyningen ved opplagret sees på som en konsoll med lengde 157 mm. Horisontalkraften i opplagret skaper et innspenningsmoment i overgangen mellom søyletopp og konsoll. Det er illustrert for ULS i *Figur 11-10*. Innspenningsmomentet overføres til søylen med en strekk- og trykkresultant. Avstanden mellom resultatene er 385 mm, tilsvarende opplagerets fjerdedelspunkter. Største horisontallaster opptrer i lastsituasjon 2 med 1409 kN i ULS (vekk fra søylens senter) og 528 kN i SLS (mot søylens senter). Beregningene er vist i *vedlegg F.8*.



Figur 11-10: Innspenningsmoment (M_1) i overgangen søyletopp og konsoll på grunn av horisontalkraft i ULS.

Størst strekkraft og nødvendig armering er vist i *Tabell 11-7*. SLS er beregnet med armeringsspenningen 240 N/mm^2 for $\phi 16$ etter EK2 tabell 7.2N. ULS er dimensjonerende.

Stav	Strekkraft [kN]	Nødvendig armering [mm^2]	Antall $\phi 16$
S (SLS)	215	897	5 stk
S (ULS)	575	1322	7 stk

Tabell 11-7: Strekkrefter og nødvendig armering som motvirker innspenningsmomentet som horisontallasten påfører søylen.

Strekkarmeringen fordeles over hele konsollbredden med $2,2 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

11.7 Friksjonskraft i bruens lengderetning

En friksjonskraft oppstår i opplagret når vertikallast påføres. Friksjonskraften beregnes etter *formel (11-1)* (Spenneteknikk, 1999, p. 5). Beregningene for friksjonskrefter og tilhørende armering er vist i *vedlegg F.9*.

$$F = V \mu s \quad [kN] \quad (11-1)$$

- F = Friksjonskraft
- V = Vertikal sentrisk last i opplagret
- μ = Friksjonskoeffisient
- s = Temperaturfaktor som ivaretar temperaturens innvirkning på teflonets statiske friksjonskoeffisient

Friksjonskraften som oppstår er avhengig av spesifikk overflatebelastning mot teflonplaten. Det er antatt Allsidig TOBE FR4 potlager, type 90 for bruene. Valg av lager gjøres da teflonplaten areal inkluderes i beregningene. Friksjonskoeffisienten reduseres ved økende belastning (Spenneteknikk, 2011, p. 5).

Det benyttes en friksjonskoeffisient på 0,04 for friksjonskraft i ULS og 0,06 i SLS. Temperaturfaktoren er valgt til 2,2, noe som tilsvarer $-30^{\circ}C$ (Spenneteknikk, 1999, p. 5). Friksjonskraft og nødvendig armering er vist i *Tabell 11-8*. SLS er beregnet med armeringsspenningen $240 N/mm^2$ etter EK2, tabell 7.2N. $\phi 16$ er valgt som kamdiameter.

Opplager V1			Opplager V2		
	Friksjonskraft [kN]	Armering [mm ²]		Friksjonskraft [kN]	Armering [mm ²]
SLS	665	2771	SLS	621	2588
ULS	851	1957	ULS	654	1504

Tabell 11-8: Friksjonskrefter og nødvendig armering.

SLS er dimensjonerende for opptredende friksjonskraft. Det er nødvendig med 14 $\phi 16$ for å ta opp friksjonskraften for begge opplagre.

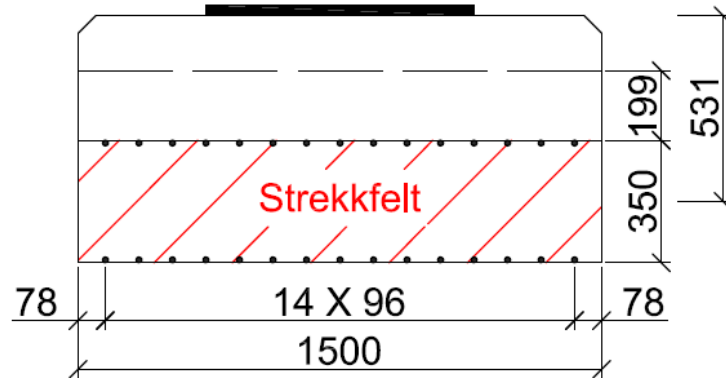
11.8 Rissviddekontroll for modell 1

I *kapittel 11.5.1* er randstrekkarmering for modell 1 beregnet etter tabell 7.2N i SLS.

Opptredende armering i ULS er 2 X 15 $\phi 16$. I dette delkapittelet skal minimumsarmering og rissvidde kontrolleres. Antagelser og tilnærmelser gjort underveis er like som for D-region A. Det henvises til *kapittel 6.4* for grundig gjennomgang. Beregningene er vist i *vedlegg F.10*.

11.8.1 Minimumsarmering for begrensning av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Teorien bak minimumsarmering er omtalt i *kapittel 3.2.3*. For strekkfeltet er 70 mm valgt som overdekning. Med søylens bredde på 1500 mm er senteravstanden 96 mm. Høyden er antatt å være 350 mm. Strekkfeltet vises i *Figur 11-11*.



Figur 11-11: Strekkfelt for modell 1 med 2 X 15 ϕ 16c96.

Nødvendig minimumsarmering er beregnet til 5403 mm². Opptredende armering i modell 1 er 6032 mm². Kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt. Valg av strekkfelt har mye å si for mengden minimumsarmering. Økes høyden blir minimumsarmeringen større.

11.8.2 Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Teorien for beregning av rissvidder er omtalt i *kapittel 3.2.5*. Antagelsen om strekkfelt er lik *kapittel 11.8.1*. Søylenes tverrarmering inngår i strekkfeltet, men er utelatt fra beregningene.

Beregnet rissvidde er 0,498 mm. Det er større enn tillatt rissvidde på 0,39 mm. Ved overdekning på 25 mm som tabell 7.2N baseres på er rissviddekravet godkjent.

11.9 Oppsummering

11.9.1 Spaltestrekk

Horisontal spaltestrekk i bruens lengde- og tverretning er sammenliknet med beregninger etter EK2 og er oppsummert i *Tabell 11-9*.

Modell	Armeringsmengde [mm ²]
Modell 1 (<i>Kapittel 11.4.1</i>)	4165
Modell 1 EK2 (<i>Kapittel 11.4.3</i>)	4143
Modell 2 (<i>Kapittel 11.4.2</i>)	3894
Modell 2 EK2 (<i>Kapittel 11.4.3</i>)	3905

Tabell 11-9: Horisontal spaltestrekkarmering.

ULS er dimensjonerende for alle tilfeller. For modell 1 er nødvendig armering 2,78 mm²/mm og for modell 2 3,25 mm²/mm. Modell 2 EK2 er dimensjonerende dersom samme bølge benyttes i begge retninger. Ved å benytte 11 bølger ϕ 16c135 over 1500 mm er spaltekraften ivaretatt. EK2 og modellene gir likt resultat. *Figur 12-5* stemmer godt med EK2.

11.9.2 Randstrekk

Horisontal randstrekk i tverretning er oppsummert i *Tabell 11-10*.

Modell	Armeringsmengde [mm ²]
Modell 1 <i>(Kapittel 11.5.1)</i>	5867
Modell 2 <i>(Kapittel 11.5.2)</i>	6449

Tabell 11-10: Horisontal randstrekkarmering

Modellene gir relativt lik armeringsmengde. Modell 2 er dimensjonerende da horisontalkraften er inkludert i stavmodellen i motsetning til modell 1 er horisontalkraften kun addert direkte inn i randstrekkraften. Modell 2 velges, nødvendig armering er 2 X 16 \varnothing 16.

11.9.3 Moment i konsoll

Nødvendig armering på grunn av innspenningsmoment i konsollen er 1322 mm² i ULS. Dette tilsvarer 2,2mm²/mm for hele konsollen. Vertikal minimumsarmering er 3,0 mm²/mm. Minimumsarmering er dimensjonerende.

11.9.4 Friksjonskraft

Horisontal friksjonskraft er dimensjonerende i SLS for begge opplagre etter *kapittel 11.7*. Nødvendig armeringsareal er 2771 mm² for V1 og 2588 mm² for V2. 14 \varnothing 16 er tilstrekkelig for begge opplagrene.

11.9.5 Kant-utglidning

Nødvendig armering for å hindre kant-utglidning er 6,52 mm²/mm over et område 1706 mm fra søyletopp. Horisontal minimumsarmering er 6,84 mm²/mm. Armering mot kant-utglidning er ikke nødvendig.

11.9.6 Rissviddekontroll for modell 1

Minimumsarmering for begrenning av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Nødvendig minimumsarmering er 5403 mm². Opptredende armering i modell 1 er 6032 mm². Kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt.

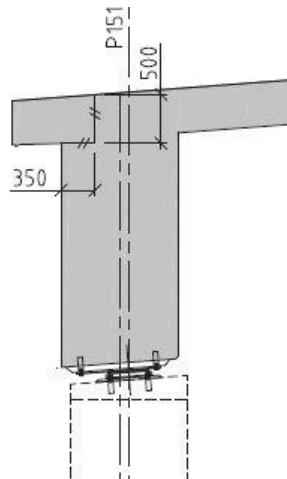
Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Rissvidden med eksisterende armering er 0,498 mm. Tillatt rissvidde er 0,39 mm.

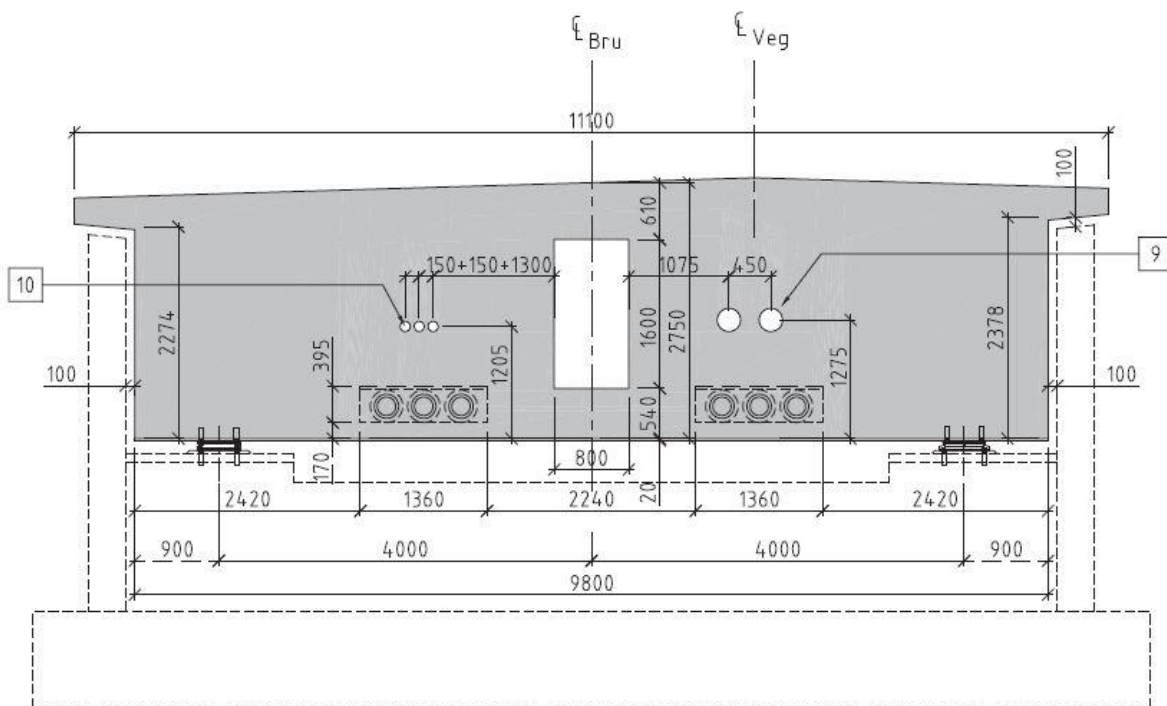
12 D-region F - Endetverrbærer

12.1 Beskrivelse

D-region F befinner seg i akse 1, samme område som D-region B. Se *Figur 4-1*. D-regionen befinner seg i endetverrbæreren som vist på *Figur 12-1* og *Figur 12-2*. Bredden til endetverrbæreren er 1200 mm. Beregningene for dette kapittelet finnes i *vedlegg G*.



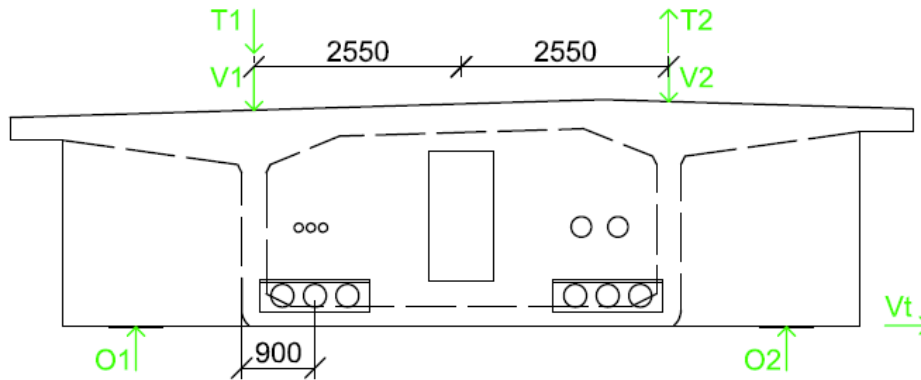
Figur 12-1: Oppriss av endetverrbærer. Fra tegning K320-C (Statens vegvesen, 2013/2014)



Figur 12-2: Snitt D. Fra tegning K320-C (Statens vegvesen, 2013/2014)

12.1.1 Krefter i steg

Tabell 12-1 viser endetverrbærerens påførte krefter, og Figur 12-3 viser retning og plassering. Krefte og plassering er gitt av SVV. Horisontalkraften (V_t) er antatt å virke i bruens lengde- og tverretning.



Figur 12-3: Påførte laster og plassering.

For D-regionen finnes seks lastkombinasjoner i ULS og SLS. Største horisontalkrefter er markert med grønt.

	V1 og V2 [kN]	T1 og T2 [kN]	Vt [kN]
	($=-V/2$)	($=T/(2*2,55m)$)	($=Vt$)
ULS	3772	922	0
	1361	817	-746
	1361	-1092	543
	504	0	0
	1361	-817	746
	2465	1939	-262
SLS	1906	136	0
	1350	307	-280
	1350	-409	204
	0	0	0
	1350	-307	280
	1513	460	-132

Tabell 12-1: Lastkombinasjoner for tverrsnittet. Største horisontalkrefter er markert med grønt. Krefte i tabellen er oppgitt av SVV.

I Tabell 12-2 er opplagerkreftene $O1$ og $O2$ vist. De er beregnet ved hjelp av likevekt i vedlegg G.6. I noen modeller er kun største opptredende krefter benyttet i beregningene, markert med grønt i tabellen. Dette er gjort for å begrense antall lasttilfeller.

ULS		SLS	
O1 [kN]	O2 [kN]	O1 [kN]	O2 [kN]
4360	3184	1993	1819
1882	840	1546	1154
665	2057	1089	1611
504	504	0	0
840	1882	1154	1546
3701	1229	1806	1220

Tabell 12-2: Opplagerkrefter for de ulike lastkombinasjonene. For opplager 2 kommer i tillegg horisontalkraften fra Tabell 12-1. Største lastene er markert med grønt.

12.2 Kontroll av lokal knusing

Opplagerets utbredelse i bruens lengderetning er ikke funnet, men er målt på tegning til 900 mm. Bredden i tverretning er målt til 650 mm. Tilhørende fordelingsflate er 1200 mm X 866 mm. Kontroll av lokal knusing er utført etter EK2 pkt. 6.7 og gir en kapasitet på 19880 kN. Kapasiteten er større enn opptredende krefter gitt i Tabell 12-2. Lokal knusing forekommer ikke. Beregningene er vist i vedlegg G.1.

12.3 Minimumsarmering

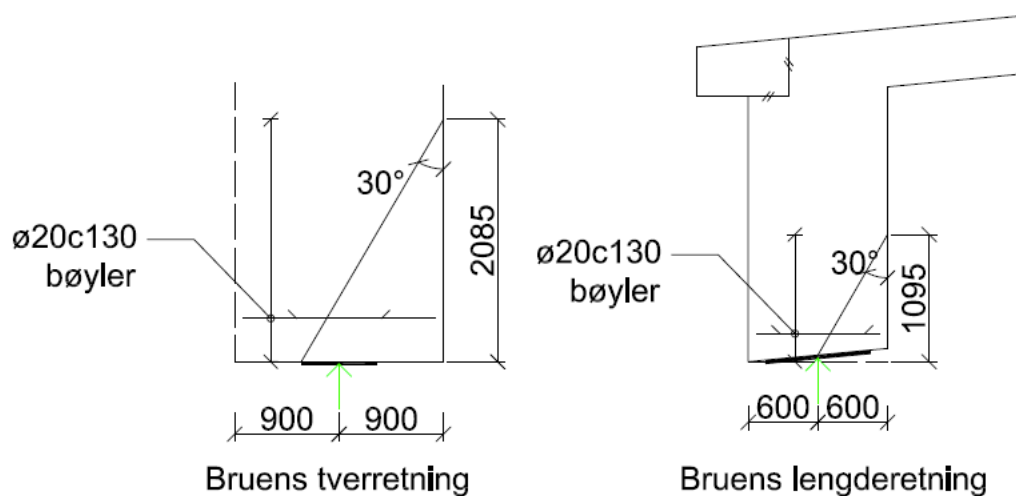
Minimumsarmering er beregnet etter EK2 og EK2-2. Beregningene vises i vedlegg G.2.

12.3.1 Kant-utglidning

Kant-utglidning er beregnet etter EK2-2 tillegg J, teorien er beskrevet i kapittel 9.2.1.

Nødvendig armering er 5014 mm². ULS er dimensjonerende.

D-regionen må kontrolleres for kant-utglidning i lengde- og tverretning. Kravet til total armeringsmengde er lik for de to retningene, men som Figur 12-4 viser skal armeringen fordeles over ulike lengder. I tverretning er armeringskravet 2,41 mm²/mm. I lengderetning er armeringskravet 4,58 mm²/mm. Benyttes bøylar $\varnothing 20c130$ er kravet tilfredsstilt for begge retningene. Bøylene legges fra opplager og 2085 mm opp i endetverrbæreren.



Figur 12-4: Nødvendig armering for å hindre kant-utglidning i bruens lengde- og tverretning.

12.3.2 Vegg

Vertikalarmering

Minimum vertikalarmering er 23520 mm^2 . Armeringen fordeles over hele tverrbærerens bredde på 9800 mm . Det tilsvarer $2 \times \text{Ø}16\text{c}160$.

Horisontalarmering

Minimum horisontalarmering er 5880 mm^2 . Armeringen fordeles over hele tverrbærerens høyde på 2750 mm . Det tilsvarer $2 \times \text{Ø}16\text{c}180$.

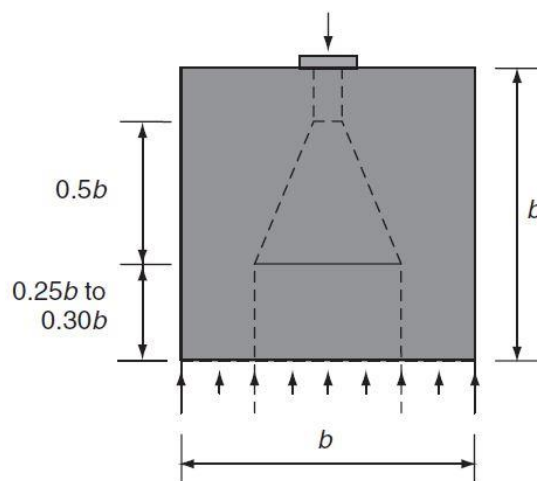
12.4 Horisontal spaltestrekk

Ved spaltestrekkberegninger er lik armeringsmengde valgt for begge opplagrene. Spaltestrekk er kontrollert mot de tre antatt største lasttilfellene i ULS og SLS markert grønt i *Tabell 12-1* og *Tabell 12-2*. Horisontalkraften er addert direkte til spaltestrekkkraften.

Det er kun dimensjonerende lasttilfelle som er presentert. I tillegg til beregning av spaltestrekk i modell 1 (lengderetning) og modell 2 (tverretning) er kontroll utført etter EK2 pkt. 6.5.3(3).

Spaltestrekk-modellene er inspirert av *Figur 12-5*. b henviser til utbredelsen av D-regionen. Fordelen med å benytte en slik figur er at åpningsvinkelen er indirekte gitt fordi:

- De to nedre trykkstavene skal treffe i fjerdedelspunktene på spenningsblokken.
- Lengden av trykkstavene avhenger av b .



Figur 12-5: Stavmodell for spaltestrekk ved konsentrert kraft (Hendy & Smith, 2007, p. 266).

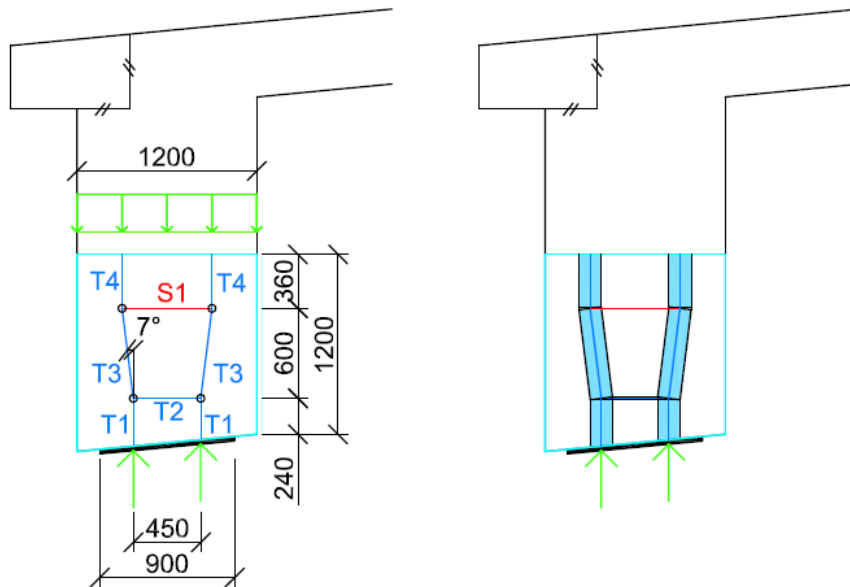
12.4.1 Modell 1

Stavmodellen for horisontal spaltestrekk i lengderetning er vist i *Figur 12-6*. Tykkelsen er valgt til 1200 mm . Tykkelsen kunne vært valgt til 1800 mm , men 1200 mm samsvarer med tykkelsen for modell 2.

Ved bruk av *Figur 12-5* blir åpningsvinkelen 7° . Spaltestrekkkraften befinner seg 840 mm over opplagret. Store vinkler mellom stavene i modellen bidrar til god kompatibilitet.

Beregningene for modellen er vist i *vedlegg G.3*.

Knutepunktene er kontrollert for opplagret med størst aksialkraft, $O1 = 4360$ kN. Tverrsnittets store tykkelse og den relativt lille aksialkraften gjør knutepunktene utbredelse liten. Knutepunktene vist i trykkfeltutbredelsen i *Figur 12-6* har tilstrekkelig kapasitet.



Figur 12-6: Stavmodell og trykkfeltutbredelse for modell 1.

I *Tabell 12-3* er spaltestrekkraften og nødvendig armering gitt. SLS er beregnet med armeringsspenningen 280 N/mm² for $\varnothing 12$ etter EK2 tabell 7.2N. Av tabellen kommer det fram at ULS er dimensjonerende. Største spaltestrekkraft oppstår i lasttilfellet med høyeste opptredende horisontalkraft.

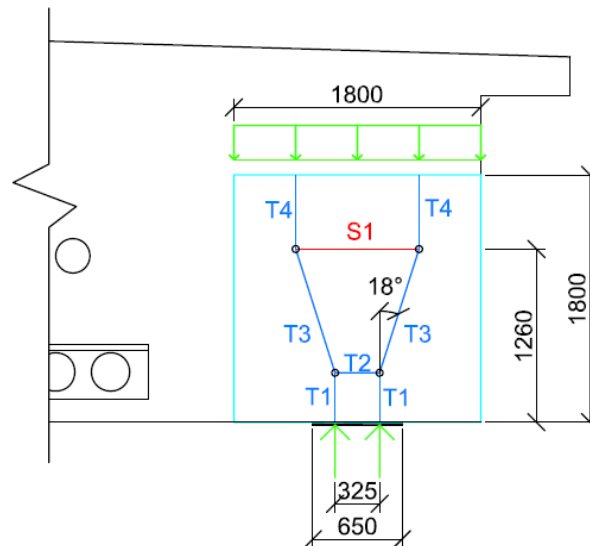
Stav	Strekkeft (SLS) [kN]	Nødvendig armering [mm ²]	Antall $\varnothing 12$
S1 (SLS)	375	1339	2 X 6 stk
S1 (ULS)	862	1982	2 X 9 stk

Tabell 12-3: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 1.

12.4.2 Modell 2

Stavmodellen for horisontal spaltestrekk i tverretning er vist i *Figur 12-7*. Bredden på D-regionen er 1800 mm med betongranden som begrensning. Tykkelsen er satt lik endetverrbæreren, 1200 mm.

Åpningsvinkelen i stavmodellen er indirekte bestemt etter *Figur 12-5* og er 18° . Spaltestrekkraften opptrer 1260 mm over opplagret. Som for modell 1 er det god plass i tverrsnittet til å ta opp trykkreftene. Alle knutepunktene har tilstrekkelig kapasitet etter EK2 pkt. 6.5.4. Beregningene for modellen er vist i *vedlegg G.4*.



Figur 12-7: Stavmodell for modell 2.

I *Tabell 12-4* er spaltestrekraften og nødvendig armering gitt for modell 2. SLS er beregnet med armeringsspenningen 280 N/mm^2 for $\phi 12$ etter EK2 tabell 7.2N. ULS er dimensjonerende.

Stav	Strekraft [kN]	Nødvendig armering [mm^2]	Antall $\phi 12$
S1 (SLS)	531	1897	2 X 9 stk
S1 (ULS)	1052	2419	2 X 11 stk

Tabell 12-4: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 2.

Det kreves mer armering for modell 2 enn modell 1. Årsaken er større bredde på D-regionen som fører til større lastutbredelse.

12.4.3 Beregninger etter EK2

Resultatene etter EK2 er vist i *Tabell 12-5*. Beregningene er utført etter EK2 pkt. 6.5.3(3) og er identisk for de to modellene med unntak av breddene på D-regionene og opplagerplatene. Armeringsspenning på 280 N/mm^2 SLS er benyttet for begge modellene. Beregningene er vist i *vedlegg G.5*.

Lengderetning (modell 1)			Tverretning (modell 2)		
	Strekraft [kN]	Armering [mm^2]		Strekraft [kN]	Armering [mm^2]
SLS	377	1345	SLS	527	1882
ULS	864	1986	ULS	1047	2407

Tabell 12-5: Beregning av spaltestrek og tilhørende armering i ULS og SLS.

ULS gir dimensjonerende armeringsmengde. Beregnet armering er tilnærmet identisk med modell 1 og 2.

12.5 Krefter i hele tverrsnittet

Det er etablert tre modeller for å finne strekkrefter i underkant av endetverrbæreren og en modell for opphengskrefter. Modell 1 er ikke en stavmodell, men en momentbetraktning.

12.5.1 Modell 1

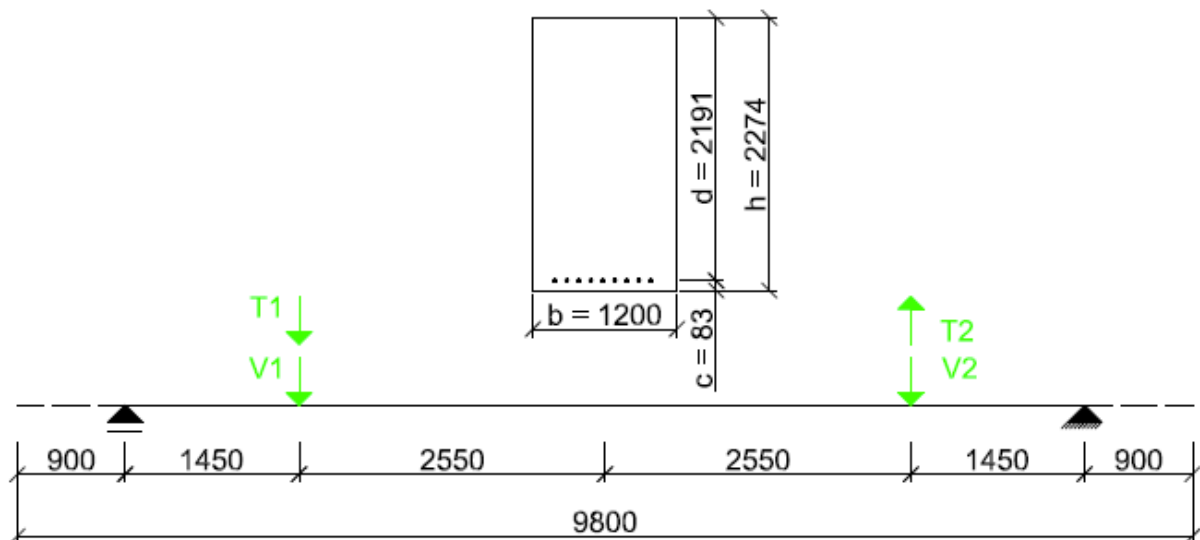
I modell 1 er endetverrbæreren sett på som en bjelke. Bredden på bjelken er 1200 mm og høyden er 2274 mm. Det er benyttet kamdiameter $\varnothing 25$. Det statiske systemet og geometrien er vist på *Figur 12-8*.

I *kapittel 2.1.1* står det at stavmodellen kan benyttes i D-regioner der Bernoullis hypotese om plane tverrsnitt ikke er gyldig.

Høye bjelker eller frittstående veggskiver er eksempler på slike D-områder hvor Bernoulli's hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane og normale til bjelkeaksen under bøyning og elementær bjelketeori med lineær bøyepenningsfordeling etter Navier's formel (bøyepenningsformelen) ikke er gyldige. (Sørensen, 2013, p. 299)

En av forutsetningene ved beregning av bøyning er at Navier's hypotese er gyldig. Siden endetverrbæreren er definert som en D-region kan i utgangspunktet ikke bøyearmering beregnes på vanlig måte. EK2 pkt. 5.3.1(3) sier at konstruksjonen kan sees på som en bjelke dersom spennvidden er lenger enn tre ganger bjelkehøyden. Er ikke kravet tilfredsstilt bør konstruksjonen sees på som en høy bjelke/skive. Spennvidden i denne D-regionen er 8000 mm. Høyden ganger tre er lik 6822 mm. Konstruksjonen kan altså sees på som en bjelke etter EK2.

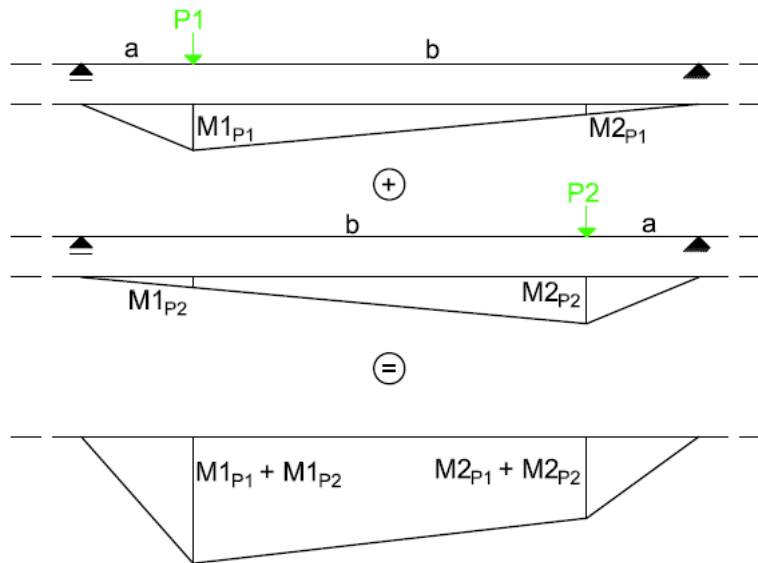
Indre momentarm er beregnet til $0,97d$ i ULS, men det er valgt å benytte $0,95d$.



Figur 12-8: Statisk system og geometri for endetverrbæreren.

Punktlastene $P1$ og $P2$ er beregnet etter *Tabell 12-1*. $P1$ består av $T1$ og $V1$. $P2$ består av $T2$ og $V2$. Egenvekten til endetverrbæreren er antatt inkludert i oppgitte punktlaste.

Momentet er beregnet med superposisjonsprinsippet av de to lastene $P1$ og $P2$, som illustrert i *Figur 12-9*. Momentet er beregnet for alle seks lastsituasjonene i ULS og SLS.



Figur 12-9: Beregning av moment med superposisjonsprinsippet.

Maksimalt moment er presentert i *Tabell 12-6*. Maksimalt moment opptrer under $P1$ i både SLS og ULS. $M2$ gitt i tabellen er ikke nødvendigvis maksimalt moment under $P2$, men momentet tilhørende $M1_{max}$. Alle beregninger og resultater er vist i *vedlegg G.6*.

Lastsituasjon	$M1_{max}$ [kNm]	$M2$ [kNm]
1 (SLS)	2889	2638
1 (ULS)	6322	4617

Tabell 12-6: Maksimum moment i SLS og ULS for endetverrbærer.

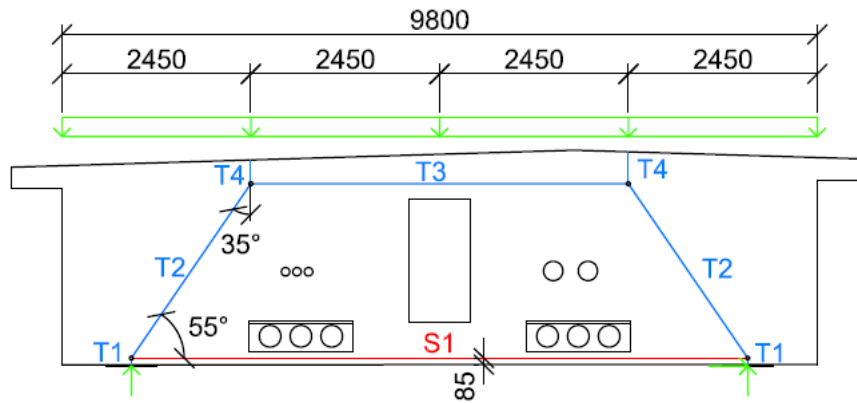
I *Tabell 12-7* er nødvendig armering vist. SLS er beregnet med armeringsspenningen 360 N/mm² for senteravstanden 50 mm etter EK2 tabell 7.3N. ULS er dimensjonerende.

Lastsituasjon	Nødvendig armering [mm ²]	Antall $\varnothing 25$
1 (SLS)	3855	8 stk
1 (ULS)	6984	15 stk

Tabell 12-7: Nødvendig armering for modell 1.

12.5.2 Modell 2

Modell 2 er et alternativ til modell 1 for å finne strekk i underkant av endetverrbæren. Det er en enkel stavmodell som vist i *Figur 12-10*. Utformingen er begrenset da $S1$ må ligge under spennarmeringsforankringene og $T3$ må være over utsparingen. $T4$ skal i tillegg treffe i fjerdedelspunktene på spenningsblokken. Nevnte forutsetninger gir åpningsvinkelen 55° og en avstand fra betongrand til senter $S1$ på 85 mm. Store vinkler i modellen bidrar til god kompatibilitet.



Figur 12-10: Krefter i hele tverrsnittet for modell 2.

Tre lastsituasjoner er kontrollert i ULS og SLS. Benyttede opplagerkrefter er markert grønt i *Tabell 12-2* og horisontalkreftene er markert grønt i *Tabell 12-1*.

Nødvendig armering er vist i *Tabell 12-8*. SLS er beregnet med armeringsspenningen 360 N/mm^2 for senteravstand 50 mm etter EK2 tabell 7.3N. ULS er dimensjonerende. Det er god plass i tverrsnittet og knutepunktene har tilstrekkelig trykkspenningskapasitet. Beregning av armering og kontroll av knutepunkt er vist i *vedlegg G.7*.

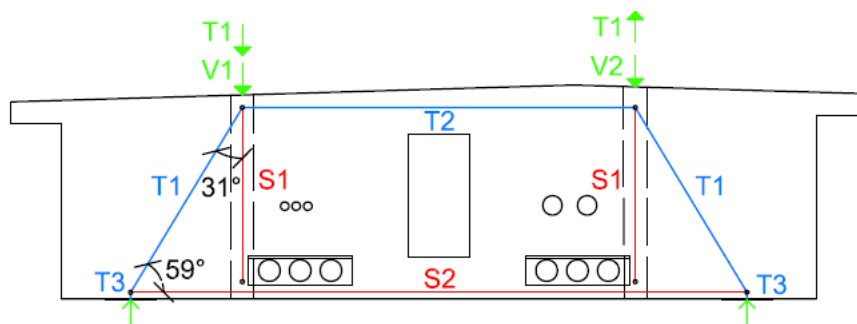
Stav	Strekke kraft [kN]	Nødvendig armering [mm^2]	Antall $\varnothing 25$
S1 (SLS)	1396	3876	8 stk
S1 (ULS)	3053	7022	15 stk

Tabell 12-8: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 2.

12.5.3 Modell 3

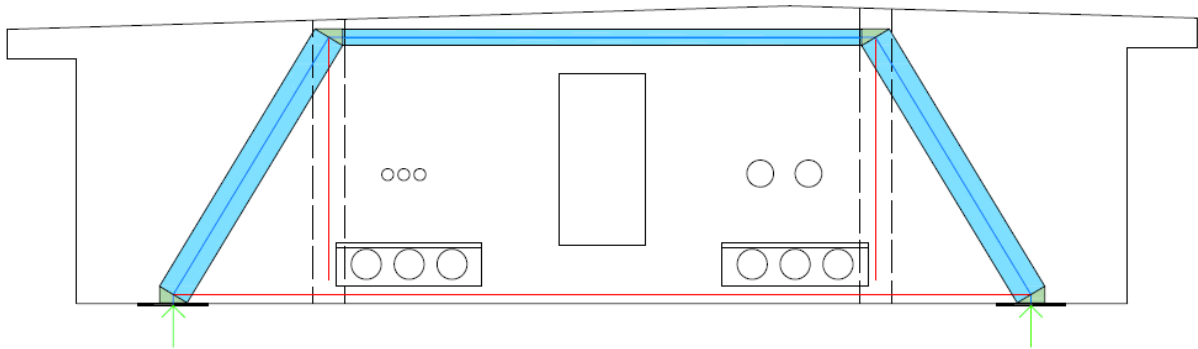
Modellen består av opphengskreftene (S1) og strekkraft i underkant (S2). Stavmodellen er vist i *Figur 12-11*. Stegene er markert med stiplet linje. Kreftene i stegene er hentet fra *Tabell 12-1*. S1 er satt lik den største kombinasjonen i tabellen. Som en forenkling er kreftene i begge stegene satt lik den største opphengskraften. Det er ikke realiteten og forenklingen vil føre til større opplagerkrefter enn hva som er benyttet i de andre modellene. Fordelen med forenklingen er lik armering i de to stegene.

Stavmodellens oppbygning er den samme som modell 1 i *kapittel 10.5.1*. I denne modellen er derimot stegene plassert på innsiden av opplagrene. En strekkstav oppstår i bunnen av tverrsnittet i stedet for toppen.



Figur 12-11: Krefter i hele tverrsnittet for modell 2.

Vinkelen mellom $T1$ og $S1$ er 31° og kunne med fordel vært noe større. Geometrien i tverrsnittet setter begrensninger for dette. Det er god plass til trykkreftene i modellen, og kommer fram av trykkfeltutbredelsen i *Figur 12-12*.



Figur 12-12: Trykkfeltutbredelse for modell 3.

Nødvendig armering er vist i *Tabell 12-9*. I SLS er $S1$ beregnet med armeringsspenningen 280 N/mm^2 for senteravstanden 150 mm etter EK2 tabell 7.3N. $S2$ er beregnet med armeringsspenningen 360 N/mm^2 for senteravstanden 50 mm etter EK2 tabell 7.3N. ULS er dimensjonerende for både $S1$ og $S2$. Beregning av armering og kontroll av knutepunkter er vist i *vedlegg G.8*.

Stav	Strekraft [kN]	Nødvendig armering [mm^2]	Antall $\varnothing 25$
S1 (SLS)	2042	7293	2 X 8 stk
S1 (ULS)	4694	10800	2 X 11 stk
S2 (SLS)	1227	3408	7 stk
S2 (ULS)	2820	6487	14 stk

Tabell 12-9: Strekkrefter og nødvendig armering for modell 3.

12.6 Rissviddekontroll for modell 1

Rissvidde og minimumsarmering er kontrollert for modell 1 fra *kapittel 12.5.1*.

Rissviddekontrollen for denne modellen skiller seg ut fra foregående kontroller siden ingen strekkfelt er etablert.

Opptredende moment i ULS er 6322 kNm og opptredende moment i SLS er 2889 kNm . ULS er dimensjonerende og nødvendig armering er $15 \varnothing 25$. Rissviddekontroll er foretatt for lastsituasjonen med maksimalt moment. Det er mulig at et av lasttilfellene med mindre moment, men med horisontalkraft i form av strekk gir større rissvidde. Det er ikke kontrollert. Geometrien til tverrsnittet er beskrevet i *Figur 12-8* og beregningene er vist i *vedlegg G.9*.

12.6.1 Minimumsarmering for begrensning av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Teorien bak beregning av minimumsarmering er omtalt i *kapittel 3.2.3*. $f_{ct,eff}$ er beregnet med 28 dagers herding og er lik f_{ctm} . σ_s er 200 N/mm^2 etter EK2 tabell 7.2N med stangdiameter $\varnothing 25$ og rissviddekrav på $0,3 \text{ mm}$. k_c er $0,4$ siden ingen strekkrefter opptrer i tverrsnittet.

Nødvendig minimumsarmering er beregnet til 6740 mm^2 . Opptredende armering i modell 1 er 7363 mm^2 . Minimumskravet er tilfredsstilt.

12.6.2 Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Teorien for beregning av rissvidder er omtalt i *kapittel 3.2.5*. Opptredende armering er 15 $\varnothing 25$ og tilhørende armeringsspenning er beregnet til 173 N/mm^2 . SVV sier ikke noe om hva som er langtidslast og korttidslast. All last er antatt til langtidslast.

Beregnet rissvidde er 0,217 mm, som er mindre enn kravet på 0,39 mm. Årsaken til den lille rissvidden er i hovedsak at tverrsnittet betraktes som en bjelke påkjent av moment. Dette gir soner med trykk og strekk i stedet for rent strekk som antatt i tidligere modeller.

12.7 Oppsummering

12.7.1 Spaltestrekk

Modell 1 og 2 gir som forventet ulik armering. Begge modellene korresponderer godt med EK2. Det bekrefter at bruken av små åpningsvinkler er en korrekt antagelse og at *Figur 12-5* stemmer godt med EK2.

Modell	Armeringsmengde [mm^2]
Modell 1 (<i>Kapittel 12.4.1</i>)	1982
Modell 1 EK2 (<i>Kapittel 12.4.3</i>)	1986
Modell 2 (<i>Kapittel 12.4.2</i>)	2419
Modell 2 EK2 (<i>Kapittel 12.4.3</i>)	2407

Tabell 12-10: Horisontal spaltestrekkarmering.

Nødvendig armering for modell 1 er $1,66 \text{ mm}^2/\text{mm}$. For modell 2 er nødvendig armering $1,34 \text{ mm}^2/\text{mm}$. For lik armering i begge horisontale retninger velges bøylar $\varnothing 12 \times 130$. Armeringen fordeles fra opplager og 1800 mm opp i konstruksjonen.

12.7.2 Strekk i underkant av endetverrbærer

Tre modeller beregner strekk i underkant av endetverrbæreren. Alle modellene sammenfaller godt. Modell 1 som er dimensjonert ved hjelp av bjelketeori og modell 2 som er dimensjonert ut fra stavmodellen er tilnærmet identiske. Det er positivt at de to modellene korresponderer godt. Modell 3 samsvarer også godt. Nødvendig armering for strekk i underkant er 15 $\varnothing 25$ etter modell 2.

Modell	Armeringsmengde [mm^2]
Modell 1 (<i>Kapittel 12.5.1</i>)	6984
Modell 2 (<i>Kapittel 12.5.2</i>)	7022
Modell 3 (<i>Kapittel 12.5.3</i>)	6487

Tabell 12-11: Nødvendig armering for strekk i underkant.

Ingen modell krever armering i toppen av endetverrbæreren. I *kapittel 10.5.1* er 1/3 av armeringen i toppflensen lagt i bunnflensen (fib, 2011, pp. 25-29). Dersom tilsvarende gjøres for toppflensen er nødvendig armering 2341 mm^2 . Det tilsvarer 5 $\varnothing 25$.

12.7.3 Opphengskrefter

Det er kun etablert en modell for opphengskrefter. Erfaringer fra D-region D viser at opphengskreftene er lik for ulike modeller. Opphengskreftene må være tilsvarende påført last for likevekt i modellen. Nødvendig armering er 10800 mm^2 og tilsvarer 2 X 11 $\varnothing 25$.

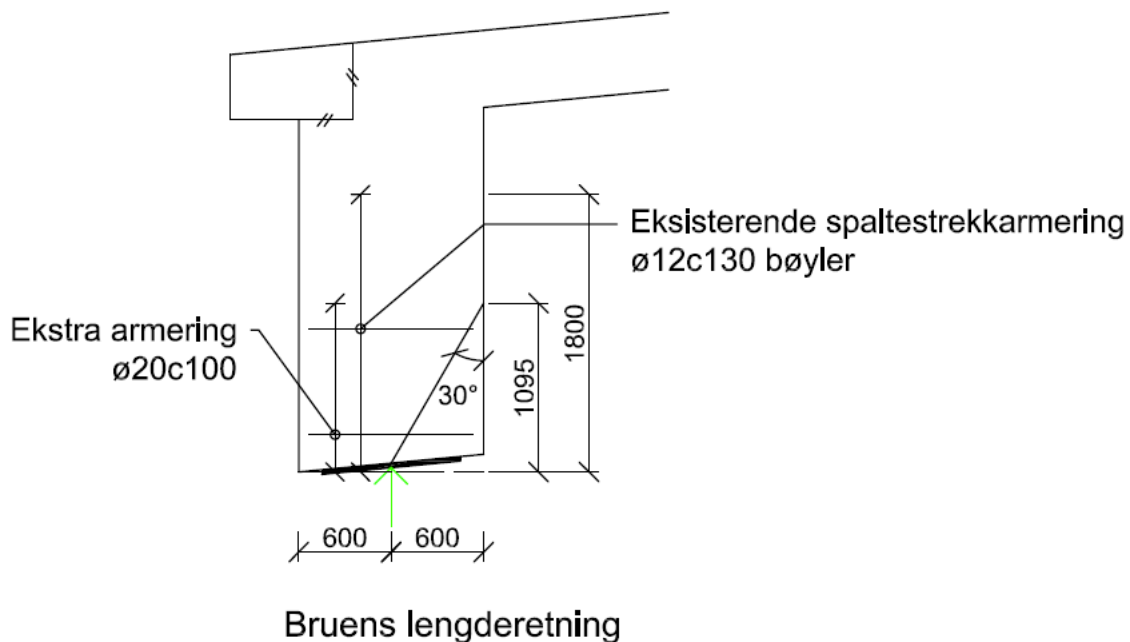
12.7.4 Kant-utglidning

I Tabell 12-12 er kravene til armeringsmengde for å hindre kant-utglidning vist. I tverretning hvor spaltstrekkarmering og horisontal minimumsarmering opptrer er kapasiteten høy nok. I bruens lengderetning, hvor det kun er spaltstrekkarmering, er ikke kapasiteten høy nok.

	Krav $\frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$	Opptredende armering $\frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$
Bruens tverretning	2,41	$1,74 + 2,23 = 3,97$
Bruens lengderetning	4,58	1,74

Tabell 12-12: Opptredende armering for å hindre kant-utglidning.

For å øke armeringen i lengderetning må kamdiameteren til spaltstrekkarmeringen økes eller det må legges inn ekstra armering langs betongranden. Ved å velge sistnevnte er det tilstrekkelig med $\varnothing 20\text{c}100$ som ekstra armering langs betongranden, se Figur 12-13. Opptredende armering i bruens lengderetning blir $4,88 \text{ mm}^2/\text{mm}$.



Figur 12-13: Armering for å hindre kant-utglidning i bruens lengderetning.

12.7.5 Rissviddekontroll for modell 1

Minimumsarmering for begrenning av riss, EK2 pkt. 7.3.2

Nødvendig minimumsarmering er 6740 mm^2 . Opptredende armering i modell 1 er 7363 mm^2 . Kravet til minimumsarmering er tilfredsstillt.

Beregning av rissvidde, EK2 pkt. 7.3.4

Opprinnelig armering for modell 1 er 15 $\varnothing 25$. Rissvidden for valgt armering er beregnet til $0,217 \text{ mm}$. Kravet til maks rissvidde er tilfredsstillt.

13 Oppsummering av riss

Det er gjennomført beregninger av minimumsarmering etter EK2 pkt. 7.3.2 for alle D-regionene utenom C. Tilsvarende er gjort for beregning av rissvidde etter EK2 pkt. 7.3.4. Resultatene er vist i *Tabell 13-1*.

D-region	Opptredende armering [mm ²]	Minimumsarmering [mm ²]	Beregnet rissvidde [mm]	Rissviddekrav [mm]
A	5890	3047	0,592	0,39
B	12763	11480	0,678	0,39
D	6912	2854	0,398	0,39
E	6032	5403	0,498	0,39
F	7363	6740	0,217	0,39

Tabell 13-1: Samlede verdier for armeringsberegninger og rissvidder.

For alle D-regionene er opptredende armering høyere enn kravet til minimumsarmering. Når det gjelder beregning av rissvidde er det kun D-region F som tilfredstiller kravet. D-region F er eneste tverrsnittet der strekkfelt ikke er benyttet.

Oppsummeringen i *Tabell 13-1* gir indikasjoner på at beregning av rissvidde med antagelse om strekkfelt er en dårlig løsning. Armeringen er i de fleste tilfeller dimensjonert med relativt lav spenning, men likevel forekommer store rissvidder.

Mangelen på en sikker metode for kontroll av rissvidder gjør det vanskelig med en entydig konklusjon av spenningskravet på 250 N/mm² i EK2-2 og tabell 7.2N og 7.3N i EK2.

14 Konklusjon

14.1 Stavmodellen i SLS

Reglene i EK2 og annen litteratur tillater bruk av stavmodellen til kontroll av spenninger og rissvidder i SLS. Skal stavmodellen benyttes i SLS bør stavene orienteres etter lineær-elastisk teori. Uten analyseverktøy er det vanskelig å verifisere om stavmodellen er velfungerende i SLS. Fordelen med bruk av stavmodellen i D-regioner er at samme modell kan benyttes i ULS og SLS dersom stavmodellen tilfredsstillter SLS-kravene.

Rissviddekontroll for stavmodellen er problematisk. Bruk av strekkfelt er konservativt og lite egnet for verifisering av rissvidder.

14.2 Forankringssoner

Lokal sone ivaretas av spennarmeringsleverandøren ved spiralarmering og bøylar. Generell sone dimensjoneres med stavmodellen. SLS er dimensjonerende for alle modellene ved bruk av spenningskravet 250 N/mm^2 etter EK2-2. Spenningskravet oppfattes å gjelde SLS siden det omfatter riss, hvilket underbygges av utført litteratursøk. Rissviddekontrollene viser for store riss i forankringssonene selv om spenningskravet i EK2-2 tillater sløyfing av rissviddekontroll.

Tillegg J i EK2-2 oppfattes i denne rapporten til i hovedsak å gjelde lokal sone og er ivaretatt av spennarmeringsleverandøren.

Spenningskravet fra EK2-2 er mer hensiktsmessig å benytte for forankringssoner enn stålspenningene gitt i tabell 7.2N og 7.3N.

14.3 Belastede flater

Armeringsspenning i SLS finnes ved hjelp av tabell 7.2N eller 7.3N i EK2. Tabellene gir stort sett forskjellige spenningskrav for samme modell. Spenningene kontrolleres kun mot en av tabellene etter EK2. Da en kan velge hvilken tabell som skal benyttes framstår det søkt å velge mellom to armeringsspenninger. Tabellene oppfattes som inkonsekvente.

Da rissviddeberegningene for strekkfelt er en dårlig tilnærming anbefales likevel tabell 7.2N eller 7.3N og benyttes grunnet mangel på andre alternativer.

14.4 Anbefalinger

Ved bruk av stavmodellen i SLS bør et spenningskrav være gyldig for både forankringssoner og belastede flater. Tabell 7.2N og 7.3N kan benyttes for alle D-regioner, men som omtalt ovenfor oppfattes tabellene som lite hensiktsmessige.

Stavmodellen er en god metode for verifisering av D-regioner i SLS, men kontroll på spenningsstrømmene er viktig. Rissvidder bør kontrolleres etter spenningskravet på 250 N/mm^2 for forankringssoner og tabell 7.2N eller 7.3N for belastede flater.

15 Forsalg til videre arbeid

D-regioner i betongbruer er et vidt tema. I denne rapporten er hovedfokuset verifisering i SLS. En ting er å verifisere D-regionen i SLS, en annen ting er å kontrollere spenninger og rissvidder ved hjelp av stavmodellen i SLS. Nedenfor er noen forslag til videre arbeid.

15.1 Kontroll av D-regioner i SLS

- Kontroll av stavmodellen i SLS kan til en viss grad gjøres ved hjelp av lineær-elastiske analyse. Ved hjelp av analysene kan kompatibiliteten til stavmodellene vurderes. Det er også en mulighet å utføre forsøk i laboratorium for å undersøke hvor godt etablerte stavmodeller stemmer med virkeligheten.

15.2 Spenning- og rissviddekontroll i D-regioner

- Beregning av rissvidder i stavmodellen er utfordrende. Det foretas flere antagelser og validiteten av beregnede rissvidder er usikker. En grundig gjennomgang av rissvidder, gjerne kombinert med ikke-lineære analyser kan være interessant.
- Tre av D-regionene i rapporten er dimensjonert etter EK2-2 sitt spenningskrav for armering på 250 N/mm^2 . I rapporten er det konkludert med at dette er et SLS-krav siden det tillattes at rissviddekontroll neglisjeres. EK2-2 stiller ingen krav til armeringsdiameter eller senteravstand. I denne rapporten er rissviddene for store i samtlige tilfeller hvor kravet er benyttet til dimensjonering. Selv om rissviddeberegningene er lite troverdig bør det kontrolleres hva som ligger bak spenningskravet. Restriksjoner på kamdiameter og/eller senteravstand ved bruk av spenningskravet bør undersøkes.
- Tabell 7.2N eller 7.3N er benyttet ved dimensjonering i SLS for tre av D-regionene. De to tabellene gir i noen situasjoner ulike armeringsmengder siden tabell 7.2N tar hensyn til armeringsdiameter og tabell 7.3N til senteravstand. Det bør foretas en sammenlikning av de to tabellene med påfølgende rissviddeberegninger for å finne ut hvilken som er mest hensiktsmessig å benytte.

Referanser

BBR , 2013. *BBR VT CONA CMI BT: Internal Post-tensioning System with 02 to 61 strands*, s.l.: ETA-09/0286.

Beeby, A. W. & Narayanan, R. S., 2005. *Designers' guide to EN 1992-2-1 and EN 1992-1-2 Eurocode 2 : design of concrete structures*. London: Thomas Telford.

Betongelementforeningen, 2012. *Betongelementboken bind B: Avstivning og kraftoverføring*. 5 red. Oslo: Betongelementforeningen.

Betongelementforeningen, 2013. *Betongelementboken bind C: Elementer og knutepunkter*. 4. red. Oslo: Betongelementforeningen.

Chen, W.-F. & El-Metwally, S. E.-D. E., 2011. *Understanding structural engineering : from theory to practice*. Boca Raton: CRC Press.

fib, 2010. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Lausanne: Wilhelm Ernst & Sohn.

fib, 2011. *Design examples for strut-and-tie models, bulletin 61*, Lausanne: DCC Document Competance Center Siegmur Kästl e.K..

Foster, S. J. & Malik, A. R., 2002. Evaluation of Efficiency Factor Models used in Strut-and-Tie. *Structural Engineering*, 128(5), pp. 569-577.

Hendy, C. R. & Smith, D. A., 2007. *Designers' guide to EN 1992-2 : Eurocode 2: Design of concrete structures : Part 2: Concrete bridges*. London: Thomas Telford.

Hewson, N. R., 2003. *Prestressed concrete bridges: design and construction*. London: Thomas Telford.

Hole, A., 2010. *Kapasitetskontroll av betong ved bruk av fagverksmodeller*, Trondheim: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU.

Johansen, H., 2014. *NTNU: KT6003 Prosjektering av bruer 1: Praktisk prosjektering av etteroppspente betongbruer*, s.l.: Statens vegvesen Vegdirektoratet.

Larsen, P. K., 2010. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 2. red. Trondheim: Tapir akademiske forlag.

Leonhardt, F., 1974. *Vorlesungen über Massivbau*. 2 red. Berlin: Springer-Verlag.

Mahmoud, M. N., 2007. *Design and Numerical Analysis of Reinforced Concrete Deep Beams*, Delft: Delft University of Technology.

Muttoni, A., Schwartz, J. & Thürlimann, B., 1989. *Design and Detailing of Reinforced Concrete Structures Using Stress Fields*, Zürich: Swiss Federal Institute of Technology.

Nawy, E. G., 2009. *Prestressed Concrete: a fundamental approach*. Upper Saddle River, N.J.: Pearson Prentice Hall.

- Rogowsky, D. M. & Marti, P., 1991. *Detailing for post-tensioned*, Bern: VSL Internasjonalt LTD.
- Schlaich, J. & Schäfer, K., 1991. *Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models*, Stuttgart: The structural Engineer.
- Schlaich, J., Schäfer, K. & Jennewein, M., 1987. Toward a Consistent Design of Structural Concrete. I: *PCI journal*. Vol 32, No. 3. s.l.:s.n., pp. 74-150.
- Spenneteknikk, 2011. *www.spenneteknikk.no*. [Internett]
Available at: <http://spenneteknikk.no/brosjyrer/TobeFR4-norsk-24022011.pdf>
[Funnet 8 Mai 2015].
- Spenneteknikk, 1999. *www.spenneteknikk.no*. [Internett]
Available at: http://www.spenneteknikk.no/produkter/prod_tpot.pdf
[Funnet 7 Mai 2015].
- Standard Norge, 2008. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Eurocode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger*. s.l.:s.n.
- Standard Norge, 2010. *NS-EN 1992-2-1:2005+NA:2010. Eurocode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, del 2: Bruer*. s.l.:s.n.
- Statens vegvesen, 2013/2014. *K-tegninger for Dolmsundbrua*. s.l.:s.n.
- Statens vegvesen, 2015. *Håndbok N400: Bruprosjektering*, s.l.: Statens vegvesen.
- Sørensen, S. I., 2012. *Betongkonstruksjoner*. 2. red. Trondheim: Tapir akademiske forlag.
- Sørensen, S. I., 2013. *Betongkonstruksjoner*. 2. red. Trondheim: Akademika forlag.
- Vik, B., 2005. *Stavmodeller*, s.l.: Norconsult AS.
- VSL, 1972. *End block design in post-tensioned concrete*, Berne: VSL International.

Vedlegg

Vedlegg A: Generelle parametere og beregning av lokal forankringszone

Vedlegg B: D-region A – Forankringer i bruplaten

Vedlegg C: D-region B – Forankringer i undergurt

Vedlegg D: D-region C – Forankringer i voute

Vedlegg E: D-region D – Tverrbærer

Vedlegg F: D-region E – Søyletopp

Vedlegg G: D-region F – Endetverrbærer

Vedlegg A

Dette vedlegget inneholder generelle parametere som er benyttet i alle vedlegg.

Vedlegget inneholder også beregninger gjort for forankringssonen i *kapittel 5.2.5*.

- A.1: Generelle parametere
- A.2: Beregning av lokal forankringssone

Vedlegg A.1: Generelle parametere**D-region A, B og C**

Formlene og faktorene gitt nedenfor gjelder for D-region A, B og C. Vedlegg B, C og D referer derfor til første del av dette vedlegget. Oppspenning for D-region A, B og C skjer ved $f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$

Oppspenningskraft:

$$P_0 := 4207 \text{ kN}$$

Oppgitt på tegning

Armering B500NC:

$$f_{yk} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{yk.SLS} := 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2-2 8.10.3 (104)

Materialfaktorer:

$$\gamma_c := 1.5$$

$$\gamma_s := 1.15$$

EK2 NA.2.1N

Lastfaktor:

$$\gamma_{P.unfav} := 1.1$$

Lastfaktor

EK2. NA.2.4.2.2(3)

Betong B45:

$$f_{ck.t} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Sylindertrykkfasthet ved oppspenning

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

EK2 NA.3.1.6(1)P

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck.t}}{\gamma_c} = 18.133 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 3.1.6(1)

Knutepunkt i trykk uten forankring av strekkstav:

EK2 pkt. 6.5.4(4) a)

Benytter $f_{ck}(t) = 32 \text{ N/mm}^2$ ved oppspenning. Denne må gjøres benevningsløs for at benevning skal blir rett til slutt.

$$f_{ck.t} := 32$$

$$k_1 := 1.00$$

EK2 NA.6.5.4(4) a)

$$\nu := 1 - \frac{f_{ck.t}}{250} = 0.872$$

EK2 NA.6.5(2)

$$\sigma_{Rd.max.a} := k_1 \cdot \nu \cdot f_{cd} = 15.812 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4(4) a)

Vedlegg A.1

Knutepunkt med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i en retning:

$$k_2 := 0.85 \quad \text{EK2 NA.6.5.4(4) b)}$$

$$\sigma_{\text{Rd.max.b}} := k_2 \cdot \nu \cdot f_{\text{cd}} = 13.44 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 6.5.4(4) b)}$$

Knutepunkt med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i mer enn en retning:

$$k_3 := 0.75 \quad \text{EK2 NA.6.5.4(4) c)}$$

$$\sigma_{\text{Rd.max.c}} := k_3 \cdot \nu \cdot f_{\text{cd}} = 11.859 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 6.5.4(4) c)}$$

Knutepunkt der treaksial trykktilstand kan påvises:

$$k_4 := 3 \quad \text{EK2 NA.6.5.4(6)}$$

$$\sigma_{\text{Rd.max.}} := k_4 \cdot \nu \cdot f_{\text{cd}} = 47.437 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 6.5.4.(6)}$$

D-region D, E og F

Formlene og faktorene gitt nedenfor gjelder for D-region D, E og F. Vedlegg E, F og G referer derfor til denne delen av vedlegget. Påføring av last for nevnte D-regioner skjer etter 28 døgn.

Armering B500NC:

$$f_{\text{yk}} = 500 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Materialfaktorer:

$$\gamma_c = 1.5 \quad \gamma_s = 1.15 \quad \text{EK2 NA.2.1N}$$

Betong B45:

$$f_{\text{ck.t.}} := 45 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Sylindertrykkfasthet ved belastning}$$

$$\alpha_{\text{cc}} = 0.85 \quad \text{EK2 NA.3.1.6(1)P}$$

$$f_{\text{cd}} := \alpha_{\text{cc}} \cdot \frac{f_{\text{ck.t.}}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 3.1.6(1)}$$

Vedlegg A.1

Knutepunkt i trykk uten forankring av strekkstav:

EK2 pkt. 6.5.4(4) a)

Benytter $f_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$ ved belastning Denne må gjøres benevningsløs for at benevning skal blir rett til slutt.

$$f_{ck.t...} := 45$$

$$k_1 = 1$$

EK2 NA.6.5.4(4) a)

$$\nu := 1 - \frac{f_{ck.t...}}{250} = 0.82$$

EK2 NA.6.5(2)

$$\sigma_{Rd.max.a.} := k_1 \cdot \nu \cdot f_{cd.} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4(4) a)

Knutepunkt med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i en retning:

$$k_2 = 0.85$$

EK2 NA.6.5.4(4) b)

$$\sigma_{Rd.max.b.} := k_2 \cdot \nu \cdot f_{cd.} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4(4) b)

Knutepunkt med trykk-strekk med forankring av strekkstaver i mer enn en retning:

$$k_3 = 0.75$$

EK2 NA.6.5.4(4) c)

$$\sigma_{Rd.max.c.} := k_3 \cdot \nu \cdot f_{cd.} = 15.682 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4(4) c)

Knutepunkt der treaksial trykktilstand kan påvises:

$$k_4 = 3$$

EK2 NA.6.5.4(6)

$$\sigma_{Rd.max..} := k_4 \cdot \nu \cdot f_{cd.} = 62.73 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4.(6)

Vedlegg A.2: Beregning av lokal forankringszone**EK2-2**

Utbredelse av lokal forankringszone

EK2-2 J.104.2 (102)

$$P_{\max} := 4207 \text{ kN} \quad f_{\text{ck,t}} := 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$c_{\text{EK}} := \sqrt{\left(\frac{P_{\max}}{0.6 \cdot f_{\text{ck,t}}} \right)} \quad c_{\text{EK}} = 468.097 \cdot \text{mm}$$

Lengde av lokal forankringszone

$$L_{\text{f,EK}} := 1.2 \cdot c_{\text{EK}} = 561.716 \cdot \text{mm}$$

EK2-2 J.104.2 (103)

Nødvendig armering i lokal sone (ULS)

$$\gamma_{\text{p,unfav}} := 1.1$$

$$\gamma_{\text{s}} := 1.15$$

$$f_{\text{yk}} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{yd}} := \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{s}}} = 434.783 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{\text{s,EK,ULS}} := 0.15 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{\text{yd}}} \cdot \gamma_{\text{p,unfav}}$$

$$A_{\text{s,EK,ULS}} = 1.597 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig overflatearmering i hver retning

$$A_{\text{s,EK,ULS,overflate}} := 0.03 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{\text{yd}}} \cdot \gamma_{\text{p,unfav}}$$

$$A_{\text{s,EK,ULS,overflate}} = 319.311 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s,EK,SLS,overflate}} := 0.03 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{\text{yk,SLS}}}$$

$$A_{\text{s,EK,SLS,overflate}} = 504.84 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering i lokal sone (SLS)

$$f_{\text{yk,SLS}} := 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{\text{s,EK,SLS}} := 0.15 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{\text{yk,SLS}}}$$

$$A_{\text{s,EK,SLS}} = 2.524 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

VSL

Utbredelse av lokal forankringszone

$$F_{p0.1k} := 4674 \text{ kN}$$

$$P_N := F_{p0.1k}$$

$$c_{VSL} := \sqrt{\frac{0.95 \cdot P_N}{f_{ck,t}}}$$

$$c_{VSL} = 372.504 \cdot \text{mm}$$

Lengde lokal forankringszone

$$L_{f,VSL} := c_{VSL} = 372.504 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig overflatearming

$$A_{s,VSL,SLS,overflate} := 0.02 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{yk,SLS}}$$

$$A_{s,VSL,SLS,overflate} = 336.56 \cdot \text{mm}^2$$

CIRIA

Utbredelse av lokal forankringszone

$$s_1 := 300 \text{ mm}$$

$$s_2 := 300 \text{ mm}$$

$$c_{CIRIA} := \min(s_1, s_2) \cdot 2$$

$$c_{CIRIA} = 600 \cdot \text{mm}$$

Lengde av lokal forankringszone

$$L_{f,CIRIA} := c_{CIRIA} = 600 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig armering i lokal forankringszone (ULS)

$$\varnothing_{\text{forankringsplate}} := 280 \text{ mm}$$

$$\frac{\varnothing_{\text{forankringsplate}}}{c_{CIRIA}} = 0.467$$

$$T_{CIRIA} := 0.18 \cdot \gamma_{p,unfav} \cdot P_{\max}$$

$$T_{CIRIA} = 832.986 \cdot \text{kN}$$

Kantavstand

Avstand til tilstøtende lokal zone

(Hendy & Smith, 2007, p. 265)

Vedlegg A.2

$$A_{s..CIRIA.ULS} := \frac{T_{CIRIA}}{f_{yd}} = 1.916 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s..CIRIA.SLS} := \frac{T_{CIRIA}}{f_{yk.SLS}} = 3.332 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig overflatearming

$$A_{s.SIRIA.SLS.overflate} := 0.04 \cdot \frac{P_{\max}}{f_{yk.SLS}}$$

$$A_{s.SIRIA.SLS.overflate} = 673.12 \cdot \text{mm}^2$$

ETA

Utbredelse lokal forankringssone

$$c_{ETA} := 328 \text{mm}$$

Lengde forankringssone

$$n := 7$$

$$L_{\text{spiral}} := 407 \text{mm}$$

$$L_{f.ETA} := L_{\text{spiral}}$$

$$L_{f.ETA} = 407 \cdot \text{mm}$$

Mengde armering

Bøyer

$$\emptyset := 16 \text{mm}$$

$$A_{s.ETA.bøyer} := \left(\frac{\emptyset}{2}\right)^2 \cdot \pi \cdot n \cdot 2 = 2.815 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

(spiralarmering kommer i tillegg)

Antall bøyer

Senteravstand bøyer

Avstand fra
forankringsplate

Vedlegg B

D-region A – Forankringer i bruplaten

Dette vedlegget inneholder beregninger gjort for D-region A.

- Vertikale modeller:
 - B.1: Modell 1
 - B.2: Modell 2
 - B.3: Beregninger etter EK2 og EK2-2
 - B.4: Beregninger etter Betongelementboken
- Horisontale modeller:
 - B.5: Modell 1
 - B.6: Modell 2
 - B.7: Modell 3
 - B.8: Modell 4
 - B.9: Modell 5
 - B.10: Beregninger etter EK2 og EK2-2
- Rissviddekontroll:
 - B.11: Rissviddekontroll for modell 3

Vedlegg B.1: Modell 1

Stavkrefter:

$$\beta_1 := 10\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := \frac{P_0}{2} = 2.103 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := \frac{T_1}{\cos(\beta_1)} = 2.136 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 370.904 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_3 \cdot \cos(\beta_1) = 2.103 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 370.904 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$P_0 - 2 \cdot T_4 = 0 \cdot \text{kN}$$

Modell OK!

Vertikal spaltestrekkarmering

$$S_1 = 370.904 \cdot \text{kN}$$

Vertikal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 938.387 \cdot \text{mm}^2$$

Vertikal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 1.484 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Vedlegg B.1

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 400\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 140\text{mm}$$

$$b_{1.T2} := 24\text{mm}$$

$$b_{1.T3} := 142\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 41.319 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T2}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 42.499 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T3}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 41.365 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 42.499 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{\text{Rd.max.}} := 47.437 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4.(6)

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd.max.b}} := 13.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 213\text{mm}$$

$$b_{2.T4} := 210\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 27.577 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T4}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 27.546 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 27.577 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Vedlegg B.2

Vedlegg B.2: Modell 2

Stavkrefter

$$\beta_1 := 24\text{deg} \quad \beta_2 := 31\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := 2P_0 \cdot 0.25 = 2.103 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := \frac{T_1}{\cos(\beta_1)} = 2.303 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := T_2 \cdot \sin(\beta_1) = 936.539 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := \frac{T_3}{\sin(\beta_2)} = 1.818 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_5 := T_4 \cdot \cos(\beta_2) = 1.559 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_6 := T_2 \cdot \cos(\beta_1) = 2.103 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_4 \cdot \sin(\beta_2) = 936.539 \cdot \text{kN}$$

$$S_2 := T_4 \cdot \cos(\beta_2) = 1.559 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$T_1 + S_2 - T_5 - T_6 = 0 \cdot \text{kN}$$

Modell OK!

Vertikal randstrekkarmering i steg

$$S_1 = 936.539 \cdot \text{kN}$$

Vertikal randstrekkarmering i ULS

$$A_{s1.ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = 2.369 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vertikal randstrekkarmering i SLS

$$A_{s1.SLS} := \frac{S_1}{f_{yk.SLS}} = 3.746 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal randstrekk langs betongrand

$$S_2 = 1.559 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s2.ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_2}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.943 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s.randstrekk2.SLS} := \frac{S_2}{f_{yk.SLS}} = 6.235 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Vedlegg B.2

Trykk- og knutepunktskontroller

$$t := 300\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd.max.b}} := 13.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 596\text{mm} \quad b_{1.T2} := 650\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1}{b_{1.T1} \cdot t} = 11.765 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{T2}{b_{1.T2} \cdot t} = 11.808 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}) = 11.808 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene:

$$b_{2.T2} := 662\text{mm} \quad b_{2.T3} := 264\text{mm} \quad b_{2.T6} := 607\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T2} := \frac{T2}{b_{2.T2} \cdot t} = 11.594 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{T3}{b_{2.T3} \cdot t} = 11.825 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T6} := \frac{T6}{b_{2.T6} \cdot t} = 11.551 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T2}, \sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T6}) = 11.825 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet!

Vedlegg B.2

Knutepunkt 3 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd,max.a}} = 15.812 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene:

$$b_{3.T3} := 264\text{mm} \quad b_{3.T4} := 512\text{mm} \quad b_{3.T5} := 439\text{mm}$$

$$\sigma_{3.T3} := \frac{T3}{b_{3.T3} \cdot t} = 11.825 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{3.T4} := \frac{T4}{b_{3.T4} \cdot t} = 11.838 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3.T5} := \frac{T5}{b_{3.T5} \cdot t} = 11.835 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3.\text{max}} := \max(\sigma_{3.T3}, \sigma_{3.T4}, \sigma_{3.T5}) = 11.838 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet!

Knutepunkt 4 består av en trykkstav og to strekkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd,max.c}} := 11.859 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstaven

$$b_{4.T4} := 519\text{mm}$$

$$\sigma_{4.T4} := \frac{T4}{b_{4.T4} \cdot t} = 11.679 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4.\text{max}} := \max(\sigma_{4.T4}) = 11.679 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet!

Vedlegg B.3: Beregninger etter EK2 og EK2-2**Spaltestrekk EK2 6.5.3**

Kontroll av full eller begrenset trykkutbredelse.

Modellen ligner på figur 6.25 a) i EK2, da D-regionens bredde er mindre enn høyden.

$$b := 420\text{mm}$$

$$a := 280\text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

Forankringsplatens
bredde

$$S_1 := 0.25 \cdot \frac{(b - a) \cdot P_0}{b} = 350.583 \cdot \text{kN}$$

Vertikal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk,ULS}} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 886.976 \cdot \text{mm}^2$$

Vertikal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk,SLS}} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 1.402 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Kontrollerer randstrekk/overflatearmering EK2-2 pkt. J.104.2(103)

$$A_{s,\text{ULS,randstrekk,EK2}} := 0.03 \cdot \frac{P_0}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \cdot \gamma_{P,\text{unfav}} = 319.311 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,\text{SLS,randstrekk,EK2}} := 0.03 \cdot \frac{P_0}{f_{yk,SLS}} = 504.84 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Vedlegg B.4: Beregninger etter Betongelementboken**Beregninger**

$$N := P_0 = 4.207 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$a := 540 \text{ mm}$$

$$a_1 := 328 \text{ mm}$$

$$e := 60 \text{ mm}$$

$$a_2 := 420 \text{ mm}$$

Høyde D-region

Spenningsutbredelse

Eksentrisitet

$$Z_{S1} := 0.25 \cdot N \cdot \left(1 - \frac{a_1}{a_2} \right) = 230.383 \cdot \text{kN}$$

$$Z_{S2} := \frac{0.015 \cdot N}{1 - \sqrt{2 \cdot \frac{e}{a}}} = 119.382 \cdot \text{kN}$$

$$Z_{S2.min} := 0.02 \cdot N = 84.14 \cdot \text{kN}$$

$$Z_{S2} := \max(Z_{S2}, Z_{S2.min}) = 119.382 \cdot \text{kN}$$

Vertikal spaltestrekkarmering

$$S1 := Z_{S1} = 230.383 \cdot \text{kN}$$

Vertikal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s.ULS} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot S1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 582.87 \cdot \text{mm}^2$$

Vertikal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s.SLS} := \frac{S1}{f_{yk.SLS}} = 921.533 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Vertikal randstrekkarmering

$$S2 := Z_{S2} = 119.382 \cdot \text{kN}$$

Vertikal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s.ULS} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot S2}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 302.037 \cdot \text{mm}^2$$

Vertikal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s.SLS} := \frac{S2}{f_{yk.SLS}} = 477.53 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Vedlegg B.5: Modell 1

Stavkrefter

$$\beta_1 := 7\text{deg} \quad \beta_2 := 41\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := P_0 = 4.207 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := \frac{T_1 \cdot \cos(\beta_1)}{\cos(\beta_2)} = 5.533 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := T_3 \cdot \sin(\beta_2) - T_1 \cdot \sin(\beta_1) = 3.117 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_3 \cdot \sin(\beta_2) = 3.63 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_3 \cdot \cos(\beta_2) = 4.176 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$2 \cdot T_4 - 2 \cdot P_0 \cdot \cos(\beta_1) = 9.313 \times 10^{-13} \cdot \text{kN}$$

Modell OK!

Horisontal spaltestrekk

$$S_1 = 3.63 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 9.183 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,SLS} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 1.452 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 320\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 439\text{mm}$$

$$b_{1,T2} := 241\text{mm}$$

$$b_{1,T3} := 530\text{mm}$$

Vedlegg B.5

$$\sigma_{1.T1} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 32.942 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T2}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 44.461 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T3}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 35.885 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.max} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 44.461 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{Rd.max.} := 47.437 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4(6)

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd.max.b} := 13.44 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 1405\text{mm} \quad b_{2.T4} := 1060\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 13.537 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T4}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 13.541 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.max} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 13.541 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet.

Etter EK2 6.5.4(5) kan de dimensjonerende trykkspenningene økes med 10% dersom armeringen blir fordelt i flere lag.

$$\sigma_{Rd.10\%} := 1.1 \cdot \sigma_{Rd.max.b} = 14.784 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg B.6: Modell 2

Stavkrefter

$$\beta_1 := 7\text{deg} \quad \beta_2 := 26\text{deg} \quad \beta_3 := 17\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := P_0 = 4.207 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := \frac{T_1 \cdot \cos(\beta_1)}{\cos(\beta_2)} = 4.646 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := T_3 \cdot \sin(\beta_2) - T_1 \cdot \sin(\beta_1) = 1.524 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_5 := \frac{T_1 \cdot \cos(\beta_1)}{\cos(\beta_3)} = 4.366 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_7 := T_1 \cdot \sin(\beta_1) + T_2 - T_5 \cdot \sin(\beta_3) = 759.975 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_3 \cdot \cos(\beta_2) = 4.176 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_6 := T_5 \cdot \cos(\beta_3) = 4.176 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_3 \cdot \sin(\beta_2) = 2.037 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_2 := S_1 - T_5 \cdot \sin(\beta_3) = 759.975 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$2 \cdot (T_4 + T_6) - 4 \cdot P_0 \cdot \cos(\beta_1) = -1.863 \times 10^{-12} \cdot \text{kN}$$

Modell OK!

Horisontal spaltestrekk

$$S_1 = 2.037 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_2 = 759.975 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 5.153 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 8.146 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,ULS,2} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_2}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.923 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,SLS,2} := \frac{S_2}{f_{yk,SLS}} = 3.04 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 320\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av fire trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} := 15.812 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 340\text{mm}$$

$$b_{1.T2} := 120\text{mm}$$

$$b_{1.T5} := 344\text{mm}$$

$$b_{1.T7} := 72\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 42.534 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T2}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 43.653 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T5} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T5}{b_{1.T5} \cdot t_1} = 43.633 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T7} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T7}{b_{1.T7} \cdot t_1} = 36.284 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T5}, \sigma_{1.T7}) = 43.653 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{\text{Rd.max.}} := 47.437 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4.(6)

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} = 15.812 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T1} := 515\text{mm}$$

$$b_{2.T2} := 120\text{mm}$$

$$b_{2.T3} := 545\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T1} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T1}{b_{2.T1} \cdot t_1} = 28.081 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T2} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T2}{b_{2.T2} \cdot t_1} = 43.653 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 29.303 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T1}, \sigma_{2.T2}, \sigma_{2.T3}) = 43.653 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Vedlegg B.6

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{\text{Rd,max.}} = 47.437 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 6.5.4.(6)}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 3 består av to trykkstaver og to strekkstaver (forankret i en retning).

$$\sigma_{\text{Rd,max,b}} := 13.44 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{3,\text{T5}} := 1120\text{mm} \quad b_{3,\text{T6}} := 1073\text{mm}$$

$$\sigma_{3,\text{T5}} := \frac{\gamma_{\text{P,unfav}} \cdot \text{T5}}{b_{3,\text{T5}} \cdot t_1} = 13.401 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{3,\text{T6}} := \frac{\gamma_{\text{P,unfav}} \cdot \text{T6}}{b_{3,\text{T6}} \cdot t_1} = 13.377 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3,\text{max}} := \max(\sigma_{3,\text{T5}}, \sigma_{3,\text{T6}}) = 13.401 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 4 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd,max,b}} = 13.44 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{4,\text{T3}} := 1200\text{mm} \quad b_{4,\text{T4}} := 1081\text{mm}$$

$$\sigma_{4,\text{T3}} := \frac{\gamma_{\text{P,unfav}} \cdot \text{T3}}{b_{4,\text{T3}} \cdot t_1} = 13.308 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{4,\text{T4}} := \frac{\gamma_{\text{P,unfav}} \cdot \text{T4}}{b_{4,\text{T4}} \cdot t_1} = 13.278 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{4,\text{max}} := \max(\sigma_{4,\text{T3}}, \sigma_{4,\text{T4}}) = 13.308 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg B.7: Modell 3

Stavkrefter

$$\beta_1 := 10\text{deg} \quad \beta_2 := 45\text{deg} \quad \beta_3 := 7\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$F := P_0 \cdot \cos(\beta_3) = 4.176 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T1 := 2 \cdot F = 8.351 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2 := \frac{T1}{\cos(\beta_1)} = 8.48 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4 := T2 \cdot \sin(\beta_1) = 1.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3 := T2 \cdot \cos(\beta_1) = 8.351 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T6 := \frac{T4}{\sin(\beta_2)} = 2.083 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1 := T6 \cdot \sin(\beta_2) = 1.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2 := T6 \cdot \cos(\beta_2) = 1.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T5 := T6 \cdot \cos(\beta_2) = 1.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$T1 + S2 - T5 - T3 = 0 \cdot \text{kN}$$

Modell OK!

Horizontal Randstrekk utenfor forankring

$$S1 = 1.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horizontal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s1.ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.726 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s1.SLS} := \frac{S1}{f_{yk.SLS}} = 5.89 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal Randstrekk langs betongrand

$$S2 = 1.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horizontal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s2.ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S2}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.726 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s2.SLS} := \frac{S2}{f_{yk.SLS}} = 5.89 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Vedlegg B.7

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 320\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd.max.b}} := 13.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 684\text{mm} \quad b_{1.T2} := 695\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 41.97 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T2}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 41.943 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}) = 41.97 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{\text{Rd.max.}} := 47.437 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4.(6)

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T2} := 2000\text{mm} \quad b_{2.T3} := 1970\text{mm} \quad b_{2.T4} := 347\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T2} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T2}{b_{2.T2} \cdot t_1} = 14.575 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 14.572 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T4}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 14.588 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T2}, \sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 14.588 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg B.7

Knutepunkt 3 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} = 15.812 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{3.T4} := 346\text{mm}$$

$$b_{3.T5} := 346\text{mm}$$

$$b_{3.T6} := 490\text{mm}$$

$$\sigma_{3.T4} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T4}{b_{3.T4} \cdot t_1} = 14.63 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3.T5} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T5}{b_{3.T5} \cdot t_1} = 14.63 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3.T6} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T6}{b_{3.T6} \cdot t_1} = 14.609 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{3.\text{max}} := \max(\sigma_{3.T4}, \sigma_{3.T5}, \sigma_{3.T6}) = 14.63 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 4 består av en trykkstav og to strekkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.c}} := 11.859 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstav

$$b_{4.T6} := 620\text{mm}$$

$$\sigma_{4.T6} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T6}{b_{4.T6} \cdot t_1} = 11.546 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg B.8: Modell 4

Stavkrefter

$$\beta_1 := 7\text{deg} \quad \beta_2 := 8\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := 2 \cdot P_0 \cdot \cos(\beta_1) = 8.351 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := \frac{T_1}{\cos(\beta_2)} = 8.433 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := T_2 \cdot \sin(\beta_2) = 1.174 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_2 \cdot \cos(\beta_2) = 8.351 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_2 \cdot \sin(\beta_2) = 1.174 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$2 \cdot T_4 - 4 \cdot P_0 \cdot \cos(\beta_1) = 1.863 \times 10^{-12} \cdot \text{kN}$$

Modell OK!

Horisontal randstrekk

$$S_1 = 1.174 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 2.969 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 4.695 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 320\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd.max.b}} := 13.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 831\text{mm} \quad b_{1.T2} := 840\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 34.546 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T2}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 34.512 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}) = 34.546 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Treksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{\text{Rd.max.}} := 47.437 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4.(6)

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T2} := 1838\text{mm} \quad b_{2.T3} := 258\text{mm} \quad b_{2.T4} := 1820\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T2} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T2}{b_{2.T2} \cdot t_1} = 15.772 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 15.638 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T4}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 15.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T2}, \sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 15.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg B.9: Modell 5

Stavkrefter

$$\alpha := 7\text{deg} \quad \beta_1 := 34\text{deg} \quad \beta_2 := 6\text{deg} \quad \beta_3 := 45\text{deg} \quad \beta_4 := 16\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$F := P_0 \cdot \cos(\alpha) = 4.176 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_1 := 2 \cdot F = 8.351 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := \frac{T_1 \cdot 0.5}{\cos(\beta_1)} = 5.037 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_5 := \frac{T_2 \cdot \cos(\beta_1)}{\cos(\beta_2)} = 4.199 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := T_2 \cdot \sin(\beta_1) - T_5 \cdot \sin(\beta_2) = 2.378 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := \frac{0.5 \cdot T_3}{\cos(\beta_3)} = 1.681 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_4 \cdot \cos(\beta_3) = 1.189 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_4 := T_4 \cdot \cos(\beta_3) = 1.189 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_3 := T_4 \cdot \cos(\beta_3) = 1.189 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_6 := \frac{T_5 \cdot \cos(\beta_2)}{\cos(\beta_4)} = 4.344 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_5 := T_6 \cdot \sin(\beta_4) = 1.197 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_7 := T_6 \cdot \cos(\beta_4) = 4.176 \times 10^6 \cdot \text{N}$$

$$T_8 := 2T_2 \cdot \cos(\beta_1) = 8.351 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_2 := S_1 = 1.189 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$T_7 \cdot 2 + T_8 - 2 \cdot T_1 = 1.863 \times 10^{-12} \cdot \text{kN}$$

Modell OK!

Horisontal spaltestrekkarmering

Dimensjonerende stavkraft:

$$S_5 = 1.197 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s5,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_5}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.029 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s5,SLS} := \frac{S_5}{f_{yk,SLS}} = 4.789 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg B.9

Horizontal spaltestrekkarmering fra betongrand

$$S4 = 1.189 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horizontal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s4.ULS} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S4}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.008 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s4.SLS} := \frac{S4}{f_{yk.SLS}} = 4.755 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal Randstrekk mellom og utenfor forankring

$$S2=S1 \quad S2 = 1.189 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horizontal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s1.ULS} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S2}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.008 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s1.SLS} := \frac{S2}{f_{yk.SLS}} = 4.755 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal Randstrekk langs betongrand

$$S3 = 1.189 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horizontal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s3.ULS} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S3}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.008 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s3.SLS} := \frac{S3}{f_{yk.SLS}} = 4.755 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering og spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 320 \text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver og to strekkstaver (forankret i en retning).

$$\sigma_{Rd,\text{max},b} := 13.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 672 \text{mm} \quad b_{1.T2} := 372 \text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 42.72 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot T2}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 46.542 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}) = 46.542 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Vedlegg B.9

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{Rd,max} := 47.437 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EK2 6.5.4.(6)}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} := 15.812 \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2,T2} := 1100\text{mm} \quad b_{2,T3} := 539\text{mm} \quad b_{2,T5} := 914\text{mm}$$

$$\sigma_{2,T2} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T2}{b_{2,T2} \cdot t_1} = 15.74 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{2,T3} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T3}{b_{2,T3} \cdot t_1} = 15.163 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{2,T5} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T5}{b_{2,T5} \cdot t_1} = 15.791 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{2,max} := \max(\sigma_{2,T2}, \sigma_{2,T3}, \sigma_{2,T5}) = 15.791 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 3 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} = 15.812 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{3,T3} := 539\text{mm} \quad b_{3,T4} := 381\text{mm}$$

$$\sigma_{3,T3} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T3}{b_{3,T3} \cdot t_1} = 15.163 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{3,T4} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T4}{b_{3,T4} \cdot t_1} = 15.169 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{3,max} := \max(\sigma_{3,T3}, \sigma_{3,T4}) = 15.169 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 4 består av en trykkstav og to strekkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,c} := 11.859 \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{4,T4} := 501\text{mm}$$

$$\sigma_{4,T4} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T4}{b_{4,T4} \cdot t_1} = 11.535 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg B.9

Knutepunkt 5 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd,max,b} = 13.44 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{5.T5} := 1100mm \quad b_{5.T6} := 1116mm$$

$$\sigma_{5.T5} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T5}{b_{5.T5} \cdot t_1} = 13.121 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{5.T6} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T6}{b_{5.T6} \cdot t_1} = 13.38 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{5,max} := \max(\sigma_{5.T5}, \sigma_{5.T6}) = 13.38 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 6 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd,max,b} = 13.44 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{6.T6} := 1116mm \quad b_{6.T7} := 1073mm$$

$$\sigma_{6.T6} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T6}{b_{6.T6} \cdot t_1} = 13.38 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{6.T7} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T7}{b_{6.T7} \cdot t_1} = 13.377 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{6,max} := \max(\sigma_{6.T6}, \sigma_{6.T7}) = 13.38 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 7 består av tre trykkstaver og to strekkstavene (forankret i en retning).

$$\sigma_{Rd,max,b} = 13.44 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{7.T2} := 1294mm \quad b_{7.T8} := 2147mm$$

$$\sigma_{7.T2} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T2}{b_{7.T2} \cdot t_1} = 13.38 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{7.T8} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T8}{b_{7.T8} \cdot t_1} = 13.371 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{7,max} := \max(\sigma_{7.T2}, \sigma_{7.T8}) = 13.38 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg B.10: Beregninger etter EK2 og EK2-2**Spaltestrekk EK2 6.5.3**

Kontroll av full eller begrenset trykkutbredelse.

Modellen ligner på figur 6.25 a) i EK2, da D-regionens bredde er mindre enn høyden.

$$b := 5400\text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

$$a := 685\text{mm}$$

Forankringsplatenes
bredde

$$S_1 := 0.25 \cdot \frac{(b - a) \cdot 2P_0}{b} = 1.837 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk,ULS}} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 4.647 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk,SLS}} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 7.347 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Kontrollerer randstrekk/overflatearmering EK2-2 pkt. J.104.2(103)

Beregnet armering er antatt å gjelde for en forankring

$$A_{s,\text{ULS,randstrekk,EK2}} := 0.03 \cdot \frac{P_0}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \cdot \gamma_{P,\text{unfav}} = 319.311 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,\text{SLS,randstrekk,EK2}} := 0.03 \cdot \frac{P_0}{f_{yk,SLS}} = 504.84 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Vedlegg B.11: Rissviddekontroll for modell 3

$$S1_k := 1473 \text{ kN}$$

$$S2_k := S1_k = 1.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkraft hentet fra stavmodell 3.

Minimumsarmering for begrensning av riss

$$s := 0.25 \quad (\text{antatt})$$

$$t := 2$$

$$\beta_{cc,t} := \exp \left[s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right] = 0.504$$

$$\alpha := 1$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm,t} := (\beta_{cc,t})^\alpha \cdot f_{ctm} = 1.915 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct,eff} := f_{ctm,t} = 1.915 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct,eff,min} := \max \left(f_{ct,eff}, 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) = 2.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s := 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_1 := 1.0 \quad f_2 := 0.65$$

$$x_1 := 300 \quad x := 320 \quad x_2 := 800$$

$$f := f_1 + (f_2 - f_1) \cdot \left[\frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} \right] = 0.986$$

$$k := f = 0.986$$

$$k_c := 1.0$$

$$h := 320 \text{ mm}$$

$$b := 666 \text{ mm}$$

$$A_{ct} := h \cdot b = 2.131 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{smin} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff,min} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 3.047 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

EK2 pkt. 7.3.2

EK2 pkt. 3.1.2(6)

Tid for oppspenning

EK2 pkt. 3.1.2(6)

EK2 pkt. 3.1.2(9)

EK2 tabell 3.1

EK2 pkt. 3.1.2(9)

EK2 pkt. 7.3.2(2)

EK2-2 7.3.2(105)

EK2 pkt 7.3.2(2) og tabell 7.2N

EK2 pkt. 7.3.2(2)

Interpoleres for å finne k

EK2 pkt. 7.3.2(2)

Strekk i hele tverrsnitt

Høyde tverrsnitt

Bredde tverrsnitt

EK2 pkt.

7.3.2(2) Areal av betong i strekksonen

Rissviddebegrensning uten direkte beregning**EK2 pkt. 7.3.3**

$$S1_k = 1.473 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig armeringsmengde ved $\varnothing 25$

$$\sigma_{\varnothing 25} := 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 tabell 7.2N

$$A_{s,\varnothing 25} := \frac{S1_k}{\sigma_{\varnothing 25}} = 7.365 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armeringsmengde ved $\varnothing 12$

$$\sigma_{\varnothing 12} := 280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 tabell 7.2N

$$A_{s,\varnothing 12} := \frac{S1_k}{\sigma_{\varnothing 12}} = 5.261 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering ved senteravstand 100mm

$$\sigma_{s100} := 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 tabell 7.3N

$$A_{s,s100} := \frac{S1_k}{\sigma_{s100}} = 4.603 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering ved senteravstand 50mm

$$\sigma_{s50} := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 tabell 7.3N

$$A_{s,s50} := \frac{S1_k}{\sigma_{s50}} = 4.092 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Beregning av rissvidde med opprinnelig spenningskrav på 250 N/mm² i armering.

EK2 pkt. 7.3.4

Finner først $S_{r,max}$

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

Overdekning

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

Kamdiameter

$$s_1 := 100\text{mm}$$

Senteravstand

$$5 \cdot \left(c + \frac{\varnothing}{2} \right) = 412.5 \cdot \text{mm} > s_1 \quad \text{EK2 pkt. 7.3.4(3) kan benyttes}$$

$$k_3 := 3.4$$

EK2 pkt. NA.7.3.4

$$k_4 := 0.425$$

EK2 pkt. NA.7.3.4

$$k_1 := 0.8$$

EK2 pkt. 7.3.4(3)

$$k_2 := 1.0$$

EK2 pkt. 7.3.4(3)

$$A_s := 2 \cdot 6 \cdot \left(\frac{\varnothing}{2} \right)^2 \cdot \pi = 5.89 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Mengde slakkarmering

$$d := h - c = 250 \cdot \text{mm}$$

$$h_{c,eff} := \min \left[2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] = 160 \cdot \text{mm}$$

EK2 pkt. 7.3.2(3)

$$A_{c,eff} := 2 \cdot h_{c,eff} \cdot b = 2.131 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.028$$

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} = 545.533 \cdot \text{mm}$$

Finner videre $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$

EK2 pkt. 7.3.4(2)

$$\sigma_{s,1} := \frac{S1_k}{A_s} = 250.064 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_t := 0.4$$

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 pkt 3.2.7(4)

$$f_{cm} := 53 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 Tabell 3.1

Vedlegg B.11

$$f_{\text{cm.t}} := \beta_{\text{cc.t}} \cdot f_{\text{cm}} = 26.706 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 pkt. 3.1.2(6)}$$

$$E_{\text{cm}} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 Tabell 3.1}$$

$$E_{\text{cm.t}} := \left(\frac{f_{\text{cm.t}}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.3} \cdot E_{\text{cm}} = 2.931 \times 10^4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 pkt. 3.1.3(3)}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{\text{cm.t}}} = 6.824 \quad \text{EK2 pkt. 7.3.4(1)}$$

$$\varepsilon_1 := \max \left[0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.1}}{E_s}, \frac{\sigma_{s.1} - k_t \cdot \frac{f_{\text{ct.eff}}}{\rho_{\text{p.eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\text{p.eff}})}{E_s} \right] = 1.086 \times 10^{-3}$$

$$w_k := S_{\text{r.max}} \cdot \varepsilon_1 = 0.592 \cdot \text{mm}$$

Vedlegg C

D-region B – Forankringer i undergurt

Dette vedlegget inneholder beregninger gjort for D-region B.

- Vertikale modeller:
 - C.1: Modell 1
 - C.2: Beregninger etter EK2 og EK2-2
- Horisontale modeller:
 - C.3: Modell 1
 - C.4: Modell 2
 - C.5: Modell 3
 - C.6: Modell 4
 - C.7: Beregninger etter EK2 og EK2-2
 - C.8: Beregninger etter VSL og Betongelementboken
- Rissviddekontroll:
 - C.9: Rissviddekontroll for modell 1

Vedlegg C.1: Modell 1

Stavkrefter

$$\beta_1 := 10\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := 0.5 \cdot P_0 = 2.103 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := \frac{T_1}{\cos(\beta_1)} = 2.136 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 370.904 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 370.904 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_3 \cdot \cos(\beta_1) = 2.103 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$P_0 - 2 \cdot T_4 = 0 \cdot \text{kN} \quad \text{Modell OK!}$$

Vertikal spaltestrekk

$$S_1 = 370.904 \cdot \text{kN}$$

Vertikal spaltestrekkarmering i ULS:

Vertikal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 938.387 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,SLS} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 1.484 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 400\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4.(6)

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 140\text{mm} \quad b_{1,T2} := 24\text{mm} \quad b_{1,T3} := 142\text{mm}$$

$$\sigma_{1,T1} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T_1}{b_{1,T1} \cdot t_1} = 41.319 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{1,T2} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T_2}{b_{1,T2} \cdot t_1} = 42.499 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vedlegg C.1

$$\sigma_{1.T3} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T3}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 41.365 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.max} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 42.499 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone

$$\sigma_{Rd.max} := 47.437 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd.max.b.} := 13.44 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 220\text{mm} \quad b_{2.T4} := 216\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 26.699 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{2.T4} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T4}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 26.781 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.max} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 26.781 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Vedlegg C.2: Beregninger etter EK2 og EK2-2**Spaltestrekk EK2 6.5.3**

Modellen ligner på figur 6.25 a) i EK2, da D-regionens bredde er mindre enn høyden.

$$b := 434\text{mm}$$

$$a := 280\text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

Forankringsplatens
bredde

$$S_1 := 0.25 \cdot \frac{(b - a) \cdot P_0}{b} = 373.202 \cdot \text{kN}$$

Vertikal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk,ULS}} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 944.2 \cdot \text{mm}^2$$

Vertikal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk,SLS}} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 1.493 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Kontrollerer randstrekk/overflatearmering EK2-2 pkt. J.104.2(103)

$$A_{s,\text{ULS,randstrekk,EK2}} := 0.03 \cdot \frac{P_0}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \cdot \gamma_{P,\text{unfav}} = 319.311 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,\text{SLS,randstrekk,EK2}} := 0.03 \cdot \frac{P_0}{f_{yk,SLS}} = 504.84 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Vedlegg C.3: Modell 1

Stavkrefter

$$\beta_1 := 26\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := 1.5 \cdot P_0 = 6.311 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := \frac{T_1}{\cos(\beta_1)} = 7.021 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 3.078 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 3.078 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_3 \cdot \cos(\beta_1) = 6.311 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$2 \cdot T_4 - 2 \cdot 1.5 \cdot P_0 = 0 \cdot \text{kN} \quad \text{Modell OK!}$$

Horisontal spaltestrekk

$$S_1 = 3.078 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 7.787 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,SLS} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 1.231 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 450\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt T1-T2-T3 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 333\text{mm} \quad b_{1.T2} := 162\text{mm} \quad b_{1.T3} := 370\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 46.323 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{1.T2} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T2}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 46.442 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T3}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 46.385 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 46.442 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgang mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{\text{Rd.max.}} := 47.437 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 6.5.4.(6)

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt T3-T4-S1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd.max.b}} := 13.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 1290\text{mm} \quad b_{2.T4} := 1159\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 13.304 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{2.T4} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T4}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 13.309 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 13.309 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg C.4: Modell 2

Stavkrefter

$$\beta_1 := 15\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := 3 \cdot P_0 = 1.262 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := \frac{T_1}{\cos(\beta_1)} = 1.307 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 3.382 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 3.382 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_3 \cdot \cos(\beta_1) = 1.262 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$2 \cdot T_4 - 2 \cdot 3 \cdot P_0 = 0 \cdot \text{kN} \quad \text{Modell OK!}$$

Horisontal spaltestrekk

$$S_1 = 3.382 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 8.556 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,SLS} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 1.353 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 450\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt T1-T2-T3 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 2318\text{mm} \quad b_{1,T2} := 621\text{mm} \quad b_{1,T3} := 2400\text{mm}$$

$$\sigma_{1,T1} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T_1}{b_{1,T1} \cdot t_1} = 13.309 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,T2} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T_2}{b_{1,T2} \cdot t_1} = 13.312 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,T3} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T_3}{b_{1,T3} \cdot t_1} = 13.308 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vedlegg C.4

$$\sigma_{1.\max} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 13.312 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet

Knutepunkt T3-T4-S1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd.max.b}} := 13.44 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 2400\text{mm} \quad b_{2.T4} := 2318\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 13.308 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{2.T4} := \frac{\gamma_{\text{P.unfav}} \cdot T4}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 13.309 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\max} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 13.309 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg C.5: Modell 3

Stavkrefter

$$\beta_1 := 7\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := 3 \cdot P_0 = 1.262 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := \frac{T_1}{\cos(\beta_1)} = 1.272 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := T_2 \cdot \sin(\beta_1) = 1.55 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_2 \cdot \sin(\beta_1) = 1.55 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_2 \cdot \cos(\beta_1) = 1.262 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$2 \cdot T_4 - 2 \cdot 3 \cdot P_0 = 0 \cdot \text{kN} \quad \text{Modell OK!}$$

Horisontal randstrekk

$$S_1 = 1.55 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.921 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 6.199 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 450\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt T1-T2-S1 består av to trykkstaver og en strekkstav..

$$\sigma_{Rd,max,b} := 13.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 2400\text{mm} \quad b_{1,T2} := 2382\text{mm}$$

$$\sigma_{1,T1} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T_1}{b_{1,T1} \cdot t_1} = 12.855 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,T2} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T_2}{b_{1,T2} \cdot t_1} = 13.049 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,max} := \max(\sigma_{1,T1}, \sigma_{1,T2}) = 13.049 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet

Vedlegg C.5

Knutepunkt T2-T3-T4 består av tre trykkstaver

$$\sigma_{Rd,max,a} := 15.812 \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2,T2} := 2200mm \quad b_{2,T3} := 268mm \quad b_{2,T4} := 2184mm$$

$$\sigma_{2,T2} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T2}{b_{2,T2} \cdot t_1} = 14.129 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{2,T3} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T3}{b_{2,T3} \cdot t_1} = 14.135 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{2,T4} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T4}{b_{2,T4} \cdot t_1} = 14.126 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{2,max} := \max(\sigma_{2,T2}, \sigma_{2,T3}, \sigma_{2,T4}) = 14.135 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg C.6: Modell 4

Stavkrefter

$$\beta_1 := 34\text{deg} \quad \beta_2 := 6\text{deg} \quad \beta_3 := 40\text{deg} \quad \beta_4 := 50\text{deg} \quad \beta_5 := 14\text{deg} \quad \text{Hentet fra tegning}$$

$$T_1 := 3 \cdot P_0 = 1.262 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := \frac{T_1 \cdot 0.5}{\cos(\beta_1)} = 7.612 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_5 := \frac{T_2 \cdot \cos(\beta_1)}{\cos(\beta_2)} = 6.345 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := T_2 \cdot \sin(\beta_1) - T_5 \cdot \sin(\beta_2) = 3.593 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := \frac{0.5 \cdot T_3}{\cos(\beta_3)} = 2.345 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_4 \cdot \cos(\beta_3) = 1.797 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_4 := T_4 \cdot \cos(\beta_3) = 1.797 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_3 := T_4 \cdot \cos(\beta_4) = 1.508 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_6 := \frac{T_5 \cdot \cos(\beta_2)}{\cos(\beta_5)} = 6.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_5 := T_6 \cdot \sin(\beta_5) = 1.573 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_7 := T_6 \cdot \cos(\beta_5) = 6.311 \times 10^6 \cdot \text{N}$$

$$T_8 := 2T_2 \cdot \cos(\beta_1) = 1.262 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$S_2 := S_1 = 1.797 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$T_7 \cdot 2 + T_8 - 2 \cdot T_1 = 0 \cdot \text{kN} \quad \text{Modell OK!}$$

Horisontal spaltestrekkarmering

Dimensjonerende stavkraft:

$$S_5 = 1.573 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spalte,ULS}} := \frac{\gamma_P \cdot \text{unfav} \cdot S_5}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.981 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{spalte,SLS}} := \frac{S_5}{f_{yk,SLS}} = 6.294 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg C.6

Horizontal spaltestrekkarmering fra betongrand

Dimensjonerende stavkraft:

$$S4 = 1.797 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horizontal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spalte2,ULS}} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S4}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 4.545 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{spalte2,SLS}} := \frac{S4}{f_{yk,\text{SLS}}} = 7.186 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal Randstrekk mellom og utenfor forankring

$$S2=S1 \quad S2 = 1.797 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horizontal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{randk,ULS}} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S2}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 4.545 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{randk,SLS}} := \frac{S2}{f_{yk,\text{SLS}}} = 7.186 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal Randstrekk langs betongrand

$$S3 = 1.508 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horizontal randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{rand2,ULS}} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S3}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.814 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horizontal randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{rand2,SLS}} := \frac{S3}{f_{yk,\text{SLS}}} = 6.03 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering og spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 450 \text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver og to strekkstaver (forankret i en retning).

$$\sigma_{Rd,\text{max},b} := 13.44 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 660 \text{mm} \quad b_{1,T2} := 400 \text{mm}$$

$$\sigma_{1,T1} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot T1}{b_{1,T1} \cdot t_1} = 46.744 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{1,T2} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot T2}{b_{1,T2} \cdot t_1} = 46.517 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,\text{max}} := \max(\sigma_{1,T1}, \sigma_{1,T2}) = 46.744 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Vedlegg C.6

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{Rd,max} := 47.437 \frac{N}{mm^2} \quad \text{EK2 6.5.4.(6)}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} := 15.812 \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2,T2} := 1180\text{mm} \quad b_{2,T3} := 560\text{mm} \quad b_{2,T5} := 990\text{mm}$$

$$\sigma_{2,T2} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T2}{b_{2,T2} \cdot t_1} = 15.768 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{2,T3} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T3}{b_{2,T3} \cdot t_1} = 15.685 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{2,T5} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T5}{b_{2,T5} \cdot t_1} = 15.667 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{2,max} := \max(\sigma_{2,T2}, \sigma_{2,T3}, \sigma_{2,T5}) = 15.768 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 3 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} = 15.812 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{3,T3} := 560\text{mm} \quad b_{3,T4} := 370\text{mm}$$

$$\sigma_{3,T3} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T3}{b_{3,T3} \cdot t_1} = 15.685 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{3,T4} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T4}{b_{3,T4} \cdot t_1} = 15.495 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{3,max} := \max(\sigma_{3,T3}, \sigma_{3,T4}) = 15.685 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 4 består av en trykkstav og to strekkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,c} := 11.859 \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{4,T4} := 490\text{mm} \quad \sigma_{4,T4} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T4}{b_{4,T4} \cdot t_1} = 11.7 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg C.6

Knutepunkt 5 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd,max,b} = 13.44 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{5.T5} := 1160mm \quad b_{5.T6} := 1190mm$$

$$\sigma_{5.T5} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T5}{b_{5.T5} \cdot t_1} = 13.371 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{5.T6} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T6}{b_{5.T6} \cdot t_1} = 13.36 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{5,max} := \max(\sigma_{5.T5}, \sigma_{5.T6}) = 13.371 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 6 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd,max,b} = 13.44 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{6.T6} := 1190mm \quad b_{6.T7} := 1155mm$$

$$\sigma_{6.T6} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T6}{b_{6.T6} \cdot t_1} = 13.36 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{6.T7} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T7}{b_{6.T7} \cdot t_1} = 13.356 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{6,max} := \max(\sigma_{6.T6}, \sigma_{6.T7}) = 13.36 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 7 består av tre trykkstaver og to strekkstaver (forankret i en retning).

$$\sigma_{Rd,max,b} = 13.44 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{7.T2} := 1580mm \quad b_{7.T8} := 2620mm$$

$$\sigma_{7.T2} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T2}{b_{7.T2} \cdot t_1} = 11.776 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{7.T8} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot T8}{b_{7.T8} \cdot t_1} = 11.775 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{7,max} := \max(\sigma_{7.T2}, \sigma_{7.T8}) = 11.776 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg C.7: Beregninger etter EK2 og EK2-2**Spaltestrekk EK2 6.5.3**

Modellen ligner på figur 6.25 a) i EK2, da $b \leq H/2$

$$b := 3600\text{mm}$$

$$a := 1080\text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

Forankringsplatens
bredde

$$S_1 := \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{b-a}{b} \right) \cdot 3 \cdot P_0 = 2.209 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk,ULS}} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 5.588 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk,SLS}} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 8.835 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Kontrollerer randstrekk/overflatearmering EK2-2 pkt. J.104.2(103)

$$A_{s,\text{ULS,randstrekk,EK2}} := 0.03 \cdot \frac{3P_0}{f_{yk}} \cdot \gamma_{P,\text{unfav}} = 957.934 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,\text{SLS,randstrekk,EK2}} := 0.03 \cdot \frac{3P_0}{f_{yk,SLS}} = 1.515 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Vedlegg C.8: Beregninger etter VSL og Betongelementboken

$$N_{SLS} := 3P_0 = 1.262 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$N_{ULS} := 3P_0 \cdot \gamma_{P,\text{unfav}} = 1.388 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

VSL

Randstrekk mellom forankring

$$S_{\text{Randstrekk.mellom.ULS}} := N_{ULS} \cdot 0.17 = 2.36 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{Randstrekk.mellom.SLS}} := N_{SLS} \cdot 0.17 = 2.146 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{\text{s.randstrekk.mellom.SLS}} := \left(\frac{S_{\text{Randstrekk.mellom.SLS}}}{f_{yk.SLS}} \right) = 8.582 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s.randstrekk.mellom.ULS}} := \left(\frac{S_{\text{Randstrekk.mellom.ULS}}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \right) = 5.428 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

SLS er dimensjonerende

Randstrekk utenfor forankring og langs betongrand

$$S_{\text{Randstrekk.utenfor.ULS}} := N_{ULS} \cdot 0.1 = 1.388 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{Randstrekk.utenfor.SLS}} := N_{SLS} \cdot 0.1 = 1.262 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{\text{s.randstrekk.utenfor.SLS}} := \left(\frac{S_{\text{Randstrekk.utenfor.SLS}}}{f_{yk.SLS}} \right) = 5.048 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s.randstrekk.utenfor.ULS}} := \left(\frac{S_{\text{Randstrekk.utenfor.ULS}}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \right) = 3.193 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

SLS er dimensjonerende

Spaltestrekk

$$S_{\text{spaltestrekk.ULS}} := N_{ULS} \cdot 0.25 = 3.471 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{spaltestrekk.SLS}} := N_{SLS} \cdot 0.25 = 3.155 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{\text{s.spaltestrekk.SLS}} := \left(\frac{S_{\text{spaltestrekk.SLS}}}{f_{yk.SLS}} \right) = 1.262 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s.spaltestrekk.ULS}} := \left(\frac{S_{\text{spaltestrekk.ULS}}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}} \right) = 7.983 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

SLS er dimensjonerende

Betongelementboken

$$a_1 := 1128\text{mm} \quad a_2 := 3600\text{mm} \quad a := 4900\text{mm} \quad e := 650\text{mm}$$

Spaltestrekk

$$Z_{S1.SLS} := 0.25 \cdot N_{SLS} \cdot \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right) = 2.167 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$Z_{S1.ULS} := 0.25 \cdot N_{ULS} \cdot \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right) = 2.383 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s.Zs1.SLS} := \left(\frac{Z_{S1.SLS}}{f_{yk.SLS}}\right) = 8.666 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.Zs1.ULS} := \left(\frac{Z_{S1.ULS}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}\right) = 5.482 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

SLS er dimensjonerende

Randstrekk utenfor forankring

$$Z_{S2.SLS} := \frac{0.03 N_{SLS}}{1 - \sqrt{\frac{2 \cdot e}{a}}} = 780.807 \cdot \text{kN}$$

$$Z_{S2.ULS} := \frac{0.03 N_{ULS}}{1 - \sqrt{\frac{2 \cdot e}{a}}} = 858.888 \cdot \text{kN}$$

$$A_{s.randstrekk.SLS} := \left(\frac{Z_{S2.SLS}}{f_{yk.SLS}}\right) = 3.123 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.randstrekk.ULS} := \left(\frac{Z_{S2.ULS}}{\frac{f_{yk}}{\gamma_s}}\right) = 1.975 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

SLS er dimensjonerende

Vedlegg C.9: Rissviddekontroll for modell 1

$$S1_k := 3078 \text{ kN}$$

$$S1_d := S1_k \cdot \gamma_{P, \text{unfav}} = 3.386 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkraft hentet fra stavmodell 1.

Minimumsarmering for begrensning av riss

$$s := 0.25 \quad (\text{antatt})$$

$$t := 2$$

$$\beta_{cc,t} := \exp \left[s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right] = 0.504$$

$$\alpha := 1$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm,t} := (\beta_{cc,t})^\alpha \cdot f_{ctm} = 1.915 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct, \text{eff}} := f_{ctm,t} = 1.915 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct, \text{eff}, \text{min}} := \max \left(f_{ct, \text{eff}}, 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) = 2.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s := 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_1 := 1.0 \quad f_2 := 0.65$$

$$x_1 := 300 \quad x := 450 \quad x_2 := 800$$

$$f := f_1 + (f_2 - f_1) \cdot \left[\frac{(x - x_1)}{(x_2 - x_1)} \right] = 0.895$$

$$k := f = 0.895$$

$$k_c := 1.0$$

$$h := 450 \text{ mm}$$

$$b := 1965 \text{ mm}$$

$$A_{ct} := h \cdot b = 8.843 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s \text{min}} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct, \text{eff}, \text{min}} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 1.148 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

EK2 pkt. 7.3.2

EK2 pkt. 3.1.2(6)

tid for oppspenning

EK2 pkt. 3.1.2(6)

EK2 pkt. 3.1.2(9)

EK2 tabell 3.1

EK2 pkt. 3.1.2(9)

EK2 pkt. 7.3.2(2)

EK2-2 7.3.2(105)

EK2 pkt 7.3.2(2) og tabell 7.2N

EK2 pkt. 7.3.2(2)

Interpoleres for å finne k

EK2 pkt. 7.3.2(2)

Strekk i hele tverrsnitt

Høyde tverrsnitt

Bredde tverrsnitt

EK2 pkt.

7.3.2(2) Areal av betong i strekksonen

Rissviddebegrensning uten direkte beregning**EK2 pkt. 7.3.3**

$$S1_k = 3.078 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Nødvendig armeringsmengde ved $\varnothing 25$

$$\sigma_{\varnothing 25} := 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 tabell 7.2N

$$A_{s,\varnothing 25} := \frac{S1_k}{\sigma_{\varnothing 25}} = 1.539 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armeringsmengde ved $\varnothing 12$

$$\sigma_{\varnothing 12} := 280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 tabell 7.2N

$$A_{s,\varnothing 12} := \frac{S1_k}{\sigma_{\varnothing 12}} = 1.099 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering ved senteravstand 150mm

$$\sigma_{s150} := 280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 tabell 7.3N

$$A_{s,s150} := \frac{S1_k}{\sigma_{s150}} = 1.099 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering ved senteravstand 50mm

$$\sigma_{s50} := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 tabell 7.3N

$$A_{s,s50} := \frac{S1_k}{\sigma_{s50}} = 8.55 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg C.9

Beregning av rissvidde med opprinnelig spenningskrav på 250 N/mm² i armering.

EK2 pkt. 7.3.4

Finner først $S_{r,max}$

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

overdekning

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

kamdiameter

$$s_1 := 150\text{mm}$$

senteravstand

$$5 \cdot \left(c + \frac{\varnothing}{2} \right) = 412.5 \cdot \text{mm} > s_1: \text{EK2 pkt. 7.3.4(3) kan benyttes}$$

$$k_3 := 3.4$$

EK2 pkt. NA.7.3.4

$$k_4 := 0.425$$

EK2 pkt. NA.7.3.4

$$k_1 := 0.8$$

EK2 pkt. 7.3.4(3)

$$k_2 := 1.0$$

EK2 pkt. 7.3.4(3)

$$A_s := 2 \cdot 13 \cdot \left(\frac{\varnothing}{2} \right)^2 \cdot \pi = 1.276 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

mengde slakkarmering

$$d := h - c = 380 \cdot \text{mm}$$

$$h_{c,eff} := \min \left[2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] = 175 \cdot \text{mm}$$

EK2 pkt. 7.3.2(3)

$$A_{c,eff} := 2 \cdot h_{c,eff} \cdot b = 6.878 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.019$$

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} = 696.043 \cdot \text{mm}$$

Finner videre $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$

EK2 pkt. 7.3.4(2)

$$\sigma_{s,1} := \frac{S1_k}{A_s} = 241.171 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_t := 0.4$$

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 pkt 3.2.7(4)

Vedlegg C.9

$$f_{\text{cm}} := 53 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 Tabell 3.1

$$f_{\text{cm.t}} := \beta_{\text{cc.t}} \cdot f_{\text{cm}} = 26.706 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 pkt. 3.1.2(6)

$$E_{\text{cm}} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 Tabell 3.1

$$E_{\text{cm.t}} := \left(\frac{f_{\text{cm.t}}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.3} \cdot E_{\text{cm}} = 2.931 \times 10^4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 pkt. 3.1.3(3)

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{\text{cm.t}}} = 6.824$$

EK2 pkt. 7.3.4(1)

$$\varepsilon_1 := \max \left[0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.1}}{E_s}, \frac{\sigma_{s.1} - k_t \cdot \frac{f_{\text{ct.eff}}}{\rho_{\text{p.eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\text{p.eff}})}{E_s} \right] = 9.734 \times 10^{-4}$$

$$w_k := S_{\text{r.max}} \cdot \varepsilon_1 = 0.678 \cdot \text{mm}$$

Vedlegg D

D-region C – Forankringer i voute

Dette vedlegget inneholder beregninger gjort for D-region C.

- D.1: Vertikal spaltestrekk
- D.2: Horisontal spaltestrekk
- D.3: Beregninger etter EK2
- D.4: Avbøyningskraft
- D.5: Eksentrisitetsmoment

Vedlegg D.1: Vertikal spaltestrekk

Stavkrefter:

$$\beta_1 := 15\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := \frac{P_0}{2} = 2.103 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := \frac{T_1}{\cos(\beta_1)} = 2.178 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 563.631 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_3 \cdot \cos(\beta_1) = 2.103 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 563.631 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$P_0 - 2 \cdot T_4 = 0 \cdot \text{kN}$$

Modell OK!

Vertikal spaltestrekkarmering

$$S := S_1 = 563.631 \cdot \text{kN}$$

Vertikal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.426 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vertikal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S}{f_{yk,SLS}} = 2.255 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 550\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 140\text{mm}$$

$$b_{1,T2} := 38\text{mm}$$

$$b_{1,T3} := 146\text{mm}$$

Vedlegg D.1

$$\sigma_{1.T1} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 30.05 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T2}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 29.665 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T3}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 29.832 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.max} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 30.05 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{Rd.max.} := 47.437 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 6.5.4.(6)}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd.max.b} := 13.44 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 275 \text{ mm} \quad b_{2.T4} := 266 \text{ mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 15.838 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T4}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 15.816 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.max} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 15.838 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Etter EK2 6.5.4 (5) kan dimensjonerende trykkspenning økes med 10% dersom armeringen fordeles i flere lag.

$$\sigma_{Rd.10\%} := 1.1 \cdot \sigma_{Rd.max.b} = 14.784 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg D.2: Horisontal spaltestrekk

Stavkrefter:

$$\beta_1 := 15\text{deg}$$

Hentet fra tegning

$$T_1 := P_0 = 4.207 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_3 := \frac{T_1}{\cos(\beta_1)} = 4.355 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_2 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 1.127 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T_4 := T_3 \cdot \cos(\beta_1) = 4.207 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_1 := T_3 \cdot \sin(\beta_1) = 1.127 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektskontroll:

$$2P_0 - 2 \cdot T_4 = 0 \cdot \text{kN}$$

Modell OK!

Vertikal spaltestrekkarmering

$$S := S_1 = 1.127 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vertikal spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 2.852 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vertikal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S}{f_{yk,SLS}} = 4.509 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom risskontroll skal unngås.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 530\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} := 15.812 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 280\text{mm}$$

$$b_{1,T2} := 75\text{mm}$$

$$b_{1,T3} := 290\text{mm}$$

Vedlegg D.2

$$\sigma_{1.T1} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 31.184 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T2}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 31.195 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T3}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 31.171 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.max} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 31.195 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Ikke tilstrekkelig kapasitet!

Treaksial trykktilstand antas siden knutepunktet ligger i overgangen mellom lokal og generell sone.

$$\sigma_{Rd.max.} := 47.437 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 6.5.4.(6)}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd.max.b} := 13.44 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 626\text{mm} \quad b_{2.T4} := 600\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T3}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 14.44 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{\gamma_{P.unfav} \cdot T4}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 14.553 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.max} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 14.553 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Etter EK2 6.5.4 (5) kan dimensjonerende trykkspenning økes med 10% dersom armeringen fordeles i flere lag.

$$\sigma_{Rd.10\%} := 1.1 \cdot \sigma_{Rd.max.b} = 14.784 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg D.3: Beregninger etter EK2**Vertikal spaltestrekk EK2 6.5.3**

Kontroll av full eller begrenset trykkutbredelse.

Modellen ligner på figur 6.25 a) i EK2, da D-regionens bredde er mindre enn høyden.

$$b := 537\text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

$$a := 280\text{mm}$$

Forankringsplatenes
bredde

$$S_1 := 0.25 \cdot \frac{(b - a)P_0}{b} = 503.351 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_1}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.273 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,SLS} := \frac{S_1}{f_{yk,SLS}} = 2.013 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Horisontal spaltestrekk EK2 6.5.3

Kontroll av full eller begrenset trykkutbredelse.

Modellen ligner på figur 6.25 a) i EK2, da D-regionens bredde er mindre enn høyden.

$$b := 1200\text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

$$a := 778\text{mm}$$

Forankringssonens
bredde

$$S_{1.} := 0.25 \cdot \frac{(b - a)2P_0}{b} = 739.731 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,ULS} := \frac{\gamma_{P,unfav} \cdot S_{1.}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.872 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s,SLS} := \frac{S_{1.}}{f_{yk,SLS}} = 2.959 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Vedlegg D.4: Avbøyningskraft

$$R := 9000\text{mm}$$

$$P_R := \frac{P_0}{R} = 467.444 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

Armering i ULS:

$$A_{s,\text{ULS}} := \frac{\gamma_{P,\text{unfav}} \cdot P_R}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.183 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Armering i SLS:

$$A_{s,\text{SLS}} := \frac{P_R}{f_{yk,\text{SLS}}} = 1.87 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

Armering i SLS blir dimensjonerende dersom rissviddekontroll skal unngås.

Nødvendig armeringsareal over den vertiale kurven:

$$l := 1522\text{mm}$$

Kurvens lengde

$$A_{s,\text{nødv}} := A_{s,\text{SLS}} \cdot l = 2.846 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg D.5: Eksentrisitetsmoment**Beregninger gjort i vouten der tverrsnittet er høyest og lik 901 mm.**

$$e := 452\text{mm}$$

Eksentrisitet

$$b := 1200\text{mm}$$

Bredde voute

$$d := 800\text{mm}$$

$$M_{\text{Ed,ULS}} := 2P_0 \cdot \gamma_{\text{P,unfav}} \cdot e = 4.183 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Opptredende ULS

$$M_{\text{Ed,SLS}} := 2P_0 \cdot e = 3.803 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Opptredende SLS

$$M_{\text{Rd}} := 0.275 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d^2 = 3.83 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Momentkapasitet

$$z_{\text{ULS}} := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed,ULS}}}{M_{\text{Rd}}} \right) \cdot d = 651.44 \cdot \text{mm}$$

$$z_{\text{SLS}} := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed,SLS}}}{M_{\text{Rd}}} \right) \cdot d = 664.946 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{s,ULS}} := \frac{M_{\text{Ed,ULS}}}{z_{\text{ULS}} \cdot f_{\text{yd}}} = 1.477 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s,SLS}} := \frac{M_{\text{Ed,SLS}}}{z_{\text{ULS}} \cdot f_{\text{yk,SLS}}} = 2.335 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

SLS blir dimensjonerende for strekkarmering, men det må legges inn trykkarmering for ULS. Dette fordi opptredende moment er større enn momentkapasiteten.

$$A_{\text{S1}} := \frac{M_{\text{Rd}}}{f_{\text{yd}} \cdot z_{\text{ULS}}} = 1.352 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$\Delta M_{\text{Ed}} := M_{\text{Ed,ULS}} - M_{\text{Rd}} = 353.681 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

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

Avstand mellom strekk- og trykkarmering

$$A_{\text{S2}} := \frac{\Delta M_{\text{Ed}}}{f_{\text{yk}} \cdot h} = 1.011 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Armeringen A_{S2} er armering som legges til både på strekk og trykksiden.

Vedlegg D.5

Beregninger gjort midt i vouten med høyde lik 621 mm.

$$e_2 := 167\text{mm}$$

$$b = 1.2 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

$$d_2 := 520\text{mm}$$

$$M_{\text{Ed,ULS.2}} := 2P_0 \cdot \gamma_{\text{P,unfav}} \cdot e_2 = 1.546 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Ed,SLS.2}} := 2P_0 \cdot e_2 = 1.405 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{Rd.2}} := 0.275 \cdot f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d_2^2 = 1.618 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$z_{\text{ULS.2}} := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed,ULS.2}}}{M_{\text{Rd.2}}} \right) \cdot d = 670.087 \cdot \text{mm}$$

$$z_{\text{SLS.2}} := \left(1 - 0.17 \cdot \frac{M_{\text{Ed,SLS.2}}}{M_{\text{Rd.2}}} \right) \cdot d_2 = 443.233 \cdot \text{mm}$$

$$A_{\text{s,ULS.2}} := \frac{M_{\text{Ed,ULS.2}}}{z_{\text{ULS.2}} \cdot f_{\text{yd}}} = 5.305 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{s,SLS.2}} := \frac{M_{\text{Ed,SLS.2}}}{z_{\text{ULS.2}} \cdot f_{\text{yk,SLS}}} = 8.388 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Eksentrisitet

Bredde voute

Opptredende ULS

Opptredende SLS

Momentkapasitet

Vedlegg E

D-region D – Tverrbærer

Dette vedlegget inneholder beregninger gjort for D-region D.

- E.1: Kontroll av lokal knusing
- E.2: Minimumsarmoring
- Horisontal spaltestrekk
 - E.3: Modell 1
 - E.4: Modell 2
 - E.5: Beregninger etter EK2
- Krefter i hele tverrsnittet
 - E.6: Modell 1
 - E.7: Modell 3
 - E.8: Modell 4
- E.9: Rissviddekontroll modell 1

Vedlegg E.1: Kontroll av lokal knusing

$$b_1 := 650\text{mm}$$

$$d_1 := 650\text{mm}$$

$$b_2 := 800\text{mm}$$

$$d_2 := 800\text{mm}$$

$$A_{c0} := b_1 \cdot d_1 = 4.225 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c1} := b_2 \cdot d_2 = 6.4 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{Rdu} := \min \left(A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \right) = 1.326 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

EK2 pkt 6.7(2)

Vedlegg E.2: Minimumsarmering**Armering mot kantutglidning**EK2-2
J.104.1(105)

$$F_{Rdu.ULS} := 9667 \text{ kN}$$

$$F_{Rdu.SLS} := 5038 \text{ kN}$$

Nødvendig armering i SLS

$$A_{r.SLS} := \frac{F_{Rdu.SLS}}{2.280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 8.996 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering i ULS

$$A_{r.ULS} := \frac{F_{Rdu.ULS}}{2 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = 1.112 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

ULS er dimensjonerende

Minimum vertikalarmoring i vegg

$$A_{c.v} := 800 \text{ mm} \cdot 5400 \text{ mm} = 4.32 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.vmin} := 0.002 \cdot A_{c.v} = 8.64 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

EK2 NA.9.6.2

$$A_{s.vmin} = 8.64 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum horisontalarmering i vegg

$$A_{c.h} := 800 \text{ mm} \cdot 2750 \text{ mm} = 2.2 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s.hmin} := \max \left(0.25 \cdot A_{s.vmin}, 0.3 \cdot A_{c.h} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 5.016 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

EK2 NA.9.6.3

$$A_{s.hmin} = 5.016 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg E.3: Modell 1

Laster i ULS

$$V1_{ULS.1} := 9667\text{kN} \quad V1_{ULS.2} := 4499\text{kN} \quad V1_{ULS.3} := 7962\text{kN}$$

$$V2_{ULS.1} := 7431\text{kN} \quad V2_{ULS.2} := 3224\text{kN} \quad V2_{ULS.3} := 3007\text{kN}$$

$$H2_{ULS.1} := 48\text{kN} \quad H2_{ULS.2} := 1409\text{kN} \quad H2_{ULS.3} := -528\text{kN}$$

Laster i SLS

$$V1_{SLS.1} := 5038\text{kN} \quad V1_{SLS.2} := 4008\text{kN} \quad V1_{SLS.3} := 4162\text{kN}$$

$$V2_{SLS.1} := 4706\text{kN} \quad V2_{SLS.2} := 3530\text{kN} \quad V2_{SLS.3} := 3376\text{kN}$$

$$H2_{SLS.1} := 7\text{kN} \quad H2_{SLS.2} := -528\text{kN} \quad H2_{SLS.3} := 456\text{kN}$$

$$\beta_1 := 9\text{deg}$$

Stavkrefter ULS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.ULS.1} := 0.5 \cdot V1_{ULS.1} = 4.833 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.ULS.1} := \frac{T1_{V1.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 4.894 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 765.551 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 765.551 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 4.833 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i ULS.

Likevektkontroll:

$$V1_{ULS.1} - 2 \cdot T4_{V1.ULS.1} = 0 \text{ kN} \quad \text{Modell OK!}$$

Stavkrefter ULS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.ULS.1} := 0.5 \cdot V2_{ULS.1} = 3.716 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.1} := \frac{T1_{V2.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 3.762 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 588.477 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) + H2_{ULS.1} = 636.477 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 3.716 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.3

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.ULS.2} := 0.5 \cdot V2_{ULS.2} = 1.612 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.2} := \frac{T1_{V2.ULS.2}}{\cos(\beta_1)} = 1.632 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) = 255.316 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) + H2_{ULS.2} = 1.664 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) = 1.612 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.ULS.3} := 0.5 \cdot V2_{ULS.3} = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.3} := \frac{T1_{V2.ULS.3}}{\cos(\beta_1)} = 1.522 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_1) = 238.131 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_1) + \left[(H2_{ULS.3})^2 \right]^{0.5} = 766.131 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_1) = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i ULS

$$S1_{ULS} := \max(S1_{V1.ULS.1}, S1_{V2.ULS.1}, S1_{V2.ULS.2}, S1_{V2.ULS.3}) = 1.664 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.SLS.1} := 0.5 \cdot V1_{SLS.1} = 2.519 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.SLS.1} := \frac{T1_{V1.SLS.1}}{\cos(\beta_1)} = 2.55 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 398.97 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 398.97 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 2.519 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i SLS.

Stavkrefter SLS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.SLS.1} := 0.5 \cdot V2_{SLS.1} = 2.353 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.1} := \frac{T1_{V2.SLS.1}}{\cos(\beta_1)} = 2.382 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.3

$$T2_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta1) = 372.679 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta1) + H2_{SLS.1} = 379.679 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta1) = 2.353 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.SLS.2} := 0.5 \cdot V2_{SLS.2} = 1.765 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.2} := \frac{T1_{V2.SLS.2}}{\cos(\beta1)} = 1.787 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta1) = 279.549 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta1) + \left[(H2_{SLS.2})^2 \right]^{0.5} = 807.549 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta1) = 1.765 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.SLS.3} := 0.5 \cdot V2_{SLS.3} = 1.688 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.3} := \frac{T1_{V2.SLS.3}}{\cos(\beta1)} = 1.709 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta1) = 267.353 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta1) + \left[(H2_{SLS.3})^2 \right]^{0.5} = 723.353 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta1) = 1.688 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i SLS

$$S1_{SLS} := \max(S1_{V1.SLS.1}, S1_{V2.SLS.1}, S1_{V2.SLS.2}, S1_{V2.SLS.3}) = 807.549 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekk

$$S1_{SLS} = 807.549 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{ULS} = 1.664 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s.SLS} := \frac{S1_{SLS}}{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 3.365 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s.ULS} := \frac{S1_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.828 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende.

Vedlegg E.3

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 800\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} \cdot 1.1 = 23.001 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Øker kapasiteten etter
EK2 pkt. 6.5.4(5)

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 297\text{mm}$$

$$b_{1.T2} := 44\text{mm}$$

$$b_{1.T3} := 300\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1 \cdot V1.ULS.1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 20.343 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{T2 \cdot V1.ULS.1}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 21.749 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{T3 \cdot V1.ULS.1}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 20.391 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 21.749 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd.max.b}} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 405\text{mm}$$

$$b_{2.T4} := 400\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{T3 \cdot V1.ULS.1}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 15.104 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{T4 \cdot V1.ULS.1}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 15.105 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 15.105 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg E.4: Modell 2

Laster i ULS

$$V1_{ULS.1} := 9667\text{kN} \quad V1_{ULS.2} := 4499\text{kN} \quad V1_{ULS.3} := 7962\text{kN}$$

$$V2_{ULS.1} := 7431\text{kN} \quad V2_{ULS.2} := 3224\text{kN} \quad V2_{ULS.3} := 3007\text{kN}$$

$$H2_{ULS.1} := 48\text{kN} \quad H2_{ULS.2} := 1409\text{kN} \quad H2_{ULS.3} := -528\text{kN}$$

Laster i SLS

$$V1_{SLS.1} := 5038\text{kN} \quad V1_{SLS.2} := 4008\text{kN} \quad V1_{SLS.3} := 4162\text{kN}$$

$$V2_{SLS.1} := 4706\text{kN} \quad V2_{SLS.2} := 3530\text{kN} \quad V2_{SLS.3} := 3376\text{kN}$$

$$H2_{SLS.1} := 7\text{kN} \quad H2_{SLS.2} := -528\text{kN} \quad H2_{SLS.3} := 456\text{kN}$$

$$\beta_1 := 26\text{deg}$$

Stavkrefter ULS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.ULS.1} := 0.5 \cdot V1_{ULS.1} = 4.833 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.ULS.1} := \frac{T1_{V1.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 5.378 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 2.357 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 2.357 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 4.833 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i ULS.

Likevektkontroll

$$V1_{ULS.1} - 2 \cdot T4_{V1.ULS.1} = 0 \text{ N} \quad \text{Modell OK!}$$

Stavkrefter ULS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.ULS.1} := 0.5 \cdot V2_{ULS.1} = 3.716 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.1} := \frac{T1_{V2.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 4.134 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 1.812 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) + H2_{ULS.1} = 1.86 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 3.716 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.4

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.ULS.2} := 0.5 \cdot V2_{ULS.2} = 1.612 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.2} := \frac{T1_{V2.ULS.2}}{\cos(\beta_1)} = 1.794 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) = 786.225 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) + H2_{ULS.2} = 2.195 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) = 1.612 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.ULS.3} := 0.5 \cdot V2_{ULS.3} = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.3} := \frac{T1_{V2.ULS.3}}{\cos(\beta_1)} = 1.673 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_1) = 733.306 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_1) + \left[(H2_{ULS.3})^2 \right]^{0.5} = 1.261 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_1) = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i ULS

$$S1_{ULS} := \max(S1_{V1.ULS.1}, S1_{V2.ULS.1}, S1_{V2.ULS.2}, S1_{V2.ULS.3}) = 2.357 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.SLS.1} := 0.5 \cdot V1_{SLS.1} = 2.519 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.SLS.1} := \frac{T1_{V1.SLS.1}}{\cos(\beta_1)} = 2.803 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 1.229 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 1.229 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 2.519 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i SLS.

Stavkrefter SLS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.SLS.1} := 0.5 \cdot V2_{SLS.1} = 2.353 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.4

$$T3_{V2.SLS.1} := \frac{T1_{V2.SLS.1}}{\cos(\beta1)} = 2.618 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta1) = 1.148 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta1) + H2_{SLS.1} = 1.155 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta1) = 2.353 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.SLS.2} := 0.5 \cdot V2_{SLS.2} = 1.765 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.2} := \frac{T1_{V2.SLS.2}}{\cos(\beta1)} = 1.964 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta1) = 860.848 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta1) + \left[(H2_{SLS.2})^2 \right]^{0.5} = 1.389 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta1) = 1.765 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.SLS.3} := 0.5 \cdot V2_{SLS.3} = 1.688 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.3} := \frac{T1_{V2.SLS.3}}{\cos(\beta1)} = 1.878 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta1) = 823.293 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta1) + \left[(H2_{SLS.3})^2 \right]^{0.5} = 1.279 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta1) = 1.688 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i ULS

$$S1_{SLS} := \max(S1_{V1.SLS.1}, S1_{V2.SLS.1}, S1_{V2.SLS.2}, S1_{V2.SLS.3}) = 1.389 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekk

$$S1_{SLS} = 1.389 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{ULS} = 2.357 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s.SLS} := \frac{S1_{SLS}}{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 4.96 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s.ULS} := \frac{S1_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 5.422 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende.

Vedlegg E.4

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 800\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt T1-T2-T3 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd,max,a}} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 305\text{mm} \quad b_{1.T2} := 151\text{mm} \quad b_{1.T3} := 340\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1V1.ULS.1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 19.809 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{T2V1.ULS.1}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 19.515 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{T3V1.ULS.1}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 19.771 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 19.809 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt T3-T4-S1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd,max,b}} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 400\text{mm} \quad b_{2.T4} := 359\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{T3V1.ULS.1}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 16.806 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{T4V1.ULS.1}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 16.83 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 16.83 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg E.5: Beregninger etter EK2**Spaltestrekk EK2 6.5.3**

Modellen ligner på figur 6.25 a) i EK2, da D-regionens bredde er mindre enn høyden.

Spaltestrekk i bruens lengdretning

$$b_1 := 800\text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

$$a_1 := 650\text{mm}$$

Forankringsplatens
bredde

$$F1_{\text{ULS}} := 9667\text{kN}$$

$$F2_{\text{ULS}.1} := 7431\text{kN}$$

$$H2_{\text{ULS}.1} := 48\text{kN}$$

$$F2_{\text{ULS}.2} := 3224\text{kN}$$

$$H2_{\text{ULS}.2} := 1409\text{kN}$$

$$F2_{\text{ULS}.3} := 3007\text{kN}$$

$$H2_{\text{ULS}.3} := 528\text{kN}$$

$$S1_{\text{ULS}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F1_{\text{ULS}}}{b_1} = 453.141 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 i opplager 1 er
utelatt

$$S2_{\text{ULS}.1} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{ULS}.1}}{b_1} + H2_{\text{ULS}.1} = 396.328 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{ULS}.2} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{ULS}.2}}{b_1} + H2_{\text{ULS}.2} = 1.56 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{ULS}.3} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{ULS}.3}}{b_1} + H2_{\text{ULS}.3} = 668.953 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{ULS}} := \max(S1_{\text{ULS}}, S2_{\text{ULS}.1}, S2_{\text{ULS}.2}, S2_{\text{ULS}.3}) = 1.56 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F1_{\text{SLS}} := 5038\text{kN}$$

$$F2_{\text{SLS}.1} := 4706\text{kN}$$

$$H2_{\text{SLS}.1} := 7\text{kN}$$

$$F2_{\text{SLS}.2} := 3530\text{kN}$$

$$H2_{\text{SLS}.2} := 528\text{kN}$$

$$F2_{\text{SLS}.3} := 3376\text{kN}$$

$$H2_{\text{SLS}.3} := 456\text{kN}$$

$$S1_{\text{SLS}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F1_{\text{SLS}}}{b_1} = 236.156 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{SLS}.1} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{SLS}.1}}{b_1} + H2_{\text{SLS}.1} = 227.594 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{SLS}.2} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{SLS}.2}}{b_1} + H2_{\text{SLS}.2} = 693.469 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{SLS}.3} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{SLS}.3}}{b_1} + H2_{\text{SLS}.3} = 614.25 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{SLS}} := \max(S1_{\text{SLS}}, S2_{\text{SLS}.1}, S2_{\text{SLS}.2}, S2_{\text{SLS}.3}) = 693.469 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.5

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spalte.ULS}} := \frac{S_{\text{ULS}}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.588 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende

Spaltestrekk i bruens tverretning

$$b_2 := 1700 \text{ mm}$$

$$a_1 = 650 \cdot \text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

Forankringsplattens
bredde

$$S_{1,\text{ULS},t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{1\text{ULS}}}{b_2} = 1.493 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{ULS},1,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{ULS},1}}{b_2} + H_{2\text{ULS},1} = 1.195 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{ULS},2,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{ULS},2}}{b_2} + H_{2\text{ULS},2} = 1.907 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{ULS},3,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{ULS},3}}{b_2} + H_{2\text{ULS},3} = 992.316 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{ULS},t} := \max(S_{1,\text{ULS},t}, S_{2,\text{ULS},1,t}, S_{2,\text{ULS},2,t}, S_{2,\text{ULS},3,t}) = 1.907 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{1,\text{SLS},t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{1\text{SLS}}}{b_2} = 777.926 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{SLS},1,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{SLS},1}}{b_2} + H_{2\text{SLS},1} = 733.662 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{SLS},2,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{SLS},2}}{b_2} + H_{2\text{SLS},2} = 1.073 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{SLS},3,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{SLS},3}}{b_2} + H_{2\text{SLS},3} = 977.294 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{SLS},t} := \max(S_{1,\text{SLS},t}, S_{2,\text{SLS},1,t}, S_{2,\text{SLS},2,t}, S_{2,\text{SLS},3,t}) = 1.073 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spalte.ULS},t} := \frac{S_{\text{ULS},t}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 4.386 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende

Spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{spalte.SLS},t} := \frac{S_{\text{SLS},t}}{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 3.832 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg E.6: Modell 1

Laster i ULS

$$V1_{ULS.1} := 9667\text{kN} \quad V1_{ULS.2} := 4499\text{kN} \quad V1_{ULS.3} := 7962\text{kN}$$

$$V2_{ULS.1} := 7431\text{kN} \quad V2_{ULS.2} := 3224\text{kN} \quad V2_{ULS.3} := 3007\text{kN}$$

$$H2_{ULS.1} := 48\text{kN} \quad H2_{ULS.2} := 1409\text{kN} \quad H2_{ULS.3} := -528\text{kN}$$

Laster i SLS

$$V1_{SLS.1} := 5038\text{kN} \quad V1_{SLS.2} := 4008\text{kN} \quad V1_{SLS.3} := 4162\text{kN}$$

$$V2_{SLS.1} := 4706\text{kN} \quad V2_{SLS.2} := 3530\text{kN} \quad V2_{SLS.3} := 3376\text{kN}$$

$$H2_{SLS.1} := 7\text{kN} \quad H2_{SLS.2} := -528\text{kN} \quad H2_{SLS.3} := 456\text{kN}$$

$$\beta_1 := 17\text{deg} \quad \beta_2 := 17\text{deg} \quad \beta_3 := 73\text{deg}$$

Stavkrefter ULS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.ULS.1} := V1_{ULS.1} = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.ULS.1} := \frac{T1_{V1.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 1.011 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.ULS.1} := T4_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 2.955 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{V1.ULS.1} := T4_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_3) = 2.955 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.ULS.1} := T4_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i ULS.

Likevektkontroll:

$$V1_{ULS.1} - S1_{V1.ULS.1} = 0 \text{ N} \quad \text{Modell OK!}$$

Stavkrefter ULS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T2_{V2.ULS.1} := V2_{ULS.1} = 7.431 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T5_{V2.ULS.1} := \frac{T2_{V2.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 7.771 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.1} := T5_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) - H2_{ULS.1} = 2.224 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{V2.ULS.1} := T5_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 7.431 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{V2.ULS.1} := T5_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_3) = 2.272 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T2_{V2.ULS.2} := V2_{ULS.2} = 3.224 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T5_{V2.ULS.2} := \frac{T2_{V2.ULS.2}}{\cos(\beta_1)} = 3.371 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.6

$$T3_{V2.ULS.2} := T5_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) - H2_{ULS.2} = -423.324 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{V2.ULS.2} := T5_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) = 3.224 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{V2.ULS.2} := T5_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_3) = 985.676 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T2_{V2.ULS.3} := V2_{ULS.3} = 3.007 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T5_{V2.ULS.3} := \frac{T2_{V2.ULS.3}}{\cos(\beta_1)} = 3.144 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.3} := T5_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_1) - H2_{ULS.3} = 1.447 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{V2.ULS.3} := T5_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_1) = 3.007 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{V2.ULS.3} := T5_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_3) = 919.332 \cdot \text{kN}$$

Største strekkrefter i ULS

$$S_{ULS} := \max(S1_{V1.ULS.1}, S2_{V2.ULS.1}, S2_{V2.ULS.2}, S2_{V2.ULS.3}) = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{ULS} := \max(S3_{V1.ULS.1}, S3_{V2.ULS.1}, S3_{V2.ULS.2}, S3_{V2.ULS.3}) = 2.955 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{\text{strekk.ULS}} := \min(T3_{V1.ULS.1}, T3_{V2.ULS.1}, T3_{V2.ULS.2}, T3_{V2.ULS.3}) = -423.324 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.SLS.1} := V1_{SLS.1} = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.SLS.1} := \frac{T1_{V1.SLS.1}}{\cos(\beta_1)} = 5.268 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.SLS.1} := T4_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 1.54 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{V1.SLS.1} := T4_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_3) = 1.54 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.SLS.1} := T4_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i SLS.

Stavkrefter ULS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T2_{V2.SLS.1} := V2_{SLS.1} = 4.706 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T5_{V2.SLS.1} := \frac{T2_{V2.SLS.1}}{\cos(\beta_1)} = 4.921 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.1} := T5_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) - H2_{SLS.1} = 1.432 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{V2.SLS.1} := T5_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 4.706 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.6

$$S3_{V2.SLS.1} := T5_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta3) = 1.439 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T2_{V2.SLS.2} := V2_{SLS.2} = 3.53 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T5_{V2.SLS.2} := \frac{T2_{V2.SLS.2}}{\cos(\beta1)} = 3.691 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.2} := T5_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta1) - H2_{SLS.2} = 1.607 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{V2.SLS.2} := T5_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta1) = 3.53 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{V2.SLS.2} := T5_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta3) = 1.079 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T2_{V2.SLS.3} := V2_{SLS.3} = 3.376 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T5_{V2.SLS.3} := \frac{T2_{V2.SLS.3}}{\cos(\beta1)} = 3.53 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.3} := T5_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta1) - H2_{SLS.3} = 576.147 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{V2.SLS.3} := T5_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta1) = 3.376 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{V2.SLS.3} := T5_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta3) = 1.032 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største strekkrefter i SLS

$$S_{SLS} := \max(S1_{V1.SLS.1}, S2_{V2.SLS.1}, S2_{V2.SLS.2}, S2_{V2.SLS.3}) = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{SLS} := \max(S3_{V1.SLS.1}, S3_{V2.SLS.1}, S3_{V2.SLS.2}, S3_{V2.SLS.3}) = 1.54 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Opphengskrefter

$$S_{\text{oppheng.SLS}} := S_{SLS} = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{oppheng.ULS}} := S_{ULS} = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Opphengsarmering i SLS:

Opphengsarmering i ULS:

$$A_{s.SLS} := \frac{S_{\text{oppheng.SLS}}}{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1.799 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.\text{oppheng.ULS}} := \frac{S_{\text{oppheng.ULS}}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 2.223 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Opphengsarmering i ULS blir dimensjonerende

Horisontalkrefter over utsparring

$$S3_{SLS} = 1.54 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{ULS} = 2.955 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Opphengsarmering i SLS:

Horisontalarmering i ULS:

$$A_{s3.SLS} := \frac{S3_{SLS}}{360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 4.279 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s3.ULS} := \frac{S3_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 6.798 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Opphengsarmering i ULS blir dimensjonerende

Vedlegg E.6

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 800\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Maks krefter i trykkstavene

$$T1 := \max(V1_{\text{ULS.1}}, V1_{\text{ULS.2}}, V1_{\text{ULS.3}}, V2_{\text{ULS.1}}, V2_{\text{ULS.2}}, V2_{\text{ULS.3}}) = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{\text{trykk}} := \max(T3_{V1.\text{ULS.1}}, T3_{V2.\text{ULS.1}}, T3_{V2.\text{ULS.2}}, T3_{V2.\text{ULS.3}}) = 2.955 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{\text{strek}} := \min(T3_{V1.\text{ULS.1}}, T3_{V2.\text{ULS.1}}, T3_{V2.\text{ULS.2}}, T3_{V2.\text{ULS.3}}) = -423.324 \cdot \text{kN}$$

$$T4 := \max(T4_{V1.\text{ULS.1}}, T5_{V2.\text{ULS.1}}, T5_{V2.\text{ULS.2}}, T5_{V2.\text{ULS.3}}) = 1.011 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

Knutepunkt T1-T3-T4 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 593\text{mm}$$

$$b_{1.T3} := 183\text{mm}$$

$$b_{1.T4} := 620\text{mm}$$

Dersom det er trykk i T3

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 20.377 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{T3_{\text{trykk}}}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 20.188 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T4} := \frac{T4}{b_{1.T4} \cdot t_1} = 20.38 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T3}, \sigma_{1.T4}) = 20.38 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt T4-S1-S3 består av en trykkstav og to strekkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.c}} = 15.682 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T4} := 810\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{T4_{V1.\text{ULS.1}}}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 15.6 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg E.7: Modell 3

Last i ULS

$$V1_{\text{ULS}} := 9667 \text{ kN}$$

Last i SLS

$$V1_{\text{SLS}} := 5038 \text{ kN}$$

Stavkrefter ULS

$$\beta_1 := 45 \text{ deg} \quad \beta_2 := 45 \text{ deg} \quad \beta_3 := 39 \text{ deg}$$

$$T1_{\text{ULS}} := V1_{\text{ULS}} = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{\text{ULS}} := 5341.5 \text{ kN}$$

$$T5_{\text{ULS}} := \frac{S1_{\text{ULS}}}{\cos(\beta_1)} = 7.554 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{ULS}} := T5_{\text{ULS}} \cdot \cos(\beta_2) = 5.341 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S4_{\text{ULS}} := T5_{\text{ULS}} \cdot \cos(\beta_2) = 5.341 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{\text{ULS}} := \frac{S4_{\text{ULS}}}{\cos(\beta_3)} = 6.873 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{\text{ULS}} := T4_{\text{ULS}} \cdot \sin(\beta_3) + S1_{\text{ULS}} = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{\text{ULS}} := T4_{\text{ULS}} \cdot \cos(\beta_3) = 5.341 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{\text{ULS}} := T1_{\text{ULS}} - T4_{\text{ULS}} \cdot \cos(\beta_3) = 4.325 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektkontroll:

$$V1_{\text{ULS}} - S3_{\text{ULS}} = 0.039 \text{ kN}$$

Modell OK! (Noe avvik grunnet iterasjon)**Stavkrefter SLS**

$$T1_{\text{SLS}} := V1_{\text{SLS}} = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{\text{SLS}} := 2783.5 \text{ kN}$$

$$T5_{\text{SLS}} := \frac{S1_{\text{SLS}}}{\cos(\beta_1)} = 3.936 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{SLS}} := T5_{\text{SLS}} \cdot \cos(\beta_2) = 2.784 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S4_{\text{SLS}} := T5_{\text{SLS}} \cdot \cos(\beta_2) = 2.784 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{\text{SLS}} := \frac{S4_{\text{SLS}}}{\cos(\beta_3)} = 3.582 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S3_{\text{SLS}} := T4_{\text{SLS}} \cdot \sin(\beta_3) + S1_{\text{SLS}} = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{\text{SLS}} := T4_{\text{SLS}} \cdot \cos(\beta_3) = 2.784 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.7

$$T3_{SLS} := T1_{SLS} - T4_{SLS} \cdot \cos(\beta3) = 2.255 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad S3_{SLS} = T1_{SLS} \quad \rightarrow \text{Stavmodell ok}$$

Nødvendig armering

Opphengskrefter

$$S_{\text{oppheng.SLS}} := \max(S1_{SLS}, S3_{SLS}) = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{oppheng.ULS}} := \max(S1_{ULS}, S3_{ULS}) = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Opphengsarmering i ULS:

$$A_{s.\text{opp.ULS}} := \frac{S_{\text{oppheng.ULS}}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 2.223 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Opphengsarmering i SLS:

$$A_{s.\text{opp.SLS}} := \frac{S_{\text{oppheng.SLS}}}{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1.799 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Opphengsarmering i ULS blir dimensjonerende

Armering i undergurt

$$S2_{ULS} = 5.341 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{SLS} = 2.784 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Undergurt i ULS:

$$A_{s.\text{undergurt.ULS}} := \frac{S2_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.229 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Undergurt i SLS:

$$A_{s.\text{undergurt.SLS}} := \frac{S2_{SLS}}{320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 8.698 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Undergurtarmering i ULS blir dimensjonerende

Armering for horisontalkrefter fra steg og inn i tverrbærer

$$S4_{ULS} = 5.341 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S4_{SLS} = 2.784 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontal i ULS:

$$A_{s.\text{hor.ULS}} := \frac{S4_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.229 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontal i SLS:

$$A_{s.\text{hor.SLS}} := \frac{S4_{SLS}}{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 9.941 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontalarmering i ULS blir dimensjonerende

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 800 \text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av fire trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 600 \text{mm} \quad b_{1.T2} := 320 \text{mm} \quad b_{1.T3} := 300 \text{mm} \quad b_{1.T4} := 500 \text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1_{ULS}}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 20.14 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{T2_{ULS}}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 20.865 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Vedlegg E.7

$$\sigma_{1.T3} := \frac{T3_{ULS}}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 18.023 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{1.T4} := \frac{T4_{ULS}}{b_{1.T4} \cdot t_1} = 17.183 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{1.max} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}, \sigma_{1.T4}) = 20.865 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{if}(\sigma_{1.max} < \sigma_{Rd.max.a}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd.max.b} = 17.773 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 389mm \quad b_{2.T5} := 550mm$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{T3_{ULS}}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 13.899 \cdot \frac{N}{mm^2} \quad \sigma_{2.T5} := \frac{T5_{ULS}}{b_{2.T5} \cdot t_1} = 17.168 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{2.max} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T5}) = 17.168 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{if}(\sigma_{2.max} < \sigma_{Rd.max.b}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Knutepunkt 3 består av en trykkstav og to strekkstaver.

$$\sigma_{Rd.max.c} = 15.682 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{3.T5} := 650mm$$

$$\sigma_{3.T5} := \frac{T5_{ULS}}{b_{3.T5} \cdot t_1} = 14.527 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{if}(\sigma_{3.T5} < \sigma_{Rd.max.c}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Knutepunkt 4 består av en trykkstav og tre strekkstaver forankret i to retninger

$$\sigma_{Rd.max.c} = 15.682 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{4.T4} := 550mm$$

$$\sigma_{4.T4} := \frac{T4_{ULS}}{b_{4.T4} \cdot t_1} = 15.621 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{if}(\sigma_{4.T4} < \sigma_{Rd.max.c}, \text{"OK"}, \text{"IKKE OK"}) = \text{"OK"}$$

Vedlegg E.8: Modell 4

Laster i ULS

$$V1_{ULS.1} := 9667\text{kN} \quad V1_{ULS.2} := 4499\text{kN} \quad V1_{ULS.3} := 7962\text{kN}$$

$$V2_{ULS.1} := 7431\text{kN} \quad V2_{ULS.2} := 3224\text{kN} \quad V2_{ULS.3} := 3007\text{kN}$$

$$H2_{ULS.1} := 48\text{kN} \quad H2_{ULS.2} := 1409\text{kN} \quad H2_{ULS.3} := -528\text{kN}$$

Laster i SLS

$$V1_{SLS.1} := 5038\text{kN} \quad V1_{SLS.2} := 4008\text{kN} \quad V1_{SLS.3} := 4162\text{kN}$$

$$V2_{SLS.1} := 4706\text{kN} \quad V2_{SLS.2} := 3530\text{kN} \quad V2_{SLS.3} := 3376\text{kN}$$

$$H2_{SLS.1} := 7\text{kN} \quad H2_{SLS.2} := -528\text{kN} \quad H2_{SLS.3} := 456\text{kN}$$

$$\beta_1 := 77\text{deg} \quad \beta_2 := 13\text{deg}$$

Stavkrefter ULS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.ULS.1} := V1_{ULS.1} = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.ULS.1} := \frac{T1_{V1.ULS.1}}{\sin(\beta_1)} = 9.921 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.ULS.1} := T2_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 2.232 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.ULS.1} := T2_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 2.232 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.ULS.1} := T2_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i ULS.

Likevektkontroll:

$$V1_{ULS.1} - T4_{V1.ULS.1} = 0 \text{ N} \quad \text{Modell OK!}$$

Stavkrefter ULS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.ULS.1} := V2_{ULS.1} = 7.431 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.1} := \frac{T1_{V2.ULS.1}}{\sin(\beta_1)} = 7.626 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.1} := T2_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) + H2_{ULS.1} = 1.764 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.1} := T2_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 1.716 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.1} := T2_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 7.431 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.ULS.2} := V2_{ULS.2} = 3.224 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.2} := \frac{T1_{V2.ULS.2}}{\sin(\beta_1)} = 3.309 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.8

$$S1_{V2.ULS.2} := T2_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) + H2_{ULS.2} = 2.153 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.2} := T2_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_2) = 744.319 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.2} := T2_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_2) = 3.224 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.ULS.3} := V2_{ULS.3} = 3.007 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.3} := \frac{T1_{V2.ULS.3}}{\sin(\beta_1)} = 3.086 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.3} := T2_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_1) - H2_{ULS.3} = 1.222 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.3} := T2_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_2) = 694.221 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.3} := T2_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_2) = 3.007 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største strekkrefter i ULS

$$S_{ULS} := \max(S1_{V1.ULS.1}, S1_{V2.ULS.1}, S1_{V2.ULS.2}, S1_{V2.ULS.3}) = 2.232 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.SLS.1} := V1_{SLS.1} = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.SLS.1} := \frac{T1_{V1.SLS.1}}{\sin(\beta_1)} = 5.171 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.SLS.1} := T2_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 1.163 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.SLS.1} := T2_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 1.163 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.SLS.1} := T2_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i SLS.

Stavkrefter SLS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.SLS.1} := V2_{SLS.1} = 4.706 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.1} := \frac{T1_{V2.SLS.1}}{\sin(\beta_1)} = 4.83 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.1} := T2_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) + H2_{SLS.1} = 1.093 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.1} := T2_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 1.086 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.1} := T2_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 4.706 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg E.8

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.SLS.2} := V2_{SLS.2} = 3.53 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.2} := \frac{T1_{V2.SLS.2}}{\sin(\beta1)} = 3.623 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.2} := T2_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta1) - H2_{SLS.2} = 1.343 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.2} := T2_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta2) = 814.965 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.2} := T2_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta2) = 3.53 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.SLS.3} := V2_{SLS.3} = 3.376 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.3} := \frac{T1_{V2.SLS.3}}{\sin(\beta1)} = 3.465 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.3} := T2_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta1) + H2_{SLS.3} = 1.235 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.3} := T2_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta2) = 779.411 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.3} := T2_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta2) = 3.376 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største strekkrefter i SLS

$$S_{SLS} := \max(S1_{V1.SLS.1}, S1_{V2.SLS.1}, S1_{V2.SLS.2}, S1_{V2.SLS.3}) = 1.343 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Randstrekk

Randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{S_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 5.133 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekk i ULS blir dimensjonerende

Randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S_{SLS}}{320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 4.197 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 800\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Lasttilfelle 1 for V1 er dimensjonerende på randstrekkarmering.
Benytter stavkrefter fra lasttilfelle 1 for å dimensjonere staver.

Knutepunkt T1-T2-S1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd,max,b}} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 765\text{mm} \quad b_{1.T2} := 800\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1V1.ULS.1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 15.796 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{1.T2} := \frac{T2V1.ULS.1}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 15.502 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}) = 15.796 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt T2-T3-T4 består av tre trykkstaver

$$\sigma_{\text{Rd,max,a}} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T4} := 669\text{mm} \quad b_{2.T3} := 204\text{mm} \quad b_{2.T2} := 700\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T2} := \frac{T2V1.ULS.1}{b_{2.T2} \cdot t_1} = 17.717 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{2.T3} := \frac{T3V1.ULS.1}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 13.675 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{T4V1.ULS.1}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 18.062 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T2}, \sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 18.062 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg E.9: Rissviddekontroll modell 1

$$S1_k := 1540 \text{ kN}$$

$$S2_k := S1_k = 1.54 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkraft hentet fra stavmodell 1.

Minimumsarmering for begrensning av riss

$$s := 0.25 \quad (\text{antatt})$$

$$t := 28$$

$$\beta_{cc,t} := \exp \left[s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right] = 1$$

$$\alpha := 1$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm,t} := (\beta_{cc,t})^\alpha \cdot f_{ctm} = 3.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct,min} := 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct,eff,min} := \max(f_{ctm,t}, f_{ct,min}) = 3.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s := 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k := 0.65$$

$$k_c := 1.0$$

$$h := 520 \text{ mm}$$

$$b := 800 \text{ mm}$$

$$A_{ct} := h \cdot b = 4.16 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{smin} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff,min} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 2.854 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

EK2 pkt. 7.3.2

EK2 pkt. 3.1.2(6)

Tid for oppspenning

EK2 pkt. 3.1.2(6)

EK2 pkt. 3.1.2(9)

EK2 tabell 3.1

EK2 pkt. 3.1.2(9)

EK2-2 pkt. 7.3.2 (105)

EK2 pkt. 7.3.2(2)

EK2 pkt 7.3.2(2) og tabell 7.2N

EK2 pkt. 7.3.2(2)

EK2 pkt. 7.3.2(2)
Strekk i hele tverrsnitt

Høyde tverrsnitt

Bredde tverrsnitt

EK2 pkt.
7.3.2(2) Areal av
betong i strekksonen

Vedlegg E.9

Beregning av rissvidde med opprinnelig spenningskrav på 360 N/mm² i armering.

EK2 pkt. 7.3.4

Finner først $S_{r,max}$

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

$$\varnothing := 20\text{mm}$$

$$s_1 := 64\text{mm}$$

$$5 \cdot \left(c + \frac{\varnothing}{2} \right) = 400 \cdot \text{mm} > s_1 \quad \text{EK2 pkt. 7.3.4(3) kan benyttes}$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 1.0$$

Overdekning

Kamdiameter

Senteravstand

EK2 pkt. NA.7.3.4

EK2 pkt. NA.7.3.4

EK2 pkt. 7.3.4(3)

EK2 pkt. 7.3.4(3)

$$A_s := 2 \cdot 11 \cdot \left(\frac{\varnothing}{2} \right)^2 \cdot \pi = 6.912 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Mengde slakkarmering

$$d := h - c - \frac{\varnothing}{2} = 440 \cdot \text{mm}$$

$$h_{c,eff} := \min \left[2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] = 200 \cdot \text{mm}$$

EK2 pkt. 7.3.2(3)

$$A_{c,eff} := 2 \cdot h_{c,eff} \cdot b = 3.2 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.022$$

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} = 552.837 \cdot \text{mm}$$

Finner videre $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$

EK2 pkt. 7.3.4(2)

$$\sigma_{s,1} := \frac{S1_k}{A_s} = 222.817 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_t := 0.4$$

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 pkt 3.2.7(4)

$$f_{cm} := 53 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 Tabell 3.1

Vedlegg E.9

$$f_{\text{cm.t}} := \beta_{\text{cc.t}} \cdot f_{\text{cm}} = 53 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 pkt. 3.1.2(6)

$$E_{\text{cm}} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 Tabell 3.1

$$E_{\text{cm.t}} := \left(\frac{f_{\text{cm.t}}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.3} \cdot E_{\text{cm}} = 3.6 \times 10^4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 pkt. 3.1.3(3)

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{\text{cm.t}}} = 5.556$$

EK2 pkt. 7.3.4(1)

$$\varepsilon_1 := \max \left[0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.1}}{E_s}, \frac{\sigma_{s.1} - k_t \cdot \frac{f_{\text{ctm.t}}}{\rho_{\text{p.eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\text{p.eff}})}{E_s} \right] = 7.2 \times 10^{-4}$$

$$w_k := S_{\text{r.max}} \cdot \varepsilon_1 = 0.398 \cdot \text{mm}$$

Vedlegg F

D-region E - Søyletopp

Dette vedlegget inneholder beregninger gjort for D-region E.

- F.1: Kontroll av lokal knusing
- F.2: Minimumsarmering
- Horizontal spaltestrekk
 - F.3: Modell 1
 - F.4: Modell 2
 - F.5: Beregninger etter EK2
- Randstrekk i bruens tverretning
 - F.6: Modell 1
 - F.7: Modell 2
- F.8: Moment i konsoll
- F.9: Friksjonskraft i bruens lengderetning
- F.10: Rissviddekontroll for modell 1

Vedlegg F.1: Kontroll av lokal knusing

$$b_1 := 770\text{mm}$$

$$d_1 := 770\text{mm}$$

$$b_2 := 1200\text{mm}$$

$$d_2 := 1200\text{mm}$$

$$A_{c0} := b_1 \cdot d_1 = 5.929 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c1} := b_2 \cdot d_2 = 1.44 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{Rdu} := \min \left(A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \right) = 2.356 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

EK2 pkt 6.7(2)

Vedlegg F.2: Minimumsarmering**Armering mot kantutglidning**EK2-2
J.104.1(105)

$$F_{Rdu.ULS} := 9667 \text{ kN}$$

$$F_{Rdu.SLS} := 5038 \text{ kN}$$

Nødvendig armering i bruksgrensetilstand

$$A_{r.SLS} := \frac{F_{Rdu.SLS}}{2 \cdot f_{yk.SLS}} = 1.008 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering i bruddgrensetilstand

$$A_{r.ULS} := \frac{F_{Rdu.ULS}}{2 \cdot f_{yd}} = 1.112 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

ULS er dimensjonerende

Minimum vertikalarmring i vegg

$$A_{c.v} := 1500 \text{ mm} \cdot 4900 \text{ mm} = 7.35 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.vmin} := 0.002 \cdot A_{c.v} = 1.47 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

EK2 NA.9.6.2

$$A_{s.vmin} = 1.47 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Totalt i veggen.
Fordeles på to sider.**Minimum horisontalarmering i vegg**

$$A_{c.h} := 1500 \text{ mm} \cdot 12339 \text{ mm} = 1.851 \times 10^7 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s.hmin} := \max \left(0.5 \cdot 0.25 \cdot A_{s.vmin}, 0.3 \cdot A_{c.h} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) = 4.22 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

EK2 NA.9.6.3

$$A_{s.hmin} = 4.22 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

På hver side av veggen

Vedlegg F.3: Modell 1

Laster i ULS

$$V1_{ULS.1} := 9667\text{kN} \quad V1_{ULS.2} := 4499\text{kN} \quad V1_{ULS.3} := 7962\text{kN}$$

$$V2_{ULS.1} := 7431\text{kN} \quad V2_{ULS.2} := 3224\text{kN} \quad V2_{ULS.3} := 3007\text{kN}$$

$$H2_{ULS.1} := 48\text{kN} \quad H2_{ULS.2} := 1409\text{kN} \quad H2_{ULS.3} := -528\text{kN}$$

Laster i SLS

$$V1_{SLS.1} := 5038\text{kN} \quad V1_{SLS.2} := 4008\text{kN} \quad V1_{SLS.3} := 4162\text{kN}$$

$$V2_{SLS.1} := 4706\text{kN} \quad V2_{SLS.2} := 3530\text{kN} \quad V2_{SLS.3} := 3376\text{kN}$$

$$H2_{SLS.1} := 7\text{kN} \quad H2_{SLS.2} := -528\text{kN} \quad H2_{SLS.3} := 456\text{kN}$$

$$\beta_1 := 14\text{deg}$$

Stavkrefter ULS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.ULS.1} := 0.5 \cdot V1_{ULS.1} = 4.833 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.ULS.1} := \frac{T1_{V1.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 4.981 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 1.205 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 1.205 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 4.833 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i ULS.

Likevektkontroll:

$$\frac{V1_{ULS.1}}{2} - T4_{V1.ULS.1} = 0 \text{ N} \quad \text{Modell OK!}$$

Stavkrefter ULS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.ULS.1} := 0.5 \cdot V2_{ULS.1} = 3.716 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.1} := \frac{T1_{V2.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 3.829 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 926.378 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) + H2_{ULS.1} = 974.378 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg F.3

$$T4_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 3.716 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.ULS.2} := 0.5 \cdot V2_{ULS.2} = 1.612 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.2} := \frac{T1_{V2.ULS.2}}{\cos(\beta_1)} = 1.661 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) = 401.917 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) + H2_{ULS.2} = 1.811 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) = 1.612 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.ULS.3} := 0.5 \cdot V2_{ULS.3} = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.3} := \frac{T1_{V2.ULS.3}}{\cos(\beta_1)} = 1.55 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_1) = 374.865 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_1) + \left[(H2_{ULS.3})^2 \right]^{0.5} = 902.865 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_1) = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i ULS

$$S1_{ULS} := \max(S1_{V1.ULS.1}, S1_{V2.ULS.1}, S1_{V2.ULS.2}, S1_{V2.ULS.3}) = 1.811 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.SLS.1} := 0.5 \cdot V1_{SLS.1} = 2.519 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.SLS.1} := \frac{T1_{V1.SLS.1}}{\cos(\beta_1)} = 2.596 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 628.057 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 628.057 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 2.519 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i SLS, da lasttilfelle 1 gir størst kraft.

Stavkrefter SLS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.SLS.1} := 0.5 \cdot V2_{SLS.1} = 2.353 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg F.3

$$T3_{V2.SLS.1} := \frac{T1_{V2.SLS.1}}{\cos(\beta1)} = 2.425 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta1) = 586.669 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta1) + H2_{SLS.1} = 593.669 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta1) = 2.353 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.SLS.2} := 0.5 \cdot V2_{SLS.2} = 1.765 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.2} := \frac{T1_{V2.SLS.2}}{\cos(\beta1)} = 1.819 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta1) = 440.064 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta1) + \left[(H2_{SLS.2})^2 \right]^{0.5} = 968.064 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta1) = 1.765 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.SLS.3} := 0.5 \cdot V2_{SLS.3} = 1.688 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.3} := \frac{T1_{V2.SLS.3}}{\cos(\beta1)} = 1.74 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta1) = 420.866 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta1) + \left[(H2_{SLS.3})^2 \right]^{0.5} = 876.866 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta1) = 1.688 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i SLS

$$S1_{SLS} := \max(S1_{V1.SLS.1}, S1_{V2.SLS.1}, S1_{V2.SLS.2}, S1_{V2.SLS.3}) = 968.064 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekk

$$S1_{SLS} = 968.064 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{ULS} = 1.811 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s.SLS} := \frac{S1_{SLS}}{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 4.034 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s.ULS} := \frac{S1_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 4.165 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 1200\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd.max.a}} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 384\text{mm}$$

$$b_{1.T2} := 94\text{mm}$$

$$b_{1.T3} := 395\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1 V1.ULS.1}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 10.489 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{T2 V1.ULS.1}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 10.684 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{T3 V1.ULS.1}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 10.509 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 10.684 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd.max.b}} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 772\text{mm}$$

$$b_{2.T4} := 750\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{T3 V1.ULS.1}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 5.377 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{T4 V1.ULS.1}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 5.371 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 5.377 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg F.4: Modell 2

Laster i ULS

$$V1_{ULS.1} := 9667\text{kN} \quad V1_{ULS.2} := 4499\text{kN} \quad V1_{ULS.3} := 7962\text{kN}$$

$$V2_{ULS.1} := 7431\text{kN} \quad V2_{ULS.2} := 3224\text{kN} \quad V2_{ULS.3} := 3007\text{kN}$$

$$H2_{ULS.1} := 48\text{kN} \quad H2_{ULS.2} := 1409\text{kN} \quad H2_{ULS.3} := -528\text{kN}$$

Laster i SLS

$$V1_{SLS.1} := 5038\text{kN} \quad V1_{SLS.2} := 4008\text{kN} \quad V1_{SLS.3} := 4162\text{kN}$$

$$V2_{SLS.1} := 4706\text{kN} \quad V2_{SLS.2} := 3530\text{kN} \quad V2_{SLS.3} := 3376\text{kN}$$

$$H2_{SLS.1} := 7\text{kN} \quad H2_{SLS.2} := -528\text{kN} \quad H2_{SLS.3} := 456\text{kN}$$

$$\beta_1 := 10\text{deg}$$

Stavkrefter ULS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.ULS.1} := 0.5 \cdot V1_{ULS.1} = 4.833 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.ULS.1} := \frac{T1_{V1.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 4.908 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 852.276 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 852.276 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.ULS.1} := T3_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 4.833 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i ULS.

Likevektkontroll:

$$V1_{ULS.1} - 2 \cdot T4_{V1.ULS.1} = 0 \text{ N} \quad \text{Modell OK!}$$

Stavkrefter ULS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.ULS.1} := 0.5 \cdot V2_{ULS.1} = 3.716 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.1} := \frac{T1_{V2.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 3.773 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 655.143 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) + H2_{ULS.1} = 703.143 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg F.4

$$T4_{V2.ULS.1} := T3_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 3.716 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.ULS.2} := 0.5 \cdot V2_{ULS.2} = 1.612 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.2} := \frac{T1_{V2.ULS.2}}{\cos(\beta_1)} = 1.637 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) = 284.239 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) + H2_{ULS.2} = 1.693 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.2} := T3_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) = 1.612 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.ULS.3} := 0.5 \cdot V2_{ULS.3} = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.3} := \frac{T1_{V2.ULS.3}}{\cos(\beta_1)} = 1.527 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_1) = 265.108 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_1) + \left[(H2_{ULS.3})^2 \right]^{0.5} = 793.108 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.3} := T3_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_1) = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i ULS

$$S1_{ULS} := \max(S1_{V1.ULS.1}, S1_{V2.ULS.1}, S1_{V2.ULS.2}, S1_{V2.ULS.3}) = 1.693 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.SLS.1} := 0.5 \cdot V1_{SLS.1} = 2.519 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.SLS.1} := \frac{T1_{V1.SLS.1}}{\cos(\beta_1)} = 2.558 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 444.168 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 444.168 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.SLS.1} := T3_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 2.519 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i SLS, da lasttilfelle 1 gir størst kraft.

Vedlegg F.4

Stavkrefter SLS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.SLS.1} := 0.5 \cdot V2_{SLS.1} = 2.353 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.1} := \frac{T1_{V2.SLS.1}}{\cos(\beta_1)} = 2.389 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 414.897 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) + H2_{SLS.1} = 421.897 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.1} := T3_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 2.353 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.SLS.2} := 0.5 \cdot V2_{SLS.2} = 1.765 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.2} := \frac{T1_{V2.SLS.2}}{\cos(\beta_1)} = 1.792 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta_1) = 311.217 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta_1) + \left[(H2_{SLS.2})^2 \right]^{0.5} = 839.217 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.2} := T3_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta_1) = 1.765 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.SLS.3} := 0.5 \cdot V2_{SLS.3} = 1.688 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.3} := \frac{T1_{V2.SLS.3}}{\cos(\beta_1)} = 1.714 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta_1) = 297.64 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta_1) + \left[(H2_{SLS.3})^2 \right]^{0.5} = 753.64 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.3} := T3_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta_1) = 1.688 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i ULS

$$S1_{SLS} := \max(S1_{V1.SLS.1}, S1_{V2.SLS.1}, S1_{V2.SLS.2}, S1_{V2.SLS.3}) = 839.217 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg F.4

Horisontal spaltestrekk

$$S1_{SLS} = 839.217 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{ULS} = 1.693 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S1_{SLS}}{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 3.497 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{S1_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.894 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 1500 \text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt 1 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 305 \text{mm}$$

$$b_{1,T2} := 151 \text{mm}$$

$$b_{1,T3} := 340 \text{mm}$$

$$\sigma_{1,T1} := \frac{T1V1_{ULS.1}}{b_{1,T1} \cdot t_1} = 10.565 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,T2} := \frac{T2V1_{ULS.1}}{b_{1,T2} \cdot t_1} = 3.763 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,T3} := \frac{T3V1_{ULS.1}}{b_{1,T3} \cdot t_1} = 9.624 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,max} := \max(\sigma_{1,T1}, \sigma_{1,T2}, \sigma_{1,T3}) = 10.565 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd,max,b} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2,T3} := 400 \text{mm}$$

$$b_{2,T4} := 359 \text{mm}$$

$$\sigma_{2,T3} := \frac{T3V1_{ULS.1}}{b_{2,T3} \cdot t_1} = 8.18 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2,T4} := \frac{T4V1_{ULS.1}}{b_{2,T4} \cdot t_1} = 8.976 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2,max} := \max(\sigma_{2,T3}, \sigma_{2,T4}) = 8.976 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg F.5: Beregninger etter EK2**Spaltestrekk EK2 6.5.3**

Modellen ligner på figur 6.25 a) i EK2, da D-regionens bredde er mindre enn høyden.

Spaltestrekk i bruens lengderetning

$$b_1 := 1500\text{mm}$$

$$a_1 := 770\text{mm}$$

$$F1_{\text{ULS}} := 9667\text{kN}$$

$$F2_{\text{ULS}.1} := 7431\text{kN}$$

$$F2_{\text{ULS}.2} := 3224\text{kN}$$

$$F2_{\text{ULS}.3} := 3007\text{kN}$$

$$H2_{\text{ULS}.1} := 48\text{kN}$$

$$H2_{\text{ULS}.2} := 1409\text{kN}$$

$$H2_{\text{ULS}.3} := 528\text{kN}$$

$$S1_{\text{ULS}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F1_{\text{ULS}}}{b_1} = 1.176 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{ULS}.1} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{ULS}.1}}{b_1} + H2_{\text{ULS}.1} = 952.105 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{ULS}.2} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{ULS}.2}}{b_1} + H2_{\text{ULS}.2} = 1.801 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{ULS}.3} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{ULS}.3}}{b_1} + H2_{\text{ULS}.3} = 893.852 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{ULS}} := \max(S1_{\text{ULS}}, S2_{\text{ULS}.1}, S2_{\text{ULS}.2}, S2_{\text{ULS}.3}) = 1.801 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$F1_{\text{SLS}} := 5038\text{kN}$$

$$F2_{\text{SLS}.1} := 4706\text{kN}$$

$$F2_{\text{SLS}.2} := 3530\text{kN}$$

$$F2_{\text{SLS}.3} := 3376\text{kN}$$

$$H2_{\text{SLS}.1} := 7\text{kN}$$

$$H2_{\text{SLS}.2} := 528\text{kN}$$

$$H2_{\text{SLS}.3} := 456\text{kN}$$

$$S1_{\text{SLS}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F1_{\text{SLS}}}{b_1} = 612.957 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{SLS}.1} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{SLS}.1}}{b_1} + H2_{\text{SLS}.1} = 579.563 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{SLS}.2} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{SLS}.2}}{b_1} + H2_{\text{SLS}.2} = 957.483 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{\text{SLS}.3} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot F2_{\text{SLS}.3}}{b_1} + H2_{\text{SLS}.3} = 866.747 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{SLS}} := \max(S1_{\text{SLS}}, S2_{\text{SLS}.1}, S2_{\text{SLS}.2}, S2_{\text{SLS}.3}) = 957.483 \cdot \text{kN}$$

Bredde trykkutbredelse

Opplagerets bredde

Vedlegg F.5

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk.ULS}} := \frac{S_{\text{ULS}}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 4.143 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende

Spaltestrekk i bruens tverretning

$$b_2 := 1200 \text{ mm}$$

$$a_1 = 770 \cdot \text{mm}$$

$$S_{1,\text{ULS},t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{1\text{ULS}}}{b_2} = 866.002 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{ULS},1,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{ULS},1}}{b_2} + H_{2\text{ULS},1} = 713.694 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{ULS},2,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{ULS},2}}{b_2} + H_{2\text{ULS},2} = 1.698 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{ULS},3,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{ULS},3}}{b_2} + H_{2\text{ULS},3} = 797.377 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{ULS},t} := \max(S_{1,\text{ULS},t}, S_{2,\text{ULS},1,t}, S_{2,\text{ULS},2,t}, S_{2,\text{ULS},3,t}) = 1.698 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{1,\text{SLS},t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{1\text{SLS}}}{b_2} = 451.321 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{SLS},1,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{SLS},1}}{b_2} + H_{2\text{SLS},1} = 428.579 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{SLS},2,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{SLS},2}}{b_2} + H_{2\text{SLS},2} = 844.229 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2,\text{SLS},3,t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_1) \cdot F_{2\text{SLS},3}}{b_2} + H_{2\text{SLS},3} = 758.433 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{SLS},t} := \max(S_{1,\text{SLS},t}, S_{2,\text{SLS},1,t}, S_{2,\text{SLS},2,t}, S_{2,\text{SLS},3,t}) = 844.229 \cdot \text{kN}$$

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{spalte.ULS},t} := \frac{S_{\text{ULS},t}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 3.905 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende

Spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{spaltestrekk.SLS}} := \frac{S_{\text{SLS}}}{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 3.99 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Bredden trykkutbredelse

Opplagerets bredde

Spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{spalte.SLS},t} := \frac{S_{\text{SLS},t}}{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 3.518 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg F.6: Modell 1

Laster i ULS

$$V1_{ULS.1} := 9667\text{kN} \quad V1_{ULS.2} := 4499\text{kN} \quad V1_{ULS.3} := 7962\text{kN}$$

$$V2_{ULS.1} := 7431\text{kN} \quad V2_{ULS.2} := 3224\text{kN} \quad V2_{ULS.3} := 3007\text{kN}$$

$$H2_{ULS.1} := 48\text{kN} \quad H2_{ULS.2} := 1409\text{kN} \quad H2_{ULS.3} := -528\text{kN}$$

Laster i SLS

$$V1_{SLS.1} := 5038\text{kN} \quad V1_{SLS.2} := 4008\text{kN} \quad V1_{SLS.3} := 4162\text{kN}$$

$$V2_{SLS.1} := 4706\text{kN} \quad V2_{SLS.2} := 3530\text{kN} \quad V2_{SLS.3} := 3376\text{kN}$$

$$H2_{SLS.1} := 7\text{kN} \quad H2_{SLS.2} := -528\text{kN} \quad H2_{SLS.3} := 456\text{kN}$$

$$\beta_1 := 76\text{deg} \quad \beta_2 := 14\text{deg}$$

Fra tegning

Stavkrefter ULS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.ULS.1} := V1_{ULS.1} = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.ULS.1} := \frac{T1_{V1.ULS.1}}{\sin(\beta_1)} = 9.963 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.ULS.1} := T2_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 2.41 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.ULS.1} := T2_{V1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 2.41 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.ULS.1} := T2_{V1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 9.667 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i ULS.

Likevektkontroll:

$$V1_{ULS.1} \cdot 2 - T4_{V1.ULS.1} \cdot 2 = 0 \text{ N}$$

Modell OK!

Stavkrefter ULS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.ULS.1} := V2_{ULS.1} = 7.431 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.1} := \frac{T1_{V2.ULS.1}}{\sin(\beta_1)} = 7.658 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.1} := T2_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) + H2_{ULS.1} = 1.901 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.1} := T2_{V2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 1.853 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.1} := T2_{V2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 7.431 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg F.6

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.ULS.2} := V2_{ULS.2} = 3.224 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.2} := \frac{T1_{V2.ULS.2}}{\sin(\beta_1)} = 3.323 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.2} := T2_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) + H2_{ULS.2} = 2.213 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.2} := T2_{V2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_2) = 803.833 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.2} := T2_{V2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_2) = 3.224 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.ULS.3} := V2_{ULS.3} = 3.007 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.ULS.3} := \frac{T1_{V2.ULS.3}}{\sin(\beta_1)} = 3.099 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.ULS.3} := T2_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_1) - H2_{ULS.3} = 1.278 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.ULS.3} := T2_{V2.ULS.3} \cdot \sin(\beta_2) = 749.729 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.ULS.3} := T2_{V2.ULS.3} \cdot \cos(\beta_2) = 3.007 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største strekkrefter i ULS

$$S_{ULS} := \max(S1_{V1.ULS.1}, S1_{V2.ULS.1}, S1_{V2.ULS.2}, S1_{V2.ULS.3}) = 2.41 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager V1

Lasttilfelle 1

$$T1_{V1.SLS.1} := V1_{SLS.1} = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V1.SLS.1} := \frac{T1_{V1.SLS.1}}{\sin(\beta_1)} = 5.192 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V1.SLS.1} := T2_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 1.256 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V1.SLS.1} := T2_{V1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 1.256 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V1.SLS.1} := T2_{V1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 5.038 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2 og 3 er ikke nødvendig å kontrollere for opplager V1 i SLS, da lasttilfelle 1 gir størst kraft.

Vedlegg F.6

Stavkrefter SLS, opplager V2

Lasttilfelle 1

$$T1_{V2.SLS.1} := V2_{SLS.1} = 4.706 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.1} := \frac{T1_{V2.SLS.1}}{\sin(\beta1)} = 4.85 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.1} := T2_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta1) + H2_{SLS.1} = 1.18 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.1} := T2_{V2.SLS.1} \cdot \sin(\beta2) = 1.173 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.1} := T2_{V2.SLS.1} \cdot \cos(\beta2) = 4.706 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{V2.SLS.2} := V2_{SLS.2} = 3.53 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.2} := \frac{T1_{V2.SLS.2}}{\sin(\beta1)} = 3.638 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.2} := T2_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta1) - H2_{SLS.2} = 1.408 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.2} := T2_{V2.SLS.2} \cdot \sin(\beta2) = 880.128 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.2} := T2_{V2.SLS.2} \cdot \cos(\beta2) = 3.53 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 3

$$T1_{V2.SLS.3} := V2_{SLS.3} = 3.376 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{V2.SLS.3} := \frac{T1_{V2.SLS.3}}{\sin(\beta1)} = 3.479 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{V2.SLS.3} := T2_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta1) + H2_{SLS.3} = 1.298 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{V2.SLS.3} := T2_{V2.SLS.3} \cdot \sin(\beta2) = 841.731 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{V2.SLS.3} := T2_{V2.SLS.3} \cdot \cos(\beta2) = 3.376 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største strekkrefter i SLS

$$S_{SLS} := \max(S1_{V1.SLS.1}, S1_{V2.SLS.1}, S1_{V2.SLS.2}, S1_{V2.SLS.3}) = 1.408 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Randstrekk

$$S_{ULS} = 2.41 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{SLS} = 1.408 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{S_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 5.544 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S_{SLS}}{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 5.867 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekk i SLS blir dimensjonerende

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 1500\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Lasttilfelle 1 for V1 gir størst aksialkraft og blir dimensjonerende for knutepunktene.

Knutepunkt 1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd,max,b}} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 770\text{mm} \quad b_{1.T2} := 795\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1_{V1.ULS.1}}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 8.37 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T2} := \frac{T2_{V1.ULS.1}}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 8.355 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}) = 8.37 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt 2 består av tre trykkstaver

$$\sigma_{\text{Rd,max,a}} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T2} := 700\text{mm} \quad b_{2.T3} := 204\text{mm}$$

$$b_{2.T4} := 669\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T2} := \frac{T2_{V1.ULS.1}}{b_{2.T2} \cdot t_1} = 9.489 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{T3_{V1.ULS.1}}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 7.877 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.T4} := \frac{T4_{V1.ULS.1}}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 9.633 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T2}, \sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 9.633 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg F.7: Modell 2

Laster i ULS der lastsituasjon 2 blir dimensjonerende.

$$V2_{ULS.2} := 3224 \text{ kN}$$

$$H2_{ULS.2} := 1409 \text{ kN}$$

Laster i SLS der lastsituasjon 3 blir dimensjonerende.

$$V2_{SLS.3} := 3376 \text{ kN}$$

$$H2_{SLS.3} := 456 \text{ kN}$$

Vinkler i ULS.

$$\alpha 1 := \text{atan}\left(\frac{H2_{ULS.2}}{V2_{ULS.2}}\right) = 23.607 \cdot \text{deg}$$

$$\alpha 2 := 20.02 \text{ deg}$$

Fra tegning

Vinkler i SLS

$$\gamma 1 := \text{atan}\left(\frac{H2_{SLS.3}}{V2_{SLS.3}}\right) = 7.692 \cdot \text{deg}$$

$$\gamma 2 := 16.11 \text{ deg}$$

Fra tegning

Stavkrefter ULS

Lasttilfelle 2

$$T1_{ULS.2} := \frac{V2_{ULS.2}}{\cos(\alpha 1)} = 3.518 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{ULS.2} := T1_{ULS.2} \cdot \frac{\cos(\alpha 1)}{\cos(\alpha 2)} = 3.431 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{ULS.2} := T1_{ULS.2} \cdot \sin(\alpha 1) + T2_{ULS.2} \cdot \sin(\alpha 2) = 2.584 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{ULS.2} := T2_{ULS.2} \cdot \cos(\alpha 2) = 3.224 \times 10^3 \text{ kN}$$

Likevektkontroll:

$$V2_{ULS.2} - T4_{ULS.2} = 0 \text{ N} \quad \text{Modell OK!}$$

Største horisontalkraft i ULS

$$S1_{ULS.2} = 2.584 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg F.7

Stavkrefter SLS

Lasttilfelle 2

$$T1_{SLS.3} := \frac{V2_{SLS.3}}{\cos(\alpha1)} = 3.684 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{SLS.3} := T1_{SLS.3} \cdot \frac{\cos(\gamma1)}{\cos(\gamma2)} = 3.8 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{SLS.3} := T1_{SLS.3} \cdot \sin(\gamma1) + T2_{SLS.3} \cdot \sin(\gamma2) = 1.548 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største horisontalkraft i ULS

$$S1_{SLS.3} = 1.548 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontalkraft

$$S1_{SLS.3} = 1.548 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{ULS.2} = 2.584 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Horisontalarmering i SLS:

$$A_{s.SLS.2} := \frac{S1_{SLS.3}}{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 6.449 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontalarmering i ULS:

$$A_{s.ULS.2} := \frac{S1_{ULS.2}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 5.943 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontalarmering i SLS blir dimensjonerende.

Vedlegg F.8: Moment i konsoll

Størst opptredende horisontallastast i ULS

$$H2_{ULS.2} := 1409 \text{ kN}$$

Størst opptredende horisontallastast i SLS

$$H2_{SLS.2} := 528 \text{ kN}$$

$$h := 157 \text{ mm}$$

Høyde konsoll

$$L_1 := 385 \text{ mm}$$

Avstant mellom kreftene

Innspenningmoment ULS

$$M_{ULS} := H2_{ULS.2} \cdot h = 221.213 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Stavkrefter i ULS

$$S_{ULS} := \frac{M_{ULS}}{L_1} = 574.579 \cdot \text{kN}$$

$$T_{ULS} := S_{ULS} = 574.579 \cdot \text{kN}$$

Innspenningmoment SLS

$$M_{SLS} := H2_{SLS.2} \cdot h = 82.896 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Stavkrefter i SLS

$$S_{SLS} := \frac{M_{SLS}}{L_1} = 215.314 \cdot \text{kN}$$

$$T_{SLS} := S_{SLS} = 215.314 \cdot \text{kN}$$

Strekraft

$$S_{SLS} = 215.314 \cdot \text{kN}$$

$$S_{ULS} = 574.579 \cdot \text{kN}$$

Horisontalarmering i SLS:

$$A_{s.SLS} := \frac{S_{SLS}}{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 897.143 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontalarmering i ULS:

$$A_{s.ULS} := \frac{S_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.322 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Horisontalarmering i ULS blir dimensjonerende.

Vedlegg F.9

Vedlegg F.9: Friksjonskraft i bruens lengderetning

Laster i ULS

$$V1_{ULS.1} := 9667 \text{ kN}$$

$$V2_{ULS.1} := 7431 \text{ kN}$$

$$k := 1.0$$

$$A_{PTFE} := 301907 \text{ mm}^2$$

TOBE FR4 Potlager
Allsidig lager type 90.

$$\sigma_{PTFE.ULS.1} := \frac{V1_{ULS.1}}{A_{PTFE}} = 32.02 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{PTFE.ULS.2} := \frac{V2_{ULS.1}}{A_{PTFE}} = 24.614 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{PTFE.ULS.1} := 32.02$$

$$\sigma_{PTFE.ULS.2} := 24.614 \quad \text{Benevningsl\o}s$$

$$\mu_{\max.1} := \frac{1.2 \cdot k}{10 + \sigma_{PTFE.ULS.1}} = 0.029$$

$$\mu_{\max.2} := \frac{1.2 \cdot k}{10 + \sigma_{PTFE.ULS.2}} = 0.035$$

$$\mu_{\min} := 0.04$$

SVV prosjekterings-
regler for bruer.

$$\mu_1 := \max(\mu_{\max.1}, \mu_{\min}) = 0.04$$

$$\mu_2 := \max(\mu_{\max.2}, \mu_{\min}) = 0.04$$

$$s := 2.2$$

Temperaturfaktor

Friksjonskraft ULS

$$F_{ULS.1} := V1_{ULS.1} \cdot \mu_1 \cdot s = 850.696 \cdot \text{kN}$$

$$F_{ULS.2} := V2_{ULS.1} \cdot \mu_2 \cdot s = 653.928 \cdot \text{kN}$$

Laster i SLS

$$V1_{SLS.1} := 5038 \text{ kN}$$

$$V2_{SLS.2} := 4706 \text{ kN}$$

$$k = 1$$

$$A_{PTFE} = 3.019 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

TOBE FR4 Potlager
Allsidig lager, type 90.

$$\sigma_{PTFE.SLS.1} := \frac{V1_{SLS.1}}{A_{PTFE}} = 16.687 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{PTFE.SLS.2} := \frac{V2_{SLS.2}}{A_{PTFE}} = 15.588 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{PTFE.SLS.1} := 16.687$$

$$\sigma_{PTFE.SLS.2} := 15.588 \quad \text{Benevningsl\o}s$$

$$\mu_{\max.1} := \frac{1.2 \cdot k}{10 + \sigma_{PTFE.SLS.1}} = 0.045$$

$$\mu_{\max.2} := \frac{1.2 \cdot k}{10 + \sigma_{PTFE.SLS.2}} = 0.047$$

$$\mu_{\min} := 0.06$$

SVV prosjekterings-
regler for bruer.

$$\mu := \max(\mu_{\max.1}, \mu_{\min}) = 0.06$$

$$\mu_2 := \max(\mu_{\max.2}, \mu_{\min}) = 0.06$$

$$s = 2.2$$

Temperaturfaktor

Friksjonskraft SLS

$$F_{SLS.1} := V1_{SLS.1} \cdot \mu \cdot s = 665.016 \cdot \text{kN}$$

$$F_{SLS.2} := V2_{SLS.2} \cdot \mu_2 \cdot s = 621.192 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg F.9

Horizontal friksjonskraft

Opplager V1:

$$F_{\text{ULS.1}} = 850.696 \cdot \text{kN}$$

Armering i ULS:

$$A_{\text{s.ULS.1}} := \frac{F_{\text{ULS.1}}}{\frac{f_{\text{yk}}}{1.15}} = 1.957 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$F_{\text{SLS.1}} = 665.016 \cdot \text{kN}$$

Armering i SLS:

$$A_{\text{s.SLS.1}} := \frac{F_{\text{SLS.1}}}{240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 2.771 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Friksjonskraft i SLS blir dimensjonerende.

Opplager V2:

$$F_{\text{ULS.2}} = 653.928 \cdot \text{kN}$$

Armering i ULS:

$$A_{\text{s.ULS.2}} := \frac{F_{\text{ULS.2}}}{\frac{f_{\text{yk}}}{1.15}} = 1.504 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$F_{\text{SLS.2}} = 621.192 \cdot \text{kN}$$

Armering i SLS:

$$A_{\text{s.SLS.2}} := \frac{F_{\text{SLS.2}}}{f_{\text{yk.SLS}}} = 2.588 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg F.10: Rissviddekontroll for modell 1

$$S1_k := 1408 \text{ kN}$$

$$S2_k := S1_k = 1.408 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkraft hentet fra stavmodell 1.

Minimumsarmering for begrensning av riss

$$s := 0.25 \quad (\text{antatt})$$

$$t := 28$$

$$\beta_{cc,t} := \exp \left[s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right] = 1$$

$$\alpha := 1$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctm,t} := (\beta_{cc,t})^\alpha \cdot f_{ctm} = 3.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct,min} := 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ct,eff,min} := \max(f_{ctm,t}, f_{ct,min}) = 3.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s := 240 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k := 0.65$$

$$k_c := 1.0$$

$$h := 350 \text{ mm}$$

$$b := 1500 \text{ mm}$$

$$A_{ct} := h \cdot b = 5.25 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

EK2 pkt. 7.3.2

EK2 pkt. 3.1.2(6)

Tid for oppspenning

EK2 pkt. 3.1.2(6)

EK2 pkt. 3.1.2(9)

EK2 tabell 3.1

EK2 pkt. 3.1.2(9)

EK2-2 pkt. 7.3.2 (105)

EK2 pkt. 7.3.2(2)

EK2 pkt 7.3.2(2) og tabell 7.2N

EK2 pkt. 7.3.2(2)

EK2 pkt. 7.3.2(2)
Strekk i hele tverrsnitt

Høyde tverrsnitt

Bredde tverrsnitt

EK2 pkt.
7.3.2(2) Areal av
betong i strekksonen

$$A_{smin} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff,min} \cdot A_{ct}}{\sigma_s} = 5.403 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Beregning av rissvidde med opprinnelig spenningskrav på 240 N/mm² i armering.

EK2 pkt. 7.3.4

Finner først $S_{r,max}$

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

Overdekning

$$\varnothing := 16\text{mm}$$

Kamdiameter

$$s_1 := 96\text{mm}$$

Senteravstand

$$5 \cdot \left(c + \frac{\varnothing}{2} \right) = 390 \cdot \text{mm} > s_1 \quad \text{EK2 pkt. 7.3.4(3) kan benyttes}$$

$$k_3 := 3.4$$

EK2 pkt. NA.7.3.4

$$k_4 := 0.425$$

EK2 pkt. NA.7.3.4

$$k_1 := 0.8$$

EK2 pkt. 7.3.4(3)

$$k_2 := 1.0$$

EK2 pkt. 7.3.4(3)

$$A_s := 2 \cdot 15 \cdot \left(\frac{\varnothing}{2} \right)^2 \cdot \pi = 6.032 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Mengde slakkarmering

$$d := h - c - \frac{\varnothing}{2} = 272 \cdot \text{mm}$$

$$h_{c,eff} := \min \left[2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2} \right] = 175 \cdot \text{mm}$$

EK2 pkt. 7.3.2(3)

$$A_{c,eff} := 2 \cdot h_{c,eff} \cdot b = 5.25 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} := \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0.011$$

$$S_{r,max} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} = 711.486 \cdot \text{mm}$$

Finner videre $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$

EK2 pkt. 7.3.4(2)

$$\sigma_{s,1} := \frac{S1_k}{A_s} = 233.427 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_t := 0.4$$

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 pkt 3.2.7(4)

$$f_{cm} := 53 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

EK2 Tabell 3.1

Vedlegg F.10

$$f_{\text{cm.t}} := \beta_{\text{cc.t}} \cdot f_{\text{cm}} = 53 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 pkt. 3.1.2(6)}$$

$$E_{\text{cm}} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 Tabell 3.1}$$

$$E_{\text{cm.t}} := \left(\frac{f_{\text{cm.t}}}{f_{\text{cm}}} \right)^{0.3} \cdot E_{\text{cm}} = 3.6 \times 10^4 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 pkt. 3.1.3(3)}$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{\text{cm.t}}} = 5.556 \quad \text{EK2 pkt. 7.3.4(1)}$$

$$\varepsilon_1 := \max \left[0.6 \cdot \frac{\sigma_{s.1}}{E_s}, \frac{\sigma_{s.1} - k_t \cdot \frac{f_{\text{ctm.t}}}{\rho_{\text{p.eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\text{p.eff}})}{E_s} \right] = 7.003 \times 10^{-4}$$

$$w_k := S_{\text{r.max}} \cdot \varepsilon_1 = 0.498 \cdot \text{mm}$$

Vedlegg G

D-region F – Endetverrbærer

Dette vedlegget inneholder beregninger gjort for D-region F.

- G.1: Kontroll av lokal knusing
- G.2: Minimumsarmering
- Horisontal spaltestrekk
 - G.3: Modell 1
 - G.4: Modell 2
 - G.5: Beregninger etter EK2
- Krefter i hele tverrsnittet
 - G.6: Modell 1
 - G.7: Modell 2
 - G.8: Modell 3
- G.9: Rissviddekontroll modell 1

Vedlegg G.1: Kontroll av lokal knusing

$$b_1 := 650\text{mm} \quad b_2 := 866\text{mm}$$

$$d_1 := 900\text{mm} \quad d_2 := 1200\text{mm}$$

$$A_{c0} := b_1 \cdot d_1 = 5.85 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{c1} := b_2 \cdot d_2 = 1.039 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{ck} := 45 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\alpha_{cc} := 0.85$$

$$\gamma_c := 1.5$$

$$f_{cd} := \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{Rdu} := \min \left(A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}}, 3.0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \right) = 1.988 \times 10^4 \cdot \text{kN}$$

EK2 pkt 6.7(2)

Vedlegg G.2: Minimumsarmering**Armering mot kantutglidning**EK2-2
J.104.1(105)

$$F_{Rdu.ULS} := 4360 \text{ kN}$$

$$F_{Rdu.SLS} := 1993 \text{ kN}$$

Nødvendig armering i bruksgrensetilstand

$$A_{r.SLS} := \frac{F_{Rdu.SLS}}{2.280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 3.559 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering i bruddgrensetilstand

$$A_{r.ULS} := \frac{F_{Rdu.ULS}}{2 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}} = 5.014 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

ULS er dimensjonerende

Minimum vertikalarmring i vegg

$$A_{c.v} := 1200 \text{ mm} \cdot 9800 \text{ mm} = 1.176 \times 10^7 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{s.vmin} := 0.002 \cdot A_{c.v} = 2.352 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

EK2 NA.9.6.2

$$A_{s.vmin} = 2.352 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Minimum horisontalarmering i vegg

$$A_{c.h} := 800 \text{ mm} \cdot 2750 \text{ mm} = 2.2 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$f_{ctm} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_{s.hmin} := \max\left(0.25 \cdot A_{s.vmin}, 0.3 \cdot A_{c.h} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}\right) = 5.88 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad \text{EK2 NA.9.6.3}$$

$$A_{s.hmin} = 5.88 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg G.3: Modell 1

Laster i ULS

$$O1_{ULS} := 4360 \text{ kN}$$

$$O2_{ULS.1} := 2057 \text{ kN} \quad Vt_{ULS.1} := 543 \text{ kN}$$

$$O2_{ULS.2} := 1882 \text{ kN} \quad Vt_{ULS.2} := 746 \text{ kN}$$

$$\beta_1 := 7 \text{ deg}$$

Laster i SLS

$$O1_{SLS} := 1993 \text{ kN}$$

$$O2_{SLS.1} := 1611 \text{ kN} \quad Vt_{SLS.1} := 204 \text{ kN}$$

$$O2_{SLS.2} := 1546 \text{ kN} \quad Vt_{SLS.2} := 280 \text{ kN}$$

Stavkrefter ULS, opplager 1

$$T1_{O1.ULS} := 0.5 \cdot O1_{ULS} = 2.18 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O1.ULS} := \frac{T1_{O1.ULS}}{\cos(\beta_1)} = 2.196 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O1.ULS} := T3_{O1.ULS} \cdot \sin(\beta_1) = 267.67 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O1.ULS} := T3_{O1.ULS} \cdot \sin(\beta_1) = 267.67 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O1.ULS} := T3_{O1.ULS} \cdot \cos(\beta_1) = 2.18 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektkontroll:

$$O1_{ULS} - 2 \cdot T4_{O1.ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{Modell OK!}$$

Stavkrefter ULS, opplager 2

Lasttilfelle 1

$$T1_{O2.ULS.1} := 0.5 \cdot O2_{ULS.1} = 1.028 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.ULS.1} := \frac{T1_{O2.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 1.036 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.ULS.1} := T3_{O2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 126.284 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.ULS.1} := T3_{O2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) + Vt_{ULS.1} = 669.284 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.ULS.1} := T3_{O2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 1.028 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{O2.ULS.2} := 0.5 \cdot O2_{ULS.2} = 941 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.ULS.2} := \frac{T1_{O2.ULS.2}}{\cos(\beta_1)} = 948.067 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg G.3

$$T2_{O2.ULS.2} := T3_{O2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) = 115.54 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.ULS.2} := T3_{O2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) + V_{t_{ULS.2}} = 861.54 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.ULS.2} := T3_{O2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) = 941 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i ULS

$$S1_{ULS} := \max(S1_{O1.ULS}, S1_{O2.ULS.1}, S1_{O2.ULS.2}) = 861.54 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager 1

$$T1_{O1.SLS} := 0.5 \cdot O1_{SLS} = 996.5 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O1.SLS} := \frac{T1_{O1.SLS}}{\cos(\beta_1)} = 1.004 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O1.SLS} := T3_{O1.SLS} \cdot \sin(\beta_1) = 122.355 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O1.SLS} := T3_{O1.SLS} \cdot \sin(\beta_1) = 122.355 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O1.SLS} := T3_{O1.SLS} \cdot \cos(\beta_1) = 996.5 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager 2

Lasttilfelle 1

$$T1_{O2.SLS.1} := 0.5 \cdot O2_{SLS.1} = 805.5 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.SLS.1} := \frac{T1_{O2.SLS.1}}{\cos(\beta_1)} = 811.549 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.SLS.1} := T3_{O2.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 98.903 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.SLS.1} := T3_{O2.SLS.1} \cdot \sin(\beta_1) + V_{t_{SLS.1}} = 302.903 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.SLS.1} := T3_{O2.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 805.5 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{O2.SLS.2} := 0.5 \cdot O2_{SLS.2} = 773 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.SLS.2} := \frac{T1_{O2.SLS.2}}{\cos(\beta_1)} = 778.805 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.SLS.2} := T3_{O2.SLS.2} \cdot \sin(\beta_1) = 94.912 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.SLS.2} := T3_{O2.SLS.2} \cdot \sin(\beta_1) + V_{t_{SLS.2}} = 374.912 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.SLS.2} := T3_{O2.SLS.2} \cdot \cos(\beta_1) = 773 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i SLS

$$S1_{SLS} := \max(S1_{O1.SLS}, S1_{O2.SLS.1}, S1_{O2.SLS.2}) = 374.912 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekk

$$S1_{ULS} = 861.54 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{SLS} = 374.912 \cdot \text{kN}$$

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{S1_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.982 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S1_{SLS}}{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1.339 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende.

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 1200 \text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt T1-T2-T3 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 149 \text{mm} \quad b_{1,T2} := 18 \text{mm}$$

$$b_{1,T3} := 150 \text{mm}$$

$$\sigma_{1,T1} := \frac{T1_{O1,ULS}}{b_{1,T1} \cdot t_1} = 12.192 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,T2} := \frac{T2_{O1,ULS}}{b_{1,T2} \cdot t_1} = 12.392 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,T3} := \frac{T3_{O1,ULS}}{b_{1,T3} \cdot t_1} = 12.202 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,max} := \max(\sigma_{1,T1}, \sigma_{1,T2}, \sigma_{1,T3}) = 12.392 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.*Knutepunkt T3-T4-S1 består av to trykkstaver og en strekkstav.*

$$\sigma_{Rd,max,b} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2,T3} := 150 \text{mm} \quad b_{2,T4} := 149 \text{mm}$$

$$\sigma_{2,T3} := \frac{T3_{O1,ULS}}{b_{2,T3} \cdot t_1} = 12.202 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2,T4} := \frac{T4_{O1,ULS}}{b_{2,T4} \cdot t_1} = 12.192 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2,max} := \max(\sigma_{2,T3}, \sigma_{2,T4}) = 12.202 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg G.4: Modell 2

Laster i ULS

$$O1_{ULS} := 4360 \text{ kN}$$

$$O2_{ULS.1} := 2057 \text{ kN} \quad V_{t_{ULS.1}} := 543 \text{ kN}$$

$$O2_{ULS.2} := 1882 \text{ kN} \quad V_{t_{ULS.2}} := 746 \text{ kN}$$

Laster i SLS

$$O1_{SLS} := 1993 \text{ kN}$$

$$O2_{SLS.1} := 1611 \text{ kN} \quad V_{t_{SLS.1}} := 204 \text{ kN}$$

$$O2_{SLS.2} := 1546 \text{ kN} \quad V_{t_{SLS.2}} := 280 \text{ kN}$$

$$\beta_1 := 18 \text{ deg}$$

Stavkrefter ULS, opplager 1

$$T1_{O1.ULS} := 0.5 \cdot O1_{ULS} = 2.18 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O1.ULS} := \frac{T1_{O1.ULS}}{\cos(\beta_1)} = 2.292 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O1.ULS} := T3_{O1.ULS} \cdot \sin(\beta_1) = 708.325 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O1.ULS} := T3_{O1.ULS} \cdot \sin(\beta_1) = 708.325 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O1.ULS} := T3_{O1.ULS} \cdot \cos(\beta_1) = 2.18 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektkontroll:

$$O1_{ULS} - 2 \cdot T4_{O1.ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{Modell OK!}$$

Stavkrefter ULS, opplager 2

Lasttilfelle 1

$$T1_{O2.ULS.1} := 0.5 \cdot O2_{ULS.1} = 1.028 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.ULS.1} := \frac{T1_{O2.ULS.1}}{\cos(\beta_1)} = 1.081 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.ULS.1} := T3_{O2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) = 334.18 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.ULS.1} := T3_{O2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_1) + V_{t_{ULS.1}} = 877.18 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.ULS.1} := T3_{O2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 1.029 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{O2.ULS.2} := 0.5 \cdot O2_{ULS.2} = 941 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.ULS.2} := \frac{T1_{O2.ULS.2}}{\cos(\beta_1)} = 989.426 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.ULS.2} := T3_{O2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) = 305.749 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.ULS.2} := T3_{O2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_1) + V_{t_{ULS.2}} = 1.052 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.ULS.2} := T3_{O2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) = 941 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg G.4

Største spaltekraft i ULS

$$S1_{ULS} := \max(S1_{O1.ULS}, S1_{O2.ULS.1}, S1_{O2.ULS.2}) = 1.052 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager 1

$$T1_{O1.SLS} := 0.5 \cdot O1_{SLS} = 996.5 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O1.SLS} := \frac{T1_{O1.SLS}}{\cos(\beta1)} = 1.048 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O1.SLS} := T3_{O1.SLS} \cdot \sin(\beta1) = 323.782 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O1.SLS} := T3_{O1.SLS} \cdot \sin(\beta1) = 323.782 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O1.SLS} := T3_{O1.SLS} \cdot \cos(\beta1) = 996.5 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager 2

Lasttilfelle 1

$$T1_{O2.SLS.1} := 0.5 \cdot O2_{SLS.1} = 805.5 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.SLS.1} := \frac{T1_{O2.SLS.1}}{\cos(\beta1)} = 846.953 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.SLS.1} := T3_{O2.SLS.1} \cdot \sin(\beta1) = 261.723 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.SLS.1} := T3_{O2.SLS.1} \cdot \sin(\beta1) + Vt_{SLS.1} = 465.723 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.SLS.1} := T3_{O2.SLS.1} \cdot \cos(\beta1) = 805.5 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{O2.SLS.2} := 0.5 \cdot O2_{SLS.2} = 773 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.SLS.2} := \frac{T1_{O2.SLS.2}}{\cos(\beta1)} = 812.78 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.SLS.2} := T3_{O2.SLS.2} \cdot \sin(\beta1) = 251.163 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.SLS.2} := T3_{O2.SLS.2} \cdot \sin(\beta1) + Vt_{SLS.2} = 531.163 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.SLS.2} := T3_{O2.SLS.2} \cdot \cos(\beta1) = 773 \cdot \text{kN}$$

Største spaltekraft i SLS

$$S1_{SLS} := \max(S1_{O1.SLS}, S1_{O2.SLS.1}, S1_{O2.SLS.2}) = 531.163 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekk

$$S1_{ULS} = 1.052 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{SLS} = 531.163 \cdot \text{kN}$$

Spaltestrekkarmering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{S1_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 2.419 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S1_{SLS}}{\frac{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{\text{mm}^2}} = 1.897 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende.

Vedlegg G.4

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 1200\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt T1-T2-T3 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{\text{Rd,max,a}} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 190\text{mm} \quad b_{1.T2} := 62\text{mm} \quad b_{1.T3} := 200\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1_{O1.ULS}}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 9.561 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{1.T2} := \frac{T2_{O1.ULS}}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 9.52 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.T3} := \frac{T3_{O1.ULS}}{b_{1.T3} \cdot t_1} = 9.551 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}, \sigma_{1.T3}) = 9.561 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt T3-T4-S1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd,max,b}} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T3} := 200\text{mm} \quad b_{2.T4} := 190\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T3} := \frac{T3_{O1.ULS}}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 9.551 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{2.T4} := \frac{T4_{O1.ULS}}{b_{2.T4} \cdot t_1} = 9.561 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T3}, \sigma_{2.T4}) = 9.561 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg G.5: Beregninger etter EK2**Spaltestrekk EK2 6.5.3**

Modellen ligner på figur 6.25 a) i EK2, da D-regionens bredde er mindre enn høyden.

Spaltestrekk i bruens lengdretning

$$b_1 := 1200\text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

$$a_1 := 900\text{mm}$$

Forankringsplatens
bredde

$$O1_{\text{ULS}} := 4360\text{kN}$$

$$O2_{\text{ULS.1}} := 2057\text{kN} \quad V_{t\text{ULS.1}} := 543\text{kN}$$

$$O2_{\text{ULS.2}} := 1882\text{kN} \quad V_{t\text{ULS.2}} := 746\text{kN}$$

$$S_{1.\text{ULS}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot O1_{\text{ULS}}}{b_1} = 272.5 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2.\text{ULS.1}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot O2_{\text{ULS.1}}}{b_1} + V_{t\text{ULS.1}} = 671.563 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2.\text{ULS.2}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot O2_{\text{ULS.2}}}{b_1} + V_{t\text{ULS.2}} = 863.625 \cdot \text{kN}$$

$$S_{\text{ULS}} := \max(S_{1.\text{ULS}}, S_{2.\text{ULS.1}}, S_{2.\text{ULS.2}}) = 863.625 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{\text{SLS}} := 1993\text{kN}$$

$$O2_{\text{SLS.1}} := 1611\text{kN} \quad V_{t\text{SLS.1}} := 204\text{kN}$$

$$O2_{\text{SLS.2}} := 1546\text{kN} \quad V_{t\text{SLS.2}} := 280\text{kN}$$

$$S_{1.\text{SLS}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot O1_{\text{SLS}}}{b_1} = 124.562 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2.\text{SLS.1}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot O2_{\text{SLS.1}}}{b_1} + V_{t\text{SLS.1}} = 304.688 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2.\text{SLS.2}} := 0.25 \cdot \frac{(b_1 - a_1) \cdot O2_{\text{SLS.2}}}{b_1} + V_{t\text{SLS.2}} = 376.625 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg G.5

$$S_{SLS} := \max(S_{1.SLS}, S_{2.SLS.1}, S_{2.SLS.2}) = 376.625 \cdot \text{kN}$$

horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s.spaltestrekk.ULS} := \frac{S_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.986 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s.spaltestrekk.SLS} := \frac{S_{SLS}}{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1.345 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende

Spaltestrekk i bruens tverretning

$$b_2 := 1800 \text{mm}$$

Bredde trykkutbredelse

$$a_2 := 650 \text{mm}$$

Forankringsplatens
bredde

$$S_{1.ULS.t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_2) \cdot O1_{ULS}}{b_2} = 696.389 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2.ULS.1.t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_2) \cdot O2_{ULS.1}}{b_2} + V_{t_{ULS.1}} = 871.549 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2.ULS.2.t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_2) \cdot O2_{ULS.2}}{b_2} + V_{t_{ULS.2}} = 1.047 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{ULS.t} := \max(S_{1.ULS.t}, S_{2.ULS.1.t}, S_{2.ULS.2.t}) = 1.047 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S_{1.SLS.t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_2) \cdot O1_{SLS}}{b_2} = 318.326 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2.SLS.1.t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_2) \cdot O2_{SLS.1}}{b_2} + V_{t_{SLS.1}} = 461.313 \cdot \text{kN}$$

$$S_{2.SLS.2.t} := 0.25 \cdot \frac{(b_2 - a_2) \cdot O2_{SLS.2}}{b_2} + V_{t_{SLS.2}} = 526.931 \cdot \text{kN}$$

$$S_{SLS.t} := \max(S_{1.SLS.t}, S_{2.SLS.1.t}, S_{2.SLS.2.t}) = 526.931 \cdot \text{kN}$$

Horisontal spaltestrekkarmering i ULS:

Horisontal spaltestrekkarmering i SLS:

$$A_{s.spaltestrekk.ULS.t} := \frac{S_{ULS.t}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 2.407 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2 \quad A_{s.spaltestr.SLS.t} := \frac{S_{SLS.t}}{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 1.882 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Spaltestrekkarmering i ULS blir dimensjonerende

Vedlegg G.6: Modell 1*Lastsituasjon 1, ULS*

Påførte krefter

$$V_{1,ULS} := 3772 \text{ kN}$$

$$T_{1,ULS} := 922 \text{ kN}$$

$$P1_{1,ULS} := V_{1,ULS} + T_{1,ULS} = 4.694 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$P2_{1,ULS} := V_{1,ULS} - T_{1,ULS} = 2.85 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O2_{1,ULS} := \frac{P1_{1,ULS} \cdot 1450 \text{ mm} + P2_{1,ULS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 3.184 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{1,ULS} := P1_{1,ULS} + P2_{1,ULS} - O2_{1,ULS} = 4.36 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$a := 1450 \text{ mm} \quad b := 6550 \text{ mm} \quad L := 8000 \text{ mm}$$

$$M1_{1,ULS.P1} := \frac{P1_{1,ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 5.573 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{1,ULS.P1} := \frac{M1_{1,ULS.P1}}{b} \cdot a = 1.234 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{1,ULS.P2} := \frac{P2_{1,ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 3.383 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{1,ULS.P2} := \frac{M2_{1,ULS.P2}}{b} \cdot a = 749.016 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{1,ULS} := M1_{1,ULS.P1} + M1_{1,ULS.P2} = 6.322 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{1,ULS} := M2_{1,ULS.P1} + M2_{1,ULS.P2} = 4.617 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M1_{1,ULS}}{a} - O1_{1,ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M2_{1,ULS}}{a} - O2_{1,ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 2, ULS

Påførte krefter

$$V_{2,ULS} := 1361 \text{ kN}$$

$$T_{2,ULS} := 817 \text{ kN}$$

$$P_{1,2,ULS} := V_{2,ULS} + T_{2,ULS} = 2.178 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$P_{2,2,ULS} := V_{2,ULS} - T_{2,ULS} = 544 \cdot \text{kN}$$

$$O_{2,2,ULS} := \frac{P_{1,2,ULS} \cdot 1450 \text{ mm} + P_{2,2,ULS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 840.163 \cdot \text{kN}$$

$$O_{1,2,ULS} := P_{1,2,ULS} + P_{2,2,ULS} - O_{2,2,ULS} = 1.882 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M_{1,2,ULS,P1} := \frac{P_{1,2,ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 2.586 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,2,ULS,P1} := \frac{M_{1,2,ULS,P1}}{b} \cdot a = 572.406 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,2,ULS,P2} := \frac{P_{2,2,ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 645.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1,2,ULS,P2} := \frac{M_{2,2,ULS,P2}}{b} \cdot a = 142.97 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1,2,ULS} := M_{1,2,ULS,P1} + M_{1,2,ULS,P2} = 2.729 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,2,ULS} := M_{2,2,ULS,P1} + M_{2,2,ULS,P2} = 1.218 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M_{1,2,ULS}}{a} - O_{1,2,ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M_{2,2,ULS}}{a} - O_{2,2,ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 3, ULS

Påførte krefter

$$V_{3,ULS} := 1361 \text{ kN}$$

$$T_{3,ULS} := -1092 \text{ kN}$$

$$P_{1,3,ULS} := V_{3,ULS} + T_{3,ULS} = 269 \cdot \text{kN}$$

$$P_{2,3,ULS} := V_{3,ULS} - T_{3,ULS} = 2.453 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O_{2,3,ULS} := \frac{P_{1,3,ULS} \cdot 1450 \text{ mm} + P_{2,3,ULS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 2.057 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O_{1,3,ULS} := P_{1,3,ULS} + P_{2,3,ULS} - O_{2,3,ULS} = 664.85 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M_{1,3,ULS,P1} := \frac{P_{1,3,ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 319.353 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,3,ULS,P1} := \frac{M_{1,3,ULS,P1}}{b} \cdot a = 70.697 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,3,ULS,P2} := \frac{P_{2,3,ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 2.912 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1,3,ULS,P2} := \frac{M_{2,3,ULS,P2}}{b} \cdot a = 644.679 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{1,3,ULS} := M_{1,3,ULS,P1} + M_{1,3,ULS,P2} = 964.033 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{2,3,ULS} := M_{2,3,ULS,P1} + M_{2,3,ULS,P2} = 2.983 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M_{1,3,ULS}}{a} - O_{1,3,ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M_{2,3,ULS}}{a} - O_{2,3,ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 4, ULS

Påførte krefter

$$V_{4.ULS} := 504 \text{ kN}$$

$$T_{4.ULS} := 0 \text{ kN}$$

$$P_{14.ULS} := V_{4.ULS} + T_{4.ULS} = 504 \cdot \text{kN}$$

$$P_{24.ULS} := V_{4.ULS} - T_{4.ULS} = 504 \cdot \text{kN}$$

$$O_{24.ULS} := \frac{P_{14.ULS} \cdot 1450 \text{ mm} + P_{24.ULS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 504 \cdot \text{kN}$$

$$O_{14.ULS} := P_{14.ULS} + P_{24.ULS} - O_{24.ULS} = 504 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M_{14.ULS.P1} := \frac{P_{14.ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 598.342 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{24.ULS.P1} := \frac{M_{14.ULS.P1}}{b} \cdot a = 132.458 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{24.ULS.P2} := \frac{P_{24.ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 598.342 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{14.ULS.P2} := \frac{M_{24.ULS.P2}}{b} \cdot a = 132.458 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{14.ULS} := M_{14.ULS.P1} + M_{14.ULS.P2} = 730.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{24.ULS} := M_{24.ULS.P1} + M_{24.ULS.P2} = 730.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M_{14.ULS}}{a} - O_{14.ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M_{24.ULS}}{a} - O_{24.ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 5, ULS

Påførte krefter

$$V_{5.ULS} := 1361 \text{ kN}$$

$$T_{5.ULS} := -817 \text{ kN}$$

$$P1_{5.ULS} := V_{5.ULS} + T_{5.ULS} = 544 \cdot \text{kN}$$

$$P2_{5.ULS} := V_{5.ULS} - T_{5.ULS} = 2.178 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O2_{5.ULS} := \frac{P1_{5.ULS} \cdot 1450 \text{ mm} + P2_{5.ULS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 1.882 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{5.ULS} := P1_{5.ULS} + P2_{5.ULS} - O2_{5.ULS} = 840.163 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M1_{5.ULS.P1} := \frac{P1_{5.ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 645.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{5.ULS.P1} := \frac{M1_{5.ULS.P1}}{b} \cdot a = 142.97 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{5.ULS.P2} := \frac{P2_{5.ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 2.586 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{5.ULS.P2} := \frac{M2_{5.ULS.P2}}{b} \cdot a = 572.406 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{5.ULS} := M1_{5.ULS.P1} + M1_{5.ULS.P2} = 1.218 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{5.ULS} := M2_{5.ULS.P1} + M2_{5.ULS.P2} = 2.729 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M1_{5.ULS}}{a} - O1_{5.ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M2_{5.ULS}}{a} - O2_{5.ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 6, ULS

Påførte krefter

$$V_{6.ULS} := 2465 \text{ kN}$$

$$T_{6.ULS} := 1939 \text{ kN}$$

$$P1_{6.ULS} := V_{6.ULS} + T_{6.ULS} = 4.404 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$P2_{6.ULS} := V_{6.ULS} - T_{6.ULS} = 526 \cdot \text{kN}$$

$$O2_{6.ULS} := \frac{P1_{6.ULS} \cdot 1450 \text{ mm} + P2_{6.ULS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 1.229 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{6.ULS} := P1_{6.ULS} + P2_{6.ULS} - O2_{6.ULS} = 3.701 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M1_{6.ULS.P1} := \frac{P1_{6.ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 5.228 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{6.ULS.P1} := \frac{M1_{6.ULS.P1}}{b} \cdot a = 1.157 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{6.ULS.P2} := \frac{P2_{6.ULS} \cdot a \cdot b}{L} = 624.461 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{6.ULS.P2} := \frac{M2_{6.ULS.P2}}{b} \cdot a = 138.239 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{6.ULS} := M1_{6.ULS.P1} + M1_{6.ULS.P2} = 5.367 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{6.ULS} := M2_{6.ULS.P1} + M2_{6.ULS.P2} = 1.782 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M1_{6.ULS}}{a} - O1_{6.ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M2_{6.ULS}}{a} - O2_{6.ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 1, SLS

Påførte krefter

$$V_{1.SLS} := 1906 \text{ kN}$$

$$T_{1.SLS} := 136 \text{ kN}$$

$$P1_{1.SLS} := V_{1.SLS} + T_{1.SLS} = 2.042 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$P2_{1.SLS} := V_{1.SLS} - T_{1.SLS} = 1.77 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O2_{1.SLS} := \frac{P1_{1.SLS} \cdot 1450 \text{ mm} + P2_{1.SLS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 1.819 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{1.SLS} := P1_{1.SLS} + P2_{1.SLS} - O2_{1.SLS} = 1.993 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M1_{1.SLS.P1} := \frac{P1_{1.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 2.424 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{1.SLS.P1} := \frac{M1_{1.SLS.P1}}{b} \cdot a = 536.663 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{1.SLS.P2} := \frac{P2_{1.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 2.101 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{1.SLS.P2} := \frac{M2_{1.SLS.P2}}{b} \cdot a = 465.178 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{1.SLS} := M1_{1.SLS.P1} + M1_{1.SLS.P2} = 2.889 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{1.SLS} := M2_{1.SLS.P1} + M2_{1.SLS.P2} = 2.638 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M1_{1.SLS}}{a} - O1_{1.SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M2_{1.SLS}}{a} - O2_{1.SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 2, SLS

Påførte krefter

$$V_{2,SLS} := 1350 \text{ kN}$$

$$T_{2,SLS} := 307 \text{ kN}$$

$$P1_{2,SLS} := V_{2,SLS} + T_{2,SLS} = 1.657 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$P2_{2,SLS} := V_{2,SLS} - T_{2,SLS} = 1.043 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O2_{2,SLS} := \frac{P1_{2,SLS} \cdot 1450 \text{ mm} + P2_{2,SLS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 1.154 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{2,SLS} := P1_{2,SLS} + P2_{2,SLS} - O2_{2,SLS} = 1.546 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M1_{2,SLS.P1} := \frac{P1_{2,SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 1.967 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{2,SLS.P1} := \frac{M1_{2,SLS.P1}}{b} \cdot a = 435.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{2,SLS.P2} := \frac{P2_{2,SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 1.238 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{2,SLS.P2} := \frac{M2_{2,SLS.P2}}{b} \cdot a = 274.113 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{2,SLS} := M1_{2,SLS.P1} + M1_{2,SLS.P2} = 2.241 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{2,SLS} := M2_{2,SLS.P1} + M2_{2,SLS.P2} = 1.674 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M1_{2,SLS}}{a} - O1_{2,SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M2_{2,SLS}}{a} - O2_{2,SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 3, SLS

Påførte krefter

$$V_{3.SLS} := 1350 \text{ kN}$$

$$T_{3.SLS} := -409 \text{ kN}$$

$$P1_{3.SLS} := V_{3.SLS} + T_{3.SLS} = 941 \cdot \text{kN}$$

$$P2_{3.SLS} := V_{3.SLS} - T_{3.SLS} = 1.759 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O2_{3.SLS} := \frac{P1_{3.SLS} \cdot 1450 \text{ mm} + P2_{3.SLS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 1.611 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{3.SLS} := P1_{3.SLS} + P2_{3.SLS} - O2_{3.SLS} = 1.089 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M1_{3.SLS.P1} := \frac{P1_{3.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 1.117 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{3.SLS.P1} := \frac{M1_{3.SLS.P1}}{b} \cdot a = 247.307 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{3.SLS.P2} := \frac{P2_{3.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 2.088 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{3.SLS.P2} := \frac{M2_{3.SLS.P2}}{b} \cdot a = 462.287 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{3.SLS} := M1_{3.SLS.P1} + M1_{3.SLS.P2} = 1.579 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{3.SLS} := M2_{3.SLS.P1} + M2_{3.SLS.P2} = 2.336 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M1_{3.SLS}}{a} - O1_{3.SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M2_{3.SLS}}{a} - O2_{3.SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Lastsituasjon 4, SLS

Påførte krefter

$$V_{4.SLS} := 0 \text{ kN}$$

$$T_{4.SLS} := 0 \text{ kN}$$

$$P1_{4.SLS} := V_{4.SLS} + T_{4.SLS} = 0 \cdot \text{kN}$$

$$P2_{4.SLS} := V_{4.SLS} - T_{4.SLS} = 0 \cdot \text{kN}$$

$$O2_{4.SLS} := \frac{P1_{4.SLS} \cdot 1450 \text{ mm} + P2_{4.SLS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 0 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{4.SLS} := P1_{4.SLS} + P2_{4.SLS} - O2_{4.SLS} = 0 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M1_{4.SLS.P1} := \frac{P1_{4.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{4.SLS.P1} := \frac{M1_{4.SLS.P1}}{b} \cdot a = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{4.SLS.P2} := \frac{P2_{4.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{4.SLS.P2} := \frac{M2_{4.SLS.P2}}{b} \cdot a = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{4.SLS} := M1_{4.SLS.P1} + M1_{4.SLS.P2} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{4.SLS} := M2_{4.SLS.P1} + M2_{4.SLS.P2} = 0 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M1_{4.SLS}}{a} - O1_{4.SLS} = 0 \quad \text{OK}$$

$$\frac{M2_{4.SLS}}{a} - O2_{4.SLS} = 0 \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 5, SLS

Påførte krefter

$$V_{5.SLS} := 1350 \text{ kN}$$

$$T_{5.SLS} := -307 \text{ kN}$$

$$P1_{5.SLS} := V_{5.SLS} + T_{5.SLS} = 1.043 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$P2_{5.SLS} := V_{5.SLS} - T_{5.SLS} = 1.657 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O2_{5.SLS} := \frac{P1_{5.SLS} \cdot 1450 \text{ mm} + P2_{5.SLS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 1.546 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{5.SLS} := P1_{5.SLS} + P2_{5.SLS} - O2_{5.SLS} = 1.154 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M1_{5.SLS.P1} := \frac{P1_{5.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 1.238 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{5.SLS.P1} := \frac{M1_{5.SLS.P1}}{b} \cdot a = 274.113 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{5.SLS.P2} := \frac{P2_{5.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 1.967 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{5.SLS.P2} := \frac{M2_{5.SLS.P2}}{b} \cdot a = 435.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{5.SLS} := M1_{5.SLS.P1} + M1_{5.SLS.P2} = 1.674 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{5.SLS} := M2_{5.SLS.P1} + M2_{5.SLS.P2} = 2.241 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M1_{5.SLS}}{a} - O1_{5.SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M2_{5.SLS}}{a} - O2_{5.SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Lastsituasjon 6, SLS

Påførte krefter

$$V_{6.SLS} := 1513 \text{ kN}$$

$$T_{6.SLS} := 460 \text{ kN}$$

$$P1_{6.SLS} := V_{6.SLS} + T_{6.SLS} = 1.973 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$P2_{6.SLS} := V_{6.SLS} - T_{6.SLS} = 1.053 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O2_{6.SLS} := \frac{P1_{6.SLS} \cdot 1450 \text{ mm} + P2_{6.SLS} \cdot 6550 \text{ mm}}{8000 \text{ mm}} = 1.22 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$O1_{6.SLS} := P1_{6.SLS} + P2_{6.SLS} - O2_{6.SLS} = 1.806 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Beregner moment

$$M1_{6.SLS.P1} := \frac{P1_{6.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 2.342 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{6.SLS.P1} := \frac{M1_{6.SLS.P1}}{b} \cdot a = 518.529 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{6.SLS.P2} := \frac{P2_{6.SLS} \cdot a \cdot b}{L} = 1.25 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{6.SLS.P2} := \frac{M2_{6.SLS.P2}}{b} \cdot a = 276.742 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M1_{6.SLS} := M1_{6.SLS.P1} + M1_{6.SLS.P2} = 2.619 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$M2_{6.SLS} := M2_{6.SLS.P1} + M2_{6.SLS.P2} = 1.769 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kontroll

$$\frac{M1_{6.SLS}}{a} - O1_{6.SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

$$\frac{M2_{6.SLS}}{a} - O2_{6.SLS} = 0 \text{ N} \quad \text{OK}$$

Vedlegg G.6

Dimensjonering av tverrsnittet

$$B := 1200\text{mm} \quad h := 2274\text{mm} \quad c := 70\text{mm} \quad \emptyset := 25\text{mm} \quad d := h - c - \frac{\emptyset}{2} = 2.192 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Maks moment i ULS

$$M_{\max.\text{ULS}.1} := \max(M1_{1.\text{ULS}}, M2_{1.\text{ULS}}, M1_{2.\text{ULS}}, M2_{2.\text{ULS}}, M1_{3.\text{ULS}}, M2_{3.\text{ULS}}) = 6.322 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max.\text{ULS}.2} := \max(M1_{4.\text{ULS}}, M2_{4.\text{ULS}}, M1_{5.\text{ULS}}, M2_{5.\text{ULS}}, M1_{6.\text{ULS}}, M2_{6.\text{ULS}}) = 5.367 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max.\text{ULS}} := \max(M_{\max.\text{ULS}.1}, M_{\max.\text{ULS}.2}) = 6.322 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

Maks moment i SLS

$$M_{\max.\text{SLS}.1} := \max(M1_{1.\text{SLS}}, M2_{1.\text{SLS}}, M1_{2.\text{SLS}}, M2_{2.\text{SLS}}, M1_{3.\text{SLS}}, M2_{3.\text{SLS}}) = 2.889 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max.\text{SLS}.2} := \max(M1_{4.\text{SLS}}, M2_{4.\text{SLS}}, M1_{5.\text{SLS}}, M2_{5.\text{SLS}}, M1_{6.\text{SLS}}, M2_{6.\text{SLS}}) = 2.619 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\max.\text{SLS}} := \max(M_{\max.\text{SLS}.1}, M_{\max.\text{SLS}.2}) = 2.889 \times 10^3 \cdot \text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{Rd} := 0.275 \cdot f_{cd} \cdot B \cdot d^2 = 4.041 \times 10^4 \cdot \text{kN}\cdot\text{m} \quad \text{Ikke nødvendig med trykkarmering}$$

$$\left(1 - \frac{0.17 \cdot M_{\max.\text{ULS}}}{M_{Rd}}\right) = 0.973 \quad \left(1 - \frac{0.17 \cdot M_{\max.\text{SLS}}}{M_{Rd}}\right) = 0.988$$

$$z := 0.95 \cdot d = 2.082 \times 10^3 \cdot \text{mm}$$

Nødvendig armering i ULS

$$A_{s.\text{ULS}} := \frac{M_{\max.\text{ULS}}}{\left(z \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}\right)} = 6.984 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Nødvendig armering i SLS

$$A_{s.\text{SLS}} := \frac{M_{\max.\text{SLS}}}{\left(z \cdot 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right)} = 3.855 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

ULS er dimensjonerende

Vedlegg G.7

Vedlegg G.7: Modell 2

Laster i ULS

$$O1_{ULS.1} := 4360\text{kN}$$

$$O2_{ULS.1} := 2057\text{kN} \quad O2_{ULS.2} := 1882\text{kN}$$

$$Vt_{ULS.1} := 543\text{kN} \quad Vt_{ULS.2} := 746\text{kN}$$

Laster i SLS

$$O1_{SLS.1} := 1993\text{kN}$$

$$O2_{SLS.1} := 1611\text{kN} \quad O2_{SLS.2} := 1546\text{kN}$$

$$Vt_{SLS.1} := 204\text{kN} \quad Vt_{SLS.2} := 280\text{kN}$$

$$\beta_1 := 55\text{deg} \quad \beta_2 := 35\text{deg}$$

Stavkrefter ULS, opplager O1

Lasttilfelle 1

$$T1_{O1.ULS.1} := O1_{ULS.1} = 4.36 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O1.ULS.1} := \frac{T1_{O1.ULS.1}}{\sin(\beta_1)} = 5.323 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O1.ULS.1} := T2_{O1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 3.053 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O1.ULS.1} := T2_{O1.ULS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 3.053 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O1.ULS.1} := T2_{O1.ULS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 4.36 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektkontroll:

$$O1_{ULS.1} - T4_{O1.ULS.1} = 0\text{kN} \quad \text{Modell OK!}$$

Stavkrefter ULS, opplager O2

Lasttilfelle 1

$$T1_{O2.ULS.1} := O2_{ULS.1} = 2.057 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.ULS.1} := \frac{T1_{O2.ULS.1}}{\sin(\beta_1)} = 2.511 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.ULS.1} := T2_{O2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_1) + Vt_{ULS.1} = 1.983 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.ULS.1} := T2_{O2.ULS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 1.44 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.ULS.1} := T2_{O2.ULS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 2.057 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{O2.ULS.2} := O2_{ULS.2} = 1.882 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.ULS.2} := \frac{T1_{O2.ULS.2}}{\sin(\beta_1)} = 2.297 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.ULS.2} := T2_{O2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_1) + Vt_{ULS.2} = 2.064 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.ULS.2} := T2_{O2.ULS.2} \cdot \sin(\beta_2) = 1.318 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg G.7

$$T4_{O2.ULS.2} := T2_{O2.ULS.2} \cdot \cos(\beta_2) = 1.882 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største strekkrefter i ULS

$$S_{ULS} := \max(S1_{O1.ULS.1}, S1_{O2.ULS.1}, S1_{O2.ULS.2}) = 3.053 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager O1

Lasttilfelle 1

$$T1_{O1.SLS.1} := O1_{SLS.1} = 1.993 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O1.SLS.1} := \frac{T1_{O1.SLS.1}}{\sin(\beta_1)} = 2.433 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O1.SLS.1} := T2_{O1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) = 1.396 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O1.SLS.1} := T2_{O1.SLS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 1.396 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O1.SLS.1} := T2_{O1.SLS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 1.993 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Stavkrefter SLS, opplager O2

Lasttilfelle 1

$$T1_{O2.SLS.1} := O2_{SLS.1} = 1.611 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.SLS.1} := \frac{T1_{O2.SLS.1}}{\sin(\beta_1)} = 1.967 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.SLS.1} := T2_{O2.SLS.1} \cdot \cos(\beta_1) + V_{tSLS.1} = 1.332 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.SLS.1} := T2_{O2.SLS.1} \cdot \sin(\beta_2) = 1.128 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.SLS.1} := T2_{O2.SLS.1} \cdot \cos(\beta_2) = 1.611 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Lasttilfelle 2

$$T1_{O2.SLS.2} := O2_{SLS.2} = 1.546 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{O2.SLS.2} := \frac{T1_{O2.SLS.2}}{\sin(\beta_1)} = 1.887 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{O2.SLS.2} := T2_{O2.SLS.2} \cdot \cos(\beta_1) - V_{tSLS.2} = 802.521 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{O2.SLS.2} := T2_{O2.SLS.2} \cdot \sin(\beta_2) = 1.083 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T4_{O2.SLS.2} := T2_{O2.SLS.2} \cdot \cos(\beta_2) = 1.546 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Største strekkrefter i SLS

$$S_{SLS} := \max(S1_{O1.SLS.1}, S1_{O2.SLS.1}, S1_{O2.SLS.2}) = 1.396 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Vedlegg G.7

Strekk i underkant

Armering i ULS:

$$A_{s,ULS} := \frac{S_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 7.022 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Armering i SLS:

$$A_{s,SLS} := \frac{S_{SLS}}{360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 3.876 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Armering i ULS blir dimensjonerende

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 1200 \text{mm}$$

Tykkelse D-region

Lasttilfelle 1 for O1 er dimensjonerende for armering.

Benytter stavkrefter fra lasttilfelle 1 for kontroll av knutepunkter.

Knutepunkt T1-T2-S1 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{Rd,max,b} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1,T1} := 213 \text{mm} \quad b_{1,T2} := 260 \text{mm}$$

$$\sigma_{1,T1} := \frac{T1_{O1,ULS,1}}{b_{1,T1} \cdot t_1} = 17.058 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,T2} := \frac{T2_{O1,ULS,1}}{b_{1,T2} \cdot t_1} = 17.06 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1,max} := \max(\sigma_{1,T1}, \sigma_{1,T2}) = 17.06 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt T2-T3-T4 består av tre trykkstaver.

$$\sigma_{Rd,max,a} = 20.91 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2,T2} := 220 \text{mm} \quad b_{2,T3} := 126 \text{mm} \quad b_{2,T4} := 180 \text{mm}$$

$$\sigma_{2,T2} := \frac{T2_{O1,ULS,1}}{b_{2,T2} \cdot t_1} = 20.161 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2,T3} := \frac{T3_{O1,ULS,1}}{b_{2,T3} \cdot t_1} = 20.191 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2,T4} := \frac{T4_{O1,ULS,1}}{b_{2,T4} \cdot t_1} = 20.185 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2,max} := \max(\sigma_{2,T2}, \sigma_{2,T3}, \sigma_{2,T4}) = 20.191 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg G.8: Modell 3

Laster i ULS

$$V1_{ULS} := 3772 \text{ kN} \quad T_{ULS} := 922 \text{ kN}$$

Laster i SLS

$$V1_{SLS} := 1906 \text{ kN} \quad T_{SLS} := 136 \text{ kN}$$

$$\beta_1 := 31 \text{ deg} \quad \beta_2 := 59 \text{ deg}$$

Stavkrefter ULS

$$S1_{ULS} := V1_{ULS} + T_{ULS} = 4.694 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T1_{ULS} := \frac{S1_{ULS}}{\cos(\beta_1)} = 5.476 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{ULS} := T1_{ULS} \cdot \cos(\beta_2) = 2.82 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{ULS} := T1_{ULS} \cdot \cos(\beta_2) = 2.82 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{ULS} := T1_{ULS} \cdot \cos(\beta_1) = 4.694 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Likevektkontroll:

$$V1_{ULS} + T_{ULS} - T3_{ULS} = 0 \text{ N} \quad \text{Modell OK!}$$

Opphengsarmering

$$S1_{ULS} = 4.694 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Opphengsarmering i ULS:

$$A_{s,\text{oppheng},ULS} := \frac{S1_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 1.08 \times 10^4 \cdot \text{mm}^2$$

Opphengsarmering i ULS blir dimensjonerende

Randstrekkarmering

$$S2_{ULS} = 2.82 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Randstrekkarmering i ULS:

$$A_{s,\text{rand},ULS} := \frac{S2_{ULS}}{\frac{f_{yk}}{1.15}} = 6.487 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Randstrekkarmering i ULS blir dimensjonerende

Stavkrefter SLS

$$S1_{SLS} := V1_{SLS} + T_{SLS} = 2.042 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T1_{SLS} := \frac{S1_{SLS}}{\cos(\beta_1)} = 2.382 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T2_{SLS} := T1_{SLS} \cdot \cos(\beta_2) = 1.227 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S2_{SLS} := T1_{SLS} \cdot \cos(\beta_2) = 1.227 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$T3_{SLS} := T1_{SLS} \cdot \cos(\beta_1) = 2.042 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$S1_{SLS} = 2.042 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Opphengsarmering i SLS:

$$A_{s,\text{oppheng},SLS} := \frac{S1_{SLS}}{280 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 7.293 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$S2_{SLS} = 1.227 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

Randstrekkarmering i SLS:

$$A_{s,\text{rand},SLS} := \frac{S2_{SLS}}{360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 3.408 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Vedlegg G.8

Trykk- og knutepunktkontroller i ULS

$$t_1 := 1200\text{mm}$$

Tykkelse D-region

Knutepunkt T1-T2-S1 består av to trykkstaver og en strekkstav

$$\sigma_{\text{Rd,max,b}} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{1.T1} := 300\text{mm} \quad b_{1.T2} := 155\text{mm}$$

$$\sigma_{1.T1} := \frac{T1_{\text{ULS}}}{b_{1.T1} \cdot t_1} = 15.212 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{1.T2} := \frac{T2_{\text{ULS}}}{b_{1.T2} \cdot t_1} = 15.164 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{1.\text{max}} := \max(\sigma_{1.T1}, \sigma_{1.T2}) = 15.212 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Knutepunkt T1-T3-S2 består av to trykkstaver og en strekkstav.

$$\sigma_{\text{Rd,max,b}} = 17.773 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Kontroll av trykkstavene

$$b_{2.T1} := 300\text{mm} \quad b_{2.T3} := 257\text{mm}$$

$$\sigma_{2.T1} := \frac{T1_{\text{ULS}}}{b_{2.T1} \cdot t_1} = 15.212 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \sigma_{2.T3} := \frac{T3_{\text{ULS}}}{b_{2.T3} \cdot t_1} = 15.22 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{2.\text{max}} := \max(\sigma_{2.T1}, \sigma_{2.T3}) = 15.22 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Tilstrekkelig kapasitet.

Vedlegg G.9: Rissviddekontroll for modell 1

$$h := 2274\text{mm} \quad b := 1200\text{mm}$$

Minimumsarmering for begrensning av riss

$$f_{\text{ctm}} := 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{\text{ct,eff}} := f_{\text{ctm}} = 3.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_s := 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k := 0.65$$

$$k_c := 0.4 \cdot (1 - 0) = 0.4$$

$$A_{\text{ct}} := \frac{h \cdot b}{2} = 1.364 \times 10^6 \cdot \text{mm}^2$$

$$A_{\text{smin}} := \frac{k_c \cdot k \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_{\text{ct}}}{\sigma_s} = 6.74 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

Beregning av rissvidde med opprinnelig spenningskrav på 250 N/mm² i armering.Finner først $S_{r,\text{max}}$

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

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

$$s_1 := 50\text{mm}$$

$$5 \cdot \left(c + \frac{\varnothing}{2} \right) = 412.5 \cdot \text{mm} > s_1 \quad \text{EK2 pkt. 7.3.4(3) kan benyttes}$$

$$k_3 := 3.4$$

$$k_4 := 0.425$$

$$k_1 := 0.8$$

$$k_2 := 0.5$$

$$A_s := 15 \cdot \left(\frac{\varnothing}{2} \right)^2 \cdot \pi = 7.363 \times 10^3 \cdot \text{mm}^2$$

$$d := 2191\text{mm}$$

EK2 pkt. 7.3.2

EK2 Tabell 3.1

EK2 pkt. 7.3.2(2)

EK2 pkt 7.3.2(2) og tabell 7.2N

EK2 pkt. 7.3.2(2)
Ingen aksialkraftEK2 pkt.
7.3.2(2) Areal av betong i strekksonen**EK2 pkt. 7.3.4**

overdekning

kamdiameter

senteravstand

EK2 pkt. NA.7.3.4

EK2 pkt. NA.7.3.4

EK2 pkt. 7.3.4(3)

EK2 pkt. 7.3.4(3)

mengde slakkarmering

Vedlegg G.9

$$E_s := 2 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 pkt 3.2.7(4)}$$

$$E_{\text{cm}} := 36000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{EK2 Tabell 3.1}$$

$$x := \frac{-A_s \cdot E_s + \sqrt{(A_s \cdot E_s)^2 + 2 \cdot b \cdot A_s \cdot E_s \cdot E_{\text{cm}} \cdot d}}{b \cdot E_{\text{cm}}} = 353.903 \cdot \text{mm}$$

(Hendy & Smith 2007, p 227)

$$h_{\text{c,eff}} := \min \left[2.5 \cdot (h - d), \frac{h}{2}, h - d + 1.5 \cdot \emptyset, \frac{h - x}{3} \right] = 120.5 \cdot \text{mm} \quad \text{EK2 pkt. 7.3.2(3) og NA.7.3.4}$$

$$A_{\text{c,eff}} := h_{\text{c,eff}} \cdot b = 1.446 \times 10^5 \cdot \text{mm}^2$$

$$\rho_{\text{p,eff}} := \frac{A_s}{A_{\text{c,eff}}} = 0.051$$

$$S_{\text{r,max}} := k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{\text{p,eff}}} = 321.463 \cdot \text{mm}$$

Finner videre $\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}$

EK2 pkt. 7.3.4(2)

$$M_{\text{Ek}} := 2889 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Hentet fra modell 1

$$I := A_s \cdot (d - x)^2 + \frac{1}{3} \cdot \frac{E_{\text{cm}}}{E_s} \cdot d \cdot x^3 = 3.068 \times 10^{10} \cdot \text{mm}^4 \quad \text{(Hendy & Smith 2007, p 228)}$$

$$z_s := \frac{I}{d - x}$$

(Hendy & Smith 2007, p 228)

$$\sigma_{\text{s,1}} := \frac{M_{\text{Ek}}}{z_s} = 173.008 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

(Hendy & Smith 2007, p 228)

$$k_t := 0.4$$

$$\alpha_e := \frac{E_s}{E_{\text{cm}}} = 5.556$$

EK2 pkt. 7.3.4(1)

$$\varepsilon_1 := \max \left[0.6 \cdot \frac{\sigma_{\text{s,1}}}{E_s}, \frac{\sigma_{\text{s,1}} - k_t \cdot \frac{f_{\text{ct,eff}}}{\rho_{\text{p,eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{\text{p,eff}})}{E_s} \right] = 6.736 \times 10^{-4}$$

$$w_k := S_{\text{r,max}} \cdot \varepsilon_1 = 0.217 \cdot \text{mm}$$