



University of  
Stavanger

Faculty of Science and Technology

## MASTER'S THESIS

Study program/ Specialization: Konstruksjoner og Materialer	Spring semester, 2017  Open
Writer: Kristoffer Hove	..... (Writer's signature)
Faculty supervisor: Samindi Samarakoon External supervisor(s):  João Devesa	
Thesis title:  Analyse og design av Brunnholen bru (etterspent betongbru) Analysis and design of Brunnholen bridge (post-tensioned concrete bridge)	
Credits (ECTS): 30	
Key words:  Etteroppspanning, bjelke-kassebru, betong  Post-tension, box-girder, bridge, concrete	Pages: 192  + enclosure: 314  Stavanger, 15.06.2017



## Forord

Denne oppgåva er skriven som avslutting på ein toåring mastergrad i konstruksjonar og materialer ved Universitetet i Stavanger, institutt for konstruksjonsteknikk og materialteknologi. Oppgåva er utført våren 2017, og utgjer 30 studiepoeng.

Moglegheita for å tilegne meg meir kunnskap om brukonstruksjonar og gleda over å komme ut i arbeidslivet som ferdig utdanna sivilingeniør, er det som har motivert meg mest gjennom arbeidet med denne masteroppgåva.

Det har vort krevjande å setje seg inn i teori, regelverk og analysemetodar som vort nytta for etteroppspente brukonstruksjonar. Det har også vort utfordrande å gjere fagspråket frå til dels konservativt bokmål til mitt eige nynorske skriftspråk.

Eg vil takke Statens vegvesen, Bruseksjon avdeling Stavanger, for at eg fekk oppgåva dessutan at dei gav meg kontorplass og hjalp meg når eg ba om det. Eg vil spesielt takke dei to rettleiarane Joao Devesa og Arnt Egil Rørtvedt.

Til slutt vil eg takke rettleiar frå UiS, Samindi Mudiyansele, som har vort viktig for at eg har løyst oppgåva.

Kristoffer Hove

Stavanger, 15.06.2017





## Samandrag

Denne rapporten omhandlar analyse og dimensjonering av Brunnholen bru som skal verte bygd hausten 2017 i Sandnes kommune. Brua er prosjektert av Statens vegvesen med to bjelkebrukasser i etterspent betong, og skal byggjast i fem etapper. Den består av seks akser, fem spenn og har ei total brulengde på over 250 m. Brua er planlagt som fire-felts veg med fysisk midtdeler. Inndeling av lastfelt ut frå Eurokode 1-2, for to brukasser med fire-felts veg, førte til at det vart definerte to analysemodellar. Ein med to brukasser og ein med ei brukasse.

Til å byrje med vart det utført eit teoristudie om utvikling av bjelke-kassebruer i betong, byggjematerialer og byggjemetodar.

Oppgåva sitt hovudformål har vert å nytte tilegna teori gjennom studiet, til å bestemme den største oppspenningskrafta som gjev stor nok ekvivalent kraft til å balansere dei ytre lastene, utan at det går ut over betongen sin strekkfasthet. Her var det brumodellen med ei brukasse som gav det største spennarmeringsbehovet per brukasse. Dette behovet var på 8 spennkablar med 19 spenntau à  $150 \text{ mm}^2$ .

Konstruksjonsanalyses og dimensjonering vart utført i både ferdigtilstand og byggjetilstand. CSiBridge vart nytta som analyseprogram medan dimensjoneringa vart utført i Mathcad, i tråd med gjeldande håndbøker og Eurokoder.

Krav til trykkavlastning i bruksgrense førte til eit større behov for spennarmering, og antall spenntau per kabel vart auka til 22. Kapasitetskontrollar i bruddgrense gav at betongen har god nok kapasitet til å motstå opptredande skjærkraft og torsjon, men for låg til å motstå største bøyemoment. Dette førte til eit behov for tilleggsarmering pålydande 9Ø25 både i over- og underkant for å oppnå tilstrekkeleg momentkapasitet. Uansett vart minimumsarmering dimensjonerande for både skjærarmering og lengdearmering.

Heilt til slutt vart det utført ein spenning- og kapasitetskontroll av fyrste byggjesteg. Dette bekrefta at 8 spennkablar med 22 spenntau gav god nok ekvivalent kraft til å balansere dei ytre lastene, utan at det går ut over betongen sin strekkfasthet.



## Abstract

This report concerns analysis and design of Brunnholen bridge to be built in the autumn of 2017 in Sandnes municipality. The bridge is projected by the Norwegian Public Roads Administration (SVV) with two box-girders in post-tensioned concrete, and will be built in five stages. It consists of six axis, five spans and have a total length of 250 meters. The bridge is planned as a four-field road with permanent road restraint system. Division of notional lanes according to Eurocode 1-2, led to two defined analysis models. One with two box-girders and one with one box-girder.

To begin with, a theory study was conducted on the development of concrete box-girders, construction materials and construction methods.

The main task of the thesis is to use learned theory about the concept of equivalent loads to decide the necessary prestressing force at service. The model with one box-girder gave the greatest need of tendon area and prestress. This need was 8 cables with 19 strands à 150 mm<sup>2</sup>.

Analysis and design was carried out both in the final state and in the construction state. CSiBridge was used as an analysis program while the design was performed in Mathcad, according to manuals and Eurocodes.

Demand to decompression in service limit state led to a greater need of tendon area and prestress, and number of strands for each cable was increased to 22. Controls in ultimate limit state gave that the concrete has good enough resistance to resist shear and torsion, but not bending. This led to a need for reinforcement of 9ø25 both in the top flange and bottom flange. Regardless, the minimum reinforcement was dimensioning.

In the end, a check was performed of the first construction stage, to see if the number of cables gave a big enough equivalent load to balanced outer loads, without exceeding the tension stress limit of concrete.



# Innhold

<b>Forord</b> .....	iii
<b>Samandrag</b> .....	v
<b>Abstract</b> .....	vii
<b>1 Innleiing</b> .....	1
<b>2 Prosjekteringsgrunnlag</b> .....	3
2.1 Lover og regelverk .....	3
2.2 Grunnlagsdata .....	3
2.3 Brunnholen bru .....	4
2.3.1 Geometri .....	5
<b>3 Bjelke-kassebruer i betong</b> .....	11
3.1 Generelt .....	11
3.2 Historie .....	11
3.3 Design .....	13
3.4 Spennbetong .....	14
3.4.1 Forspenning .....	14
3.4.2 Lastbalansering .....	16
3.4.3 Kabelføring .....	19
3.4.4 Spennsystem .....	20
3.5 Byggjemetoder .....	21
3.5.1 Fritt FramBygg/Balanced Cantilever Method (FFB) .....	21
3.5.2 Trinnvis framskyving/Incremental Launching Method (ILM) .....	22
3.5.3 Forskyveleg forskalingsvogn system/Movable Scaffolding System (MSS) .....	24
3.5.4 Val av byggjemetode .....	26
3.5.5 Byggjefaser .....	26

<b>4</b>	<b>Materialer</b>	29
4.1	Betong	29
4.1.1	Generelt	29
4.1.2	Trykkfasthet	30
4.1.3	Strekkfasthet	34
4.1.4	Elastisitetsmodul	35
4.1.5	Materialparametre	36
4.1.6	Volumendring og riss	36
4.2	Spennarmering	42
4.2.1	Generelt	42
4.2.2	Materialegenskaper	43
4.3	Slakkarmering	46
4.3.1	Generelt	46
4.3.2	Materialegenskaper	47
4.4	Bestandighet og overdekning for armering	49
4.4.1	Generelt	49
4.4.2	Miljøpåverknader	50
4.4.3	Eksponeringsklasse og bestandighetsklasse	51
4.4.4	Betongoverdekning	52
4.4.5	Valt eksponerings-, bestandighetsklasse og betongoverdekning	53
<b>5</b>	<b>Laster</b>	55
5.1	Klassifisering av påverknader	55
5.2	Permanente påverknader	55
5.2.1	Generelt	55
5.2.2	Eigenlast	55
5.2.3	Vatntrykk	57
5.2.4	Jordtrykk	57

5.3	Variable påverknader .....	58
5.3.1	Generelt .....	58
5.4	Trafikklast .....	58
5.4.1	Generelt .....	58
5.4.2	Føringsbreidde og lastfelt .....	58
5.4.3	Vertikal trafikklast på køyrebane .....	60
5.4.4	Bremse- og akselerasjonslast på køyrebane .....	64
5.4.5	Sentrifugal- og sidelast på køyrebane.....	65
5.4.6	Trafikklast på gang- og sykkelbane.....	66
5.4.7	Grupper av trafikklast.....	67
5.5	Naturlaster .....	68
5.5.1	Generelt .....	68
5.5.2	Snølast .....	68
5.5.3	Vindlast.....	69
5.5.4	Termiske påverknader .....	77
5.5.5	Seismiske påverknader .....	81
5.5.6	Mellombelse laster.....	82
5.6	Deformasjonslastar.....	84
5.6.1	Generelt .....	84
5.6.2	Tap av spennkraft .....	84
5.6.3	Umiddelbare tap av spennkraft.....	84
5.6.4	Tidsavhengige tap av spennkraft .....	89
5.7	Ulykkespåverknader.....	93
5.7.1	Generelt .....	93
5.8	Lastkombinasjonar .....	94
5.8.1	Generelt .....	94
5.8.2	Bruddgrensetilstandar (ULS).....	95

5.8.3 Bruksgrensetilstandar (SLS).....	97
<b>6 Analyse .....</b>	<b>101</b>
6.1 Generelt.....	101
6.2 CSiBridge.....	101
6.2.1 Generelt .....	101
6.2.2 Topologi og grenseføresetnader .....	102
6.2.3 Framgangsmåte.....	105
6.2.4 Verifikasjonsmodell.....	107
6.2.5 Brumodell 1: To brukasser med 1 sett lastfelt.....	112
6.2.6 Brumodell 2: Ei brukasse med 1 sett lastfelt .....	115
6.3 Val av forspenning .....	117
6.3.1 Idealisert spennarmeringsprofil .....	117
6.3.2 Realistisk spennarmeringsprofil .....	119
6.3.3 Crossmetoden og fastinnspenningsmomenter .....	127
6.3.4 Spennkraft.....	133
<b>7 Dimensjonering .....</b>	<b>139</b>
7.1 Generelt.....	139
7.2 Bruksgrense (SLS) .....	139
7.2.1 Rissviddebegrensing .....	139
7.2.2 Spenningsbegrensing .....	147
7.2.3 Nedbøyningsbegrensing .....	152
7.3 Bruddgrense .....	155
7.3.1 Bøyemomentkapasitet .....	155
7.3.2 Skjær- og torsjonskapasitet.....	161
7.3.3 Slakkarmering.....	168
7.4 Snittskisser plassering kabelgruppe .....	174
<b>8 Kontroll av fyrste byggjefase .....</b>	<b>175</b>



8.1 Generelt .....	175
8.2 Brunnholen bru .....	176
8.2.1 Laster .....	176
8.2.2 Lastkombinasjonar.....	177
8.2.3 CSiBridge .....	178
8.2.4 Kapasitetskontroll.....	181
<b>9 Oppsummering.....</b>	<b>187</b>
9.1 Resultat.....	187
9.2 Drøfting.....	192
<b>Kjelder.....</b>	<b>193</b>
<b>Vedlegg.....</b>	<b>195</b>



# Tabelliste

TABELL 2-1: RELEVANTE EUROKODER .....	4
TABELL 2-2: RELEVANTE HÅNDBØKER FRÅ STATENS VEGVESEN.....	4
TABELL 3-1 SPENNLÆNGDER.....	26
TABELL 4-1 MATERIALFAKTOR BETONG .....	36
TABELL 4-2 MATERIALPARAMETRE BETONG B45 .....	36
TABELL 4-3 MATERIALPARAMETRE FOR SPENNSTÅL MED STÅLKVALITET Y1860S7 .....	46
TABELL 4-4 MATERIALPARAMETRE FOR KAMSTÅL MED STÅLKVALITET B500NC .....	49
TABELL 4-5 EKSPONERINGSKLASSER.....	51
TABELL 4-6 STØRSTE MASSEFORHOLD I BETONG FOR BESTANDIGHETSKLASSER.....	51
TABELL 4-7 ANBEFALT KOMBINASJON AV BESTANDIGHETSKLASSE OG FASTHETSKLASSE .....	52
TABELL 4-8 VALT EKSPONERINGSKLASSE OG BETONGOVERDEKNING FOR OVERBYGNINGA TIL BRUNNHOLEN BRU .....	53
TABELL 5-1 VERTIKALE TRAFIKKLASTER FRÅ LM1 .....	63
TABELL 5-2 KARAKTERISTISK VERDI AV SENTRIFUGALKREFTER.....	65
TABELL 5-3 GRUPPER AV TRAFIKKLAST .....	67
TABELL 5-4 KOMBINASJON AV LASTGRUPPE GR1A .....	68
TABELL 5-5 VINDHASTIGHET OG VINDHASTIGHETSTRYKK FOR BYGGJETILSTAND.....	72
TABELL 5-6 VINDHASTIGHET OG VINDHASTIGHETSTRYKK FOR FERDIGTILSTAND .....	72
TABELL 5-7 HORIZONTALKRAFT I X-RETNING FRÅ VINDLAST I FERDIGTILSTAND UTAN TRAFIKK.....	75
TABELL 5-8 HORIZONTALKRAFT I X-RETNING FRÅ VINDLAST I FERDIGTILSTAND MED TRAFIKK.....	75
TABELL 5-9 HORIZONTALKRAFT I Y-RETNING FRÅ VINDLAST I FERDIGTILSTAND MED OG UTAN TRAFIKK .....	76
TABELL 5-10 VERTIKALKRAFT FRÅ VINDLAST I BYGGJETILSTAND OG I FERDIGTILSTAND MED OG UTAN TRAFIKK.....	76
TABELL 5-11 IKKJE-LINEÆR TEMPERATURDIFFERANSE, OPPVARMING.....	80
TABELL 5-12 IKKJE-LINEÆR TEMPERATURDIFFERANSE, AVKJØLING .....	80
TABELL 5-13 AKTUELLE LASTKOMBINASJONAR I BRUDDGRENSE (ULS).....	97
TABELL 5-14 AKTUELLE LASTKOMBINASJONAR I BRUKSGRENSE (SLS) .....	99
TABELL 6-1 IDEALISERT SPENNLÆNGDE .....	103
TABELL 6-2 TRAFIKKLASTVERDIER FOR LM1, VERIFIKASJONSMODELL.....	108
TABELL 6-3 DIMENSJONERANDE FELTMOMENT OG STØTTEMOMENT FOR BRUMODELL 1 I BRUKSGRENSE .....	113
TABELL 6-4 LASTKOMBINASJONAR I BRUKSGRENSE FOR BRUMODELL 1 .....	113
TABELL 6-5 LASTKOMBINASJONAR I BRUDDGRENSE FOR BRUMODELL 1.....	114
TABELL 6-6 DIMENSJONERANDE FELTMOMENT OG STØTTEMOMENT FOR BRUMODELL 2 I BRUKSGRENSE.....	116
TABELL 6-7 LASTKOMBINASJONAR I BRUKSGRENSE FOR BRUMODELL 2 .....	116
TABELL 6-8 LASTKOMBINASJONAR I BRUDDGRENSE FOR BRUMODELL 1.....	117
TABELL 6-9 EKVIVALENT LAST FRÅ FORSPENNING PÅ BETONGEN I BJELKE-KASSEBRUA .....	119
TABELL 6-10 ROTASJONSSTIVHETER OG FORDELINGSFAKTORAR .....	129
TABELL 6-11 CROSSTABELL IDEALISERTE MOMENTER .....	130

TABELL 6-12 IDEALISERT FELTMOMENT OG STØTTEMOMENT .....	130
TABELL 6-13 FASTINNSPENNINGSMOMENT FOR TOSIDIG INNSPENT BJELKE .....	132
TABELL 6-14 CROSSTABELL REALISTISKE MOMENTER.....	132
TABELL 6-15 FELTMOMENT REALISTISK SPENNARMERINGSPROFIL.....	133
TABELL 6-16 STØRSTE SPENNKRAFT IDEALISERT SPENNARMERINGSPROFIL, STREKK I OVERKANT TVERRSNITT BRUMODELL 1.....	134
TABELL 6-17 STØRSTE SPENNKRAFT IDEALISERT SPENNARMERINGSPROFIL, STREKK I UNDERKANT TVERRSNITT BRUMODELL 1.....	135
TABELL 6-18 STØRSTE SPENNKRAFT REALISTISK SPENNARMERINGSPROFIL, STREKK I OVERKANT TVERRSNITT BRUMODELL 1 .....	135
TABELL 6-19 STØRSTE SPENNKRAFT IDEALISERT SPENNARMERINGSPROFIL, STREKK I UNDERKANT TVERRSNITT BRUMODELL 1.....	135
TABELL 6-20 STØRSTE SPENNKRAFT IDEALISERT SPENNARMERINGSPROFIL, STREKK I OVERKANT TVERRSNITT BRUMODELL 2.....	136
TABELL 6-21 STØRSTE SPENNKRAFT IDEALISERT SPENNARMERINGSPROFIL, STREKK I UNDERKANT TVERRSNITT BRUMODELL 2.....	137
TABELL 6-22 STØRSTE SPENNKRAFT REALISTISK SPENNARMERINGSPROFIL, STREKK I OVERKANT TVERRSNITT BRUMODELL 2 .....	137
TABELL 6-23 STØRSTE SPENNKRAFT REALISTISK SPENNARMERINGSPROFIL, STREKK I UNDERKANT TVERRSNITT BRUMODELL 2 .....	137
TABELL 7-1 OPPTREDANDE SPENNINGAR I BETONGTVERRSNITTET I FELTMIDTE VED FORANKRING .....	149
TABELL 7-2 OPPTREDANDE SPENNINGAR I BETONGTVERRSNITTET OVER INDRE STØTTER VED FORANKRING .....	149
TABELL 7-3 OPPTREDANDE KARAKTERISTISKE SPENNINGAR I BETONGTVERRSNITTET I FELTMIDTE VED FERDIGTILSTAND .....	151
TABELL 7-4 OPPTREDANDE KARAKTERISTISKE SPENNINGAR I BETONGTVERRSNITTET OVER INDRE STØTTER VED FERDIGTILSTAND.....	151
TABELL 7-5 OPPTREDANDE PERMANENTE SPENNINGAR I BETONGTVERRSNITTET I FELTMIDTE VED FERDIGTILSTAND.....	152
TABELL 7-6 OPPTREDANDE PERMANENTE SPENNINGAR I BETONGTVERRSNITTET OVER INDRE STØTTER VED FERDIGTILSTAND .....	152
TABELL 7-7 VALT LENGDEARMERING MED ANTALL, SENTERAVSTAND OG DIAMETER I ALLE TVERRSNITTSDELER .....	173
TABELL 8-1 TEMPERATUDIFFERANSE OPPVARMING OG AVKJØLING .....	177
TABELL 8-2 KARAKTERISTISKE LASTKOMBINASJONAR I BRUKSGRENSE FOR BYGGJETILSTAND.....	178
TABELL 8-3 LASTKOMBINASJONAR I BRUDDGRENSE FOR BYGGJETILSTAND .....	178
TABELL 8-4 AVSTANDAR, EKSENTRISITETER OG STIGNINGSTALL FOR SPENNARMERINGSPROFIL FOR FYRSTE BYGGJEFASE .....	180
TABELL 9-1 STØRSTE OPPTREDANDE SPENNINGER I BRUKSGRENSE [AVSNITT 7.2.2] .....	189
TABELL 9-2 KAPASITETSKONTROLL BØYEMOMENT BRUDDGRENSE [AVSNITT 7.3.1].....	189
TABELL 9-3 KAPASITETSKONTROLL SKJÆRKRAFT BRUDDGRENSE [AVSNITT 7.3.2.1].....	190
TABELL 9-4 KAPASITETSKONTROLL TORSJONSMOMENT BRUDDGRENSE [AVSNITT 7.3.2.2] .....	190
TABELL 9-5 KAPASITETSKONTROLL KOMBINERT SKJÆR+TORSJON BRUDDGRENSE [AVSNITT 7.3.2.2].....	190
TABELL 9-6 SKJÆRBØYLEARMERING MED TVERRSNITTDIMENSJON OG SENTERAVSTAND.....	190
TABELL 9-7 LENGDEARMERING MED TVERRSNITTDIMENSJON OG SENTERAVSTAND.....	191
TABELL 9-8 SPENNINGSKONTROLL I BRUKSGRENSE FOR FYRSTE BYGGJEFASE.....	191
TABELL 9-9 KAPASITETSKONTROLL BRUDDGRENSE FOR FYRSTE BYGGJEFASE .....	191

# Figurliste

FIGUR 2-1 OVERSIKTSBILDE AV BYGGJEOMRÅDET FOR BRUNNHOLEN BRU. ....	5
FIGUR 2-2 STATIKKMODELL AV BRUNNHOLEN BRU. ....	6
FIGUR 2-3 TYPISK BJELKE-KASSEBRU MED TO SKRÅ STEG. [4] .....	6
FIGUR 2-4 TVERRPROFIL H7, 20 M VEGBREDD (MÅL I M). [5].....	7
FIGUR 2-5 SNITT KASSE SØR OG NORD (MÅL I MM). [TEG.NR: K1010, SVV].....	7
FIGUR 2-6 KREFTER SOM VERKAR PÅ KØYRETØY VED KØYRING I KURVE. [6] .....	8
FIGUR 2-7 TENKT HORIZONTAL LINJEFØRING FOR BRUNNHOLEN BRU. [VEDLEGG 1] .....	9
FIGUR 3-1 RISORGIMENTO BRU I ROMA, ITALIA. [FOTO: INGE KANAKARIS-WIRTL] .....	12
FIGUR 3-2 UTVIKLING AV BJELKE-KASSETVERRSNITTET. [8].....	13
FIGUR 3-3 SPENNBETONG SITT KONSEPT. [9] .....	15
FIGUR 3-4 SENTRISK SPENNARMERT BJELKE.....	16
FIGUR 3-5 BJELKE MED KRUM SPENNARMERING .....	17
FIGUR 3-6 BJELKE MED PARABELFORMA SPENNARMERINGSPROFIL.....	17
FIGUR 3-7 MOGLEG SPENNPROFIL FOR PLASSTØYPTE STEG FOR STEG SPENN, [9].....	19
FIGUR 3-8 SPENNARMERING I UNDERFLENS OG BRUPLATE.....	20
FIGUR 3-9 UTFORMING AV SPENNSYSTEM MED AKTIV FORANKRING, [11].....	20
FIGUR 3-10 FRITT FRAMBYGG SOM BYGGJEMETODE AV SANDSFJORDSBRUA, [FOTO: TOR ARNE THORSEN, SVV] .....	22
FIGUR 3-11 TRINNVIS FRAMSKYVING .....	23
FIGUR 3-12 OVERMONTERT MSS, [14] .....	24
FIGUR 3-13 BYGGJEFASER FOR BRUNNHOLEN BRU .....	27
FIGUR 4-1 FASTHETSKLASSER FOR BETONG .....	31
FIGUR 4-2 SPENNING-TØYNINGSKURVE FOR FORSKJELLIG FASTHETSKLASSER BETONG .....	32
FIGUR 4-3 PARABEL-REKTANGEL DIAGRAM FOR BETONG UNDER TRYKK [FIG.3.3 EK2] .....	33
FIGUR 4-4 SAMANHENG MELLOM TRYKKSPENNING OG TRYKKTØYNING, [FIG.3.2 EK2] .....	35
FIGUR 4-5 KRYP I BETONG, [9] .....	38
FIGUR 4-6 ALVORLEG OPPRISNING FORÅRSAKA AV PLASTISK SVINN [FOTO: REIDAR KOMPEN, SVV] .....	39
FIGUR 4-7 PLASTISK SETNINGSRISS OVER ARMERING (A) OG VED TVERRSNITTSENDRINGAR (B), [17].....	39
FIGUR 4-8 RISSMØNSTRE FORÅRSAKA AV UTTØRNINGSSVINN, [17].....	41
FIGUR 4-9 SNITT AV TYPISK SPENNKABEL, [9] .....	42
FIGUR 4-10 BBR VT CONA CMI BT, [19] .....	43
FIGUR 4-11 SPENNING-TØYNINGSSAMANHENG FOR TYPISKE SPENNSTÅL, [FIG.3.9, EK2] .....	44
FIGUR 4-12 IDEALISERT OG DIMENSJONERANDE SPENNING- TØYNINGSSAMANHENG FOR SPENNSTÅL, [FIG.3.10, EK2] .....	44
FIGUR 4-13 SPENNINGS- TØYNINGSSAMANHENG FOR TYPISKE ARMERINGSSTÅL, [FIG.3.7, EK2].....	47
FIGUR 4-14 IDEALISERT OG DIMENSJONERANDE SPENNINGS- TØYNINGSSAMANHENG FOR ARMERINGSSTÅL, [FIG.3.8, EK2].....	48
FIGUR 5-1 OVERBYGNING MED ALLE PERMANENTE DELAR.....	56
FIGUR 5-2 INNDELING AV FØRINGSBREIDDE, [TAB.4.1, EK1-2] .....	59

FIGUR 5-3 EKSEMPEL AV NUMMERERING AV LASTFELT, [FIG.4.2, EK1-2].....	60
FIGUR 5-4 ILLUSTRASJON FOR BRUK AV LASTMODELL 1, [FIG.4.2A, EK1-2] .....	62
FIGUR 5-5 BRUK AV TANDEMSYSTEM FOR LOKALE VERIFIKASJONER, [FIG.4.2B, EK1-2].....	63
FIGUR 5-6 LASTMODELL 2, [FIG.4.3, EK1-2] .....	64
FIGUR 5-7 LOKALT AKSESYSTEM FOR VINDPÅVERKNADER AV BRUOVERBYGNING .....	73
FIGUR 5-8 HØGDE AV TVERRSNITT FOR UTREKNING AV HORIZONTALKRAFT VIND.....	74
FIGUR 5-9 BESKRIVELSE AV TEMPERATURANDELANE SOM UTGJER EIN TEMPERATURPROFIL, [FIG.4.1, EK1-1-5] .....	77
FIGUR 5-10 IKKJE-LINEÆRT VARIERANDE TEMPERATURDIFFERANSER FOR BRUOVERBYGNING – TYPE 3: BETONGBRUER .....	79
FIGUR 5-11 STATISK SYSTEM FOR VOGN OG BLAUT BETONG .....	83
FIGUR 5-12 KABELFØRING OG VINKLENDRINGAR I KONTINUERLEG BJELKE MED PARABELFORMA KABELFØRING, [11] .....	87
FIGUR 6-1 BJELKEELEMENT MED TO NODER OG SEKS FIRHETSGRADER.....	101
FIGUR 6-2 Q4 ELLER Q8 SKALL ELEMENT.....	102
FIGUR 6-3 STATIKKMODELL BRUNNHOLEN BRU.....	103
FIGUR 6-4 GLOBALT AKSESYSTEM CSIBRIDGE .....	104
FIGUR 6-5 BRUMODELL 1 (VENSTRE) OG BRUMODELL 2 (HØGRE) .....	104
FIGUR 6-6 IDEALISERT BRUKASSETVERRSNITT .....	105
FIGUR 6-7 VERIFIKASJONSMODELL CSIBRIDGE.....	107
FIGUR 6-8 BØYEMOMENTDIAGRAM EIGENLAST FOR VERIFIKASJONSMODELL I CSIBRIDGE (VERDI I kNm) .....	107
FIGUR 6-9 BØYEMOMENTDIAGRAM TRAFIKKLAST FOR VERIFIKASJONSMODELL I CSIBRIDGE (VERDI I kNm) .....	108
FIGUR 6-10 SPENNKRAFTTAP CSIBRIDGE (VERDI I kN) .....	109
FIGUR 6-11 BØYEMOMENTDIAGRAM FORSPENNING FOR VERIFIKASJONSMODELL I CSIBRIDGE (VERDI I kNm) .....	110
FIGUR 6-12 SPENNKRAFTTAP FELTMIDTE CSIBRIDGE (VERDI I kN).....	111
FIGUR 6-13 BRUMODELL 1.....	112
FIGUR 6-14 BØYEMOMENT OM LOKAL X-AKSE FOR LASTKOMBINASJONAR I SLS, BRUMODELL 1 (VERDI I kNm) .....	113
FIGUR 6-15 BØYEMOMENT OM LOKAL X-AKSE FOR LASTKOMBINASJONAR I ULS, BRUMODELL 1 (VERDI I kNm).....	114
FIGUR 6-16 BRUMODELL 2.....	115
FIGUR 6-17 BØYEMOMENT OM LOKAL X-AKSE FOR LASTKOMBINASJONAR I SLS, BRUMODELL 2 (VERDI I kNm) .....	115
FIGUR 6-18 BØYEMOMENT OM LOKAL X-AKSE FOR LASTKOMBINASJONAR I ULS, BRUMODELL 2 (VERDI I kNm).....	117
FIGUR 6-19 IDEALISERT SPENNARMERINGSPROFIL [20] .....	118
FIGUR 6-20 EKSENTRISITETER TIL KABELGRUPPE MIDT I FELT OG OVER OPPLEGG .....	119
FIGUR 6-21 REALISTISK SPENNARMERINGSPROFIL [20] .....	120
FIGUR 6-22 SPENNARMERINGSPROFIL BESTÅANDE AV 2 PARABOLSKE SEGMENTER.....	121
FIGUR 6-23 SPENNARMERINGSPROFIL BESTÅANDE AV 3 PARABOLSKE SEGMENTER.....	124
FIGUR 6-24 EINSIDIG INNSPENT BJELKE MED JAMT FORDELT OPPOVERRETТА EKVIVALENT LAST .....	128
FIGUR 6-25 TOSIDIG INNSPENT BJELKE MED JAMT FORDELT OPPOVERRETТА EKVIVALENT LAST .....	128
FIGUR 6-26 TOSIDIG INNSPENT BJELKE .....	131
FIGUR 6-27 TOSIDIG INNSPENT BJELKE .....	132

FIGUR 7-1 GRENSEVERDIER FOR $W_{MAX}$ , [TABELL NA.7.1N, EK2].....	140
FIGUR 7-2 BETONGTVERRSNITT PÅKJENT AKSIALKRAFT OG MOMENT .....	141
FIGUR 7-3 EFFEKTIV FLENS, GEOMETRISKE PARAMETERE .....	145
FIGUR 7-4 BRUKASSETVERRSNITT UTAN UTKRAGAR .....	145
FIGUR 7-5 BØYEMOMENTDIAGRAM AV EIGENLAST VED FORANKRING .....	149
FIGUR 7-6 BØYEMOMENTDIAGRAM FOR PERMANENTE LASTKOMBINASJONER VED FERDIGTILSTAND .....	150
FIGUR 7-7 BJELKETVERRSNITT MED SPENNARMERING I STREKSONA .....	156
FIGUR 7-8 TØYNINGAR VED BRUDD FOR BALANSERT SPENNARMERINGSTVERRSNITT .....	157
FIGUR 7-9 TYPER OG OMRÅDER FOR OPPSPREKKING AV SLAKKARMERTE OG SPENNARMERTE BJELKE-KASSEBRUER I BETONG [9].....	161
FIGUR 7-10 SKJÆRKRAFTDIAGRAM FOR LASTKOMBINASJON 1-1 I BRUDDGRENSE (VERDI I KN).....	162
FIGUR 7-11 TORSJONSMOMENTDIAGRAM FOR LASTKOMBINASJON 3-2 I BRUDDGRENSE.....	165
FIGUR 7-12 SKJÆRSTRØM PÅ GRUNN AV TORSJONSMOMENT [9].....	165
FIGUR 7-13 EFFEKTIVT TVERRSNITT TORSJON (MÅL I MM).....	166
FIGUR 7-14 KOMBINASJON AV TORSJON OG SKJÆRKRAFT .....	168
FIGUR 7-15 EFFEKTIVT KASSETVERRSNITT MED SENTERLINJER (MÅL I MM).....	169
FIGUR 7-16 EKSEMPEL PÅ FORM FOR TORSJONSBØYLE .....	170
FIGUR 7-17 PLASSERING I STEG BRUKASSETVERRSNITT FOR KABELGRUPPE MIDT I FELT (MÅL I MM) .....	174
FIGUR 7-18 PLASSERING I STEG BRUKASSETVERRSNITT FOR KABELGRUPPE OVER INDRE STØTTER (MÅL I MM) .....	174
FIGUR 8-1 MODELL AV FYRSTE BYGGJEFASE FRÅ CSIBRIDGE .....	179
FIGUR 8-2 SPENNARMERINGSPROFIL FRÅ CSIBRIDGE FOR FYRSTE BYGGJEFASE .....	179
FIGUR 8-3 SKISSE AV SPENNARMERINGSPROFIL FOR FYRSTE BYGGJEFASE .....	180
FIGUR 8-4 ENDELEG SPENNARMERINGSPROFIL FOR FYRSTE BYGGJEFASE, MODELL CSIBRIDGE .....	181
FIGUR 8-5 SPENNINGER I OVERKANT BRUKASSETVERRSNITT FRÅ EIGENLAST OG FORSPENNING I BRUKSGRENSE (VERDI I MPA) .....	182
FIGUR 8-6 SPENNINGER I UNDERKANT BRUKASSETVERRSNITT FRÅ EIGENLAST OG FORSPENNING I BRUKSGRENSE (VERDI I MPA) .....	182
FIGUR 8-7 SPENNING OVERKANT BRUKASSETVERRSNITT FOR KARAKTERISKE LASTKOMBINASJONAR, SLS (VERDI I MPA) .....	183
FIGUR 8-8 SPENNING UNDERKANT BRUKASSETVERRSNITT FOR KARAKTERISKE LASTKOMBINASJONAR, SLS (VERDI I MPA) .....	183
FIGUR 8-9 OMHYLLINGSKURVE BØYEMOMENT BRUDDGRENSE FOR FYRSTE BYGGJEFASE (VERDI I kNm) .....	184
FIGUR 8-10 OMHYLLINGSKURVE SKJÆRKRAFT BRUDDGRENSE FOR FYRSTE BYGGJEFASE (VERDI I KN) .....	185
FIGUR 8-11 SPENNKREFTER VED BJELKEENDEN FOR BRUMODELL FYRSTE BYGGJEFASE UT FRÅ CSIBRIDGE (VERDI I KN) .....	185





# 1 Innleiing

Målet mitt med denne oppgåva er mellom anna å lære meir om korleis spennarmerte brukonstruksjonar vert prosjektert og korleis omsetje teori til praksis. Eg har fått auke av kunnskap gjennom teoristudier, berekningar og rettleiing frå universitetet og praksisfelt. Gjennom denne oppgåva har eg fått forståing av heilskapen i prosjektering og analyse av brukonstruksjonar.

Eg fekk denne oppgåva av Statens vegvesen, Bruseksjon avdeling Stavanger, og omhandlar analyse og design av Brunnholen bru. Brua skal verte bygd hausten 2017 over godsterminalen for jernbane på Ganddal i Sandnes kommune.

Eg stod fritt til å velje problemstilling, men det var ynskjeleg av rettleiar frå UiS at den omhandlar teori om lastbalansering, som vart undervist i faget «*Betongteknologi og betongkonstruksjonar*» hausten 2016.

I fyrste del av oppgåva tek eg for meg utvikling av bjelke-kassebruer i betong og teori om byggjemetodar og byggjematerialer.

Vidare definerar eg permanente og variable lastpåverknader som er relevante for Brunnholen bru, der dei viktigaste er eigenvekt, trafikk, temperatur og vind. I arbeid med desse fekk eg god erfaring med å tolke og anvende håndbøker og Eurokoder.

I kapittel 6 vert det nytta teori og reidskaper for å finne optimale verdiar av oppspenningskrafta som trengst for å balansere dei ytre lastene. Mykje nyttig tid vart brukt på å setje seg inn i konstruksjonsanalyseprogrammet CSiBridge, og nytte det til å bestemme dimensjonerande verdiar med tanke på kontrollar i grensetilstandane.

I vidare arbeid med dimensjonering vert det kontrollert om konstruksjonen sin kapasitet er god nok i høve til dimensjonerande verknader. Kontrollen vert utført for ferdig bru og for fyrste byggjefase. I arbeidet med dette fekk eg god erfaring med reknearkprogrammet Mathcad.



## 2 Prosjekteringsgrunnlag

### 2.1 Lover og regelverk

All byggjeverksemd i Noreg er regulert av lover og offentleg regelverk. Det overordna ledd i dette hierarkiet er *Plan- og bygningsloven*, som er ei ramme- og fullmaktslov. Det neste ledd i hierarkiet er *Byggeforskriftene*, som inneheld detaljføresegner om til dømes kartverk, bygningsdeler og installasjonar samt konstruktive bestemmingar. Vidare skal prosjektering og utføring av bygningskonstruksjonar gjennomførast i samsvar med reglane i *Norsk Standard (NS)*, som omfattar standardar for *produkt(er), prosjektering og utføring*. Standardane verte utgjeve av Standard Norge, og er i aukande grad grunna på felleseuropeiske standardar, kalt Eurokoder. [1]

Håndbok N400 *Bruprosjektering* skal nyttast ved prosjektering av bruer og supplerar Eurokodene med utfyllande bestemmingar for berekning, dimensjonering og utforming av bruer. Håndboka gjeld for alle fasar i konstruksjonen si byggjetid og brukstid.

Håndbok N400 *Bruprosjektering* er ein vegnormal heimla i veglova. «Vegnormaler» inkluderar både normalar heimla i veglova og normalar heimla i vegtrafikklova/skiltforskrifta. Vegnormalane skal ut frå forskrift etter veglova § 13 gjelde for all planlegging og utbygging av vegar og gater på det offentlege vegnettet. [2]

### 2.2 Grunnlagsdata

Prosjekteringsgrunnlaget i denne rapporten er gjeldande Eurokoder og relevante håndbøker frå Statens Vegvesen Vegdirektoratet, i det seinare referert til som SVV, dessutan tegningsgrunnlag av Brunnholen bru gjett i sin heilskap av SVV. Sjå vedlegg 1.

For å enklare kunne vise der eg har nytta håndbok eller Eurokode, verte det i teksten nytta forkortingar eller tilvising til kjeldenummer. I tabell 2-1 og 2-2 er håndbøker og Eurokoder lista opp med tilhøyrande forkortingar.

Tabell 2-1: Relevante Eurokoder

<b>Eurokode</b>	<b>Forkortning</b>
NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner	EK0
NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-1: Allmenne laster	EK1
NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer	EK1-2
NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Vindlaster	EK1-4
NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Termiske påvirkninger	EK1-5
NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger	EK2
NS-EN 1992-2:2005+NA:2010 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner, Del 2: Bruer	EK2-2

Tabell 2-2: Relevante Håndbøker frå Statens Vegvesen

<b>Håndbok</b>	<b>Forkortning</b>
N400 Bruprosjektering	Hb N400
N100 Veg- og gateutforming	Hb N100
V120 Premisser for geometrisk utforming av veger	Hb V120
V440 Bruregistrering	Hb V440

### 2.3 Brunnholen bru

Brunnholen bru skal byggjast over godsterminalen for jernbane på Ganddal i Sandnes kommune, og er ein del av prosjektet fv.505 Skjæveland – Foss-Eikeland, som er første etappe av tverrforbindelsen mellom E39 og rv.44 ved godsterminalen på Ganddal. Sjå figur 2-1.



Figur 2-1 Oversiktsbilde av byggeområdet for Brunnholen bru.

Hovudmålet med den nye vegforbindelsens er å få eit effektivt samband mellom E39 og målpunkt på Jæren. Vegen er spesielt viktig med tanke på gode forhold for gods- og næringstrafikk mellom E39 og godsterminalen på Ganddal, og den skal støtte opp under mål i Nasjonal Transport Plan om at meir gods skal flyttast frå veg over til jernbane. [3]

### 2.3.1 Geometri

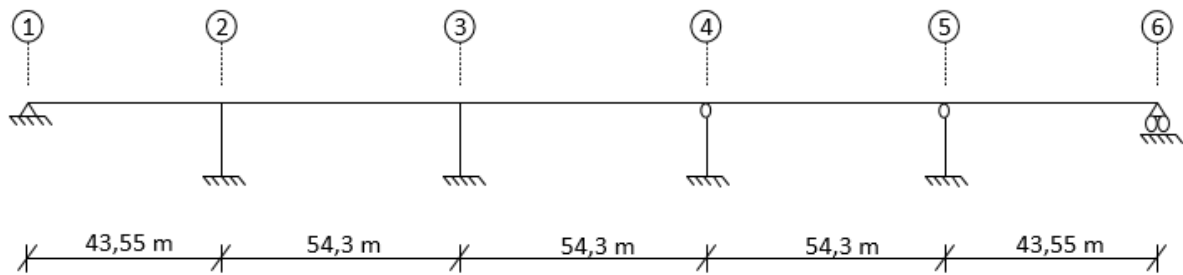
Ein brukonstruksjon har mange konstruksjonselement, og desse verte inndelt i to grupper: underbygning og overbygning.

#### 2.3.1.1 Underbygning

Underbygninga består av elementer som er i kontakt med grunnen og som held overbygninga oppe eller fastheld/forankrar underbygninga til underlaget, og består typisk av elementer som landkar, fundament, peler og søyler.

Brunnholen bru består av 2 brukasser i etterspent betong med ei total lengde på over 250 m, og er prosjektert med 6 akser og 5 spenn.

Figur 2-2 viser tiltenkte søyleakser og spennvidder for Brunnholen bru.



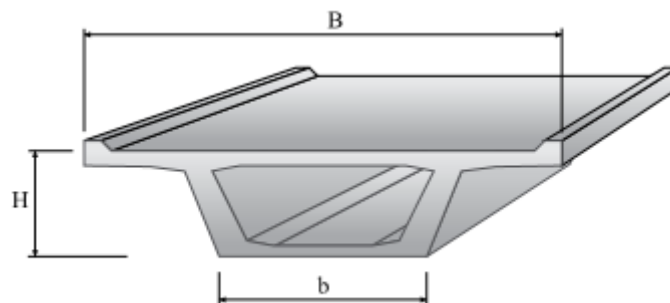
Figur 2-2 Statiskmodell av Brunnholen bru.

### 2.3.1.2 Overbygning

Overbygninga består av konstruksjonselementer som vert heldt oppe av underbygninga, og utgjør hovudbæresystemet for brukonstruksjonen.

Aktuell brutype for Brunnholen bru kan verte definert som ei bjelke-kassebru. Denne brutypen er kjenneteikna av at hovudbæresystemet er utforma som ein bjelke med eit eller fleire kassetverrsnitt. Kassetverrsnittet består som regel av ein over- og underflens, vertikale eller skrå steg og utkragarar.

Figur 2-3 viser ei vanleg bjelke-kassebru med to skrå steg.



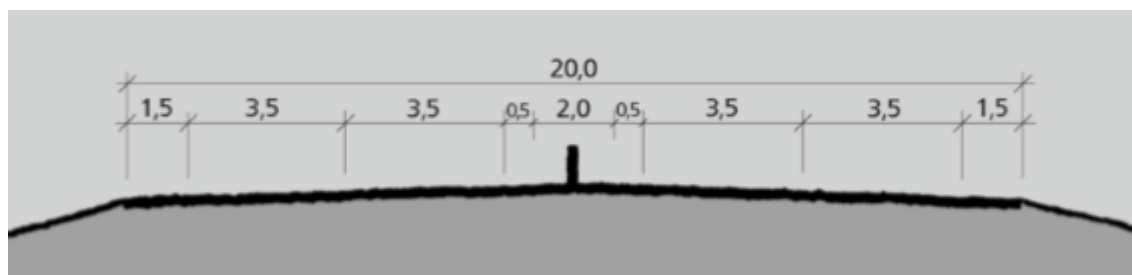
Figur 2-3 Typisk bjelke-kassebru med to skrå steg. [4]

Fordelar med eit slikt tverrsnitt er at ein får høg bøyestivhet kombinert med forholdsvis låg eigenvekt og høg torsjonstivhet, og dessutan moglegheita for å utnytte og innsipisere rommet innvendig i kassetverrsnittet.

Breidda på overbygninga vert bestemt av dimensjoneringsklassa til tilstøytande veg. Års døgn trafikktal (ÅDT) for fullstendig tverrforbindelsen med E39 er frå SVV oppgjeve til å være over 16 000. Ei mogeleg framtidig fartsgrense på 80 km/t, gjer at brua vert dimensjonert med

dimensjoneringsklasse H7, som er fire-felts veg med fysisk midtdeler. Dimensjoneringsklasser verte gjeven av tabell C.2. [5]

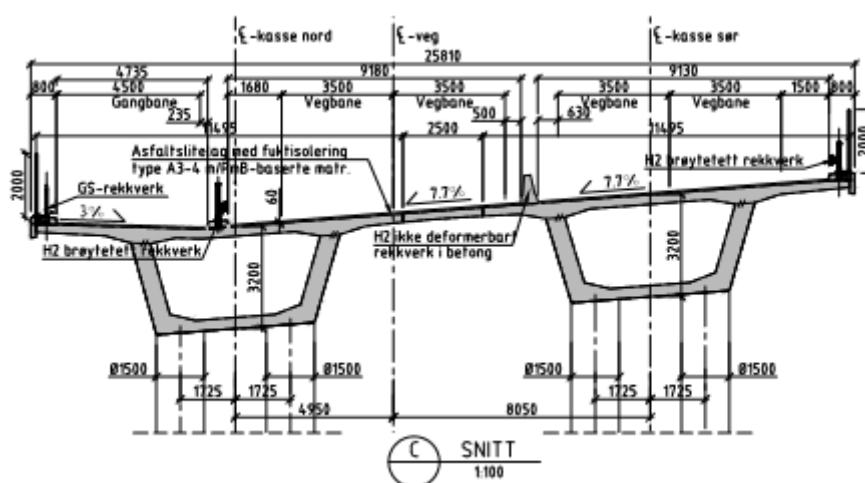
Kvar køyreretning har to-felt og trenger ein føringsbredde på 9 m. Føringsbreidda vert gjeven av 1,5 m ytre vegskulder, to ganger 3,5 m køyrefelt og 0,5 m indre skulder. I tillegg kjem det midtdelar med midtrekkverk og for bruer kantdragar med rekkverk. Figur 2-4 illustrerar eit døme på korleis dimensjoneringsklasse H7 skal utformast.



Figur 2-4 Tverrprofil H7, 20 m vegbredde (mål i m). [5]

Det er samstundes viktig å leggje til rette slik at gang- og sykkeltrafikk er tilpassa trafikkforholda. Tabell E.7 [5] gir rettleiande breidder med omsyn til gang- og sykkeltrafikk i maksimaltimen. Til dømes med 15-50 gåande per time og 300-750 syklende per time, så er nødvendig breidde av gang- og sykkelveg til saman 4,5 m.

Figur 2-5 viser SVV sitt tenkte tverrsnitt av overbygninga, med høvesvis kasse nord til venstre og kasse sør til høgre.

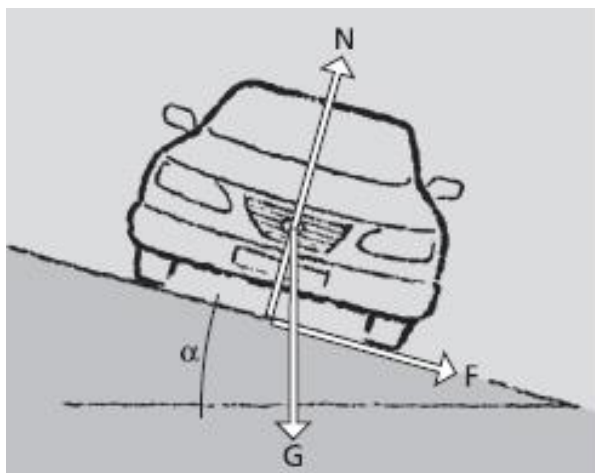


Figur 2-5 Snitt kasse sør og nord (mål i mm). [Teg.nr: K1010, SVV]

### 2.3.1.3 Linjeføring

Slik den nye vegforbindelsen er tiltenkt i dag, er det nødvendig å byggje brua med ein horisontalkurvatur. Ein riksveg eller motorveg stiller store krav til linjeføring, og eit av dei er krav til minste tillatte horisontalkurveradius for å sikre tilstrekkelig trafikktryggleik for trafikantane. [6]

Minste horisontalkurveradius vert bestemt ut frå ønskje om likevekt mellom kreftene som virker på køyretøyet. Sjå figur 2-6.



Figur 2-6 Krefter som verkar på køyretøy ved køyring i kurve. [6]

Minste horisontalkurveradius ( $R_{h,min}$ ) kan verte berekna ut i frå følgjande formel: [6]

$$R_{h,min} = \frac{(V + \Delta V)^2}{127 * (e_{maks} + f_k)} \quad (2.1)$$

der

- $V$  er fartsgrense for dimensjoneringsklasse,
- $\Delta V$  er fartstillegg ut frå figur 2.6 [6],
- $f_k$  er friksjonsfaktor ut frå tabell 2.8 [6],
- $e_{max}$  er største tverrfall.

For veger med kurvatur vert tverrfall definert som overhøgde. Tverrfall brukast av omsyn til vannavrenning, for å motvirke sidekrefter i kurver og for å oppnå bedre køyrekomfort. Største tillatte tverrfall,  $e_{max}$ , skal være mindre eller lik 8 %, jamfør tabell C.2 [5].



Figur 2-7 viser tiltenkt horisontal linjeføring for Brunnholen bru.



Figur 2-7 Tenkt horisontal linjeføring for Brunnholen bru. [vedlegg 1]



## **3 Bjelke-kassebruer i betong**

### **3.1 Generelt**

I Noreg er bruer ein stor del av vårt daglege miljø, og er ofte dominerande i landskapet. Ved utforming av bruer er det viktig å sjå på bruer som meir enn ein konstruksjon som gjer det mogeleg å krysse over ein hindring. Det er viktig å ta omsyn til omgjevnadane og prøve å unngå for store inngrep i naturen, og såleis oppnå harmoni mellom brua og landskapet.

Val av konstruksjonstype med tilhøyrande proporsjonar er viktige faktorar for å oppnå eit godt resultat. Ei velproporsjonert bru er eit resultat av ei heilskapleg utforming. Gode proporsjonar kan verte oppnådd ved å nytte ulikt antall spenn med ulik lengde for korte bruer og større spenn med ulik lengde for lengre bruer. [7]

Samstundes er val av aktuelle konstruksjonstypar avhengig av største spennvidde og på kva som er mest økonomisk gunstig. Ei bru med mange korte spenn vil som regel være rimeligare enn ei like lang bru med få, men lange spenn. [6]

Bjelke-kassebruer i betong er ein av dei mest brukte og anvendelege brutypene i verden. Dette fordi den har eigenskapar som omfamnar lastekapasitet, torsjonstivhet, ein treng ikkje til omsyn til om bøyemomentet er positivt eller negativ og dessutan eigenskapar til å bli produsert som både plasstøyt og prefabrikkert betong. [8]

### **3.2 Historie**

Dei fyrste bruene av armert betong blei bygd slik som steinbruer før dei alltid har vært bygd. Dei vart bygd som hvelvsbruer med ei grusfylling for vegdekke mellom rekkverka, dette vart seinare erstatta av eit tverrgående vegdekke av betong, og overgangen til eit kassetverrsnitt var oppnådd. [8]

Verdens fyrste slakkarmerte betong kassebru er antatt å være Risorgimento Bru i Roma, Italia, og vart bygd i 1911. Dette var ei 3-hengsla hvelvbru med ett spenn på 100 m. [8]

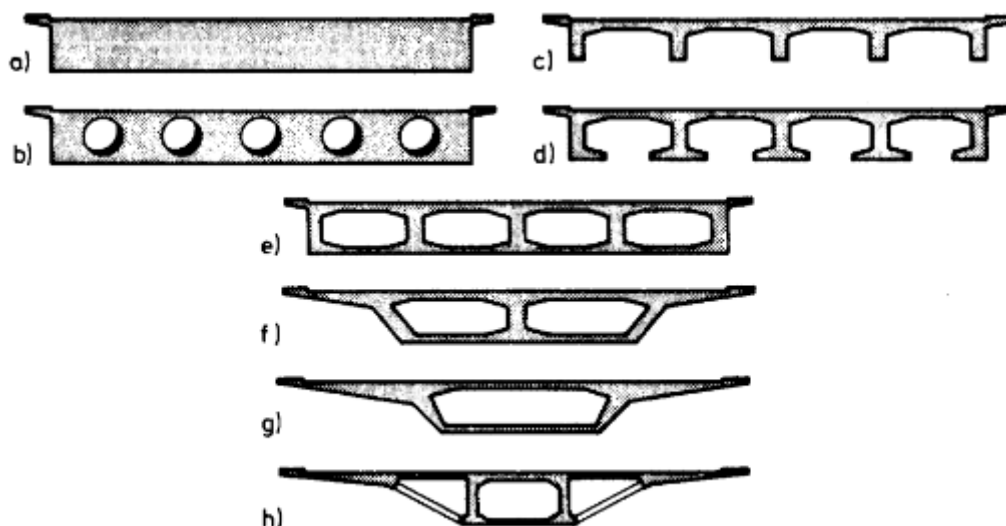


*Figur 3-1 Risorgimento bru i Roma, Italia. [Foto: Inge Kanakaris-Wirtl]*

Men det var fyrst etter utviklinga av høgstyrke spennstål det vart mogeleg å byggje bjelke-kassebruer over lengre spenn. Dei fyrste spennarmerte betongbruene, hovudsakelig med dobbelt T-tverrsnitt eller I-tverrsnitt, blei bygd på slutten av 1920-tallet. Det store gjennombruddet kom likevel etter andre verdenskrig. Då blei den fyrste kontinuerlige spennarmerte betong kassebrua bygd. Dette var Sclayn Bru i Belgia, med to like spenn på 62,7 m.

I dei påfølgande åra auka lønnskostnadane samanligna med materialkostnadane seg mykje, det førte med seg at utvikling av byggjemetode blei viktigare, og vi fekk byggjemetodar som fritt frambygg, forskyvelig forskalingsvogn (MSS) og trinnvis framskyving (ILM).

Bjelke-kassetverrsnittet utvikla seg strukturelt frå hulldekke bruer eller T-bjelke bruer. Dei fyrste bjelke-kassetverrsnitta hadde dekke som så vidt kraga ut frå sjølve kassa, men med spennarmert betong vart det mogeleg å øke lengda på utkraginga av dekket. Høge utgifter på forskalingsarbeid førte til ein reduksjon av celler, samstundes som det var ynskkelig å redusere lasten under byggjefasen. Dette leda til utviklinga av bjelke-kassetverrsnittet med ei celle, slik som vi kjenner det i dag [8]. Figur 3-2 viser utviklinga av bjelke-kassetverrsnitt.



Figur 3-2 Utvikling av bjelke-kassetverrsnittet. [8]

### 3.3 Design

Ved design av bruer, er det viktig å ikkje berre vurdere stabilitet, vedlikeholds-tilgang og økonomi, men også utforminga av bruas fasong, harmoni med omgjevnadane og inngrep i landskapet.

I motsetnad til hvelvsbruer, hengebruer eller kabelbruer, så passar bjelke-kassebruer inn i omtrent alle omgjevnader, i all hovudsak på grunn av sin enkle og stilreine utforming.

Val av spennlengder bør hovudsakeleg komme frå det estetiske aspektet, men frå det strukturelle synspunktet bør forholdet mellom endespennet og nabospennet være mellom 0,75 og 0,80 for å unngå oppløft av endespennet ved opplager [9].

Ut frå figur 2-2, så er dette forholdet for Brunnholen bru lik  $\frac{43,55 \text{ m}}{54,3 \text{ m}} = 0,80$ .

Spesielt viktig for utforming og dimensjonering av bruer, er val av høgde for tverrsnittet. For spennarmerte betong bjelke-kassebruer med fleire spenn bør forholdet mellom lengste spennlengde og tverrsnittshøgde ikkje vere meir enn  $\frac{L}{H} = 25$ .

For Brunnholen bru er valt tverrsnittshøgde lik  $H = 3,2 \text{ m}$  og lengste spennlengde ut frå figur 2-2 er lik  $L = 54,3 \text{ m}$ , som gjev eit forhold lik  $\frac{54,3 \text{ m}}{3,2 \text{ m}} = 17 \leq 25$ .

Skal brukassa være tilgjengeleg for innvendig inspeksjon, skal kassetverrsnittet ha eit gjennomgåande fritt rom med høgde  $H \geq 2000 \text{ mm}$  og fri breidde  $b \geq 800 \text{ mm}$ . [2]

Tenkt bruk av brua er det som gjev retningslinjer for val av naudsynt breidde av tverrsnittet. Om tilgjengeleg høgde av tverrsnittet,  $H$ , i forholdet til breidda,  $B$ , av brudekket er større enn 0,16-0,20, er det godt nok å bruke singel-celle bjelke-kassetverrsnitt. Er forholdet mindre enn 0,16, er det meir fornuftig å bruke to-cellet bjelke-kassetverrsnitt.

For Brunnholen bru er tverrsnittsbreidda lik  $B = 25,81 \text{ m}$ , som gjev eit forhold lik  $\frac{H}{B} = 0,125$ . Ein valde derfor å nytte to singel-cella bjelke-kassetverrsnitt.

Men det er ikkje berre val av tverrsnittsdimensjonar og spennlengder som har innverknad på utforming av brudesignet. Val av material og byggjemetode spelar også ei stor rolle for moglege utforming og oppnåleg topologi for brua.

### **3.4 Spennbetong**

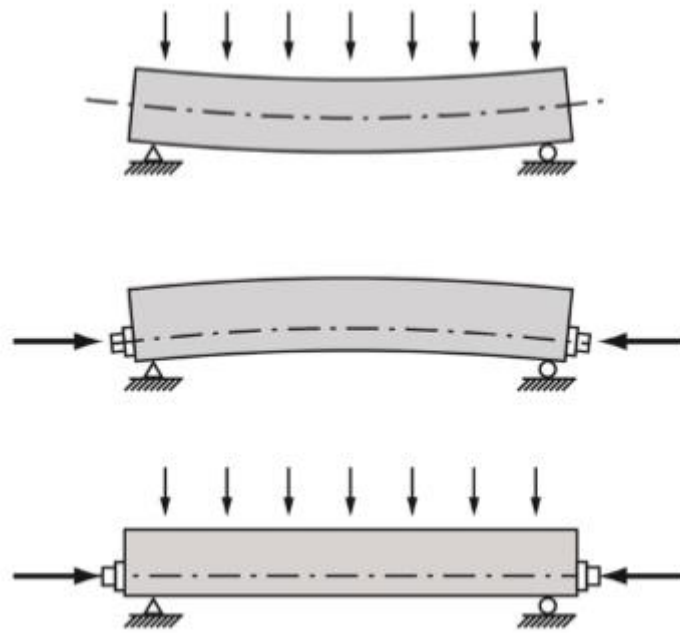
Det er i dag vanleg å nytte spennbetong for bruer med spenn over 20 meter. Spennbetong er ein betong som er armert med ein kombinasjon av slakkarmering og spennarmering.

#### **3.4.1 Forspenning**

Spennbetong er betong som er påført ein trykkspenning med størrelse og fordeling som er slik at verknaden av ytre laster til ein viss grad verte motverka, som illustrert i figur 3-3.

Generelt kan ein forspenne på to hovudmåtar: førroppspenning og etterroppspenning. Forskjellen er om spennstålet påførast strekk før eller etter at betongen er støypt og herda.

**Førroppspenning** vert i hovudsak utført ved produksjon av spennbetongelementer i fabrikk, så kalla prefabrikkert betong. Spennstålet vert montert langs lengda av forma/forskalinga, før stålet så vert spent opp mellom eigne mothaldskonstruksjoner, og betongen vert støypt omkring i direkte kontakt med den forspente armeringa. Etter at betongen har oppnådd tilstrekkelig fasthet, verte spennstålet kapp og spennkrafta verte overført til betongen som trykkrefter ved heftspenningar mellom betong og armering i forankringssonene ved kvar ende av elementa.



Figur 3-3 Spennbetong sitt konsept. [9]

**Etteroppspanning** vert ofte nytta i store plaststøytte konstruksjoner, som til dømes bruer. Konstruksjonen formsettast, armerast og støypast med gjennomgåande utsparinger for spennarmering. Etter at tilstrekkeleg herding er oppnådd, vert armeringa spent opp med jekk i «aktiv» ende, med betongkonstruksjonen sjølv som mothald. Etter at armeringa er ferdig oppspent injiserast utsparringsrøyra med ein sementbasert injiseringsmørtel. Dette for å etablere ein heftforbindelse mellom spennarmering og betongkonstruksjonen. Tøyningsendringane i betong og spennarmering i samme nivå i tverrsnittet vil no vere like, og den etteroppspente konstruksjonen vil no oppføre seg på same måte som ein før oppspent konstruksjon med same tøyningsdifferanse mellom betong og armering. Ein fordel med etteroppspanning er at ein i prinsippet kan føre spennarmeringa med ønskt krumprofil gjennom konstruksjonen for å tilpasse forspenninga til momenta frå ytre laster. [10]

Før oppspanninga vert innleia må betongen ha herda i minst 48 timer, og betongfastheten skal være minst 70% av krevet karakteristisk 28-døgns fasthet og minst 32 MPa (terningfasthet).

Etter at spennarmeringa er ferdig oppspent, vert som regel kabelrøyra injisert med ein sementbasert injiseringsmørtel. Formålet med injiseringa er å sørge for permanent korrosjonsbeskyttelse av spennarmeringa, heftforbindelse mellom spennarmeringa og betongen, og at det ikkje oppstår frostskafer i konstruksjonen som følgje av holrom med moglegheiter for vannansamling [11]. For å sikre at kabelrøyra blir heilt fylt med

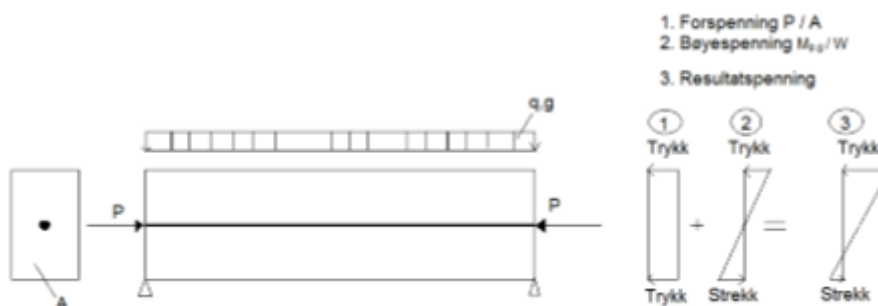
injiseringsmasse bør forholdet mellom tverrsnittsareal av kabel og rør være minst 0,5, men helst 0,4.

### 3.4.2 Lastbalansering

Ved å lastbalansere dei ytre kreftane med ekvivalente krefter frå forspenninga, er tanken at konstruksjonen vil forbli rett, og ha konstant trykkspenning over heile tverrsnittet.

#### 3.4.2.1 Prinsipp

Trykkspenninga vert innført ved at spennarmeringa vert gjeve ein initialtøyning med ei strekkraft som er uavhengig av betongen si tøyning. Strekkrafta i spennarmeringa vert overført som trykk i betongen ved endeforankringar av spennarmeringa eller ved heft mellom betong og spennarmering. Prinsippet kan illustrerast som vist i figur 3-4.



Figur 3-4 Sentrisk spennarmert bjelke.

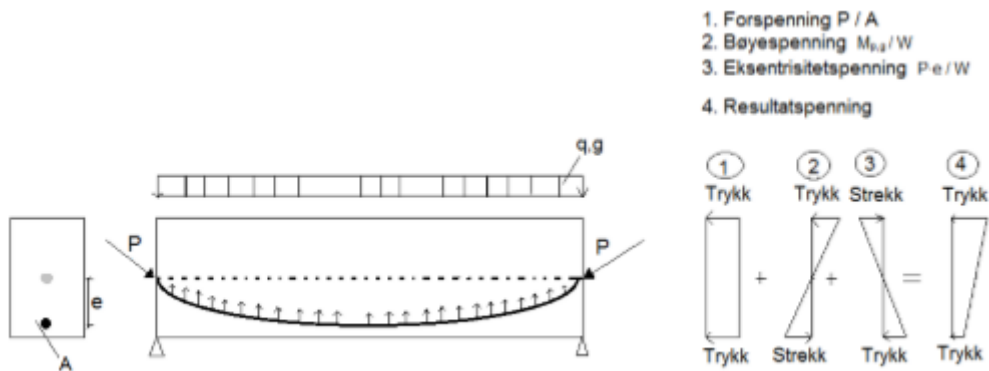
Trykkspenninga frå forspenninga reduserar den resulterande strekkspenninga i underkant av bjelken og kan ved passende val av spennkraft unngås heilt i underkant feltmidte.

Flyttar ein spennarmeringa frå senter tyngdepunkt bjelke og ned mot underkant bjelke, vil verknaden av spennarmering optimaliserast. Ideelt sett bør spennarmeringsprofilen ha samme form som momentforløpet gjeven av dei ytre laster [10].

I figur 3-5 er det vist ein fritttopplagt bjelke med ein parabelforma spennarmeringsprofil, der spennarmeringa er plassert sentrisk ved opplegg og eksentrisk plassert i feltmidte.

Resulterande spenningsforløp er at betongen vert påført ei trykkspenning med størrelse og fordeling slik at verknaden av dei ytre lastene vert motverka, som illustrert til høgre i figur 3-5.



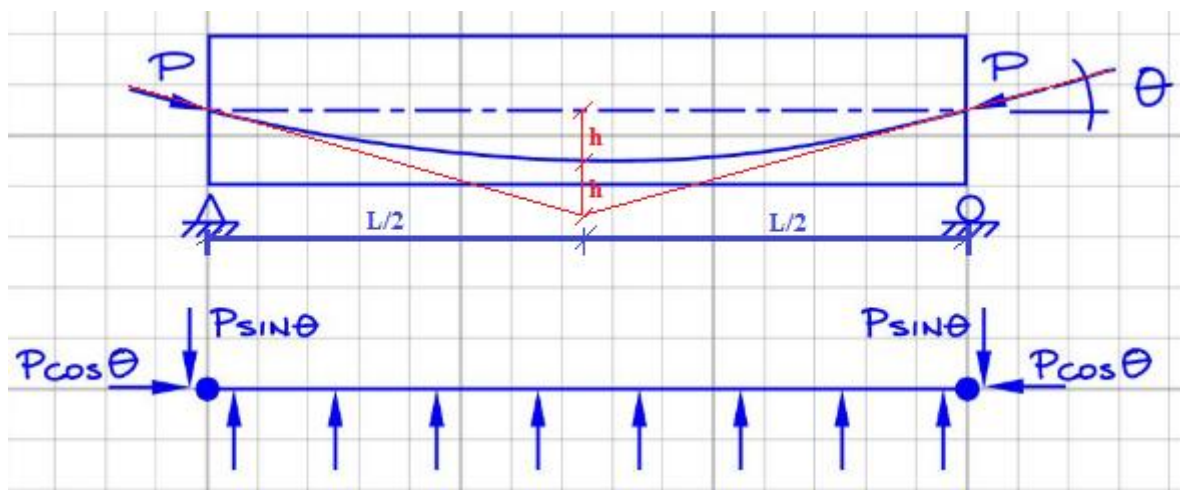


Figur 3-5 Bjelke med krum spennarmering

### 3.4.2.2 Ekvivalente krefter

Spennarmering med ein parabelforma eller krum profil vil prøve å rette seg ut når den verte påført ein strekkraft. Verknaden av dette er at spennarmeringa vil gje fordelte, oppoverretta krefter på betongen. Denne kraftverknaden frå spennarmering på betongen vert kalla «ekvivalente krefter». Betongen vil gje nedoverretta tverrkrefter som til dels motverkar spennarmeringa si oppoverretta kraft. For ein bjelke utan ytre last vil dette gje ein lita oppbøyning.

Figur 3-6 visar ein parabelforma spennarmeringsprofil i ein fritt opplagt bjelke. Denne profilen kan vert beskriven som:  $y = ax^2 + bx + c$ .



Figur 3-6 Bjelke med parabelforma spennarmeringsprofil

Ekvivalent last for ein parabelforma spennarmering kan uttrykkast som [10]:

$$q(x) = P * \frac{d\theta}{dx} = P * \frac{d^2y}{dx^2} = \text{konstant} \quad (3.1)$$

der

P er spennkraft

$\theta$  er helninga av spennarmeringa, lik  $\theta(x) \approx \tan\theta(x) = \frac{dy}{dx}$

Det vil sei at langs ein parabelforma spennarmering verkar ein fordelt tverrlast med konstant intensitet på betongkonstruksjonen, altså blir den fordelte ekvivalente lasta jamt fordelt.

For spennarmeringsprofilen vist i figur 3-6 vil den totale lasta vere like spennkrafta multiplisert med den totale retningsendringa frå den eine bjelkeenden til den andre:

$$q * L = P * \theta \quad (3.2)$$

der

$$\theta = \frac{2h}{L/2} * 2 = \frac{8h}{L} \quad (3.3)$$

som gjev at den ekvivalente last kan endeleg uttrykkast ved likning (3.3) innsatt i likning (3.2), der q har benevninga  $\frac{kN}{m}$ :

$$q = \frac{P * 8h}{L^2}$$

### 3.4.2.3 Forankringskrefter

I tillegg til dei ekvivalente tverrkraftene langs spennarmeringa vil betongkonstruksjonen vert påverka av konsentrerte krefter og påkjenningar ved spennarmeringa si endeforankring, kalt «forankringskrefter».

Spennkrafta P vert dekomponert til ein horisontal og vertikal komponent, høvesvis  $P\cos\theta$  og  $P\sin\theta$ , som verkar i tverrsnittet sin tyngdepunktakse saman med eit eventuelt eksentrisitetsmoment. Ofte er spennarmeringslengda stor i høve til høgda av konstruksjonselementet, slik at vinkelen  $\theta$  får ein liten verknad og følgjande tilnærmingar er tilstrekkeleg nøyaktige:

$$\sin\theta \approx \theta \quad (\theta \text{ i radianer})$$

$$\cos\theta \approx 1$$

Det gjev at dei ekvivalente forankringskreftene vanlegvis kan forenklast til:

$$P_h = P * \cos\theta \approx P \quad (3.4)$$

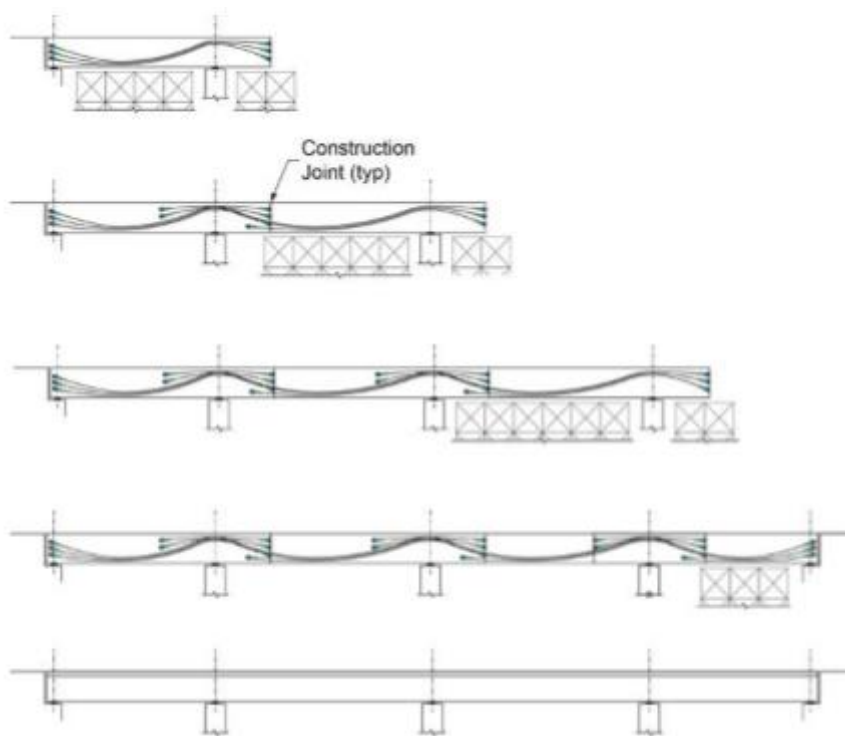
$$P_v = P * \sin\theta \approx P * \theta \quad (3.5)$$

$$M_p = P * \cos\theta * h \approx P * h \quad (3.6)$$

### 3.4.3 Kabelføring

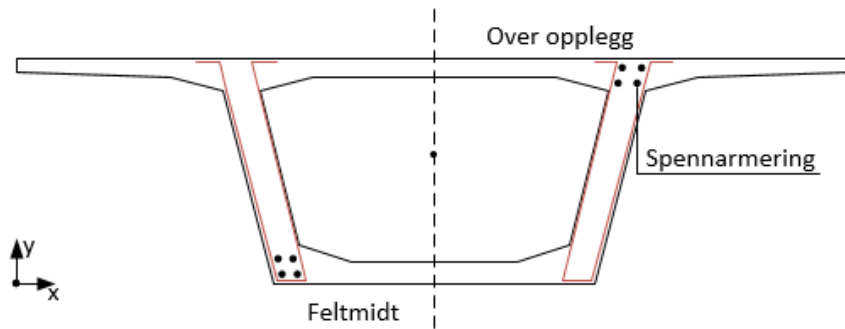
For kontinuerlig brudekker er det vanlig å bruke spennkabler like lange som det kontinuerlige brudekket. Verte brudekket støypt i fleire etapper, nyttast det som regel kortare spennkabler med overlapp over indre opplager [9]. Figur 3-7 viser dette.

Spennarmeringa bør plasserast slik at den ligger lågt nede i tverrsnittet ved feltmidte og stiger gradvis, slik at det ligger høgt i tverrsnittet over opplager. Det vil sei parabelformet kabelføring i felt og eit kort område med negativ krumning over opplegg. Krumningsradien over opplegg bør være relativt liten, og den negative krumningen over eit område bør ikkje være større enn  $1,6*H$ , der H er høgda av kassetverrsnittet [11].



Figur 3-7 Mogleg spennprofil for plasstøypete steg for steg spenn, [9]

Bjelke-kassebruer i betong med moderate spennvidder og konstant tverrsnittshøgde vert i dag som regel utført med spennarmering i stega. Vert det nytta to eller fleire spennkablar i bredda, bør steget vere minimum 500 mm. Eksempel på plassering av spennarmering i underflens og bruplate er vist i figur 3-8.

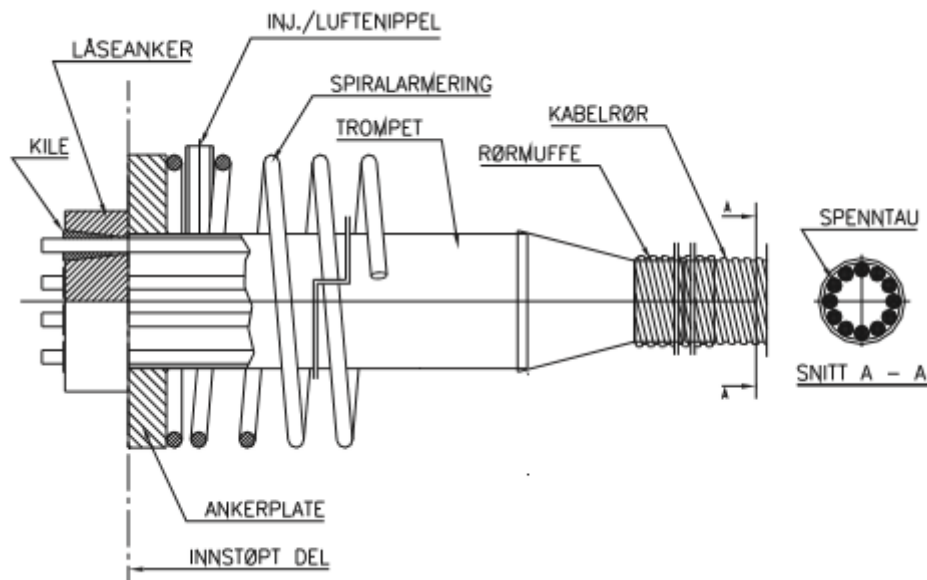


Figur 3-8 Spennarmering i underflens og bruplate

Spennarmeringa kan tres gjennom kabelrøyra entan før eller utstøyping. Skal passive forankringer av spennkablane vere innstøypt, må kablane naturlegvis trekkast før utstøyping. [11]

### 3.4.4 Spennsystem

Eit komplett spennsystem består av spennarmering med forankringer og kabelrøyr, samt injiseringsmasse. Figur 3-9 viser ei prinsippsskisse av korleis eit typisk spennsystem er utforma.



Figur 3-9 Utforming av spennsystem med aktiv forankring, [11]

Spennarmeringa blir forankra med anten ei flat ankerplate i stål som støyer direkte mot betongen eller ved eit slags ankersystem, der ankeret blir montert i forskalinga før støyp. Ankerplata kan ha fleire former, men dei mest vanlege er kvadratiske, rektangulære eller runde.

Forankringane må være plassert og fastholdt på ein slik måte at både forskyvning og rotasjon unngås og med ankerplata vinkelrett på spennkablanes senterlinje. Kvart spennsystem har bestemte krav til minimum rettlengde på kablane ved forankringane.

Kabelrøyra er som regel spiralfalsa eller langsveiste stålroyr, men korrugerte plastrøyr vert meir og meir nytta på grunn av sin eigenskap som ein ekstra barriere mot armeringskorrosjon.

### **3.5 Byggemetoder**

Dei mest vanlege byggemetodane for spennarmerte betong bjelke-kassebruer er fritt frambygg, forskyvelig forskalingsvogn og trinnvis framskyving.

#### **3.5.1 Fritt FramBygg/Balanced Cantilever Method (FFB)**

Fritt frambygg er ein byggjemetode som gjer det mogleg å byggje bruer der det er vanskelig eller nesten umogeleg å komme til frå undersida. Samstundes er det ein økonomisk rimeligare metode enn dei to andre metodane som vert nevnt i dette delkapittelet.

Stolmasundet bru i Hordaland, Norge, har i dag verdens lengste spenn på 301 m bygd etter denne metoden. [12]

Byggjinga starter frå toppen av ein pilar, og ein byggjer seg balansert ut til kvar side i seksjonar på ca 5 m, sjå figur 3-10. Når betongen har oppnådd høg nok fasthet, vert seksjonane etterspent med gjennomgåande spennkablur som forankrast i tilstøytande spenn på motsatt side av pilaren. Ei forskalingsvogn bærer seksjonen medan den er under arbeid, og køyrast fram når betongen har herda og spennkablane er oppspent.

Arbeidet pågår i syklusar med forskaling, armering, støyping, herding, oppspenning og vognflytt. Ein syklus tar til vanleg ein veke, og held fram til bruendane møtast og kan føyast saman.



Figur 3-10 Fritt frambygg som byggemetode av Sandsfjordsbrua, [Foto: Tor Arne Thorsen, SVV]

### **Fordelar med FFB:**

- Byggjeprosessen vil etter kvart bli eit repeterande arbeid, som over tid kan føre til at prosessen vert meir effektiv og tidssparande.
- Fleire spenn kan byggjast samstundes, og såleis korte den totale byggjetida.

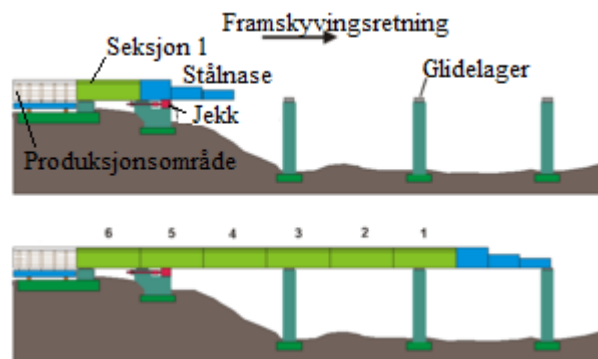
### **Ulemper med FFB:**

- Det kan være utfordrande å få geometrien til å passe overeins ved samanføyning.
- Det kan oppstå store skjærkrefter i overbygninga over pilaren på grunn av eigenvekta under byggjeprosessen, som igjen kan resultere i riss og oppsprekkinger.

### ***3.5.2 Trinnvis framskyving/Incremental Launching Method (ILM)***

Trinnvis framskyving er ein kombinasjon av plasstøypt betong og prefabrikkert betong. Det vil sei at heile overbygninga vert produsert i seksjonar, der kvar enkelt seksjon fyrst vert plasstøypt før dei vidare får nemninga prefabrikkert. Vanleg lengde for ein seksjon er ei halv spennlengde. Ein produserar seksjonane på eit tilrettelagt område inne på det eine brukaret, med ei fastmontert form/forskaling, slik at alle seksjonar vert like. For bruer med kassetverrsnitt, verte produksjonen av seksjoner ofte delt opp i to faser. Ein fase der underflensen og stega verte støypt og ein der overflensen vert støypt. Ved lansering vert det montert ei «stålnase» i front av

den fyrste seksjonen, for å redusere bøyemoment under framskyving. Figur 3-11 illustrerer korleis framskyving kan foregå.



Figur 3-11 Trinnvis framskyving

Under framskyving vil likevel tverrsnittet bli utsatt for både positive og negative bøyemoment, som førar med seg vekselvise strekkspenningar i over- og underflens. Ved å sentralt føroppspenne spennarmeringa i over- og underflensen før utstøyping, kan strekkspenningar motverkast ned til eit akseptabelt nivå. Sentral føroppspenning betyr at spennkablane er plassert slik at trykkspenningane som vert overført til betongen, vil i alle punkt i tverrsnittet være like, og det vil bety lite om strekkspenningane under framskyving oppstår i over- eller underflensen.

Framskyvinga vert utført ved å nytte ein hydraulisk jekk, som steg for steg skyver overbygninga fram over landkar og søyler. Søylen og landkara er opplagra med glidelager i lengderetning.

Etter at seksjonen er framskyvd vert spennarmeringa i stega etteroppspent. Plassering og linjeføring for spennarmering vert utforma for overbygning i ferdig tilstand, der dei supplerer den sentrale forspenninga, som sjølvstøtt, verte aktiv. [13]

### **Fordelar med ILM:**

- Gjer det mogeleg å krysse over jernbanelinjer eller veger uten å være til hinder for trafikken.
- All produksjon skjer på ein plass som gir økt kvalitetskontroll av betongen og mindre utgifter på forskalinger.

### **Ulemper med ILM:**

- Linjeføringa til brua må vere rettlinja eller ha ein konstant kurvatur.



- Er sett på som ein kostbar metode på grunn av eventuell investering av framskyvingsutstyr eller at framskyvinga vert utført av eigne kontraktører med spesialkompetanse på dette.

### 3.5.3 *Forskyveleg forskalingsvogn system/Movable Scaffolding System (MSS)*

Forskyveleg forskalingsvogn system (MSS) er enkelt forklart, ei støypeform understøtta av ei bæreramme festa til eit forskyvelig stillassystem. Stillassystemet vert mellombels fastmontert på eller ved to opplager, og bæreramma vert montert mellom. Stillassystemet gjer at bæreramma kan skyvast i både vertikal og horisontal retning. Det gjer det mogeleg å skyve støypeforma fram og tilbake, opp og ned, samstundes som det er enkelt å flytte støypeforma til neste spenn.



*Figur 3-12 Overmontert MSS, [14]*

Denne metoden vart utvikla etter at teknologien for etteroppspanning av betongbruer kom, ved å forbetre mekaniseringa av plasstøyping. Dette førte til kortare byggjesyklusar og reduksjon i arbeidskraftbehov for førroppsente betongbruer.

Det er skilje mellom to typar MSS, etter posisjonen til bæreramma i forhold til støypeforma. Dei to typane er undermontert og overmontert.



For undermontert MSS er bæreramma montert på undersida av støypeforma, og er det lettaste, mest anvendelige og mest benytta systemet. Det gir ein fri og enkel tilkome av material som armering og betong.

For overmontert MSS er bæreramma montert over støypeforma. Denne metoden gir eit mindre behov for høgdeklaring under overbygninga, og kan anvendast utan å forstyrre trafikken under brua nevneverdig. Den er samstundes enklare å demontere enn undermontert ved byggjeslutt. Figur 3-12 visar eit overmontert MSS i aksjon.

MSS verte mest brukt til å plasstøype spenn-for-spenn av lengre bruer med spenn mellom 30-70 m. Byggjemetoden er ein kombinasjon av plasstøypert og prefabrikkert betong, det vil sei at etter ein har støypert ut det fyrste spennet og går vidare til det neste, vil det fyrste spennet bli karakterisert som prefabrikkert medan det neste ein skal støype vert plasstøypert.

Kvart spenn vert støypert med ein utkrager inn i det neste spennet. Utkragaren har ei vanleg lengde på 20-25% av spennlengda. Dette verte gjort fordi det er ynskjeleg med eit kortare støypespenn og samtidig nytte utkragaren som ein opplagerstøtte for bakdelen til MSS. Ved å nytte utkragaren som ein opplager minkar sjansen for at det oppstår nedbøying av støypeforma ved støypeskøyten [15].

### **Fordelar med MSS:**

- Kan spare utgifter på stillassystemer og forskalingsarbeider.
- Det er mogeleg å byggje bruer med ein meir kompleks tverrsnittsgeometri.
- Det er ansett som ein arbeidssikker og kostnadseffektiv byggjemetode.
- Det er mogeleg å byggje spenn i løpet av veker og ikkje månader, som det tidligare tok med statiske stillassystemer.

### **Ulemper med MSS:**

- Er sett på som ein av dei mest kostbare metodane på grunn av behovet for mykje tungt maskinelt utstyr, som ein enten må investere i eller leige.

Betongbruer bygd med MSS konkurrerer med ILM. Når det gjelder mogelege spennlengder og byggjetida er det meir eller mindre den same. Begge byggjemetodane er lineære, repetitive og

kan ikkje bli akselerert. Men MSS har ingen begrensingar på total lengde av brua, det har ILM [15].

### 3.5.4 Val av byggjemetode

Val av byggjemetode avheng av spennlengder, økonomi, tid, konstruksjonstype, lagringsplass ved byggjeplassen og ikkje minst føresetnader frå byggherren. Tabell 3-1 gir ein oversikt over spennlengder som er moglege å oppnå med dei forskjellige metodane.

Tabell 3-1 Spennlengder

Byggjemetode	Spennlengde	Brulengde
F-FB	70 - 190 m	200 - 600 m
ILM	30 - 60 m	200 - 1500 m
MSS	30 - 70 m	200 - .... m

Frå intern rettleiar hos SVV vert det opplyst at Brunnholen bru var frå starten av prosjektert som ei platebru i betong med 8 spenn. Men etter ynskjer frå Bane Nor (tidlegare Jernbaneverket) vart det vurdert alternative bruløysingar med færre spenn, der valet til slutt stod i mellom MSS og ILM som byggjemetode.

Årsaken til at færre spenn var ynskjeleg var for å unngå eller redusere antall søyler, fordi det alltid vil vere ein viss risiko ved bygging over eit jernbaneområdet, og tilhøyrande utfordringar med omsyn til sikring av aktiviteter under brua, som til dømes togtrafikk.

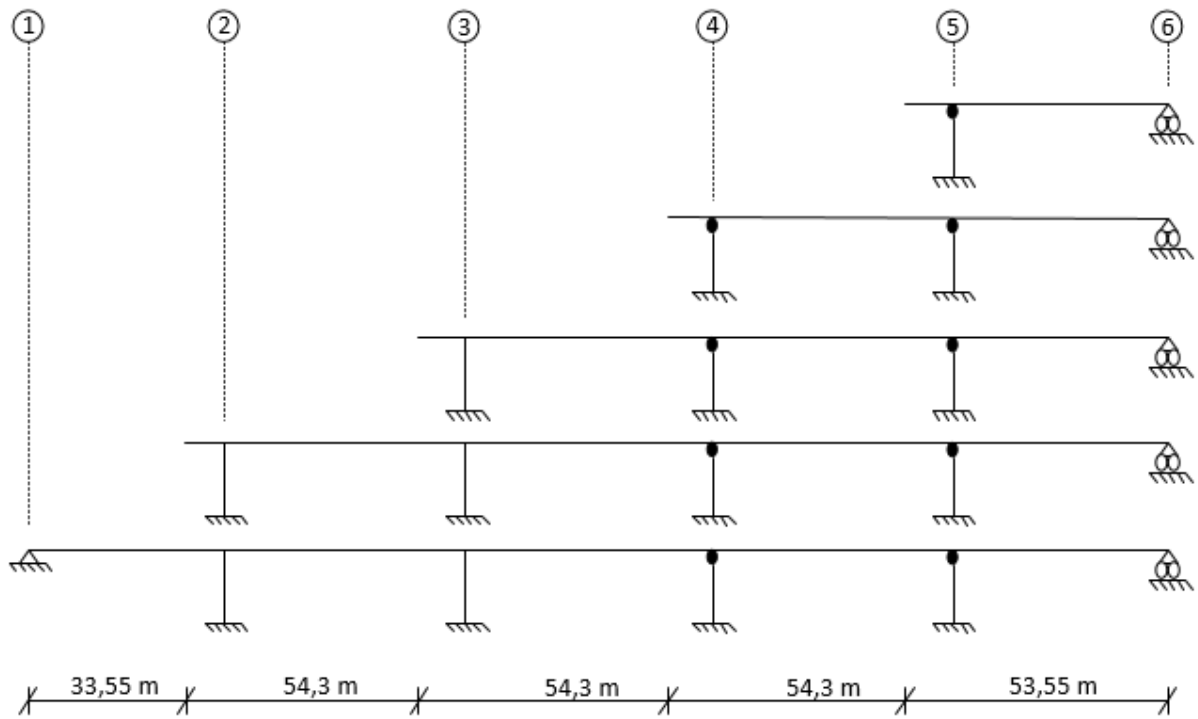
MSS og ILM vart vurdert opp imot kvarandre, der valet til slutt falt på ILM som byggjemetode med bakgrunn i at den gjev ein saumlaus utbygging av brua der konstruksjonen skyvast over hovudsporet og terminalområdet med sikring mot fallande gjenstander påmontert slik at aktivitetane under kan foregå mest uforstyrta, og at faren for hendingar er redusert sidan ingen aktivitetar med flytting og montering av forskaling, armering og støyping av hovudkonstruksjonen skjer ute på brua, men trygt inne i ein «fabrikk» inne på brukaret.

I denne rapporten er det nytta MSS som byggjemetode.

### 3.5.5 Byggjesfaser

Med MSS som byggjemetode vert bygginga av Brunnholen bru utført i fem byggjesteg for kvar brukasse. I figur 3-13 er dette illustrert, med fyrste byggjesteg øverst og ferdig bru nederst.

Ein antar at støyping av kvart byggjesteg tek 4 veker, som gjev ein antatt varighet for støyp av ei brukasse på 20 veker.



Figur 3-13 Byggjesteg for Brumholen bru



## 4 Materialer

Material som i all hovudsak trengs for å plasstøype spennarmerte bruer er: betong, armeringsstål og spennstål. Dette kapittelet presenterar teori og karakteristiske eigenskapar for materiala med tanke på aktuell brutype.

### 4.1 Betong

#### 4.1.1 *Generelt*

I spennbetongkonstruksjonar vert det ofte nytta betong med høgare fasthet enn det som er vanleg for slakkarmerte konstruksjonar. Ein av hovedgrunnane til dette er at betong generelt verte påført eit høgare trykkspenningsnivå ved forspenninga. Høge lokale trykkspenningar ved forankring er også årsak til val av høg fasthet. Vanlege fasthetsklasser er B35-B55, og i nokre tilfeller vert det nytta enda høgare fasthetsklasser [10]. For Brunnholen bru er det valt å nytte fasthetsklasse B45 i heile overbygninga.

Betong er ein blanding av grov grus eller småstein, sand, sement, vatn, kjemiske tilsetningsstoff og minerale tilsetningar. Betongen sin eigenskap vert bestemt av kva slags delmaterialer ein vel og korleis ein kombinerar desse. Utgangspunktet for val av materialsamansetning vert i all hovudsak gjeven av krav til trykkfasthet og bestandighet, men også med tanke på å oppnå ein betong som gjev minst mogeleg kryp og svinn, og dermed reduserar tap av effektiv forspenning som desse langtidseffektene medfører. Det er samstundes like viktig at støypelighets-eigenskapane til betongen er gode nok, og samsvarar med valt utstøypingsmetode.

For å modifisere eigenskapane til betong i fersk eller herda tilstand kan tilsetjingsstoff verte tilsatt i løpet av betongmiksinga, men ikkje meir enn 5% av sementinnhaldet. Dei mest vanlege typane er: luftinnførande tilsetjingsstoff som gjer den herda betongen meir frostsikker, akselererande tilsetjingsstoff som påskundar herdinga, retarderande tilsetjingsstoff som forseinkar størkninga, plastiserande tilsetjingsstoff som får den ferske betongen til å bli meir bearbeideleg og tettande tilsetjingsstoff som skal auke vanntettheta. Sjølv om tilsetjingsstoff kan gje forbetra eigenskapar, så kan uforsiktig bruk gjer meir skade enn nytte.

Avbinding (størkning) og herding er eit resultat av kjemiske reaksjonar mellom sementmineraler og vatn, kalt hydratisering. Forholdet mellom antall liter vatn per kg sementmineraler i blandinga, forenkla til v/c-tall, er ein viktig faktor for slutfastheten til betongen. Betonger som skal ha høg bestandighet og/eller stor styrke må være proporsjonert

med eit lågt v/c-tall. Ein tett betong med lågt v/c-tall er også viktig for å gje den relativt korrosjonsømfintlege spennarmeringa ein effektiv korrosjonsbeskyttelse. Det er vanleg å nytte v/c-tall mellom 0,35-0,45 for spennbetongkonstruksjonar [9].

Når betongen verte støypt ut er det viktig å vibrere fersk betong for å bli kvitt uønskte luftlommer, og for å sikre at betongen flyter nok ut, omsluttar armeringa heilt og utfyller forskalinga totalt. Manglande komprimering kan gje grove holrom og diskontinuitetar i betongen, dessutan redusert fasthet.

Etter utstøyping er det viktig at herdeforholda fortsatt er gode for at betongen skal oppnå tiltenkt kvalitet og fasthet. Hastigheten av herdeprosessen verte i stor grad bestemt av temperaturen i betongen. Når betongtemperaturen stiger, skjer prosessen hurtigare og omvendt viss temperaturen synker. Høge herdetemperaturer kan oppstå på grunn av hydratiseringsreaksjonar, og er ugunstig for strukturdannelsen i sementpastaen og vil redusere betongen sin fasthet. Store temperaturforskjellar kan føre til at betongen sprekker opp. Tidlig uttørking gjev redusert hydrasjonsgrad, og fare for oppsprekking på grunn av svinnpåkjeningar. Begge faktorane vil redusere fastheten. Dette kan til dels verte motverka med tiltak for å sikre gode herdetilhøve. Tiltak kan vere å vatne betongoverflata eller påføre herdemembran for så å dekkje den til for å hindre uttørking. Andre tiltak kan vere å bruke kald betong for å unngå høge herdetemperaturar eller å bruke isolerte forskalingar ved låge lufttemperaturar, og såleis unngå store temperaturgradientar mellom tverrsnittskjerna og overflata som kan gje oppsprekkingar.

#### **4.1.2 Trykkfasthet**

Trykkfasthet har tradisjonelt vert det mest viktige kvalitetskriteriet for betong på grunn av at det er den eigenskapen som vert best utnytta i konstruksjonar. [16]

Betongen sin trykkfasthet vert definert ved hjelp av fasthetsklasser knytta til karakteristisk (5%) av sylindrefasthet  $f_{ck}$  eller terningfasthet  $f_{ck,cube}$  ut frå NS-EN 206-1 [EK2].

Fasthetsklassene i EK2, Tabell 3.1, her attgjeven som figur 4-1, er basert på karakteristisk sylindrefasthet  $f_{ck}$  bestemt etter 28 døgn. For fasthetsklasse B45 er karakteristisk sylindrefasthet  $f_{ck}$  lik 45 MPa.

Fasthetsklasser for betong														Analytisk sammenheng/ Forklaring	
$f_{dk}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{dk,0,95}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{dk} + 8$ (MPa)
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm} = 0,30 \times f_{cm}^{0,67}$ for $C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + (f_{cm}/10))$ for $C50/60$
$f_{ctk,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 \times f_{ctm}$ 5%-fraktil
$f_{ctk,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 \times f_{ctm}$ 95%-fraktil
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22(f_{cm}/10)^{1,5}$ ( $f_{cm}$ in MPa)
$\epsilon_{ci}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Se figur 3.2 $\epsilon_{ci}(\text{‰}) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
$\epsilon_{cu1}$ (‰)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Se figur 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu1}(\text{‰}) = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
$\epsilon_{cu2}$ (‰)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Se figur 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu2}(\text{‰}) = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{1,5}$
$\epsilon_{cu3}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Se figur 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu3}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	For $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
$\epsilon_{cu4}$ (‰)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Se figur 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu4}(\text{‰}) = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$
$\epsilon_{cu5}$ (‰)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Se figur 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cu5}(\text{‰}) = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

Figur 4-1 Fasthetsklasser for betong

Ved dimensjonering vert det tatt omsyn til at verknaden av langtidslast reduserar trykkfastheten, og ugunstige verknader som er ein fylgje av måten lasten vert påført ved å multiplisere sylinderfastheten med ein faktor  $\alpha_{cc} = 0,85$ . Desse karakteristiske fasthetane er verdier som ikkje underskrider 95% sannsynleghet, og som fastleggast ved standardiserte prøvningmetodar.

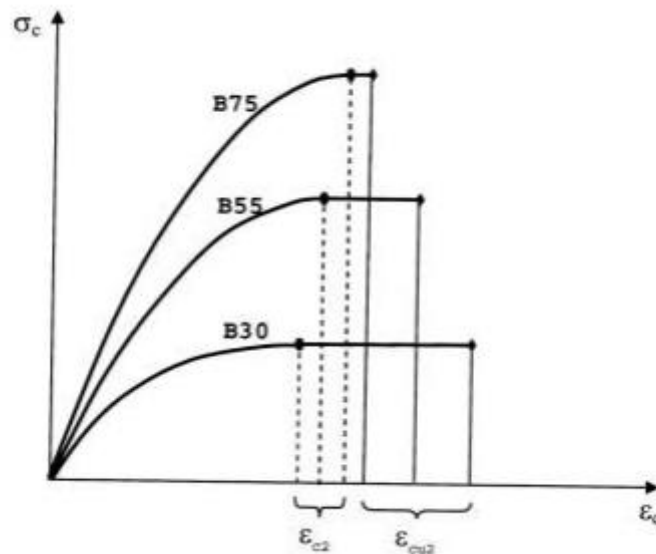
Til sikker side, verte sylinderfastheten dividert med ein materialkoeffisient, for å sikre at fastheten til betongen er større enn dimensjonerande trykkspenning,  $\sigma_c$ , på grunn av ytre last. For betong er materialkoeffisient  $\gamma_c = 1,15$ , ut frå EK2, Tabell NA.2.1N. Dimensjonerande trykkfasthet vert etter EK2, likn. (3.15), her vist som likning (4.1):

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.1)$$

For fasthetsklasse B45 er den lik,  $f_{cd} = \frac{0,85 * f_{ck}}{1,15} = 0,567 * 45 \text{ MPa} = 25,515 \text{ MPa}$ .

Betong framviser ein fullstendig ikkje-lineær spenning-tøyingsoppførsel i trykk, samstundes ein svært låg fasthet for strekk samanlikna med trykk. Figur 4-2 viser typiske spennings-tøyingskurver for forskjellige fasthetsklasser. Betong med låg fasthet (B30) framviser ein

relativt seig oppførsel, medan betong med høg fasthet (B75) er sprøare, med mindre tøyingsverdi ved brudd [10].



Figur 4-2 Spenning-tøyingskurve for forskjellig fasthetsklasser betong

For dimensjonering av tverrsnitt kan fylgjande spennings-tøyningssamanheng nyttast ut frå EK2, pkt.3.1.7(1):

$$\sigma_c = f_{cd} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \text{ for } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (4.2)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \text{ for } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (4.3)$$

Der  $n$  er eksponent,  $\varepsilon_{c2}$  er tøyning idet maksimalspenninga nås og  $\varepsilon_{cu2}$  er tøyningsgrensa i bruddtilstand, verdier for desse parametrene verte gjevne av EK2, Tabell 3.1. Figur 4-3 viser idealisert spenning-tøyningsskurve for betong i trykk.

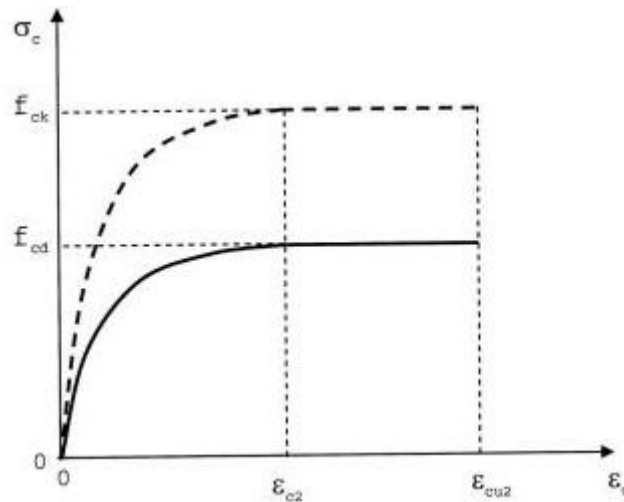
Det kan i nokre tilfeller være naudsynt å angje betongens trykkfasthet  $f_{ck}(t)$  på eit tidspunkt  $t$  for ulike fasar, for eksempel ved avforming eller påføring av forspenning.

EK2, pkt.3.1.2(5) og (6) angjev:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(\text{MPa}) \text{ for } 3 < t < 28 \text{ d\o{g}n} \quad (4.4)$$

$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ for } t \geq 28 \text{ d\o{g}n} \quad (4.5)$$





Figur 4-3 Parabel-rektangel diagram for betong under trykk [Fig.3.3 EK2]

Trykkfastheten ved alder  $t$  er avhengig av sementtype, temperatur og herdeforhold. Ved middeltemperatur på 20 °C og herding i tråd med NS-EN 12390, kan middelveidi av trykkfastheten  $f_{cm}(t)$  ved alder  $t$  vert bestemt av fylgjande uttrykk for fasthetsutvikling:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) * f_{cm} \quad (4.6)$$

med

$$\beta_{cc}(t) = e^{s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right)} \quad (4.7)$$

der

$f_{cm}(t)$  = middelveidi av trykkfasthet ved alder  $t$  døgn

$f_{cm}$  = middelveidi av trykkfasthet ved 28 døgn, gjeve i EK2, Tabell 3.1.

Parameteren  $s$  er avhengig av sementtype.

Eit problem som kan oppstå visst påført trykkspenning er større enn betongfastheten, ved for eksempel oppspenning, er lokal knusing eller spalting av betong i enden av før- og etteroppspente konstruksjonsdelar. EK2, pkt.5.10.2.2(5), gjev anbefalingar at betongens trykkspenning i konstruksjonen som fylgje av forspenningskrafta og andre belastningar som verkar på tidspunktet for oppspenning eller overføring av oppspenning, må begrensast til fylgjande:

$$\sigma_c \leq 0,6 * f_{ck}(t) \quad (4.8)$$

der  $\sigma_c$  er påført trykkspenning og  $f_{ck}(t)$  betongen sin trykkfasthet på eit tidspunkt  $t$ .

### 4.1.3 Strekkfasthet

Betongens strekkfasthet er ein viktig faktor for spennarmerte betongkonstruksjoner, og gjev grunnleggjande kriterium for størrelsen på etteroppspenningskraft og plassering av spennarmering i tverrsnittet. Ved å nytte ein idealisert spennarmeringsprofil og riktig spennkraft, kan resulterande strekkspenningar unngås, og bjelken forverte uopprissa. Men det er ikkje i alle tilfeller ein klarar å unngå at betongen verte utsatt for strekkspenningar. Verte konstruksjonen belasta ut over nivået som forårsakar overskridinga av betongstrekkfastheten, vil konstruksjonsdelar risse opp. Riss kan ha stor innverknad på bestandigheta, om rissvidda vert stor nok. Opprissing skal derfor vert begrensa, slik at ikkje konstruksjonen sin eigentlege funksjon eller bestandighet verte skada eller gjev den eit uakseptabelt utsjånad. Spenning-, rissvidde- og nedbøyningsbegrensingar skal utførast i bruksgrensetilstand.

Ved berekning av strekkspenningar og nedbøyingar bør ein gå ut frå at tverrsnittet er uopprissa og at bøyestrekkspenninga ikkje går ut over strekkfastheta,  $f_{ct,eff}$ . Verdien av  $f_{ct,eff}$  kan setjast lik  $f_{ctm}$  ut frå at berekninga av minimumsarmering er basert på same verdi, ut frå *EK2*, pkt.7.1(2).

*EK2*, Tabell 3.1 gjev tre forskjellige strekkfasthetsverdier:

$f_{ctm}$  = middelverdi av sentrisk strekkfasthet ved 28 døgn.

$f_{ctk,0.05}$  = karakteristisk, sentrisk strekkfasthet med 5% sannsynlegheit for underskridelse.

$f_{ctk,0.95}$  = karakteristisk, sentrisk strekkfasthet med 5% sannsynlegheit for overskridelse.

Ein antar at midlare strekkfasthet kan verte bestemt som funksjon av trykkfastheten, og er for fasthetsklasses mindre eller lik fasthetsklasses B50,

$$f_{ctm} = 0,3 * (f_{ck})^{2/3} \quad (4.9)$$

for fasthetsklasses større enn fasthetsklasses B50:

$$f_{ctm} = 2,12 * \ln \left( 1 + \left( \frac{f_{cm}}{10} \right) \right) \quad (4.10)$$

Dei karakteristisk fasthetane er definert som:

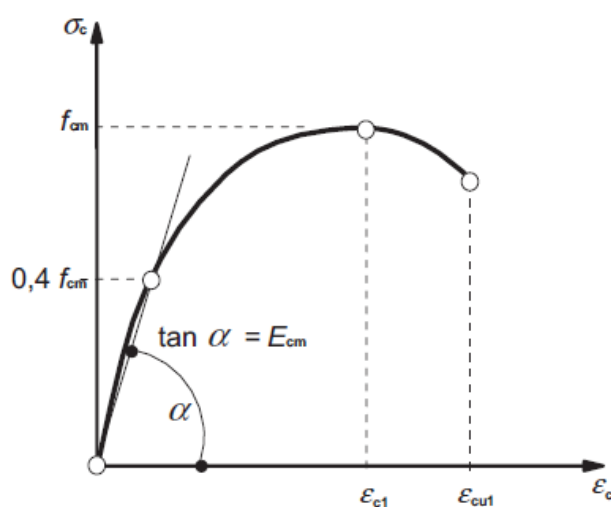
$$f_{ctk,0.05} = 0,7 * f_{ctm} \quad (4.11)$$

$$f_{ctk,0.95} = 1,3 * f_{ctm} \quad (4.12)$$

#### 4.1.4 Elastisitetsmodul

Elastisitetsmodul (E-modul), også kjent som Young`s modul, er eit begrep for stivheta til eit materiale og materialet sin motstandsevne mot elastisk deformasjon. Eit stivt materiale vil ha ein høgare E-modul.

Elastisitetsmodulen for betong,  $E_{cm}$ , også kalt sekantmodul, er forholdet mellom normalspenning og stukning for betong i sentrisk trykk. Figur 4-4 visar ein typisk spennings-stukningskurve for betong i trykk, og det er tydeleg at betong ikkje har lineær oppførsel.



Figur 4-4 Samanheng mellom trykkspenning og trykktøyning, [Fig.3.2 EK2]

Likevel kan det nyttast ein lineær tilnærming av elastisitetsmodulen i konstruksjonsanalyser. Figur 4-4 visar ei vertikal linje ut frå origo, stigningstalet til denne linja er elastisitetsmodulen for det lineære området. For ein lineær tilnærming skal  $E_{cm}$  ligg mellom  $\sigma_c = 0$  og  $0,4 * f_{cm}$ , der  $\sigma_c$  er trykkspenning og  $f_{cm}$  er middelverdi av betongtrykkfastheten etter 28 døgn. Dette for betong kor tilslaget er av kvartsitt. Anbefalt tilnærma verdi av  $E_{cm}$  for forskjellige fasthetsklasser er å finne i EK2, Tabell 3.1.

#### 4.1.5 Materialparametre

Materialfaktorar ut frå *EK2, Tabell NA.2.1N*, er her vist i tabell 4-1:

Tabell 4-1 Materialfaktor betong

Symbol	Verdi	Definisjon
$\gamma_c, ULS$	1,5	Materialfaktor bruddgrense
$\gamma_c, FLS$	1,5	Materialfaktor utmattingsgrense
$\gamma_c, ALS$	1,2	Materialfaktor ulykkesgrense
$\gamma_c, SLS$	1,0	Materialfaktor bruksgrense
$\gamma_{CE}$	1,2	Materialfaktor

Materialparametre for fasthetsklasse B45 ut frå *EK2, Tabell 3.1*, er her vist i tabell 4-2:

Tabell 4-2 Materialparametre betong B45

Symbol	Verdi	Definisjon
$f_{ck}$	45 MPa	Karakteristiske trykkfasthet ved 28 døgn
$f_{cm}$	53 MPa	Middelverdi av trykkfasthet ved 28 døgn
$f_{ctm}$	3,8 MPa	Middelverdi av betongens aksialtrekkfasthet
$f_{ctk,0,05}$	2,7 MPa	Sentrisk strekkfasthet med 5% sannsynlegheit for underskridelse
$f_{ctk,0,95}$	4,9 MPa	Sentrisk strekkfasthet med 5% sannsynlegheit for overskridelse
$f_{cd}$	25,5 MPa	Dimensjonerande betongtrykkfasthet
$f_{ctd}$	1,53 MPa	Dimensjonerande strekkfasthet
$E_{cm}$	36 000 MPa	Sekantmodul, elastisitetsmodul for betong
$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{CE}}$	30 000 MPa	Dimensjonerande verdi for betongens elastisitetsmodul

#### 4.1.6 Volumendring og riss

Volumendringar i betongen oppstår både i herdeprosessen og som ein konsekvens av variasjon i temperatur, svinn på grunn av uttørking og kryp på grunn av ytre laster. Konsekvensane avheng av omgjevnaden sin fuktighet, konstruksjonsdelen sin tverrsnittsdimensjon, betongen

sin samansetning og modenhet av betongen når lasta vert påført. Store volumendringar vil gje høge spenningar i betongen, som kan føre med seg at betongen rissar opp.

Riss kan utfordre konstruksjonen sin bestandighet, og er sett på for å ha ein negativ effekt når rissa er større enn 0,3-0,4 mm og går inn til armeringa. Er «risset» større enn 0,4 mm blir skada gjerne omtalt som ein sprekk. «Kritisk rissvidde» vil variere med funksjonskrav til konstruksjonen og med miljøet den eksponerast for, og blir kontrollert ut frå krav i bruksgrense (SLS).

#### **4.1.6.1 Temperaturutvidelse**

Temperaturutviding er den evna eit material har til å endre volum ved endring i temperatur. Temperaturutvidinga er ofte begrensa i storleik, og oppstår innanfor særskilde temperaturområder. Graden av utviding dividert med endring i temperatur vert kalla for materialet sin temperaturutvidelseskoeffisient ( $\alpha_T$ ). Denne koeffisienten viser samanhengen for variasjon i temperatur ( $\Delta T$ ) som leiar til temperaturtøyning ( $\varepsilon_T$ ). Tøyning på grunn av temperatur kan uttrykkjast som:

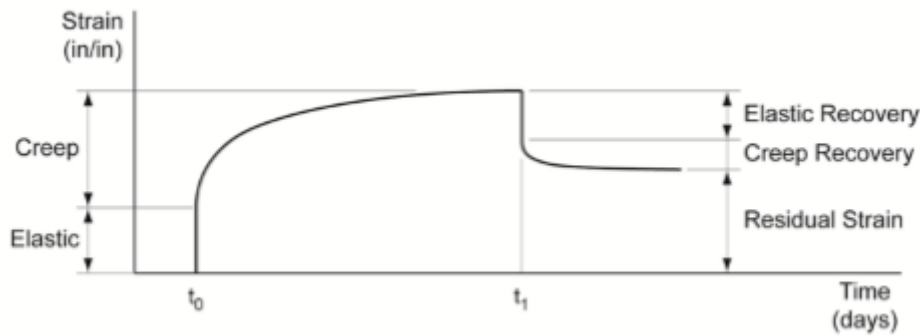
$$\varepsilon_T = \alpha_T * \Delta T \quad (4.13)$$

EK2, pkt.3.1.3(5), definerar koeffisienten for temperaturutviding. Med mindre meir nøyaktige verdier er kjent, kan den lineære temperaturutvidingskoeffisienten for betong setjast lik  $\alpha_T = 10 * 10^{-6} \frac{1}{^\circ\text{C}}$ , som betyr temperaturutviding ved endring av temperatur med 1 grad Celsius. Det gjev at ein temperaturendring på 10 °C vil gje ein temperaturtøyning  $\varepsilon_T = 0,1\%$ . Det vil sei at på ein 15 m lang betongkonstruksjon betyr det ein deformasjon på 1,5 mm.

#### **4.1.6.2 Kryp**

Betong som vert utsett for trykk over lang tid vil fortsette å trykkje seg saman utover den momentane samantrykkinga frå når lasta verte påført. Denne tilleggs-deformasjonen vert kalla *kryp* [10]. Oppspente konstruksjonsdelar står under eit betydeleg aksialtrykk, og betongen sitt kryp vil gje ein negativ tøyning (stukning) over tid.

Figur 4-5 viser innvirkninga kryp har på aukande tøyning, som ein konsekvens av å belaste og avlaste eit betongelement med ei ytre last.



Figur 4-5 Kryp i betong, [9]

Betongelementet i figur 4-5 vert påført ei ytre last ved alder  $t_0$  og det oppstår ein momentan elastisk deformasjon i betongen proporsjonalt med elastisitetmodulen. Frå alder  $t_0$  til alder  $t_1$ , vil betongen fortsette å trykkje seg saman under påverknad av vedvarande belastning. Krypdeformasjonen er samansatt av forsinka elastisk deformasjon og viskøse deformasjon. Ved alder  $t_1$  verte betongelementet avlasta, og det oppstår ein momentan tilbaketrekking av den forsinka elastisk deformasjon, samstundes vil ein liten del av den viskøse deformasjon gå tilbake, men ikkje alt. Den elastiske tilbaketrekkinga er mindre enn den fyrste elastiske deformasjonen på grunn av at elastisitetmodulen har fortsatt å utvikle seg i løpet av lastperioden, som ein funksjon av betongen sin fasthetsutvikling. Størrelsen på kryptet vert angitt ved hjelp eit kryptall, som er forholdet mellom kryptdeformasjon og den momentane samantrykkinga [9].

#### 4.1.6.3 Svinn

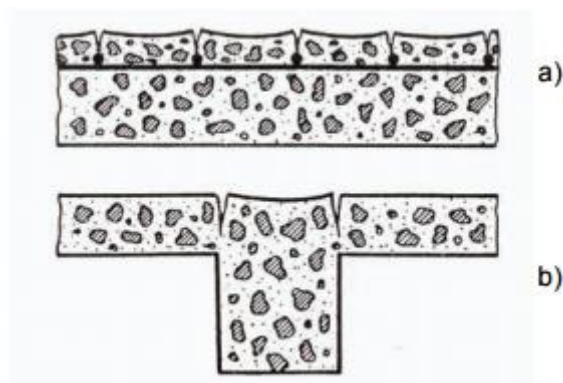
Det skiljast mellom tre typar svinn; plastisk, autogent og uttørking.

*Plastisk svinn* oppstår i den ferske fasen og er forårsaka av at vatn fordampar frå betongen si overflate. Er fordampingshastigheta frå betongoverflata større enn betongen si evne til å transportere vatn opp til overflata vil den tørke ut. Det vil føre til at det vert danna vatnmenisker ved betongoverflata, som vil medføre undertrykk i porevatnet og kontraksjonskrefter mellom sementpartiklane. Betongen vil «trekkje seg saman» - dette vert kalla plastisk svinn. Samantrekkinga trenger ikkje nødvendigvis å gje riss, men konsekvensen er ofte at det oppstår plastisk svinnriss. Plastisk svinnriss opptrer hyppigast ved arbeider på større horisontale betongoverflater som til dømes brudekker og der det er brukt høgstyrkebetong ( $v/c$ -tall  $\leq 0,45$ ). Desse rissa er ofte alvorlege og arta seg som breie riss med varierende antall og dybde. Eit typisk resultat av plastisk svinn er tilfeldig opprissing og krakelering [17]. Figur 4-6 viser eit eksempel på alvorleg opprissing på grunn av plastisk svinn.



Figur 4-6 Alvorleg opprissing forårsaka av plastisk svinn [Foto: Reidar Kompen, SVV]

Eit anna problem som kan oppstå i den ferske fasen er *plastisk setning*. Plastisk setning kan enkelt forklarast ved at densitetsforskjellen mellom dei faste partiklane og vatnet gjer at partiklane har ein tendens til å bevege seg noko nedover i betongen, medan vatnet blir pressa oppover eller står i ro. Det fenomenet med at vatn samlar seg på betongen sin overflate vert kalla *bleeding*. Ein betong med mykje bleeding har derfor stor setning. Ved fordamping frå overflata vil plastisk svinn kunne bidra til setning (plastisk svinn verkar både horisontalt og vertikalt). Om setninga i betongen får skje utan hindring vil den være fri og uniform. Dersom den derimot vert hindra lokalt på ein eller anna måte, vil ein få differansesetningar og fare for rissdanning. Plastiske setningsriss kan arte seg som breie (1-3 mm) og lange riss orientert parallelt med armering eller tverrsnittsendringar. Typisk plastisk setningsriss er illustrert i figur 4-7.



Figur 4-7 Plastisk setningsriss over armering (a) og ved tverrsnittsendringar (b), [17]

*Autogent svinn* er eit svinn betongen produserar sjølv utan ytre påverknad. Dette skuldast at reaksjonsproduktet (faststoff) fyller eit mindre volum enn reaktantane (sement + vann). Dette vert kalla *kjemisk svinn* og er ein fundamental eigenskap ved sementhydratisering, det vil sei, *kjemisk svinn* startar når vatn vert tilsett ved blanding og pågår så lenge sement reagerer i betongen. Det kjemiske svinnet vert anslått til å være  $0,06 \text{ cm}^3$  pr. gram reagert sement noko som for eksempel utgjer eit tap av volum på ca. 8% ved full hydratisering for ein sementpasta med v/c-forhold på 0,40. Dette «indre» volumtapet skapar porer i bindemidlet, som kan medføre eit «ytre» svinn. Det ytre svinnet vert kalla *autogent svinn*. Porene som det kjemiske svinnet skapar i bindemidlet vert kalla «kjemiske svinnporer» og kan verte betrakta som ein integrert del av faststoffet sin gel- og kapillærporestruktur. Porestrukturen som vert danna under hydratasjon vil samstundes gradvis få redusert sin vatnmetningsgrad ved at vatn vert forbrukt i den vidare sementhydratasjonen, som vert kalla *sjølvuttørking*. Sjølvuttørkinga skapar vatnmenisker og kapillært undertrykk i bindemidlet sine porer. Dette undertrykket vert overført til faststoffet og resulterer i ein ytre kontraksjon – også kalt *autogent svinn*. Det autogene svinnet vil produsere strekkspenningar i ein betong som er utsatt for fastholding. Det kapillære undertrykket, og dermed det autogene svinnet, aukar når betongen sitt poresystem består av veldig små/fine porer. Betong med lavt v/c-tall utviklar mange små og få store porer, derfor har slik betong også normalt størst autogent svinn [17].

Nokon gonger oppstår riss på tross av alle moglege tiltak for å unngå plastisk svinn. Autogent svinn er ein sannsynleg forklaring på denne opprissinga. For «vanleg» høgfast betong (v/c-tall rundt 0,4) er eit lineært autogent svinn på 0,1-0,2 ‰ i løpet av herdefasen ikkje uvanleg, men for betonger med veldig lave v/c-tall kan autogent svinn bli vesentleg høgare enn dette. Det er naturleg at dette medfører problemar i praksis ettersom betongen sin strekktøyingskapasitet ikkje er så høg - den ligger i område 0,1 ‰. [17]

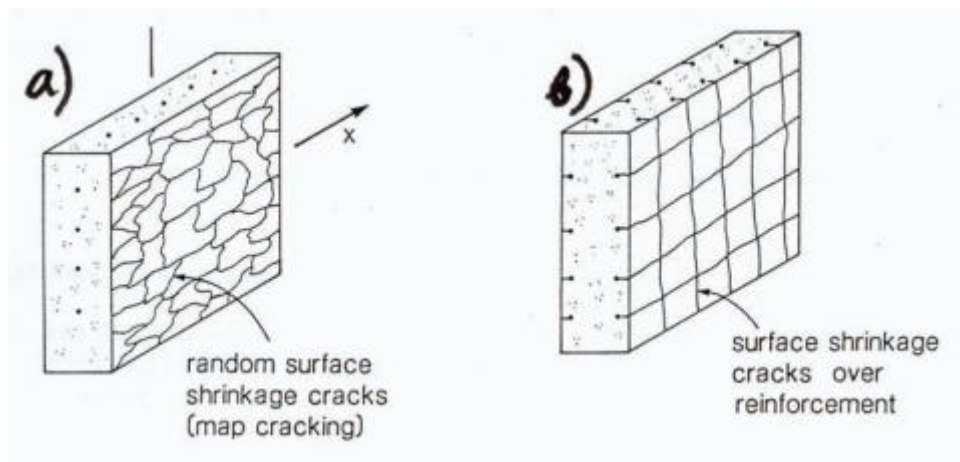
Den autogene svinntøyinga bør likevel vurderast spesielt der ny betong støypast mot herda betong.

*Uttørkingssvinn* utviklast når herda betong vert eksponert for luft og vil tørke ut. Det er kapillære spenningar og undertrykk i porevannet som er hovuddrivkrafta bak uttørkingssvinn, akkurat som for plastisk svinn, men uttørkinga skjer altså no i eit materiale som er stivt. Uttørkingssvinn vert ofte berre kalla for «svinn». Uttørkingssvinnet startar ved betongen si



overflate – kor sjølve fordampinga skjer – og brer seg innover med tida. Det blir strekkspanninga ved overflata og *svinnriss* kan bli resultatet. [17]

Uttørkingssvinnet tek til idet betongen vert avforskala, og svinnet vil være størst i starten og deretter avta med tida. Uttørkingspotensialet i betong kan variere mellom 0,3-1,0 ‰, noko som er langt over betongen sin tøyningsskapasitet. Riss på grunn av uttørkingssvinn dannar ofte eit uregelmessig mønster på betongoverflata. Rissa kan også fylgje armeringa sitt rutenett. Figur 4-8 illustrerer typiske rissmønstre forårsaka av uttørkingssvinn.



Figur 4-8 Rissmønstre forårsaka av uttørkingssvinn, [17]

Viktige faktorar som påverkar størrelsen på uttørkingssvinnet er materialsamansetninga. Eit lågt v/c-forhald vil gje mindre uttørkingssvinn. Svinnet er også i stor grad avhengig av mengda tilslag og graderinga. Mykje tilslag, stor  $D_{maks}$  (største tillatte tilslagsgradering) og jevn tilslagsgradering reduserar svinnet. Men uansett så er luftfuktigheita hovuddrivkrafta til uttørkingssvinnet, og den er det vanskeleg å få gjort noko med. [17]

EK2, pkt.3.1.4(6), gjev at den totale svinntøyninga kan uttrykkast som:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (4.14)$$

der

$\varepsilon_{cs}$  er den totale svinntøyninga;

$\varepsilon_{cd}$  er svinntøyning ved uttørking;

$\varepsilon_{ca}$  er den autogene svinntøyninga.

Praktiske tiltak for å begrense svinn og forhindre avdamping frå betongoverflata er naturleg retta mot å halde betongoverflata fuktig. Slike tiltak kan være: moderat vatning, påsprøyting av

herdemembran, tildekking av overflata med plast og presenning. For brudekker har Statens vegvesen formulert ein prosedyre som har vist seg effektiv til å unngå plastisk svinnriss. Denne prosedyra står omtalt i *Prosesskode-2, 2007, prosess 84.546* [17].

## 4.2 Spennarmering

### 4.2.1 Generelt

Spennarmering kan definerast som: Armering i betongkonstruksjoner som ved oppspenning er gitt ein strekk-tøyning i forhold til betongen, slik at dei strekk-krefter som svarer til denne tøyninga i armeringa er balansert med ein tilsvarende trykkraft i betongen.

Spennarmeringa er enten kabler eller stenger. Kablane er bygd opp av spenntau, som er ein vikling av spenntåder. Eit typisk spenntau er bygd opp av 7 individuelle spenntådar, kor 6 av desse spenntådane er vikla rundt ein sentrisk spenntåd. Nominell tverrsnittsareal av eit spenntau er enten 140 mm<sup>2</sup> eller 150 mm<sup>2</sup>. Figur 4-9 visar korleis ein vanleg spennkabel er bygd opp.



*Figur 4-9 Snitt av typisk spennkabel, [9]*

Alle komponentar som inngår i etterspente spennsystemer skal ut frå *NS 3465*, dersom ikkje anna er gjeve i produksjonsunderlaget, ha Europeisk Teknisk Godkjenning/ European Technical Approval (ETA) [11]. ETA er ein stadfesting på at eit byggprodukt samsvarar med særskilde internasjonale tekniske spesifikasjonar, og at produktet er produsert med ein tilfredsstillande kvalitetskontroll.

I det norske marknaden er det i all hovudsak tre leverandørar av spennsystemer: BBR Network frå Sveits, DSI frå Tyskland og CCL frå Storbritannia [18]. Desse har alle ein ETA.

For Brunnholen bru er det tiltenkt å nytte BBR Network sitt spennsystem. BBR Network leverar eit av dei mest oppdaterte spennsystemet for bruer, og kan nyttast i både plasstøypte- og prefabrikkerte-konstruksjonar. Dette spennsystemet *BBR VT CONA CMI BT* har kablar som kan omfatte alt i frå 2 til 61 spenntau, og er vist i figur 4-10.



Figur 4-10 BBR VT CONA CMI BT, [19]

#### 4.2.2 Materialeigenskapar

Spennstål som nyttast i konstruksjonar skal ha eigenskapar ut frå *EN 10138* eller i *ETA*.

Når stål vert utsatt for ein aksial-strekkraft vil det oppstå ein viss strekktøyning av stålet. Som ein direkte fylgje av strekktøyninga vil det oppstå ein reduksjon av stålet sitt tverrsnittsareal, noko som betyr at strekkspenninga vil auke. Spenning er som kjent kraft dividert på tverrsnittsareal. Figur 4-11 viser spenning-tøyningssamanheng for typiske spennstål, kor strekkfastheten og verdien for 0,1 %-strekkgrensa er dividert med nominelt tverrsnittsareal.

Ut frå *EK2, pkt.3.3.1(5)P*, skal fylgjande definisjonar verte nytta for klassifisering av spennstål:

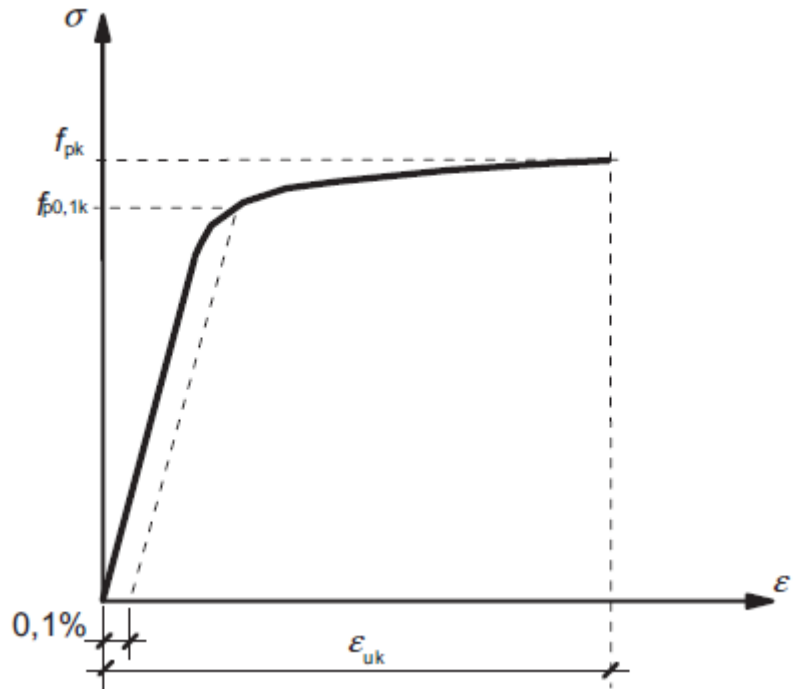
$f_{pk}$  = Karakteristisk strekkfasthet ved største belastning i direkte aksialstrekk.

$f_{p0,1k}$  = Karakteristisk spenning som gjev 0,1 % permanent forlengelse.

$\varepsilon_{uk}$  = Forlengelse ved største belastning.

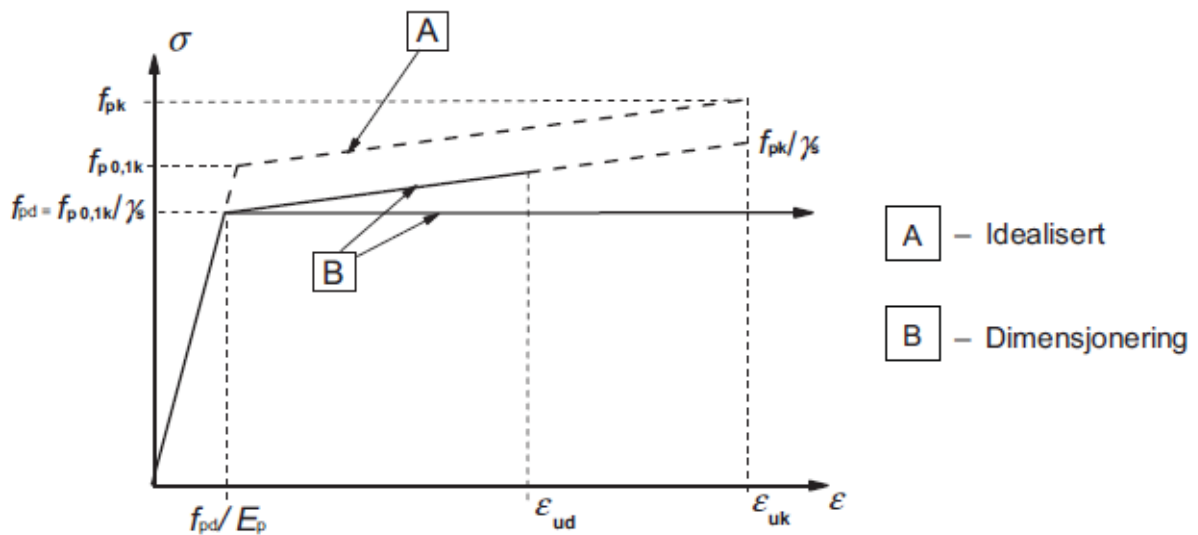
Ved dimensjonering av tverrsnitt kan det ut i frå *EK2, pkt.3.3.6(7)*, verte antatt to ulike arbeidsdiagram for spenningar større enn dimensjonerande fasthet:

- Arbeidsdiagram med ein stigande kurve med tøyningsgrense  $\epsilon_{ud}$  (B)
- Arbeidsdiagram med ein horisontal kurve utan begrensing av tøyninga (B)



Figur 4-11 Spenning-tøyningssamanheng for typiske spennstål, [Fig.3.9, EK2]

Figur 4-12 viser dei to arbeidsdiagramma som kan leggjast til grunn ved dimensjonering.



Figur 4-12 Idealisert og dimensjonerande spenning- tøyningssamanheng for spennstål, [Fig.3.10, EK2]

For arbeidsdiagrammet i figur 4-12 med stigande kurve skal tøyningsgrensa  $\varepsilon_{ud}$  ut frå *EK2*, *NA.3.3.6(7)*, setjast lik den største av 0,01 og  $0,04 * \varepsilon_{uk}$ . Største spenning  $\sigma_{ud}$  ved tøyningsgrensa kan bereknast ut frå fylgjande formel:

$$\sigma_{ud} = f_{pd} + E'_p * \left( \varepsilon_{ud} - \frac{f_{pd}}{E_p} \right) \quad (4.15)$$

men ikkje større enn

$$\frac{1,04 * f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 1,04 * f_{pd} \quad (4.16)$$

der

$f_{pd}$  er dimensjonerande fasthet,

$E_p$  er dimensjonerande elastisitetsmodul, kan ut frå *EK2*, *pkt.3.3.6(3)* antas lik 195 GPa for tau,

$E'_p$  er elastisitetsmodul i området med stigande kurve, og kan bereknast slik:

$$E'_p = \frac{\left( \frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right)}{\left( \varepsilon_{uk} - \frac{f_{pd}}{E_p} \right)} \quad (4.17)$$

der

$\gamma_s$  er materialfaktor. Ut frå *EK2*, *NA.2.4.2.4*, kan denne setjast lik 1,15 i bruddgrense og 1,0 i bruksgrense.

For arbeidsdiagrammet med horisontalkurvatur i figur 4-12, vil dimensjonerande spenning  $\sigma_{pd}$  være lik dimensjonerande fasthet  $f_{pd}$ .

Val av arbeidsdiagram eller føresetnad har tyding for korleis spennarmering skal verte antatt utnytta ved kapasitetskontroll i bruddgrense.

I Norge er det vanleg å benytte spennstål med stålqualität Y1860S7, også kalt «1860-stål» [18]. 1860 står for at stålet har ein karakteristisk strekkfasthet  $f_{pk}$  lik 1860 MPa.

Materialparametre for spennstål med stålqualität Y1860S7 er gjeven i tabell 4-3:

Tabell 4-3 Materialparametre for spennstål med stålkvalitet Y1860S7

Symbol	Verdi	Definisjon
$f_{pk}$	1860 MPa	Karakteristisk strekkfasthet
$f_{p0,1k}$	1640 MPa	Karakteristisk verdi av 0,1 % strekkgrensa
$\sigma_{p,max} = \min[0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k}]$	1476 MPa	Største tillatte påført spenning
$\gamma_s, ULS$	1,15	Materialfaktor bruddgrense
$\gamma_s, SLS$	1,0	Materialfaktor bruksgrense
$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$	1426 MPa	Dimensjonerande strekkfasthet i bruddgrense
$E_p$	195 000 MPa	Dimensjonerande elastisitetsmodul
$\epsilon_{uk}$	0,035 (35,0 ‰)	Tøyning ved største belastning
$\epsilon_{ud} = \max\{0,01; 0,4\epsilon_{uk}\}$	0,014 (14,0 ‰)	Øvre tøyningsgrense
$\epsilon_u = \frac{f_{pd}}{E_p}$	0,00731 (7,31 ‰)	Dimensjonerande tøyning i bruddgrense (typisk)

## 4.3 Slakkarmering

### 4.3.1 Generelt

Slakkarmering er armeringsstål som vert støypt inn i betongkonstruksjonar utan å bli påført ytre krefter, og er den vanlegaste og mest anvendte typen for armering.

Betong tåler høgt trykk, men omtrent ingen strekkpåkjenning. For betong av betongkvalitet B45 utgjør dimensjonerande strekkfasthet kun 6 % av dimensjonerande trykkfasthet. Det er derfor vanleg å anta at betong har så låg strekkstyrke at den ikkje opptar strekkpåkjenningar i det heile tatt. Det må då nyttast slakkarmering i dei deler av betongkonstruksjonen som verte utsatt for strekk, for å oppta desse strekkpåkjenningane.

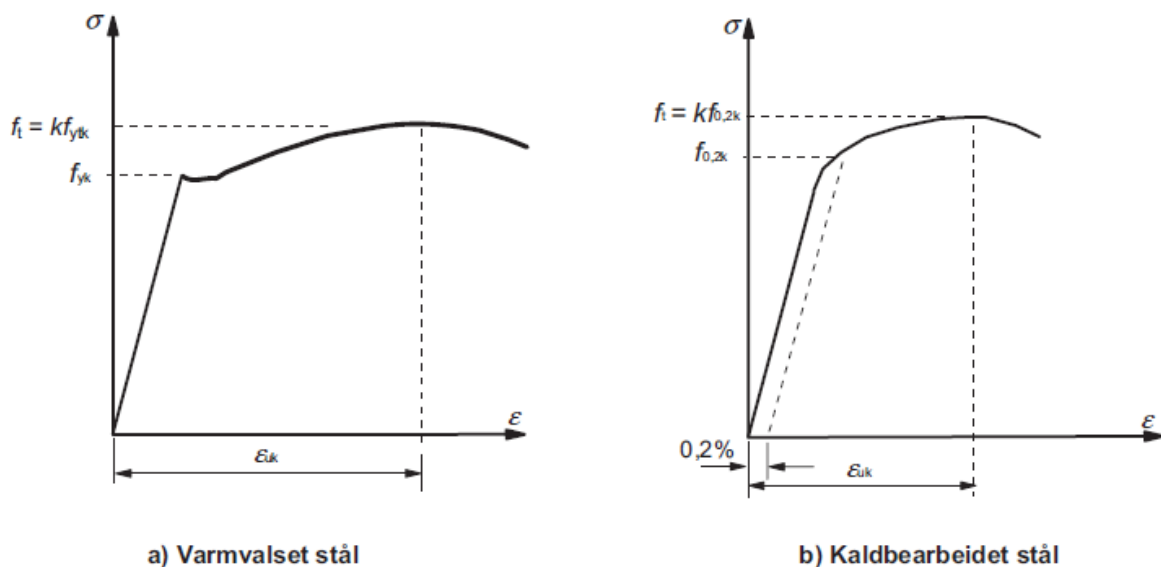
Armeringsstål vert også nytta for opptak av trykkpåkjenningar, men fordi det er meir økonomisk å oppta trykk med betong enn med stål, er det kun der det er særleg om å gjere å halde dimensjonane nede at dette vert gjort.

### 4.3.2 Materialeigenskaper

Størstedelen av det armeringsstålet som vert nytta i dag, er kamstål. Kamstål er varmvalsa stålstenger med sirkulært tverrsnitt og med tverrgående kammer (riller) på overflata som sørger for god heft og forankring i betongen. Kamstål har dimensjonane 8, 10, 12, 14, 16, 20, 25 og 32 mm, og lengder på 6 eller 12 m.

Kamstål som vert nytta i konstruksjonar skal tilfredsstillе krav og føresetnader i *EK2*, og ha mål og eigenskaper ut frå *NS 3576-3 «Armeringsstål»*. Det kan verte antatt at stålqualität B500NC er tilfredsstillande [2]. Talet 500 gjev karakteristisk flytegrense i MPa, og NC angjev duktilitetsklasse. Armeringsstål til bruk i bruer skal svare til duktilitetsklasse C [*EK2-2*]. Duktilitet er eit uttrykk for stålet sitt seighet, og er ut frå *EK2, pkt.3.2.4(1)P*, definert som forholdet mellom karakteristisk strekkfasthet ( $f_{tk}$ ) og karakteristisk flytegrense ( $f_{yk}$ ), og karakteristisk tøyning ( $\epsilon_{uk}$ ) ved største kraft.

Figur 4-13 viser spennings-tøyningssamanheng for typiske armeringsstål.



Figur 4-13 Spennings- tøyningssamanheng for typiske armeringsstål, [Fig.3.7, *EK2*]

Det kan også for slakkarmering ved dimensjonering av tverrsnitt verte antatt to ulike arbeidsdiagram for spennningar større enn dimensjonerande fasthet ut i frå *EK2, pkt.3.2.7(2)*:

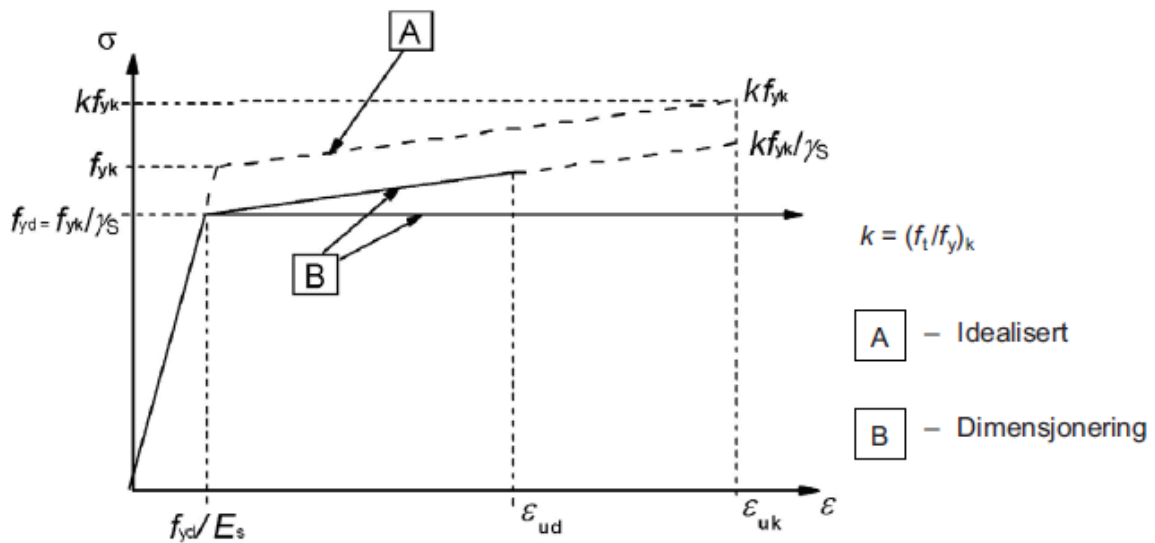
- Arbeidsdiagram (B) med ein stigande kurve med tøyningsgrense  $\epsilon_{ud}$ , og ein største spenning ved  $\epsilon_{ud}$  ut frå formel (4.18):

$$\sigma_{ud} = \frac{k * f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4.18)$$

der  $k = 1,04$  ut frå EK2, Tabell NA.3.5(901).

- Arbeidsdiagram (B) med ein horisontal kurve utan begrensing av tøyninga.

Figur 4-14 viser dei to arbeidsdiagramma som kan leggjast til grunn ved dimensjonering.



Figur 4-14 Idealisert og dimensjonerande spennings- tøyningssamheng for armeringsstål, [Fig.3.8, EK2]

For arbeidsdiagrammet med stigande kurve kan tøyningsgrensa  $\epsilon_{ud}$  setjast lik 0,03 (30,0 ‰), dette ut frå EK2, Tabell NA.3.5(901). Største spenning  $\sigma_{ud}$  ved tøyningsgrensa kan bereknast ut frå fylgjande formel:

$$\sigma_{ud} = f_{yd} + E'_s * \left( \epsilon_{ud} - \frac{f_{sd}}{E_s} \right) \quad (4.19)$$

men ikkje større enn

$$\frac{1,04 * f_{yk}}{\gamma_s} = 1,04 * f_{yd} \quad (4.20)$$

der

$f_{yd}$  er dimensjonerande fasthet.

$E_s$  er dimensjonerande elastisitetsmodul, kan ut frå EK2, pkt.3.2.7(4) antas lik 200 GPa,



$E'_s$  er elastisitetsmodul i området med stigande kurve, og kan bereknast slik:

$$E'_s = \frac{\left(\frac{k * f_{yk}}{\gamma_s} - f_{yd}\right)}{\left(\varepsilon_{uk} - \frac{f_{yd}}{E_s}\right)} \quad (4.21)$$

der

$\gamma_s$  er materialfaktor, og kan ut frå *EK2, NA.2.4.2.4*, setjast lik 1,15 i bruddgrense og 1,0 i bruksgrense.

For arbeidsdiagrammet i figur 4-14 med horisontalkurvatur vil dimensjonerande spenning  $\sigma_{sd}$  være lik dimensjonerande fasthet  $f_{yd}$ .

Val av arbeidsdiagram eller føresetnad har tyding for korleis slakkarmering skal vert antatt utnytta ved kapasitetskontroll i bruddgrense.

Materialparametre for kamstål av kvalitet B500NC er gjeven i tabell 4-4:

Tabell 4-4 Materialparametre for kamstål med stålqualität B500NC

Symbol	Verdi	Definisjon
$f_{yk}$ eller $f_{0,2k}$	500 MPa	Karakteristisk flytegrense
$\gamma_s, ULS$	1,15	Materialfaktor bruddgrense
$\gamma_s, SLS$	1,0	Materialfaktor bruksgrense
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	434,8 MPa	Dimensjonerande flytegrense i bruddgrense
$E_s$	200 000 MPa	Dimensjonerande elastisitetsmodul
$\varepsilon_{uk}$	0,035 (35,0 ‰)	Tøyning ved største belastning
$\varepsilon_{ud}$	0,03 (30,0 ‰)	Øvre tøyningsgrense
$\varepsilon_u = \frac{f_{yd}}{E_s}$	0,00217 (2,17 ‰)	Dimensjonerande tøyning i bruddgrense (typisk)

## 4.4 Bestandighet og overdekning for armering

### 4.4.1 Generelt

Bestandighet er armert betong sin evne til å motstå miljøet sin nedbrytande verknad, gjennom dets tiltenkte brukstid. For bruer er dimensjonerande brukstid 100 år [2].

Ut frå *EK2, pkt.4.1(1)P*, så skal ein bestandig konstruksjon oppfylle krava til brukbarhet, styrke og stabilitet gjennom konstruksjonen sin dimensjonerande brukstid, utan at det oppstår vesentleg reduksjon av bruksverdi eller behov for uforutsett vedlikehold. For å ta vare på desse krava er det naudsynt å definere dei miljøforhalda ein brukonstruksjon i armert betong er eksponert for og kva konsekvensar påverknaden av miljøforhalda har for konstruksjonen.

#### **4.4.2 Miljøpåverknader**

Miljøpåverknader er i *EK2, pkt.4.2(1)P*, definert som dei kjemiske og fysiske forhold som konstruksjonen verte eksponert for i tillegg til dei mekansiske påverknadane.

Kjemisk nedbryting er i all hovudsak to nedbrytingsmekanismar; oppløysing av betongen sitt bindestoff på grunn av syreangrep og volumauke i betongpastaen med påfølgjande sprenging av betongen på grunn av sulfat/nitrat-angrep eller alkali-reaksjoner.

Mekanisk nedbryting av betong kan oppstå på grunn av stor slitasje eller på grunn av laster større enn det konstruksjonen er dimensjonert for, til dømes store vindlaster eller jordskjelv, og kan medføre opprissing og skader som reduserar bestandigheta.

Fysiske forhold kan vere frost eller temperaturendringar. Frost vil gje oppsprekking og avskaling medan endringar i temperatur kan medføre riss.

Også armeringskorrosjon vil kunne gje nedsatt bestandighet, og oppstår på grunn av to årsaker. Den eine, karbonatisering, oppstår når pH-verdien i betongen synker til under 9,5. Betong er svært basisk, og har ein pH-verdi mellom 11 og 13, som dannar ein beskyttande oksidfilm på ståloverflata. Karbonatiseringa startar ytterst i betongoverflata, kor betongen er utsatt for CO<sub>2</sub>, og «jobbar» seg innover i betongen med nokre millimeter pr tiår. Når karbonatiseringa etter kvart når inn til armeringsstålet, vil oksidfilmen brytast ned og armeringsstålet vil korrodere. Den andre årsaken er kloridinntrenging. Betong kan innehalde klorider frå produksjonen eller verte utsatt for klorider, frå for eksempel sjøvattn eller vegsalting. Når kloridnivået i betongen vert over 0,4 % av sementvekta, og det er tilgang på vatn og oksygen, vil det alltid være risiko for korrosjon. Ved armeringskorrosjon vil det vert danna rustprodukt som kan eit volum som er 5 til 7 ganger større enn armeringsstålet. Volumutvidelsen vil forårsake ekspanderande krefter i betongen som kan medføre oppsprekking og avskaling.

Nedsatt bestandighet på grunn av nevnte miljøpåverknader kan gje tap av bæreevne og i verste fall samanbrot.

### 4.4.3 Eksponeringsklasse og bestandighetsklasse

For å sikre at tilstrekkelege tiltak vert treft for å beskytte dei ulike konstruksjonsdelane mot dei aktuelle miljøpåverknadane, vert konstruksjonar delt i inn eksponeringsklasser med tilhøyrande bestandighetsklasse ut frå kva miljøforhald dei står i. Eksponeringsklassar for alle overflater vert bestemt ut frå *EK2, Tabell 4.1*, her vist i tabell 4-5.

Tabell 4-5 Eksponeringsklasser

Eksponeringsklasse	Nedbrytningsmekanismer
X0	Ingen
XC1, XC2, XC3, XC4	Karbonatisering
XD1, XD2, XD3	Klorider som ikkje stammar frå sjøvatn
XS1, XS2, XS3	Klorider frå sjøvatn
XF1, XF2, XF3, XF4	Fryse-/tineangrep
XA1, XA2, XA3	Kjemiske angrep
XSA	Særleg aggressivt miljø

Dei ulike eksponeringsklasse er i *NS-EN 206-1, Tabell NA.11*, her vist i tabell 4-6, gruppert inn i seks bestandighetsklasser med krav til betongen sitt maksimale masseforhald, på grunn av at betongen sin samansetning påverkar både beskyttelsen av armeringa og betongen sin motstand mot angrep.

Tabell 4-6 Største masseforhald i betong for bestandighetsklasser

Val av bestandighetsklasse						
Eksponeringsklasse	M90	M60	M45	MF45*	M40	MF40*
X0	*	*	*	*	*	*
XC1, XC2, XC3, XC4, XF1		*	*	*	*	*
XD1, XS1, XA1, XA2, XA4			*	*	*	*
XF2, XF3, XF4				*		*
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3					*	*
XSA	Betongsamansetning og beskyttelsetiltak fastsettast særskild Betongsamansetninga skal minst tilfredsstillast krava til M40					
Største masseforhald $\frac{v}{(c+\sum k \cdot p)}$	<b>0,90</b>	<b>0,60</b>	<b>0,45</b>	<b>0,45</b>	<b>0,40</b>	<b>0,40</b>
* Minst 4 % luft						

Det er gunstig at fasthets-, og bestandighetskrava gjev omtrent same øvre grense for største masseforhald. Dersom bestandighetskravet vert mykje strengare enn fasthetskravet, vil det medføre at betongen får ein høgare trykkfasthet enn det som vert krevd av styrkemessige årsakar.

Anbefalte kombinasjonar av bestandighetsklasser og fasthetsklasser er vist i tabell 4-7.

Tabell 4-7 Anbefalt kombinasjon av bestandighetsklasse og fasthetsklasse

Anbefalte kombinasjonar	
Bestandighetsklasse M90	Fasthetsklasse B20 eller høgare
Bestandighetsklasse M60	Fasthetsklasse B25 eller høgare
Bestandighetsklasse M45 og MF45	Fasthetsklasse B35 eller høgare
Bestandighetsklasse M40 og MF45	Fasthetsklasse B45 eller høgare

#### 4.4.4 Betongoverdekning

Betongoverdekning er ut frå *EK2, pkt.4.4.1.1(1)P*, avstanden mellom overflata av armeringa som ligger nærmast betongoverflata, og den nærmaste betongoverflata.

Betongoverdekninga skal sikre overføring av krefter med hjelp frå heft, beskytte armeringstål mot korrosjon og gje god nok brannmotstand. For å oppnå dette vert det i *EK2* og i *Hb-N400* satt krav til ein minste betongoverdekning  $C_{min}$ . Minste betongoverdekning som skal nyttast, skal vere den største av; minste overdekning av omsyn til heft ( $C_{min,b}$ ), minste overdekning av omsyn til bestandigheit ( $C_{min,dur}$ ) og 10 mm.

Minste overdekning av omsyn til heft,  $C_{min,b}$ , skal tilfredsstillе krava i *EK2, Tabell NA.4.2*. For slakkarmering er minste overdekning den største verdien av høvesvis; stangdiameteren ( $\emptyset$ ), 10 mm og største tilslagsstørrelse ( $D_{maks}$ ). For spennarmering som ligger i sirkulære kabelkanaler er minste overdekning den største verdien av; den minste av kabeløyrets diameter og 80 mm.

Minste overdekning av omsyn til bestandighet,  $C_{min,dur}$ , skal tilfredsstillе krava i *Hb-N400, Tabell 7.2*. For spennarmering skal  $C_{min,dur}$  aukast med 10 mm.

Armeringa skal ut frå *EK2, pkt.4.4.1.1*, prosjekterast med ein nominell betongoverdekning ( $C_{nom}$ ), som er definert som den minste betongoverdekning ( $C_{min}$ ) pluss eit avvik ( $\Delta C_{dev}$ ). Nominell betongoverdekning vert regna frå betongoverflata og til nærmaste konstruktive armering.

Det skal for plasstøypet betong ut frå *Hb-N400, pkt.7.4.3*, nyttast følgjande tillatte avvik,  $\Delta C_{dev}$ :

- $C_{min} < 70 \text{ mm} \rightarrow \Delta C_{dev} = \pm 15 \text{ mm}$
- $C_{min} \geq 70 \text{ mm} \rightarrow \Delta C_{dev} = \pm 20 \text{ mm}$

For monteringsstenger utanfor konstruktiv armering er nominell overdekning lik minimumsoverdekning for konstruktiv armering. Vert det nytta armeringsstoler ved montering kan tillatt avvik vert antatt lik 0. Der det ikkje vert nytta armeringsstoler skal det ut frå *Hb-N400*, nyttast følgjande stangdiameter ( $\Phi_{12}, \Phi_{16}$ ) og tillatte avvik for monteringsstenger:

- $\Phi_{12}: C_{min} < 70 \text{ mm} \rightarrow \Delta C_{dev} = \pm 5 \text{ mm}$
- $\Phi_{16}: C_{min} \geq 70 \text{ mm} \rightarrow \Delta C_{dev} = \pm 10 \text{ mm}$

#### 4.4.5 Valt eksponerings-, bestandighetsklasse og betongoverdekning

Det er i tabell 4-8 lista opp valt eksponerings- og bestandighetsklasse med tilhøyrande minste betongoverdekning, tillatte avvik og nominell overdekning for konstruktiv slakkarmering for overbygninga til Brunnholen bru.

Tabell 4-8 Valt eksponeringsklasse og betongoverdekning for overbygninga til Brunnholen bru

Overflate	Bestandighets-klasse	Eksponeringsklasse	$C_{min}/\Delta C_{dev}/C_{nom}$
Innvendig brukasse	MF40	XC1	35/0/35
Overkant bruplate	MF40	XF3, XF4, XD3	60/15/75
Kantdragar	MF40	XF2, XF4, XD3	60/15/75
Ytterkant steg	MF40	XF1, XF2	60/0/60
Underkant vinge	MF40	XC4	50/0/50
Underkant brukasse	MF40	XC4	50/0/50



## 5 Laster

### 5.1 Klassifisering av påverknader

Laster vert i *EKO* klassifisert etter variasjon i påverknad over tid på følgjande måte:

- *permanente påverknader* (G);
- *variable påverknader* (Q);
- *ulykkespåverknader* (A);

Den karakteristiske verdien av påverknaden skal vert nytta som grunnlag for berekning av dimensjonerande lastverknad.

### 5.2 Permanente påverknader

#### 5.2.1 Generelt

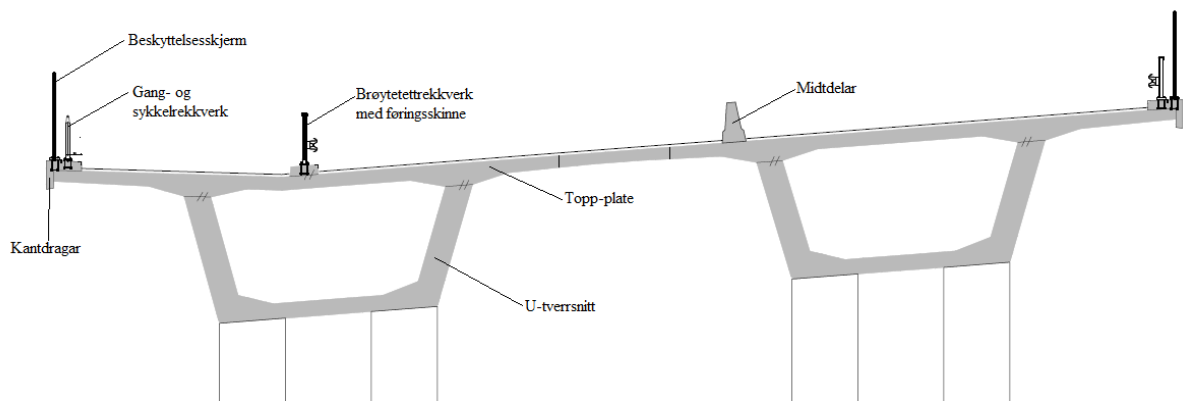
Permanente påverknader kan verte antatt tilnærma konstante innanfor det tidsrom som vert betrakta, og omfattar:

- eigenlast av konstruksjonen
- ytre vatntrykk
- jordtrykk, tyngde av jord og andre fyllmassar

#### 5.2.2 Eigenlast

Eigenlast vert rekna som tyngda av alle permanente delar av konstruksjonen, og kan delast inn i eigenvekt og super-eigenvekt, der eigenvekt er tyngda av sjølve brukassetverrsnittet og super-eigenvekt er tyngda av midtdelar, kantdragar, rekkverk, støyskjerm og belegning. Figur 5-1 visar tenkt overbygning av Brunnholen bru med alle permanente delar.

For betongkonstruksjonar vil tyngda vere avhengig av tettleiken av betong og armeringsmengde. *Hb-N400*, pkt.7.3.2, angjev at tettleiken for armert normalvekts-betong skal setjast minst lik  $\rho_c = 25,0 \frac{kN}{m^3}$  ved dimensjonering. For konstruksjonsdelar armert med spennarmering vert det nytta tettleik lik  $\rho_{p.c} = 25,5 \frac{kN}{m^3}$ .



Figur 5-1 Overbygning med alle permanente delar

### 5.2.2.1 Eigenvekt

Tverrsnittsarealet av eit brukassetverrsnittet er henta frå brumodellen som er modellert i CSiBridge, og er lik  $A_{kasse} = 8,9125 \text{ m}^2$ .

Total last frå eigenvekt i ferdig tilstand per brukasse:

$$g_e = A_{kasse} * \rho_{p.c} = 8,9125 \text{ m}^2 * 25,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 227,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 5.2.2.2 Super-eigenvekt

Super-eigenvekt er som nevnt tidlegare tyngda av midtdelar, kantdragar, rekkverk, støyskjerm og belegning.

Midtdelar og kantdragar vert utført i armert normalvektsbetong. Tverrsnitts-arealet av desse elementa er henta frå produksjonsunderlaget frå SVV, og er som følger:

- Tverrsnitts-areal midtdelar:  $A_{m.d} = 0,26 \text{ m}^2$
- Tverrsnitts-areal kantdragar:  $A_{k.d} = 0,235 \text{ m}^2$

Rekkverk vert bestemt ut frå *Hb-N101, Tabell 3.1*, og er for Brunnholen bru i styrkeklasse H2 «På bruer». Det vert nytta brøytetett rekkverk med føringsskinne for vegbana og gang- og sykkelrekkverk for gang- og sykkelbana.

For vegbruer som krysser over jernbane skal det i tillegg til brurekkverk nyttast beskyttelseskjerm for jernbana som Bane Nor krever, dette ut frå *Hb-N101, pkt.3.4.2*. Beskyttelseskjermen vil også fungere som ein slags støyskjerm.



Eigenvekta av rekkverk og beskyttelsesskjerm er henta ut frå prosjekteringsgrunnlaget av SVV, og er satt til  $\rho_{rv} = 0,5 \frac{kN}{m}$  for rekkverk og  $\rho_{bs} = 1,0 \frac{kN}{m}$  for beskyttelsesskjermen.

Belegningsvekt vert bestemt i tråd med minimumskrav ut frå *Hb-N400*, pkt.5.2.2.2. Belegningsvekt for køyrebane på vegbruer med største spennvidde mellom 50 m og 200 m er lik  $\rho_{bv} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$ , og for gang- og sykkelbane lik  $\rho_{gs} = 2,0 \frac{kN}{m^2}$ . Det vert valt å nytte lik tyngde for belegning lik  $\rho_{bv} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$ , dette til sikker side . Total belegningsbredde for overbygninga er lik 24,21 m.

Det gjev følgjande tyngde for super-eigenvekt:

- midtdelar:  $g_{m.d} = A_{m.d} * 25,0 \frac{kN}{m^3} = 0,26 m^2 * 25,0 \frac{kN}{m^3} = 6,5 \frac{kN}{m}$
- kantdragar:  $g_{k.d} = A_{k.d} * 25,0 \frac{kN}{m^3} * 2 stk. = 0,235 m^2 * 25,0 \frac{kN}{m^3} * 2 = 11,75 \frac{kN}{m}$
- rekkverk:  $g_{r.v} = 0,5 \frac{kN}{m} * 3 stk. = 1,5 \frac{kN}{m}$
- beskyttelsesskjerm:  $g_{b.s} = 1,0 \frac{kN}{m} * 2 stk. = 2,0 \frac{kN}{m}$
- belegning:  $g_b = 24,21m * 2,5 \frac{kN}{m^2} = 60,525 \frac{kN}{m}$

Total last frå super-eigenvekt ( $g_{s-e}$ ) i ferdig tilstand per brukasse:

$$g_{s-e} = \frac{g_{m.d} + g_{k.d} + g_{r.v} + g_{b.s} + g_b}{2} = \frac{(6,5 + 11,75 + 1,5 + 2,0 + 60,525) \frac{kN}{m}}{2} \approx 41,2 \frac{kN}{m}$$

### 5.2.3 Vatntrykk

Vatntrykk vert ikkje kontrollert nærmare i denne rapporten.

### 5.2.4 Jordtrykk

Jordtrykk vert ikkje kontrollert nærmare i denne rapporten.

## 5.3 Variable påverknader

### 5.3.1 Generelt

Laster frå variable påverknader er laster som varierer i tid, og omfattar:

- trafikklaster
- naturlaster
- mellombelse laster

## 5.4 Trafikklaster

### 5.4.1 Generelt

Trafikklast er belastning i vertikal og horisontal retning på kjørebana, vegskulder, gangbane, sykkelbane og midtdelar frå så vel fotgjengarar som dei lette og tunge køyretøy som kan belaste konstruksjonen.

Trafikklaster vert berekna ut frå *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklaster på bruer*, heretter referert til som *EK1-2*.

### 5.4.2 Føringsbreidde og lastfelt

Plassering av trafikklasta på brua skal representere mest ugunstige stilling i både lengderetning og i tverretning. I tverretning vert plassering av vertikal last begrensa av tilgjengeleg føringsbreidde.

Føringsbreidde er ut frå *EK1-2, pkt.4.2.3(1)*, den minste horisontale breidde av:

- avstand mellom kantstein
- avstand mellom kantstein og høg vertikal kant eller føringsskinne
- avstand mellom to høge vertikale kantar eller føringsskinne

Føringsbreidda vert vidare delt inn i lastfelt etter *EK1-2, Tabell 4.1*, her vist som figur 5-2.

Carriageway width $w$	Number of notional lanes	Width of a notional lane $w_l$	Width of the remaining area
$w < 5,4$ m	$n_1 = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_1 = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6$ m $\leq w$	$n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_1$

NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m,  $n_1 = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$ , and the width of the remaining area is  $11 - 3 \times 3 = 2$ m.

Figur 5-2 Inndeling av føringsbreidde, [Tab.4.1, EKI-2]

Når det gjelder inndeling av lastfelt for køyrebane meiner eg at EKI-2 gjev rom for tolkning:

- *Punkt 4.2.3 (4a)*: dersom ein permanent midtdelar delar føringsbreidda i 2 køyrebane, bør det definerast 1 sett med lastfelt for kvar køyrebane.
- *Punkt 4.2.3 (4b)*: dersom ein mellombels midtdelar delar føringsbreidda i 2 køyrebane, bør det definerast 1 sett med lastfelt for heile føringsbreidda.
- *Punkt 4.2.4 (5)*, gjev at der føringsbreidda består av separate køyrebane på same brudekke, så bør det definerast 1 sett med lastfelt for heile føringsbreidda.
- *Punkt 4.2.4 (6)*, gjev at der føringsbreidda består av separate køyrebane per brukasse, bør det definerast 1 sett med lastfelt for kvar køyrebane. Men visst brukassene er opplagra på same søyle eller landkar, bør det definerast 1 sett med lastfelt for begge brukassen til saman.

Eg meiner at desse punkta til dels motseier kvarandre, og ikkje tydeleg gjev korleis ein bør definere lastfelt.

Eg vel derfor å definer 2 tilfeller; ein der eg nyttar føringsbreidda av begge brukassen til saman og ein der er nyttar føringsbreidda tilgjengeleg av ei brukasse åleine.

Inndeling av lastfelt og restareal for dei to definerte tilfella er ut frå figur 5-2.

**Tilfelle 1:** (2 brukasser)

Føringsbreidde:  $w = 24.21 \text{ m}$

Lastfelt:  $n = \frac{24.21 \text{ m}}{3 \text{ m}} = 8$

Restareal:  $w - 3 \text{ m} * n = 0.21 \text{ m}$

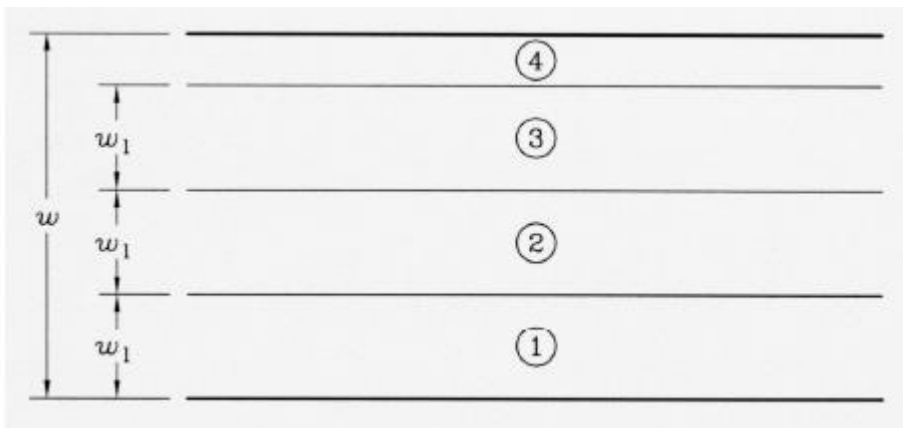
**Tilfelle 2:** (1 brukasse)

Føringsbreidde:  $w = 12.10 \text{ m}$

Lastfelt:  $n = \frac{12.10 \text{ m}}{3 \text{ m}} = 4$

Restareal:  $w - 3 \text{ m} * n = 0.10 \text{ m}$

Etter at antall lastfelt er definert, skal lastfelta verte nummerert etter kva felt som gjev mest ugunstig effekt. Lastfelt nummer 1 gjev mest ugunstig effekt, lastfelt nummer 2 gjev nest mest ugunstig effekt og så vidare. Figur 5.3 illustrerar korleis ei slik inndeling kan sjå ut.



Figur 5-3 Eksempel av nummerering av lastfelt, [Fig.4.2, EK1-2]

For gang- og sykkelbana vert heile føringsbreidda på 4,5 m definert som eitt lastfelt.

**5.4.3 Vertikal trafikklast på køyrebane**

Trafikklast frå køyretøy vil variere frå bru til bru, med bakgrunn i årstdøgn trafikk (ÅDT), prosentandel tungtrafikk, sannsyna for kødanning og sannsyna for spesial transport frå til dømes industri eller tunge militære køyretøy.

Desse variasjonane bør vurderast særskild for kvar enkelt bru, og blir i EK1-2 tatt omsyn til i 4 forskjellige lastmodellar, og er definert som følgjande ut frå EK1-2, pkt.4.3.1:

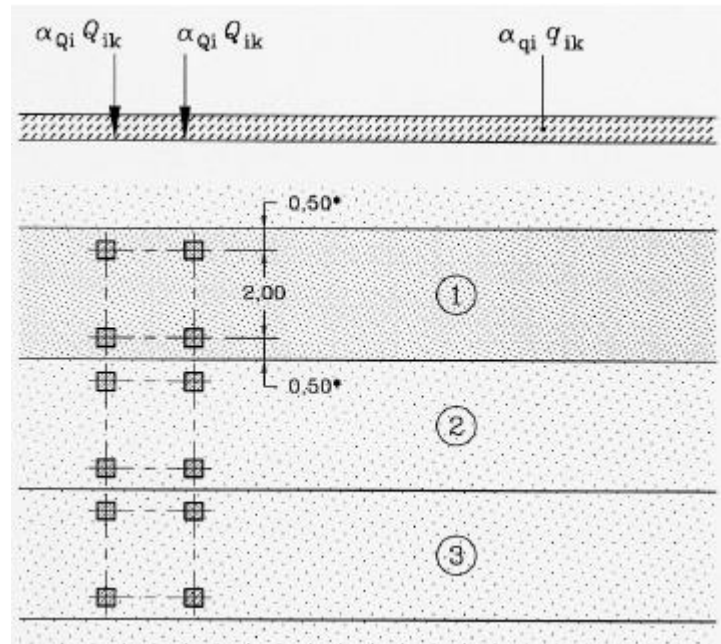
- **Lastmodell 1 (LM1)**, representerar konsentrerte og jevnt fordelte lastar, og dekkjer dei fleste trafikkmønster frå vogntog og bilar. Modellen tar også omsyn til køtrafikk med ein høg andel tunge køyretøy. Modellen kan nyttast for global og lokal analyse.
- **Lastmodell 2 (LM2)**, representerar ein enkel konsentrert aksellast på eit spesifikk hjulkontaktareal og dekkjer dei dynamiske verknadane frå normale trafikkmønstre. Kontaktflata frå hjul er noko forskjellig frå *LM1* og korresponderer med kontaktflata for tvillinghjul.
- **Lastmodell 3 (LM3)**, representerar ein samling av aksellastar frå spesialkøyretøy som til dømes store industrikøyretøy eller militære køyretøy.
- **Lastmodell 4 (LM4)**, representerar lastar frå større folkemengder, og er aktuell dersom det vert antatt at store folkemengder vil opphalde seg samtidig på brua. Dersom den er relevant bør lastmodellen bestå av ein jevnt fordelt last lik  $5,0 \frac{kN}{m^2}$ .

LM3 og LM4 vert vanlegvis nytta og spesifisert for det enkelte prosjekt, og kun når det vert påkrevd av byggherren. Det er for Brunnholen bru ikkje påkrevd av Statens vegvesen, og kan derfor sjåast vekk frå.

**Lastmodell 1 (LM1)** består av 2 delsystem:

- Eit tandemsystem (*TS*), som består av konsentrerte lastar frå dobbel aksling. Der kvar aksel har ein tyngde lik  $\alpha_Q * Q_k$ , der  $\alpha_Q$  er korreksjonfaktor. For generell verifikasjon skal eitt komplett tandemsystem vurderast per lastfelt, og skal antas å virke og forflytte seg sentrisk i lastfeltet. Kvar aksel i tandemsystemet skal verte betrakta med 2 identiske hjul, og lasta per hjul skal setjast lik  $0,5 * \alpha_Q * Q_k$ . Kontaktflata for kvart hjul skal antas å vere kvadratiske med sideflatar lik 0,40 m.
- Eit system med jevnt fordelt last (*UDL system*), med vertikallast per kvadratmeter lastfelt lik  $\alpha_q * q_k$ , der  $\alpha_q$  er korreksjonfaktor. Den jevnt fordelte lasta bør plasserast slik at den gir ugunstig verknad både i lengderetning og vertikalretning.

Lastmodell 1 skal vert påført i kvart enkelt lastfelt og på eventuelle restarealer. I lastfelta vert last-størrelsen referert til som  $\alpha_{Qi} * Q_{ik}$  for lastfelt  $i$ , der  $i=1,2$  og  $3$ . Figur 5-4 illustrerar lastmodell 1.



Figur 5-4 Illustrasjon for bruk av lastmodell 1, [Fig.4.2a, EK1-2]

Det vert i *Rettelsesblad AC:2010* for *EK1-2* gitt rettleiande verdi for hjulavstand per aksel lik 1,2 m. Avstand mellom aksel i akselsystemet er 2,0 m, som vist i figur 5-5.

Korreksjonsfaktorane  $\alpha_{Qi}$  og  $\alpha_{qi}$  vert gitt av *EK1-2*, *NA.4.3.2*, og er gyldig for berekning av global og lokal analyse av bruer med spennvidder opptil 500 m.

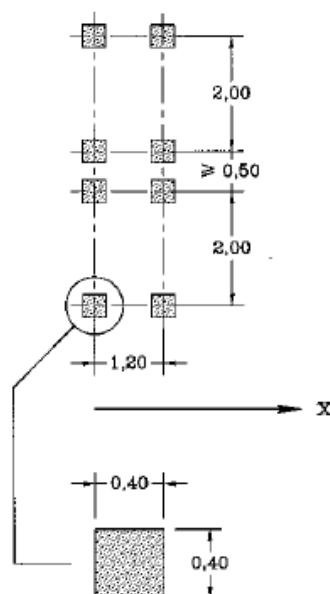
Karakteristiske verdier for aksel last ( $Q_{ik}$ ) og jevnt fordelt last ( $q_{ik}$ ) for kvart enkelt lastfelt vert gjeven av *EK1-2*, *Tabell 4.2*.

Dei vertikale lastane frå høvesvis tandemsystemet og systemet med jamtt fordelte lastar som er aktuelle i denne rapporten, er vist i tabell 5-1.

Tabell 5-1 Vertikale trafikklaster frå LMI

Lastfelt (LF)	Breidde [m]	Tandemsystem (TS)		UDL system
		Aksel last [kN] $\alpha_{Qi} * Q_{ik}$	Hjullast [kN] $0,5 * \alpha_{Qi} * Q_{ik}$	Jamt fordelt last $\left[ \frac{kN}{m^2} \right]$ $\alpha_{qi} * q_{ik}$
1	3,0	$1,0 * 300 = 300$	$0,5 * 1,0 * 300 = 150$	$0,6 * 9,0 = 5,4$
2	3,0	$1,0 * 200 = 200$	$0,5 * 1,0 * 200 = 100$	$1,0 * 2,5 = 2,5$
3	3,0	$1,0 * 100 = 100$	$0,5 * 1,0 * 100 = 50$	$1,0 * 2,5 = 2,5$
Andre	3,0	0	0	$1,0 * 2,5 = 2,5$
Rest	$w-3*n$	0	0	$1,0 * 2,5 = 2,5$

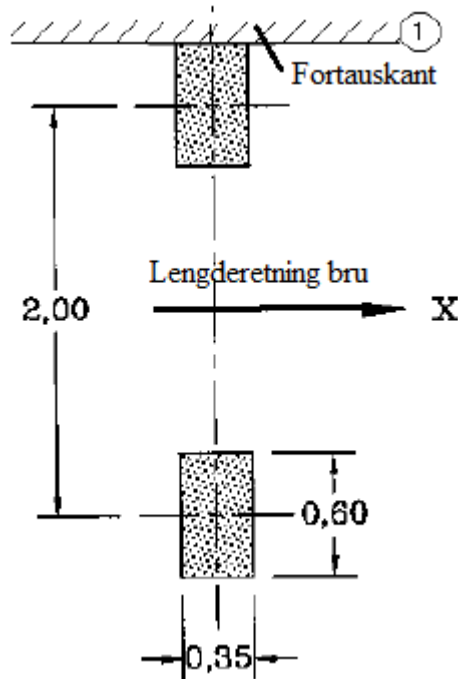
For global analyse, som nevnt tidligare, så forflyttar tandemsystemet seg sentrisk langs lastfeltet, men for enkelte lokale verknader, så kan det vere naudsynt med ein lokal analyse. Lokal verknad kan typisk vere kontaktkrefter frå bil- eller vogntogdekk, som kan gje ein større hjullast på bruplata, enn det den globale analysa av LMI tar omsyn til. *EK1-2, pkt.4.3.2(5)*, gjev då at for to tandemsystem som er i kvart sitt lastfelt, så kan avstanden mellom naboliggande hjul flyttast nærmare enn vist i figur 5-4, men ikkje mindre enn 0,5 m, som vist i figur 5-5.



Figur 5-5 Bruk av tandemsystem for lokale verifikasjoner, [Fig.4.2b, EK1-2]

For tandemsystemer med kontaktflater for hjul større enn det vert gitt i LMI, typiske tvillinghjul, så skal lastmodell 2 nyttast.

Lastmodell 2 består av ein enkelt aksellast lik  $\beta_Q * Q_{ak}$ , der  $\beta_Q$  er korreksjonsfaktor lik 1,0 og  $Q_{ak}$  er aksellast lik 400 kN. Aksellasta kan vert plassert kor som helst i føringsbreidda av køyrebana. Dersom det er relevant kan kun eitt hjul med last lik 200 kN vert betrakta.



Figur 5-6 Lastmodell 2, [Fig.4.3, EK1-2]

Kontaktflata for kvart hjul er for *LM2* forskjellig frå *LM1*, og korresponderar til forskjellige hjultypar, hjularrangement som tvillinghjul og hjultrykk-distribusjon. Kontaktflata for eit hjul består for *LM2* av eit rektangel med sider på 0,35 m og 0,6 m, som vist i figur 5-6.

#### 5.4.4 Brems- og akselerasjonslast på køyrebane

Bremse- og akselerasjonslasta ( $Q_{lk}$ ) er representert ved ei horisontal kraft i brua si lengderetning som verkar på overflata til køyrebana, med ein største karakteristisk verdi  $Q_{lk}$  lik 900 kN, og skal bereknast som ein fraksjon av den største totale vertikallasta som korresponderar med *LM1* påført lastfelt 1 ut frå følgjande uttrykk i tråd med *EK1-2*, *likn.(4.6)*, her som likning (5.1) og (5.2):

$$Q_{lk} = 0,6 * \alpha_{Q1} * (2Q_{1k}) + 0,10 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L \quad (5.1)$$

$$180 * \alpha_{Q1} \text{ (kN)} \leq Q_{1k} \leq 900 \text{ (kN)} \quad (5.2)$$

der

L er lengda av køyrebana eller av den delen som blir vurdert



$2Q_{1k}$  er tyngda av 2 aksellaster frå tandemsystemet påført *LFI* for  $L > 1,2m$

$q_{1k}$  er verdien av den jevnt fordelte lasta påført *LFI*

$w_1$  er breidda av *LFI*, normalt 3 m

$\alpha_{q1}$  er korreksjonsfaktor

Med karakteristiske lastverdier frå *EK1-2, Tabell 4.2*, og korreksjonsfaktorar frå *EK1-2, NA.4.3.2*, vert bremse- og akselerasjonslast for Brunnholen bru innsatt i likning (5.1) som følgjande:

$$Q_{lk} = 0,6 * 1,0 * (2 * 300kN) + 0,10 * 0,6 * 9 \frac{kN}{m^2} * 3m * L (m)$$

$$Q_{lk} = 360kN + 1,62 \frac{kN}{m} * L (m)$$

Brunnholen bru består av 2 brukasser med ulik lengde av senterlinje. Kasse nord har senterlinje lik 243,846 m, medan kasse sør har senterlinje lik 254,756 m. Det vert antatt at bremse- og akselerasjonslast er lik i kvart køyrefelt. Til sikker side vert det valt å nytte lengda av kasse sør for største bremse- og akselerasjonslast.

$$Q_{lk} = 360kN + 1,62 \frac{kN}{m} * 254,756 m = 772,7 kN$$

#### 5.4.5 Sentrifugal- og sidelast på køyrebane

Sentrifugallast ( $Q_{tk}$ ) er representert som ei kraft i tverretning av køyrebana som verkar som ei punktlast vinkelrett på lengdeaksa til køyrebana.

Karakteristisk verdi av  $Q_{tk}$  vert gitt av *EK1-2, Tabell 4.3*, her som tabell 5-2.

Tabell 5-2 Karakteristisk verdi av sentrifugalkrefter

Sentrifugalkraft $Q_{tk}$ [kN]	Horisontalkurveradius $r$ [m]
$Q_{tk} = 0,2 * Q_v$	$r < 200 m$
$Q_{tk} = 40 * \frac{Q_v}{r}$	$200 m \leq r \leq 500 m$
$Q_{tk} = 0$	$r > 1500 m$

$Q_v$  er summen av total aksellast frå alle tandemsystem i *LMI*, og kan uttrykkjast som:

$$Q_v = \sum \alpha_{Qi} * (2Q_{ik}) \quad (5.3)$$

I denne rapporten vert det forenkla valt å nytte gjennomsnittleg horisontalkurvatur av dei to brukassene. Horisontalkurvatur for kasse sør er lik  $r_{sør} = 304 m$  og horisontalkurvatur for

kasse nord er lik  $r_{nord} = 291 \text{ m}$ . Det gjev ein gjennomsnittleg horisontalkurvatur ut frå likning (5.4):

$$r_{mean} = \frac{304 \text{ m} + 291 \text{ m}}{2} = 297,5 \text{ m} \quad (5.4)$$

som gjev ein sentrifugalkraft ut frå tabell 5-2:

$$Q_{tk} = 40 * \frac{Q_v}{r} = 40 * \frac{1,0*(2*300+2*200+2*100)kN}{297,5} = 40 * \frac{1200 \text{ kN}}{297,5} \approx 161,4 \text{ kN}$$

Der det er relevant, så kan sidelast på grunn av bremsekraft vurderast. Sidelasta ( $Q_{trk}$ ) kan setjast lik 25 % av bremse- eller akselerasjonslasta i lengderetning, og kan antas å verke samstundes med bremse- eller akselerasjonslast.

$$Q_{trk} = 0,25 * 772,7 \text{ kN} = 193,2 \text{ kN} \quad (5.5)$$

#### 5.4.6 Trafikklast på gang- og sykkelbane

Trafikklastar på gang- og sykkelbane kjem hovudsakleg frå fotgjengarar, syklistar og tjeneste- eller servicekøytøy.

Det er 3 lastmodellar som bør verte vurdert for vertikal trafikklast på gang- og sykkelbane på vegbruer ut frå *EK1-2, pkt.5.3.1(2)*:

- **Jevnt fordelt vertikal trafikklast**,  $q_{fk}$  ut frå *EK1-2, NA.5.3.2.1*:
  - utan samtidig trafikklast på køyrebane:  $q_{fk} = 5,0 \frac{kN}{m^2}$
  - med samtidig trafikklast på køyrebane:  $q_{fk} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$ .
- **Konsentrert vertikal trafikklast**,  $Q_{fwk}$  ut frå *EK1-2, NA.5.3.2.2*:
  - karakteristisk verdi av konsentrert last  $Q_{fwk} = 10 \text{ kN}$  som verkar på ein kvadratisk flate med sidekant 0,10 m.
- **Vertikal trafikklast frå tjeneste- og servicekøytøy**,  $Q_{serv}$  ut frå *EK1-2, NA.5.3.2.3*:
  - 2 akslinger på 80 kN og 40 kN med akselavstand på 3 m og hjulavstand på tvers lik 1,3 m. Hjula si kontaktflate er kvadratisk med sidekant lik 0,2 m på belegninga si overflate.

Lastmodell 2 og 3 er i all hovudsak mest relevant for global analyse av egne gang- og sykkelbruer eller for lokal analyse og dimensjonering av bruplata på ei vegbru.

Kombinasjonsverdi for jevnt fordelt vertikal trafikklast, her kalt  $q_{fk,komb}$  kan ut frå fotnote *b* i *EK1-2, Tabell NA.4.4a*, setjast lik  $q_{fk,komb} = 2,5 \frac{kN}{m^2}$  for vertikal trafikklast på gang- og sykkelbane samtidig med trafikklast på køyrebane.

### 5.4.7 Grupper av trafikklast

Grupper av trafikklast vert bestemt ut frå *EK1-2, Tabell NA.4.4a*, her vist som tabell 5-3.

Tabell 5-3 Grupper av trafikklast

		KJØREBANE					GANGBANE OG FORTAU	
Lastmodell		Vertikale krefter			Horisontale krefter		Bare vertikale krefter	
Referanse		4.3.2	4.3.3	4.3.4	4.3.5	4.4.1	4.4.2	5.3.2-(1)
Lastsystem		LM1 (Boggilast og jevnt fordelt last)	LM2 (Enkel aksling)	LM3 (Spesialkjøretøyer)	LM4 (Belastning i form av menneskemengde)	Bremsekrefter og akselerasjonskrefter <sup>a</sup>	Sentrifugalkrefter og tverkkrefter <sup>a</sup>	Jevnt fordelt last
Lastgrupper	gr1a	Karakteristisk verdi						Kombinasjons-verdi <sup>b</sup>
	gr1b		Karakteristisk verdi					
	gr2	Ofte forekommende verdi				Karakteristisk verdi	Karakteristisk verdi	
	gr3 <sup>d</sup>							Karakteristisk verdi <sup>c</sup>
	gr4				Karakteristisk verdi			Karakteristisk verdi
	gr5	Se tillegg A		Karakteristisk verdi				
Påvirkning fra dominerende komponent (betegnet som komponent som tilhører gruppen)								
<sup>a</sup> For gr1a brukes karakteristiske verdier for lastreferanse 4.4.1 (bremsekrefter og akselerasjonskrefter) og lastreferanse 4.4.2 (sentrifugalkrefter og tverkkrefter). Sentrifugalkrefter og bremsekrefter eller akselerasjonskrefter opptrer ikke samtidig i gr1a. <sup>b</sup> For gr1a brukes kombinasjonsverdi for lastreferanse 5.3.2(1) (jevnt fordelt last på gangbane/fortau), dvs. 2,5 kN/m <sup>2</sup> . <sup>c</sup> Se 5.3.2.1(2) Ved tosidig gangbane/fortau regnes det ene belastet der det er ugunstigere enn at begge er belastet samtidig. <sup>d</sup> Denne lastgruppen er ikke aktuell der gr4 benyttes.								

Det påpeikast at tabellen sin fotnote *a* ikkje er heilt i samsvar med tabellen sitt øvrige innhald. Fotnote *a* seier at horisontale krefter skal nyttast i lastgruppe *gr1a*, men tabellen viser ikkje horisontale krefter for *gr1a*. Det vert valt å følgje fotnote *a*, og inkludere horisontale trafikklastar i lastgruppe *gr1a*. Konsekvensen av dette er at *gr2* ikkje vil vere relevant, då føresetnaden vil vere konservativ.

Lastgruppe *gr1a* vil vere dimensjonerande for global analyse, medan lastgruppe *gr1b* vil vere dimensjonerande for lokal analyse av bruplata.

Det er i denne rapporten størst fokus på den globale analysen, og derfor er *gr1a* den aktuelle lastgruppa.

I følge *Tabell NA4.4a, fotnote a*, så opptrer *ikkje* sentrifugallast ( $Q_{tk}$ ) og bremse- eller akselerasjonslast ( $Q_{lk}$ ) samstundes, men sidelast ( $Q_{trk}$ ) på grunn av bremsekraft kan antas å verke samstundes med bremse- eller akselerasjonslast.

Det gjev i dei tilfella der sentrifugallasta er større enn sidelasta behov for å definere to kombinasjonar av lastgruppe *gr1a*, vist i tabell 5-4.

*Tabell 5-4 Kombinasjon av lastgruppe gr1a*

Lastmodell		Køyrebane			Gang- og sykkelbane	
		Vertikale krefter	Horisontale krefter		Bare vertikale krefter	
Referanse [EK1-2]		4.3.2	4.4.1	4.4.2	4.4.2	5.3.2(1)
Lastsystem		LM1 (TS+UDL)	$Q_{lk}$	$Q_{tk}$	$Q_{trk}$	$q_{fk,komb}$
Last- grupper	gr1a-1	*	*		*	*
	gr1a-2	*		*		*

## 5.5 Naturlaster

### 5.5.1 Generelt

Naturlastar er lastar som skuldast klima på brustedet og andre naturgjevne forhold, til dømes jordskjelv.

Den karakteristiske verdien av ein variabel naturlast på ein permanente konstruksjon skal ut frå *Hb-N400, pkt.5.4.1*, verte bestemt som den last som har sannsynet,  $p = 0,98$ , for at den ikkje vert overskridt eitt enkelt år, det vil sei ein returperiode på 50 år.

### 5.5.2 Snølast

Snølast vert ut frå *Hb-N400, pkt.5.4.2*, rekna for å ikkje opptre samstundes med trafikklast på vegbruer. For ein veg med årsdøgn-trafikk over 16 000, vert det antatt at snøen vert brøyta vekk så fort den får lagt seg og at verknaden frå snølast aldri vil vere større enn verknaden frå trafikklast. Snølast vert derfor sett vekk i frå for Brunnholen bru i denne rapporten.

### 5.5.3 Vindlast

#### 5.5.3.1 Vindlastklasse

Vindlast på brukonstruksjoner vert bestemt ut frå kva vindlastklasse brukonstruksjonen tilhøyrrer, og i tråd med bestemningar i *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlastar*, heretter referert til som *EK1-1-4*.

Brukonstruksjonar kan delast inn i 3 vindlastklasser ut frå *Hb-N400, pkt.5.4.3.1*:

- **Vindlastklasse 1:** Brukonstruksjonar med ubetydeleg dynamisk lastverknad frå vind, til dømes platebruer, bjelke-kassebruer i betong eller stål. Omfattar alle bruer med høgaste eigensvingeperiode  $< 2$  sekund.
- **Vindlastklasse 2:** Brukonstruksjonar med dynamisk lastverknad frå vind som ikkje kan neglisjerast, som oppfyller ein av følgjande føresetnader:
  - høgaste eigensvingeperiode  $\geq 2$  sekund og spennvidde  $< 300$  m
  - høgaste eigensvingeperiode  $< 2$  sekund og spennvidde  $\geq 300$  m
- **Vindlastklasse 3:** Brukonstruksjonar med utprega dynamisk lastverknad frå vind, som oppfyller ein av følgjande føresetnader:
  - høgaste eigensvingeperiode  $\geq 2$  sekund
  - spennviddae  $\geq 300$  m

Brunnholen bru er ei bjelke-kassebru i betong, og det vert valt vindlastklasse 1 for både byggjetilstand og ferdigtilstand.

#### 5.5.3.2 Vindhastighet og vindhastighetstrykk

Vindhastigheta og vindhastighetstrykket inneheld ein midlare og ein hurtigvarierende komponent.

Vinden sin midlare komponent vert angitt av stedsvindhastigheta  $V_m$ , som vert bestemt ut frå basisvindhastigheta  $V_b$  som igjen er basert på vindklimaet og vinden sin høgdevariasjon med omsyn på terrengruhet og terrengform.

Vinden sin hurtigvarierende komponent vert angitt av turbulensintensiteten.

Basisvindhastighet ( $V_b$ ) er definert som ein funksjon av vindretning og årstid for høgda 10 m over bakken, og skal bereknast ut frå *EK1-1-4, likn.(NA.4.1)*, her som likning (5.6):

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * C_{alt} * C_{prob} * V_{b,0} \quad (5.6)$$

der

$C_{dir}$  er ein retningsfaktor lik 1,0 for alle vindretningar

$C_{season}$  er ein årstidsfaktor lik 1,0

$C_{alt}$  er ein nivåfaktor lik 1,0

$C_{prob}$  er ein sannsynlegheitsfaktor lik 1,0 for 50 års returperiode

$V_{b,0}$  er referansevindhastighet, lik  $26 \frac{m}{s}$  for Sandnes kommune, jf. *Tabell NA.4(901.1)*.

Det vert valt å rekne to basisvindhastigheter, ein for byggjetilstand med 10 års returperiode og ein for ferdigtilstand med 50 års returperiode.

For byggjetilstand med 10 års returperiode er  $C_{dir}$ ,  $C_{season}$ ,  $C_{alt}$  lik 1,0. Sannsynlegheitsfaktoren  $C_{prob}$  for 10 års returperiode vert gjeven av *EK1-1-4, likn.(4.2)*, her som likning (5.7).

$$C_{prob} = \left( \frac{1 - K * \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K * \ln(-\ln(0,98))} \right)^n = 0,9 \quad (5.7)$$

der

K og n er parametere som ut frå *EK1-1-4, pkt.NA.4.2(2)P*, setjast lik 0,2 for K og 0,5 for n;

p er lik 0,1 for sannsynlegheita for å blir overskridd i løpet av 10 år.

Stedsvindhastighet ( $V_m(z)$ ) vert bestemt ved ein midlare høgde z over bakken for aktuell konstruksjonsdel. Den avheng av ruheita og landskapsforma til terrenget, dessutan basisvindhastighet. Stedsvindhastigheta skal bereknast ut frå *EK1-1-4, likn.(4.3)*, her som likning (5.8):

$$V_m(z) = C_r(z) * C_0(z) * V_b \quad (5.8)$$

der

$C_r(z)$  er ruhetsfaktor og  $C_0(z)$  er terrengformfaktor.

Det vert nytta ein midlare høgde  $z = 16 \text{ m}$  frå bakken og til senterlinje overbygning. Det vert valt å nytte terrengruhetsskategorii III, «*Samanhengande småhusbebyggelse, industriområder eller skogsområder*», med tilhøyrande parametere;  $k_r = 0,22$ ,  $z_0 = 0,3 \text{ m}$  og  $z_{\min} = 8,0 \text{ m}$ .

Terrengruhetta er basert på logaritmisk hastighetsprofil, og skal bereknast ut frå *EKI-1-4, likn.(4.4)*, her som likning (5.9):

$$C_r(z) = k_r * \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \rightarrow C_r(16) = 0,22 * \ln\left(\frac{16}{0,3}\right) = 0,875 \quad (5.9)$$

Terrengformfaktor  $C_0(z)$  kan setjast lik 1,0, ut frå *EKI-1-4, pkt.4.3.1*.

Vindturbulens ( $I_v(z)$ ) er definert som standardavviket  $\sigma_v$  av momentanvindhastigheta dividert med stedsvindhastigheta ved ein høgde  $z$ , og skal bereknast ut frå *EKI-1-4, likn.(4.7)*, her som likning (5.10):

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m} = \frac{k_1}{C_0(z) * \ln(z/z_0)} \rightarrow I_v(16) = \frac{1,0}{1,0 * \ln(16/0,3)} = 0,252 \quad (5.10)$$

der

$k_1$  er turbulensfaktor, og kan setjast lik 1,0 ut frå *EKI-1-4, pkt.NA.4.4*.

Vindkasthastighetstrykket  $q_p(z)$  vert berekna ut frå *EKI-1-4, likn.(NA.4.8)*, her som likning (5.11):

$$q_p(z) = [1 + 2 * k_p * I_v(z)] * q_m(z) \quad (5.11)$$

der

$k_p$  er toppfaktor som kan setjast lik 3,5 ut

$q_m(z)$  er stedsvindhastighetstrykk, ut frå likning (5.12),

$$q_m(z) = 0,5 * \rho * V_m^2(z) \quad (5.12)$$

der

$\rho$  er lufta sin densitet lik  $1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$ .

Ved vurdering av vind og vegtrafikk samtidig for vegbru i ferdigtilstand gjev *EKI-1-4, pkt.NA.8.1(4)*, at vindkasthastighet ved køyrebana skal begrenst til  $35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ .

Vindkasthastighet ( $V_p$ ) kan vert berekna ut frå *EKI-1-4, pkt.NA.4.4, merknad*, her vist som likning (5.13):

$$V_p(z) = V_m(z) * \sqrt{1 + 2 * k_p * I_v(z)} \quad (5.13)$$

Vindkasthastighetstrykk utan og med trafikk:

$$q_{p-UTRAF}(z) = 0,5 * \rho * V_p^2(z) \quad (5.14)$$

$$q_{p-MTRAF}(z) = \min \left[ 0,5 * \rho * V_p^2(z) ; 0,5 * \rho * \left( 35 \frac{m}{s} \right)^2 \right] \quad (5.15)$$

Vindhastigheter og vindhastighetstrykk for byggjetilstand og ferdigtilstand med og utan trafikk, er lista opp i tabell 5-5 og 5-6.

Tabell 5-5 Vindhastighet og vindhastighetstrykk for byggjetilstand

Byggjetilstand		
<b>Basisvindhastighet</b>	$V_{b,bt} = 1,0 * 1,0 * 1,0 * 0,9 * 26 \frac{m}{s}$	$23,4 \frac{m}{s}$
<b>Stedsvindhastighet</b>	$V_{m,bt}(16) = 0,875 * 1,0 * 23,4 \frac{m}{s}$	$20,5 \frac{m}{s}$
<b>Stedsvindhastighetstrykk</b>	$q_m(16) = 0,5 * 1,25 \frac{kg}{m^3} * \left( 20,5 \frac{m}{s} \right)^2$	$0,262 \frac{kN}{m^2}$
<b>Vindkasthastighetstrykk</b>	$q_{p,bt}(16) = [1 + 2 * 3,5 * 0,252] * 262,7 \frac{N}{m^2}$	$0,726 \frac{kN}{m^2}$

Tabell 5-6 Vindhastighet og vindhastighetstrykk for ferdigtilstand

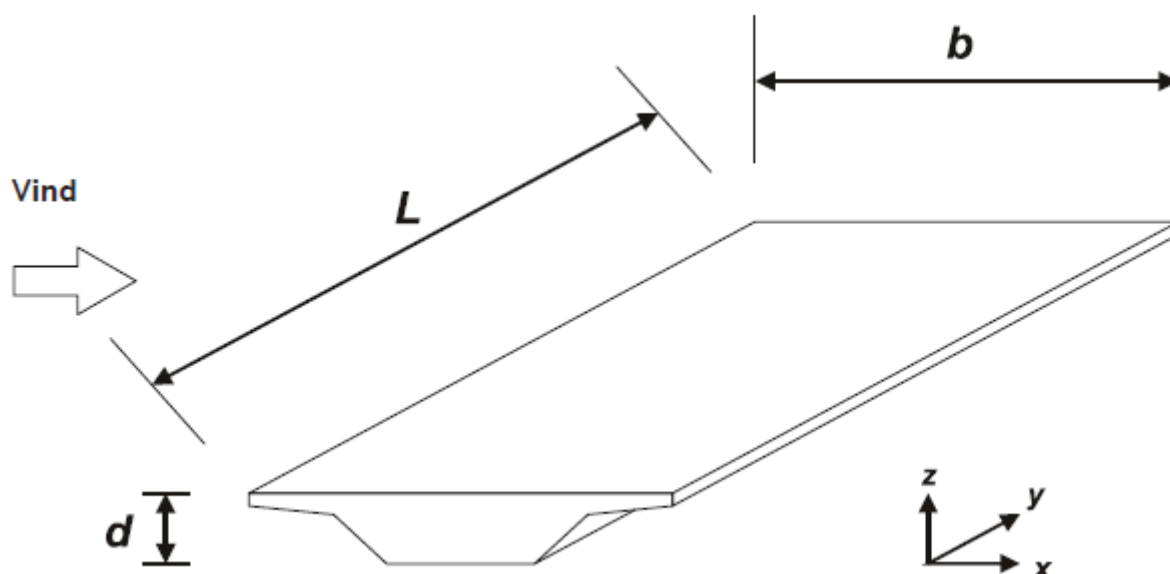
Ferdigtilstand		
<b>Basisvindhastighet</b>	$V_{b,ft} = 1,0 * 1,0 * 1,0 * 1,0 * 26 \frac{m}{s}$	$26 \frac{m}{s}$
<b>Stedsvindhastighet</b>	$V_{m,ft}(16) = 0,875 * 1,0 * 26 \frac{m}{s}$	$22,75 \frac{m}{s}$
<b>Stedsvindhastighetstrykk</b>	$q_m(16) = 0,5 * 1,25 \frac{kg}{m^3} * \left( 22,75 \frac{m}{s} \right)^2$	$0,323 \frac{kN}{m^2}$
<b>Vindkasthastighet</b>	$V_p(16) = 22,75 \frac{m}{s} * \sqrt{1 + 2 * 3,5 * 0,252}$	$37,8 \frac{m}{s}$
<b>Vindkasthastighetstrykk utan trafikk</b>	$q_{p-UTRAF}(16) = 0,5 * 1,25 \frac{kg}{m^3} * \left( 37,8 \frac{m}{s} \right)^2$	$0,893 \frac{kN}{m^2}$
<b>Vindkasthastighetstrykk med trafikk</b>	$q_{p-MTRAF}(16) = 0,5 * 1,25 \frac{kg}{m^3} * \left( 35 \frac{m}{s} \right)^2$	$0,765 \frac{kN}{m^2}$



### 5.5.3.3 Vindlastar på overbygninga

Vindpåverknader på bruer dannar kreftar i x-, y- og z-retningar. Kreftene som vert danna i x- og y-retning, vert forårsaka av vind som blåser i ulike retningar og kan antas å ikkje opptre samstundes. Kreftene som oppstår i z-retning, kan komme frå vind som blåser i ein rekke ulike retningar. Viss dei er ugunstige eller betydelege, bør dei sjåast på samstundes med kreftene som vert danna i alle retningar.

Figur 5-7 viser korleis *EKI-1-4, Figur 8.2*, definerar ulike retningar for vindpåverknad av bruer.



Figur 5-7 Lokalt aksesystem for vindpåverknader av bruoverbygning

#### Horisontalkraft i tverretning (x-retning)

Horisontalkraft i x-retning kan bereknast som ein jamt fordelt vindlast ut frå *EKI-1-4, likn.(8.2)*, her som likning (5.16):

$$f_x = q_p * C_{f,x} * d_{tot} \quad (5.16)$$

der

$d_{tot}$  er høgde av overbygning, gitt av *EKI-1-4, Tabell 8.1*

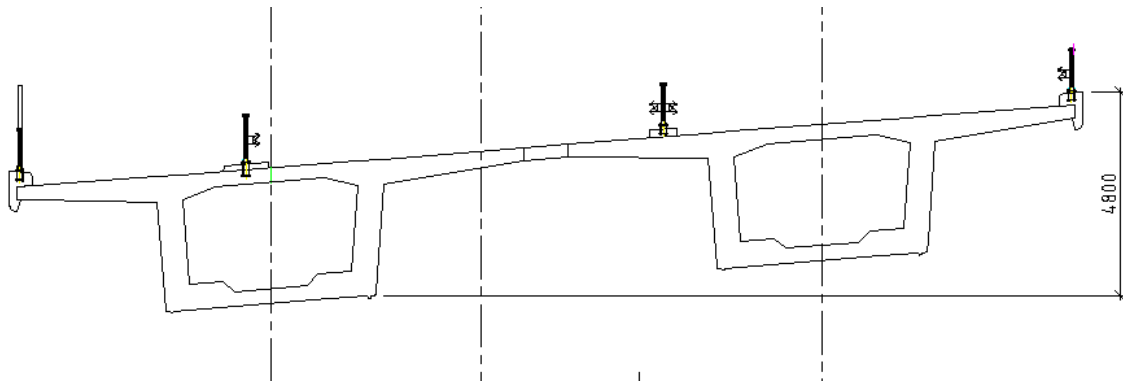
$C_{f,x}$  er kraftfaktor lik  $C_{f,x,0}$ , og kan takast frå *EKI-1-4, Figur 8.3*, basert på forholdet  $\frac{b}{d_{tot}}$

$q_p$  er vindkast-hastigheitstrykk ut frå *EKI-1-4, likn.(4.8)*, her som likning (5.17),

$$q_p = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e \quad (5.17)$$

Det vert berekna horisontalkraft for ferdigtilstand med og utan trafikk.

Horisontalkraft i ferdigtilstand er basert på høgder frå teigningsgrunnlaget gjeven av SVV. Figur 5-8 viser høgde av ferdig overbygning med permanente delar.



Figur 5-8 Høgde av tverrsnitt for utrekning av horisontalkraft vind

Det står i *EK1-1-4, pkt.8.3.1(3)*, at der eit brudekke heller i tverretninga, så bør  $C_{fx,0}$  aukast med 3 % per helningsgrad, men ikkje meir enn 25 %. Brunnholen bru heller 7 % i tverretninga, som tilsvarar 4 i helningsgrad. Det vert ut frå det valt å auke  $C_{fx,0}$  med 12 %.

Horisontalkraft i x-retning i ferdigtilstand med tilhøyrande breidder, høgder og parametere er oppsummert i tabell 5-7 og 5-8.

Tabell 5-7 Horisontalkraft i x-retning frå vindlast i ferdigtilstand utan trafikk

Ferdigtilstand med beskyttelsesskjerm på ein side, utan trafikk			
Forklaring	Notasjon eller formel	Verdi	Referanse i EKI-1-4
Høgde av tv.snitt med kantdragar	$d$	4,8m	
Høgde beskyttelsesskjerm	$d_{b.skjerm}$	2,0m	
Total høgde	$d_{tot} = 4,8m + 2,0m$	6,8m	Tab.8.1
Breidde av 2 brukasser	$b_{tot}$	25,305 m	
Forhold	$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{25,305m}{6,8m}$	3,72	
Kraftfaktor	$C_{fx,0} = 1,4 * 1,12$	1,57	Kurve b), Fig.8.3
Vindkast-hastighetstrykk	$q_{p-UTRAF}$	$0,893 \frac{kN}{m^2}$	
Vindlast	$f_{x-UTRAF} = 0,893 \frac{kN}{m^2} * 1,57 * 6,8m$	$9,53 \frac{kN}{m}$	Likning (8.2)

Tabell 5-8 Horisontalkraft i x-retning frå vindlast i ferdigtilstand med trafikk

Ferdigtilstand med beskyttelsesskjerm på ein side, med trafikk			
Forklaring	Notasjon eller formel	Verdi	Referanse i EKI-1-4
Høgde av tverrsnitt med kantdragar	$d$	4,8m	
Høgde beskyttelsesskjerm	$d_{b.skjerm}$	2,0m	Tab.8.1
Total høgde	$d_{tot} = d + d_{b.skjerm}$	6,8m	
Breidde av 2 brukasser	$b_{tot}$	25,305 m	
Forhold	$\frac{b}{d_{tot}} = \frac{25,305m}{6,8m}$	3,72	
Kraftfaktor	$C_{fx,0} = 1,4 * 1,12$	1,57	Kurve b), Fig.8.3
Vindkast-hastighetstrykk	$q_{p-MTRAF}$	$0,765 \frac{kN}{m^2}$	
Vindlast	$f_{x-MTRAF} = 0,765 \frac{kN}{m^2} * 1,57 * 6,8m$	$8,17 \frac{kN}{m}$	Likning (8.2)

### Horisontalkraft i lengderetning (y-retning)

Om naudsynt, så bør det ut i frå *EK1-1-4, pkt.8.3.4*, takast omsyn til langsgående vindkrefter i y-retning. Anbefalt verdi er 25% av vindkraftene i x-retning.

Tabell 5-9 Horisontalkraft i y-retning frå vindlast i ferdigtilstand med og utan trafikk

Forklaring	Notasjon eller formel	Verdi
Ferdigtilstand utan trafikk	$f_{y-UTRAF} = f_{x-UTRAF} * 0,25 = 9,53 \frac{kN}{m} * 0,25$	$2,4 \frac{kN}{m}$
Ferdigtilstand med trafikk	$f_{y-MTRAF} = f_{x-MTRAF} * 0,25 = 8,17 \frac{kN}{m} * 0,25$	$2,0 \frac{kN}{m}$

### Vertikalkraft i z-retning

Vertikalkraft er vindpåverknader på brudekket i z-retning som gjev ein jamtt fordelt last både oppover og nedover, og kan bereknast ut frå likning (5.18):

$$f_z = C_{f,z} * b * q_p \quad (5.18)$$

der

$C_{f,z}$  er kraftfaktor lik  $\pm 0,9$  ut frå *EK1-1-4, pkt.NA.8.3.3*.

Vertikalkraft i ferdigtilstand med og utan trafikk er vist i tabell 5-10.

Tabell 5-10 Vertikalkraft frå vindlast i byggjetilstand og i ferdigtilstand med og utan trafikk

Forklaring	Notasjon eller formel	Verdi
Byggje-tilstand	$f_{z.bt} = \pm 0,9 * b * q_{p.bt} = \pm 0,9 * 11,95m * 0,726 \frac{kN}{m^2}$	$\pm 7,8 \frac{kN}{m}$
Ferdig-tilstand utan trafikk	$f_{z-UTRAF} = \pm 0,9 * b * q_{p-UTRAF} = \pm 0,9 * 25,3m * 0,893 \frac{kN}{m^2}$	$\pm 20,34 \frac{kN}{m}$
Ferdig-tilstand med trafikk	$f_{z-MTRAF} = \pm 0,9 * b * q_{p-MTRAF} = \pm 0,9 * 25,3m * 0,765 \frac{kN}{m^2}$	$\pm 17,42 \frac{kN}{m}$

Ein bør vere merksam på at vertikalkrafta kan gje eit torsjonsmoment om y-aksen av overbygninga, som kan verte antatt å virke med ein eksentrisitet  $e$  lik  $b/4$  frå senterlinje bru i x-retning, ut frå *EK1-1-4, pkt.8.3.3(5)*.

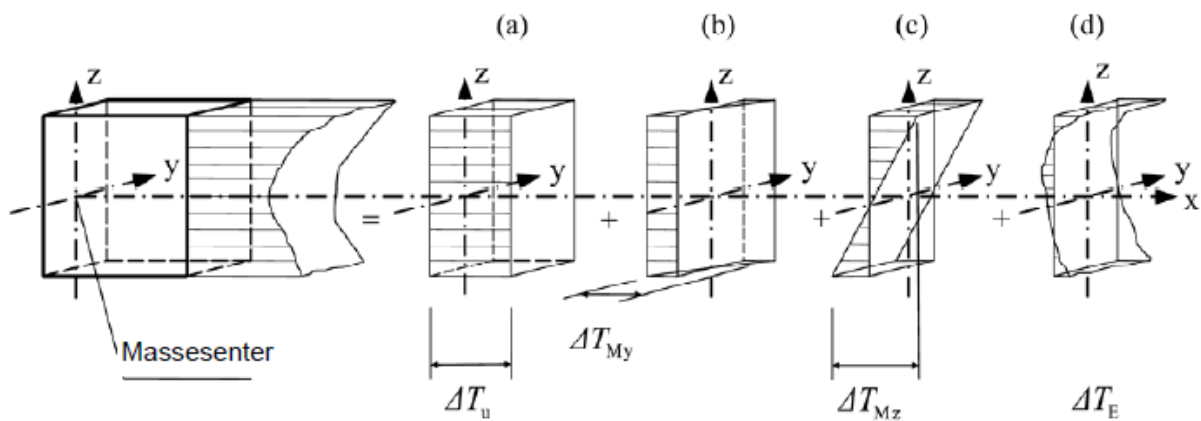
#### 5.5.4 Termiske påverknader

Termiske påverknader er ein konsekvens av at bruer dagleg vert utsatt for variasjonar i klimatiske forhold, som til dømes lufttemperatur og solstråling. Desse påverknadane vil gje ein variasjon i temperaturfordeling over brukasse-tverrsnittet. Store variasjonar i temperaturfordelinga kan medføre vertikal krumning, ekspansjon eller kontraksjon, som kan leie til tvangsmomenter alt etter korleis brua er fastholdt. Tvangsmomenter kan ein unngå ved å velje riktig fasthalding for brua, slik at brua kan bevege seg «fritt».

Termiske påverknader skal bereknast ut frå *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008: Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger*, heretter referert til som *EK1-1-5*.

Temperaturfordelinga i ein enkelt konstruksjonsdel, kan ut frå *EK1-1-5, pkt.4.3*, delast inn i fire hovuddelar, som vist i figur 5-9:

- jamt fordelt temperaturandel  $\Delta T_u$ ;
- horisontal lineært varierende temperaturdifferanse  $\Delta T_{My}$ ;
- vertikal lineært varierende temperaturdifferanse  $\Delta T_{Mz}$ ;
- vertikal ikkje lineært varierende temperaturdifferanse  $\Delta T_E$ ;



Figur 5-9 Beskrivelse av temperaturandelane som utgjer ein temperaturprofil, [Fig.4.1, EK1-1-5]

Det er i dei fleste tilfelle vanleg å ta omsyn til verknadane frå jamt fordelt temperaturandel (a) og anten vertikal varierende temperaturdifferanse (c) eller vertikal ikkje-lineært varierende temperaturdifferanse (d).

#### 5.5.4.1 Jamt fordelt temperaturandel

Den jamt fordelte temperaturandelen avhenger av den lavaste og høgaste temperaturen som kan vert forventet for lokasjonen til ei bru. For ein ikkje fastholdt konstruksjonsdel, kan ein høg temperatur medføre ekspansjon (forlengelse) medan ein lav temperatur kan medføre kontraksjon (krymping). Er derimot konstruksjonen fastholdt i alle retningar kan det medføre tvangskrefter og i verste fall opprissing.

Verdiar for øvre og nedre lufttemperatur er basert på 50 års returperiode, og vert gitt av isotermkart i *EK1-1-5, pkt.NA.A2*.

Øvre og nedre lufttemperatur for Brunnholen bru i Sandnes kommune:

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

$$T_{min} = -25^{\circ}\text{C}$$

Verdiar for høgaste og lavaste jamt fordelt temperaturandel vert gitt av *EK1-1-5, Figur NA.6.1*:

$$\text{Type 3} \rightarrow T_{e,max} = T_{max} - 3^{\circ}\text{C} = 34^{\circ}\text{C} - 3^{\circ}\text{C} = 31^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Type 3} \rightarrow T_{e,min} = T_{min} + 8^{\circ}\text{C} = -25^{\circ}\text{C} + 8^{\circ}\text{C} = -17^{\circ}\text{C}$$

Karakteristiske verdiar for maksimalt temperaturekspansjonsintervall og maksimalt temperaturkontraksjonsintervall for jamt fordelt temperaturandel vert gitt av *EK1-1-5, likn.(6.1)* og (6.2), her som likning (5.19) og (5.20) :

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0 = 31^{\circ}\text{C} - 10^{\circ}\text{C} = 21^{\circ}\text{C} \quad (5.19)$$

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min} = 10^{\circ}\text{C} - (-17^{\circ}\text{C}) = 27^{\circ}\text{C} \quad (5.20)$$

der

$T_0$  er initaltemperatur ved fasthalding, og kan setjast lik  $10^{\circ}\text{C}$  ut frå *EK1-1-5, pkt.NA.A.1 (3)*.

#### 5.5.4.2 Vertikal temperaturdifferanse

Den vertikal varierende temperaturandelen vil gje temperaturforskjellar og spenningar over brua si tverrsnittshøgde. Spenning på grunn av temperatur kan uttrykkjast som likning (5.21)

og kan forårsake momentkrefter på grunn av fasthalding mot fri krumning og friksjon i rotasjonslagre, jamfør *EK1-1-5, pkt.6.1.4(2)*.

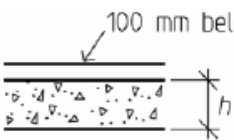
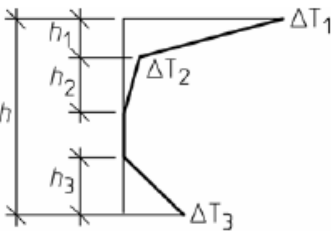
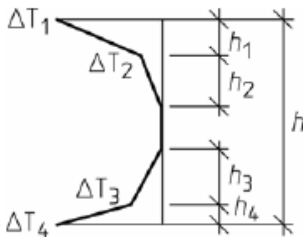
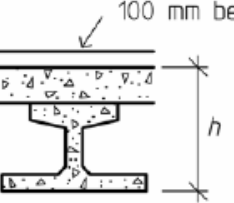
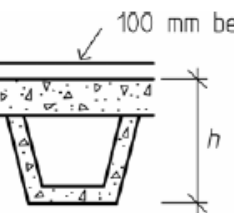
$$\sigma_T = -\alpha_T * E_{cm} * \Delta T \quad (5.21)$$

### 5.5.4.2.1 Ikkje-lineært varierende temperaturandel

Ut frå *EK1-1-5, pkt.6.1.2 (2)*, så bør den vertikale temperaturdifferansen generelt omfatte den ikkje-lineære temperaturdifferansen.

Brunnholen bru er ei bjelke-kassebru, definert som Type 3 i *EK1-1-5, pkt.6.1.1(1)*.

Den ikkje-lineære temperaturandelen vert gjeven av *EK1-1-5, Figur NA.6.2c*, her vist som figur 5-10. Oppvarming syner til forhold der solstråling og andre verknader medfører varmetilskot gjennom bruoverbygninga si overside. Motsatt visar avkjøling til forhold med varmetap frå bruoverbygninga si overside som følgje av utstråling og andre verknader.

Type 3 Betongbru	Temperaturdifferanse $\Delta T$																																																																	
	a) Oppvarming	b) Avkjøling																																																																
 <p>3a) Betongplate</p>	 <p> <math>h_1 = 0,3h</math>, men <math>\leq 0,15</math> m  <math>h_2 = 0,3h</math>, men <math>\geq 0,10</math> m                      men <math>\leq 0,25</math> m   <math>h_3 = 0,3h</math>, men <math>\leq (0,10 \text{ m} + \text{belegg-tykkelsen i meter})</math> (for tynne betongdragere begrenses <math>h_3</math> av <math>h-h_1-h_2</math>)                 </p>	 <p> <math>h_1 = h_4 = 0,20h</math>, men <math>\leq 0,25</math> m  <math>h_2 = h_3 = 0,25h</math>, men <math>\leq 0,20</math> m                 </p>																																																																
 <p>3b) Betongbjelke og betongplate</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th><math>\Delta T_1</math></th> <th><math>\Delta T_2</math></th> <th><math>\Delta T_3</math></th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\leq 0,2</math></td> <td>8,5</td> <td>3,5</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>12,0</td> <td>3,0</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td><math>\geq 0,8</math></td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	m	°C	°C	°C	$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th><math>\Delta T_1</math></th> <th><math>\Delta T_2</math></th> <th><math>\Delta T_3</math></th> <th><math>\Delta T_4</math></th> </tr> <tr> <th>m</th> <th>°C</th> <th>°C</th> <th>°C</th> <th>°C</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\leq 0,2</math></td> <td>-2,0</td> <td>-0,5</td> <td>-0,5</td> <td>-1,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>-4,5</td> <td>-1,4</td> <td>-1,0</td> <td>-3,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>-6,5</td> <td>-1,8</td> <td>-1,5</td> <td>-5,0</td> </tr> <tr> <td>0,8</td> <td>-7,6</td> <td>-1,7</td> <td>-1,5</td> <td>-6,0</td> </tr> <tr> <td>1,0</td> <td>-8,0</td> <td>-1,5</td> <td>-1,5</td> <td>-6,3</td> </tr> <tr> <td><math>\geq 1,5</math></td> <td>-8,4</td> <td>-0,5</td> <td>-1,0</td> <td>-6,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$	m	°C	°C	°C	°C	$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5
h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$																																																															
m	°C	°C	°C																																																															
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																															
0,4	12,0	3,0	1,5																																																															
0,6	13,0	3,0	2,0																																																															
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																															
h	$\Delta T_1$	$\Delta T_2$	$\Delta T_3$	$\Delta T_4$																																																														
m	°C	°C	°C	°C																																																														
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																														
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																														
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																														
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																														
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																														
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																														
 <p>3c) Betongkassetverrsnitt</p>																																																																		

Figur 5-10 Ikkje-lineært varierende temperaturdifferanser for bruoverbygning – Type 3: Betongbruer

I temperaturdifferansen  $\Delta T$  inngår  $\Delta T_M$  (lineær) og  $\Delta T_E$  (ikkje-lineær) saman med ein liten andel av  $\Delta T_N$ .

Tverrsnittshøgda av bruoverbygninga er lik  $h = 3,2 \text{ m}$ . Tabell 5-11 og 5-12 viser ikkje-lineær temperaturdifferansar med påfølgjande spenning i høgda,  $h_i$ , for høvesvis oppvarming og avkjøling.

Tabell 5-11 Ikkje-lineær temperaturdifferanse, oppvarming

Oppvarming		
Høgde frå overkant og ned	Temperaturdifferanse, $\Delta T$	Spenning, $\sigma_T$
0	$\Delta T_1 = 13^\circ\text{C}$	4,68 MPa
$h_1 = 0,15 \text{ m}$	$\Delta T_2 = 3,0^\circ\text{C}$	1,08 MPa
$h_1 + h_2 = 0,40 \text{ m}$	0	0
$h - h_3 = 3,04 \text{ m}$	0	0
$h = 3,2 \text{ m}$	$\Delta T_3 = 2,5^\circ\text{C}$	0,9 MPa

Tabell 5-12 Ikkje-lineær temperaturdifferanse, avkjøling

Avkjøling		
Høgde frå toppen og ned	Temperaturdifferanse, $\Delta T$	Spenning, $\sigma_T$
0	$\Delta T_1 = -8,4^\circ\text{C}$	-3,024 MPa
$h_1 = 0,25 \text{ m}$	$\Delta T_2 = -0,5^\circ\text{C}$	-0,18 MPa
$h_1 + h_2 = 0,45 \text{ m}$	0	0
$h - h_4 - h_3 = 2,75 \text{ m}$	0	0
$h - h_4 = 2,95 \text{ m}$	$\Delta T_3 = -1,0^\circ\text{C}$	-0,36 MPa
$h = 3,2 \text{ m}$	$\Delta T_4 = -6,5^\circ\text{C}$	-2,34 MPa

Desse temperaturdifferansane vert vidare nytta i analysa i CSi-Bridge.

#### 5.5.4.2.2 Lineært varierende temperaturandel

Den lineære temperaturandelen vert gjeven av *EK1-1-5, Tabell NA.6.1*, med høvesvis  $\Delta T_{M,heat}$  for overside varmare enn underside og  $\Delta T_{M,cool}$  for underside varmare enn overside. Desse verdiane er basert på ein 50 mm belegningstjukkelse. Vert det nytta andre belegningstjukkelsar, skal verdiane multipliserast med faktoren  $k_{sur}$ . Statens vegvesen anbefalar ein belegningstjukkelse ikkje mindre 60 mm for vegbruer, det gjev ein  $k_{sur} = 0,94$  ved interpolering mellom to verdiar i *EK1-1-5, Tabell NA.6.2*.

Lineære temperaturandel ut frå *EK1-1-5, Tabell NA.6.1*:

$$\Delta T_{M,heat} = 10^\circ\text{C} * k_{sur} = 9,4^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5^\circ\text{C}$$



### 5.5.4.3 Samanfall av jamt fordelt temperaturandel og temperaturdifferanse

Dersom det er naudsynt å ta omsyn til at både vertikal lineær temperaturdifferanse og største temperaturintervall for jamt fordelt temperaturandel opptrer samstundes, bør det nyttast lastkombinasjonar ut frå *EK1-1-5, pkt.6.1.5*, her som likning (5.22) og (5.23):

$$\Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \omega_N * \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (5.22)$$

$$\omega_M * \Delta T_{M,heat} \text{ (eller } \Delta T_{M,cool}) + \Delta T_{N,exp} \text{ (eller } \Delta T_{N,con}) \quad (5.23)$$

der

$\omega_N$  og  $\omega_M$  parametre, og kan ut frå *EK1-1-5, pkt.NA.6.1.5*, setjast lik 0,35 og 0,75.

Ettersom det er dimensjonering av bruoverbygninga og ikkje fuger/lager som er aktuell i denne rapporten, vert det vurdert som ikkje naudsynt å ta omsyn til samanfall av vertikal lineær temperaturdifferanse og største temperaturintervall for jamt fordelt temperaturandel. Eg vurderar at ikkje-lineær temperaturdifferanse mellom overkant og underkant brukassetverrsnitt, vil gje mest ugunstig spenningsdifferanse.

### 5.5.5 Seismiske påverknader

Seismisk påverknad vert betrakta som ein unormal naturlast, og er karakterisert ut frå seismiske sonkart for akselerasjon i berggrunn, gjeven som spissverdien  $a_{g40Hz}$  ved frekvens  $n = 40$  Hz, med ein returperiode på 475 år. Referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon vert gjeven av likning (5.24),

$$a_{gR} = 0,8 * a_{g40Hz} \quad (5.24)$$

Seismiske sonkart vert gjeven av *EK8-1, Figur NA.3(901)*. Spissverdi og referansespissverdi for Sandnes kommune er lik:

$$a_{g40Hz} = 0,5 \frac{m}{s^2}$$

$$a_{gR} = 0,8 * 0,5 \frac{m}{s^2} = 0,40 \frac{m}{s^2}$$

Dimensjonerande grunnakselerasjon  $a_g$  er lik referansespissverdien  $a_{gR}$  ganger ein seismisk faktor  $\gamma_1$ . Den seismiske faktoren vert gjeven ut frå kva seismisk klasse konstruksjonen tilhøyrer. Brunnholen bru er ut frå *EK8-2, Tabell NA.2(901)*, i seismisk klasse IV på grunn av total brulengde er større enn 200 m og årstdøgntrafikk (ÅDT) er større enn 8000. *EK8-2, Tabell*

NA.2(903) gjev for seismisk klasse IV ein seismisk faktor  $\gamma_1 = 2,0$ . Den dimensjonerande grunnakselerasjonen vert då lik:

$$a_g = a_{gR} * \gamma_1 = 0,40 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 2,0 = 0,80 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad (5.25)$$

Bruer skal analyserast ut frå krav i *EK8-2, Tabell NA.2(904)*, basert på verdien av dimensjonerande grunnakselerasjon multipliserte med forsterkningsfaktor S som er avhengig av grunnforhalda på byggjeplass. Grunntypen for byggjeplass av Brunnholen bru vert gjeven av prosjekteringsgrunnlag frå SVV, og er satt til grunntype E ut frå skildringar av stratigrafisk profil i *EK8-1, Tabell NA.3.1*. Grunntype E har ut frå *EK8-1, Tabell NA.3.3*, forsterkningsfaktor  $S = 1,65$ . Det gjev følgjande:

$$a_g * S = 0,80 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 1,65 = 1,35 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} > 1,2 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad (5.26)$$

Noko som betyr at flerfrihetsgradsanalyse ut frå responspektrummetoden skal nyttast.

Nærmare analyse og vurdering av seimisk påverknad vert ikkje behandla i denne rapporten, men bør vurderast nærmare ved vidare arbeid.

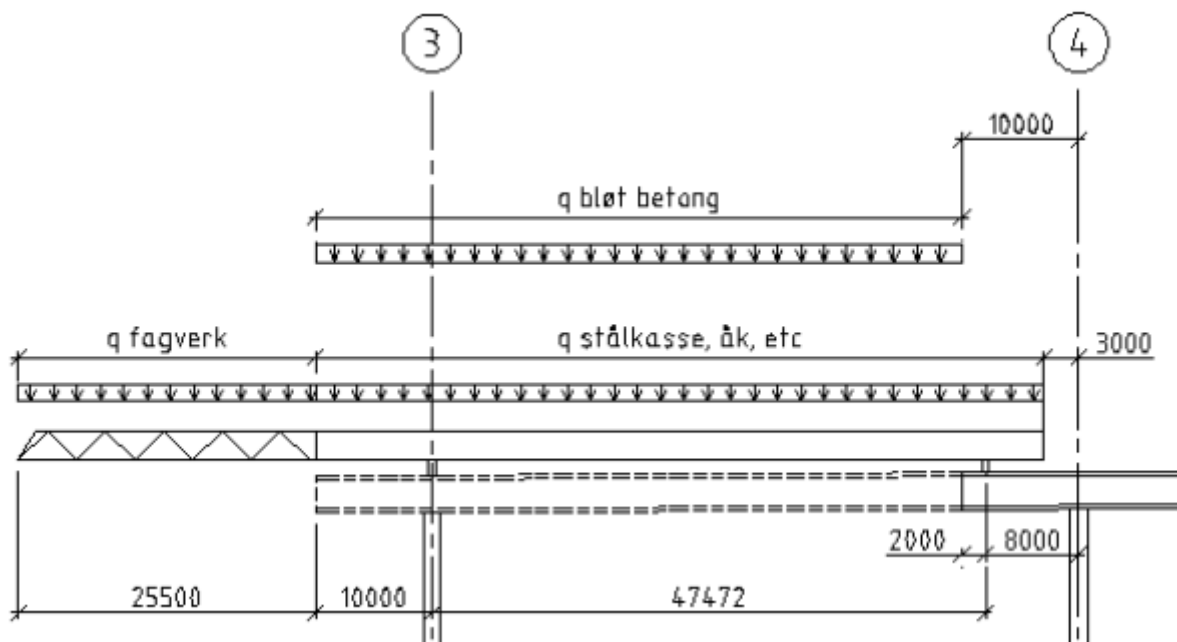
#### **5.5.6 Mellombelse laster**

Ut frå *Hb-N400, pkt.5.3.2*, så skal det takast omsyn til mellombelse lastar frå utstyr og transport som er naudsynt for bygginga.

For Brunnholen bru vil dette hovudsakleg vere lastar frå det forskyvelege forskalingsvogn systemet (MSS) og frå eventuelle tunge køyretøy, som til dømes betongbilar eller kranbilar.

Bruoverbygninga av Brunnholen bru vert bygd i 5 seksjonar, der kvar seksjon vert støypt i 2 etappar, altså støypting av u-tverrsnitt og støypting av topp-plate. Kvar etappe, bortsett frå den siste og avsluttande, vert bygd slik at brukassa kragar 10 meter ut frå akse i senter søyle. Dette for å unngå at forankring av spennarminga vert liggjande i snitt med store bøyemoment og fordi det er ynskjeleg med eit kortare støytespenn og likevel kunne nytte utkrageren som ein opplagerstøtte for bakdelen til MSS. Det er antatt at lasta frå bakdel MSS vert påført som ei punktlast på utkrageren med ein avstand lik 8 m frå aksa. Motsatt ende av forskalingsvogna vert plassert over neste søyle, og vil ikkje gje noko lastbidrag.

Det er antatt lik vognlast for alle seksjonar, basert på det statiske systemet med lengst spenn, som er mellom akse 3 og 4, som vist i figur 5-11.



Figur 5-11 Statisk system for vogn og bløt betong

Eigenvekt av høvesvis fagverk og stålkasse vert gjeven av prosjekteringsforutsetningar av SVV, og er satt lik  $q_{f.v} = 13,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  for fagverket og  $q_{s.k} = 60,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$  for stålkassa.

For bløt betong i byggjefasa gjev *EK1, Tabell A.1*, anbefalingar at tyngdetettleiken for herda betong vert auka med  $1,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ , altså til  $\rho_{b.c} = 26,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ .

For bløt betong er det rekna overføring til utkraga del av støypt overbygning frå kvar seksjon basert på det statiske systemet vist i figur 5-11. Det vert opplyst frå intern rettleiar hos SVV at 33 % av lasta frå støyping av toppлата for neste seksjon vert påført forskalingsvogna, og såleis må takast opp av utkraga del av forrige seksjon.

Det gjev at følgjande laster må takast omsyn til under byggjefasen:

Last frå forskalingsvogn på utkrager:  $F_{vogn} = 2217 \text{ kN}$

Last frå fersk betong på utkrager akse 5:  $F_{betong} = 2512,5 \text{ kN} + 680 \text{ kN} = 3192,5 \text{ kN}$ .

Lastverdiane er oppgjevne frå internt notat hos SVV, og er bestemt ut frå momentlikevekt om akse 3, og er vist i vedlegg 3.

## **5.6 Deformasjonslastar**

### **5.6.1 Generelt**

Deformasjonslastar er lastar som er knyttet til påførte deformasjonar eller konstruksjonsmaterialet sin eigenskap, slik som tap av spennkraft og setningar.

Setningar skal ved pelefundamentering vurderast i kvart enkelt tilfelle om setning og/eller skeivsetning av pelegruppa er aktuelt lasttilfelle. Det antas at alle peler går til berg. Setningar/skeivsetningar vert derfor neglisjert i denne rapporten.

### **5.6.2 Tap av spennkraft**

Spennkrafta langs ein kabel og spennkrafta over tid vil være mindre enn den krafta som ein ved oppspenning etablerte i den aktive forankringa. Dette tapet skuldast fleire effekter og kan delast inn i to grupper: Umiddelbare tap og tidsavhengige tap.

Endring av spennkraft både langs kabelen og over tid, må ein ta vare på under analyse av konstruksjonen.

Det vert i denne rapporten, i samråd med rettleiar frå UiS, antatt eit umiddlebart tap av spennkraft på 15 % og eit endeleg spennkraftstap i ferdigtilstand på 25 %. Det vil i det følgjande vert presentert teorien som er naudsynt for å kunne berekne tap av spennkraft.

### **5.6.3 Umiddelbare tap av spennkraft**

Umiddelbare tap oppstår som ein konsekvens av umiddelbar deformasjon i betongen, på grunn av friksjon mellom spennkabel og kabelrøyr eller låsetap ved forankring.

#### **5.6.3.1 Tap som skuldast umiddelbar deformasjon av betongen**

Når kablar vert spent opp, stukast betongen tilnærma proporsjonalt med spennkrafta (elastisk), og tidligare oppspente kablar vil dermed får eit spennkrafttap.

For ein kabelgruppe oppspent i snitt betyr dette følgjande for spennkrafttap på grunn av elastisk deformasjon:

- Dei kablane som blei oppspent fyrst vil få størst tap
- Dei kablane som blei oppspent nest sist vil få minst tap
- Dei kablane som blei oppspent sist vil ikkje få tap

Ut frå *EK2* skal spennkrafttap på grunn av elastisk deformasjon av betongen takast i betraktning. Reglar for umiddelbare spennkrafttap på grunn av elastisk deformasjon av betongen vert gitt av *EK2, pkt.5.10.5.1*.

Tapet  $\Delta P_{el}$  kan reknast som eit midlare tap i kvar spennkabel:

$$\Delta P_{el} = A_p * E_p * \sum \left[ \frac{j * \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (5.27)$$

der

$\Delta \sigma_c(t)$  er endring i betongspenning ved tyngdepunktet for spennkabelen,

$A_p$  er spennarmeringa sitt tverrsnittsareal,

$E_p$  er spennarmeringa sin dimensjonerande E-modul,

$E_{cm}(t)$  er betongen sin sekantmodul,

$j = \frac{n-1}{2n}$  der n er antall identiske spennkabler som vert spent opp etter kvarandre.

I praksis vert heile kabelgruppa betrakta samla, og då kan  $j$  setjast lik  $\frac{1}{2}$ . Endring i betongspenning og betongen sin sekantmodul er gitt som ein funksjon av tida, og tida setjast til tidspunktet ved ferdig oppspenning.  $\Delta \sigma_c$  setjast lik  $\sigma_c$ , som vert kalla betongspenning etter oppspenning [18].  $A_p$  og  $\sigma_c$  gjelde for heile kablegruppa, og likning (5.27) kan dermed forenklast til likning (5.28):

$$\Delta P_{el} = A_p * E_p * \frac{\sigma_c}{2E_{cm}} \quad (5.28)$$

Krefter i kabelgruppa ved oppspenning:

$$P_0^{\cdot} = P_0 - \Delta P_{el} \quad (5.29)$$

der

$P_0^{\cdot}$  er kraft i kabelgruppa etter tap,

$P_0$  er oppspenningskraft,

$\Delta P_{el}$  er spennkrafttap for kabelgruppa.

Betongspenninga ved tyngdepunktet for kabelgruppa:

$$\sigma_c = \frac{P_0^{\cdot}}{A_c} + \frac{P_0^{\cdot} * e}{I_c} * e \quad (5.30)$$

der

$A_c$  er betongtverrsnittet sitt areal,

$I_c$  er betongtverrsnittet sitt arealtrehetsmoment,

$e$  er kabelgruppa sin eksentrisitet i forhold til tverrsnittet sitt tyngdepunkt.

Dette er eit uttrykk for midlare elastisk deformasjon over heile kabelgruppa si lengde. For kabelgruppa sin eksentrisitet,  $e$ , vert det derfor valt ein midlare verdi for alle kablane over heile kabelgruppa si lengde.

Betongtøyninga ved tyngdepunktet for kabelgruppa etter oppspenning setjast lik midlare tøyningdifferanse for kabelgruppa etter oppspenning:

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} = \varepsilon_p \quad (5.31)$$

Likning (5.31) satt inn i likning (5.32), gjev midlare spenning i kabelgruppa etter oppspenning:

$$\sigma_p = \varepsilon_p * E_p = \frac{E_p}{E_{cm}} * \sigma_c \quad (5.32)$$

Det bør veljast  $E_{cm}$  for ein betongkvalitet,  $f_{ck}$ , tilsvarende aktuell betongfasthet på oppspenningstidspunktet.

Likning (5.30) satt inn i (5.28), gjev spennkrafttapet for kabelgruppa:

$$\Delta P_{el} = \frac{E_p}{2E_{cm}} \sigma_c A_p = \frac{E_p}{2E_{cm}} A_p \frac{P_0}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c e^2}{I_c} \right) \quad (5.33)$$

Ved å setje likning (5.33) inn i likning (5.29), kan krefter i kabelgruppa ved oppspenning uttrykkast som:

$$P_0' = P_0 - \frac{E_p}{2E_{cm}} A_p \frac{P_0}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c e^2}{I_c} \right) \quad (5.34)$$

Ein kan snu om på likning (5.34) og det gjev følgjande uttrykk for spennkraft etter tap på grunn av elastisk deformasjon:

$$P_0' = \frac{P_0}{1 + \frac{E_p}{2E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c e^2}{I_c} \right)} \quad (5.35)$$

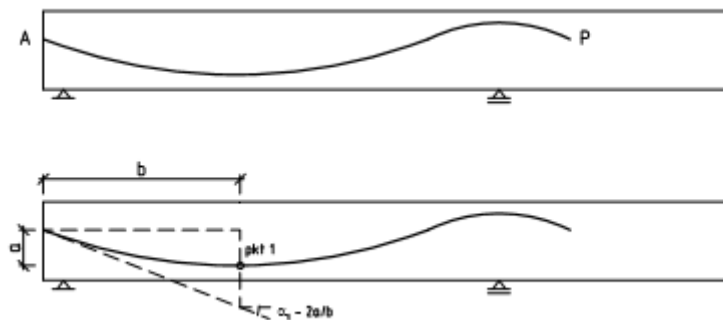
Spennkrafttapet blir lik,  $\Delta P_{el} = P_0 - P_0'$ .

### 5.6.3.2 Tap på grunn av friksjon

Ved etteroppspanning av spennkabler gjennom utsparingsrør i betongkonstruksjonen vil det oppstå friksjonskrefter som motverkar gliding mellom kabel og rør. Konsekvensen er at det oppstår eit friksjonstap i spennkrafta. Det betyr at i ein avstand  $x$  frå oppspenningssnittet vil krafta  $P_x$  vere mindre enn krafta  $P_{max}$  i den aktive enden under oppspanning. Det kan skiljast mellom to typar friksjonstap:

- Tap på grunn av tilsikta krumning, kalt *kurvatur-effekten*
- Tap på grunn av utilsikta krumning, kalt *lengdeeffekten*

Vinkelendringar er illustrert i figur 5-12.



Figur 5-12 Kabelføring og vinkelendringar i kontinuerleg bjelke med parabelforma kabelføring, [11]

Variasjon i spennkrafta langs ein kabel kan bereknast frå likning (5.36):

$$P_x = P_0 * e^{-\mu(\theta+kx)} \quad (5.36)$$

der

$\theta$  er summen av tilsikta vinkelendringane over ein avstand  $x$

$\mu$  er friksjonskoeffisient mellom spennkabelen og kabelrøret

$k$  er ein utilsikta vinkelendring per lengdeeinheit

$x$  er avstand frå aktiv forankring til betrakta snitt målt langs kabelrøret

$P_0$  er effektiv spennkraft ved aktiv forankring, men ikkje større enn likning (5.37),

$$P_{max} = A_p * \sigma_{p,max} \quad (5.37)$$

Tap på grunn av friksjon  $\Delta P_\mu(x)$  i etteroppspente kablar vert følgjande:

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} - P_x = P_{max} * (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}) \quad (5.38)$$

For aktuelt spennsystem, BBR VT CONA CMI BT, er  $\mu = 0,18 \text{ rad}^{-1}$  og  $k = 0,005 \frac{\text{rad}}{\text{m}}$ , ut frå *ETA-09/0286*.

Friksjonstapet vil vere null ved aktiv forankring, aukande langs kabelen og størst ved passiv forankring. Friksjonen kan gje eit betydeleg tap i spennkraft, for lange kablar med parbabelforma geometri gjerne 15 % fram til passiv forankring.

Friksjonstapa vil ikkje ha innverknad på konstruksjonen sin sikkerhet i bruddgrensetilstand, men vil ofte vere ein dominerande faktor i berekning av totalt tap, og det er derfor viktig å begrense friksjonstapet. Følgjande tiltak kan redusere eller kompensere for eit friksjonstap [11]:

- Mellombels overspenning med umiddelbar nedslakking til korrekt  $P_{max}$ , men ikkje større overspenning enn  $\sigma_{p,max} = (0,95 * f_{p0,1k})$  ut frå *EK2, pkt.5.10.2.1(2)*
- Oppspenning i begge endar av kabel
- Auke mengde spennarmering

### 5.6.3.3 Tap ved forankringar

Tap ved forankring også kalt låsetap, er når krafta frå ein oppspent kabel skal overførast frå oppspenningsjekkjen til sjølve forankringa. Tapet oppstår ved at kileforankringa og kabelen trekkjer seg nokre millimeter tilbake inn i kabelrøyret. Denne tilbaketrekkinga,  $\Delta L_{lås}$ , vert som regel oppgjeven i spennsystemet sitt *ETA*, og er for aktuelt spennsystem lik 6 mm for faste og oppspente koblingar og lik 12 mm for beveglige koblingar.

Prosentvis låsetap kan reknast ut frå likning (5.39):

$$\text{Låsetap} = \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} * 100\% \quad (5.39)$$

der

$\Delta \varepsilon_{lås}$  er ein relativ tøyingsreduksjon av ein spennarmering med lengde  $L$ ,

$$\Delta \varepsilon_{lås} = \frac{\Delta L_{lås}}{L} \quad (5.40)$$

$\varepsilon_{p,jekk}$  er oppspenningstøyning av spennarmeringa,



$$\varepsilon_{p,jekk} = \frac{P_{jekk}}{E_p * A_p} \quad (5.41)$$

kor  $P_{jekk}$  er avlest spennkraft,  $E_p$  er spennarmeringa sin E-modul og  $A_p$  er spennarvinga sitt tverrsnittsareal.

Reduksjon i spennkraft på grunn av låsing,  $\Delta P_{lås}$ , vert då:

$$\Delta P_{lås} = \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jekk}} * P_{jekk} \quad (5.42)$$

Redusert spennkraft på grunn av låsetap blir gjerne meir ugunstig for korte kablar enn for lange, og effekten påverkar ein lengre del av ein rett kabel enn ein krum. Det vil også ha betydning om den delen av kabelen som vert påverka av låsetapet ligg delar av konstruksjonen med i høg påkjenning.

#### **5.6.4 Tidsavhengige tap av spennkraft**

Tidsavhenige tap oppstår over tid og er ein konsekvens av tøyingsreduksjon forårsaka av deformasjon i betongen på grunn av kryp og svinn under permanente laster eller spenningsreduksjon i spennstålet på grunn av relaksasjon ved strekk.

##### **5.6.4.1 Kryp**

Oppspente konstruksjonsdelar står under betydeleg aksialtrykk, og betongen sitt kryp vil gje ein negativ tøyning (stukning) over tid. Også spennkabelen blir med på denne tøyninga, og krafta i kabelen vil dermed avta.

Krypdeformasjon er avhengig av spenningsnivået i betongen og kor lenge betongen er påført denne spenninga. Ein kan rekne at krypdeformasjonen er proporsjonal med betongspenninga, og kan etter *EK2, pkt.3.1.4(3)* uttrykkjast som:

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) * \left( \frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (5.43)$$

kor

$E_c$  er betongens tangent E-modul, og kan etter *EK2, pkt.3.1.4(2,)* setjas lik  $1,05 * E_{cm}$ .

Er spenningsnivå derimot konstant, kan den totale krypdeformasjonen uttrykkest som:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} + \frac{\sigma_c}{E_c(t_0)} * \varphi(t, t_0) \quad (5.44)$$

kor

$E_c(t)$  er E-modulen ved belastningstidspunktet  $t_0$ , og kan setjast lik  $1,05 * E_{cm}(t)$ .

$E_{cm}(t)$  er E-modulen for betong med alder  $t < 28$  døgn, og kan etter *EK2, pkt.3.1.3(3)*, bestemast ut frå uttrykkjet:

$$E_{cm}(t) = \left( \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} * E_{cm} \quad (5.45)$$

der  $f_{cm}(t)$  er trykkfastheten ved ein alder av  $t$  døgn, og  $E_{cm}$  og  $f_{cm}$  er verdier bestemt ved ein alder av 28 døgn.

Trykkfastheten  $f_{cm}(t)$  for betong B45 ved oppspenning skal vere minst  $0,7 * f_{ck} = 31,5 \text{ MPa}$  [11]. Ved 7 døgn er lik  $f_{cm}(7) = 33,26 \text{ MPa}$ , noko som tilseier at oppspenning av betongen tidligast kan skje etter 7 døgn.

Kryptalet  $\varphi(t, t_0)$  har samanheng med betongens tangent E-modul,  $E_c$ . Utviklinga av kryptal ved ein vilkårleg alder  $\varphi(\infty, t_0)$  vert berekna ut frå *EK2, Tillegg B*.

Kryptalet  $\varphi(t, t_0)$  skal då bereknast ut frå likning (5.46):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(t, t_0) \quad (5.46)$$

kor  $\varphi_0$  er det normerte kryptalet og kan bereknast ut frå:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) \quad (5.47)$$

Der  $\varphi_{RH}$ ,  $\beta(f_{cm})$  og  $\beta(t_0)$  er faktorarar som tar omsyn til verkanden av relativ fuktighet, sementtype, betongfasthet og betongens alder ved pålastning. Faktorane tar også omsyn til effektiv tverrsnittstjukkelse av aktuell konstruksjonsdel og kor stor del av konstruksjonsdelen sin omkrets som er utsatt for uttørking i kontakt med atmosfæren. For kassebruer der miljøet innvendig i kassetverrsnittet er markant forskjellig frå utvendig miljø, er det tilstrekkeleg å ta med omkretsen av utside kassetverrsnittet samt halve omkretsen av innvendig kassetverrsnitt [9].

Som tidligare nevnt står  $t$  for betongen sin alder ved eit betrakta tidspunkt. Brunnholen vert oppført i fem byggjesteg, og det vil vere naudsynt å berekne kryptall for kvar byggjefase, i tillegg til når brua vert åpna for trafikk (ferdigtilstand) og etter 100 år.

#### 5.6.4.2 Svinn

Uttørking av betongen leiar til svinntøyning,  $\varepsilon_{cs}$ . I motsetnad til kryp er svinn uavhengig av lastnivå. Den frie svinntøyninga (for uarmert betong) vert bestemt ut i frå *EK2, pkt.3.1.4(6)*, og er samansett av bidrag frå svinntøyning ved uttørking og den autogene svinntøyninga.

Den autogene svinntøyninga,  $\varepsilon_{ca}$ , er ein lineær funksjon av betongfastheten, og kan verte bestemt ut i frå:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (5.48)$$

der

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} \quad (5.49)$$

og

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{(-0,2*t^{0,5})} \quad (5.50)$$

der  $t$  er angitt i døgn.

Svinntøyning ved uttørking,  $\varepsilon_{cd}$ , utviklar seg seint ettersom det er ein funksjon av fukttransport gjennom den herda betongen, og kan verte bestemt ut frå:

$$\varepsilon_{cd} = k_h * \varepsilon_{cd,0} \quad (5.51)$$

der

$k_h$  er ein koeffisient som avheng av den effektive tverrsnittstjukkelsen  $h_0$

$\varepsilon_{cd,0}$  er nominell verdi for svinntøyning ved uttørking, og kan verte bestemt ut frå *EK2, pkt.B.2*, her som likning (5.52),

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * \left[ (220 + 110 * \alpha_{ds1}) * e^{(-\alpha_{ds2} * \frac{f_{cm}}{f_{cmo}})} \right] * 10^{-6} * \beta_{RH} \quad (5.52)$$

der

$\alpha_{ds1}$  og  $\alpha_{ds2}$  er koeffisienter avhengig av typen sement

$\beta_{RH}$  er ein parameter avhengig av den relative luftfuktigheita i omgjevnaden.

Verknaden av svinn på armert betong kan vert berekna etter eit prinsipp der ein påfører ein fiktiv kraft,  $N_s$ , på armeringa, slik at armeringa oppnår lik tøyning som svinntøyninga. Den resulterande svinntøyninga ved armeringa,  $\Delta\varepsilon_{p,svinn}$ , vert som ein konservativ forenkling og til sikker side, valt å setje lik den frie svinntøyninga  $\varepsilon_{cs}$ .

Spenningsendringa i spennarmering på grunn av svinn:

$$\Delta\sigma_{p,svinn} = \Delta\varepsilon_{p,svinn} * E_p \quad (5.53)$$

Prosentvis reduksjon av kraft i spennarmering på grunn av svinn:

$$\frac{\Delta\sigma_{p,svinn}}{\sigma_{p,max}} * 100\% \quad (5.54)$$

### 5.6.4.3 Relaksasjon

Relaksasjon er ein reduksjon av spenningsnivået over tid i ein strekkbelasta kabel, og kan sjåast på som ein form for «kryp» i stålet.

Ved dimensjonering vert det berekna relaksasjonstap i spennstål basert på  $\rho_{1000}$ , som er relaksasjonstapet (i prosent) 1000 timer etter oppspenning med middeltemperatur på 20°C. Verdien av  $\rho_{1000}$  vert uttrykt som ein prosentandel av den initielle spenninga og vert bestemt for ein initiell spenning tilsvarende  $0,7 * f_{pk}$ .

Ut frå *EK2*, pkt.3.3.2(7), skal relaksasjonstapet fastsettast etter kva relaksasjonsklasse stålet tilhøyrer. Aktuelle spennstål for Brunnholen bru tilhøyrer; Klasse 2 - lav-relaksasjon. Relaksasjonstapet for spennstål i klasse 2 kan bereknast ut frå *EK2*, likn.(3.29), her som likn.(5.55):

$$\Delta\sigma_{pr} = \left[ 0,66 * \rho_{1000} * e^{9,1*\mu} * \left( \frac{t}{1000} \right)^{0,75*(1-\mu)} * 10^{-5} \right] * \sigma_{pi} \quad (5.55)$$

der

$\Delta\sigma_{pr}$  er absolutt verdi av relaksasjonstapet i forspenninga,

$\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}$  er den absolutte verdien av den initielle forspenninga ved etteroppspenning,

$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$  er forhold mellom initiell forspenning og karakteristisk strekkfasthet

$t$  er tiden etter oppspenning (i timer)

$\rho_{1000}$  er verdi for relaksasjonstap 1000 timer etter oppspenning og kan ut frå *EK2*, *pkt.3.3.2(6)* setjast lik 2,5 % for klasse 2.

Endeleg verdi av relaksasjonstapet vert som regel berekna for  $t = 500\,000$  timar (ca 57 år).

Ut frå tabell 4-3 er karakteristisk strekkfasthet lik  $f_{pk} = 1860$  MPa, karakteristisk verdi av 0,1 % strekkrensa er lik  $f_{p0,1k} = 1640$  MPa, for aktuelt spennstål. Det gjev følgjande absolutt verdi av initiell forspenning og forhold mellom initiell forspenning og karakteristisk strekkfasthet,

$$\sigma_{pm0} = \min[0,75 * f_{pk} ; 0,85 * f_{p0,1k}] = 1394 \text{ MPa} \quad (5.56)$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1394 \text{ MPa}}{1860 \text{ MPa}} = 0,749 \quad (5.57)$$

Innsatt i likning (5.55), gjev det eit endeleg relaksjonstap:  $\Delta\sigma_{pr} = 67,6$  MPa

Relaksasjonen i stålet vil verte påverka av deformasjon i betongen på grunn av kryp og svinn. Denne interaksjonen kan ut frå *EK2*, *pkt.5.10.6(1) MERKNAD*, takast omsyn til ved ein reduksjonsfaktor lik 0,8. Vanleg krafttap på grunn av relaksasjon kan vert berekna ut frå likning (5.58):

$$\frac{0,8 * \Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p,max}} * 100\% = \frac{0,8 * 67,6 \text{ MPa}}{0,9 * 1640 \text{ MPa}} * 100\% = 3,66 \% \quad (5.58)$$

## 5.7 Ulykkespåverknader

### 5.7.1 Generelt

Ulykkeslastar er lastar som konstruksjonen kan bli utsatt for som resultat av uriktig operasjon, ulykkestilfelle eller unormale hendingar som til dømes:

- påkøyringslastar frå køyretøy, skip eller jernbanetraffikk
- brann med mogleg påfølgjande eksplosjon
- eksplosjon med mogleg påfølgjande brann
- lastar forårsaka av skred og flaum

Forekomst og konsekvens av ulykkeslastar relaterast som regel til eit bestemt risikonivå. I den grad ulykkeslastar kan verte bestemt ved hjelp av sannsynlegheitsberekning, bør sannsynlegheita for hendingar som ein ser vekk frå i analysa, ikkje overstige  $10^{-4}$  per år.

Lastar forårsaka av skred og flaum vert vurdert som neglisjerbart for Brunnholen bru då lokasjonen av brua liggjer i eit flatt landskap og ingen elvar eller innsjøar er i nærleiken.

Brann med mogleg påfølgjande eksplosjon er aktuell for bruer med eksponerte kablar eller bruer som er lokalisert slik at brann frå nærliggjande busetnad, parkering eller liknande kan ha ein betyding for konstruksjonen sin sikkerheit. Det er ikkje hus eller parkeringsplassar i umiddelbar nærleik. Eg antar derfor at denne ulykkeslasta ikkje er aktuell for Brunnholen bru.

Påkøyringslastar frå køyretøy og skip er heller ikkje aktuell då det ikkje er mogleg for desse å ferdast under brua. Påkøyringsrisikoen frå jernbanetraffikk er antatt til å vere mindre enn  $10^{-4}$  per år, og er dermed ikkje aktuell. [2]

Ulykkeslastar som kan vere aktuelle er kollisjon mellom køyretøy på brubana med påfølgjande eksplosjon/brann eller last frå fallande gjenstander i forbindelse med byggjearbeidet. Desse bør vurderast nærmare ved vidare arbeid, men blir ikkje vurdert i denne rapporten.

Ulykkeslastar vert dermed ikkje vurdert nærmare i denne rapporten.

## **5.8 Lastkombinasjonar**

### **5.8.1 Generelt**

Grunnlaget for kombinasjon av lastar vert gjeven av *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016*, *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, heretter referert til som *EKO*.

Ved dimensjonering av konstruksjonar skal det påvisast at konstruksjonen sin lastverknad ikkje overskrider konstruksjonen sin motstand ved nokon dimensjonerande situasjon. Ein dimensjonerande situasjon definerar fysiske forhold som er til stade i det tidsintervall der det skal påvisast at grensetilstandane sine kriterier ikkje vert overskride. Eit lasttilfelle består av samtidige opptredande lastar og lastplassering, forskyvningar og geometriske avvik i konstruksjonen, og som skal sjåast på ved kontrollen i grensetilstandane [1].

For å sikre at relevante grensetilstandar (bruks- og bruddgrense) ikkje vert overskride av dimensjonerande lastar eller lastverknadar, nyttar *EKO* partialfaktormetoden. Denne metoden

tar omsyn til moglegheita for ugunstige lastavvik, unøyaktige lastmodellar og usikkerheita ved berekning av lastverknadane.

Den dimensjonerande verdien  $F_d$  for ein last  $F$  kan ut frå *EKO*, pkt.6.3.1, uttrykkjast generelt som:

$$F_d = \gamma_f * F_{rep} = \gamma_f * (\psi * F_k) \quad (5.59)$$

der

$F_k$  er lasta sin karakteristiske verdi;

$F_{rep}$  er lasta sin relevante representative verdi;

$\gamma_f$  er partialfaktor for lasta;

$\psi$  er ein kombinasjonsfaktor som tar omsyn til samanfall av opptredande lastar;

Påverknader for dei kritiske lasttilfella som vert forventa å opptre samstundes i aktuelle grensetilstandar skal kombinerast. Påverknadar som ikkje kan opptre samstundes, til dømes på grunn av fysiske forhold, vert ikkje tatt med i same kombinasjon.

### 5.8.2 *Bruddgrensetilstandar (ULS)*

Bruddgrensetilstand vert nytta for å påvise samanbrot eller mogleg konstruksjonsvikt for ein konstruksjon, og kan definerast som ein grensetilstand som er av betydning for:

- mennesker sin sikkerheit og/eller;
- konstruksjonen sin sikkerheit;

Dimensjonerande situasjonar i bruddgrense vert katagorisert ut frå kva type last som er tilstade og deira variasjon over tid. Aktuelle situasjonar er: ulykkessituasjonar, seismiske situasjonar og vedvarande/forbigåande situasjonar.

Ulykkessituasjonar og seismiske situasjonar kan plasserast under ulykkesgrensetilstand, som er eit spesialtilfelle av bruddgrensetilstand. Der blir lastsituasjonar som har ein sær s liten sannsyn for å opptre tatt vare på. Ulykkesgrensetilstand vert ikkje betrakta nærmare i rapporten, men bør vurderast nærmare ved vidare arbeid

For vedvarande og forbigåande situasjonar skal kombinasjon av lastverknaden som vert vurdert, vere basert på dimensjonerande verdiar for dei permanente lastar saman med verdien

for den *dominerande* variable lasta og dei dimensjonerande kombinasjonsverdiar for dei øvrige lastar.

Ved dimensjonering i bruddgrense skal det påvisast tre basissituasjonar der det er aktuelt:

- EQU (A) – Tap av likevekt for konstruksjonen;
- STR/GEO (B) – Brudd i konstruksjonen eller konstruksjonselementer;
- STR/GEO (C) – Brudd i grunnen

I denne rapporten er det berre lastkombinasjonar i STR (B) som er aktuell ved kapasitetskontroller av overbygninga.

Dimensjonerande lastkombinasjon i STR skal ut frå *EKO, pkt.6.4.3.2(3)*, vere den minst gunstige av følgjande to uttrykk:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.60)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.61)$$

der

" + " betyr «kombinerast med»;

$\Sigma$  betyr «kombinert verknad av»;

$\xi$  er ein reduksjonsfaktor for ugunstige permanente lastar  $G$ .

Dimensjonerande lastfaktorar for nyttelastar på vegbruer, vert gjeven av *EKO, Tabell NA.A2.4(B) og Tabell NA.A2.1*.

Lastfaktor for eigenvekt i bruddgrense avheng av om lastverknaden er ugunstig eller gunstig. For betongbruer verkar eigenvekta og super-eigenvekt som regel ugunstig.

Lastfaktor for effekter av spennarmering i bruddgrense er 1,1 visst ugunstig og 0,9 visst gunstig. Ved kontroll av trykkbrudd eller spenningsbegrensing i betongen vil lastfaktoren 1,1 vere aktuell.



Tidsavhengige effekter som kryp, svinn og spennkraft skal inkluderast i lastkombinasjonane, som separate lastar. Som regel vert det nytta lastfaktor lik 0,0 umiddelbart etter åpning og lastfaktor lik 1,0 for 100 års brukstid [18].

I denne rapporten vil dominerande variable lastar i vertikal retning vere trafikk, temperatur og vind, medan for horisontale lastverknader i brua si tverretning vil det vere vind som er den dominerande variable lasta.

Det vert nytta følgjande forkortingar for karakteristiske lastar:

- G: eigenvekt;
- PT: forspenning;
- CSR: kryp/svinn/relaksasjon;
- TR: trafikklast;
- TE: temperaturlast;
- V+TR: vindlast på bru med trafikk;
- V: vindlast på bru utan trafikk.

Aktuelle lastkombinasjonar i bruddgrense for Brunnholen bru i denne rapporten er gjeven i tabell 5-13.

Tabell 5-13 Aktuelle lastkombinasjonar i bruddgrense (ULS)

ULS-STR								
Lastkombinasjon		G	PT	CSR	TR	TE	V+TR	V
<b>1</b>	(6.10a) – m/TR	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	0,945	0,84	1,12	-
<b>2</b>	(6.10a) – u/TR	1,35	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	-	1,12
<b>3</b>	(6.10b) – TR dom.	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	1,35	0,84	1,12	-
<b>4</b>	(6.10b) – TE dom.	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,945	1,20	1,12	-
<b>5</b>	(6.10b) – V+TR dom.	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	0,945	0,84	1,60	-
<b>6</b>	(6.10b) – V dom.	1,20	0,9/1,1	0,0/1,0	-	0,84	-	1,60

### 5.8.3 Bruksgrensetilstandar (SLS)

Bruksgrensetilstanden vert nytta for å ta vare på konstruksjonen sin funksjonalitet, og kan definerast som ein grensetilstand som er av betydning for:

- konstruksjonen eller ein konstruksjonsdel sin funksjonsdyktigheit ved normal bruk;
- mennesker sin komfort;

- konstruksjonen sin utsjånad.

Ut frå *EKO, pkt.6.5.1*, skal det i bruksgrensetilstandar påvisast at den dimensjonerande verdien for lastverkandane for det aktuelle brukbarheitskriteriet er mindre eller lik den dimensjonerande grenseverdien for det aktuelle brukbarheitskriteriet. Med brukbarheitskriterier meiner *EKO* deformasjonar (nedbøying t.d), rissvidde, spennings- og tøyningbegrensningar.

Lastkombinasjonar som skal påvisast i bruksgrensetilstanden vert inndelt i fire kategoriar basert på lastar sin variasjon over tid. Desse kategoriane er; karakteristisk, sjeldan forekommande, ofte forekommande og tilnærma permanent.

Den karakteristiske lastkombinasjonen vert vanlegvis nytta for irreversible grensetilstandar, til dømes ved kontroll av spenningar, og kan uttrykkjast som:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (5.62)$$

Den sjeldan forekommande lastkombinasjonen vert ansett som ikkje forekommande, og sjåast dermed vekk frå i denne rapporten.

Den ofte forekommande lastkombinasjonen og den permanente lastkombinasjonen vert vanlegvis nytta for reversible grensetilstander, for langtidsverknader og for konstruksjonen sin utsjånad, som til dømes ved kontroll av rissvidder og trykkavlastning. Desse kan høvesvis uttrykkjast som følgjande:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.63)$$

og

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (5.64)$$

Dimensjonerande verdiar for lastar for bruk i lastkombinasjonar i bruksgrensetilstand vert gjeven av *EKO, Tabell NA.A2.4.1*.

Aktuelle lastkombinasjonar i bruksgrense for Brunnholen bru i denne rapporten er gjeven i tabell 5-14.

Tabell 5-14 Aktuelle lastkombinasjonar i bruksgrense (SLS)

<b>SLS-KARAKTERISTISK</b>								
<b>Lastkombinasjon</b>		<b>G</b>	<b>PT</b>	<b>CSR</b>	<b>TR</b>	<b>TE</b>	<b>V+TR</b>	<b>V</b>
<b>1</b>	(6.14b) – TR dom	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	0,7	-
<b>2</b>	(6.14b) – TE dom	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	0,7	-
<b>3</b>	(6.14b) – V dom.	1,0	1,0	1,0	-	0,7	-	1,0
<b>SLS-OFTE FOREKOMMANDE</b>								
<b>Lastkombinasjon</b>		<b>G</b>	<b>PT</b>	<b>CSR</b>	<b>TR</b>	<b>TE</b>	<b>V+TR</b>	<b>V</b>
<b>1</b>	(6.15b) – TR dom	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-	-
<b>2</b>	(6.15b) – TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,7	-	-
<b>SLS-PERMANENT</b>								
<b>Lastkombinasjon</b>		<b>G</b>	<b>PT</b>	<b>CSR</b>	<b>TR</b>	<b>TE</b>	<b>V+TR</b>	<b>V</b>
<b>1</b>	(6.16b) – TR dom	1,0	1,0	1,0	0,5	-	-	-
<b>2</b>	(6.16b) – TE dom	1,0	1,0	1,0	0,2	0,5	-	-



## 6 Analyse

### 6.1 Generelt

Analyse av eit konstruksjonsystem er ein metode for å kunne føresjå konstruksjonen sin respons og oppførsel. Føremålet med analysa er å bestemme indre krefter, spenningar og deformasjonar av ein konstruksjon under forskjellige lastpåverknader.

### 6.2 CSiBridge

#### 6.2.1 Generelt

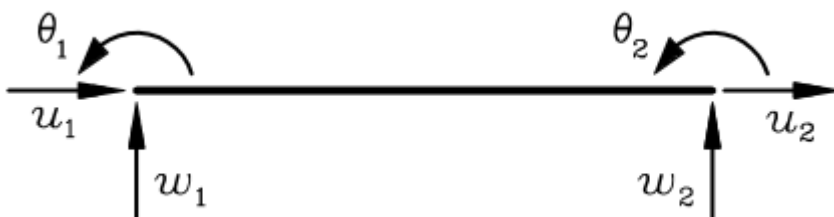
CSiBridge er eit konstruksjonsanalyseprogram utvikla av *Computers and Structures, Inc. (CSI)* frå USA, og er spesielt utvikla for modellering, analyse og dimensjonering av brukonstruksjoner.

Eit utval av funksjonar som CSiBridge tilbyr, er følgjande:

- Statisk og dynamisk analyse
- Lineær og ikkje-lineær analyse
- Trafikklast analyse
- Spennkabel analyse
- Spennkrafttap analyse

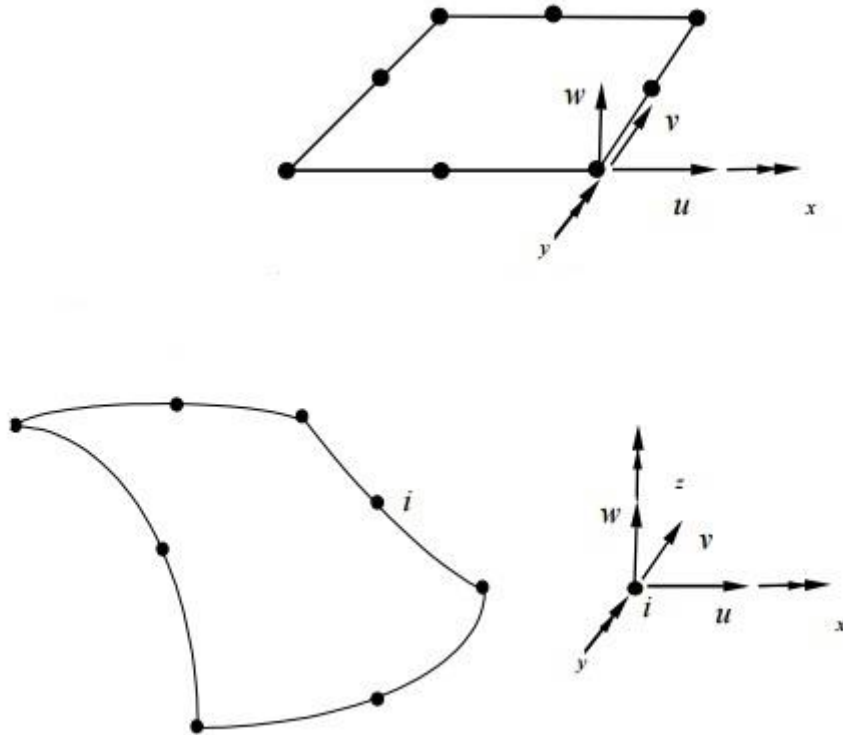
I CSiBridge kan konstruksjonen verte analysert, anten ved bruk av rammeanalyse eller 3D FEM-analyse.

I ein rammeanalyse vert det normalt nytta bjelkeelementer med to noder og seks frihetsgrader, som vist i figur 6-1. Det er vanleg å dele inn kvart spenn i overbygninga i minimum 10 element. [18]



Figur 6-1 Bjelkeelement med to noder og seks frihetsgrader

I ein FEM-analyse vert det nytta skall-element, som er eit tredimensjonalt element, som tåler platebøyning, skjær og membranbelastning. Eit skall-element kan anten ha firkanta eller trekanta form. Figur 6-2 visar eit Q4 eller Q8 skall-element med firkanta form og 8 noder.



Figur 6-2 Q4 eller Q8 skall element

Det vert valt å nytte rammeanalyse i denne rapporten, ettersom det har eit mindre brukarsnitt enn det FEM-analyse har.

### 6.2.2 Topologi og grenseføresetnader

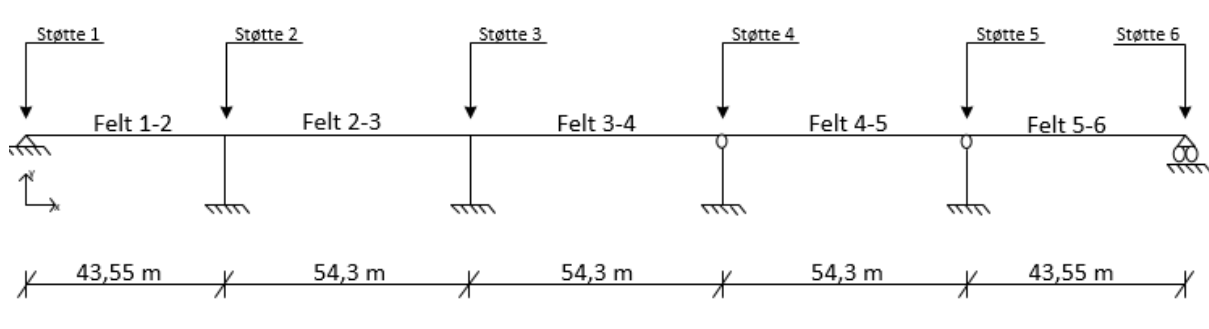
Bruer med ein horisontalkurvatur kan dimensjonerast og analyserast som ei rett bru, om det største spennet har ein horisontalvinkel mindre eller lik 12 grader ( $\frac{L}{R} \leq 0.2$ ) [9]. For Brunnholen bru er største spennvidde  $L = 54.3 \text{ m}$  og horisontalkurvatur  $R = 297,5 \text{ m}$ . Det gjev  $\frac{54,3 \text{ m}}{297,5 \text{ m}} = 0.182 \leq 0.2$ , som betyr at den kan analyserast som ei rett bru.

Det vert valt å nytte midlare bru- og spennlengde av kasse sør og kasse nord til saman. Vidare vert det valt å idealisere spennlengdene for å enklare kunne analysere brua og berekne naudsynt spennkraft. Tabell 6-1 listar opp dette.

Tabell 6-1 Idealisert spennlengde

Felt	Kasse Sør [m]	Kasse Nord [m]	Midlere [m]	Idealisert [m]
1-2	44.171	42.28	43.2105	43.55
2-3	55.471	53.096	54.2835	54.3
3-4	55.472	53.095	54.2835	54.3
4-5	54.057	53.966	54.0115	54.3
5-6	45.585	41.409	43.497	43.55
Totalt	254.756	243.846	249.301	250

Det er viktig å definere eit statisk system som er representativt for brua. Det statiske systemet for referanse brua med idealiserte lengder er vist i figur 6-3.



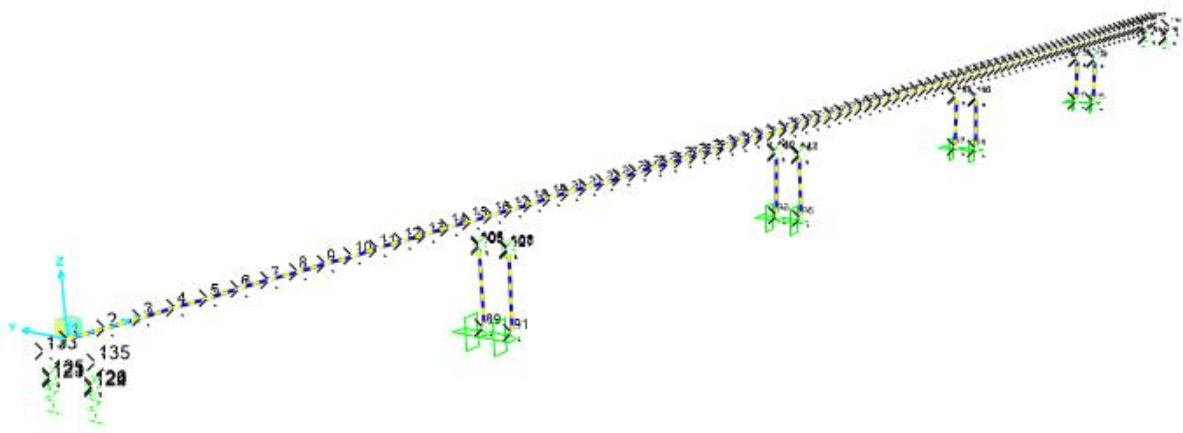
Figur 6-3 Statikkmodell Brunnholen bru

Brua er fastholdt i lengderetningen ved landkar i akse 1, bevegeleg i lengderetninga ved landkar akse 6 og er opplagt på fastlager ved akse 4 og 5. Vidare er brua støypt monolittisk med søyler i akse 2 og 3, det vil sei at overbygninga og søylene er støypt saman. I figur 6-3 er akse 1 til 6 vist som støtte 1 til 6.

Det er 4 sirkulære søyler i akse 2-5, kvar søyle med ytre diameter,  $d = 1,5m$ . Søylerne er plassert parvis symmetrisk om botn brutverrsnitt og plant med ytterkant steg. Søyler og landkar er fundamentert på borade stålrørspeler til berg.

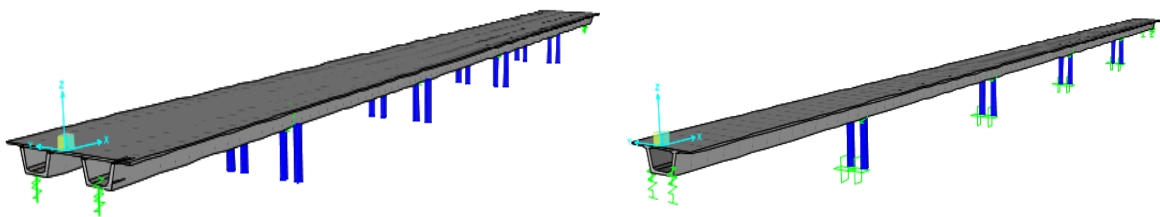
Det vert definert eit globalt aksesystem og eit lokalt aksesystem for overbygninga. I CSiBridge er det globale aksesystemet definert frå sentrelinje bru med positiv z-retning oppover, positiv x-retning langs brua si lengderetning og positiv y-retning som tverretning av overbygninga. Det lokale aksesystemet er vist i figur 6-6.

Det er definert noder i kvart knutepunkt og ved kvar opplager, dessutan for kvar tredje meter i kvart spenn som vist i figur 6-3.



Figur 6-4 Globalt aksesystem CSiBridge

Det vert modellert to brumodellar i CSi Bridge, ettersom det er definert to tilfeller for inndeling av lastfelt for trafikk ut frå delkapittel 5.4. Det vert modellert ein brumodell med to brukassar og felles topplate, og ein brumodell med berre ei brukasse, sjå figur 6-5.

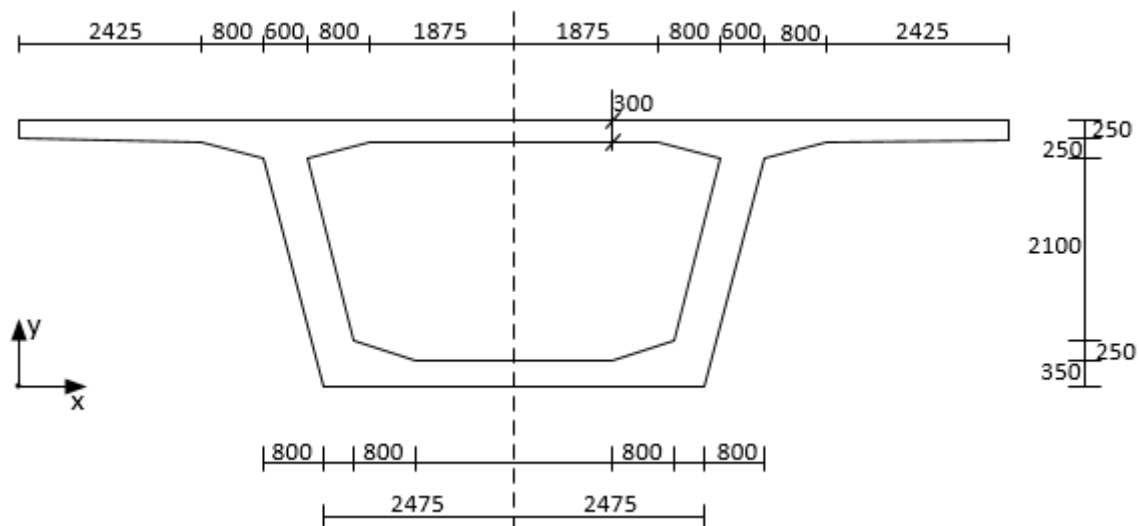


Figur 6-5 Brumodell 1 (venstre) og Brumodell 2 (høgre)

For å kunne samanlikne resultatet frå begge brumodellane på best mogleg måte, vert det valt å gjere nokon forenklingar og idealiseringar av tverrsnittet til brukassa, samanlikna med det opprinnelege kassetverrsnittet frå SVV. Breidda av ei brukasse vert satt til 13 m og utstikkarflensane frå topplata vart modellert med lik breidde på begge sider av brukassa. Det gav eit tverrsnittsareal som er  $0,0825 m^2$  større enn det originale tverrsnittsarealet frå tegningsgrunnlaget til SVV.

Figur 6-6 viser modellert brukassetverrsnittet, alle mål er i millimeter.





Figur 6-6 Idealisert brukassetverrsnitt

Tverrsnittsarealet av brukassene i begge modellane er heilt like, det vil sei at det totale tverrsnittsarealet av brumodell 1 er dobbelt så stort som for brumodell 2. Sjå figur 6-5.

### 6.2.3 Framgangsmåte

Det vil i det følgjande bli gjeve ei kort innføring i korleis eg har definert brumodellen i CSiBridge. Sjå også vedlegg 4.

«**Layout**»: Det fyrste steget er å definer ei referanselinje, ofte vert denne også senterlinja av brumodellen.

Referanselinja vert definert med lik lengde som for referansebrua, altså 250 m.

«**Lanes**»: Steg to er å definer antall trafikkbaner med tiltenkt breidde og plassering ut frå referanselinja.

Det vert definert trafikkbaner ut frå avsnitt 5.4 «Trafikkklaster».

«**Components**»: Steg tre er å definere materialparametre, definere tverrsnittdimensjonar og føresetnader for overbygning og underbygning, samt definere opplagerbetingelsar (fast, delvis eller rulle).

Materialparametre, tverrsnittdimensjonar og opplagerbetingelsar vert modellert og definert som beskrevet i kapittel 4 «Materialer» og avsnitt 6.2.2 «Topologi og grenseføresetnader».

«**Loads**»: Steg fire er å definer alle laster som skal verte vurdert i analysa. Eigen-, trafikk-, temperatur- og vindlast, dessutan forspenningslast.

Alle laster vert definert med verdier ut frå kapittel 5 «Laster». Det er i denne rapporten størst fokus på globale analyse, det er derfor trafikkgruppe *gr1a* som er aktuelle lastmodell for trafikk.

«**Bridge**»: Steg fem er å definere sjølve hovudmodellen. Det vil sei å definere spennlengder med tilhøyrande opplager, definere plassering av eventuelle punktlaster og linjelaster, definere spennarmeringsprofil med tilhøyrande spennarmeringsareal, oppspenningskraft og spennkrafttap.

Spennlengder vert inndelt som omtala i avsnitt 6.2.2 «Topologi og grenseføresetnader». Super-eigenvekt vert plassert i negativ z-retning som ei jevnt fordelt linjelast langs senterlinje overbygning. Vindlast med og utan trafikk i z-retning og y-retning vert definert og plassert som jamt fordelt linjelast langs bruoverbygninga si lengderetning. Vindlast i negativ z-retning vert plassert med ein eksentrisitet  $e$  lik  $b/4$  frå senterlinje bru i y-retning, ut frå *EK1-1-4*, pkt.8.3.3(5).

«**Design/rating**»: Steg seks er å definer lastkombinasjonar i bruksgrense- og bruddgrensetilstand med tilhøyrande sortering av minimum- og maksimumverdiar, kalt omhyllingskurve (eng: *envelopes*).

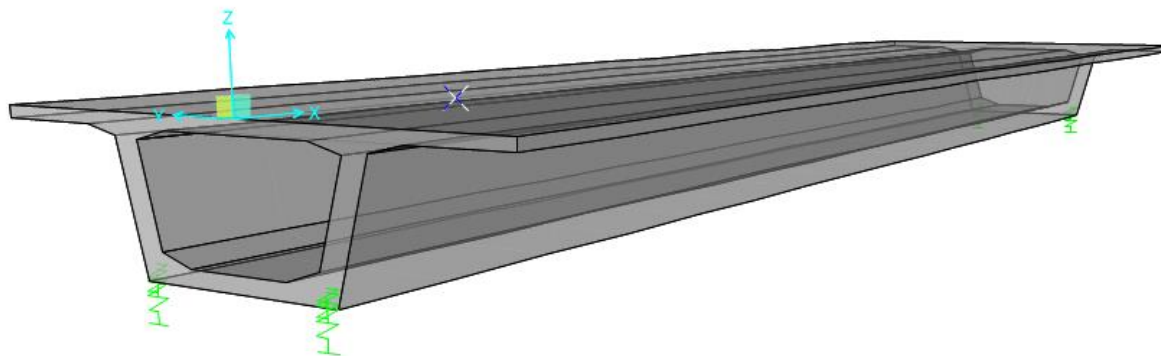
Det vert definert lastkombinasjonar som beskreve i avsnitt 5.8 «Lastkombinasjonar». Alle lastkombinasjonar vert definert med høvesvis positiv og negativ termisk vertikal ikkje-lineær temperaturandel som skildra i avsnitt 5.5.4 «Termiske påverknader».

«**Analyse**»: Siste steget er køyre sjølve analysa og vurdere/verifisere resultatet.

Sjølv om programmet er riktig programmert, kan det hende at eg som brukar har brukt det uriktig eller i strid med føresetnadane, eller at programmet nyttar formlar eller prosedyrar, som eg som brukar, vel eller tolkar annleis.

Det er derfor ein viktig føresetnad at eg som brukar forstår kva programmet reknar. Det vert derfor valt å modellere ein fritt-opplagt brumodell, for å enklare kunne verifisere og kontrollere at tiltenkt inndata i CSiBridge gjev forventa utdata.

## 6.2.4 Verifikasjonsmodell



Figur 6-7 Verifikasjonsmodell CSiBridge

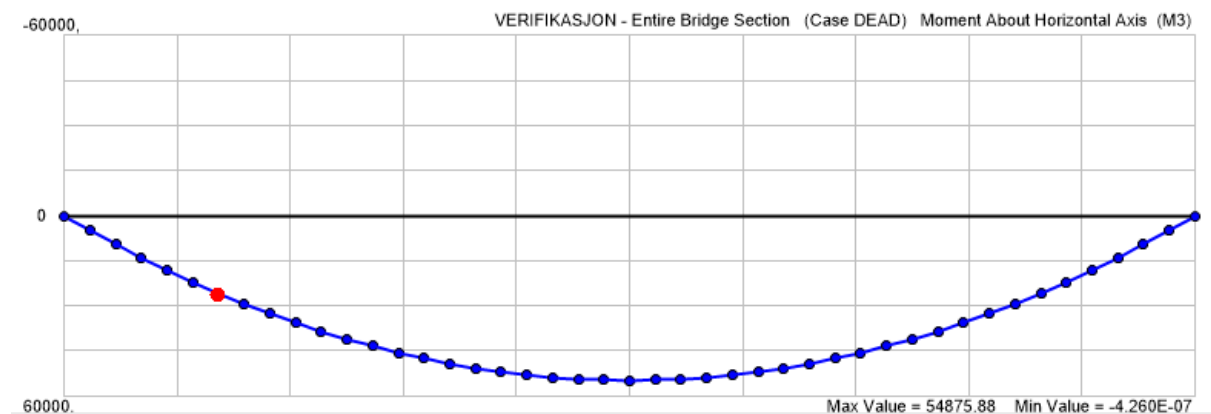
Figur 6-7 viser verifikasjonsmodellen som vart modellert i CSiBridge.

Det vert kontrollert ved hjelp av regneark og handkalkulasjon at bøyemomentet ved feltmidte frå utvalte laster samsvarar med kjente statikkformlar.

### Eigenlast:

Fritt-opplagt bjelke med spennlengde  $L = 43,55 \text{ m}$ , tverrsnittsareal  $A = 8,9125 \text{ m}^2$ ,  
eigenvekt spennarmert betong  $g_{p.c} = 25.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ .

Bøyemoment frå CSiBridge ut frå figur 6-8:  $M_{dead.CSi} = 54\,875,88 \text{ kNm}$ .



Figur 6-8 Bøyemomentdiagram eigenlast for verifikasjonsmodell i CSiBridge (verdi i kNm)

Bøyemoment frå handkalkulasjon:

$$\frac{q * l^2}{8} = \frac{\left(8,9125 \text{ m}^2 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) (43,55 \text{ m})^2}{8} = 53\,879,8 \text{ kNm} \quad (6.1)$$

Differanse mellom handkalkulert bøyemoment og bøyemoment frå CSiBridge:

$$\left(1 - \frac{53\,879,8 \text{ kNm}}{54\,875,88 \text{ kNm}}\right) * 100 = 1,8 \% \quad (6.2)$$

Det vert sett på som tilfredsstillande med ein differanse på 1,8 %.

### Trafikklast:

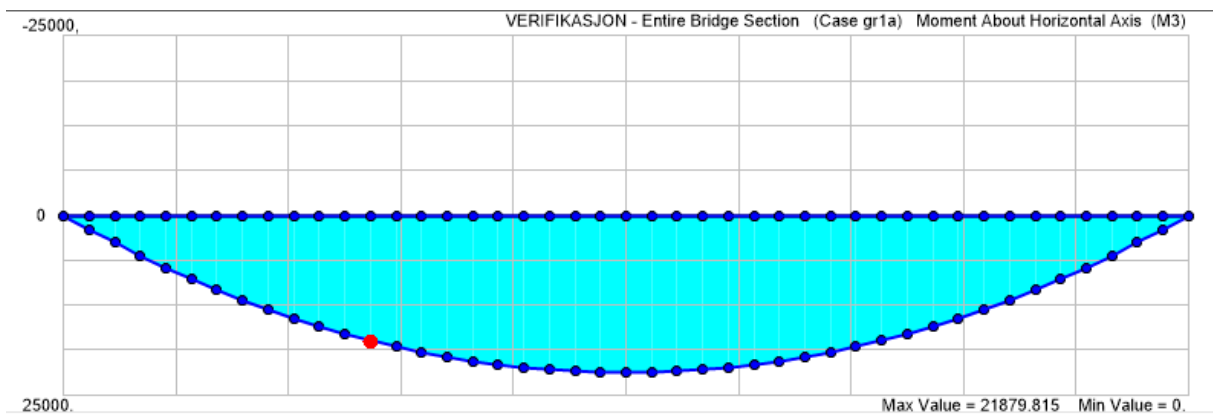
Lastmodell 1 med tre lastfelt og eit restfelt. Lastfelt 1, 2 og 3 er 3 meter breidt, restfeltet er 3,105 m breidt. Avstand mellom aksellast i eit lastfelt er  $a_{TS} = 1,2 \text{ m}$ . Lastverdier som vert nytta i analysa er vist i tabell 6-2.

Tabell 6-2 Trafikklastverdier for LMI, verifikasjonsmodell

Lastfelt	Breidde	Aksel last [kN] $\alpha_{Qi} * Q_{ik}$	$\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}\right]$ Jamt fordelt last $\left[\frac{\text{kN}}{\text{m}}\right]$ $\alpha_{qi} * q_{ik}$	
1	3,0	$1,0 * 300 = 300$	$0,6 * 9,0 = 5,4$	$3,0 * 5,4 = 16,2$
2	3,0	$1,0 * 200 = 200$	$1,0 * 2,5 = 2,5$	$3,0 * 2,5 = 7,5$
3	3,0	$1,0 * 100 = 100$	$1,0 * 2,5 = 2,5$	$3,0 * 2,5 = 7,5$
Rest	3,105	0	$1,0 * 2,5 = 2,5$	$3,10 * 2,5 = 7,76$
$\Sigma$		600		38,96

Bøyemoment frå trafikklast i CSiBridge er som vist i figur 6-9, med største verdi lik:

$$M_{LM1.CSi} = 21\,879,81 \text{ kNm}$$



Figur 6-9 Bøymomentdiagram trafikklast for verifikasjonsmodell i CSiBridge (verdi i kNm)

Størst feltmoment vil oppstå når ein aksel er plassert midt i felt. Bøyemoment frå handkalkulasjon vert som følgjer:

$$\frac{\Sigma q_{UDL} * l^2}{8} + \frac{\Sigma P_{TS} * (l - a_{TS})}{2} \quad (6.3)$$

$$\frac{(38,9625 \text{ kN/m})(43,55\text{m})^2}{8} + \frac{600\text{kN} * (43,55\text{m} - 1,2\text{m})}{2} = 21\,942,05 \text{ kNm}$$

Differanse mellom handkalkulert bøyemoment og bøyemoment frå CSiBridge:

$$\left(1 - \frac{21\,879,81 \text{ kNm}}{21\,942,05 \text{ kNm}}\right) * 100 = 0,625 \% \quad (6.4)$$

Det vert sett på som tilfredsstillande med ein differanse på 0,625 %.

### **Forspenning:**

Det vert modellert 1 spennkabel med 22 spenntau (150 mm<sup>2</sup>) i kvart steg, uten endeesentristet (i tyngdepunktaksa til bjelken) og med ein felteksentristet  $e = -1,585 \text{ m}$  (under tyngdepunktaksa). Det vert jekka i frå begge ender. For komplette utrekningar visar eg til vedlegg 2.

Oppspenningskraft per kabel vert satt til:

$$P_{jack} = P_{max} = 22 * 150\text{mm}^2 * \sigma_{p,max} = 4870,8 \text{ kN} \quad (6.5)$$

Spennkraft ved ferdigtilstand frå CSiBridge, sjå figur 6-10:

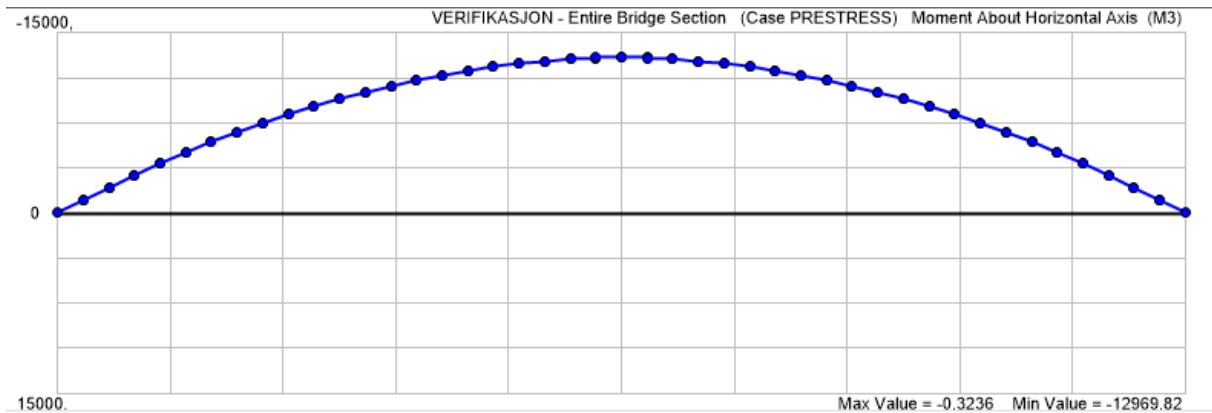
$$P_s = 4061 \text{ kN}$$

Load Pattern at Cursor	
Prior to Seating	4870,
After Seating	4516,5278
After Other Losses	4061,4738

Figur 6-10 Spennkrafttap CSiBridge (verdi i kN)

Største moment på grunn av forspenning fra CSiBridge ut fra figur 6-11:

$$M_{p.CSi} = 12\,969,82 \text{ kNm}$$



Figur 6-11 Bøymomentdiagram forspenning for verifikasjonsmodell i CSiBridge (verdi i kNm)

For bjelker utan endeeksentristiet med 2 kabler vert største momentverdi lik:

$$M_{p.kon.} = 2 * P_s * e = 12\,870,93 \text{ kNm} \quad (6.6)$$

Differanse mellom handkalkulert moment og moment fra CSiBridge:

$$\left(1 - \frac{M_{p.kon.}}{M_{p.CSi}}\right) * 100 = 0,762 \% \quad (6.7)$$

Det vert sett på som tilfredsstillande med ein differanse på 0,762 %.

Kontrollerer om umiddelbar tap av spennkraft ved feltmidte er i samsvar med forventa tap av spennkraft. For teori som liggjer bak utrekning, visar eg til avsnitt 5.6.2.

Det vert anvendt parametre fra CSiBridge,

$$\Delta L_{l\ddot{a}s} = 6 \text{ mm} \rightarrow \text{l\ddot{a}seglidning};$$

$$\theta = 4 * \frac{e}{L} = 0,146 \text{ rad} \rightarrow \text{summen av tilsikta vinkelendringane over avstand } x = L/2;$$

$$\mu = 0,2 \rightarrow \text{friksjonskoeffisient mellom spennkabelen og kabelr\ddot{o}yret};$$

$$k = 0,0006 \frac{1}{m} \rightarrow \text{utslakta vinkelendring per lengdeeinheit};$$

Tap p\ddot{a} grunn av elastisk deformasjon av betongen:

$$\Delta P_{el} = 13,463 \text{ kN} \quad (6.8)$$

Låsetap:

$$\Delta P_{l\ddot{a}s} = 93,828 \text{ kN} \quad (6.9)$$

Friksjonstap: ( $x = 21,775 \text{ m}$ )

$$\Delta P_{\mu}(x) = 153,44 \text{ kN} \quad (6.10)$$

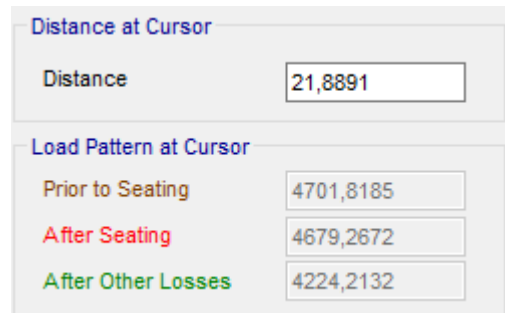
Umiddelbar tap av spennkraft ved feltmidte:

$$P_{t.kon} = P_{max} - \Delta P_{el} - \Delta P_{l\ddot{a}s} - \Delta P_{\mu}(x) = 4609 \text{ kN} \quad (6.11)$$

Umiddelbar tap av spennkraft ved feltmidte frå

CSiBridge, ut frå figur 6-12:

$$P_{t.CSi} = 4679 \text{ kN}$$



Distance at Cursor	
Distance	21,8891
Load Pattern at Cursor	
Prior to Seating	4701,8185
After Seating	4679,2672
After Other Losses	4224,2132

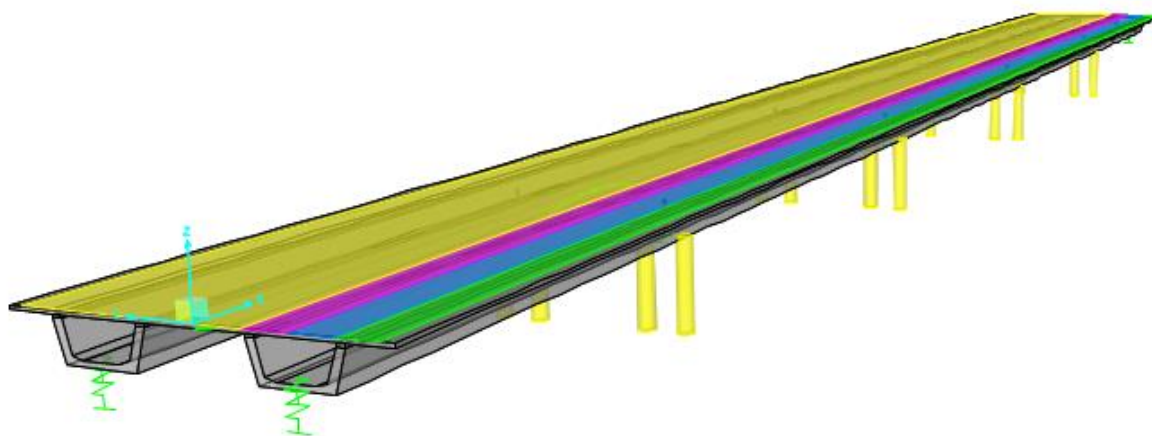
Figur 6-12 Spennkrafttap feltmidte CSiBridge (verdi i kN)

Differanse av umiddelbar tap av spennkraft ved feltmidte mellom handkalkulasjon og CSiBridge:

$$\left(1 - \frac{P_{t.kon}}{P_{t.CSi}}\right) * 100 = 1,49 \% \quad (6.12)$$

Det vert sett på som tilfredsstillande med ein differanse på 1,49 %.

### 6.2.5 Brumodell 1: To brukasser med 1 sett lastfelt



Figur 6-13 Brumodell 1

Stripene representerar inndelinga av føringsbreidda i lastfelt, ut frå bestemmingar i avsnitt 5.4, figur 5-2.

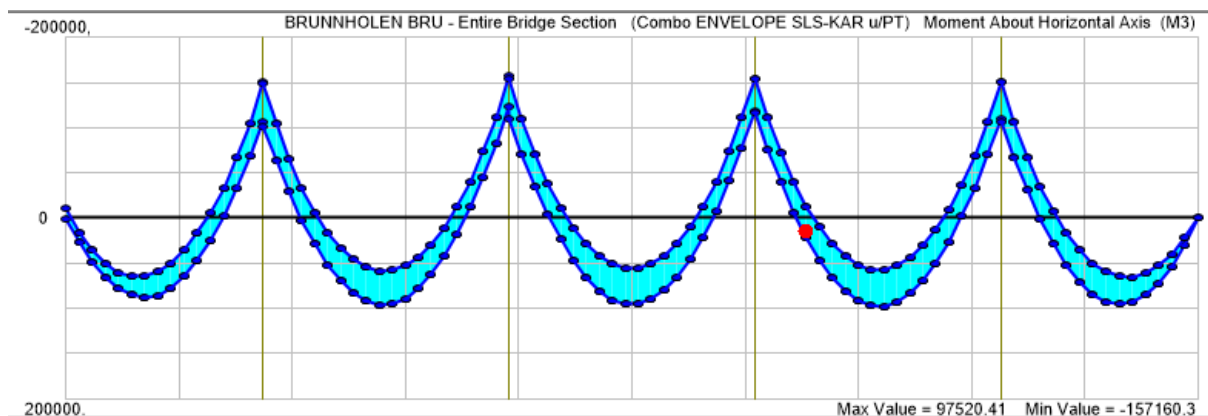
Grøn stripe representerar lastfelt 1, blå stripe lastfelt 2, lilla stripe lastfelt 3 og gul stripe vert forenkla satt til å representere andre lastfelt, rest lastfelt og lastfelt for gang- og sykkeltrafikk. Årsaken til at gul stripe favnar om så mange lastfelt er at det ikkje er nokon aksellast i dei nevnte lastfelta og at den jamt fordelt trafikklasta er lik for desse lastfelta, nemleg  $2.5 \frac{kN}{m^2}$ .

#### 6.2.5.1 Momenter i bruksgrense (SLS)

Det vert nytta karakteristisk lastkombinasjon i bruksgrense ut frå delkapittel 5.8.3 i denne rapporten.

Figur 6-14 visar omhyllingskurve for bøyemoment om lokal x-akse for brukassetverrsnittet i global lengderetning, med maksimum- og minimumsverdiar frå alle karakteristiske lastkombinasjonar i bruksgrense for brumodell 1.





Figur 6-14 Bøyemoment om lokal x-akse for lastkombinasjonar i SLS, brumodell 1 (verdi i kNm)

Tabell 6-3 listar opp største feltmoment for kvart felt og største støttemoment ved kvar støtte for brumodell 1. Avstanden  $x$  er frå venstre mot høgre med start i kvart felt. Nummerering av felt og støtter er ut frå figur 6-3.

Tabell 6-3 Dimensjonerande feltmoment og støttemoment for brumodell 1 i bruksgrense

Felt	Avstand $x$ [m]	Moment [kNm]	Støtte	Moment [kNm]
1-2	17.4	88 058,51	1	10 776,85
2-3	25.72	96 217,98	2	151 239,2
3-4	25.72	95 562,71	3	157 160,3
4-5	28.58	97 520,41	4	154 876,3
5-6	26.16	95 344,91	5	150 871,4

Tabell 6-4 visar lastkombinasjonar i bruksgrense med største støttemoment og feltmoment for brumodell 1.

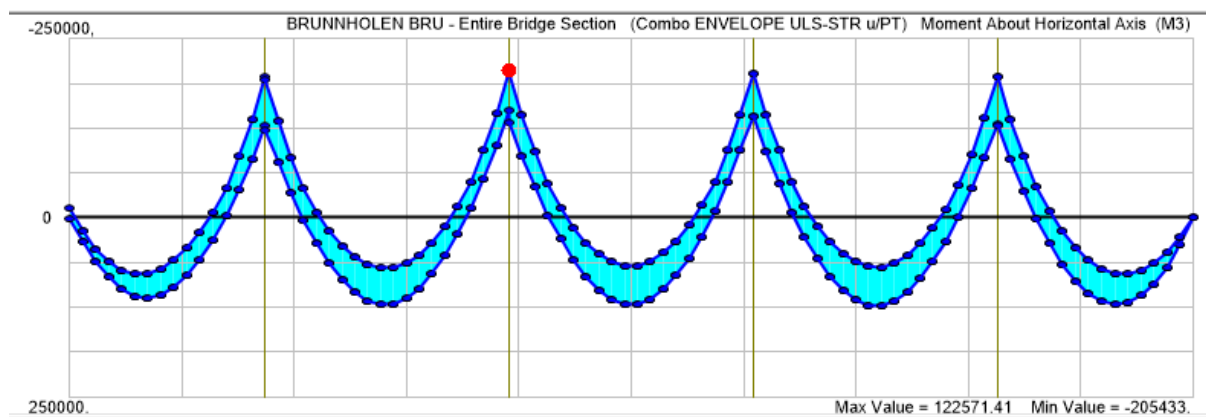
Tabell 6-4 Lastkombinasjonar i bruksgrense for brumodell 1

SLS-KARAKTERISTISK									
Lastkombinasjon		G+SG	TR	TE POS	TE NEG	V+TR	V	$M_{\max.\text{felt}}$ [kNm]	$M_{\max.\text{støtte}}$ [kNm]
1-1	TR dom	1,0	1,0	0,7	-	0,7	-	97 520,41	147 713,8
1-2	TR dom	1,0	1,0	-	0,7	0,7	-	87 633,78	157 160,3
2-1	TE dom	1,0	0,7	1,0	-	0,7	-	96 649,17	138 933,0
2-2	TE dom	1,0	0,7	-	1,0	0,7	-	81 171,39	152 428,0
3-1	V dom	1,0	-	0,7	-	-	1,0	79 752,76	131 816,4
3-2	V dom	1,0	-	-	0,7	-	1,0	70 423,78	141 262,9

G+SG er eigenvekt pluss super-eigenvekt.

### 6.2.5.2 Momenter i bruddgrense (ULS)

Figur 6-15 viser omhyllingskurve for bøyemoment om lokal x-akse for brukassetverrsnittet i global lengderetning, med maksimum- og minimumsverdiar frå alle karakteristiske lastkombinasjonar i bruddgrense for brumodell 1.



Figur 6-15 Bøyemoment om lokal x-akse for lastkombinasjonar i ULS, brumodell 1 (verdi i kNm)

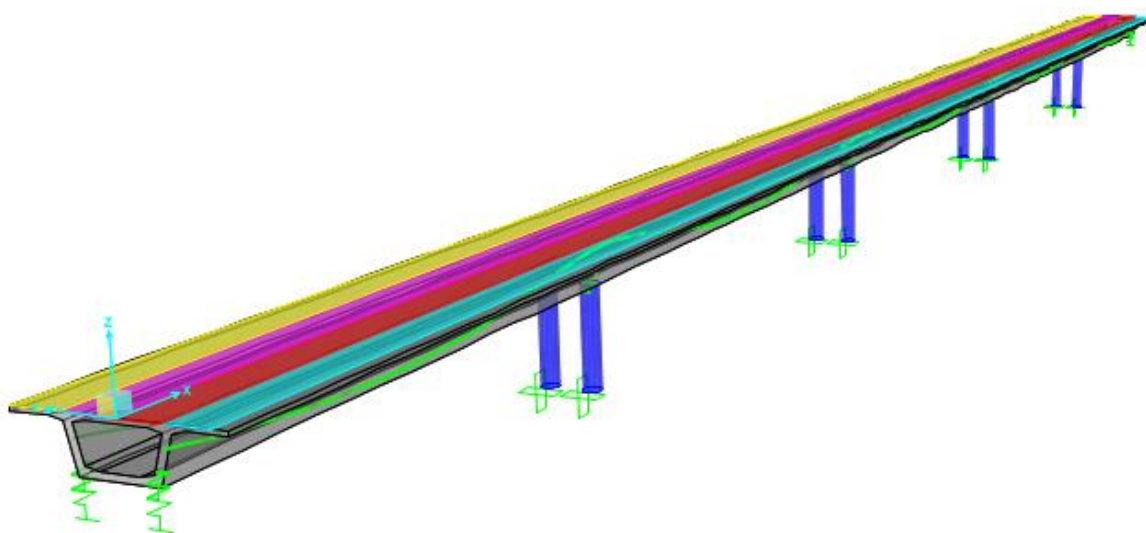
Tabell 6-5 viser lastkombinasjonar i bruddgrense med største støttemoment og feltmoment for brumodell 1.

Tabell 6-5 Lastkombinasjonar i bruddgrense for brumodell 1

		ULS-STR							
Lastkombinasjon		G+SG	TR	TE POS	TE NEG	V+TR	V	M <sub>max.felt</sub> [kNm]	M <sub>max.støtte</sub> [kNm]
1-1	m/TR	1,35	0,945	0,84	-	1,12	-	122 571,41	194 097,2
1-2	m/TR	1,35	0,945	-	0,84	1,12	-	111 643,62	205 433,0
2-1	u/TR	1,35	-	0,84	-	-	1,12	105 407,05	177 945,2
2-2	u/TR	1,35	-	-	0,84	-	1,12	94 792,79	189 281,1
3-1	TR dom.	1,20	1,35	0,84	-	1,12	-	120 501,77	181 196,4
3-2	TR dom.	1,20	1,35	-	0,84	1,12	-	108 551,21	192 532,2
4-1	TE dom.	1,20	0,945	1,20	-	1,12	-	118 594,72	169 850,6
4-2	TE dom.	1,20	0,945	-	1,20	1,12	-	99 973,27	186 044,7
5-1	V+TR dom.	1,20	0,945	0,84	-	1,60	-	113 785,47	176 048,8
5-2	V+TR dom.	1,20	0,945	-	0,84	1,60	-	102 252,76	187 384,6
6-1	V dom.	1,20	-	0,84	-	-	1,60	96 721,74	160 254,2
6-2	V dom.	1,20	-	-	0,84	-	1,60	85 587,88	171 590,0

G+SG er eigenvekt pluss super-eigenvekt.

## 6.2.6 Brumodell 2: Ei brukasse med 1 sett lastfelt



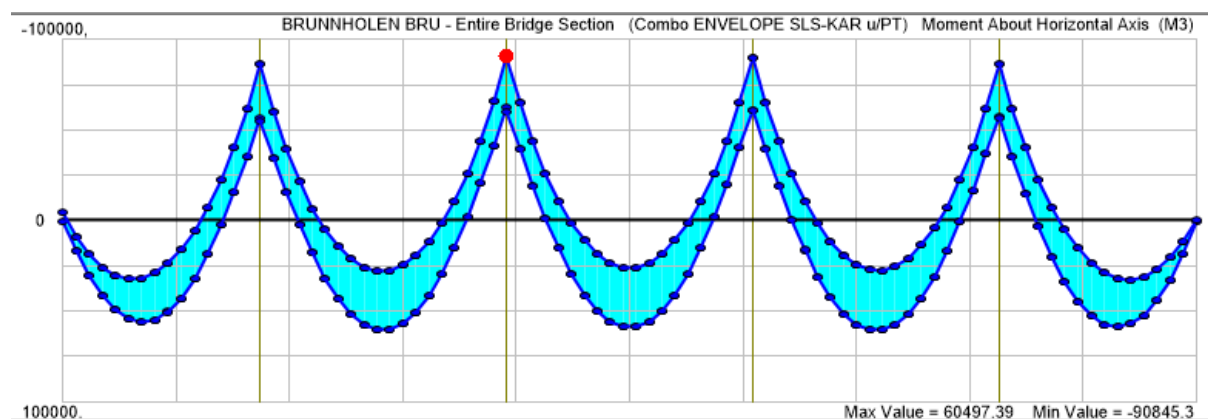
Figur 6-16 Brumodell 2

Stripene representerar inndelinga av føringsbreidda i lastfelt, ut frå bestemmingar i avsnitt 5.4, figur 5-2.

Her representerar turkis stripe lastfelt 1, raud stripe lastfelt 2, lilla stripe lastfelt 3 og gul stripe andre lastfelt, rest lastfelt og lastfelt for gang- og sykkeltrafikk.

### 6.2.6.1 Momenter i bruksgrense (SLS)

Figur 6-17 visar omhyllingskurve for bøyemoment om lokal x-akse for brukassetverrsnittet i global lengderetning, med maksimum- og minimumsverdiar frå alle karakteristiske lastkombinasjonar i bruksgrense for brumodell 2.



Figur 6-17 Bøyemoment om lokal x-akse for lastkombinasjonar i SLS, brumodell 2 (verdi i kNm)

Tabell 6-6 lister opp største feltmoment for kvart felt og største støttemoment ved kvar støtte for brumodell 2. Avstanden  $x$  er frå venstre mot høgre med start i kvart felt. Nummerering av felt og støtter er ut frå figur 6-3.

Tabell 6-6 Dimensjonerande feltmoment og støttemoment for brumodell 2 i bruksgrense

Felt	Avstand $x$ [m]	Moment [kNm]	Støtte	Moment [kNm]
1-2	17.42	56 350,30	1	4 704,3
2-3	25.72	60 172,84	2	86 535,3
3-4	25.72	58 876,09	3	90 845,3
4-5	28.58	60 497,36	4	89 974,3
5-6	26.13	58 809,64	5	86 777,3

Tabell 6-7 visar lastkombinasjonar i bruksgrense med største støttemoment og feltmoment for brumodell 2.

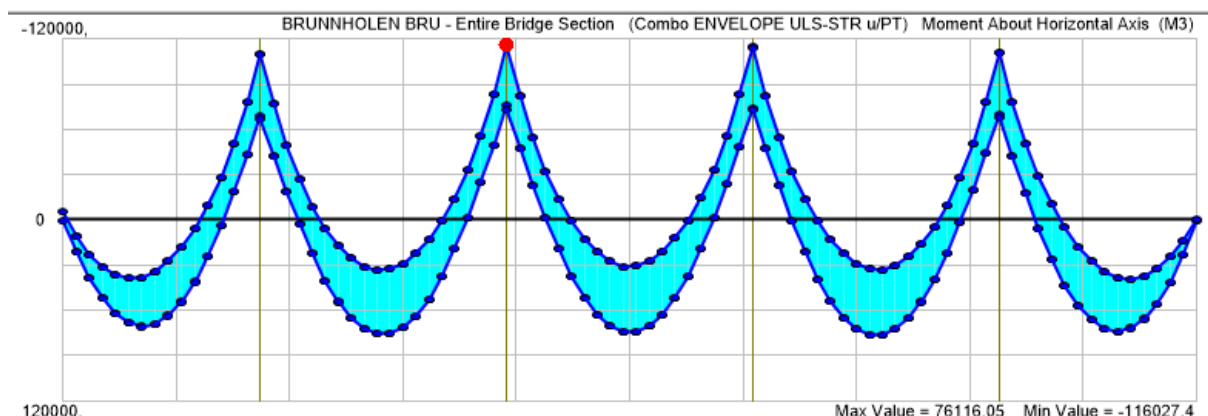
Tabell 6-7 Lastkombinasjonar i bruksgrense for brumodell 2

SLS-KARAKTERISTISK									
Lastkombinasjon		G+SG	TR	TE POS	TE NEG	V+TR	V	$M_{\max.\text{felt}}$ [kNm]	$M_{\max.\text{støtte}}$ [kNm]
1-1	TR dom	1,0	1,0	0,7	-	0,7	-	60 497,36	84 790,3
1-2	TR dom	1,0	1,0	-	0,7	0,7	-	55 137,14	90 845,3
2-1	TE dom	1,0	0,7	1,0	-	0,7	-	57 008,39	77 576,6
2-2	TE dom	1,0	0,7	-	1,0	0,7	-	49 120,56	86 226,6
3-1	V dom	1,0	-	0,7	-	-	1,0	42 218,13	69 199,6
3-2	V dom	1,0	-	-	0,7	-	1,0	37 761,88	75 254,6

G+SG er eigenvekt pluss super-eigenvekt.

#### 6.2.6.2 Momenter i bruddgrense (ULS)

Figur 6-18 visar omhyllingskurve for bøyemoment om lokal  $x$ -akse for brukassetverrsnittet i global lengderetning, med maksimum- og minimumsverdiar frå alle karakteristiske lastkombinasjonar i bruddgrense for brumodell 2.



Figur 6-18 Bøyemoment om lokal x-akse for lastkombinasjonar i ULS, brumodell 2 (verdi i kNm)

Tabell 6-8 visar lastkombinasjonar i bruddgrense med største støttemoment og feltmoment for brumodell 2.

Tabell 6-8 Lastkombinasjonar i bruddgrense for brumodell 1

		ULS-STR							
Lastkombinasjon		G+SG	TR	TE POS	TE NEG	V+TR	V	M <sub>max.felt</sub> [kNm]	M <sub>max.støtte</sub> [kNm]
1-1	m/TR	1,35	0,945	0,84	-	1,12	-	73 359,08	108 761,3
1-2	m/TR	1,35	0,945	-	0,84	1,12	-	67 533,34	116 027,4
2-1	u/TR	1,35	-	0,84	-	-	1,12	55 584,87	92 910,7
2-2	u/TR	1,35	-	-	0,84	-	1,12	50 528,37	100 176,7
3-1	TR dom.	1,20	1,35	0,84	-	1,12	-	76 511,05	105 626,3
3-2	TR dom.	1,20	1,35	-	0,84	1,12	-	69 577,25	112 892,4
4-1	TE dom.	1,20	0,945	1,20	-	1,12	-	71 054,73	96 175,8
4-2	TE dom.	1,20	0,945	-	1,20	1,12	-	61 527,01	106 555,8
5-1	V+TR dom.	1,20	0,945	0,84	-	1,60	-	69 281,10	100 589,7
5-2	V+TR dom.	1,20	0,945	-	0,84	1,60	-	63 209,57	107 855,8
6-1	V dom.	1,20	-	0,84	-	-	1,60	51 671,78	85 092,8
6-2	V dom.	1,20	-	-	0,84	-	1,60	46 389,90	92 358,9

G+SG er eigenvekt pluss super-eigenvekt.

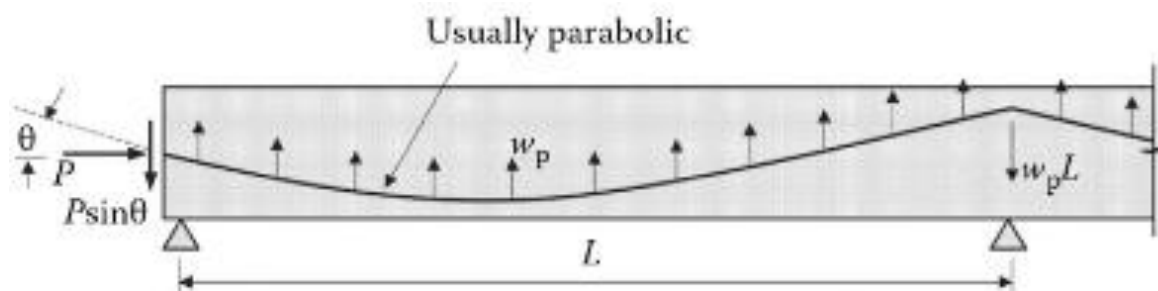
### 6.3 Val av forspenning

Det er ønskeleg å bestemme den naudsynte spennkrafta « $P$ » ved ferdigtilstand, som trengst for å motverke dei ytre lastene på konstruksjonen.

#### 6.3.1 Idealisert spennarmeringsprofil

Ved å nytte ein idealisert spennarmeringsprofil, kan man setje opp uttrykk for den ekvivalente lasta som forklart i avsnitt 3.4.2.2, med forspenningskrafta « $P$ » som ukjent. Ein slik

spennarmeringsprofil er egentleg ikkje mogleg for ein etteroppspent konstruksjon på grunn av knekken over indre opplegg (maksimalkrumningskrav), men for å forenkle reknearbeidet vert ofte ein slik profil nytta. Ein slik profil vil gje ein jamt fordelt oppoverretta kraft på bjelken langs heile spennarmeringslengda, som vist i figur 6-19. Sjå vedlegg 5 og 6.



Figur 6-19 Idealisert spennarmeringsprofil [20]

For å kunne setje opp uttrykket for den ekvivalent lasta er det naudsynt å definere eksentrisitetane i felt og over opplegg (sjå figur 6-20). Eksentrisitetane  $e_3$  og  $e_2$  vert bestemt ut frå antall spennkablar, plassering i tverrsnittet og betongoverdekning.

For Brunnholen bru vert det antatt 4 spennkablar i korrugerte plastrøyr, plassert i kabelgruppe i kvart steg, som illustrert i figur 6-20. Ytre diameter på kablerøyrer er ut frå *ETA-09/0286*, Tabell 9, og er lik  $\varnothing_{røyr} = 106 \text{ mm}$  med plass til 16-22 spenntau.

Nominell overdekning for kabelrøyrer ut frå tabell 4-8, med antatt tverrarmring  $\varnothing 20$  og antatt lengdearmring  $\varnothing 25$ , vert berekna til  $C_{nom.OK} = 0.105 \text{ m}$  for overkant brukasse og til  $C_{nom.UK} = 0.095 \text{ m}$  for underkant brukasse.

Tverrsnittshøgda av ei brukasse er lik  $H = 3.2 \text{ m}$  og tyngdepunktet for eit homogent (reint betongtverrsnitt) tverrsnitt er lik  $tpb = 1.9347 \text{ m}$  frå underkant brukasse og opp.

Ut frå *EK2-1*, Figur 8.15, så skal den vertikale avstanden mellom kabelrøyrer vere den største av;

$$a_v = \max[d_g; \varnothing_{røyr}; 40 \text{ mm}] \quad (6.13)$$

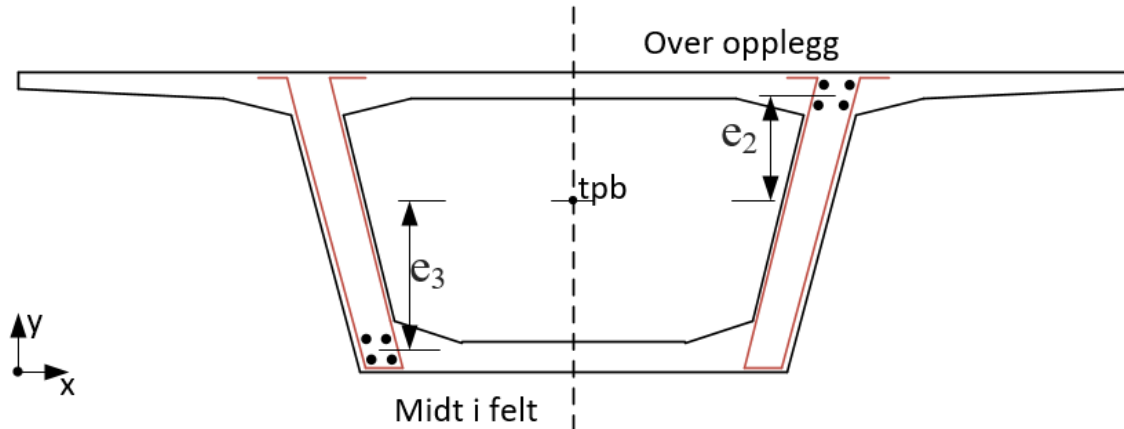
Ettersom tilslagstorleiken ( $d_g$ ) normalt sett er lik 32 mm, vert den vertikale avstanden:

$$a_v = \varnothing_{røyr} = 106 \text{ mm}$$

Det gjev følgjande eksentrisiteter for kablegruppa:

$$e_2 = H - tpb - C_{nom.OK} - \varnothing_{r\varnothing yr} - \frac{a_v}{2} = 1.0013 \text{ m} \quad (6.14)$$

$$e_3 = tpb - C_{nom.UK} - \varnothing_{r\varnothing yr} - \frac{a_v}{2} = 1.6807 \text{ m} \quad (6.15)$$



Figur 6-20 Eksentrisiteter til kabelgruppe midt i felt og over opplegg

Ekvivalent last frå forspenning på grunn av idealisert spennarmeringsprofil vert definert som vist i tabell 6-9.

Tabell 6-9 Ekvivalent last frå forspenning på betongen i bjelke-kassebrua

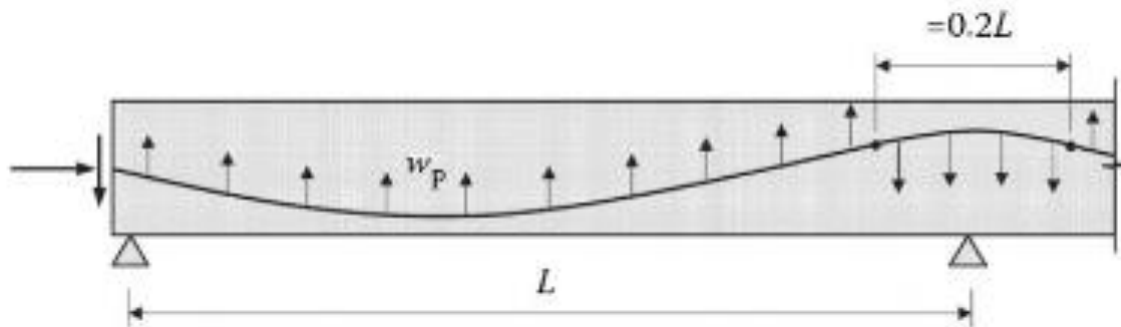
Felt	Spennlengde $L$ [m]	Pilhøgde $h$ [m]	Ekvivalent last $q$ [ $1/m$ ]
1	$L_1 = 43.55 \text{ m}$	$h_1 = (e_3 + e_2/2) = 2.18$	$q_1 = \frac{P * 8h_1}{L_1^2} = 0.0092 * P$
2	$L_2 = 54.30 \text{ m}$	$h_2 = (e_3 + e_2) = 2.682$	$q_2 = \frac{P * 8h_2}{L_2^2} = 0.00728 * P$
3	$L_3 = 54.30 \text{ m}$	$h_3 = (e_3 + e_2) = 2.682$	$q_3 = \frac{P * 8h_3}{L_3^2} = 0.00728 * P$
4	$L_4 = 54.30 \text{ m}$	$h_4 = (e_3 + e_2) = 2.682$	$q_4 = \frac{P * 8h_4}{L_4^2} = 0.00728 * P$
5	$L_5 = 43.55 \text{ m}$	$h_5 = (e_3 + e_2/2) = 2.18$	$q_5 = \frac{P * 8h_5}{L_5^2} = 0.0092 * P$

I tabell 6-9 har «P» benevning kN.

### 6.3.2 Realistisk spennarmeringsprofil

Ein realistisk spennarmeringsprofil består av ein serie med paraboliske segmenter, med positiv krumning (konkav) i felt og negativ krumning (konveks) over indre opplegg i staden for ein

knekk, som det er for idealisert spennarmeringsprofil. Område med negativ krumning over indre opplegg vert vanlegvis antatt til å liggje rundt  $0.2*L$ , som vist i figur 6-21. Samstundes så vert det anbefalt at den negative krumningen over eit område ikkje bør være større enn  $1,6*H$ , der  $H$  er høgda av kassetverrsnittet [11]. For å vere til sikker side vert begge alternativa vurdert, men det er valt å presentere framgangsmåte med verdier for  $0.2*L$ .



Figur 6-21 Realistisk spennarmeringsprofil [20]

For ein realistisk spennarmeringsprofil er den ekvivalente lasta definert som:

$$q_{real} = k * P \quad (6.16)$$

Der  $k$  er kurvaturen av det aktuelle paraboliske segmentet, og  $P$  er spennkraft.

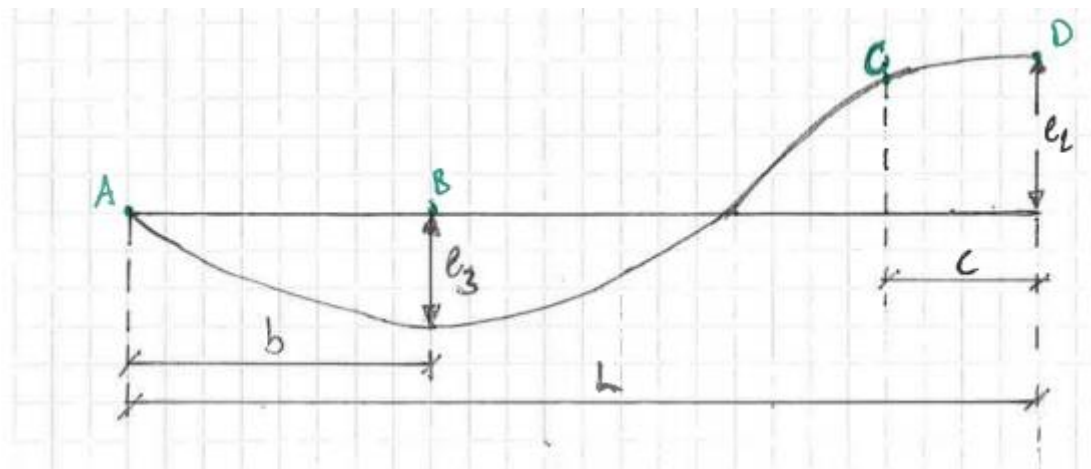
Kurvaturen for kvart parabolisk segment kan vert bestemt ved å setje opp likningar for kvart spenn. Brunnholen bru består av ein kontinuerleg brubjelke over 5 spenn, med 2 endespenn (felt 1-2 og 5-6) og 3 midtspenn (felt 2-3, 3-4 og 4-5), som definert i figur 6-3.

Radiusen av ein parabel er definert som  $R = \frac{1}{k}$ , og skal vere i samsvar med det aktuelle spennsystemet sin ETA.

For antatt kabelrøyr med indre-diameter lik  $d_i = 100 \text{ mm}$  og fyllingsgrad  $f \approx 0,40$ , er minimum kurvaturradius ut frå *ETA-09/0286, Tabell 6*, lik  $R_{min} = 7,2 \text{ m}$ .



### 6.3.2.1 Spennarmeringsprofil for endespenn (felt 1-2 og 5-6)



Figur 6-22 Spennarmeringsprofil bestående av 2 paraboliske segmenter

Spennarmeringsprofilen i figur 6-22 består av 2 paraboliske segmenter, ABC og CD. Profilen for disse segmenta kan verte uttrykt som i det følgjande.

A, B og C er konstanter og  $x$  er avstanden frå venstre ende mot høgre.

**Parabola ABC:**  $0 < x \leq (L - c) \rightarrow y = -e_3 + A_1(b - x)^2$

$$x = 0 \rightarrow y = 0 \rightarrow A_1 = \frac{e_3}{b^2} \tag{6.17}$$

$$x = b \rightarrow y = -e_3$$

**Parabola CD:**  $(L - c) \leq x \leq L \rightarrow y = e_2 + A_2(L - x)^2$

Kontinuitet av både stigningstall og avbøyning er opprettholdt i punkt C der parabola ABC og CD møtast.

Erstattar  $x = (L - c)$ , for kontinuitet ved C.

$$e_2 + A_2(L - (L - c))^2 = -e_3 + A_1(b - (L - c))^2 \text{ for lik avbøyning.}$$

$$-2 * A_2 * c = -2 * A_1 * (b - L + c)^2 \text{ for likt stigningstall.}$$

Løyser for konstantane  $A_1$  og  $A_2$ :

$$A_1 = -\frac{(e_2 + e_3)}{(b - L + c)(L - b)}, A_2 = -\frac{(e_2 + e_3)}{(L - b) * c} \tag{6.18}$$

Har to uttrykk for  $A_1$ , kan setje likning (6.17) og (6.18) lik kvarandre:

$$\frac{e_3}{b^2} = -\frac{(e_2 + e_3)}{(b - L + c)(L - b)} \rightarrow (b - L + c)(L - b) = -\left[\frac{(e_2 + e_3)}{e_3}\right] * b^2$$

Dividerar begge sider med  $L^2$ , og samlar uttrykk i form av  $\left(\frac{b}{L}\right)^2$  og  $\left(\frac{b}{L}\right)$ ,

$$\left(1 - \frac{(e_2 + e_3)}{e_3}\right)\left(\frac{b}{L}\right)^2 - \frac{b}{L}\left(2 - \frac{c}{L}\right) + \left(1 - \frac{c}{L}\right) = 0 \quad (6.19)$$

Introduserar nye konstantar:

$$\alpha = \frac{(e_2 + e_3)}{e_3}, \quad A = 1 - \alpha, \quad B = \left(2 - \frac{c}{L}\right), \quad C = \left(1 - \frac{c}{L}\right) \quad (6.20)$$

Setter inn for A, B og C, og likning (6.19) kan forenklast til:

$$A\left(\frac{b}{L}\right)^2 - B\frac{b}{L} + C = 0 \quad (6.21)$$

Kan løyse likning (6.21) ved hjelp av abc-formelen:

$$b = \frac{B - \sqrt{(B^2 - 4AC)}}{2A} * L \quad (6.22)$$

Med  $L = 43,55 \text{ m}$ ,  $e_2 = 1.0013 \text{ m}$ ,  $e_3 = 1.6807 \text{ m}$  og  $c = 0,1 * L$ , vert  $b = 18,235 \text{ m}$ .

**Parabola ABC:**  $0 < x \leq (L - c) \rightarrow y = -e_3 + A_1(b - x)^2$

Setter inn for  $A_1$  frå likning (6.17):

$$y = -e_3 + e_3 \frac{(b - x)^2}{b^2}$$

Den deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev stigningstalet til parabelen,

$$\frac{dy}{dx} = -2 * e_3 \frac{(b - x)}{b^2} \quad (6.23)$$

Den andre deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev kurvaturen ( $k$ ) til parabelen,

$$\frac{d^2y}{dx^2} = 2 \frac{e_3}{b^2} \rightarrow k = 2 \frac{1,6807 \text{ m}}{(18,235 \text{ m})^2} = 0,0101 \frac{1}{\text{m}} \quad (6.24)$$

Radiusen til parabelen,  $R_{ABC} = \frac{1}{k} = 98,92 \text{ m}$  (konkav).

Ekvivalent jamt fordelt last på distansen  $(L - c) = 39,195 \text{ m}$  ut frå figur 6-22:

$$q_{ABC} = 0,0101 \frac{1}{\text{m}} * P \quad (6.25)$$

**Parabola CD:**  $(L - c) \leq x \leq L \rightarrow y = e_2 + A_2(L - x)^2$

Setter inn for  $A_2$  frå likning (6.18):

$$y = e_2 - \frac{(e_2 + e_3)}{(L - b) * c} (L - x)^2$$

Den deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev stigningstalet til parabelen,

$$\frac{dy}{dx} = 2 \frac{(e_2 + e_3)}{(L - b)} (L - x) \quad (6.26)$$

Den andre deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev kurvaturen ( $k$ ) til parabelen,

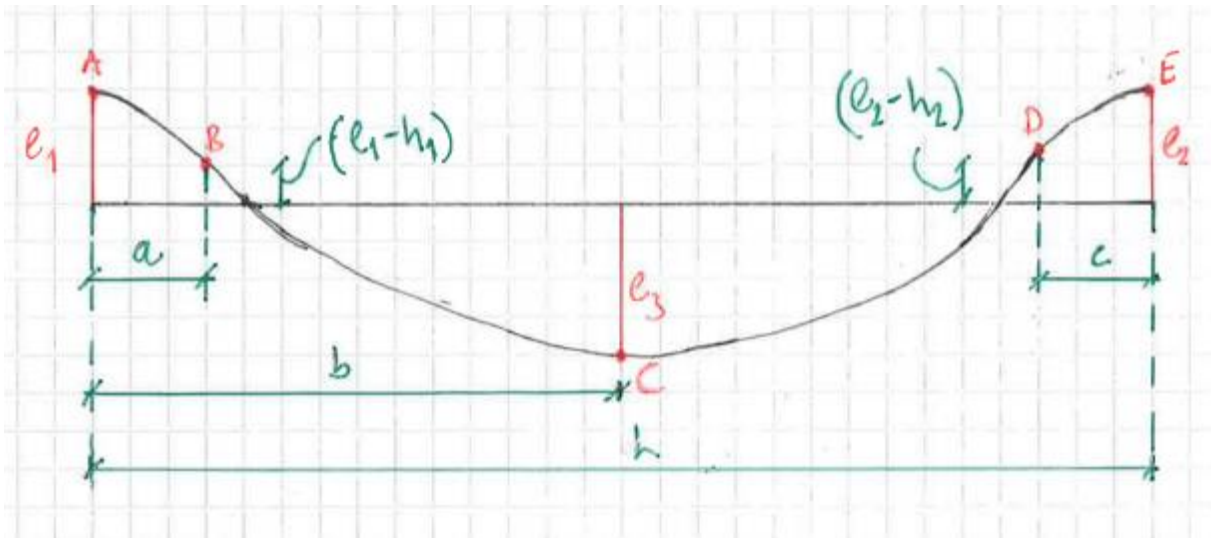
$$\frac{d^2y}{dx^2} = -2 \frac{(e_2 + e_3)}{(L - b) * c} \rightarrow k = -2 \frac{(1,0013 \text{ m} + 1,6807 \text{ m})}{(43,55 \text{ m} - 18,235 \text{ m}) * 4,355 \text{ m}} = -0,049 \frac{1}{\text{m}} \quad (6.27)$$

Radiusen til parabelen,  $R_{CD} = \frac{1}{k} = -20,55 \text{ m}$ , (konveks).

Ekvivalent jamt fordelt last på distansen  $c = 4,355 \text{ m}$  ut frå figur 6-22:

$$q_{CD} = -0,049 \frac{1}{\text{m}} * P \quad (6.28)$$

### 6.3.2.2 Spennarmeringsprofil for midtspenn (felt 2-3, 3-4 og 4-5)



Figur 6-23 Spennarmeringsprofil bestående av 3 paraboliske segmenter

Spennarmeringsprofilen i figur 6-23 består av 3 paraboliske segmenter, AB, BCD og DE. Profilen for disse segmenta kan verte uttrykt som i det følgjande.

A, B og C er konstanter og  $x$  er avstanden frå venstre ende mot høgre.

**Parabola AB:**  $0 \leq x \leq a \rightarrow y = e_1 + A_1 * x^2$

**Parabola BCD:**  $a < x \leq (L - c) \rightarrow y = -e_3 + A_2 * (b - x)^2$

**Parabola DE:**  $(L - c) \leq x \leq L \rightarrow y = e_2 + A_3 * (L - x)^2$

Kontinuiteten av parabelprofilen opprettholdt i punkt B og D, der parabola BCD møtar høvesvis parabola AB og DE.

Setter inn for  $x = a$  i parabola AB og BCD for kontinuitet i punkt B, og setter uttrykka for parabelprofilen lik kvarandre:

$$e_1 + A_1 * a^2 = -e_3 + A_2 * (b - a)^2$$

$$\frac{dy}{dx} \rightarrow 2A_1 a = -2A_2 (b - a)$$

Løyser for konstantane  $A_1$  og  $A_2$ ,

$$A_1 = -\frac{(e_1 + e_3)}{ab}, A_2 = \frac{(e_1 + e_3)}{b(b - a)} \tag{6.29}$$

Setter inn for  $x = (L - c)$ , i parabola BCD og DE for kontinuitet i punkt D, og setter uttrykka for parabelprofilen lik kvarandre:

$$e_2 + A_3 * (L - (L - c))^2 = -e_3 + A_2 * (b - (L - c))^2$$

$$\frac{dy}{dc} \rightarrow -2A_3c = -2A_2(b - L + c)$$

Løyser for konstantane  $A_2$  og  $A_3$ ,

$$A_3 = -\frac{(e_2 + e_3)}{c(L - b)}, A_2 = -\frac{(e_2 + e_3)}{(L - b)(b - L + c)} \quad (6.30)$$

Har to uttrykk for  $A_2$ , kan setje likning (6.29) og (6.30) lik kvarandre,

$$\frac{(e_1 + e_3)}{b(b - a)} = -\frac{(e_2 + e_3)}{(L - b)(b - L + c)}$$

$$(L - b)(b - L + c) = \frac{(e_2 + e_3)}{(e_1 + e_3)}(b^2 - ba)$$

$$(bL - L^2 + Lc - b^2 + bL - bc) = \frac{(e_2 + e_3)}{(e_1 + e_3)}(b^2 - ba) \quad (6.31)$$

Dividerar begge sider i likning (6.31) med  $L^2$ , og samlar uttrykk i form av  $\left(\frac{b}{L}\right)^2$  og  $\left(\frac{b}{L}\right)$ ,

$$\left(1 - \frac{(e_2 + e_3)}{(e_1 + e_3)}\right)\left(\frac{b}{L}\right)^2 - \frac{b}{L}\left(2 - \frac{(e_2 + e_3)a}{(e_1 + e_3)L} - \frac{c}{L}\right) + \left(1 - \frac{c}{L}\right) = 0 \quad (6.32)$$

Introduserar nye konstantar:

$$\alpha = \frac{(e_2 + e_3)}{(e_1 + e_3)}, \quad A = 1 - \alpha, \quad B = \left(2 - \alpha\frac{a}{L} - \frac{c}{L}\right), \quad C = \left(1 - \frac{c}{L}\right) \quad (6.33)$$

Setter inn for A, B og C, og likning (6.32) kan forenklast til:

$$A\left(\frac{b}{L}\right)^2 - B\frac{b}{L} + C = 0 \quad (6.34)$$

Kan løyse likning (6.34) ved hjelp av abc-formelen:

$$b = \frac{B - \sqrt{(B^2 - 4AC)}}{2A} * L \quad (6.35)$$

Med  $L = 54,3 \text{ m}$ ,  $e_1 = e_2 = 1.0013 \text{ m}$ ,  $e_3 = 1.6807 \text{ m}$  og  $a = c = 0,1 * L = 5,43 \text{ m}$ ,  
vert  $b = 0,5 * L = 27,15 \text{ m}$  på grunn av symmetri og like ende-eksentrisitetar.

**Parabola AB:**  $0 \leq x \leq a \rightarrow y = e_1 + A_1 * x^2$

Setter inn for  $A_1$  frå likning (6.29):

$$y = e_1 - \frac{(e_1 + e_3)}{ab} x^2$$

Den deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev stigningstalet til parabolen ved punkt B,

$$x = a \rightarrow \frac{dy}{dx} = -2 \frac{(e_1 + e_3)}{b} \quad (6.36)$$

Den andre deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev kurvaturen ( $k$ ) til parabolen,

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -2 \frac{(e_1 + e_3)}{ab} \rightarrow k = -2 \frac{(1,0013 \text{ m} + 1,6807 \text{ m})}{5,43\text{m} * 27,15\text{m}} = -0,036 \frac{1}{\text{m}} \quad (6.37)$$

Radiusen til parabolen,  $R_{AB} = \frac{1}{k} = -27,78 \text{ m}$ , (konveks).

Ekvivalent jamt fordelt last på distansen  $a = 5,43 \text{ m}$  ut frå figur 6-23:

$$q_{AB} = -0,036 \frac{1}{\text{m}} * P \quad (6.38)$$

**Parabola BCD:**  $a < x \leq (L - c) \rightarrow y = -e_3 + A_2 * (b - x)^2$

Setter inn for  $A_2$  frå likning (6.29):

$$y = -e_3 + \frac{(e_1 + e_3)}{b(b - a)} (b - x)^2 \quad (6.39)$$

Den deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev stigningstalet til parabolen,

$$\frac{dy}{dx} = -2 \frac{(e_1 + e_3)}{b(b - a)} (b - x) \quad (6.40)$$

I punkt B:  $x = a \rightarrow \frac{dy}{dx} = -2 \frac{(e_1 + e_3)}{b}$

I punkt D:  $x = (L - c) \rightarrow \frac{dy}{dx} = -2 \frac{(e_1 + e_3)}{b(b - a)} (b - L + c)$

Den andre deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev kurvaturen ( $k$ ) til parabolen,

$$\frac{d^2y}{dx^2} = 2 \frac{(e_1 + e_3)}{b(b - a)} \rightarrow k = 2 \frac{(1,0013 \text{ m} + 1,6807 \text{ m})}{27,15\text{m} * (27,15\text{m} - 5,43\text{m})} = 0,009 \frac{1}{\text{m}} \quad (6.41)$$

Radiusen til parabolen,  $R_{BCD} = \frac{1}{k} = 111,11 \text{ m}$ , (konkav).

Ekvivalent jamt fordelt last på distansen  $(L - a - c) = 43,44 \text{ m}$ , ut frå figur 6-23:

$$q_{BCD} = 0,009 \frac{1}{m} * P \quad (6.42)$$

**Parabola DE:**  $(L - c) \leq x \leq L \rightarrow y = e_2 + A_3 * (L - x)^2$

Setter inn for  $A_3$  frå likning (6.30):

$$y = e_2 - \frac{(e_2 + e_3)}{c(L - b)} (L - x)^2 \quad (6.43)$$

Den deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev stigningstalet til parabelen ved punkt B,

$$x = (L - c) \rightarrow \frac{dy}{dx} = 2 \frac{(e_2 + e_3)}{(L - b)} \quad (6.44)$$

Den andre deriverte av  $y$  med omsyn på  $x$  gjev kurvaturen ( $k$ ) til parabelen,

$$\frac{d^2y}{dx^2} = -2 \frac{(e_2 + e_3)}{c(L - b)} \rightarrow k = -2 \frac{(1,0013 \text{ m} + 1,6807 \text{ m})}{5,43 \text{ m} * (54,3 \text{ m} - 27,15 \text{ m})} = -0,036 \frac{1}{m} \quad (6.45)$$

Radiusen til parabelen,  $R_{DE} = \frac{1}{k} = -27,78 \text{ m}$ , (konveks).

Ekvivalent jamt fordelt last på distansen  $c = 5,43 \text{ m}$ , ut frå figur 6-23:

$$q_{DE} = -0,036 \frac{1}{m} * P \quad (6.46)$$

### 6.3.3 Crossmetoden og fastinnspenningsmomenter

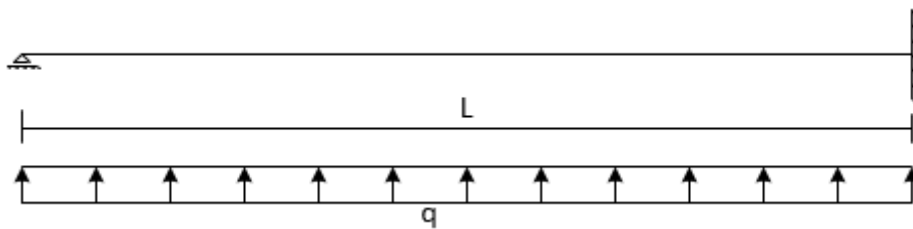
På grunn av ekvivalent last frå forspenning vert feltmoment og støttemoment bestemt ved hjelp av fastinnspenningsmomenter og Crossmetoden.

Crossmetoden er ein iterativ metode, og eignar seg til å bestemme kreftene i statisk ubestemte konstruksjonar. Ved å «låse» knutepunkt over støtte og berekne fastinnspenningsmoment, for så å «sleppe det laust» og fordele momentet ut frå rotasjonsstivheter og fordelingsfaktorar i aktuelt knutepunkt, kan ein oppnå riktig støttemoment.

### 6.3.3.1 Idealiserte moment

For å berekne fastinnspenningsmoment vert brubjelken antatt fastinnspent ved kvar støtte. Brubjelken i felt 1-2 og 5-6 vert sett på som ein einssidig innspent bjelke (sjå figur 6-24) med jamt fordelt oppoverretta ekvivalent last, med følgjande fastinnspenningsmoment:

$$M_{p.21} = M_{p.56} = \pm \frac{q * L^2}{8} = \pm 2.181 m * P [kN]$$

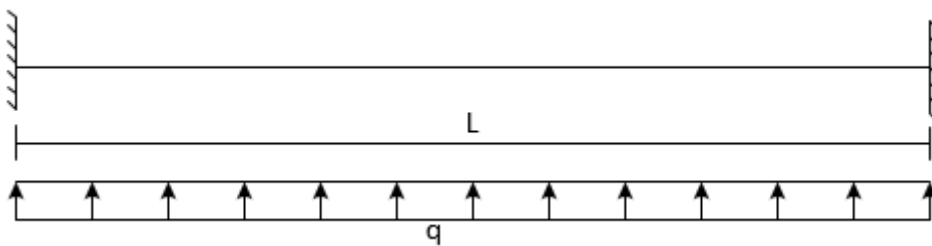


Figur 6-24 Einsidig innspent bjelke med jamt fordelt oppoverretta ekvivalent last

Brubjelken i felt 2-3, 3-4 og 4-5 vert sett på som ein tosidig innspent bjelke (sjå figur 6-25) med jamt fordelt ekvivalent last, med følgjande fastinnspenningsmoment:

$$M_{p.23} = M_{p.34} = M_{p.45} = \frac{q * L^2}{12} = 1.78875 m * P [kN]$$

$$M_{p.32} = M_{p.43} = M_{p.54} = -\frac{q * L^2}{12} = -1.78875 m * P [kN]$$



Figur 6-25 Tosidig innspent bjelke med jamt fordelt oppoverretta ekvivalent last

Fastinnspenningsmoment er etter Crossmetoden sine fortegnreglar negative *mot* urvisar og positive *med* urvisar.

Neste er å bestemme rotasjonsstivheiter ( $k$ ) og fordelingsfaktorar ( $r$ ) for momentfordeling i kvart knutepunkt over opplegg.



Rotasjonsstivheter vert bestemt ut frå stivhetsrelasjonar for bjelker, og fordelingsfaktoren er rotasjonsstivhet dividert på summen av rotasjonsstivheter i aktuelt knutepunkt. Rotasjonsstivheter og fordelingsfaktorar som er nytta for Brunnholen bru er lista opp i tabell 6-10. Knutepunkt 2 tilsvarar støtte 2 og så vidare, ut frå figur 6-3.

Tabell 6-10 Rotasjonsstivheter og fordelingsfaktorar

Knutepunkt		Rotasjonsstivhet	Summen av rotasjonsstivhet	Fordelingsfaktor
<b>2</b>	21	$k_{21} = \frac{3EI}{L_{12}}$	$\Sigma k_2 = k_{21} + k_{23}$ $\Sigma k_2 = 0.14255 * EI$	$r_{21} = \frac{k_{21}}{\Sigma k_2} = 0.48324$
	23	$k_{23} = \frac{4EI}{L_{23}}$		$r_{23} = \frac{k_{23}}{\Sigma k_2} = 0.51676$
<b>3</b>	32	$k_{32} = \frac{4EI}{L_{23}}$	$\Sigma k_3 = k_{32} + k_{34}$ $\Sigma k_3 = 0.14733 * EI$	$r_{32} = \frac{k_{32}}{\Sigma k_3} = 0.5$
	34	$k_{34} = \frac{4EI}{L_{34}}$		$r_{34} = \frac{k_{34}}{\Sigma k_3} = 0.5$
<b>4</b>	43	$k_{43} = \frac{4EI}{L_{34}}$	$\Sigma k_4 = k_{43} + k_{45}$ $\Sigma k_4 = 0.14733 * EI$	$r_{43} = \frac{k_{43}}{\Sigma k_4} = 0.5$
	45	$k_{45} = \frac{4EI}{L_{45}}$		$r_{45} = \frac{k_{45}}{\Sigma k_4} = 0.5$
<b>5</b>	54	$k_{54} = \frac{4EI}{L_{45}}$	$\Sigma k_5 = k_{54} + k_{56}$ $\Sigma k_5 = 0.14255 * EI$	$r_{54} = \frac{k_{54}}{\Sigma k_5} = 0.51676$
	56	$k_{56} = \frac{3EI}{L_{56}}$		$r_{56} = \frac{k_{56}}{\Sigma k_5} = 0.48324$

Elastisitetmodulen  $E$  og arealregghetsmomentet  $I$  vert kansellert i uttrykket for fordelingsfaktor, ettersom kassetverrsnittet er konstant over heile lengda. Hadde derimot tverrsnittet ikkje vert konstant eller hatt ulik E-modul måtte det taksast omsyn til dette i berekninga.

Neste vert å foreta momentfordeling i alle knutepunkt, for så å summere momenta og finne dei endelege momenta. Tabell 6-11 viser berekninga som er utført.

Tabell 6-11 Crosstabell idealiserte momenter

	Knutepunkt 2		Knutepunkt 3		Knutepunkt 4		Knutepunkt 5	
	21	23	32	34	43	45	54	56
$r$	0,4833	0,5167	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5167	0,4833
$M_p$	2,181P	1,7887P	1,7887P	1,7887P	1,7887P	1,7887P	1,7887P	2,181P
	0,1896	0,2027	0,10135			0,10135	0,2027	0,1896
		0,0253	0,05067	0,05067	0,05067	0,05067	0,0253	
	0,0122	0,013	0,0065			0,0065	0,013	0,0122
			0,00325	0,00325	0,00325	0,00325		
$M_p$	1,979P	1,979P	1,7347P	1,7347P	1,7347P	1,7347P	1,979P	1,979P

Raude tal er negative moment og blå tal er positive moment. Alle fastinnspenningsmomenta gjev strekk på undersida av brubjelken.

Med alle fastinnspenningsmoment berekna, er det neste å bestemme eit uttrykk for momentkurva for kvart enkelt spenn, slik at ein kan kontrollere strekkspenningar også i felt.

I det følgjande vert det lista opp uttrykka for momentkurva i kvart felt.

$x$  er avstanden frå venstre mot høgre i kvart felt og  $R$  er «reaksjonskrefter» ved opplager.

- Felt 1-2:  $M_{p1}(x) = M_{p.21} - \frac{1}{2} * q_1 * x^2 + R_{21} * x$
- Felt 2-3:  $M_{p2}(x) = -M_{p.23} - \frac{1}{2} * q_2 * x^2 + R_{23} * x$
- Felt 3-4:  $M_{p3}(x) = -M_{p.34} - \frac{1}{2} * q_3 * x^2 + R_{34} * x$
- Felt 4-5:  $M_{p4}(x) = -M_{p.45} - \frac{1}{2} * q_4 * x^2 + R_{45} * x$
- Felt 5-6:  $M_{p5}(x) = -M_{p.56} - \frac{1}{2} * q_5 * x^2 + R_{56} * x$

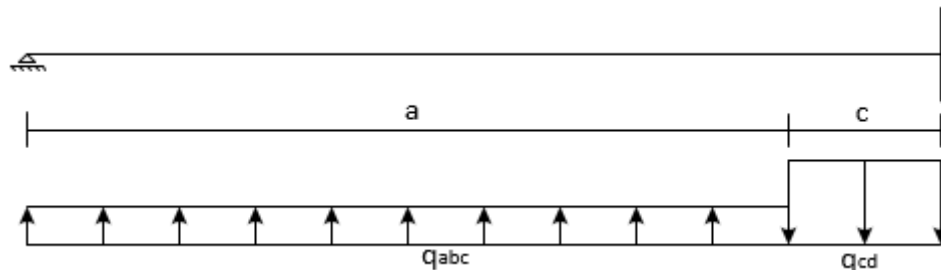
Tabell 6-12 listar opp feltmoment og støttemoment med lik avstand  $x$  som for momenta ut frå CSi Bridge, som vist i tabell 6-6. For komplett utrekning sjå vedlegg 5.

Tabell 6-12 Idealisert feltmoment og støttemoment

Felt	Avstand x [m]	Moment [kNm]	Støtte	Moment [kNm]
1-2	17.42	1,304*P	1	0
2-3	25.72	0,826*P	2	1,979*P
3-4	25.72	0,947*P	3	1,7347*P
4-5	28.58	0,826*P	4	1,7347*P
5-6	26.13	1,304*P	5	1,979*P

### 6.3.3.2 Realistiske moment

Framgangsmåten er lik som for idealisert moment, men utrekninga av fastinnspenningsmoment er ulik.



Figur 6-26 Tosidig innspent bjelke

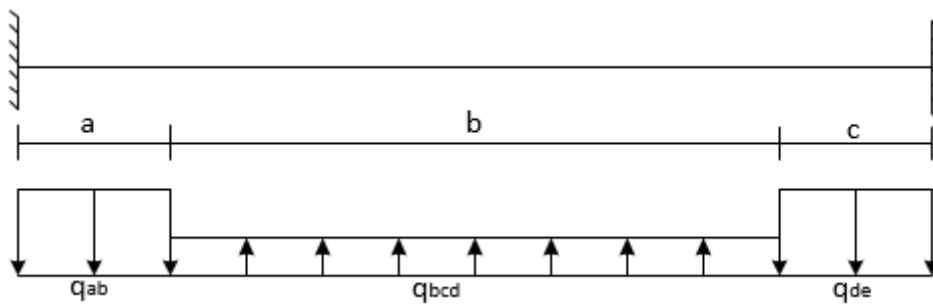
Som vist i figur 6-26, så er det for felt 1-2 og 5-6 eit område nært indre opplager med nedoverretta ekvivalent jamt fordelt last, som verkar på distansen  $c = 0,1 * L = 4,355 m$ . På resten av bjelken verkar det ei oppoverretta ekvivalent jamt fordelt last på distansen  $a = L - c = 39,195 m$ . Opplagerreaksjonen ved støtte 1 og 6, vert bestemt ut frå:

$$R_1 = R_6 = (q_{ABC} + q_{CD}) \frac{(L - a)^3 (3L + a)}{8L^3} = 0,001 * P \quad (6.47)$$

Fastinnspenningsmoment vert bestemt ut frå:

$$M_{p.21} = M_{p.56} = \frac{q_{ABC} * L^2}{8} + R_1 * L - \frac{(q_{ABC} + q_{CD}) * c^2}{2} = 1,866m * P$$

For felt 2-3, 3-4 og 4-5 er det eit område nært begge opplagarane med nedoverretta ekvivalent jamt fordelt som verkar på distansen  $a = c = 0,1 * L = 5,43 m$  og oppoverretta ekvivalent jamt fordelt last på distansen  $b = L - c - a = 43,44 m$  for resten av bjelken, som vist i figur 6-27.



Figur 6-27 Tosidig innspent bjelke

Formel for utrekning av fastinnspenningsmoment for ein tosidig innspent bjelke med delvis jamt fordelt last er som følgjer:

$$M = q * \left[ \frac{(L - x)^3 * (L + 3x) - z^2 * (4L - 3z)}{12L^2} \right] \quad (6.48)$$

Ettersom det er 3 områder med ulik jamt fordelt last på bjelken i figur 6-27, vert det 3 utrekningar for fastinnspenningsmoment. Tabell 6-13 viser verdier for fastinnspenningsmoment ut frå likning (6.48).

Tabell 6-13 Fastinnspenningsmoment for tosidig innspent bjelke

$q \left[ \frac{1}{m} * P \right]$	Distanse [m]	x [m]	z [m]	$M_A$	$M_B$
-0,036	5,43	0	48,87	-0,463m*P	-0,033m*P
0,009	43,44	5,43	5,43	2,088m*P	2,088m*P
-0,036	5,43	48,87	0	-0,033m*P	-0,463m*P
				$\Sigma M_A = 1,592m * P$	$\Sigma M_B = 1,592m * P$

Neste er å fordele momenta ved hjelp Cross-metoden. Momentfordelinga er vist i tabell 6-14.

Tabell 6-14 Crosstabell realistiske momenter

	Knutepunkt 2		Knutepunkt 3		Knutepunkt 4		Knutepunkt 5	
	21	23	32	34	43	45	54	56
$r$	0,4833	0,5167	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5167	0,4833
$M_p^{\wedge}$	-1,866	1,592	-1,592	1,592	-1,592	1,592	-1,592	1,866
	0,1324	0,1416	0,0708			-0,0708	-0,1416	-0,1324
		-0,0177	-0,0354	-0,0354	0,0354	0,0354	0,0177	
	0,0085	0,0091	0,0045			-0,0045	-0,0091	-0,0085
			-0,0023	-0,0023	0,0023	0,0023		
$M_p$	-1,725P	1,725P	-1,554P	1,554P	-1,554P	1,554P	-1,725P	1,725P

Samanlikna med fordelte idealiserte moment i tabell 6-11, er det ein differanse på 13 % for knutepunkt 2 og 5, og ein differanse på 10,5 % for knutepunkt 3 og 4.

Det vert vurdert til sikker side at feltmomenter for realistisk spennarmeringsprofil også vert redusert med 13 %. Feltmoment for realistisk spennarmeringsprofil er lista opp i tabell 6-15. For komplett utrekning sjå vedlegg 7.

Tabell 6-15 Feltmoment realistisk spennarmeringsprofil

Felt	Avstand x [m]	Moment [kNm]	Støtte	Moment [kNm]
<b>1-2</b>	17.42	1,133*P	<b>1</b>	0
<b>2-3</b>	25.72	0,706*P	<b>2</b>	1,725*P
<b>3-4</b>	25.72	0,818*P	<b>3</b>	1,554*P
<b>4-5</b>	28.58	0,706*P	<b>4</b>	1,554*P
<b>5-6</b>	26.13	1,133*P	<b>5</b>	1,725*P

#### 6.3.4 Spennkraft

Ettersom naudsynt spennkraft for å balansere dei ytre lastene er ukjent, kan generell formel for spenning av eit homogent (reint betongtverrsnitt) tverrsnitt utsatt for bøyning, nyttast for å definere eit uttrykk for spennkrafta  $P$ .

Generell formel:

$$\sigma_{trykk} = \left( -\frac{P}{A} + \frac{M_p}{I} * y \right) - \frac{M_{\max}(x)}{I} * y \quad (6.49)$$

$$\sigma_{strekk} = \left( -\frac{P}{A} - \frac{M_p}{I} * y \right) + \frac{M_{\max}(x)}{I} * y \quad (6.50)$$

der

$A$  er tverrsnittsarealet av overbygninga;

$I$  er arealtreighetsmomentet til overbygninga;

$y$  er avstanden frå tyngdepunktaksa til topp eller botn av tverrsnittet;

$M_{\max}$  er største feltmoment eller støttemoment frå ytre laster i bruksgrense;

$M_p$  er moment frå ekvivalent last.

For vidare utleiing vert  $M_p$  definert som vist i likning (6.51), der  $M$  er talverdien foran  $P$  i tabell 6-12 og 6-15.

$$M_p = M * P \quad (6.51)$$

For eit homogent tverrsnitt med påkjenningar frå aksialkraft ( $P$ ) og moment frå forspenning ( $M_p$ ) i tyngdepunktaksa, vert strekkspenningar og strekkrefter definert som positive og gjev strekk på oversida, medan positivt bøyemoment frå ytre laster gjev strekk på undersida. Strekkspenningar som oppstår skal ikkje overskride strekkfastheten til betong. For betongkvalitet B45 er strekkfastheten,  $f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$ , ut frå EK2, Tabell 3.1.

Setter likning (6.51) inn likning (6.49) og (6.50), og setter dei lik  $f_{ctm}$ ,

$$\begin{aligned} \left(-\frac{P}{A} \pm \frac{M * P}{I} * y\right) \mp \frac{M_{max}}{I} * y &\leq f_{ctm} \\ \left(-\frac{1}{A} \pm \frac{M}{I} * y\right) * P \mp \frac{M_{max}}{I} * y &\leq f_{ctm} \end{aligned} \quad (6.52)$$

Flyttar så  $\left(\frac{M_{max}}{I} * y\right)$  over på høgre side, og dividerar høgre side med  $\left(-\frac{1}{A} \pm \frac{M}{I} * y\right)$ .

Har no definert eit uttrykk for spennkrafta  $P$ :

$$P \geq \frac{\left(f_{ctm} \mp \frac{M_{max}}{I} * y\right)}{\left(-\frac{1}{A} \pm \frac{M}{I} * y\right)} \quad (6.53)$$

Ved å nytte verdier for  $M_{max}$  ut frå tabell 6-3 og 6-6, kan største spennkraft  $P$  som trengst for å balansere dei ytre lastene ved ferdigtilstand, for brumodell 1 og brumodell 2 vert bestemt.

Komplett utrekning er utført i Mathcad og er vist i vedlegg 4, 5 og 6.

#### 6.3.4.1 Største spennkraft, Brumodell 1

Tabell 6-16 og 6-17 listar opp største spennkraft for idealisert spennarmeringsprofil for brumodell 1.

Tabell 6-16 Største spennkraft idealisert spennarmeringsprofil, strekk i overkant tverrsnitt brumodell 1

Idealisert spennarmeringsprofil: Strekk i overkant						
Støtte	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	y <sub>t</sub> [m]	M <sub>CSi</sub> [kNm]	M <sub>p</sub> [m]	P [kN]
2	17,8135	25,3572	1,2653	151 239,2	1,825	25 454,28
3	17,8135	25,3572	1,2653	157 160,3	1,596	29 768,51
4	17,8135	25,3572	1,2653	154 876,3	1,596	28 929,18
5	17,8135	25,3572	1,2653	150 871,4	1,825	25 329,60

Tabell 6-17 Største spennkraft idealisert spennarmeringsprofil, strekk i underkant tverrsnitt brumodell 1

Idealisert spennarmeringsprofil: Strekk i underkant						
Felt	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	y <sub>b</sub> [m]	M <sub>CSi</sub> [kNm]	M <sub>p</sub> [m]	P [kN]
1-2	17,8135	25,3572	1,9347	88 058,51	1,204	19 728,13
2-3	17,8135	25,3572	1,9347	96 217,98	0,760	31 309,67
3-4	17,8135	25,3572	1,9347	95 562,71	0,873	28 550,31
4-5	17,8135	25,3572	1,9347	97 520,41	0,760	32 188,27
5-6	17,8135	25,3572	1,9347	95 344,91	1,204	23 485,28

Tabell 6-18 og 6-19 lister opp største spennkraft for realistisk spennarmeringsprofil for brumodell 1.

Tabell 6-18 Største spennkraft realistisk spennarmeringsprofil, strekk i overkant tverrsnitt brumodell 1

Realistisk spennarmeringsprofil: Strekk i overkant						
Støtte	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	y <sub>t</sub> [m]	M <sub>CSi</sub> [kNm]	M <sub>p</sub> [m]	P [kN]
2	17,8135	25,3572	1,2653	151 239,2	1,725	26 345,63
3	17,8135	25,3572	1,2653	157 160,3	1,554	30 234,10
4	17,8135	25,3572	1,2653	154 876,3	1,554	29 381,59
5	17,8135	25,3572	1,2653	150 871,4	1,725	26 216,57

Tabell 6-19 Største spennkraft idealisert spennarmeringsprofil, strekk i underkant tverrsnitt brumodell 1

Realistisk spennarmeringsprofil: Strekk i underkant						
Felt	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	y <sub>b</sub> [m]	M <sub>CSi</sub> [kNm]	M <sub>p</sub> [m]	P [kN]
1-2	17,8135	25,3572	1,9347	88 058,51	1,133	20 468,14
2-3	17,8135	25,3572	1,9347	96 217,98	0,706	32 195,71
3-4	17,8135	25,3572	1,9347	95 562,71	0,818	29 456,81
4-5	17,8135	25,3572	1,9347	97 520,41	0,706	33 099,18
5-6	17,8135	25,3572	1,9347	95 344,91	1,133	24 366,83

Største spennkraft er ut frå tabell 6-19, og er lik  $P = 33\,099,18\text{ kN}$ .

Det vert antatt 1 % låsetap ved forankring,  $\Delta P_{l\ddot{a}s} \approx 0,15$  og 25 % total tap av spennkraft ved ferdigtilstand,  $\Delta P \approx 0,25$ .

Forhald mellom låsetap og totalt tap:

$$\delta P = \left( \frac{1 - \Delta P}{1 - \Delta P_{l\ddot{a}s}} \right) \approx 0,88 \quad (6.54)$$

Naudsynt oppspenningskraft for brumodell 1 er:

$$P_{jack} = \frac{P}{(1 - \Delta P)} = 44\,132,24\text{ kN} \quad (6.55)$$

Spennkraft ved forankring:

$$P_t = P_{jack} * (1 - \Delta P_{l\ddot{a}s}) = 37\,512,4\,kN \quad (6.56)$$

Største tillatte påført spenning ut frå tabell 4-3:

$$\sigma_{p,max} = \min[0,8 * f_{pk}; 0,9 * f_{p0,1k}] = 1476\,MPa \quad (6.57)$$

Naudsynt spennarmeringsareal:

$$A_p = \frac{P_{jack}}{\sigma_{p,max}} = 29\,899,9\,mm^2 \quad (6.58)$$

Areal av 1 spenntau:

$$A_{p,tau} = 150\,mm^2 \quad (6.59)$$

Antall spenntau:

$$n = \frac{A_p}{A_{p,tau}} = 199,33 \quad (6.60)$$

Prøvar med 19 spenntau i ein spennkabel:

$$\frac{n}{19} = 10,49 \rightarrow 12 \quad (6.61)$$

Vel førebels 12 spennkablur på grunn av symmetri, og plasserar 3 spennkablur i kvart steg, ettersom det er fire steg for to brukassar.

#### 6.3.4.2 Største spennkraft, Brumodell 2

Tabell 6-20 og 6-21 listar opp største spennkraft for idealisert spennarmeringsprofil for brumodell 2.

Tabell 6-20 Største spennkraft idealisert spennarmeringsprofil, strekk i overkant tverrsnitt brumodell 2

Idealisert spennarmeringsprofil: Strekk i overkant						
Støtte	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	y <sub>t</sub> [m]	M <sub>CSi</sub> [kNm]	M <sub>p</sub> [m]	P [kN]
2	8,9125	12,6899	1,2653	86 535	1,979	15 599,11
3	8,9125	12,6899	1,2653	90 845	1,7347	18 438,58
4	8,9125	12,6899	1,2653	89 974	1,7347	18 134,03
5	8,9125	12,6899	1,2653	86 777	1,979	15 677,06



Tabell 6-21 Største spennkraft idealisert spennarmeringsprofil, strekk i underkant tverrsnitt brumodell 2

Idealisert spennarmeringsprofil: Strekk i underkant						
Felt	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	y <sub>b</sub> [m]	M <sub>CSi</sub> [kNm]	M <sub>p</sub> [m]	P [kN]
1-2	8,9125	12,6899	1,9347	56 350,30	1,3025	15 416,40
2-3	8,9125	12,6899	1,9347	60 172,84	0,8113	22 781,65
3-4	8,9125	12,6899	1,9347	58 876,09	0,9398	20 206,12
4-5	8,9125	12,6899	1,9347	60 497,36	0,8113	22 991,42
5-6	8,9125	12,6899	1,9347	58 809,64	1,3025	16 623,02

Tabell 6-22 og 6-23 lister opp største spennkraft for realistisk spennarmeringsprofil for brumodell 2.

Tabell 6-22 Største spennkraft realistisk spennarmeringsprofil, strekk i overkant tverrsnitt brumodell 2

Realistisk spennarmeringsprofil: Strekk i overkant						
Støtte	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	y <sub>t</sub> [m]	M <sub>CSi</sub> [kNm]	M <sub>p</sub> [m]	P [kN]
2	8,9125	12,6899	1,2653	86 535	1,725	16 989,20
3	8,9125	12,6899	1,2653	90 845	1,5543	19 679,93
4	8,9125	12,6899	1,2653	89 974	1,5543	19 354,88
5	8,9125	12,6899	1,2653	86 777	1,725	17 074,10

Tabell 6-23 Største spennkraft realistisk spennarmeringsprofil, strekk i underkant tverrsnitt brumodell 2

Realistisk spennarmeringsprofil: Strekk i underkant						
Felt	A [m <sup>2</sup> ]	I [m <sup>4</sup> ]	y <sub>b</sub> [m]	M <sub>CSi</sub> [kNm]	M <sub>p</sub> [m]	P [kN]
1-2	8,9125	12,6899	1,9347	56 350,30	1,133	16 813,10
2-3	8,9125	12,6899	1,9347	60 172,84	0,706	24 447,80
3-4	8,9125	12,6899	1,9347	58 876,09	0,818	21 853,85
4-5	8,9125	12,6899	1,9347	60 497,36	0,706	24 672,88
5-6	8,9125	12,6899	1,9347	58 809,64	1,133	18 128,88

Største spennkraft er ut frå tabell 6-23, og lik  $P = 24\,672,88\text{ kN}$ .

Naudsynt oppspenningskraft ut frå likning (6.55):

$$P_{jack} = 32\,897,18\text{ kN}$$

Spennkraft ved forankring ut frå likning (6.56):

$$P_t = 27\,962,6\text{ kN}$$

Naudsynt spennarmeringsareal ut frå likning (6.57):

$$A_p = 22\,288\text{ mm}^2$$

Antall spenntau ut frå likning (6.60):

$$n = 148,59$$

Prøvar 19 spenntau i ein spennkabel:

$$\frac{n}{19} = 7,82 \rightarrow 8$$

Vel 8 spennkabler på grunn av symmetri, og plasserar 4 spennkabler i gruppe (2x2) i kvart steg.

Vel å gå vidare med dimensjonering av brumodell 2 (1 brukasse) ettersom det er eit større behov for spennarmeringsareal per brukasse i brumodell 2 enn det det er i brumodell 1.

#### 6.3.4.3 Største spennkraft

Største spennkraft vert ut frå *EK2, pkt.5.10.2.1*, definert som,

$$P_{max} = A_p * \sigma_{p.max} \quad (6.62)$$

Med 8 spennkabler à 19 spenntau, vert totalt spennarmeringsareal i ei brukasse,

$$A_p = 8 * 19 * 150 \text{ mm}^2 = 22\,800 \text{ mm}^2 \quad (6.63)$$

og største spennkraft vert lik,

$$P_{max} = 22\,800 \text{ mm}^2 * 1476 \text{ MPa} = 33\,653 \text{ kN} \quad (6.64)$$

#### 6.3.4.4 Forspenningskraft

Ut frå *EK2, pkt.5.10.3*, bør verdien av den initielle forspenningskrafta  $P_{m0}$  som vert påført betongen rett etter oppspenning og forankring ikkje overskride følgjande verdi,

$$P_{m0} = A_p * \sigma_{pm0} \quad (6.65)$$

der

$$\sigma_{pm0} = \min\{0,75f_{pk}; 0,85f_{p0,1k}\} = 1394 \text{ MPa} \quad (6.66)$$

Innsatt i likning (6.65) for  $A_p$  frå likning (6.63) og for  $\sigma_{pm0}$  frå likning (6.66), vert initielle forspenningskraft rett etter oppspenning og forankring,

$$P_{m0} = 31\,783 \text{ kN}$$

## 7 Dimensjonering

### 7.1 Generelt

Ein normalarmert betongkonstruksjon vert generelt dimensjonert for å tilfredsstille krava i bruddgrensetilstand og så kontrollert i bruksgrensetilstand for å vere sikker på at konstruksjonen sin funksjonalitet er ivaretatt.

På den andre sida så verte ein spennarmert betongkonstruksjon generelt dimensjonert for å tilfredsstille krav i bruksgrensetilstand og så kontrollert i bruddgrensetilstand for å vere sikker på at konstruksjonen har tilstrekkeleg kapasitet.

Årsaken til denne forskjellen er at for spennarmerte betongkonstruksjoner er krava i bruksgrensetilstanden mykje meir kritiske enn krava i bruddgrensetilstanden, som er det motsatte av dimensjonering av ein normalarmert betongkonstruksjon. Som regel, men ikkje alltid, vil ein betongkonstruksjon dimensjonert i bruksgrensetilstand også tilfredsstille krav i bruddgrensetilstand, men ikkje motsatt.

### 7.2 Bruksgrense (SLS)

Dimensjonering av spennarmerte konstruksjonar vert som regel utført i bruksgrense for bøyning, og omfattar bruksgrensekontroller ut frå *EK2, pkt.7.1*, med omsyn til:

- Rissviddebegrensing
- Spenningsbegrensing
- Nedbøyningsbegrensing

Ved berekning av spenningar og nedbøyningar bør tverrsnitta ut frå *EK2, pkt.7.1(2)*, vert antatt å vere uopprissa så framt at bøyestrekkspenninga ikkje overskrider  $f_{ctm}$ .

#### 7.2.1 Rissviddebegrensing

Opprissing skal begrensa slik at ikkje konstruksjonen sin eigentlege funksjon eller bestandighet vert skada eller gjev den eit uakseptabelt utsjånad.

*Hb-N400* krevar rissviddeberekning etter *EK2, pkt.7.3.4*. Det vil sei at det ikkje er tilstrekkeleg å kontrollere rissvidde utan direkte berekning etter *EK2, pkt.7.3.3*.

Basert på eksponeringsklasse av betongoverflate, gjev *EK2, Tabell NA.7.1N*, krav til største rissvidde  $W_{max}$ , her vist som figur 7-1.

Eksponeringsklasse	Armerte konstruksjonsdeler og forspente konstruksjonsdeler med spennarmering uten kontinuerlig samvirke		Forspente konstruksjonsdeler med spennarmering med kontinuerlig samvirke <sup>3)</sup>	
	Lastkombinasjon	Grenseverdi	Lastkombinasjon	Grenseverdi
X0	Tilnærmet permanent	0,40 <sup>1)</sup>	Ofte forekommende	0,30 $k_c$
XC1, XC2, XC3, XC4	Tilnærmet permanent	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	0,20 $k_c$
XD1, XD2, XS1, XS2	Tilnærmet permanent	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	0,20 $k_c$
			Tilnærmet permanent	Trykkavlastning <sup>2)</sup>
XD3, XS3	Ofte forekommende	0,30 $k_c$	Ofte forekommende	Trykkavlastning <sup>2)</sup>
XSA	Vurderes særskilt <sup>4)</sup>		Vurderes særskilt <sup>4)</sup>	

<sup>1)</sup> For eksponeringsklasse X0 har rissvidden ikke påvirkning på bestandigheten, og denne grensen er satt for å gi akseptabelt utseende. Der det ikke er begrensninger av hensyn til utseende, kan verdien økes.

<sup>2)</sup> Ved påvisning av at det ikke oppstår trykkavlastning forutsettes at hele tverrsnittet av spennarmeringen, eventuelt kabelkanalen for etteroppspente forspenningskabler, ligger minst  $\Delta c_{sav}$  inn i trykksonen.

<sup>3)</sup> Ligger spennarmeringen 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 spennarmeringen benyttes ofte forekommende lastkombinasjon, den beregningsmessige rissvidden kan justeres med uttrykket  $w_{2k} = w_k (\epsilon_{s2} / \epsilon_{s1})$  der  $\epsilon_{s1}$  er strekkføyningen i armeringen på siden med størst føyning,  $\epsilon_{s2}$  er strekkføyningen i nivå med spennarmeringen og  $w_{2k}$  er en justert beregningsmessig rissvidde som sammenlignes med grenseverdiene i tabellen.

<sup>4)</sup> En totalvurdering er nødvendig i disse tilfeller for å komme frem til en hensiktsmessig kombinasjon av konstruktiv utforming, materialsammensetning, overdekning, rissviddebegrensning og andre beskyttende tiltak.

Figur 7-1 Grenseverdier for  $W_{max}$ , [Tabell NA.7.1N, EK2]

Med eksponeringsklasser ut frå tabell 4-8, gjev figur 7-1 at for betongoverflater ved innvendig brukasse, ytterkant steg, underkant vinge og underkant brukasse, så er største rissvidde med ofte forekommade lastkombinasjon lik  $W_{max} = 0,20 * k_c$ . Der  $k_c$  er ein faktor som tar omsyn til verknaden av større overdekning enn kravet til  $C_{min}$ , og er definert som:

$$k_c = \frac{C_{min,dur}}{C_{nom}} \leq 1,3 \rightarrow k_c = 1,0 \rightarrow W_{max} = 0,20 \text{ mm} \quad (7.1)$$

For betongoverflater ved overkant bruplate og kantdrager med eksponeringsklasse XD3, vert det krevd kontroll av trykkavlasting, det vil sei ein kontroll av at ein har trykkføyning for lastkombinasjonen *ofte forekommande*. Trykkavlastingskravet gjelder kun i brua si lengderetning.

Rissviddeberekninga vert innleia med ein tverrsnittsanalyse i *Stadium I – Uopprissa tverrsnitt*. Dersom bøyestrekkspenninga overskrider betongstrekkefasteheta  $f_{ctm}$ , går ein vidare til *Stadium II – Opprissa tverrsnitt*.

### 7.2.1.1 Stadium 1 – Uopprissa tverrsnitt

Ved spenningsberegninger for forspente konstruksjonar, må armeringstverrsnittet verte uttrykt som eit ekvivalent betongtverrsnitt, kalt transformert tverrsnitt.

Det transformerte tverrsnitt kan vert uttrykt som,

$$A_t = A_c + (\eta - 1)A_p \quad (7.2)$$

der

$A_c$  er betongen sitt tverrsnittsareal lik  $8,9125 \text{ m}^2$ , ut frå delkapittel 5.2.2.1,

$A_p$  er spennarmeringa sitt tverrsnittsareal lik  $0,023 \text{ m}^2$ , ut frå likning (6.63),

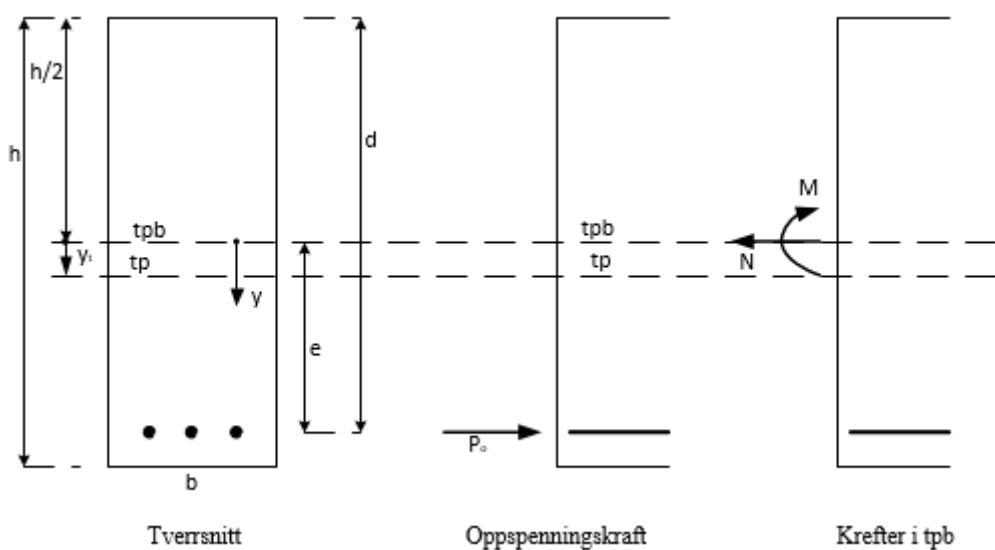
$$\eta = \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.4 \quad (7.3)$$

$E_p$  er dimensjonerande elastitesmodul for spennstål lik  $195\,000 \text{ MPa}$ , og  $E_{cm}$  er sekantmodul for betong B45 lik  $36\,000 \text{ MPa}$ .

Det gjev følgjande transformert tverrsnittareal ut frå likning (7.2):

$$A_t = 9,013 \text{ m}^2$$

Neste er å bestemme tyngdepunktaksa for det armerte tverrsnittet ( $tp$ ). Figur 7-2 viser prinsippet for eit rektangulært betongtverrsnitt.



Figur 7-2 Betongtverrsnitt påkjent aksialkraft og moment

Plassering av det armerte tverrsnittet sin tyngdepunktakse,  $tp$ , vert bestemt ved å ta moment av arealer om tyngdepunktaksa for det reine betongtverrsnittet:

$$y_{felt} = \frac{(\eta - 1)A_p * e_3}{A_t} = 0,019 \text{ m} \quad (7.4)$$

$$y_{støtte} = \frac{(\eta - 1)A_p * e_2}{A_t} = 0,011 \text{ m} \quad (7.5)$$

$y_{felt}$  og  $y_{støtte}$  er avstand mellom det reine betongtverrsnittet sin tyngdepunktakse,  $tpb$ , og det armert tverrsnittet sin tyngdepunktakse,  $tp$ , som vist i figur 7-2.

Avstandar til overflate brukassetverrsnitt frå tyngdepunktakse armert tverrsnitt,

$$y_{t.felt} = y_t + y_{felt} = 1,284 \text{ m} \quad , \text{ frå } tpb \text{ til topp tv.snitt felt,} \quad (7.6)$$

$$y_{b.felt} = y_b - y_{felt} = 1,916 \text{ m} \quad , \text{ frå } tpb \text{ til botn tv.snitt felt,} \quad (7.7)$$

$$y_{t.støtte} = y_t - y_{støtte} = 1,254 \text{ m} \quad , \text{ frå } tpb \text{ til topp tv.snitt støtte,} \quad (7.8)$$

$$y_{b.støtte} = y_b + y_{støtte} = 1,946 \text{ m} \quad , \text{ frå } tpb \text{ til botn tv.snitt støtte.} \quad (7.9)$$

Det neste er å bestemme arealtrehetsmomentet « $I$ » for det armerte tverrsnittet om tyngdepunktaksa,  $tp$ . Den kan verte uttrykt ved generell likning for arealtrehetsmoment:

$$I_t = I_c + A_c * y_t^2 + (\eta - 1)A_p * (e - y_t)^2 \quad (7.10)$$

Setter inn for  $y_t$  frå likning (7.4) og (7.5),  $\eta$  frå likning (7.3),  $A_p$  frå likning (6.63) og  $A_c = 8,9125 \text{ m}^2$ ,  $e_2 = 1.0013 \text{ m}$  og  $e_3 = 1.6807 \text{ m}$  inn i likning (7.10) for høvesvis arealtrehetsmoment for det aremert tverrsnittet midt i felt og over støtte (opplegg),

$$I_{t.felt} = I_c + A_c * y_{felt}^2 + (\eta - 1)A_p * (e_3 - y_{felt})^2 = 12,971 \text{ m}^4 \quad (7.11)$$

$$I_{t.støtte} = I_c + A_c * y_{støtte}^2 + (\eta - 1)A_p * (e_2 - y_{støtte})^2 = 12,79 \text{ m}^4 \quad (7.12)$$

Kan vidare bestemme motstandsmomentet « $W$ » for transformerte tverrsnittet, ut frå likning (7.13),

$$W_t = \frac{I_t}{y_t} \quad (7.13)$$

Setter inn for  $y_t$  frå likning (7.6) - (7.9) og  $I_t$  frå likning (7.10) og (7.11) i likning (7.13),

$$W_{t.felt} = \frac{I_{t.felt}}{y_{t.felt}} = 10,102 \text{ m}^3 \quad (7.14)$$

$$W_{b.felt} = \frac{I_{t.felt}}{y_{b.felt}} = 6,77 \text{ m}^3 \quad (7.15)$$

$$W_{t.støtte} = \frac{I_{t.støtte}}{y_{t.støtte}} = 10,198 \text{ m}^3 \quad (7.16)$$

$$W_{b.støtte} = \frac{I_{t.støtte}}{y_{b.støtte}} = 6,573 \text{ m}^3 \quad (7.17)$$

Spenninga i betongen kan verte uttrykt som:

$$\sigma_c^{strekk} = -\frac{P}{A_t} + \frac{P(e-y)}{W} \leq f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \quad , \text{ strekkspenning} \quad (7.18)$$

$$\sigma_c^{trykk} = -\frac{P}{A_t} - \frac{P(e-y)}{W} \leq 0,6 * f_{ck} = -27 \text{ MPa} \quad , \text{ trykkspenning} \quad (7.19)$$

der

$$\begin{aligned} P &= P_{max} = 33\,653 \text{ kN} && \text{ut frå likning (6.64),} \\ A_t &= 9,013 \text{ m}^2 && \text{ut frå likning (7.2),} \\ e &= e_2 = 1,0013 \text{ m} && \text{eksentristitet over støtte,} \\ e &= e_3 = 1,6807 \text{ m} && \text{eksentristitet i feltmidte} \end{aligned}$$

Kontrollerar opptredande spennningar i overkant og underkant brukassetverrsnitt ved feltmidte, over støtter og i høgde med spennarmering.

Underkant felt: setter inn likning (7.4) og (7.15) i likning (7.19).

$$\sigma_c^u = -\frac{P}{A_t} - \frac{P(e_3 - y_{felt})}{W_{b.felt}} = -11,995 \text{ MPa} \leq -27 \text{ MPa} \rightarrow OK! \quad (7.20)$$

Overkant felt: setter inn likning (7.4) og (7.14) i likning (7.18).

$$\sigma_c^o = -\frac{P}{A_t} + \frac{P(e_3 - y_{felt})}{W_{t.felt}} = 1,803 \text{ MPa} \leq 3,8 \text{ MPa} \rightarrow OK! \quad (7.21)$$

Overkant støtte: setter inn likning (7.5) og (7.17) i likning (7.19).

$$\sigma_c^o = -\frac{P}{A_t} - \frac{P(e_2 - y_{støtte})}{W_{t.støtte}} = -7,0 \text{ MPa} \leq -27 \text{ MPa} \rightarrow OK! \quad (7.22)$$

Underkant støtte: setter inn likning (7.5) og (7.16) i likning (7.18).

$$\sigma_c^u = -\frac{P}{A_t} + \frac{P(e_2 - y_{støtte})}{W_{b.støtte}} = 1,336 \text{ MPa} \leq 3,8 \text{ MPa} \rightarrow OK! \quad (7.23)$$

Høgde med spennarmering felt: setter inn likning (7.4) og (7.11) i likning (7.19).

$$\sigma_{c.felt} = -\frac{P}{A_t} - \frac{P(e_3 - y_{felt})^2}{I_{t.felt}} = -10,9 \text{ MPa} \leq -27 \text{ MPa} \rightarrow OK! \quad (7.24)$$

Høgde med spennarmering støtte: setter inn likning (7.5) og (7.12) i likning (7.19).

$$\sigma_{c.støtte} = -\frac{P}{A_t} - \frac{P(e_2 - y_{støtte})^2}{I_{t.støtte}} = -6,3 \text{ MPa} \leq -27 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK!} \quad (7.25)$$

Opptredande spenningar overskrider ikkje betongen sin strekkfasthet og betongtverrsnittet kan verte antatt urissa.

Tverrsnittet er i *Stadium I*, og betongen kan derfor verte antatt lineært elastisk. Det er ikkje naudsynt å gå vidare til rissberekningar i *Stadium II*.

### 7.2.1.2 Trykkavlasting

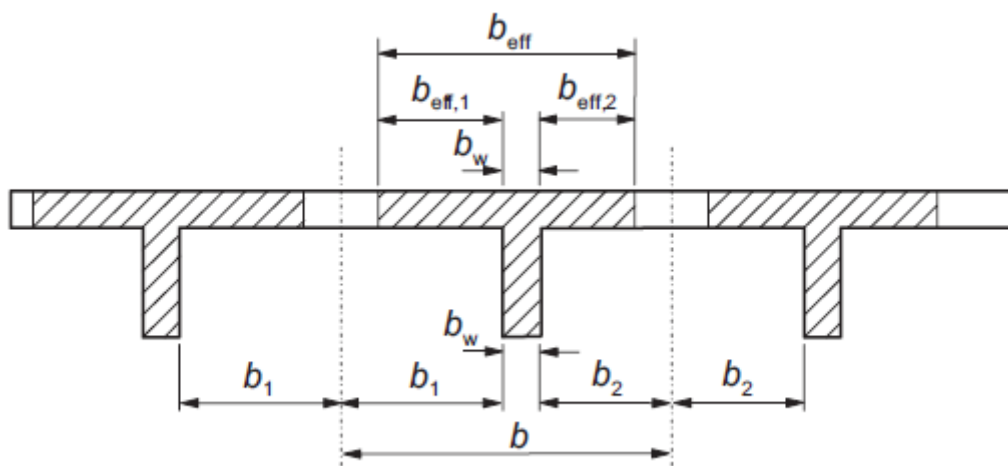
I følge *Merknad 2*) i figur 7-1 så skal tverrsnittet ha trykktøyningar/trykkspenningar i nivå med kabelrøyret pluss toleransen,  $\Delta C_{dev} = 15 \text{ mm}$ . Største støttemoment har overbygninga over støtte 3, dessutan så ligger spennarmeringa så høgt opp mot overkant som mogeleg. Det betyr i praksis at overbygninga har trykktøyningar i neste heile tverrsnittet ved opplegg.

Trykkavlastingskontrollen skal eigentleg gjerast for eit armert tverrsnitt med effektive flensbredder. Men det kan vere hensiktmessig å forenkle kontrollen til at heile tverrsnittet skal ha trykktøyning ved opplegg for lastkombinasjonen *ofte forekommande*.

Til sikker side vert det utført trykkavlastingskontroll for det armerte tverrsnittet med effektive flensbredder. Komplette utrekning er utført i Mathcad og er vist i sin heilhet i vedlegg 10.

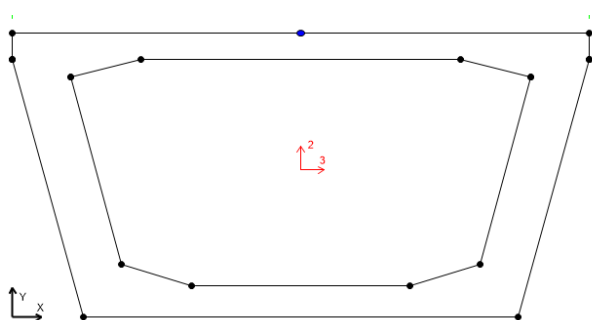
Effektiv flensbreidde skal verte definert ut frå betingelsar i *EK2, Figur 5.3*, her synt som figur 7-3. Sjå vedlegg 9.





Figur 7-3 Effektiv flens, geometriske parametere

Over midtopplegg kan effektiv flensbredde  $b_{eff}$  setjast lik breidda av underkant brukasse  $b_w$ , og tverrsnittet kan verte rekna som eit kassetverrsnitt utan utkragar, som vist i figur 7-4.



Tverrsnittet er modellert i CSiBridge, og har følgjande tverrsnittsdata:

$$A_{t,eff} = 7,1451 \text{ m}^2;$$

$$I_{t,eff} = 9,8919 \text{ m}^4,$$

$$tpb = 1,6572 \text{ m};$$

$$e = 1,279 \text{ m}.$$

Figur 7-4 Brukassetverrsnitt utan utkragar

Framgangsmåten for å berekne effektivt transformert armert tverrsnitt og effektivt arealreighetsmoment er likt som vist i avsnitt 7.2.1.1. Trykkspenningar vert berekna med forspenningskraft og bøyespennningar frå lastkombinasjonen *ofte forekommande*, og kan verte uttrykt som:

$$\sigma_t = \sigma_{topp, støtte} = \left( -\frac{P_{max}}{A_{t,eff}} - \frac{P_{max} * z}{W_{t,eff}} \right) + \frac{M_{Csi}}{W_{t,eff}} \quad (7.26)$$

$$\sigma_b = \sigma_{botn, støtte} = \left( -\frac{P_{max}}{A_{t,eff}} + \frac{P_{max} * z}{W_{b,eff}} \right) - \frac{M_{Csi}}{W_{b,eff}} \quad (7.27)$$

$$\sigma_{kg} = \sigma_{kabelgruppe, støtte} = \left( -\frac{P_{max}}{A_{t,eff}} - \frac{P_{max}(e - y)^2}{I_{t,eff}} \right) + \frac{M_{Csi}}{I_{t,eff}}(e - y) \quad (7.28)$$

der

$P_{max} = 33\,653\text{ kN}$	er største spennkraft ut frå likning (6.64),
$A_{t,eff} = 7,246\text{ m}^2$	er effektivt transformert armert tverrsnitt,
$I_{t,eff} = 10,054\text{ m}^4$	er effektivt arealreighetsmoment,
$z = 1,261\text{ m}$	er avstand frå senter spennkabel til tpb,
$W_{t,eff} = 6,593\text{ m}^3$	er effektivt motstandsmoment, topp,
$W_{b,eff} = 6,003\text{ m}^3$	er effektivt motstandsmoment, botn,
$M_{CSi} = 80\,898,3\text{ kNm}$	er bøyemoment for lastkombinasjon ofte forekommande.

Det gav følgjande spenningar ved opplegg for eit effektivt transformert armert tverrsnitt ved overkant, underkant og i nivå ved kabelgruppa, ut frå likning (7.26) – (7.28),

$$\sigma_t = \sigma_{topp, støtte} = 1,189\text{ MPa (strekk) IKKJE OK!} \quad (7.29)$$

$$\sigma_b = \sigma_{botn, støtte} = -11,052\text{ MPa (trykk) OK!} \quad (7.30)$$

$$\sigma_{kg} = \sigma_{kabelgruppe, støtte} = 0,179\text{ MPa (strekk) IKKJE OK!} \quad (7.31)$$

Det er strekkspenningar både i høgde med kabelgruppa og i overkant tverrsnitt, og kravet om trykkavlasting er ikkje tilfredsstillt.

### **Eg vel derfor å auke antall spenntau per spennkabel frå 19 til 22.**

Nytt spennarmeringsareal vert dermed,  $A_p = 0,026\text{ m}^2$ . Auke i spennarmeringsareal gjev nye verdiar for effektivt transformert armert tverrsnitt, arealreighetsmoment, motstandsmoment og avstand mellom tyngdepunktakser. Komplette utrekning er utført i Mathcad og er vist i sin heilhet i vedlegg 10.

Nye utrekna verdier er som følgjer:

$P_{max} = 38\,966\text{ kN}$	er største spennkraft med nytt spennarmeringsareal,
$A_{t,eff} = 7,262\text{ m}^2$	er nytt effektivt transformert armert tverrsnitt,
$I_{t,eff} = 10,08\text{ m}^4$	er nytt effektivt arealreighetsmoment,
$z = 1,258\text{ m}$	er ny avstand frå senter spennkabel til tpb,
$W_{t,eff} = 6,621\text{ m}^3$	er nytt effektivt motstandsmoment, topp,
$W_{b,eff} = 6,008\text{ m}^3$	er nytt effektivt motstandsmoment, botn,
$M_{CSi} = 80\,898,3\text{ kNm}$	er bøyemoment for lastkombinasjon ofte forekommande.

Det gjev nye spenningar ved opplegg for eit effektivt transformert armert tverrsnitt ved overkant, underkant og i nivå ved kabelgruppa, ut frå likning (7.26) – (7.28),

$$\sigma_t = \sigma_{topp, støtte} = -0,553 \text{ MPa (trykk) OK!} \quad (7.32)$$

$$\sigma_b = \sigma_{botn, støtte} = -10,67 \text{ MPa (trykk) OK!} \quad (7.33)$$

$$\sigma_{kg} = \sigma_{kabelgruppe, støtte} = -1,388 \text{ MPa (trykk) OK!} \quad (7.34)$$

Det effektive armerte tverrsnittet har no berre trykktøyningar og trykkavlastingskontrollen er tilfredsstillande.

**Går vidare med 8 spennkabler à 22 spenntau!**

### 7.2.2 Spenningsbegrensing

Ettersom tverrsnittet kan verte antatt urissa ut frå avsnitt 7.2.1.1, er det neste å kontrollere om opptredande strekk- og trykkspenningar ved forankring og ved ferdigtilstand overskrider krava i *EK2*.

Ut frå *EK2*, *pkt.7.2*, skal trykkspenninga i betongen vert begrensa for å unngå riss i lengderetninga, mikroriss eller store krepdeformasjoner dersom det kan medføre uakseptable verknader på konstruksjonen sin funksjon.

Betongen sin trykkspenning i konstruksjonen som følge av forspenningskrafta og andre belastningar som verkar på tidspunktet for oppspenning eller overføring av forspenning, lyt ut frå *EK2*, *pkt.5.10.2.2(5)*, vert begrensa til,

$$\sigma_c \leq 0,6 * f_{ck}(t)$$

der

$f_{ck}(t)$  er karakteristisk trykkfasthet for betongen på tidspunktet  $t$  når forspenningskrafta vert påført.

Vidare står det i *EK2*, *pkt.5.10.2.2(5)*, at visst trykkspenninga overskrider  $0,45 * f_{ck}(t)$  på permanent basis, bør det takast omsyn til kryptet sin ikkje-linearitet.

Kontroll av spenningar vert utført ved forankring (transfer) og ved ferdigtilstand (service). Ved påføring av forspenningskraft er det antatt at  $f_{ck}(t) = f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ .

### 7.2.2.1 Ved forankring (transfer)

Ved forankring er det bøyespenningar på grunn av eigenlast og spennkraft som skal kontrollerast. Det vert kontrollert aktuelle spenningar i topp og botn av brukassetverrsnittet ved feltmidte og over opplegg (støtte). Spenningane skal ikkje overskride følgjande verdier:

$$\text{Trykk: } \sigma_c \leq 0,6 * f_{ck} = -27 \text{ MPa} \quad (7.35)$$

$$\text{Strekk: } \sigma_c \leq f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa} \quad (7.36)$$

Likningane som vert nytta for spenningskontroll er for eit homogent tverrsnitt:

$$\sigma_t = \sigma_{topp, felt} = \left( -\frac{P_t}{A_t} + \frac{P_t * z}{W_t} \right) - \frac{M_t}{W_t} \quad (7.37)$$

$$\sigma_b = \sigma_{botn, felt} = \left( -\frac{P_t}{A_t} - \frac{P_t * z}{W_b} \right) + \frac{M_t}{W_b} \quad (7.38)$$

og

$$\sigma_t = \sigma_{topp, støtte} = \left( -\frac{P_t}{A_t} - \frac{P_t * z}{W_t} \right) + \frac{M_t}{W_t} \quad (7.39)$$

$$\sigma_b = \sigma_{botn, støtte} = \left( -\frac{P_t}{A_t} + \frac{P_t * z}{W_b} \right) - \frac{M_t}{W_b} \quad (7.40)$$

der

$P_t = 36801 \text{ kN}$  er spennkraft ved forankring ut frå likning (6.65),

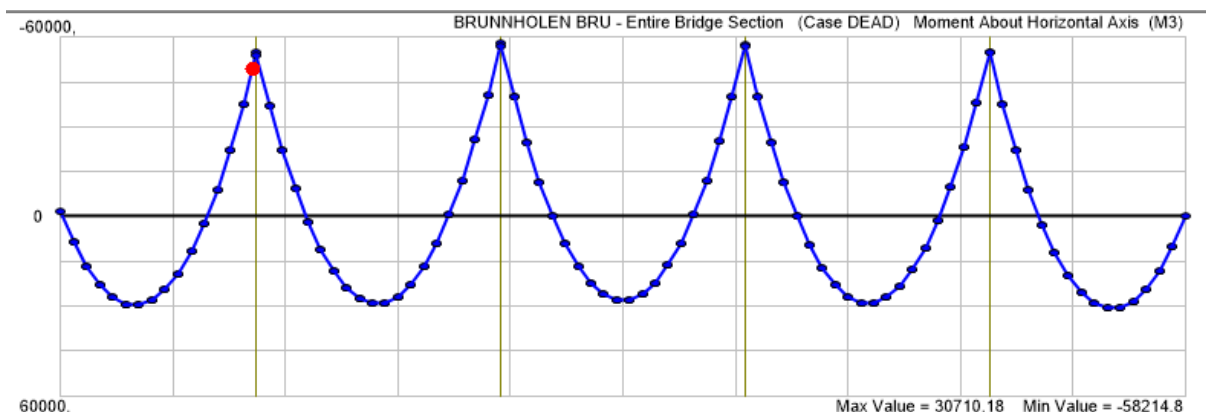
$A_t = 9.029 \text{ m}^2$  er transformert tverrsnitt ut frå likning (7.2),

$z$  er avstand frå senter spennkabel til transformert tyngdepunktakse,

$W_t$  er motstandsmoment ut frå likning (7.13)

$W_b$  er motstandsmoment ut frå likning (7.13)

$M_t$  er bøyemoment ved forankring frå CSiBridge frå figur 7-5.



Figur 7-5 Bøymomentdiagram av egenlast ved forankring

Komplett utrekning er utført i Mathcad og er vist i sin heilskap i vedlegg 8. Tabell 7-1 lister opp oppredane spenningar ved feltmidte ved forankring og tabell 7-2 lister opp oppredane spenningar over indre støtter ved forankring. Nummerering av felt og støtter er som vist i figur 6-3. I tabellane er trykkspenningar definert med negativt fortegn og strekkspenningar er definert med positivt fortegn.

Tabell 7-1 Oppredande spenningar i betongverrsnittet i feltmidte ved forankring

Felt	P <sub>t</sub> [kN]	z [m]	W <sub>t</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>b</sub> [m <sup>3</sup> ]	M <sub>t</sub> [kNm]	σ <sub>t</sub> [MPa]	σ <sub>b</sub> [MPa]	Krav
1-2	36 801	1,659	10,113	-	29 712,04	-0,977	-	OK
1-2	36 801	1,659	-	6,803	29 712,04	-	-8,683	OK
2-3	36 801	1,659	10,113	-	28 972,55	-0,904	-	OK
2-3	36 801	1,659	-	6,803	28 972,55	-	-8,791	OK
3-4	36 801	1,659	10,113	-	27 790,82	-0,787	-	OK
3-4	36 801	1,659	-	6,803	27 790,82	-	-8,965	OK
4-5	36 801	1,659	10,113	-	28 905,49	-0,897	-	OK
4-5	36 801	1,659	-	6,803	28 905,49	-	-8,801	OK
5-6	36 801	1,659	10,113	-	30 710,18	-3,516	-	OK
5-6	36 801	1,659	-	6,803	30 710,18	-	-4,908	OK

Tabell 7-2 Oppredande spenningar i betongverrsnittet over indre støtter ved forankring

Støtte	P <sub>t</sub> [kN]	z [m]	W <sub>t</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>b</sub> [m <sup>3</sup> ]	M <sub>t</sub> [kNm]	σ <sub>t</sub> [MPa]	σ <sub>b</sub> [MPa]	Krav
2	36 801	0,988	10,225	-	54 200,7	-2,332	-	OK
2	36 801	0,988	-	6,575	54 200,7	-	-6,787	OK
3	36 801	0,988	10,225	-	58 214,8	-1,94	-	OK
3	36 801	0,988	-	6,575	58 214,8	-	-7,398	OK
4	36 801	0,988	10,225	-	57 479,3	-2,012	-	OK
4	36 801	0,988	-	6,575	57 479,3	-	-7,286	OK
5	36 801	0,988	10,225	-	55 259,9	-2,229	-	OK
5	36 801	0,988	-	6,575	55 259,9	-	-6,948	OK

Betongen si trykkspenning i konstruksjonen ved forankring på grunn av forspenningskraft og egenlast er tilfredsstillande ut frå krav i *EK2, pkt.5.10.2.2(5)*.

### 7.2.2.2 Ved ferdigtilstand (service)

Det vert antatt 25 % total tap av spennkraft ved ferdigtilstand,  $\Delta P \approx 0,25$ . Spennkraft ved ferdigtilstand:

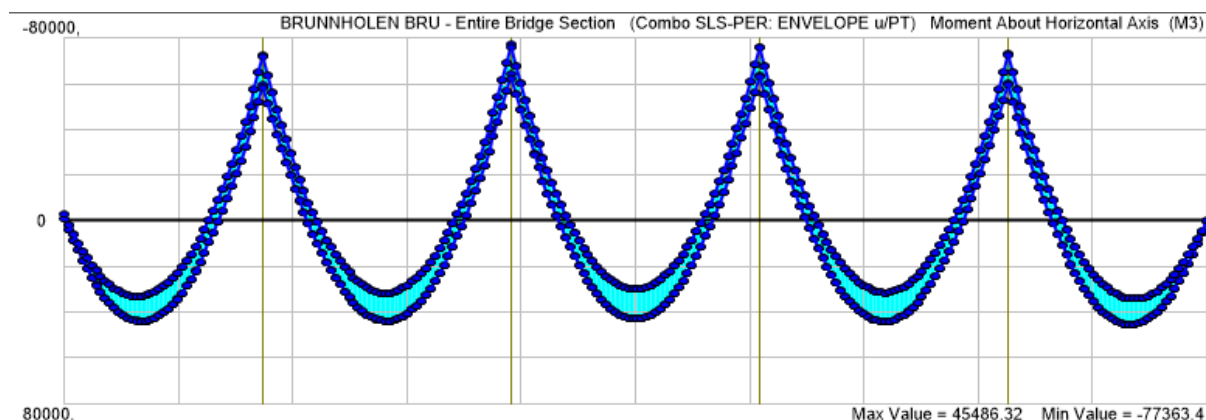
$$P_s = P_{max} * (1 - \Delta P) = 29\,225\text{ kN} \quad (7.41)$$

$P_{max} = 38\,966\text{ kN}$  ut frå likning (6.64).

Ved ferdigtilstand er det bøyepeningar frå karakteristiske lastkombinasjonar og permanente lastkombinasjonar som skal kontrollerast. Opptredande spenningar skal ikkje overskride følgjande verdiar:

$$\begin{aligned} \sigma_c &\leq 0,6 * f_{ck} = -27\text{ MPa} && \text{, for karakteristiske lastkombinasjonar,} \\ \sigma_c &\leq 0,45 * f_{ck} = -20,25\text{ MPa} && \text{, for permanente lastkombinasjonar,} \\ \sigma_c &\leq f_{ctm} = 3,8\text{ MPa} && \text{, uansett lastkombinasjon.} \end{aligned} \quad (7.42)$$

Det vert nytta likning (7.37) – (7.40) for kontroll av spenningar i ferdigtilstand, der spennkrafta  $P_t$  ved forankring vert erstatta med spennkraft ved ferdigtilstand  $P_s$ , og bøyemoment  $M_t$  ved forankring vert erstatta med bøyemomentet  $M_s$  frå karakteristiske lastkombinasjon som vist i figur 6-17 og bøyemomentet frå permanente lastkombinasjonar som vist i figur 7-6.



Figur 7-6 Bøyemomentdiagram for permanente lastkombinasjoner ved ferdigtilstand

Komplett utrekning er utført i Mathcad og er vist i sin heilskap i vedlegg 8.

Tabell 7-3 lister opp opptredane karakteristiske spenningar ved feltmidte ved ferdigtilstand og tabell 7-4 lister opp opptredane karakteristiske spenningar over indre støtter ved ferdigtilstand. Nummerering av felt og støtter er som vist i figur 6-3.

Tabell 7-3 Opptredande karakteristiske spenningar i betongtverrsnittet i feltmidte ved ferdigtilstand

Felt	$P_s$ [kN]	$z$ [m]	$W_t$ [m <sup>3</sup> ]	$W_b$ [m <sup>3</sup> ]	$M_s$ [kNm]	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]	Krav
1-2	29 225	1,659	10,113	-	56 350,30	-4,015	-	OK
1-2	29 225	1,659	-	6,803	56 350,30	-	-2,08	OK
2-3	29 225	1,659	10,113	-	60 172,84	-4,393	-	OK
2-3	29 225	1,659	-	6,803	60 172,84	-	-1,519	OK
3-4	29 225	1,659	10,113	-	58 876,09	-4,264	-	OK
3-4	29 225	1,659	-	6,803	58 876,09	-	-1,709	OK
4-5	29 225	1,659	10,113	-	60 497,36	-4,425	-	OK
4-5	29 225	1,659	-	6,803	60 497,36	-	-1,471	OK
5-6	29 225	1,659	10,113	-	58 809,64	-4,258	-	OK
5-6	29 225	1,659	-	6,803	58 809,64	-	-1,719	OK

Tabell 7-4 Opptredande karakteristiske spenningar i betongtverrsnittet over indre støtter ved ferdigtilstand

Støtte	$P_s$ [kN]	$z$ [m]	$W_t$ [m <sup>3</sup> ]	$W_b$ [m <sup>3</sup> ]	$M_s$ [kNm]	$\sigma_t$ [MPa]	$\sigma_b$ [MPa]	Krav
2	29 225	0,988	10,225	-	86 535,3	+2,402	-	OK
2	29 225	0,988	-	6,575	86 535,3	-	-12,005	OK
3	29 225	0,988	10,225	-	90 845,3	+2,823	-	OK
3	29 225	0,988	-	6,575	90 845,3	-	-12,661	OK
4	29 225	0,988	10,225	-	89 974,3	+2,738	-	OK
4	29 225	0,988	-	6,575	89 974,3	-	-12,528	OK
5	29 225	0,988	10,225	-	86 777,3	+2,425	-	OK
5	29 225	0,988	-	6,575	86 777,3	-	-12,042	OK

Opptredande spenningar i konstruksjonen ved ferdigtilstand på grunn av verknader frå karakteristiske lastkombinasjonar er tilfredsstillande ut frå likning (7.35) og (7.36).

Tabell 7-5 listar opp opptredane permanente spenningar ved feltmidte ved ferdigtilstand og tabell 7-6 listar opp opptredane permanente spenningar over indre støtter ved ferdigtilstand.

Tabell 7-5 Opptredande permanente spenningar i betongtverrsnittet i feltmidte ved ferdigtilstand

Felt	P <sub>s</sub> [kN]	z [m]	W <sub>t</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>b</sub> [m <sup>3</sup> ]	M <sub>s</sub> [kNm]	σ <sub>t</sub> [MPa]	σ <sub>b</sub> [MPa]	Krav
1-2	29 225	1,659	10,113	-	43 908,87	-2,784	-	OK
1-2	29 225	1,659	-	6,803	43 908,87	-	-3,909	OK
2-3	29 225	1,659	10,113	-	43 650,42	-2,759	-	OK
2-3	29 225	1,659	-	6,803	43 650,42	-	-3,947	OK
3-4	29 225	1,659	10,113	-	42 607,19	-2,656	-	OK
3-4	29 225	1,659	-	6,803	42 607,19	-	-4,101	OK
4-5	29 225	1,659	10,113	-	43 807,73	-2,774	-	OK
4-5	29 225	1,659	-	6,803	43 807,73	-	-3,924	OK
5-6	29 225	1,659	10,113	-	45 421,03	-2,934	-	OK
5-6	29 225	1,659	-	6,803	45 421,03	-	-3,687	OK

Tabell 7-6 Opptredande permanente spenningar i betongtverrsnittet over indre støtter ved ferdigtilstand

Støtte	P <sub>s</sub> [kN]	z [m]	W <sub>t</sub> [m <sup>3</sup> ]	W <sub>b</sub> [m <sup>3</sup> ]	M <sub>s</sub> [kNm]	σ <sub>t</sub> [MPa]	σ <sub>b</sub> [MPa]	Krav
2	29 225	0,988	10,225	-	72 743,2	+1,053	-	OK
2	29 225	0,988	-	6,575	72 743,2	-	-9,907	OK
3	29 225	0,988	10,225	-	77 369,0	+1,505	-	OK
3	29 225	0,988	-	6,575	77 369,0	-	-10,611	OK
4	29 225	0,988	10,225	-	76 392,8	+1,41	-	OK
4	29 225	0,988	-	6,575	76 392,8	-	-10,462	OK
5	29 225	0,988	10,225	-	73 281,6	+1,105	-	OK
5	29 225	0,988	-	6,575	73 281,6	-	-9,989	OK

Opptredande spenningar i konstruksjonen ved ferdigtilstand på grunn av verknader frå permanente lastkombinasjonar er tilfredsstillande ut frå likning (7.36) og (7.42).

### 7.2.3 Nedbøyningsbegrensing

Ut frå *Hb N-400, pkt.3.6.1*, så skal deformasjon av brukonstruksjonen si brubane ikkje for nokon lastplassering ha ein større nedbøying enn  $\frac{L}{350}$ , der  $L$  er lengda av det betrakta spenn.

Ut frå *EK2, pkt.7.4.1(4)*, så skal ikkje deformasjon av brukonstruksjonen si brubane for tilnærma permanente laster ha ein større nedbøying eller oppbøying enn  $\frac{L}{250}$ , der  $L$  er lengda av det betrakta spenn.



Det vert kontrollert nedbøyning i endefelt (felt 1-2 og 5-6) og i midtfeltet (felt 3-4), og om nedbøyning og oppbøyning frå CSiBridge er i samsvar med handkalkulerte verdier og tilfredsstillande med omsyn på deformasjonskrav.

Komplett utrekning er utført i Mathcad og er vist i vedlegg 11.

**Endefelt:** Spennlengde  $L = 43,55 \text{ m}$ .

$$\text{Krav Hb N-400: } \delta_{N-400} = \frac{L}{350} = \frac{43,55 \text{ m}}{350} = 124 \text{ mm} \quad (7.43)$$

$$\text{Krav EK2: } \delta_{EK2} = \frac{L}{250} = \frac{43,55 \text{ m}}{250} = 174 \text{ mm} \quad (7.44)$$

Nedbøyningsverdier frå CSiBridge:

$$\delta_{CSi.dead} = 11,36 \text{ mm} \quad , \text{ frå eigenlast,}$$

$$\delta_{CSi.per} = 16,83 \text{ mm} \quad , \text{ frå tilnærma permanent lastkombinasjonar,}$$

$$\delta_{CSi.kar} = 21,61 \text{ mm} \quad , \text{ frå karakteristiske lastkombinasjonar.}$$

Oppbøyningsverdi frå CSiBridge:

$$\delta_{CSi.PT} = -12,5 \text{ mm} \quad , \text{ frå forspenning.}$$

Ved handkalkulasjon vert det berekna nedbøyning for ein fritt-opplagt bjelke og for ein einssidig innspent bjelke med eigenlast som einaste lastpåverknad, og oppbøyning på grunn ekvivalent last frå forspenning. Det vert antatt at verdier frå CSiBridge bør liggje ein plass i mellom desse to verdiane.

Fritt-opplagt bjelke: ( $E_{cm} = 36\,000 \text{ MPa}$ ,  $I_c = 12,6899 \text{ m}^4$ ,  $P_s = 29\,225 \text{ kN}$ ,  $e = 1,6807 \text{ m}$ )

$$\delta_1 = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * E_{cm} * I_c} = 23,3 \text{ mm} \quad , \text{ ytre laster} \quad (7.45)$$

$$\delta_{PT1} = \frac{-5 * q_{pt} * L^4}{384 * E_{cm} * I_c} = \frac{-5 * \left(\frac{8 * P_s * e}{L^2}\right) * L^4}{384 * E_{cm} * I_c} = -21,24 \text{ mm} \quad , \text{ forspenning} \quad (7.46)$$

Einsidig innspent bjelke:

$$\delta_2 = \frac{2 * g_k * L^4}{369 * E_{cm} * I_c} = 9,7 \text{ mm} \quad , \text{ ytre laster} \quad (7.47)$$

$$\delta_{PT2} = \frac{-2 * q_{pt} * L^4}{369 * E_{cm} * I_c} = \frac{-2 * \left(\frac{8 * P_s * e}{L^2}\right) * L^4}{369 * E_{cm} * I_c} = -8,84 \text{ mm} \quad , \text{ forspenning} \quad (7.48)$$

Kontrollerar om nedbøyningsverdier er tilfredsstillande opp mot likning (7.43):

$$\delta_2 = 9,7\text{mm} \leq \delta_{CSi.dead}, \delta_{CSi.per}, \delta_{CSi.kar} \leq \delta_1 = 23,3\text{mm} \quad (7.49)$$

$$\delta_1 = 23,3\text{mm} \leq \delta_{EK2} = -124\text{mm} , \text{OK!}$$

$$\delta_{PT1} = -21,24\text{mm} \leq \delta_{CSi.PT} = -12,5\text{mm} \leq \delta_{PT2} = -8,84\text{mm} \quad (7.50)$$

$$\delta_{PT1} = -21,24\text{mm} \leq \delta_{EK2} = -124\text{mm} , \text{OK!}$$

Det er tilfredsstillande låg deformasjon av endefelt.

**Midtfelt:** Spennlengde  $L = 54,3\text{ m}$ .

$$\text{Krav Hb N-400:} \quad \delta_{N-400} = \frac{L}{350} = \frac{54,3\text{ m}}{350} = 155\text{ mm} \quad (7.51)$$

$$\text{Krav EK2:} \quad \delta_{EK2} = \frac{L}{250} = \frac{54,3\text{ m}}{250} = 217\text{ mm} \quad (7.52)$$

Nedbøyningsverdier frå CSiBridge:

$$\delta_{CSi.dead} = 14,88\text{ mm} \quad , \text{ frå eigenlast,}$$

$$\delta_{CSi.per} = 22,85\text{ mm} \quad , \text{ frå tilnærma permanent lastkombinasjonar,}$$

$$\delta_{CSi.kar} = 29,0\text{ mm} \quad , \text{ frå karakteristiske lastkombinasjonar.}$$

Oppbøyningsverdi frå CSiBridge:

$$\delta_{CSi.PT} = -10,7\text{ mm} \quad , \text{ frå forspenning.}$$

Ved handkalkulasjon vert det berekna nedbøying for ein fritt-opplagt bjelke og for ein tosidig innspent bjelke med eigenlast som einast lastpåverknad, og oppbøying på grunn ekvivalent last frå forspenning. Det vert antatt at verdier frå CSiBridge bør liggje ein plass i mellom desse to verdiane.

Fritt-opplagt bjelke: ( $E_{cm} = 36\ 000\text{ MPa}$ ,  $I_c = 12,6899\text{ m}^4$ ,  $P_s = 29\ 225\text{ kN}$ ,  $e = 1,6807\text{ m}$ )

$$\delta_1 = \frac{5 * g_k * L^4}{384 * E_{cm} * I_c} = 56,3\text{ mm} \quad , \text{ ytre laster} \quad (7.53)$$

$$\delta_{PT1} = \frac{-5 * q_{pt} * L^4}{384 * E_{cm} * I_c} = \frac{-5 * \left(\frac{8 * P_s * e}{L^2}\right) * L^4}{384 * E_{cm} * I_c} = -33\text{ mm} \quad , \text{ forspenning} \quad (7.54)$$

Tosidig innspent bjelke:

$$\delta_2 = \frac{1 * g_k * L^4}{384 * E_{cm} * I_c} = 11,3 \text{ mm} \quad , \text{ ytre laster} \quad (7.55)$$

$$\delta_{PT2} = \frac{-1 * q_{pt} * L^4}{384 * E_{cm} * I_c} = \frac{-1 * \left(\frac{8 * P_s * e}{L^2}\right) * L^4}{384 * E_{cm} * I_c} = -6,60 \text{ mm} \quad , \text{ forspenning} \quad (7.56)$$

Kontrollerar om nedbøyningsverdier er tilfredsstillande opp mot likning (7.51):

$$\delta_2 = 11,3 \text{ mm} \leq \delta_{CSI.dead}, \delta_{CSI.per}, \delta_{CSI.kar} \leq \delta_1 = 56,3 \text{ mm} \quad (7.57)$$

$$\delta_1 = 56,3 \text{ mm} \leq \delta_{EK2} = 155 \text{ mm} , \text{ OK!}$$

$$\delta_{PT1} = -33 \text{ mm} \leq \delta_{CSI.PT} = -10,7 \text{ mm} \leq \delta_{PT2} = -6,60 \text{ mm} \quad (7.58)$$

$$\delta_{PT1} = -33 \text{ mm} \leq \delta_{EK2} = -124 \text{ mm} , \text{ OK!}$$

Deformasjon av brukonstruksjonen si brubane er tilfredsstillande for alle lastplasseringar.

## 7.3 Bruddgrense

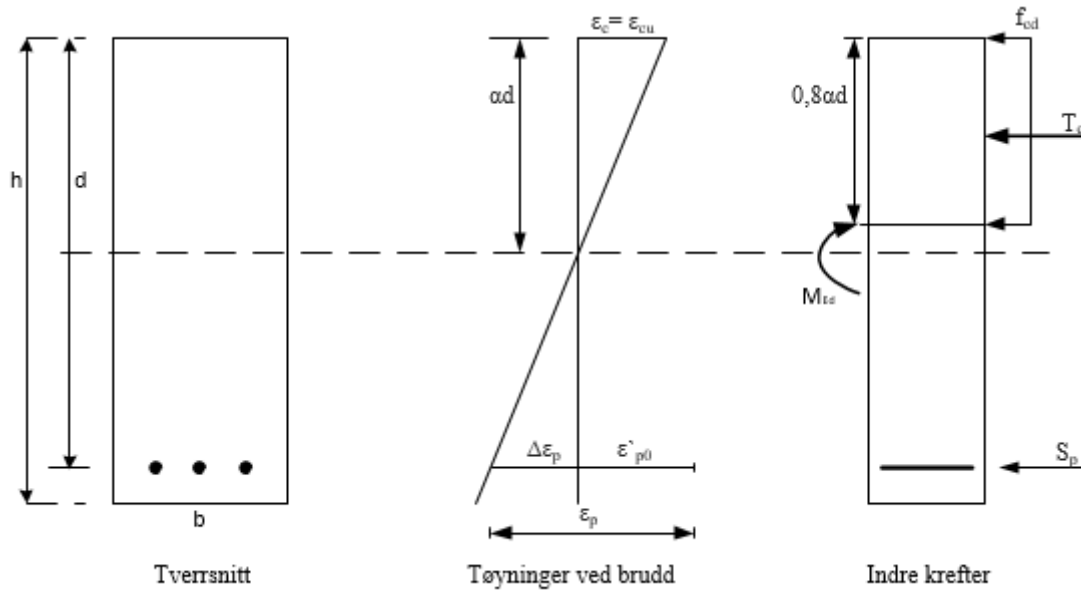
Dimensjonering av spennarmerte konstruksjonar vert som regel utført i bruksgrense (SLS). Men det er like viktig å kontrollere at den dimensjonerte konstruksjonen har tilstrekkeleg kapasitet i bruddgrense (ULS). Kapasiteten til eit konstruksjonselement skal alltid vere større enn den dimensjonerande påverknaden, gjeven av den mest ugunstige lastkombinasjonen i bruddgrensetilstand.

### 7.3.1 Bøyemomentkapasitet

Ut frå EK2, pkt.5.10.1(2), kan verknaden av spennarmering verte betrakta på to måtar:

- 1. Spennkraft som ytre last:** Verknaden av spennarmeringa på konstruksjonen vert påført som ei ytre last med relevante lastfaktorar, og vert vanlegvis nytta når spennarmeringa ligg i trykksona til tverrsnittet. Denne berekningsmetoden inneber løysing ved hjelp av M-N-diagram.
- 2. Forspenningskraft som indre motstand:** Verknaden av spennarmering på konstruksjonen vert betrakta som indre motstand, og vert vanlegvis nytta når spennarmeringa ligg i strekksona til tverrsnittet. Dette er som regel tilfelle når tverrsnittet vert påkjent av moment frå eigenlast og nyttelast i tillegg til spennkraft.

Begge alternativene er aktuelle for praktiske beregninger, men eg vel å anvende alternativet med forspenningskraft som indre motstand.

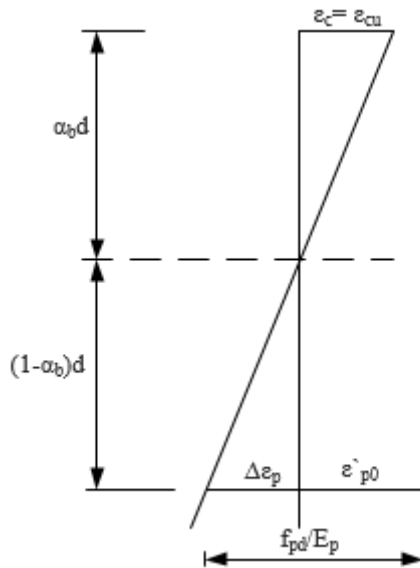


Figur 7-7 Bjelketverrsnitt med spennarmering i strekksona

Figur 7-7 visar eit rektangulært tverrsnitt med spennarmering i strekksona, der den effektive tøyingsdifferansen eller forhandstøyninga i spennstålet kan vert bestemt som  $\varepsilon'_p$ .

Ved å betrakte forspenningskrafta som indre motstand, vert den den indre kraft i spennarmeringa,  $S_p$ , bestemt ut frå den totale tøyninga i spennstålet. Krafta i spennarmeringa,  $S_p$ , er avhengig av om den totale spennarmerings-tøyninga er elastisk eller flyt. Det vil sei  $\varepsilon_p \geq \frac{f_{pd}}{E_p}$  («flytning») eller  $\varepsilon_p < \frac{f_{pd}}{E_p}$  (elastisk). Der  $f_{pd}$  er spennstålet sin dimensjonerande strekkfasthet og  $E_p$  er spennstålet sin E-modul.

For å kunne bestemme om det aktuelle spennarmeringstverrsnittet er elastisk eller flyt, vert det definert eit «balansert» spennarmeringstverrsnitt, det vil sei når spennstålet flyter samstundes som betongen når bruddtøyninga, som vist i figur 7-8.



Figur 7-8 Tøyningar ved brudd for balansert spennarmeringstverrsnitt

Trykksonehøgdefaktoren,  $\alpha_b$ , kan ut frå figur 7-8 verte uttrykt som:

$$\alpha_b = \frac{\varepsilon_{cu}}{\Delta\varepsilon_p + \varepsilon_{cu}} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} \quad (7.59)$$

der

$\varepsilon_{cu} = 0,0035$ , er betongen si tøyningsgrense i trykk;

$\varepsilon'_{p0} = \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap}$ , er effektiv tøyningdifferanse eller forhåndstøyning av spennstålet;

$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p}$ , er initiell tøyningdifferanse;

$\sigma_{p0} = \min(0,75 * f_{pk} ; 0,85 * f_{p0.1k}) = 1394 \text{ MPa}$ , er spenning ved forankring;

$\Delta\varepsilon_{tap} = 0,15 * \varepsilon_{p0}$ , tøyningstap ved 15 % antatt reduksjon i spennkraft på grunn av kryp, svinn og relaksasjon.

Med innsatte verdier i likning (7.59) vert trykksonehøgdefaktoren:

$$\alpha_b = \frac{0,0035}{\frac{1394}{195000} - (1 - 0,15) * \frac{1394}{195000} + 0,0035} = 0,739 \quad (7.60)$$

Eit balansert spennarmeringstverrsnitt kan vert uttrykt som:

$$A_{pb} = 0,8 * \frac{f_{cd}}{f_{pd}} * \alpha_b * b * d \quad (7.61)$$

der

$b$  er effektiv tverrsnittsbreidde av betongen si trykksone;

$d$  er effektiv tverrsnittshøgde.

### **Bøyemomentkapasitet ved indre opplegg:**

Komplett utrekning er utført i Mathcad og er vist i vedlegg 12.

Dimensjonerande støttemoment frå analysa i CSiBridge, er ut frå tabell 6-8,

$$M_{Ed.støtte} = 116\,030\text{ kNm} \quad (7.62)$$

Dette er «peak-momentet» over søyle 3, som er monolittisk forbunde med overbygninga. *EK2, pkt.5.3.2.2(3)*, gjev at dersom ein bjelke er monolittisk forbunde med opplegg, kan det kritiske dimensjonerande momentet ved opplegg setjast lik momentet ved kanten av opplegget.

Dimensjonerande moment ved kanten av opplegg ved støtte 3, er ut frå CSiBridge lik,

$$M_{Ed.red} = 105\,000\text{ kNm} \quad (7.63)$$

Effektiv tverrsnittsbreidde over støtte er berekna til  $b_{botn} = 4,95\text{ m}$  og effektiv tverrsnittshøgde over støtte er berekna til  $d_{støtte} = 2,936\text{ m}$ .

Med nevnte verdiar innsatt i likning (7.61), vert det balanserte spennarmeringstverrsnitt lik:

$$A_{pb} = 0,154\text{ m}^2 \geq A_p = 0,026\text{ m}^2 \quad (7.64)$$

Balansert spennarmeringstverrsnitt er større enn opprinneleg spennarmeringstverrsnitt. Det betyr at tverrsnittet er «underarmert», og at spennarmeringa «flyter».

Den verkeleg trykksonehøgdefaktoren,  $\alpha$ , kan då verte uttrykt som:

$$\alpha = \frac{f_{pd} * A_p}{0,8 * f_{cd} * b * d} = \frac{1426\text{ MPa} * 0,026\text{ m}^2}{0,8 * 25,5\text{ MPa} * 4,95\text{ m} * 2,936\text{ m}} = 0,127 \quad (7.65)$$

For fasthetsklasser mindre eller lik B50, kan betongtrykkresultanten,  $T_c$ , som illustrert i figur 7-7, verte uttrykt som:

$$T_c = 0,8 * f_{cd} * b * d * \alpha = 37\,648\text{ kN} \quad (7.66)$$

og den indre momentarmen,  $z$ , kan uttrykkast som:

$$z = (1 - 0,4 * \alpha) * d = (1 - 0,4 * 0,127) * 2,936\text{ m} = 2,787\text{ m} \quad (7.67)$$

men ikkje større enn likning (7.68),

$$z = 0,9 * d = 2,642 \text{ m} \quad (7.68)$$

Likning (7.66) er dimensjonerande, nyttar  $z = 2,642 \text{ m}$  i vidare berekning.

Momentkapasitet for tverrsnittet si trykksona ved opplegg/støtte kan uttrykkest som:

$$M_{Rd.støtte} = T_c * z \quad (7.69)$$

Likning (7.66) og (7.68) satt inn i likning (7.69):

$$M_{Rd.støtte} = 99\,483 \text{ kNm} \quad (7.70)$$

Kontrollerar om momentkapasiteten i likning (7.70) er større eller lik dimensjonerande moment frå likning (7.63).

$$\frac{M_{Ed.red}}{M_{Rd.støtte}} = 1.055 \geq 1 \quad (7.71)$$

Dimensjonerande moment er større enn momentkapasiteten til trykksona, **IKKJE OK!**

Kan tilleggsarmere tverrsnittet med slakkarmering B500C for å oppnå tilstrekkeleg momentkapasitet.

Naudsynt slakkarmeringsareal for å oppnå tilstrekkeleg momentkapasitet kan vert berekna ut frå likning (7.72),

$$A'_s = \frac{M_{Ed.red} - M_{Rd.støtte}}{f_{yd} * (d_{støtte} - C_{nom.UK})} \quad (7.72)$$

der

$$f_{yd} = 434 \text{ MPa} \quad , \text{ er dimensjonerande flytegrense for slakkarmering ut frå tabell 4-4}$$

$$C_{nom.UK} = 95 \text{ mm} \quad , \text{ er nominell overdekning for lengdearmring underkant tverrsnitt}$$

Likning (7.63) og (7.70) innsatt i likning (7.72):

$$A'_s = 4466,5 \text{ mm}^2, \quad (7.73)$$

som tilsvarar 9 slakkarmeringsjern med diameter 25 mm.

**Tilleggsarmring som 9Ø25 både i over- og underkant er naudsynt for å oppnå tilstrekkeleg momentkapasitet over støtte.**

Kontrollerar vidare om bøyemomentkapasiteten i midt felt er tilstrekkeleg.

### **Bøyemomentkapasitet i feltmidte:**

Dimensjonerande feltmoment oppstår i felt 4-5, og er frå tabell 6-8 lik,

$$M_{Ed.felt} = 76\,511\text{ kNm} \quad (7.74)$$

Effektiv tverrsnittsbreidde i felt er berekna til  $b_{topp} = 13,0\text{ m}$  og effektiv tverrsnittshøgde er berekna til  $d_{felt} = 2,946\text{ m}$ .

Balanserte spennarmeringstverrsnitt ut frå likning (7.61) med nye verdier for  $b$  og  $d$ :

$$A_{pb} = 0,405\text{ m}^2 \geq A_p = 0,026\text{ m}^2$$

Balansert spennarmeringstverrsnitt er større enn opprinneleg spennarmeringstverrsnitt. Det betyr at tverrsnittet er «underarmert», og at spennarmeringa «flyter».

Den verkeleg trykksonehøgdefaktoren,  $\alpha$ , kan då verte uttrykt ut frå likning (7.65):

$$\alpha = \frac{f_{pd} * A_p}{0,8 * f_{cd} * b * d} = \frac{1426\text{ MPa} * 0,026\text{ m}^2}{0,8 * 25,5\text{ MPa} * 13,0\text{ m} * 2,946\text{ m}} = 0,048$$

Betongtrykkresultanten,  $T_c$ , ut frå likning (7.66):

$$T_c = 0,8 * 25,5\text{ MPa} * 13,0\text{ m} * 2,946\text{ m} * 0,048 = 37\,648\text{ kN},$$

og den indre momentarmen,  $z$ , ut frå likning (7.67) og (7.68):

$$z = 0,9 * d = 2,651\text{ m}.$$

Momentkapasitet for trykksona midt i felt ut frå likning (7.69):

$$M_{Rd.felt} = T_c * z = 99\,821\text{ kNm} \quad (7.75)$$

Kontrollerar om momentkapasiteten i likning (7.75) er større eller lik dimensjonerande moment frå likning (7.74).

$$\frac{M_{Ed.felt}}{M_{Rd.felt}} = 0,763 \leq 1 \quad (7.76)$$

Trykksona har tilstrekkeleg momentkapasitet i felt.

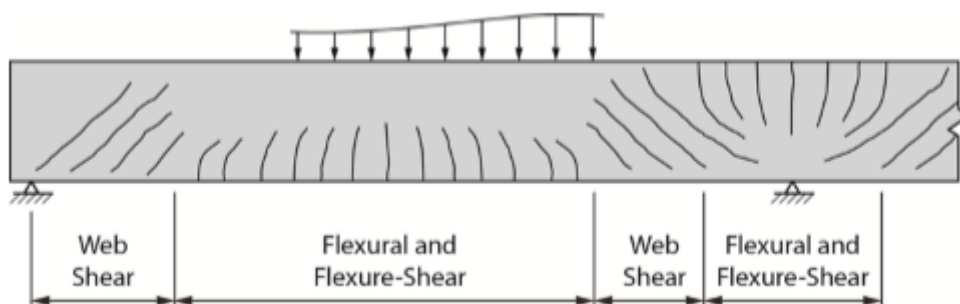


### 7.3.2 Skjær- og torsjonskapasitet

Ved dimensjonering av konstruksjonar er det viktig å sikre den mot skjærbrudd. Skjærbrudd oppstår plutselig og er vanskeleg å forutsjå med nøyaktighet. Skjærbrudd er eit resultat av diagonale spenningar i steget av eit betongelement produsert av skjærspenningar i kombinasjon med langsgående normalspenningar. Torsjon, eller vridning av elementet om sin langsgående akse, forårsaker også skjærspenningar som førar til diagonale spenningar i betongen og påfølgjande skrå oppsprekking.

Konvensjonel tverrarmoring i form av bøyer vert brukt for å ta opp strekkrefter i steget av ein etteroppspent betongbjelke med lik vinkel som dei diagonale sprekkene. Denne armeringa bør vere av tilstrekkeleg mengde for å sikre at bøyebrydd, som kan forutsjåast nøyaktig og vanlegvis er etterfulgt av omfattande oppsprekking og store deformasjonar, vil oppstå før diagonalt strekkbrudd.

Figur 7-9 syner vanleg typar oppsprekking og område desse oppstår i for ein ein kontinuerleg bjelke med kassetverrsnitt i betong.



Figur 7-9 Typar og områder for oppsprekking av slakkarmerte og spennarmerte bjelke-kassebruer i betong [9]

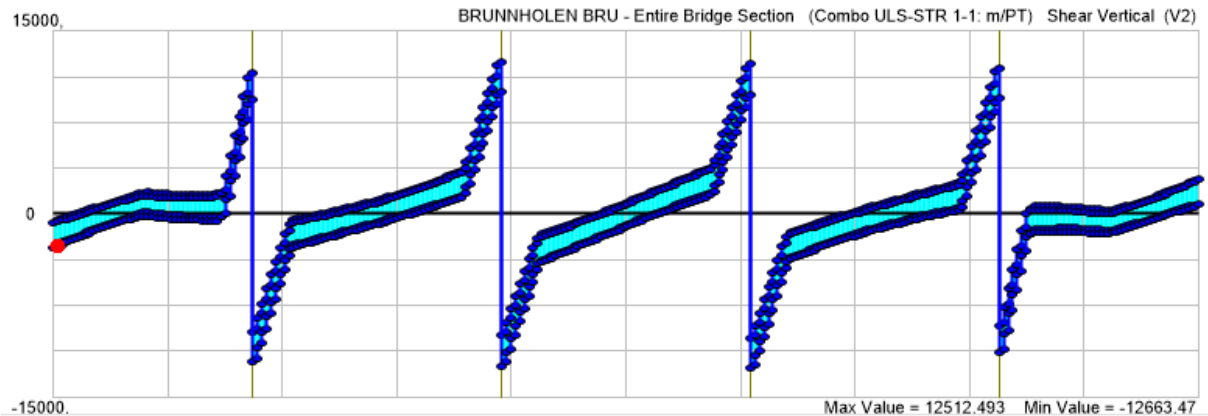
Utrekning for skjær og torsjon er utført i Mathcad, og er vist i vedlegg 13.

#### 7.3.2.1 Skjær

Dimensjonerande skjærkraft ved opplegg i ULS for ferdig bru, oppstår ved støtte 3 og er gjeven av lastkombinasjon [1-1] som definert i tabell 6-8, og er lik,

$$V_{Ed} = 12\,684\text{ kN} \quad (7.77)$$

Figur visar skjærkraftdiagrammet for lastkombinasjon [1-1].



Figur 7-10 Skjærkraftdiagram for lastkombinasjon 1-1 i bruddgrense (verdi i kN)

Ut frå *EK2, pkt.6.2.1(8)*, så er det for konstruksjonsdelar som vert påverka hovudsakeleg av ein jamt fordelt belastning, ikkje naudsynt å påvise kapasiteten for skjærkraft i ein avstand mindre enn  $d$  (effektiv tverrsnittshøgde) frå kanten av opplegg. Dimensjonerande redusert skjærkraft i avstand  $d$  frå teoretisk opplegg er ut frå figur lik,

$$V_{Ed.red} = 12\ 000\ kN \quad (7.78)$$

Det vert antatt som rimeleg å kontrollere bøyestrekkebrudd og/eller skjærarmering for skjærkrafta i avstand  $d$  frå teoretisk opplegg.

Kontrollerar fyrst tverrsnittet utan skjærarmering ut frå *EK2, pkt.6.2.2* og *EK2-2, pkt.6.2.2*.

#### Skjærstrekkkapasitet:

Dimensjonerande kapasitet for skjærstrekk kan verte uttrykt som følgjande:

$$V_{Rd.c} = \left[ C_{Rd.c} * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \quad (7.79)$$

med ein minsteverdi

$$V_{Rd.c} = \left[ V_{min} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d \quad (7.80)$$

der

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1,26 \leq 2,0 \text{ med } d = 2941\ mm$$

$k_1$  er ein faktor lik 0,15 ved trykk og lik 0,3 ved strekk

$k_2$  er ein faktor lik 0,18

$$\rho_l = \frac{A_p}{b_w * d} = 0,0075 \leq 2,0$$

$$\begin{aligned}
A_p &= 0,026 \text{ m}^2, \text{ er tverrsnittsarealet av spennarmeringa forbi det betrakta snittet} \\
b_w &= 1,2 \text{ m, er den minste breidda av tverrsnittet i strekksona, lik breidda av to steg} \\
\sigma_{cp} &= \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3,28 \leq 0,2 * f_{cd} = 5,1 \text{ [MPa]} \\
N_{Ed} &= 29\,225 \text{ kN, er aksialkraft i tverrsnittet frå forspenninga i ferdig tilstand} \\
A_c &= 8,9125 \text{ m}^2, \text{ er arealet av betongtverrsnittet} \\
C_{Rd.c} &= \frac{k_2}{\gamma_c} = 0,12 \\
V_{min} &= 0,0035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2} = 0,0332, \text{ er hovudstrekkbrudd.}
\end{aligned}$$

Det gjev følgjande dimensjonerande skjærstrekkkapasitet og minsteverdi ut frå likning (7.79) og (7.80),

$$V_{Rd.c} = 3459,9 \text{ kN} \quad (7.81)$$

$$V_{Rd.c} = 1853,2 \text{ kN} \quad (7.82)$$

Dimensjonerande skjærstrekkkapasitet,  $V_{Rd.c} = 3459,9 \text{ kN}$  frå likning (7.81) er mindre enn dimensjonerande skjærkraft,  $V_{Ed.red} = 12\,000 \text{ kN}$  frå likning (7.78), det betyr at tverrsnittet må skjærarmerast.

Kontrollerar vidare om dimensjonerande skjærkraft er mindre eller lik skjærtrykkkapasiteten til betongen.

#### Skjærtrykkkapasitet ut frå EK2, likn.(6.5):

Kontrollen av skjærtrykkkapasiteten til betongen kan verte uttrykt som følgjande:

$$V_{Ed} \leq 0,5 * b_w * d * v * f_{cd} \quad (7.83)$$

der

$$\begin{aligned}
v &= 0,6 * \left[1 - \frac{45}{250}\right] && \text{, er ein fasthetsreduksjonsfaktor for betong,} \\
b_w &= 1,2 \text{ m} && \text{, breidda av to steg,} \\
d &= 2,941 \text{ m} && \text{, effektiv tverrsnittshøgde,} \\
f_{cd} &= 25,5 \text{ MPa} && \text{, dimensjonerande betongtrykkfasthet ut frå tabell 4-2.}
\end{aligned}$$

Innsatt i likning (7.83),

$$V_{Ed} = 12\,864 \text{ kN} \leq 0,5 * b_w * d * v * f_{cd} = 22\,138 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Betongen har tilstrekkeleg skjærtrykkapasitet til å motstå dimensjonerande skjærkraft.

Neste er å kontrollere tverrsnittet med skjærarmering, ettersom det er berekningsmessig behov for det. Dette vert utført ut frå *EK2, pkt.6.2.3* og *EK2-2, pkt.6.2.3*.

Skjærtrykkapasitet ut frå *EK2, likn.(6.9)* og *EK2-2, likn.(6.9)*:

Kontrollen av skjærtrykkapasiteten til betongen med skjærarmering kan verte uttrykt som følgjande:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_{w,nom} * z * v_1 * f_{cd} * \frac{1}{(\cot\theta + \tan\theta)} \quad (7.84)$$

der

$$\alpha_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1,13 \quad \text{er koeffisient som tar omsyn til spenningstilstanden i trykkgurten}$$

$$b_{w,nom} = 0,672m \quad \text{er nominell stegtjukkleik av to steg ut frå *EK2, likn.(6.17)*}$$

$$z = 2,647 m \quad \text{er innevendig momentarm}$$

$$v_1 = 0,6 \quad \text{er fasthetsreduksjonsfaktor for betong}$$

$$\cot\theta \quad \text{er grenseverdi for vinkel mellom trykkstav og horisontallinje i tverrsnittet, ut frå likning (7.85) og (7.86)}$$

$$\sigma_{cp} \leq f_{ctk0.05} = 2.7 MPa \quad 1 \leq \cot\theta \leq 2,5 \quad (7.85)$$

$$\sigma_{cp} \geq f_{ctk0.05} = 2.7 MPa \quad 1 \leq \cot\theta \leq 1,25 \quad (7.86)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P_s}{A_c} = 3,2 MPa \quad \text{er aksialtrykkspenning}$$

$$\theta_{max} = 45^\circ \quad \text{for } \cot\theta = 1 \text{ ut frå likning (7.86),}$$

$$\theta_{min} = 38,66^\circ \quad \text{for } \cot\theta = 1,25 \text{ ut frå likning (7.86).}$$

For  $\cot\theta = 1$  er skjærtrykkapasiteten ut frå likning (7.84),

$$V_{Rd,max.1} = 15\,356,95 kN \quad (7.87)$$

For  $\cot\theta = 1,25$  er skjærtrykkapasiteten ut frå likning (7.84),

$$V_{Rd,max.1.25} = 14\,982,41 kN \quad (7.88)$$

Vel til sikker side å kontrollere den minste verdien av skjærtrykkapasiteten ut frå likning (7.88) mot dimensjonerande skjærkraft frå likning (7.78),

$$V_{Rd,max.1.25} = 14\,982,41 kN \geq V_{Ed,red} = 12\,000 kN \rightarrow \text{OK!}$$

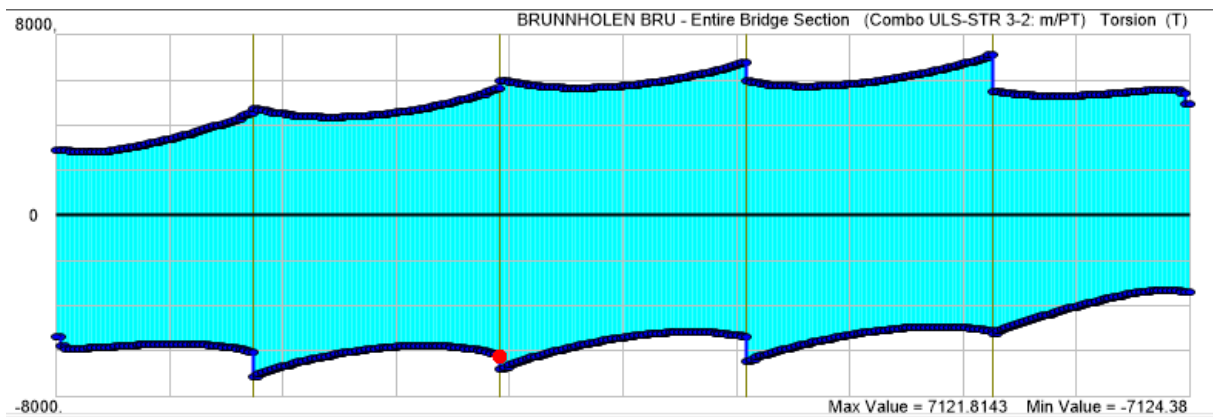
Betongen har fortsatt tilstrekkeleg skjærtrykkapasitet til å motstå dimensjonerande skjærkraft.

Neste er å gjennomføre ein kapasiteteskontroll av kassetverrsnittet for torsjon.

### 7.3.2.2 Torsjon

Dimensjonerande torsjonsmoment er vist i figur 7-11, og er for lastkombinasjon [3-2] ut frå tabell 6-8,

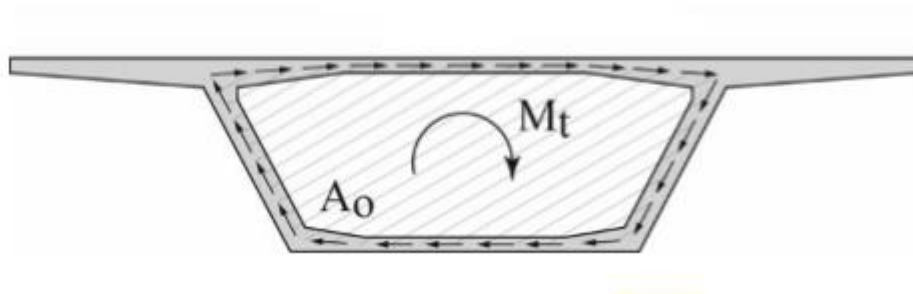
$$T_{Ed} = 7130 \text{ kNm} \quad (7.89)$$



Figur 7-11 Torsjonsmomentdiagram for lastkombinasjon 3-2 i bruddgrense

Kontroll for torsjon skal verte utført ut frå *EK2, pkt.6.3* og *EK2-2, pkt.6.3*.

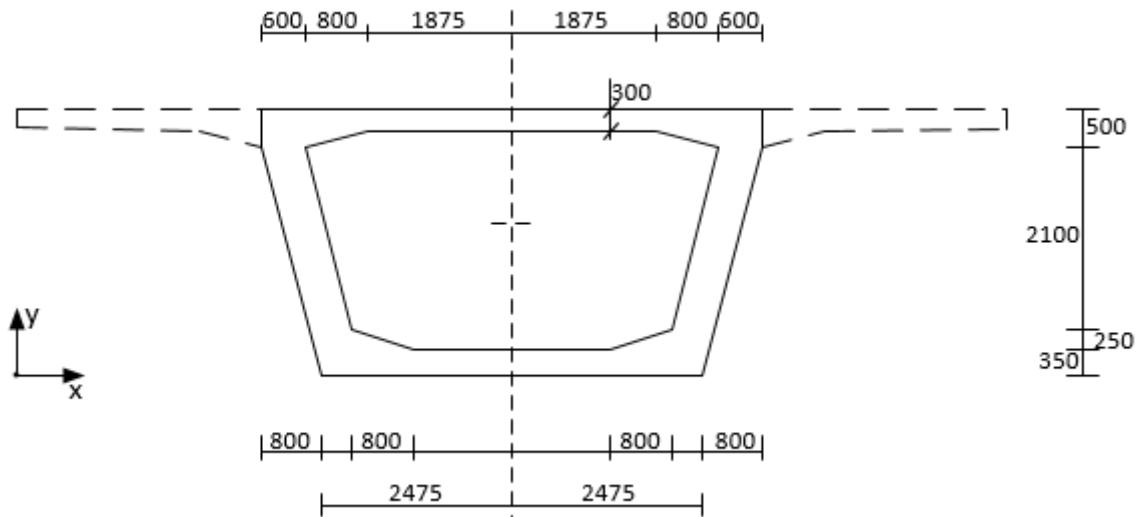
Torsjonsmoment påført eit lukka tverrsnitt slik som for eit kassetverrsnitt, er i all hovudsak, motverka av ein lukka skjærstrøm rund senterlinja av kassetverrsnittet, slik at tverrsnittet er i likevekt. Dette er illustrert i figur 7-12, der  $M_t$  er lik torsjonsmomentet  $T_{Ed}$  og  $A_o$  er lik  $A_k$ .



Figur 7-12 Skjærstrøm på grunn av torsjonsmoment [9]

Denne skjærstrømmen kan verte bestemt ved å sjå på sjølve kassetverrsnittet åleine, medan utstikkarflensane vert dimensjonert i tverrretninga som ein utkraga bjelke med skjærkraft, moment og torsjon i tverrretning.

For å forenkle reknearbeidet og for å få riktige tverrsnittsdata, modellert eg eit tverrsnitt i CSiBridge utan utstikkarflensar, som vist i figur 7-13.



Figur 7-13 Effektivt tverrsnitt torsjon (mål i mm)

Det total arealet av tverrsnittet i figur 7-13 medrekna innvendig holrom er  $A = 18,4 \text{ m}^2$ .

Ytre omkrets av tverrsnittet er lik  $u = 18,1 \text{ m}$ .

Ut frå *EK2, pkt.6.3.2(1)*, skal den effektive veggtykkelsen i tverrsnittet setjast lik

$$t_{ef} = \frac{A}{u} \quad (7.90)$$

med den minste verkelege tykkelsen som ein øvre grense. Det gjev følgjande effektiv veggtykkelse for tverrsnittet i figur 7-13:

$$t_{ef} = \min \left\{ \frac{A}{u} = 1,01 \text{ m}; t_{topp} = 0,3 \text{ m} \right\} = 0,3 \text{ m} \quad (7.91)$$

Ved rein torsjon vil skjærspenninga vere lik hovudstrekkspenninga, og strekkfastheten er lik  $f_{ctd} = 1,53 \text{ MPa}$ . Det gjev at riss-torsjonsmomentet ut frå *EK2, likn.(6.26)*, kan uttrykkast som:

$$T_{Rd.c} = 2 * A_k * t_{ef} * f_{ctd} \quad (7.92)$$

der

$A_k = 14,96 \text{ m}^2$ , og er det arealet som vert omslutta av senterlinja av tverrsnittsdelane, medrekna innvendig holrom.

Riss-torsjonsmoment ut frå likning (7.92):

$$T_{Rd.c} = 13\,734.4 \text{ kNm} \quad (7.93)$$

Riss-torsjonsmoment i likning (7.93) er større enn dimensjonerande torsjonsmoment frå likning (7.84). Det betyr at det berre er behov for minimumsarmering ut frå *EK2, pkt.9.2*.

Neste er å kontrollere om dimensjonerande torsjonskapasitet for tverrsnittet er større enn dimensjonerande torsjonsmoment. Dette vert kontrollert ut frå *EK2, likn.(6.30)*, her som likning (7.94):

$$T_{Rd.max} = 2 * v * \alpha_{cw} * f_{cd} * A_k * t_{ef} * \sin \theta \cos \theta \quad (7.94)$$

Med verdier for  $v$ ,  $\alpha_{cw}$ ,  $f_{cd}$  og  $\theta_{min}$  frå avsnitt 7.3.2.1 innsatt i likning (7.94), kontrollert mot likning (7.84):

$$T_{Rd.max} = 62\,002,3 \text{ kNm} \gg T_{Ed} = 7130 \text{ kNm} \quad (7.95)$$

Tverrsnittet har tilstrekkeleg torsjonskapasitet til å motstå dimensjonerande torsjonsmoment.

Vidare står det i *EK2, pkt.6.3.2(4)*, at for ein konstruksjonsdel utsatt for torsjon og skjærkraft så er største kapasitet begrensa av betongtrykkstaven sin kapasitet, og skal ikkje overskride følgjande vilkår:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd.max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd.max}} \leq 1,0 \quad (7.96)$$

$T_{Rd.max}$  frå likning (7.95) og  $V_{Rd.max}$  frå likning (7.88).

Kontrollen vert gjennomført for to kombinasjonar:

1.  $T_{Ed} = 7130 \text{ kNm}$  og tilhøyrande skjærkraft  $V = 12477 \text{ kN}$ , frå lastkombinasjon [3-2] i ULS.
2.  $V_{Ed} = 12000 \text{ kN}$  og tilhøyrande torsjonsmoment  $T = 5817 \text{ kNm}$ , frå lastkombinasjon [1-1] i ULS.

Kombinasjon 1 ut frå likning (7.96):

$$\frac{7130 \text{ kNm}}{66002,3 \text{ kNm}} + \frac{12477 \text{ kN}}{14982,4 \text{ kN}} = 0,9478 \leq 1,0 \quad \text{OK!} \quad (7.97)$$

Kombinasjon 2 ut frå likning (7.96):

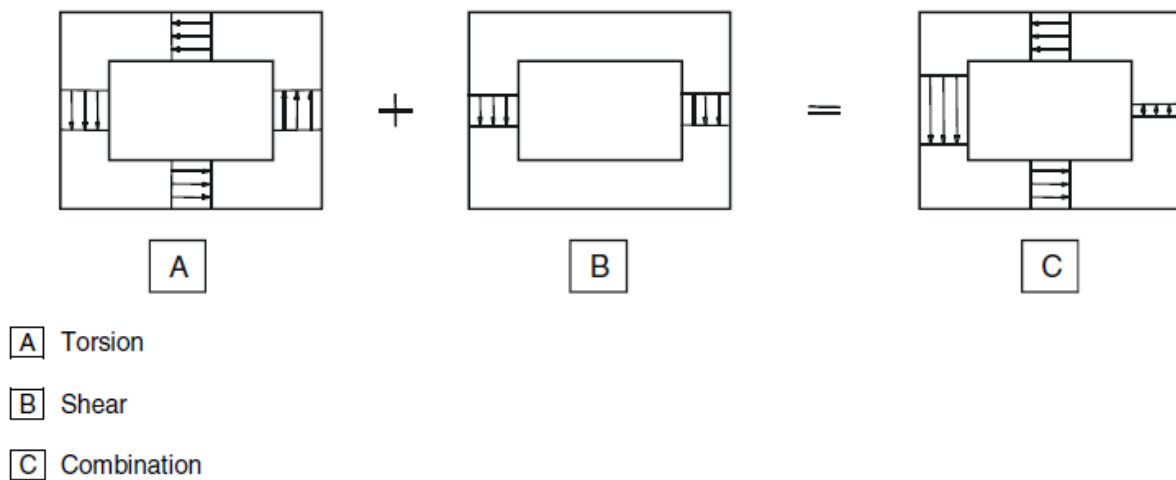
$$\frac{5817 \text{ kNm}}{66002,3 \text{ kNm}} + \frac{12000 \text{ kN}}{14982,4 \text{ kN}} = 0,8948 \leq 1,0 \quad \text{OK!} \quad (7.98)$$

Betongtrykkstaven har tilstrekkeleg kapasitet til å motstå dimensjonerande torsjon og skjærkraft.

### 7.3.3 Slakkarmering

#### 7.3.3.1 Skjær- og torsjonsbøyer

For kassetverrsnitt som er utsatt for torsjon og skjærkraft bør kvar tverrsnittdel dimensjonerast kvar for seg ut frå *EK2-2, pkt.6.3.2(102)*. Figur 6.104 i *EK2-2* her attgjeven som figur 7-14 illustrerar korleis kombinasjonen av torsjon og skjærkraft skal vurderast.



Figur 7-14 Kombinasjon av torsjon og skjærkraft

Skjærkraft på grunn av torsjon er ut frå *EK2, likn.(6.27)*, her som likning (7.99):

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} * t_{ef,i} * Z_i \quad (7.99)$$

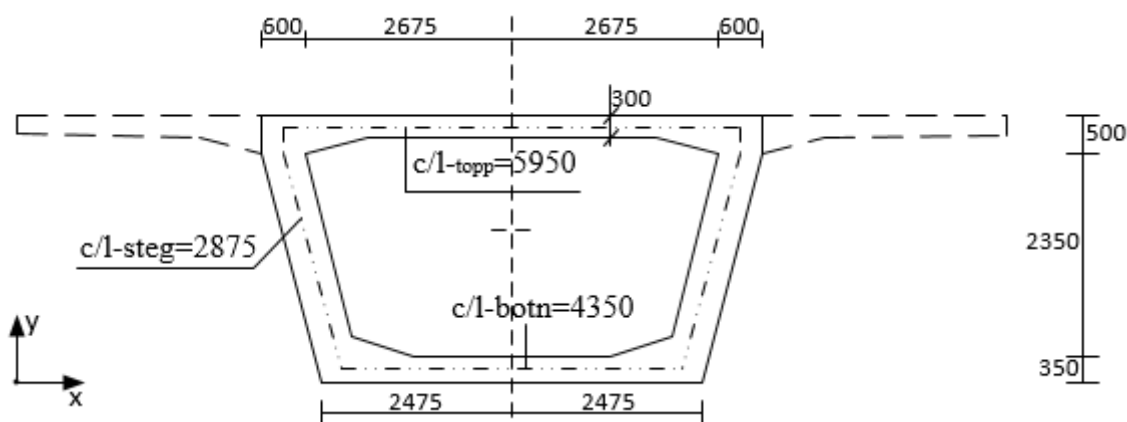
der

$$\tau_{t,i} = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k * t_{ef,i}} = 0,794 \text{ MPa, og er skjærspenninga i tverrsnittet}$$



$t_{ef,i} = 0,3 \text{ m}$ , er effektiv veggtykkelse

$z_i$  er avstanden mellom skjæringspunktene for senterlinja til dei tilstøtande delane



Figur 7-15 Effektivt kassetverrsnitt med senterlinjer (mål i mm)

Med verdier for senterlinjer ut frå figur 7-15 innsatt for  $z_i$  i likning (7.99), vert skjærkraft i steget på grunn av torsjon:

$$V_{Ed.steg} = 685 \text{ kN} \quad (7.100)$$

Skjærkraft i topplata på grunn av torsjon ut frå likning (7.99):

$$V_{Ed.topp} = 1418 \text{ kN} \quad (7.101)$$

Skjærkraft i botnplata på grunn av torsjon ut frå likning (7.99):

$$V_{Ed.botn} = 1037 \text{ kN} \quad (7.102)$$

Dimensjonerande skjærkraft i eit steg på grunn av torsjon og skjær, vert med verdier frå likning (7.78) og (7.100):

$$V_{Ed.dim.steg} = \frac{V_{Ed.red}}{2} + V_{Ed.steg} = 6685 \text{ kN} \quad (7.103)$$

Neste er å bestemme naudsynt senteravstand for skjærbøylane. Det vert bestemt ut frå kontroll av skjærstrekkapasitet ut frå EK2, likn.(6.8), her som likning (7.103):

$$s = \frac{A_{sw} * f_{ywd} * z * \cot\theta}{V_i} \quad (7.104)$$

der

$V_i$  er skjærkraft ut frå likning (7.100) – (7.102)

$$\begin{aligned}
 A_{sw} &= 2 * \pi * \left(\frac{20mm}{2}\right)^2, \text{ er tverrsnittsarealet av } \varnothing_{20} \text{ skjærarmeringsbøyle} \\
 f_{ywd} &= 434 \text{ MPa, er dimensjonerende flytegrense for kamstål B500C} \\
 z &= 2,647 \text{ m, er innvendig momentarm} \\
 cot\theta &= 1,25, \text{ er grenseverdi for vinkel av trykkstav}
 \end{aligned}$$

Det gjev følgjande senteravstand for skjærbøyle i brua si lengderetning innsatt i likning (7.104):

$$s_{steg} = 135 \text{ mm} \quad (7.105)$$

$$s_{topp} = 636 \text{ mm} \quad (7.106)$$

$$s_{botn} = 870 \text{ mm} \quad (7.107)$$

Minste senteravstand ut frå *EK2*, *likn.(9.4)*, her som likning (7.108):

$$s_{min} = 780 \text{ mm} \quad (7.108)$$

Største senteravstand ut frå *EK2*, *likn.(NA.9.6N)*, her som likning (7.109):

$$s_{max} = 1764 \text{ mm} \quad (7.109)$$

Endeleg senteravstand vert som følgjande:

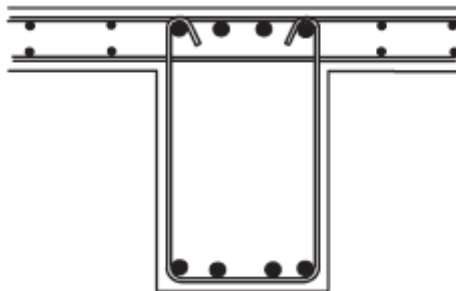
$$s_{steg} = 125 \text{ mm}$$

$$s_{topp} = 625 \text{ mm}$$

$$s_{botn} = 750 \text{ mm}$$

Dette er senteravstander over opplegg, senteravstander i felt kan sjølvsagt aukast, utan at det vert gått nærmare inn på det her.

Figur 9.6 i *EK2*, gjev eksempel på form av torsjonsbøyle, her vist som figur 7-16.



Figur 7-16 Eksempel på form for torsjonsbøyle

### 7.3.3.2 Lengdearmering

Ut frå *EK2, pkt.9.2.3(4)*, skal lengdearmeringsjern for torsjon ordnast med minst ei stang i kvart hjørne, og dei andre fordelt jamt rundt den innvendige omkretsen av bøypane med ein senteravstand ikkje større enn 350 mm. Samstundes krever *HB N400, pkt.7.8.7*, at største senteravstand for slakkarmering ikkje skal vere større enn 200 mm og ikkje mindre enn 80 mm.

Naudsynt tverrsnittsareal for lengdearmering for torsjon skal vere ut frå *EK2, likn.(6.28)*, her som likning (7.110):

$$\Sigma A_{sl} = \frac{T_{Ed}}{2 * A_k} * \frac{\cot(\theta_{min}) * u_k}{f_{yd}} = 11\,132 \text{ mm}^2 \quad (7.110)$$

der

$$\begin{aligned} T_{Ed} &= 7130 \text{ kNm} && \text{ut frå likning (7.84),} \\ A_k &= 14,96 \text{ m}^2 && \text{areal omslutta av senterlinjene i figur 7-15,} \\ u_k &= 16,25 \text{ m} && \text{er ytre omkrets av arealet } A_k \text{ frå figur 7-15,} \\ \cot(\theta_{min}) &= 1,25 && \text{ut frå likning (7.86),} \\ f_{yd} &= 434 \text{ MPa} && \text{ut frå tabell 4-4.} \end{aligned}$$

Vel kamstål  $\emptyset_{25}$  som lengdearmeringsjern, med tverrsnittsareal lik,

$$A_{\emptyset_{25}} = \pi * \left(\frac{25 \text{ mm}}{2}\right)^2 = 491 \text{ mm}^2 \quad (7.111)$$

Likning (7.110) dividert på likning (7.111) gjev antall lengdearmeringsjern som er naudsynt for torsjon,

$$n_{tor} = \frac{\Sigma A_{sl}}{A_{\emptyset_{25}}} = 23 \text{ jern} \quad (7.112)$$

Kontrollerar om senteravstand for lengdearmering frå torsjon er mindre eller lik 350 mm.

$$s_{tor} = \frac{u_k}{n_{tor}} = 705 \text{ mm} \geq 350 \text{ mm} \quad (7.113)$$

Bestemmer antall armeringsjern med største senteravstand lik 350 mm.

$$n_{tor} = \frac{u_k}{350 \text{ mm}} = 47 \text{ jern} \quad (7.114)$$

Plasserer 18 av desse vert i topplata, 13 i botnplata og 8 i kvart steg.

Frå bøyemomentkontrollen vart det funnet eit behov for ekstra trykk- og strekkarmering i topp- og botnplata over opplegg, lik  $A_s = 4466,5 \text{ mm}^2$  som tilsvarar 9  $\emptyset_{25}$  lengdearmeringsjern ut frå likning (7.73)

Kontrollerar om senteravstanden er mindre eller lik 200 mm for antall lengdearmeringsjern ut frå likning (7.114) inkluderte ekstra lengdearmeringsjern frå bøyemomentkontrollen.

$$s_{topp} = \frac{b_{topp} - 2 * c_{nom}}{(18 + 9) \emptyset_{25}} = \frac{13 \text{ m} - 2 * 75 \text{ mm}}{27 \emptyset_{25}} = 475 \text{ mm} \geq 200 \text{ mm} \quad (7.115)$$

$$s_{botn} = \frac{b_{botn} - 2 * c_{nom}}{(13 + 9) \emptyset_{25}} = \frac{4,95 \text{ m} - 2 * 75 \text{ mm}}{22 \emptyset_{25}} = 218 \text{ mm} \geq 200 \text{ mm} \quad (7.116)$$

Bestemmer antall lengdearmeringsjern i topp- og botnplate med største senteravstand lik 200 mm.

$$n_{topp} = \frac{13 \text{ m} - 2 * 75 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 65 \text{ jern} \rightarrow A_{s,topp} = 31907 \text{ mm}^2 \quad (7.117)$$

$$n_{botn} = \frac{4,95 \text{ m} - 2 * 75 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} = 24 \text{ jern} \rightarrow A_{s,botn} = 11781 \text{ mm}^2 \quad (7.118)$$

Neste er å kontrollere om utrekna slakkarmeringsareal tilfredstiller krav til minimum lengdearmering i *EK2, pkt.9.2.1.1*. Minimumsarmering skal forebyggje sprø bruddformer og store riss som følgje av brudd i spennkablur, samt oppta krefter som oppstår ved tvunge påverknader. I likning (7.119) og (7.120) er  $b_{topp} = 13 \text{ m}$ ,  $b_{botn} = 4,95 \text{ m}$  og  $d = 2,94 \text{ m}$ .

$$A_{s,min,topp} = 0,0013 * b_{topp} * d = 49703 \text{ mm}^2 \geq A_{s,topp} = 31907 \text{ mm}^2 \quad (7.119)$$

$$A_{s,min,botn} = 0,0013 * b_{botn} * d = 18925 \text{ mm}^2 \geq A_{s,botn} = 11781 \text{ mm}^2 \quad (7.120)$$

### **Minimumsarmering vert dimensjonerande både for topplata og botnplata.**

Armeringsbidraget frå spennarmering kan verte rekna med, dette ut frå *EK2, pkt.5.10.1(3) og (4)*. Men dette gjelder berre for dei delane av overbygninga der spennarmeringa ligg heilt ute i strekksona saman med slakkarmeringa, som er midt i felt og over opplegg.

Ut frå *EK2, pkt.6.2.1(7)*, så må strekkarmeringa i lengderetninga kunne ta opp tillegget frå strekkrafta forårsaka av skjærkrafta. Alternativt kan det nyttast «forskyvingsregelen» ut frå *EK2, pkt.9.2.1.3(2)*, og forskyve momentkurva tilsvarande ein avstand  $d$ , slik at man tar omsyn til verknaden av skrå riss og armeringa sin kapasitet innanfor forankringslengda.

Det vert vurdert at minimumsarmeringa er tilstrekkeleg for å ta opp strekkrefter på grunn av skjærkraft, i og med at heile tverrsnittet er i trykk over opplegg, ut frå krav om trykkavlastning kontrollert i avsnitt 7.2.1.2.

*HB N400, pkt.7.8.1*, gjev at alle tverrsnittsdelar skal vere dobbeltarmert i begge retningar og at lengdearmeringa skal minimum ha diameter lik 16 mm. I spennarmerte bruer vert som regel tverrarmeringa lagt ytterst og lengdearmeringa innanfor.

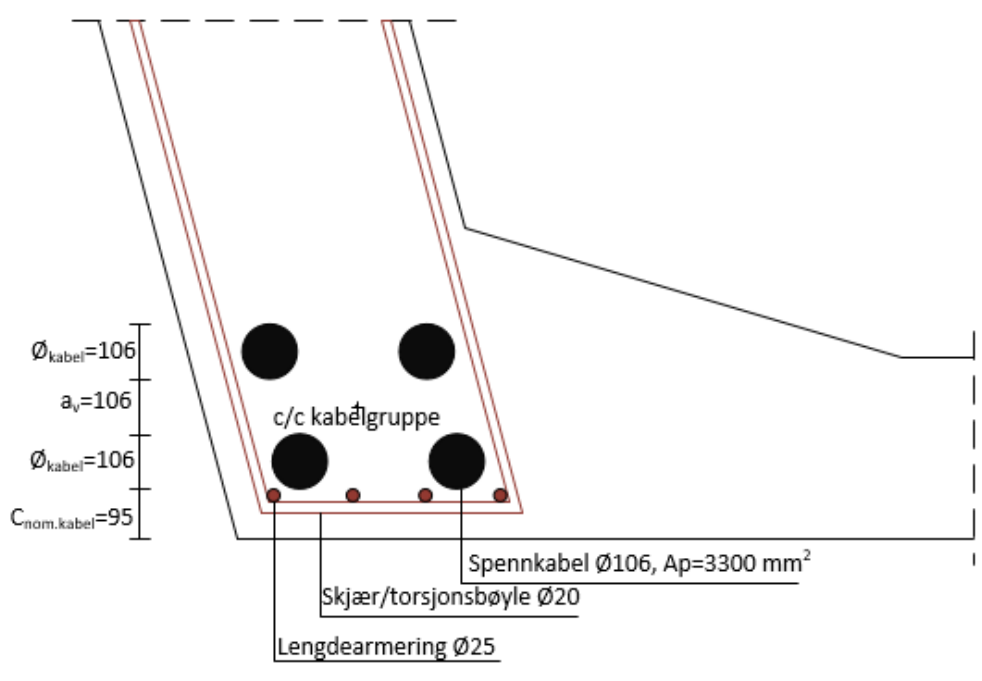
Tabell 7-7 listar opp valt mengde lengdearmering med tilhøyrande senteravstand for alle tverrsnittsdelar.

*Tabell 7-7 Valt lengdearmering med antall, senteravstand og diameter i alle tverrsnittsdeler*

<b>Tverrsnittsdel</b>	<b>Diameter Ø [mm]</b>	<b>c/c [mm]</b>	<b>Antall</b>	<b>Tot. tv.snittsareal [mm<sup>2</sup>]</b>
OK. topplate	25	125	103	50 552
UK. topplate	16	200	28	5630
YK. stegside	25	200	15	7362
IK. stegside	16	200	13	2614
UK. botnplate	25	125	39	19 141
OK. botnplate	16	200	18	3619

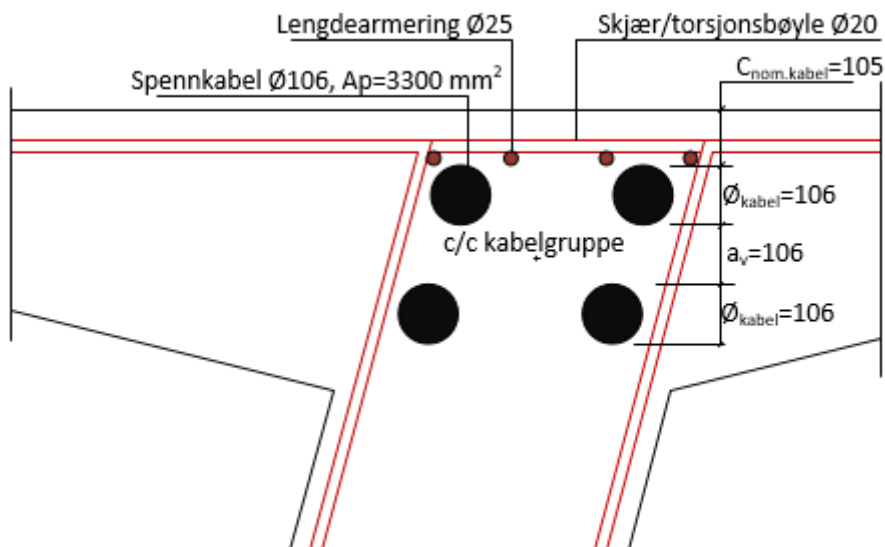
Slakkarmering i tverretninga vert ikkje kontrollert i denne rapporten.

## 7.4 Snittskisser plassering kabelgruppe



Figur 7-17 Plassering i steg brukassetverrsnitt for kabelgruppe midt i felt (mål i mm)

Figur 7-17 viser plassering i steg av kabelgruppe midt i felt og figur 7-18 viser plassering av kabelgruppe over indre støtter.



Figur 7-18 Plassering i steg brukassetverrsnitt for kabelgruppe over indre støtter (mål i mm)

## 8 Kontroll av fyrste byggjefase

### 8.1 Generelt

Dimensjonerande lastkombinasjonar vil ofte opptre for ferdig bru, men byggjefasane kan likevel representere spesielle situasjoner som er kritiske for delar av brua.

Det som er mest kritisk er oppspenningstilstanden av byggjefasane. Konstruksjonen vil då vere høgt utnytta, og betongen sin trykkfasthet kan vere vesentleg lavare enn 28-døgns. For mange bruer vil oppspenningstilstanden vere dimensjonerande for byggjefasa. For noken bruer vil likvel seinare byggjefaser også måtte kontrollerast, for eksempel etter at forskalinga er revet og etter påfølgjande støypeetapper.

Ved oppspenning av ein horisontal konstruksjonsdel vil ein del av eigenlasta bli mobilisert ved at den vert overført frå forskalinga sitt bæresystem til konstruksjonen. Størrelsen på den overførte eigenlasta vil avhenge av stillastypen.

Ved «fast» (tilnærma udeformerbart) stillas blir den del av eigenlasta mobilisert som er tilstrekkeleg til å bøye konstruksjonsdelen tilbake ned på stillaset. Dersom den berekna oppbøyninga på grunn av forspenninga vert større enn nedbøyninga frå total eigenlast, vil bjelken løfte seg frå stillaset, og total eigenlast vere overført frå stillas til konstruksjon.

Ved frittberande stillas vil mobilisert eigenlast vere bestemt ut frå stillaset sin stivhet i forhold til konstruksjonen sin stivhet. Vanlegvis vil oppspenning føre til at stillaset og konstruksjonen bevegar seg saman, slik at berre ein liten del av eigenlasta vil bli overført til konstruksjonen.

Det er ikkje uvanleg med relativt betydelege nyttelaster i byggjefaser, for eksempel tunge køyretøy (betongbil) og mobile eller stasjonære kraner. Slike nyttelaster må inkluderast i lastkombinasjonane.

Det er heller ikkje uvanleg at kabelrøyr vert ståande utan injisering gjennom store delar av byggjefasen. Tverrsnittskapasiteten er i desse tilfella lavare enn for injiserte kabler, og kapasitetskontroll av byggjefaser bør derfor kontrollerast for ikkje-injisert kablar ut frå *EK2*, pkt.6.2.3(6).

I tverrsnittskontrollane for byggjefaser vert det nytta betongkvalitet tilsvarande eigenskapane på tidspunktet ved belastning. Dette kan vere når forskalinga vert demontert og eigenvekta vert

«aktivert». Ulike delar av konstruksjonen vil kunne vere høgt utnytta på høvesvis trykk og strekk. [18]

## 8.2 Brunnholen bru

Bruoverbygninga til Brunnholen bru vert med MSS som byggjemetode støypd i fem seksjonar, med første støyp mellom akse 6 og akse 5, som vist i figur 3-13.

Bruoverbygninga ved kvar seksjon er tenkt å krage 10 meter ut over aksane. Det er antatt at last frå forskalingsvogn med fersk betong vert påført utkraga del av støypd overbygning i ein avstand på 8 meter frå aksa. Øvrig innfestingspunkt for forskalingsvogn vert plassert over neste søyle og vil derfor ikkje gje noko lastbidrag. Sjå figur 5-11.

Det vert valt å kontrollere spenningar i bruksgrense og tverrsnittskapasitet i bruddgrense for første støyp mellom akse 6 og akse 5, på grunn av tidsbegrensingar.

Det vert modellert ein brumodell i CSiBridge tilsvarande første byggjefase med tilhøyrande laster og lastkombinasjonar som trengst for å kontrollere kapasitet.

### 8.2.1 Laster

Laster som er aktuelle i byggjefasen er laster frå produksjonsutstyr, tunge køyretøy, forspenning, vind, temperatur og eigenlast.

**Produksjonsutstyr:** Det er antatt lik last frå forskalingsvogn på alle seksjonar. Lasta er bestemt med eit statisk system basert på lengste spenn som er mellom akse 3 og akse 4, som vist i figur 5-11.

Punktlast frå forskalingsvogn på utkrager er lik  $F_{vogn} = 2217 \text{ kN}$ , og punktlast frå fersk betong på utkrager er lik  $F_{betong} = 3192,5 \text{ kN}$ . Dette ut frå avsnitt 5.5.6.

**Tunge køyretøy:** Det vert definert ei vertikal aksellast i byggjeperioden lik aksellasta for LM1 frå tabell 5-1, altså ei aksellast på 300 kN. Aksellasta vert rekna å opptre over brukassa og ikkje ute på vingane. Vidare vert det definert ei jamt fordelt last på  $2,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$  over heile brubreidda.

**Forspenning:** Det er så langt eit minimumsbehov for 4 spennkablar i kvart steg med 22 spenntau à  $150 \text{ mm}^2$  i kvar spennkabel.



Største spennkraft er ut frå EK2, pkt.5.10.2.1, definert som,  $P_{max} = A_p * \sigma_{p,max}$ .

Med 4 spennkabler à 22 spenntau, vert spennarmeringsarealet i kvart steg,

$$A_p = 4 * 22 * 150 \text{ mm}^2 = 13\,200 \text{ mm}^2 \quad (8.1)$$

og største spennkraft i kvart steg ut frå likning (6.62),

$$P_{max} = 13\,200 \text{ mm}^2 * 1476 \text{ MPa} = 19\,483 \text{ kN} \quad (8.2)$$

Det er antatt at alle kablane vert oppspent samstundes når topplata er inntakt, altså etter 4 veker (28 døgn). Betongen vil då ha oppnådd sin tiltenkte trykkfasthet, og det er ikkje naudsynt å korrigere for den.

**Vind:** Vindlast i z-retning er ut frå tabell 5-10 lik  $\pm 7,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

**Eigenlast:** Er ut frå avsnitt 5.2.2 lik  $g_e = 227,27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ .

**Temperatur:** Er ut frå avsnitt 5.5.4.2.1 som vist i tabell 8-1.

Tabell 8-1 Temperaturdifferanse oppvarming og avkjøling

Oppvarming		Avkjøling	
Avstand frå OK og ned	Temperaturdifferanse, $\Delta T$	Avstand frå OK og ned	Temperaturdifferanse, $\Delta T$
0	$\Delta T_1 = 13^\circ\text{C}$	0	$\Delta T_1 = -8,4^\circ\text{C}$
0,15 m	$\Delta T_2 = 3,0^\circ\text{C}$	0,25 m	$\Delta T_2 = -0,5^\circ\text{C}$
0,40 m	0	0,45 m	0
3,04 m	0	2,75 m	0
3,2 m	$\Delta T_3 = 2,5^\circ\text{C}$	2,95 m	$\Delta T_3 = -1,0^\circ\text{C}$
		3,2 m	$\Delta T_4 = -6,5^\circ\text{C}$

### 8.2.2 Lastkombinasjonar

Lastfaktorane for dei fleste laster er lik som vist i tabell 5-13 og 5-14.

Lastfaktor for effekter av spennarmering i bruddgrense vil vere 1,1 for kontroll av tverrsnittet i byggjefaser.

Verknader frå tidsavhengige effekter som kryp, svinn og spennkrafttap vert ikkje inkludert ettersom desse verknadane hovudsakleg vert inkludert for nedbøyningskontroll, og det skal her kontrollerast for karakteristiske spenningar i bruksgrense og kapasitetskontroll i bruddgrense.

Partialfaktor for laster i byggjetilstand er ut frå *EKO, Tabell NA.A2.1*, lik  $\psi_0 = \psi_2 = 1,0$ .  
 Lastfaktor for laster i byggjetilstand er ut frå *EKO, Tabell NA.A2.4(B)*, lik  $\gamma_Q = 1,5$ .

Aktuelle lastkombinasjonar i bruksgrense og bruddgrense for byggjetilstand er gjeve i tabell 8-2 og 8-3. KL står for konstruksjonslast.

Tabell 8-2 Karakteristiske lastkombinasjonar i bruksgrense for byggjetilstand

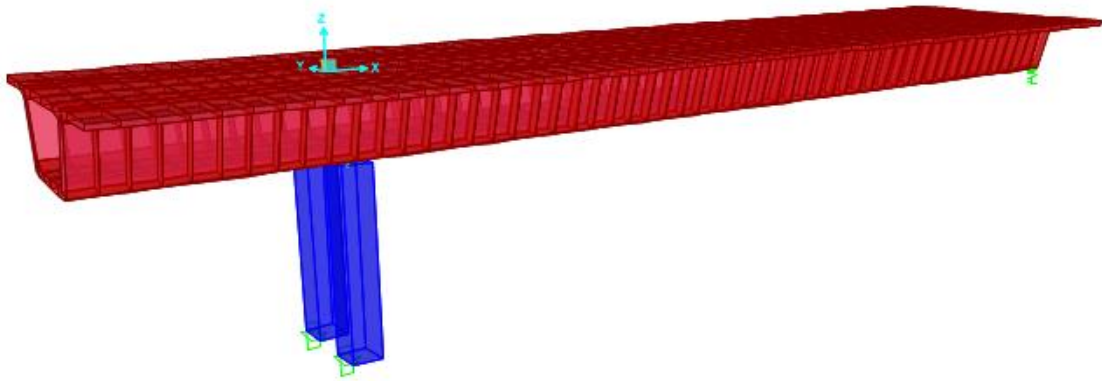
SLS-KARAKTERISTISK								
Lastkombinasjon		G	PT	KL	TR	TE POS	TE NEG	V
1-1	TR dom	1,0	1,0	1,0	1,0	0,7	-	-
1-2	TR dom	1,0	1,0	1,0	1,0	-	0,7	-
2-1	TE dom	1,0	1,0	1,0	0,7	1,0	-	-
2-2	TE dom	1,0	1,0	1,0	0,7	-	1,0	-
3-1	V dom.	1,0	1,0	1,0	-	0,7	-	1,0
3-2	V dom.	1,0	1,0	1,0	-	-	0,7	1,0

Tabell 8-3 Lastkombinasjonar i bruddgrense for byggjetilstand

ULS-STR								
Lastkombinasjon		G	PT	KL	TR	TE POS	TE NEG	V
1-1	m/TR	1,35	1,1	1,5	0,945	0,84	-	-
1-2	m/TR	1,35	1,1	1,5	0,945	-	0,84	-
2-1	u/TR	1,35	1,1	1,5	-	0,84	-	1,12
2-2	u/TR	1,35	1,1	1,5	-	-	0,84	1,12
3-1	TR dom.	1,20	1,1	1,5	1,35	0,84	-	-
3-2	TR dom.	1,20	1,1	1,5	1,35	-	0,84	-
4-1	TE dom.	1,20	1,1	1,5	0,945	1,20	-	-
4-2	TE dom.	1,20	1,1	1,5	0,945	-	1,20	-
5-1	V dom.	1,20	1,1	1,5	-	0,84	-	1,60
5-2	V dom.	1,20	1,1	1,5	-	-	0,84	1,60

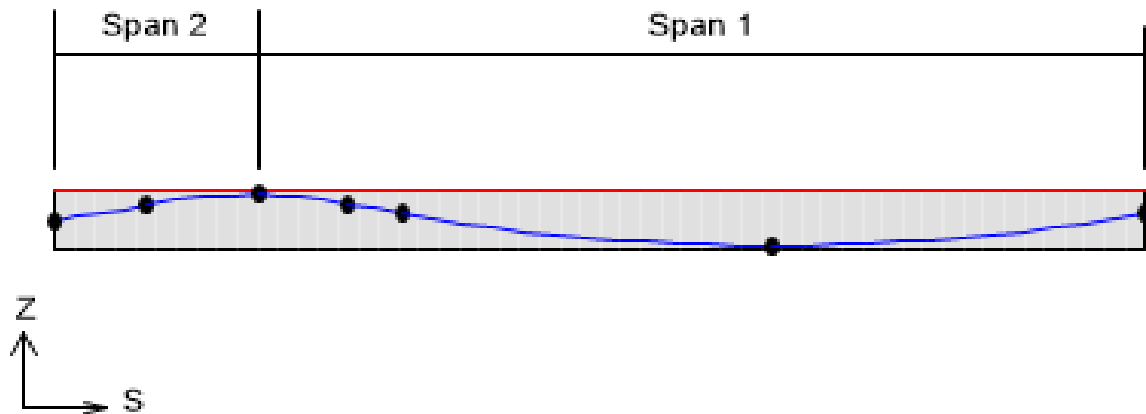
### 8.2.3 CSiBridge

Det vert modellert ein brumodell for fyrste byggjefase med lik framgangsmåte som for tidligare brumodellar. Figur 8-1 viser fyrste byggjefase med akse 6 til høgre og akse 5 sentrisk over søyla til venstre. Aksane er som definert i figur 2-2.



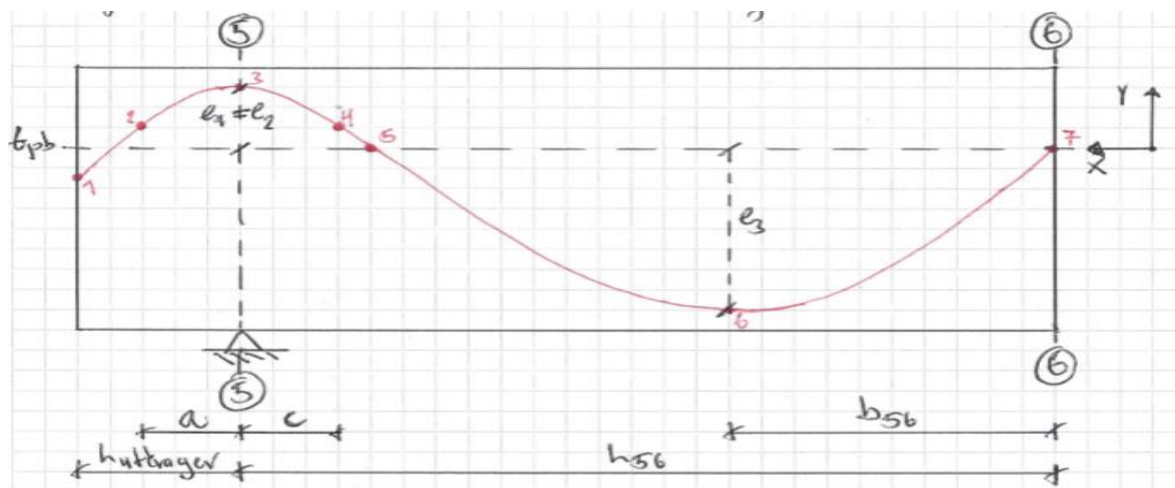
Figur 8-1 Modell av første byggjefase frå CSiBridge

For å bestemme spennprofilen i CSiBridge, krever CSiBridge at minimum 7 punkt vert definert med avstandar i x-retning, y-retning og med stigningstall.



Figur 8-2 Spennarmeringsprofil frå CSiBridge for første byggjefase

Eg definerte punkt 1 til venstre og så vidare til punkt 7 heilt til høgre, som vist i figur 8-3.



Figur 8-3 Skisse av spennarmeringsprofil for første byggjefase

Frå likning (6.14) og (6.15) har eg at eksentrisiteten frå tyngdepunktaksa (tpb) til senter av kablegruppa er for punkt 3 lik  $e_1 = e_2 = 1,0013 \text{ m}$  og for punkt 6 lik  $e_3 = -1,6807 \text{ m}$ . Avstander frå senter akse 6 til alle punkt i x-retning er også kjent bortsett fra avstanden til punkt 5.

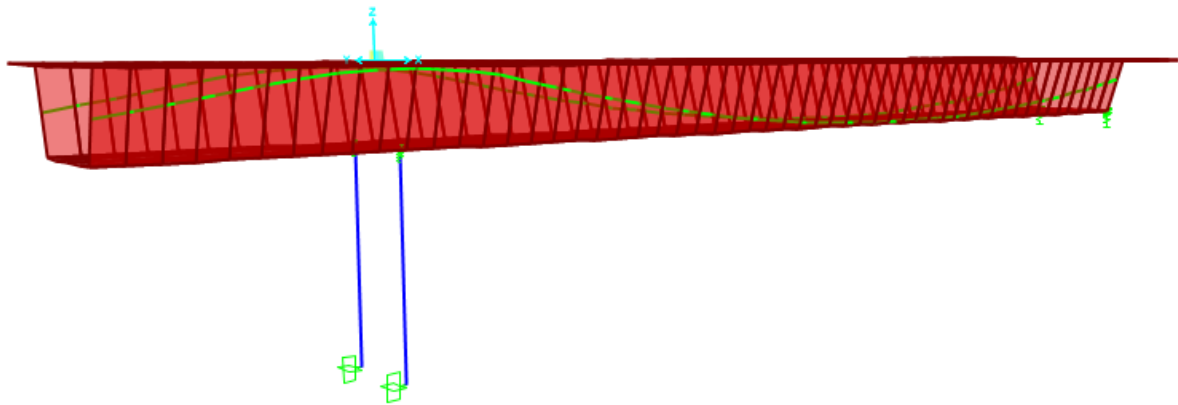
For å bestemme avstandar, eksentrisitetar og stigningstall nyttar eg teorien som er blitt ut greidd i avsnitt 6.3.2.1 og 6.3.2.2. For detaljert utrekning sjå vedlegg 14.

Tabell 8-4 listar opp avstandar i x-retning frå akse 6, eksentrisiteter frå tyngdepunktaksa i y-retning og stigningstall for kvart punkt, som illustrert i figur 8-3.

Tabell 8-4 Avstandar, eksentrisiteter og stigningstall for spennarmeringsprofil for første byggjefase

Punkt	Avstand x-retning [m]	Eksentrisitet [m]	Stigningstall [ $\frac{m}{m}$ ]
1	53,55	-0,343	0,156
2	48,12	0,465	0,1976
3	43,55	1,0013	0
4	39,195	0,54	-0,212
5	36,47	0	-0,184
6	18,235	-1,6807	0
7	0	0	0,184

Figur 8-4 viser endeleg spennarmeringsprofil (grønn parabel) for første byggjefase, modellert i CSiBridge.



Figur 8-4 Endeleg spennarmeringsprofil for fyrste byggjefase, modell CSiBridge

## 8.2.4 Kapasitetskontroll

Det er ynskjeleg å utføre ein spenningskontroll i bruksgrense og ein kapasitetskontroll i bruddgrense for fyrste byggjefase. Kontrollen vert utført i CSiBridge ved å kontrollere om dimensjonerande spenningar i bruksgrense og dimensjonerande bøyemoment og skjærkraft er større enn dei påverknader som brukassetverrsnittet allerede er kontrollert for.

### 8.2.4.1 Bruksgrense

Det vert kontrollert opptredande spenningar i topp og botn av brukassetverrsnittet på grunn av eigenvekt og forspenning, og for lastkombinasjonar ut frå tabell 8-2.

Opptredande spenningar skal ikkje overskride følgjande verdiar:

Trykk:  $\sigma_c \leq 0,6 * f_{ck} = -27 \text{ MPa}$ .

Strekk:  $\sigma_t \leq f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$ .

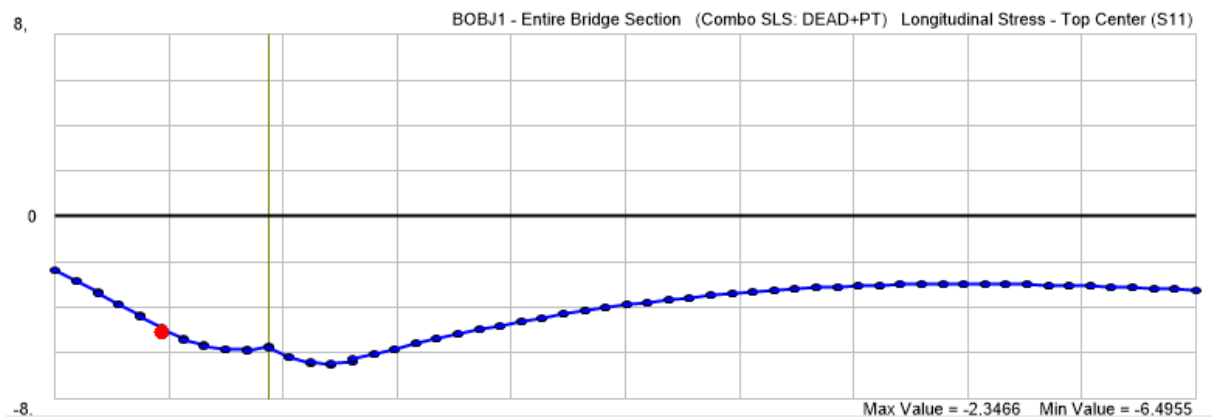
I figur 8-5, 8-6, 8-7 og 8-8 er senterlinja grensa mellom trykk- og strekkspenningar. Over senterlinja er strekkspenningar og under senterlinja er trykkspenningar.

#### Eigenlast + forspenning:

Spenningar frå eigenlast og forspenning i overkant brukassetverrsnittet er som vist i figur 8-5.

Ut frå figur 8-5, er det berre trykkspenningar i toppen av tverrsnittet, med største trykkspenning:

$$\sigma = -6,5 \text{ MPa} \leq \sigma_c = -27 \text{ MPa}, \text{ OK!} \quad (8.3)$$



Figur 8-5 Spenninger i overkant brukassetverrsnitt frå eigenlast og forspenning i bruksgrense (verdi i MPa)

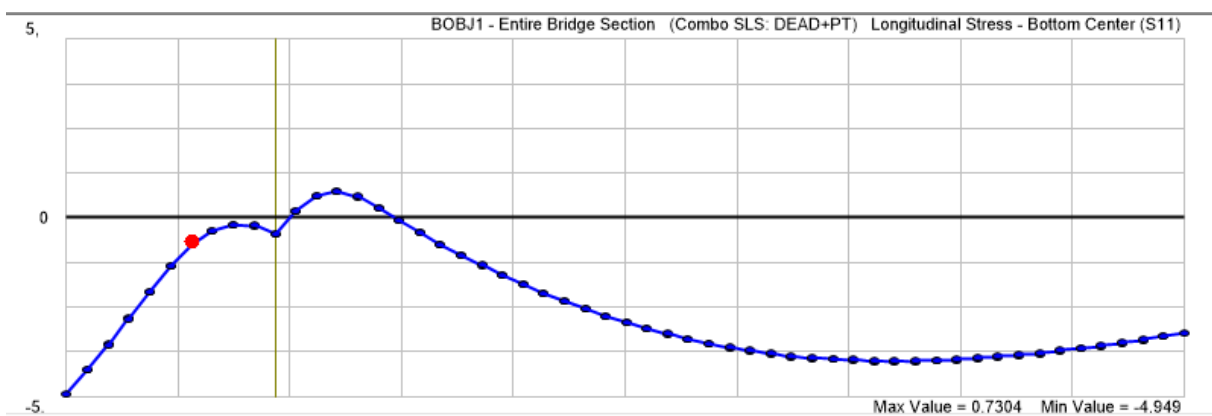
Spenningar frå eigenlast og forspenning i underkant brukassetverrsnittet er som vist i figur 8-6.

Største strekkspenning i figur 8-6 er lik:

$$\sigma = 0,73\text{MPa} \leq \sigma_t = 3,8\text{ MPa} \text{ OK!} \quad (8.4)$$

Største trykkspenning i figur 8-6 er lik:

$$\sigma = -4,95\text{MPa} \leq \sigma_c = -27\text{ MPa}, \text{ OK!} \quad (8.5)$$



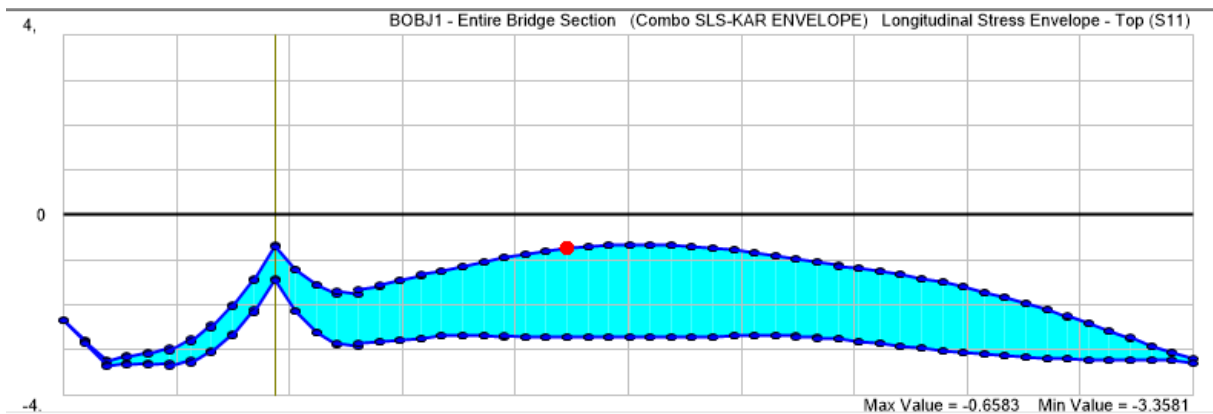
Figur 8-6 Spenninger i underkant brukassetverrsnitt frå eigenlast og forspenning i bruksgrense (verdi i MPa)

Dimensjonerande spenningar frå eigenlast og forspenning overskrider ikkje betongen sin strekkfasthet eller trykkfasthet, og er dermed tilfredsstillande ut frå krav i EK2.

### Lastkombinasjon:

Figur 8-7 viser opptredande spenningsomhyllingskurve for overkant brukassetverrsnitt langs heile lengda av fyrste byggjefase. Som ein kan sjå av figuren så er det berre trykkspenningar i toppen av tverrsnittet, med største trykkspenning lik:

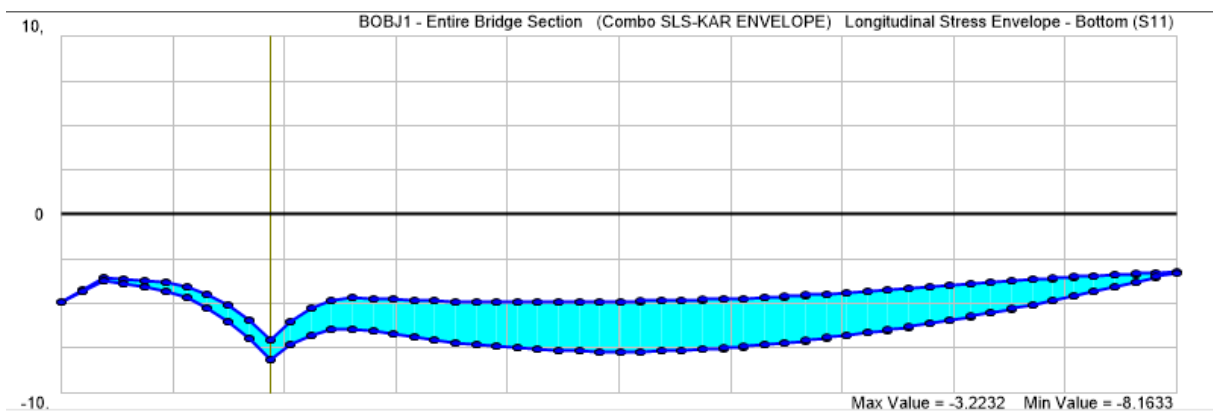
$$\sigma = -3,36 \text{ MPa} \leq \sigma_c = -27 \text{ MPa. OK!} \quad (8.6)$$



Figur 8-7 Spenning overkant brukassetverrsnitt for karakteriske lastkombinasjonar, SLS (verdi i MPa)

Figur 8-8 viser opptredande spenningsomhyllingskurve for underkant brukassetverrsnitt langs heile lengda av fyrste byggjefase. Som ein kan sjå av figur 8-8 så er det berre trykkspenningar i botnen av tverrsnittet, med største trykkspenning lik:

$$\sigma = -8,16 \text{ MPa} \leq \sigma_c = -27 \text{ MPa. OK!} \quad (8.7)$$



Figur 8-8 Spenning underkant brukassetverrsnitt for karakteriske lastkombinasjonar, SLS (verdi i MPa)

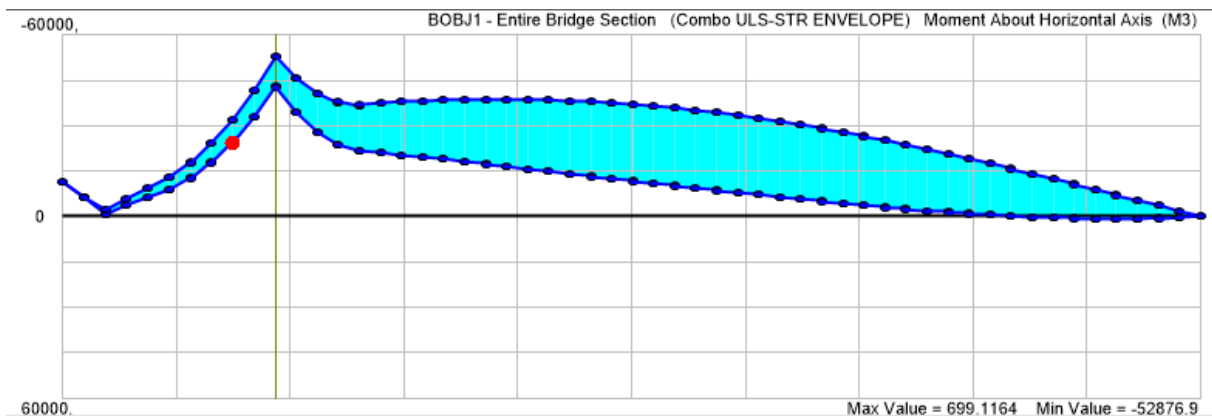
Dimensjonerande spenningar frå lastkombinasjonar ut frå tabell 8-3 overskrider ikkje betongen sin dimensjonerande strekkfasthet eller trykkfasthet, og er dermed tilfredsstillande ut frå krav i EK2.

#### 8.2.4.2 Bruddgrense

Frå likning (7.70) og (7.88) har eg stadfesta at tverrsnittet sin bøyemomentkapasitet med 4 spennkablør à 22 spenntau i kvart steg er lik  $M_{Rd} = 99\,483\text{ kNm}$ , og at tverrsnittet sin skjærtrykkkapasitet er lik  $V_{Rd} = 14\,982.4\text{ kN}$ .

Frå analysa i CSiBridge er dimensjonerande omhyllingskurve for bøyemoment vist i figur 8-9, med største bøyemoment i likning (8.8):

$$M_{Ed.bf} = 52\,877\text{ kNm} \quad (8.8)$$



Figur 8-9 Omhyllingskurve bøyemoment bruddgrense for fyrste byggjefase (verdi i kNm)

Det gjev ein utnyttelse av bøyemomentkapasiteten som vist i likning (8.9):

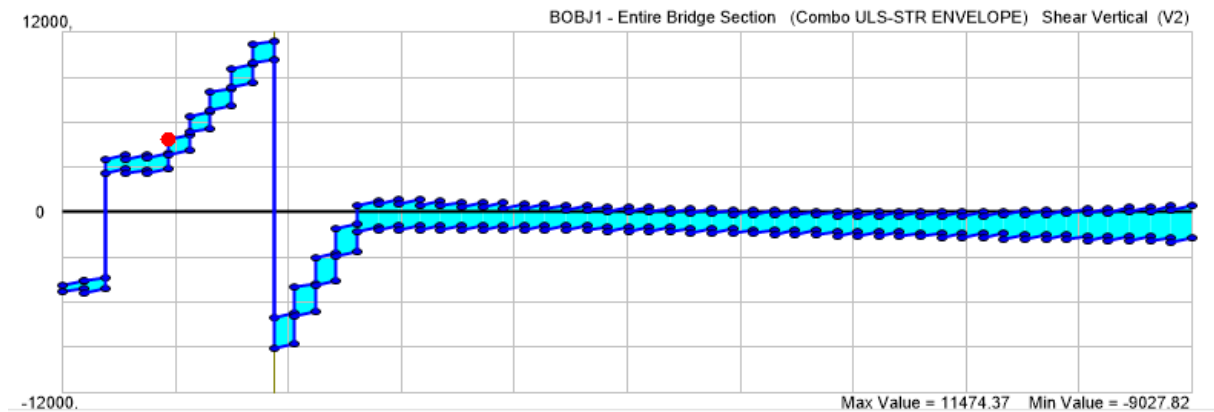
$$\frac{M_{Ed.bf}}{M_{Rd}} = 0,53 \leq 1,0 \quad (8.9)$$

Trykksona sin momentkapasitet er tilstrekkeleg for dimensjonerande bøyemoment i fyrste byggjefase.

Dimensjonerande omhyllingskurve for skjærkraft er vist i figur 8-10, med største skjærkraft i likning (8.10):

$$V_{Ed.bf} = 11\,475\text{ kN} \quad (8.10)$$





Figur 8-10 Omhyllingskurve skjærkraft bruddgrense for første byggjefase (verdi i kN)

Det gjev ein utnyttelse av skjærtrykkkapasiteten som vist i likning (8.11):

$$\frac{V_{Ed,bf}}{V_{Rd}} = 0,77 \leq 1,0 \quad (8.11)$$

Betongen i tverrsnittet har tilstrekkeleg skjærtrykkkapasitet til å motstå dimensjonerande skjærkraft i bruddgrense for første byggjefase.

#### 8.2.4.3 Tap av spennkraft

Kontrollerer til slutt om antatt tap av spennkraft umiddelbart etter forankring og ved ferdigtilstand er til sikker side. Har som nevnt i avsnitt 5.6.2, antatt 15 % tap av spennkraft umiddelbart etter forankring og 25 % tap ved ferdigtilstand.

Ut frå likning (8.2) er største oppspenningskraft i kvart steg lik,

$$P_{max} = P_{jack} = 19\,483\text{ kN}$$

Figur 8-11 viser utdata for spennarmeringa i brumodellen for første byggjefase ut frå CSiBridge.

Distance at Cursor	
Distance	0,
Load Pattern at Cursor	
Prior to Seating	19483,
After Seating	16994,642
After Other Losses	15174,426

Figur 8-11 Spennkrefter ved bjelkeenden for brumodell første byggjefase ut frå CSiBridge (verdi i kN)

I figur 8-11 er «After seating» det samme som «etter forankring» og «After other losses» er det samme som «ved ferdigtilstand».

Ut frå figur 8-11 så er tap av spennkraft etter forankring lik,

$$P_t = 16\,994,642\text{ kN} \quad (8.12)$$

og tap av spennkraft ved ferdigtilstand er lik,

$$P_s = 14\,174,426\text{ kN} \quad (8.13)$$

Tap av spennkraft ved ferdigtilstand i prosent,

$$\Delta P_s = \left(1 - \frac{P_s}{P_{jack}}\right) * 100 = 22,1\% \quad (8.14)$$

Antatt tap av spennkraft ved ferdigtilstand kan seiast å vere til sikker side, ettersom aktuelt tap av spennkraft ut frå likning (8.14) er mindre enn det antatt tapet på 25 %.

Tap av spennkraft etter forankring i prosent,

$$\Delta P_t = \left(\frac{\frac{P_s}{P_t} - (1 - \Delta P_s)}{\frac{P_s}{P_t}}\right) * 100 = 12,8\% \quad (8.15)$$

Antatt tap av spennkraft umiddelbart etter forankring kan seiast å vere til sikker side, ettersom aktuelt tap av spennkraft ut frå likning (8.15) er mindre enn det antatt tapet på 15 %.

## 9 Oppsummering

### 9.1 Resultat

Brunnholen bru skal byggjast over godsterminalen for jernbane på Ganddal i Sandnes kommune, og er prosjektert av Statens vegvesen med 2 brukasser (kasse sør og kasse nord) i etterspent betong med ei total lengde på over 250 m, med 6 akser og 5 spenn. Brua har ein konstant horisontalkurvatur som er mindre enn 12 grader, og kan såleis verte analysert som ei rett bru. [Sjå avsnitt 6.2.2]

Det er i denne rapporten valt å nytte midlare bru- og spennlengde av kasse sør og kasse nord til saman, og vidare idealisere spennlengdene. Dette for å enklare kunne analysere brua. [Sjå figur 6-3].

Det er valt å nytte betong med fasthetsklasse B45 i heile overbygninga. B45 har høg trykkfasthet ( $f_{ck} = 45 \text{ MPa}$ ), og vert nytta i spennbetongkonstruksjonar fordi betongen vert påført eit høgt trykkspenningsnivå ved forspenning. Betongen sin strekkfasthet ( $f_{ctm} = 3,8 \text{ MPa}$  for B45) er ein anna viktig faktor for spennbetongkonstruksjonar, og gjev grunnleggjande kriterium for størrelsen på etteroppenningskrafta og plassering av spennarmering i tverrsnittet.

Det vart valt å nytte spennsystemet *BBR VT CONA CMI BT*, med 106 mm korrugerte plastrøyr som kan romme 16 til 22 spenntau. Nominell tverrsnittsareal av eit spenntau  $150 \text{ mm}^2$ . Spennstålet i dette systemet har strekkfasthet,  $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ , og største tillatte påført spenning som  $\sigma_{p,max} = 1476 \text{ MPa}$ .

Plassering av spennarmering i tverrsnittet vart bestemt av krav til betongoverdekninga og minste avstander (horisontalt/vertikalt) ut frå *EK2* og *Hb-N400*. For spennarmering som ligger i sirkulære kabelkanaler skal minste overdekning vere lik 80mm. Valt overdekning til spennarmering er  $C_{nom.OK} = 105 \text{ mm}$  for overkant tverrsnitt og  $C_{nom.UK} = 95 \text{ mm}$  for underkant tverrsnitt.

Det vart antatt 4 spennkablar plassert i gruppe på 2 x 2 i kvart steg, med eksentrisitet frå tyngdepunkt brukassetverrsnitt til senterkabelgruppe på høvesvis  $e_2 = 1001 \text{ mm}$  over opplegg og  $e_3 = 1680 \text{ mm}$  midt i felt. [Sjå avsnitt 6.3.1]

Ut frå berekningar av fastinnspegningsmoment for idealiserte og ein realistiske spennprofiler, gav den realistiske spennprofilen 13 % lavare fastinnspegningsmoment ( $M$ ) enn den idealisert spennprofilen, noko som gav det største behovet for spennkrafta «P». [Sjå avsnitt 6.3.2]

Det vart modellert to brumodellar i CSi Bridge, ettersom det vart definert to tilfeller for inndeling av lastfelt for trafikk. Det vart modellert ein brumodell med to brukasser (brumodell 1) og ein brumodell med berre ei brukasse (brumodell 2). [Sjå avsnitt 5.4.2]

Det vart utført ein analyse utan spennarmering i CSiBridge for karakteristiske lastkombinasjonar for begge brumodellane, der største opptredande bøyemoment ( $M_{max}$ ) i kvart felt og over kvar støtte vart inkludert i spenningskontrollen, ved å kontrollere at opptredande strekkspenningar ikkje overskrider strekkfastheten til betongen, ut frå den generelle formelen for spenning av eit homogent (reint betongtverrsnitt) tverrsnitt utsatt for bøyning, der spennkrafta «P» var ukjent, som vist i likning (9.1).

$$\left(-\frac{1}{A} \pm \frac{M}{I} * y\right) * P \mp \frac{M_{max}}{I} * y \leq f_{ctm} \rightarrow P \geq \frac{\left(f_{ctm} \mp \frac{M_{max}}{I} * y\right)}{\left(-\frac{1}{A} \pm \frac{M}{I} * y\right)} \quad (9.1)$$

Begge brumodellane vart kontrollert for å finne største spennkraft som gav stor nok ekvivalent kraft til å balansere dei ytre lastene, utan at det gjekk ut over betongen sin strekkfasthet.

Spennkrafta ved ferdigtilstand,  $P_s = 24\,673\text{ kN}$ , for brumodell 2 gav det største behovet for spennarmering per brukasse,  $A_p = 22\,288\text{ mm}^2$ , noko som tilsvarar 8 spennkablur med 19 spenntau per kabel. [Sjå avsnitt 6.3.4.2]

Kravet om trykkavlastning i bruksgrense for lastkombinasjonen *ofte forekommande* vart ikkje tilfredsstilt med valt oppspenningskraft ( $P_{jack} = 32\,897\text{ kN}$ ), og gav eit ytterlegare behov for auke av spennarmering. Antall spenntau i kvar kable vart auka frå 19 til 22, noko som gav nytt spennarmeringsareal lik  $A_p = 26\,400\text{ mm}^2$  og ny oppspenningskraft  $P_{jack} = 38\,966\text{ kN}$ .

Det vart kontrollert om opptredande strekk- og trykkspenningar ved forankring og ved ferdigtilstand i bruksgrense overskrider krav i EK2. Største opptredande spenningar er lista opp i tabell 9-1.

Tabell 9-1 Største opptredende spenninger i bruksgrense [avsnitt 7.2.2]

<b>Forankring [eigenlast+forspenning]</b>			
<b>Felt</b>	$\sigma_{topp}$	$\sigma_{botn}$	$-27 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,8 \text{ MPa}$
5-6	-3,516 MPa		<b>OK!</b>
3-4		-8,965 MPa	<b>OK!</b>
<b>Støtte</b>			
2	-2,332 MPa		<b>OK!</b>
3		-7,398 MPa	<b>OK!</b>
<b>Ferdigtilstand [karakteristisk lastkombinasjon]</b>			
<b>Felt</b>	$\sigma_{topp}$	$\sigma_{botn}$	$-27 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,8 \text{ MPa}$
4-5	-4,425 MPa		<b>OK!</b>
1-2		-2,08 MPa	<b>OK!</b>
<b>Støtte</b>			
3	+2,823 MPa		<b>OK!</b>
3		-12,661 MPa	<b>OK!</b>
<b>Ferdigtilstand [permanent lastkombinasjon]</b>			
<b>Felt</b>	$\sigma_{topp}$	$\sigma_{botn}$	$-20,25 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,8 \text{ MPa}$
5-6	-2,934 MPa		<b>OK!</b>
3-4		-4,101 MPa	<b>OK!</b>
<b>Støtte</b>			
3	+1,505 MPa		<b>OK!</b>
3		-10,611 MPa	<b>OK!</b>

Opptredende spenningar i konstruksjonen ved forankring og ferdigtilstand overskrider ikkje betongen sin dimensjonerande strekkfasthet eller trykkfasthet.

Det vart vidare utført kapasitetskontroller i bruddgrense for bøyemoment, skjærkraft og torsjonsmoment. Dimensjonerande verknader og dimensjonerande kapasiteter er lista opp i tabell 9-2 til 9-5.

Tabell 9-2 Kapasitetskontroll bøyemoment bruddgrense [avsnitt 7.3.1]

<b>Bøyemoment</b>						
<b>Lastkomb</b>	<b>Felt</b>	$M_{Ed}$	$M_{Ed.red}$	$M_{Rd}$	<b>Utnyttelse</b>	<b>Krav</b>
1-2	4-5	76511kNm		99821kNm	76,3 %	<b>OK!</b>
<b>Støtte</b>						
3-1	3	116030kNm	105000kNm	99483kNm	105,5 %	<b>IKKJE OK!</b>

Betongtrykksona sin momentkapasitet var ikkje høg nok over støtte, og medførte eit behov for tilleggsarmering pålydande 9ø25 både i over- og underkant for å oppnå tilstrekkeleg momentkapasitet over støtte.

Tabell 9-3 Kapasitetskontroll skjærkraft bruddgrense [avsnitt 7.3.2.1]

Skjærkraft						
Lastkomb	Støtte	$V_{Ed}$	$V_{Ed.red}$	$V_{Rd.c}$	Utnyttelse	Krav
1-1	3	12 684 kN	12 000 kN	3460kN	347 %	<b>IKKJE OK!</b>
Lastkomb	Støtte	$V_{Ed}$	$V_{Ed.red}$	$V_{Rd.max}$	Utnyttelse	Krav
1-1	3	12 684 kN	12 000 kN	14 982 kN	80 %	<b>OK!</b>

Dimensjonerende skjærkraft er mindre enn dimensjonerende skjærtrykkkapasiteten til betongen, men større enn dimensjonerende skjærstrekkkapasitet, som betyr at tverrsnittet må skjærarmerast.

Tabell 9-4 Kapasitetskontroll torsjonsmoment bruddgrense [avsnitt 7.3.2.2]

Torsjonsmoment				
Lastkomb	$T_{Ed}$	$T_{Rd.c}$	Utnyttelse	Krav
3-2	7130 kNm	13 734 kNm	52 %	<b>OK!</b>
Lastkomb	$T_{Ed}$	$T_{Rd.max}$	Utnyttelse	Krav
3-2	7130 kNm	62 002 kNm	11,5 %	<b>OK!</b>

Tverrsnittet har tilstrekkeleg torsjonskapasitet til å motstå dimensjonerende torsjonsmoment,

Tabell 9-5 Kapasitetskontroll kombinert skjær+torsjon bruddgrense [avsnitt 7.3.2.2]

Kombinert skjær og torsjon						
Lastkomb	$T_{Ed}$	$T_{Rd.max}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd.max}$	Utnyttelse	Krav
3-2	7130 kNm	62 002 kNm	12 477 kN	14 982 kN	94,5 %	<b>OK!</b>
Lastkomb	$T_{Ed}$	$T_{Rd.max}$	$V_{Ed}$	$V_{Rd.max}$	Utnyttelse	Krav
1-1	5817 kNm	62 002 kNm	12 000 kN	14 982 kN	89,5 %	<b>OK!</b>

Betongtrykkstaven har tilstrekkeleg kapasitet til å motstå dimensjonerende torsjon og skjærkraft.

Naudsynt skjærarmering på grunn av skjær og torsjon er som vist i tabell 9-6. [Sjå avsnitt 7.3.3.1]

Tabell 9-6 Skjærbøylearmering med tverrsnittdimensjon og senteravstand

Tverrsnittsdeler	Diameter $\varnothing$ [mm]	c/c [mm]	$s_{min}$ [mm]	$s_{max}$ [mm]
Topplate	20	625	780	1764
Steg	20	750	780	1764
Botnplate	20	125	780	1764

Naudsynt lengdearmering for bøyemoment og torsjon var mindre enn minimumsarmering ut frå EK2, så minimumsarmering vart dimensjonerende. Tabell 9-7 listar opp utrekna behov for lengdearmering frå bøyemoment og torsjon. [Sjå avsnitt 7.3.3.2]

Tabell 9-7 Lengdearmering med tverrsnittdimensjon og senteravstand

Tverrsnittsdel	Diameter $\varnothing$ [mm]	c/c [mm]	$s_{min}$ [mm]	$s_{max}$ [mm]
OK. topplate	25	125	80	200
UK. topplate	16	200	80	200
YK. stegside	25	200	80	200
IK. stegside	16	200	80	200
UK. botnplate	25	125	80	200
OK. botnplate	16	200	80	200

Til slutt vart det kontrollert om antall spennkablar og oppspenningskraft var god nok for fyrste byggjefase, ettersom byggjefaser kan representere spesielle situasjoner som er kritiske for delar av brua. [Sjå kapittel 8]

Det vart utført ein spenningskontroll i bruksgrense og ein kapasitetskontroll i bruddgrense, desse er lista opp i tabell 9-8 og 9-9.

Tabell 9-8 Spenningskontroll i bruksgrense for fyrste byggjefase

Spenningskontroll [eigenlast+forspenning]			
Spenning	Trykk	Strekk	$-27 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,8 \text{ MPa}$
$\sigma_{topp}$	-6,5 MPa	0	<b>OK!</b>
$\sigma_{botn}$	-4,95 MPa	+0,73 MPa	<b>OK!</b>
Spenningskontroll [karakteristisk lastkombinasjon]			
Spenning	Trykk	Strekk	$-27 \text{ MPa} \leq \sigma_c \leq 3,8 \text{ MPa}$
$\sigma_{topp}$	-3,36 MPa	0	<b>OK!</b>
$\sigma_{botn}$	-8,16 MPa	0	<b>OK!</b>

Dimensjonerande spenningar i fyrste byggjefase overskrider ikkje betongen sin dimensjonerande strekkfasthet eller trykkfasthet.

Tabell 9-9 Kapasitetskontroll bruddgrense for fyrste byggjefase

Kapasitetskontroll bøyemoment					
Lastkomb	Støtte	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	Utnyttelse	Krav
ULS	5	52 877 kNm	99 483 kNm	53 %	<b>OK!</b>
Kapasitetskontroll skjærkraft					
Lastkomb	Støtte	$V_{Ed}$	$V_{Rd}$	Utnyttelse	Krav
ULS	5	11 475 kN	14 982 kN	77 %	<b>OK!</b>

Trykksona sin momentkapasitet er tilstrekkeleg for dimensjonerande bøyemoment og betongen i tverrsnittet har tilstrekkeleg skjærtrykkkapasitet til å motstå dimensjonerande skjærkraft i bruddgrense for fyrste byggjefase.

## 9.2 Drøfting

Det vart i denne rapporten berekna at største oppspenningskrafta som gav stor nok ekvivalent kraft til å balansere dei ytre lastene, utan at det gjekk ut over betongen sin strekkfasthet, var  $P_{jack} = 38\,966\text{ kN}$ . Det tilsvarar 4 spennkablar med 22 spenntau à  $150\text{ mm}^2$  i kvart steg. Dette var for kontroller i ferdigtilstand og for fyrste byggjefase.

*Frå Statens vegvesen sitt prosjekteringsgrunnlag av Brunnholen bru, står det at i byggjefasen vert det nytta 6 spennkabler ( $A_p = 19\,800\text{ mm}^2$ ) i parabelform i kvart steg. Ein kabel vert spent opp når det kun er u-tverrsnitt, og dei resterande 5 i kvart steg vert oppspent når topplata er inntakt. Kablane i stega vert skøyta for kvar byggjeetappe. For ferdigtilstand vert det i tillegg nytta 4 kablar i botnplate og 4 kablar i toppplate for kvar kasse. Vidare står det at kablane for dimensjonering av u-tverrsnittet vert ikkje tatt med i hovudmodellen sidan verknaden av desse vert ivaretatt ved dimensjonering av u-tverrsnittet.*

Eg meiner hovudårsaken til at mitt utrekna spennarmeringsbehov er mindre enn SVV sitt, er at eg har dimensjonert med avstandar og eksentrisitetar ut frå tyngdepunktakse ferdig brukassetverrsnitt, medan Statens vegvesen har dimensjonert med avstandar og eksentrisiteter frå tyngdepunktakse u-tverrsnitt. Det førar med seg mindre eksentrisitetar i felt og over opplegg, som igjen gjev eit større behov for ekvivalent kraft for å balansere dei ytre lastene. I tillegg er det frå Statens vegvesen sin side gjennomført ein mykje meir detaljert og omfattande analyse for både globale og lokale verknader, som også vil kunne medføre eit auka behov for spennkraft og spennarmeringsareal.

Læringsutbytta av denne masteroppgåva har uansett vert enormt, og eg ser fordelar ved å anvende den teorien eg har tillegna meg gjennom studiet og i arbeidet med denne oppgåva.

I staden for å prøve og feile med å tippe eit spennarmeringsbehov for innleiande analyser, kan ein skaffe seg eit godt utgangspunkt med å skissere opp ein idealisert spennprofil og så bestemme dei ekvivalente kreftene frå spennarmeringa som verkar på betongen, slik at val av spennarmeringsareal for innleiande analyse i konstruksjonsanalyseprogram ikkje er så langt i frå endeleg spennarmeringsareal.



## Kjelder

- [1] P. K. Larsen, *Konstruksjonsteknikk*. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag, 2004.
- [2] Vegdirektoratet, *Bruprosjektering* (N400 i Statens vegvesens håndbokserie). 2015.
- [3] S. V. V. (2016). *Tverrforbindelsen rv.44 Skjæveland-E39 Bråstein*. Available: <http://www.vegvesen.no/vegprosjekter/tverrforbindelsen44e39> , Hentet 01.02.2017
- [4] Vegdirektoratet, *Bruregistrering* (V440 i Statens vegvesens håndbokserie). 2014.
- [5] Vegdirektoratet, *Veg- og gateutforming* (N100 i Statens vegvesens håndbokserie). 2014.
- [6] Vegdirektoratet, *Premisser for geometrisk utforming av vegar* (V120 i Statens vegvesens håndbokserie). 2014.
- [7] Vegdirektoratet, *Utforming av bru* (V420 Statens vegvesens håndbokserie). 2014, Faglig innhold 1992.
- [8] J. Schlaich and H. Scheef, *Concrete Box-Girder Bridges*. Hønggerberg, CH-8093 Zurich, Switzerland: IABSE, AIPC, IVBH, 1982.
- [9] J. Corven, *Post-Tensioned Box Girder Design Manual*. 1200 New Jersey Ave. Washington, DC 20590. United States of America: U.S Department of Transportation, 2015.
- [10] Svein Ivar Sørensen, *Betongkonstruksjoner, Beregning og dimensjonering etter Eurokode 2, 2.utgave*. Oslo, Trondheim: Akademika Forlag, 2013.
- [11] *Spennarmeringsarbeider*, 2005.
- [12] H. T. Øderud and R. S. Nordahl. (2016). *Bro*. Available: <https://snl.no/bro> Hentet: 10.02.2017
- [13] V. I. LTD., *The incremental launching method in prestressed concrete bridge construction*. Schwarzenburg, Sveits: Gerber AG, 1977.
- [14] T. C. s. a. equipment. (2017). *Strukturas MSS*. Available: [http://www.tfl-gr.com/?page\\_id=40](http://www.tfl-gr.com/?page_id=40) Hentet: 09.06.2017
- [15] M. Rosignoli, *Bridge Construction Equipment*. One Great George Street, Westminster, London SW1P 3AA: ICE Publishing, 2013.
- [16] S. Jacobsen, *TKT 4215 Concrete Technology I*. Trondheim: Norwegian University of Science and Technology, Department of Structural Engineering, 2012.
- [17] Ø. Bjøntegaard, "Volumendringer og risstendens i betong," Statens vegvesen, Tech Rep. 2565, 07/09 2009.
- [18] H. Johansen, "Beregningsveiledning for etteroppspente betongbru" Statens vegvesen, Tech. Rep 668, 10/01 2017.

- [19] B. Network. (2017). *BBR VT CONA CMI*. Available: <http://www.bbrnetwork.com/technologies/post-tensioning/cona-cmi-internal.html>  
Hentet: 09.06.2017
- [20] R. I. Gilbert, N. C. Mickleborough, and G. Ranzi, *Design of Prestressed Concrete to Eurocode 2*, 2nd ed. USA: Taylor & Francis Group, 2017.

## Vedlegg

- 1) **Arbeidstegning K1010, SVV**
- 2) **Kontroll spennkrafttap for verifikasjonsbrumodell**
- 3) **Byggjemetode MSS, SVV**
- 4) **Rapport CSiBridge for brumodell 2**
- 5) **Idealisert spennprofil brumodell 1**
- 6) **Idealisert spennprofil brumodell 2**
- 7) **Realistisk spennprofil brumodell for brumodell 1 og 2**
- 8) **Spenningsbegrensing bruksgrense**
- 9) **Effektiv flensbreidde**
- 10) **Kontroll trykkavlastning bruksgrense**
- 11) **Nedbøyningskontroll bruksgrense**
- 12) **Kapasitetskontroll bøyemoment bruddgrense**
- 13) **Kapasitetskontroll skjærkraft og torsjonsmoment bruddgrense**
- 14) **Realistisk spennprofil for første byggjefase**



## Verifikasjon av spennarmering CSi Bridge

Har modellert opp ein fritt opplagt bjelke i CSi Bridge med same tverrsnitt som Brunnholen bru.

Har vidare lagt inn 1 spennkabel med 22 spenntau i kvart steg, utan endeeksentrisitet.

$$P_{max} := 22 \cdot 150 \text{ mm}^2 \cdot 1476 \text{ MPa} = 4870.8 \text{ kN}$$

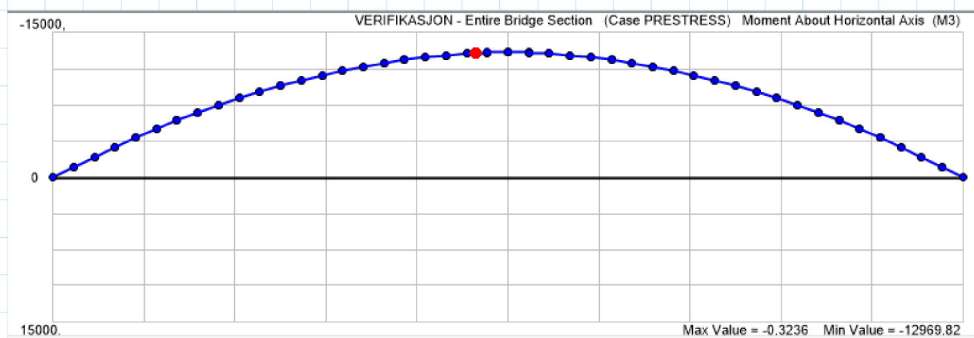
$$H := 3.2 \text{ m} \quad \text{Høgde tverrsnitt}$$

$$tpb := 1.9347 \text{ m} \quad \text{Tyngepunkt tverrsnitt}$$

$$e := tpb - 0.35 \text{ m} = 1.585 \text{ m} \quad \text{Eksentrisitet felt frå CSi}$$

$$L := 43.55 \text{ m} \quad \text{Spennlengde}$$

### CSi Bridge:



$$P_{j.CSi} := P_{max} = 4870.8 \text{ kN} \quad \text{Oppspenningskraft per kabel}$$

$$P_{t.CSi} := 4516 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft ved transfer}$$

$$P_{s.CSi} := 4061 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft ved service}$$

$$\Delta P_{CSi} := 1 - \frac{P_{s.CSi}}{P_{j.CSi}} = 0.166 \quad \text{Tap av spennkraft ved service}$$

$$\Delta P_{lås.CSi} := \frac{\left( \frac{P_{s.CSi}}{P_{t.CSi}} - (1 - \Delta P_{CSi}) \right)}{\frac{P_{s.CSi}}{P_{t.CSi}}} = 0.073 \quad \text{Tap av spennkraft ved transfer}$$

$$M_{p.CSi} := 12969.82 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{Max moment i feltmidte}$$

### Kontroll av moment frå CSi:

$$P_j := P_{max}$$

$$\Delta P_s := 0.25$$

$$\Delta P_{l\ddot{a}s} := 0.10$$

$$P_s := P_j \cdot (1 - \Delta P_s) = 3653.1 \text{ kN}$$

$$\delta P := \left( \frac{1 - \Delta P_s}{1 - \Delta P_{l\ddot{a}s}} \right) = 0.833$$

$$P_t := \frac{P_s}{\delta P} = 4383.72 \text{ kN}$$

$$M_{p1} := 2 (P_s \cdot e) = 11578.135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p2} := 2 (P_{s,CSi} \cdot e) = 12870.933 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\left( \frac{M_{p,CSi} - M_{p2}}{M_{p,CSi}} \right) \cdot 100 = 0.762 \quad \text{Differanse p\aa 0.762 \%}$$

### Tap pga umiddelbar deformasjon av betong ved feltmidte:

$$L := 43.55 \text{ m}$$

Spennlengde

$$e_1 := 1.585 \text{ m}$$

Eksentrisitet felt

$$P_{max} := 4870 \text{ kN}$$

St\orste spennkraft

$$E_p := 195 \text{ GPa}$$

E-modul spennst\aa

$$A_p := 22 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 0.003 \text{ m}^2$$

Tv.snittsareal spennkabel

$$A_c := 8.9125 \text{ m}^2$$

Tv.snittsareal brukasse

$$I_c := 12.6899 \text{ m}^4$$

Annet arealmoment brukasse

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

E-modul B45 betong

$$P_x' := \frac{P_{max}}{1 + \frac{E_p \cdot A_p}{2 \cdot E_{cm} \cdot A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c \cdot e_1^2}{I_c}\right)} = 4856.537 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{el} := P_{max} - P_x' = 13.463 \text{ kN}$$

### **Låsetap:**

$$\Delta L_{lås} := 6.350 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\Delta \varepsilon_{lås} := \frac{\Delta L_{lås}}{L} = 0.000146$$

$$\varepsilon_{p,jack} := \frac{P_{max}}{E_p \cdot A_p} = 0.00757$$

$$Låsetap := \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jack}} \cdot 100 = 1.927 \quad [\%]$$

$$\Delta P_{lås} := \frac{\Delta \varepsilon_{lås}}{\varepsilon_{p,jack}} \cdot P_{max} = 93.828 \text{ kN}$$

### **Friksjonstap: (Oppspenning ved begge ender)**

$$\mu := 0.2$$

$$K := 6.652 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

$$\theta := \frac{2 \cdot e_1}{\left(\frac{L}{2}\right)} = 0.14558 \text{ rad}$$

$$x := \frac{L}{2} = 21.775 \text{ m}$$

$$e = 2.718$$

$$P_{x1} := P_{max} \cdot e^{-\mu \cdot (\theta + K \cdot x)} = 4716.566 \text{ kN}$$

$$\Delta P_{\mu 1} := P_{max} - P_{x1} = 153.434 \text{ kN}$$

### Umiddelbar tap av spennkraft:

$$P_t := P_{max} - \Delta P_{el} - \Delta P_{l\ddot{a}s} - \Delta P_{\mu 1} = 4609.275 \text{ kN} \quad \text{Feltmidte}$$

### CSiBridge:

$$P_{s.CSi} := 4224 \text{ kN}$$

$$P_{t.CSi} := 4679 \text{ kN}$$

$$\delta := \left(1 - \frac{P_t}{P_{t.CSi}}\right) \cdot 100 = 1.49 \quad [\%]$$

#### Distance at Cursor

Distance

21,775

#### Load Pattern at Cursor

Prior to Seating

4702,1061

After Seating

4678,9936

After Other Losses

4223,9396





## **1.1 BYGGEMETODE MSS**

### 1.1.1 Egenvekt av brukasser:

Arealet u-tverrsnitt	:	$A_{ck} = 4,89 \text{ m}^2$
Vekt u-tverrsnitt	:	$G_k = 4,89 \text{ m}^2 * 25,5 \text{ kN/m}^3 = 124.70 \text{ kN/m}$
Vekt u-tverrsnitt bløt betong	:	$G_{kb} = 4,89 \text{ m}^2 * 26,0 \text{ kN/m}^3 = 127.14 \text{ kN/m}$
Arealet topplate	:	$A_{ck} = 3.94 \text{ m}^2$
Vekt topplate	:	$G_k = 3.94 \text{ m}^2 * 25,0 \text{ kN/m}^3 = 98.50 \text{ kN/m}$
Vekt topplate bløt betong	:	$G_{kb} = 3.94 \text{ m}^2 * 26,0 \text{ kN/m}^3 = 102.44 \text{ kN/m}$

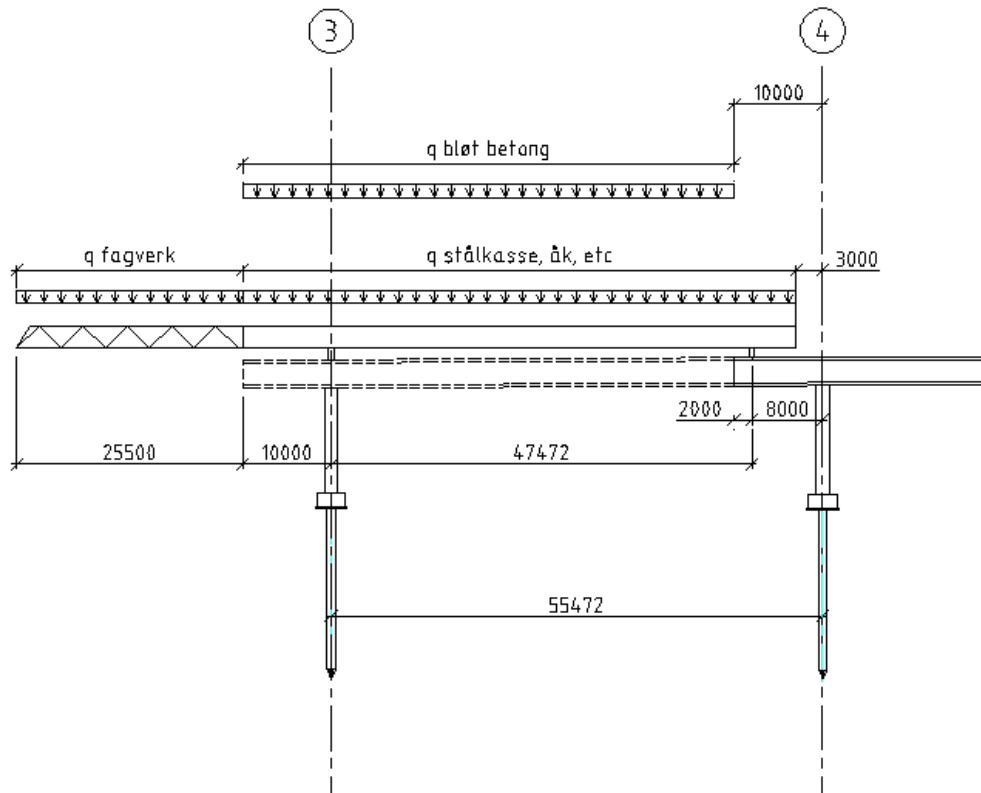
### 1.1.2 Egenvekt vogn og bløt betong fra u-tverrsnitt og topplate.

Egenvekt av vogn og bløt betong overført via vogn pålastes statisk system trinnvis. Lastene avlastes deretter på etterfølgende statisk system. Med unntak av støp første sidespenn så belaster vognen utkraget del av støpt kasse. Brukassen krager ut 10 m over aksene. Det antas at vognlasten påføres utkraget del av støpt kasse i en avstand på 8 meter fra aksene. Øvrig innfestingspunkt for vogn antas plassert med søyle og vil derfor ikke gi last i brubanen.

Det antas samme vognlast på alle seksjoner. Lasten bestemmes med statisk system basert på lengst spenn som er fra akse 3 til 4. Lasten kontrolleres/oppdateres når endelig vognvekt er kjent.

For bløt betong regnes overføring til utkraget del av støpt brukasse fra hver seksjon basert på statisk system til vogn vist i figur under.

Ved støping av topplate påføres 33% vognen som dermed må tas opp av utkraget del av forrige etappe via vogn. De øvrige 67% påføres u-tverrsnittet.



Figur 1 Statisk system for vogn og bløt betong.

- Egenvekt bløt betong u-tverrsnitt :  $q_1 = 127,14 \text{ kN/m}$  (se utregning kap 1.1.1)
- Egenvekt bløt betong topplate :  $q_2 = 102,44 \text{ kN/m}$  (se utregning kap 1.1.1)
- Egenvekt fagverk I :  $q_3 = 13.5 \text{ kN/m}$  **Feil! Fant ikke referansesilden.**
- Egenvekt, stålkasse II, åk, telting, forskaling/kassetter: :  $q_4 = 60.0 \text{ kN/m}$  **Feil! Fant ikke referansesilden.**



**Statens vegvesen**  
**STATISKE BEREGNINGER FOR:**

**Brunnholen bru**

Laster

Egenvekt fagverk:  $q3 := 2.2 \cdot 9 \cdot \frac{kN}{m}$   $q3 = 19.8 \frac{kN}{m}$

Egenvekt stålkasse, åk etc:  $q4 := 2.2 \cdot 40 \cdot \frac{kN}{m}$   $q4 = 88 \frac{kN}{m}$

Lengder

Avstand mellom akser:  $L_a := 55.472 \cdot m$

Avstand fagverk mot A2:  $L1 := 10 \cdot m$

Lengde fagverk mot A2:  $L2 := 25.5 \cdot m$

Stålkasse, åk, etc mot A2:  $L3 := 10 \cdot m$

Stålkasse, åk, etc mot A4:  $L4 := L_a - 3 \cdot m$   $L4 = 52.472 m$

Avstand mellom opplegg:  $L5 := L_a - 8 \cdot m$   $L5 = 47.472 m$

Momentlikevekt om akse 3

$$F_{utlraget} := \frac{-q3 \cdot L2 \cdot \left( L1 + \frac{L2}{2} \right) - q4 \cdot L3^2 \cdot 0.5 + q4 \cdot L4^2 \cdot 0.5}{L5}$$

$F_{utlraget} = 2217 kN$



## Statens vegvesen

### STATISKE BEREGNINGER FOR:

### Brunnholen bru

Total last vogn:

$$F_{tot} := q3 \cdot (L2) + q4 \cdot (L3 + L4)$$

$$F_{tot} = 6002.44 \text{ kN}$$

#### Bløt betong fra U-tverrsnitt

Bru sør

Last :

$$q1 := 127.14 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Lengder seksjoner bru sør:

Lengde på utkrager:

$$L_{seks\_s} = \begin{bmatrix} \text{Seksjon\_A1-A2} \\ \text{Seksjon\_A2-A3} \\ \text{Seksjon\_A3-A4} \\ \text{Seksjon\_A4-A5} \\ \text{Seksjon\_A5-A6} \end{bmatrix}$$

$$L_{seks\_s} := \begin{bmatrix} 44.171 \\ 55.471 \\ 55.472 \\ 54.057 \\ 45.585 \end{bmatrix} \cdot \text{m}$$

$$L_{utkr\_s} := \begin{bmatrix} 10 \\ 10 \\ 10 \\ 10 \\ 10 \end{bmatrix} \cdot \text{m}$$

NB Seksjon A5-A6 er antatt første støp og belaster ikke utkrager.

Avstand mellom opplegg for vogn

$$L_{opplegg\_s} := L_{seks\_s} - 8 \cdot \text{m}$$

$$L_{opplegg\_s} = \begin{bmatrix} 36.171 \\ \vdots \end{bmatrix} \text{m}$$

Momentlikevekt om akse ved søyle:

(Akse 3 i figur prosjekteringsgrunnlag)



Statens vegvesen

STATISKE BEREGNINGER FOR:

Brunnholen bru

$$F_{opplegg_{u_s}} := \frac{q_l \cdot (L_{seks_s} - L_{utkr_s})^2 \cdot 0.5 - q_l \cdot L_{utkr_s}^2 \cdot 0.5}{L_{opplegg_s}}$$

Dette gir påførte laster på utkrager ved støping av u-profil :

$$F_{opplegg_{u_s}} = \begin{bmatrix} \text{Seksjon}_{A1-A2} \\ \text{Seksjon}_{A2-A3} \\ \text{Seksjon}_{A3-A4} \\ \text{Seksjon}_{A4-A5} \\ \text{Seksjon}_{A5-A6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1876.39 \\ 2634.89 \\ 2634.96 \\ 2541.06 \\ 1972.63 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Bru nord

Lengder seksjoner bru nord:

Lengde på utkrager:

$$L_{seks_n} = \begin{bmatrix} \text{Seksjon}_{A1-A2} \\ \text{Seksjon}_{A2-A3} \\ \text{Seksjon}_{A3-A4} \\ \text{Seksjon}_{A4-A5} \\ \text{Seksjon}_{A5-A6} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 42.28 \\ 53.096 \\ 53.095 \\ 53.966 \\ 41.409 \end{bmatrix} \cdot m$$

$$L_{utkr_n} = \begin{bmatrix} 10 \\ 10 \\ 10 \\ 10 \\ 10 \end{bmatrix} \cdot m$$

NB Seksjon A5-A6 er antatt første støp og belaster ikke utkrager.

Avstand mellom opplegg for vogn

$$L_{avstand_n} := L_{seks_n} - 8 \cdot m$$



**Statens vegvesen**  
**STATISKE BEREGNINGER FOR:**

**Brunnholen bru**

$$L_{opplegg_N} := L_{seks_N} - 8 \cdot m$$

$$L_{opplegg_N} = \begin{bmatrix} 34.28 \\ \vdots \end{bmatrix} m$$

Momentlikevekt om akse ved søyle:

(Akse 3 i figur)

$$F_{opplegg_u_N} := \frac{q_l \cdot (L_{seks_N} - L_{utkr_N})^2 \cdot 0.5 - q_l \cdot L_{utkr_N}^2 \cdot 0.5}{L_{opplegg_N}}$$

Dette gir påførte laster på utkrager ved støping av u-profil:

$$F_{opplegg_u_N} = \begin{bmatrix} \text{Seksjon\_A1 - A2} \\ \text{Seksjon\_A2 - A3} \\ \text{Seksjon\_A3 - A4} \\ \text{Seksjon\_A4 - A5} \\ \text{Seksjon\_A5 - A6} \end{bmatrix} \quad F_{opplegg_u_N} = \begin{bmatrix} 1746.87 \\ 2477.15 \\ 2477.08 \\ 2535.01 \\ 1686.86 \end{bmatrix} kN$$

**Bløt betong fra topplate**

**Bru sør**

Last :  $q_2 := 102.44 \cdot \frac{kN}{m}$

33% påføres vogn ved støping av topplate gjelder både bru sør og bru nord.

$$q_{2_t} := q_2 \cdot pr \quad q_{2_t} = 68.63 \frac{kN}{m} \quad pr := 0.67$$



Statens vegvesen

STATISKE BEREGNINGER FOR:

Brunnholen bru

Påført last på utkrager:

$$F_{\text{opplegg}_S} := \frac{(1-pr) \cdot q2 \cdot (L_{\text{seks}_S} - L_{\text{ukr}_S})^2 \cdot 0.5 - (1-pr) \cdot q2 \cdot L_{\text{ukr}_S}^2 \cdot 0.5}{L_{\text{opplegg}_S}}$$

Dette gir påførte laster på utkrager ved støping av topplate:

$$F_{\text{opplegg}_S} = \begin{bmatrix} 498.91 \\ 700.59 \\ 700.61 \\ 675.64 \\ 524.5 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

Bru nord:

Påført last på utkrager:

$$F_{\text{opplegg}_N} := \frac{(1-pr) \cdot q2 \cdot (L_{\text{seks}_N} - L_{\text{ukr}_N})^2 \cdot 0.5 - 0.33 \cdot q2 \cdot L_{\text{ukr}_N}^2 \cdot 0.5}{L_{\text{opplegg}_N}}$$

Dette gir påførte laster på utkrager ved støping av topplate:

$$F_{\text{opplegg}_N} = \begin{bmatrix} 464.48 \\ 658.65 \\ 658.63 \\ 674.03 \\ 448.52 \end{bmatrix} \text{ kN}$$

## Layout-line

**Coordinates of Initial Station**

Global X:    
 Global Y:    
 Global Z:

**Initial and End Station Data**

Initial Station (m):    
 Initial Bearing:    
 Initial Grade in Percent:    
 End Station (m):

Figur 1 Definert «layout-line» med lengde lik 250 m



Figur 2 Inndeling av spenn, med «layout-line» som raud senterlinje

## Lanes

**General**

Lane Name:   

Coordinate System: GLOBAL   
 Units: KN, m, C

**Maximum Lane Load Discretization Lengths**

Along Lane:    
 Across Lane:

**Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane**

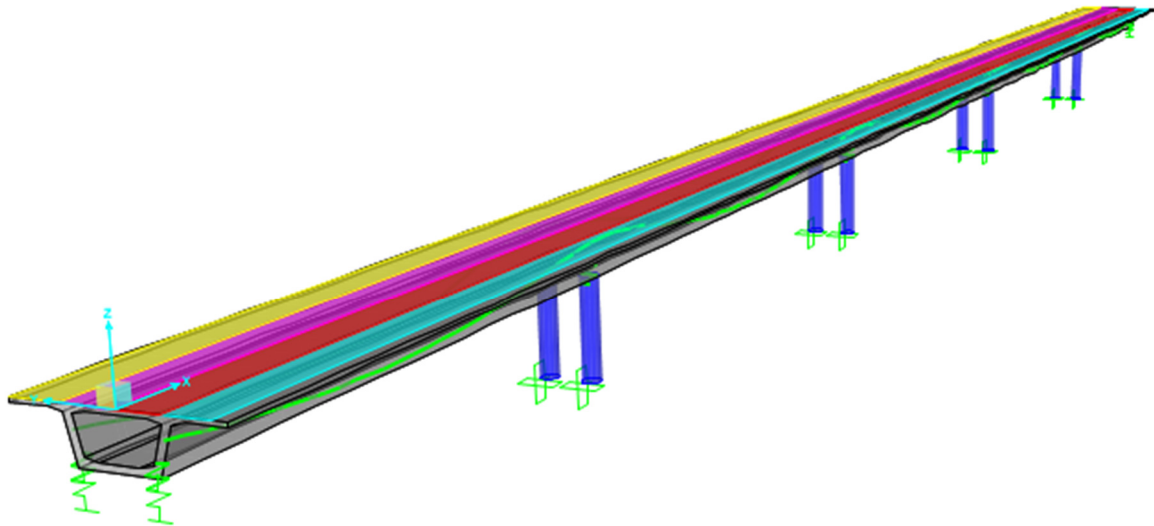
Discretization Length Not Greater Than 1/  of Span Length   
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Lane Length

**Lane Data**

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	Radius m	
Senterlinje	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="4,105"/>	<input type="text" value="3,"/>	<input type="text" value="0,"/>	<input type="button" value="Move Lane..."/> <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>
Senterlinje	<input type="text" value="0,"/>	<input type="text" value="4,105"/>	<input type="text" value="3,"/>	<input type="text" value="0,"/>	
Senterlinje	<input type="text" value="250,"/>	<input type="text" value="4,105"/>	<input type="text" value="3,"/>	<input type="text" value="0,"/>	

Figur 3 Eksempel på korleis lastfelt vert inndelt i CSiBridge





Figur 4 Brumodell med lastfelt 1 til høyre og rest lastfelt til venstre

## Components

Bridge Section Points for SINGEL BRUKASSE

File

Bridge Section Name: SINGEL BRUKASSE

Bridge Section (Double Click Picture for Larger View)

Section Points

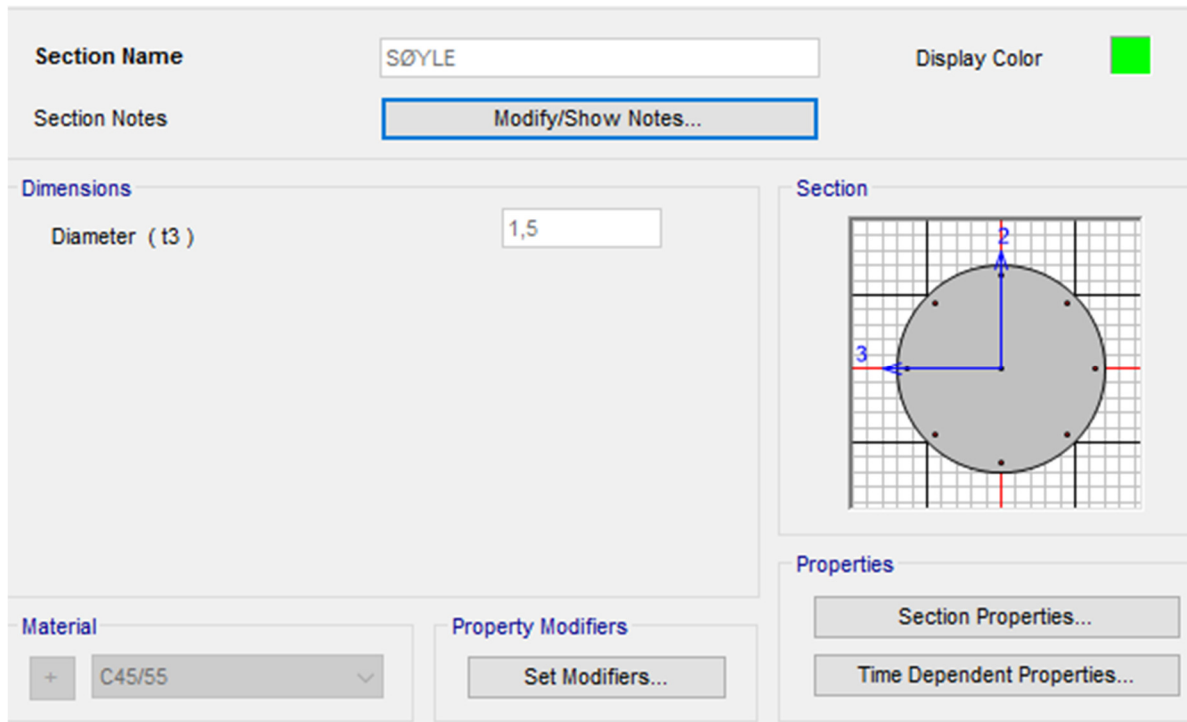
Shape	Point	Material	X	Y
Reference Point			6,5	3,2
Insertion Point			6,5	3,2
Structural Polygon 1	1	C45/55	0,	3,2
	2		13,	3,2
	3		13	2,95

Properties

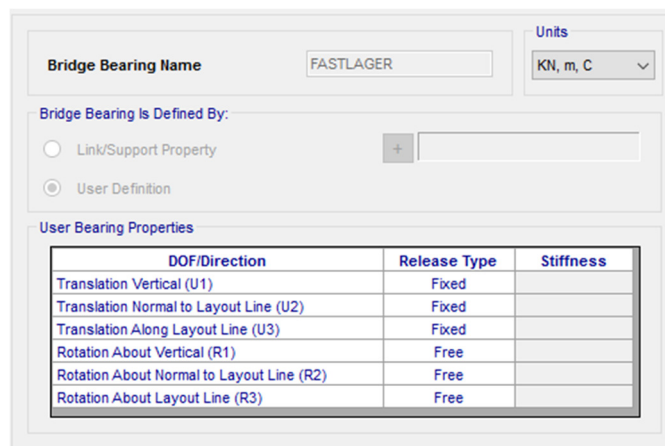
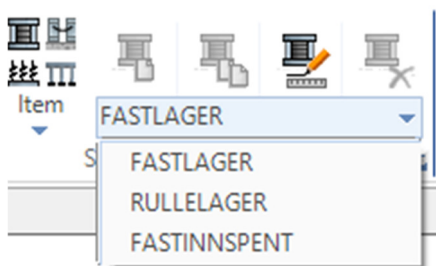
Base Material: C45/55

A	8,9125
J	24,219
I33	12,6899
I22	75,9039
I23	0,
AS2	3,902
AS3	6,2659
S33(+face)	10,0295
S33(-face)	6,559
S22(+face)	11,6775
S22(-face)	11,6775
Z33	9,4738
Z22	22,7133
r33	1,1932
r22	2,9183
Xcg	6,5
Ycg	1,9347
Xpna	6,5
Ypna	2,4386

Figur 5 Brukassetverrsnitt med tverrsnittsdata



Figur 6 Søylevversnitt med tverrsnittsdata



Figur 7 Venstre: Lager som er blitt nytta i brumodellen. Høgre: Eksempel på korleis fastlager er definert

# Loads

Load Patterns

Load Pattern Name	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load Pattern
DEAD	Dead	1	
DEAD	Dead	1	
TRAFIKK	Vehicle Live	0	
TEMP NEG	Temperature	0	
TEMP POS	Temperature	0	
SUPER EGENVEKT	Wearing Surface	0	
SPENNARMERING	Prestress	0	
VINDy u/TR	Wind	0	Eurocode1 2005
VINDy m/TR	Wind	0	Eurocode1 2005
VINDz u/TR	Wind	0	Eurocode1 2005
VINDz m/TR	Wind	0	Eurocode1 2005

Figur 8 Alle laster som er definert i CSiBridge

Design Type: Euro LoadModel1 Character

Units: KN, m, C

Notes: Notes...

Convert to User Defined

Modify/Show...

Modify/Show...

adjacent) Lanes Only

Load Plan

Load Elevation

Figur 9 Eksempel på korleis lastmodell 1 er definert i CSiBridge

Line Load Data

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Transverse Variation
		m	m	
SUPER EGENVEKT	SUPER-EGENVEKT	0,	250,	None
VINDy u/TR	Vy u/TR	0,	250,	None
VINDy m/TR	Vy m/TR	0,	250,	None
VINDz u/TR	Vz u/TR	0,	250,	None
VINDz m/TR	Vz m/TR	0,	250,	None

Figur 10 Linjelaster som er definert for brumodellen

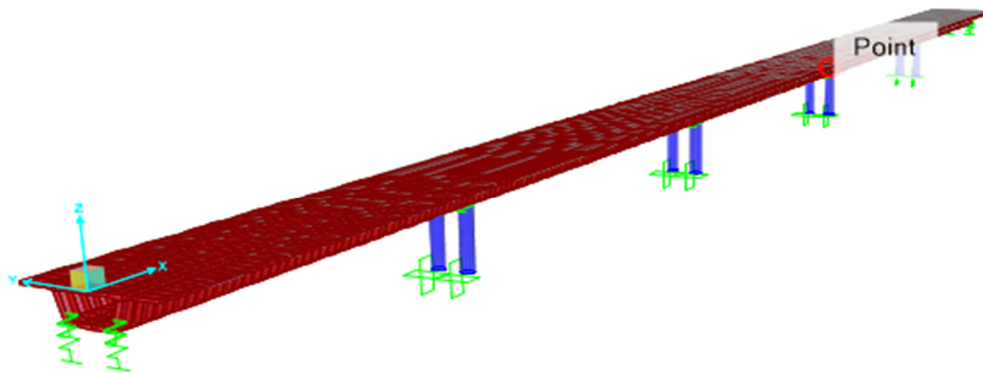
# Bridge

Define Bridge Spans

Span Label	Start Station m	Length m	End Station m	Start Support	End Support
Span 1	0,	43,55	43,55	LANDKAR	SØYLEGRUPPE
Span 1	0,	43,55	43,55	LANDKAR	SØYLEGRUPPE
Span 2	43,55	54,3	97,85	SØYLEGRUPPE	SØYLEGRUPPE
Span 3	97,85	54,3	152,15	SØYLEGRUPPE	SØYLEGRUPPE
Span 4	152,15	54,3	206,45	SØYLEGRUPPE	SØYLEGRUPPE
Span 5	206,45	43,55	250,	SØYLEGRUPPE	LANDKAR

Note: 1. Bridge object location is based on bridge section insertion point following specified layout line.

Figur 11 Inndeling av spennlengder med tilhørende opplager



Figur 12 Brumodell 1

Tendon Parameters

Prestress Type: Post Tension

Jack From: Both

Material Property: Tendon

Tendon Area: + 0,0132

Max Discretization Length: 1,524

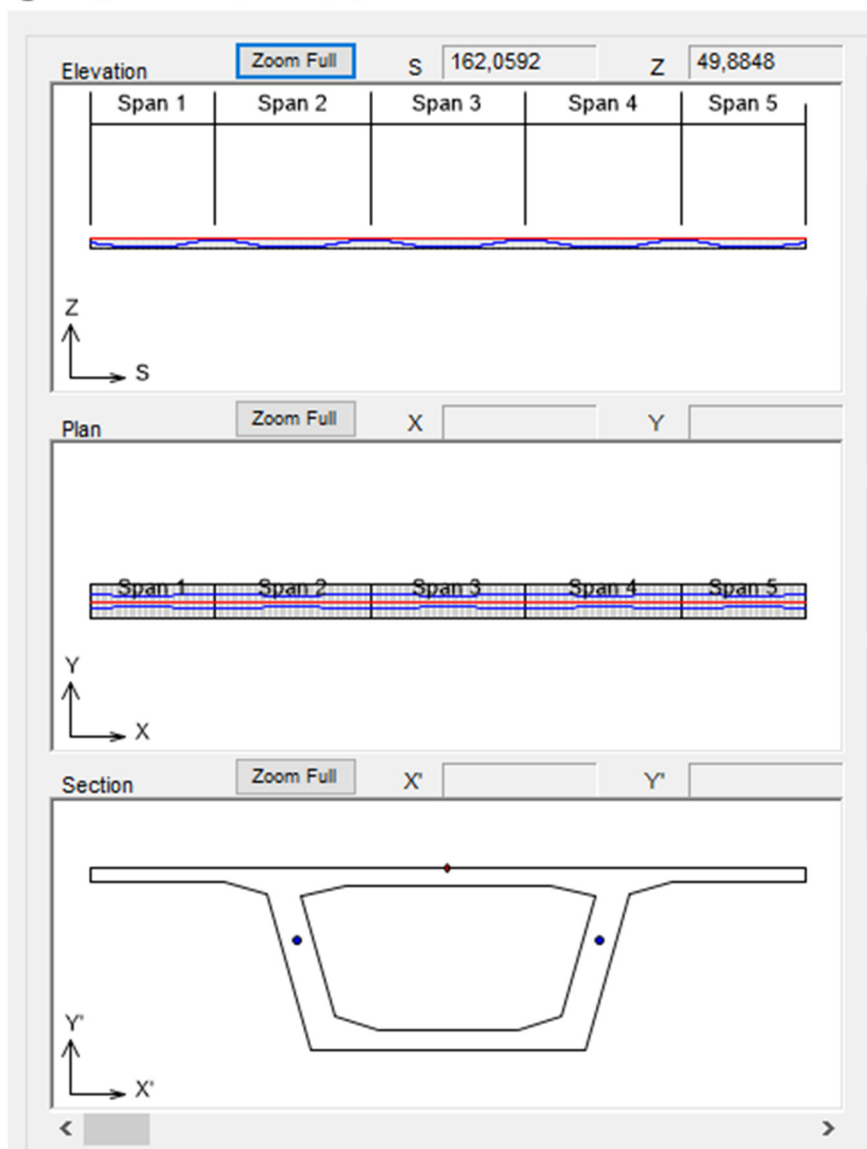
Design Params... Loss Params...

Load Type:  Force  Stress

Tendon Load: Force (KN) 19483,

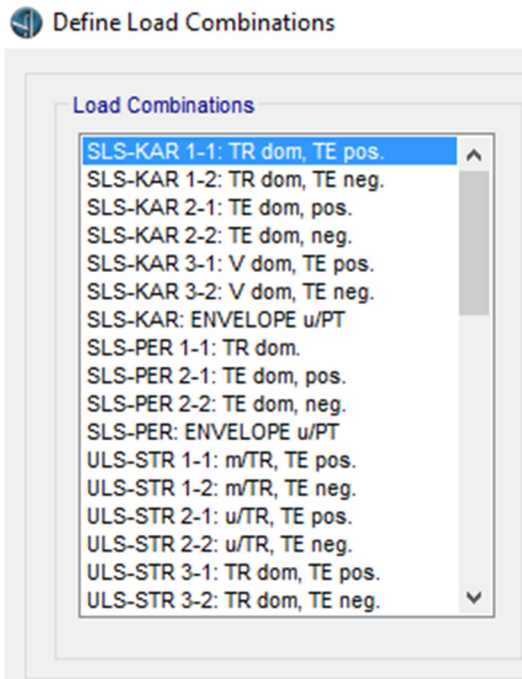
Figur 13 Spennkabel parametre

Bridge Tendon Layout Display

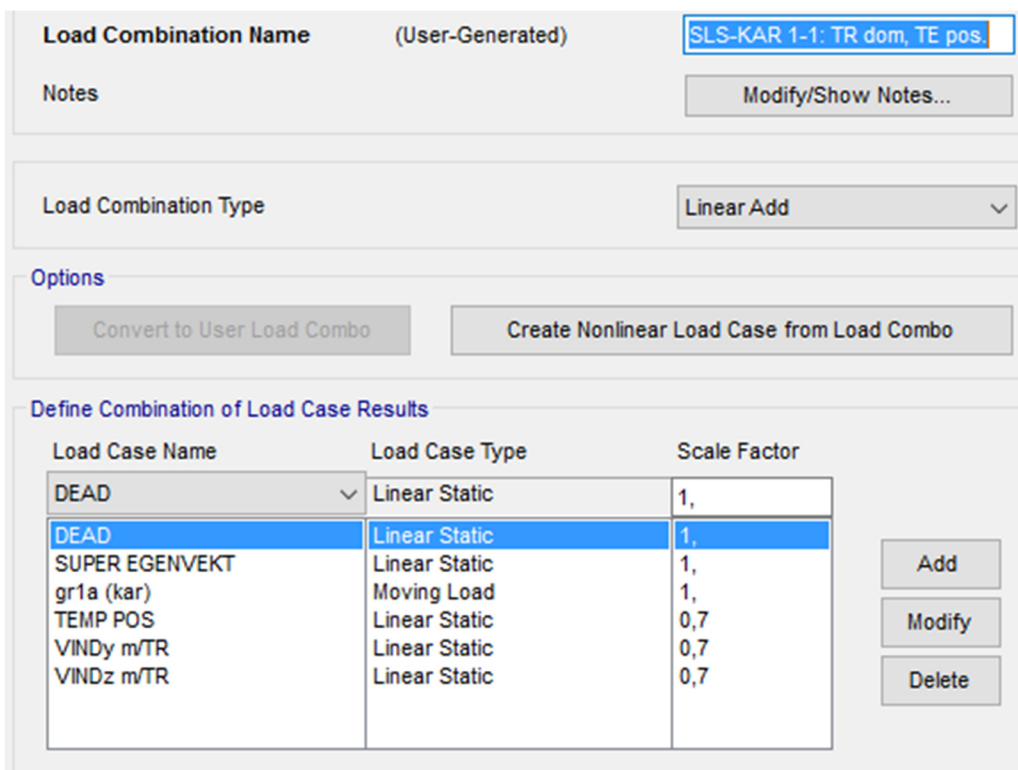


Figur 14 Oversikt over spennarmeringsprofil

## Design/rating

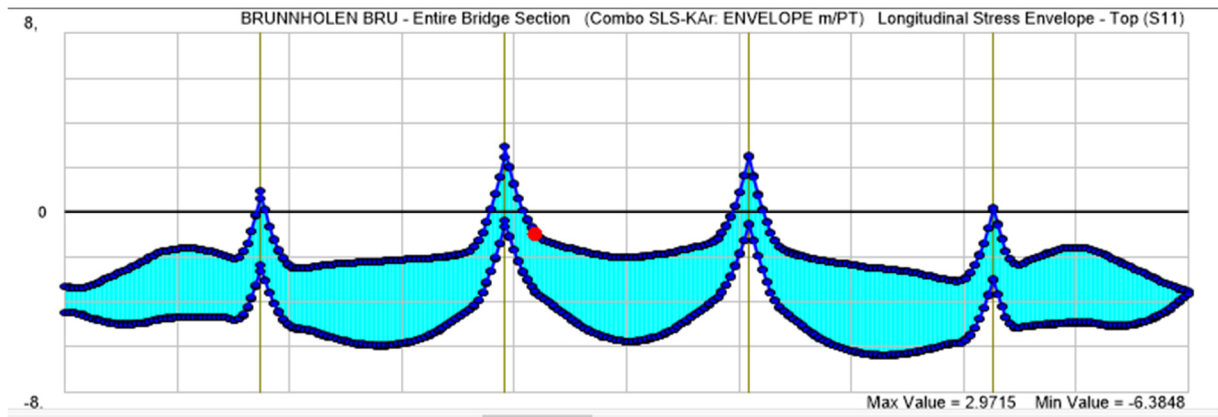


Figur 15 Utsnitt av lastkombinasjoner som er definert

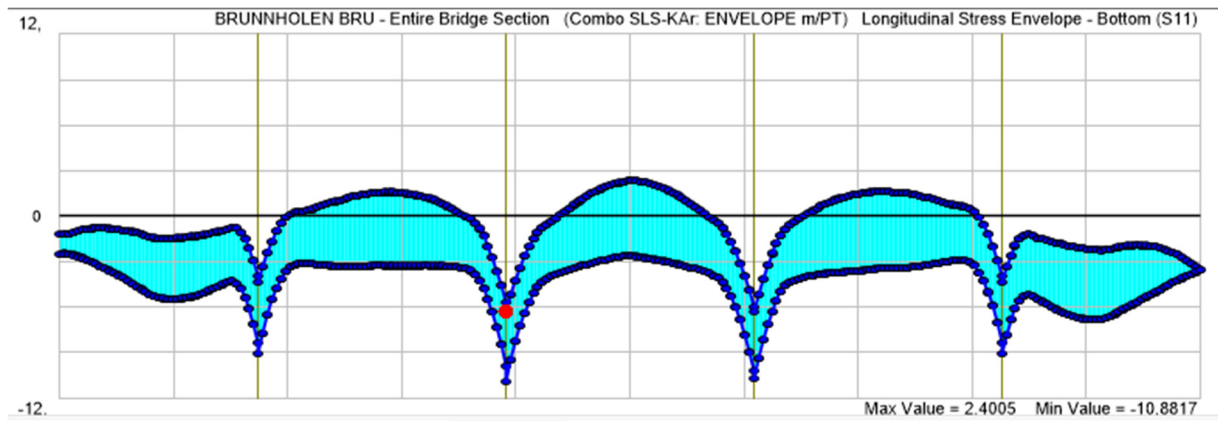


Figur 16 Eksempel på korleis lastkombinasjon 1-1 i bruksgrense er definert

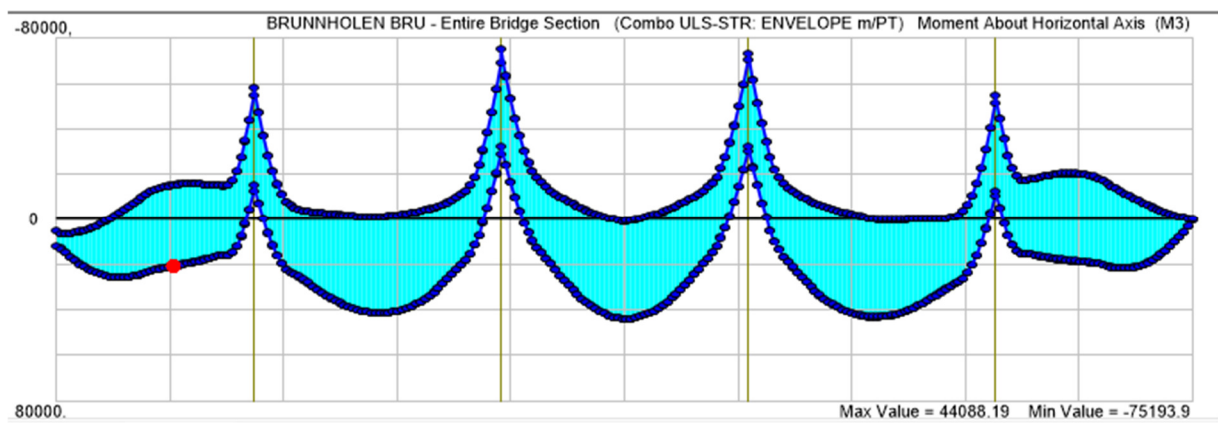
# Analyse



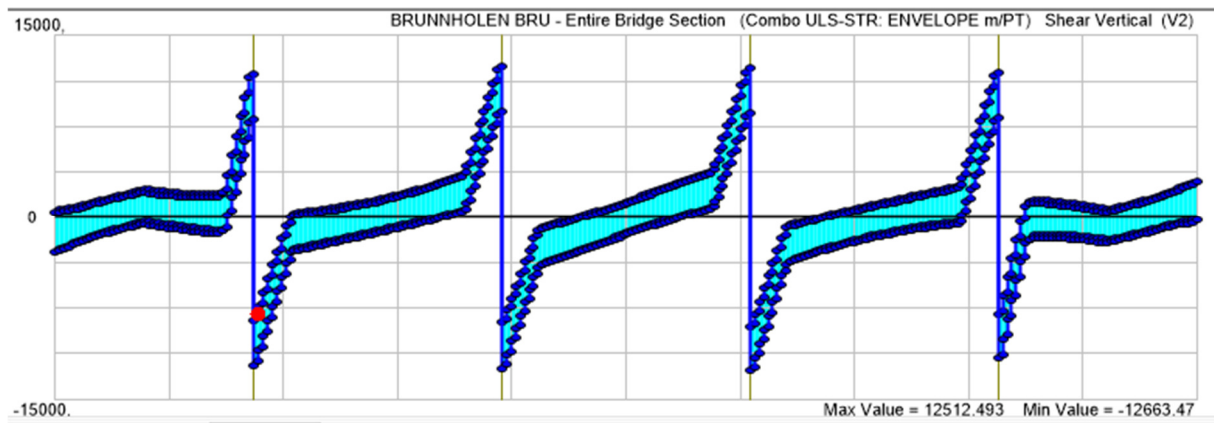
Figur 17 Spenningar i overkant tverrsnitt for karakteristiske lastkombinasjoner i bruksgrense (verdi i MPa)



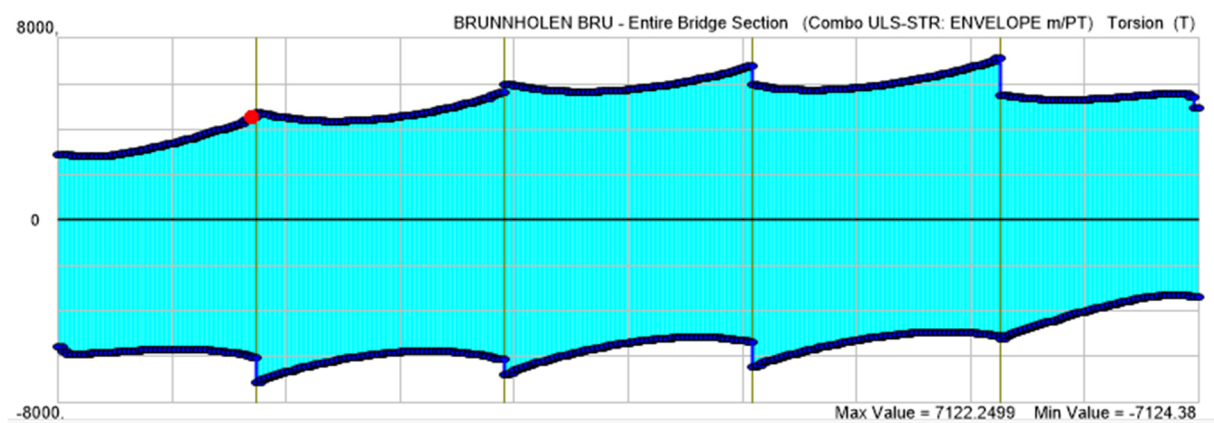
Figur 18 Spenningar i underkant tverrsnitt for karakteristiske lastkombinasjoner i bruksgrense (verdi i MPa)



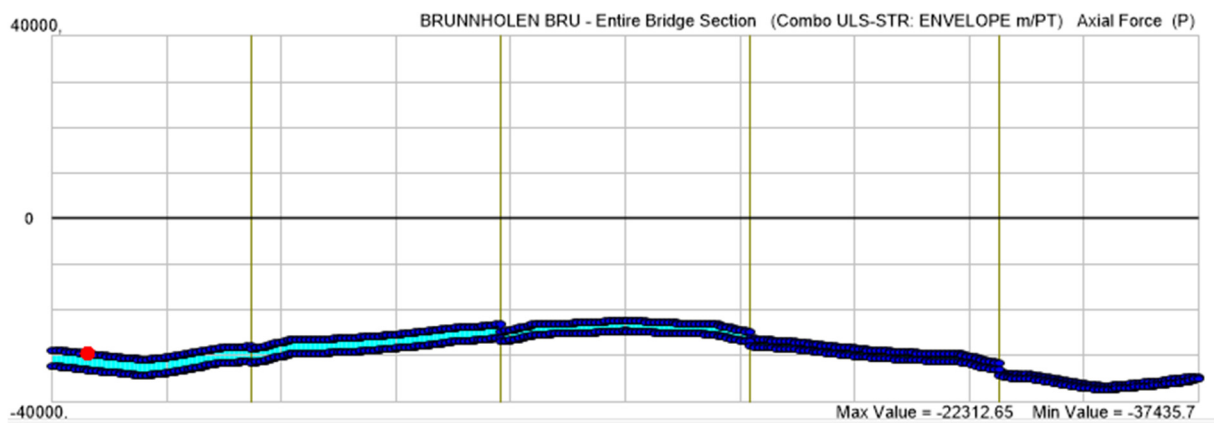
Figur 19 Bøyemomentdiagram i bruddgrense for brumodell 2 (verdi i kNm)



Figur 20 Skjærkraftdiagram i bruddgrense for brumodell 2 (verdi i kN)



Figur 21 Torsjonsmomentdiagram i bruddgrense for brumodell 2 (verdi i kNm)



Figur 22 Aksialkraftdiagram i bruddgrense for brumodell 2 (verdi i kN)



## **Betongoverdekning**

Antar  $\varnothing 25$  for konstruktiv armering og  $\varnothing 12$  for monteringsarmering.

Byggjemål for armering:  $\varnothing 25 := 30 \text{ mm}$   
 $\varnothing 12 := 15 \text{ mm}$

Antar kabelrør i plast med indre diameter  $\varnothing i 100$  og ytre diameter  $\varnothing y 106$ , og seks kabelrør i gruppe plassert i steg.

$$\varnothing_{i.100} := 100 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{y.106} := 106 \text{ mm}$$

Horisontale og vertikale avstandar for kabelrør ut frå EK2-1, Figur 8.15:

Antar største tilslagsstørrelse:  $d_g := 32 \text{ mm}$

$$a_h := \max(d_g, \varnothing_{y.106}, 40 \text{ mm}) = 0.106 \text{ m} \quad \text{Horisontal avstand}$$

$$a_v := \max(d_g + 5 \text{ mm}, \varnothing_{y.106}, 50 \text{ mm}) = 0.106 \text{ m} \quad \text{Vertikal avstand}$$

$$C_{min} := \min(80 \text{ mm}, \varnothing_{y.106}) = 0.08 \text{ m} \quad \text{Minste betongoverdekning til kabelrør}$$

### **Overdekning overkant bruplate:**

$$C_{min.OK} := 60 \text{ mm} \quad \text{For monteringsarmering}$$

$$\Delta C_{dev.OK} := 15 \text{ mm} \quad \text{Største tillatte avvik}$$

$$C_{nom.OK} := C_{min.OK} + \Delta C_{dev.OK} = 0.075 \text{ m} \quad \text{For konstruktiv slakkarmering}$$

$$C_{nom.kabelrør.OK} := C_{nom.OK} + \varnothing 25 = 0.105 \text{ m} \quad \text{For kabelrør}$$

### **Overdekning underkant brukasse:**

$$C_{min.UK} := 50 \text{ mm} \quad \text{For monteringsarmering}$$

$$\Delta C_{dev.UK} := 0 \quad \text{Antar armeringsstoler er brukt på monteringsarmering.}$$

$$C_{nom.UK} := C_{min.UK} + \varnothing 12 = 0.065 \text{ m} \quad \text{For konstruktiv slakkarmering}$$

$$C_{nom.kabelrør.UK} := C_{nom.UK} + \varnothing 25 = 0.095 \text{ m} \quad \text{For kabelrør}$$

## **Eksentrisiteter**

Antar 3 kabelrøyr vertikalt og 2 kabelrøyr horisontalt i gruppe i steg.

Høgde brukassetverrsnitt:  $H := 3.2 \text{ m}$

Tyngdepunkt brukassetverrsnitt:  $TP := 1.9173 \text{ m}$  *Frå underkant og opp.*

Avstander til senter kabelgruppe frå overkant bruplate og underkant brukasse:

$$a_{v.OK} := C_{nom.kabelrøyr.OK} + \emptyset_{y.106} + a_h + \frac{\emptyset_{y.106}}{2} = 0.37 \text{ m}$$

$$a_{v.UK} := C_{nom.kabelrøyr.UK} + \emptyset_{y.106} + a_h + \frac{\emptyset_{y.106}}{2} = 0.36 \text{ m}$$

**Eksentrisitet til senter kabelgruppe felt:**

$$e_1 := TP - a_{v.UK} = 1.5573 \text{ m}$$

**Eksentrisitet til senter kabelgruppe over støtte:**

$$e_2 := H - TP - a_{v.OK} = 0.9127 \text{ m}$$

**Pilhøgde i parablene i felt 1-2 og felt 5-6:**

$$h_1 := e_1 + \frac{e_2}{2} = 2.01365 \text{ m}$$

**Pilhøgde i parablene i felt 2-3, 3-4 og felt 4-5:**

$$h_2 := e_1 + e_2 = 2.47 \text{ m}$$

## Ekvivalente krefter

**Spennlengder:**  $L_{1_2} := 43.55 \text{ m}$

$$L_{2_3} := 54.3 \text{ m}$$

$$L_{3_4} := 54.3 \text{ m}$$

$$L_{4_5} := 54.3 \text{ m}$$

$$L_{5_6} := 43.55 \text{ m}$$

### **Ekvivalent jevnt fordelt last frå spennarmering på bjelke:**

\*setter  $P := 1 \text{ kN}$  for å kunne løyse likninga, setter P inn ved ein seinare anledning for å finne naudsynt oppspenningskraft.

$$q_1 := \left( \frac{8 \cdot h_1}{L_{1_2}^2} \right) \cdot P = 0.00849 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := \left( \frac{8 \cdot h_2}{L_{2_3}^2} \right) \cdot P = 0.0067 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_3 := \left( \frac{8 \cdot h_2}{L_{3_4}^2} \right) \cdot P = 0.0067 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_4 := \left( \frac{8 \cdot h_2}{L_{4_5}^2} \right) \cdot P = 0.0067 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_5 := \left( \frac{8 \cdot h_1}{L_{5_6}^2} \right) \cdot P = 0.00849 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Neste blir å bestemme bøyemomentener i knutepunkt, dette blir bestemt med crossmetoden.

## Crossmetoden

### Fastinnspenningsmomenter

Fastinnspenningsmomentene er *negative mot* urviser og *positive med* urviser.

Formler for snittkrefter er henta frå "Profilen og formel".

### Einsidig innspent bjelke med jevnt fordelt oppoverretta last (bjelke i spenn 1-2 og 5-6):

Momenter:

$$M_{12} := 0$$

$$M_{21} := \frac{-q_1 \cdot L_{1,2}^2}{8} = -2.01365 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{56} := \frac{q_5 \cdot L_{5,6}^2}{8} = 2.01365 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{65} := 0$$

Reaksjonskrefter:

$$R_{12} := -\frac{3}{8} q_1 \cdot L_{1,2} = -0.13871 \text{ kN}$$

$$R_{21} := -\frac{5}{8} q_1 \cdot L_{1,2} = -0.23119 \text{ kN}$$

$$R_{56} := -\frac{5}{8} q_5 \cdot L_{5,6} = -0.23119 \text{ kN}$$

$$R_{65} := -\frac{3}{8} q_5 \cdot L_{5,6} = -0.13871 \text{ kN}$$

### Tosidig innspent bjelke med jevnt fordelt oppoverretta last (bjelke i spenn 2-3, 3-4 og 4-5):

Momenter:

$$M_{23} := \frac{q_2 \cdot L_{2,3}^2}{12} = 1.64667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{32} := \frac{-q_2 \cdot L_{2,3}^2}{12} = -1.64667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{34} := \frac{q_3 \cdot L_{3,4}^2}{12} = 1.64667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{43} := \frac{-q_3 \cdot L_{3,4}^2}{12} = -1.64667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{45} := \frac{q_4 \cdot L_{4,5}^2}{12} = 1.64667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{54} := \frac{-q_4 \cdot L_{4,5}^2}{12} = -1.64667 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Reaksjonskrefter:

$$R_{23} := -\frac{1}{2} q_2 \cdot L_{2,3} = -0.18195 \text{ kN}$$

$$R_{32} := -\frac{1}{2} q_2 \cdot L_{2,3} = -0.18195 \text{ kN}$$

$$R_{34} := -\frac{1}{2} q_3 \cdot L_{3,4} = -0.18195 \text{ kN}$$

$$R_{43} := -\frac{1}{2} q_3 \cdot L_{3,4} = -0.18195 \text{ kN}$$

$$R_{45} := -\frac{1}{2} q_4 \cdot L_{4,5} = -0.18195 \text{ kN}$$

$$R_{54} := -\frac{1}{2} q_4 \cdot L_{4,5} = -0.18195 \text{ kN}$$

## Rotasjonsstivheit (k) og fordelingsfaktor (r)

Knutepunkt 2:

$$k_{21} := \frac{3}{L_{1,2}} \quad k_{23} := \frac{4}{L_{2,3}}$$

$$\Sigma k_2 := k_{21} + k_{23}$$

$$r_{21} := \frac{k_{21}}{\Sigma k_2} = 0.48324 \quad r_{23} := \frac{k_{23}}{\Sigma k_2} = 0.51676$$

Knutepunkt 3:

$$k_{32} := \frac{4}{L_{2,3}} \quad k_{34} := \frac{4}{L_{3,4}}$$

$$\Sigma k_3 := k_{32} + k_{34}$$

$$r_{32} := \frac{k_{32}}{\Sigma k_3} = 0.5 \quad r_{34} := \frac{k_{34}}{\Sigma k_3} = 0.5$$

Knutepunkt 4:

$$k_{43} := \frac{4}{L_{3,4}} \quad k_{45} := \frac{4}{L_{4,5}}$$

$$\Sigma k_4 := k_{43} + k_{45}$$

$$r_{43} := \frac{k_{43}}{\Sigma k_4} = 0.5 \quad r_{45} := \frac{k_{45}}{\Sigma k_4} = 0.5$$

Knutepunkt 5:

$$k_{54} := \frac{4}{L_{4,5}} \quad k_{56} := \frac{3}{L_{5,6}}$$

$$\Sigma k_5 := k_{54} + k_{56}$$

$$r_{54} := \frac{k_{54}}{\Sigma k_5} = 0.51676 \quad r_{56} := \frac{k_{56}}{\Sigma k_5} = 0.48324$$

### Momentberekning:

	Knutepunkt 2		Knutepunkt 3		Knutepunkt 4		Knutepunkt 5	
	21	23	32	34	43	45	54	56
$r$	0,4832	0,5167	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5167	0,4832
$M_{\text{stab}}$	-2,0136	1,6466	-1,6466	1,6466	-1,6466	1,6466	-1,6466	2,0136
	0,1773	0,1896	0,0948			-0,0948	-0,1896	-0,1773
		-0,0237	-0,0474	-0,0474	0,0474	0,0474	0,0237	
	0,0114	0,0122	0,0061			-0,0061	-0,0122	-0,0114
			-0,0036	-0,0036	0,0036	0,0036		
$M_{\text{stab}}$	-1,8248	1,8248	-1,5962	1,5962	-1,5962	1,5962	-1,8248	1,8248

$$M_{p,21} := -1.8248 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,23} := 1.8248 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,32} := -1.5962 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,34} := 1.5962 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,43} := -1.5962 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,45} := 1.5962 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,54} := -1.8248 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,56} := 1.8248 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Uttrykk for momentkurva

### Spenn 1-2:

Berekn "reaksjonskrefter" på nytt:

$$R_{12}' := \frac{M_{p.23}}{L_{1,2}} - \frac{q_1 \cdot L_{1,2}}{2} = -0.14305 \text{ kN}$$

$$R_{21}' := (-R_{12}') - q_1 \cdot L_{1,2} = -0.22685 \text{ kN}$$

$$X_{01} := L_{1,2} - \frac{R_{12}'}{-q_1} = 26.70821 \text{ m}$$

\*punkt for maks moment

Momentkurve:

$$M_{p1}(x) := M_{p.21} - \frac{1}{2} q_1 \cdot x^2 + (-R_{21}') \cdot x$$

\* x er avstanden fra høgre mot venstre

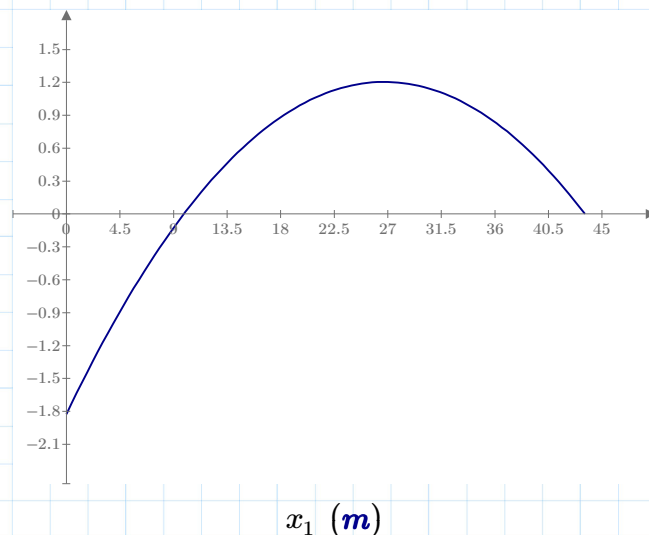
$$M_{p1}(X_{01}) = 1.2046 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*maks feltmoment (+/-)

Plot av momentkurva:

$$N := 100$$

$$x_1 := 0 \text{ m}, \frac{L_{1,2}}{N} \dots L_{1,2}$$



### Spenn 2-3:

Berekn "reaksjonskrefter" på nytt:

$$R_{23}' := -\frac{q_2 \cdot L_{2-3}}{2} + \frac{(-M_{p.32}) - M_{p.23}}{L_{2-3}} = -0.18616 \text{ kN}$$

$$R_{32}' := (-R_{23}') - q_2 \cdot L_{2-3} = -0.17774 \text{ kN}$$

$$X_{02} := \frac{R_{23}'}{-q_2} = 27.77819 \text{ m}$$

\*punkt for maks moment

Momentkurve:

$$M_{p2}(x) := (-R_{23}') \cdot x - \frac{q_2 \cdot x^2}{2} - M_{p.23}$$

\* x er avstanden frå venstre mot høgre

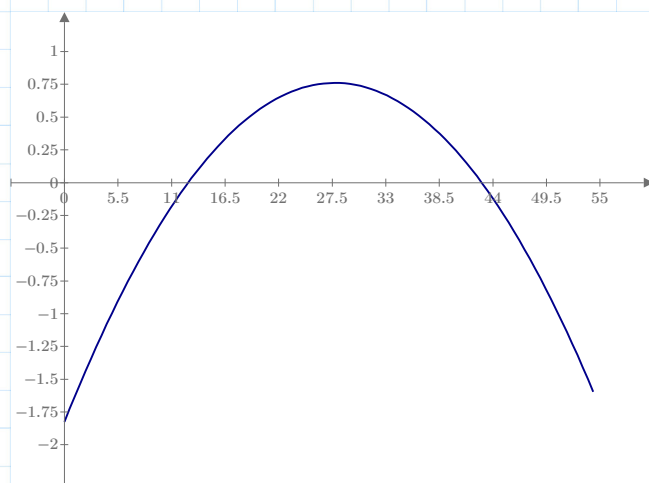
$$M_{p2}(X_{02}) = 0.76082 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*maks feltmoment (+/-)

Plot av momentkurva:

$$N := 100$$

$$x_2 := 0 \text{ m}, \frac{L_{2-3}}{N} \dots L_{2-3}$$



$M_{p2}(x_2) \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

$x_2 \text{ (m)}$



### Spenn 3-4:

Berekn "reaksjonskrefter" på nytt:

$$R_{34}' := -\frac{q_3 \cdot L_{3-4}}{2} + \frac{(-M_{p.43}) - M_{p.34}}{L_{3-4}} = -0.18195 \text{ kN}$$

$$R_{43}' := (-R_{34}') - q_3 \cdot L_{3-4} = -0.18195 \text{ kN}$$

$$X_{03} := \frac{R_{34}'}{-q_3} = 27.15 \text{ m} \quad \text{*punkt for maks moment}$$

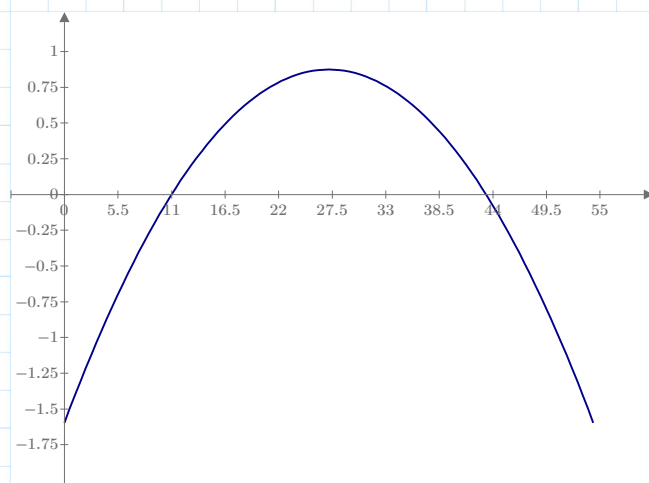
Momentkurve:

$$M_{p3}(x) := (-R_{34}') \cdot x - \frac{q_3 \cdot x^2}{2} - M_{p.34} \quad \text{* x er avstanden frå venstre mot høgre}$$

$$M_{p3}(X_{03}) = 0.8738 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{*maks feltmoment (+/-)}$$

Plot av momentkurva:

$$N := 100 \quad x_3 := 0 \text{ m}, \frac{L_{3-4}}{N} \dots L_{3-4}$$



$M_{p3}(x_3) \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

$x_3 \text{ (m)}$

### Spenn 4-5:

Bereknar reaksjonskrefter på nytt!

$$R_{45}' := -\frac{q_4 \cdot L_{4-5}}{2} + \frac{(-M_{p,54}) - M_{p,45}}{L_{4-5}} = -0.17774 \text{ kN}$$

$$R_{54}' := (-R_{45}') - q_4 \cdot L_{4-5} = -0.18616 \text{ kN}$$

$$X_{04} := \frac{R_{45}'}{-q_4} = 26.52181 \text{ m}$$

\*punkt for maks moment

Momentkurve:

$$M_{p4}(x) := (-R_{45}') \cdot x - \frac{q_4 \cdot x^2}{2} - M_{p,45}$$

\* x er avstanden frå venstre mot høgre

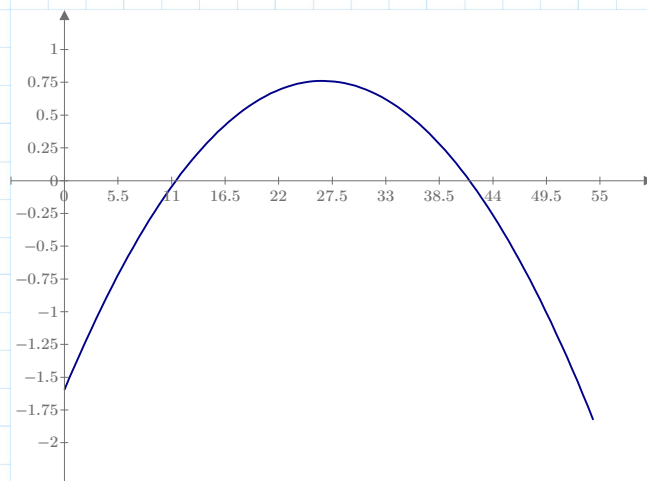
$$M_{p4}(X_{04}) = 0.76082 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*maks feltmoment (+/-)

Plot av momentkurva:

$$N := 100$$

$$x_4 := 0 \text{ m}, \frac{L_{4-5}}{N} \dots L_{4-5}$$



$M_{p4}(x_4) \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

$x_4 \text{ (m)}$

### Spenn 5-6:

Berekn "reaksjonskrefter" på nytt:

$$R_{65} := \frac{M_{p.56}}{L_{5_6}} - \frac{q_5 \cdot L_{5_6}}{2} = -0.14305 \text{ kN}$$

$$R_{56} := (-R_{65}) - q_5 \cdot L_{5_6} = -0.22685 \text{ kN}$$

$$X_{05} := \frac{R_{56}}{-q_5} = 26.70821 \text{ m} \quad \text{*punkt for maks moment}$$

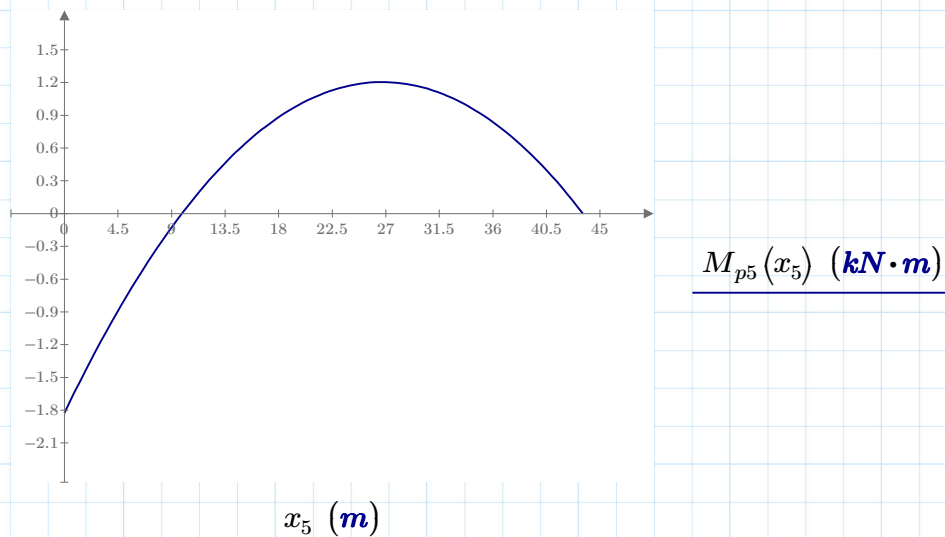
Momentkurve:

$$M_{p5}(x) := -M_{p.56} - \frac{1}{2} q_5 \cdot x^2 + (-R_{56}) \cdot x \quad \text{* x er avstanden frå h\u00f8gre mot venstre}$$

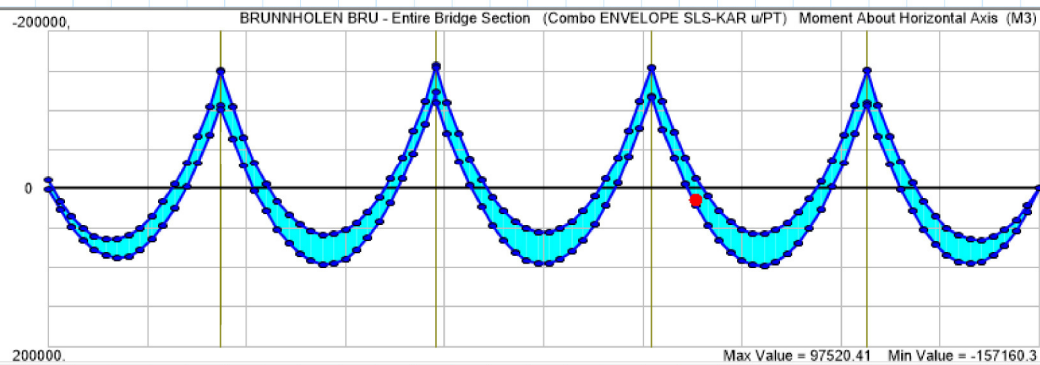
$$M_{p5}(X_{05}) = 1.2046 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{*maks feltmoment (+/-)}$$

Plot av momentkurva:

$$N := 100 \quad x_5 := 0 \text{ m}, \frac{L_{5_6}}{N} \dots L_{5_6}$$



## Momenter i bruksgrense frå CSI Bridge



**Max feltmomenter:** (x er avstand frå venstre mot høgre)

Spenn 1-2:

$$x_{12} := 17.4 \text{ m}$$

$$M_{max.12} := 88058.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenn 2-3:

$$x_{23} := 25.72 \text{ m}$$

$$M_{max.23} := 96217.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenn 3-4:

$$x_{34} := 25.72 \text{ m}$$

$$M_{max.34} := 95562.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenn 4-5:

$$x_{45} := 28.58 \text{ m}$$

$$M_{max.45} := 97520.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*STØRSTE

Spenn 5-6:

$$x_{56} := 26.16 \text{ m}$$

$$M_{max.56} := 95344.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Max støttemomenter:**

Støtte 1:  $M_{max.1} := 10776.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Støtte 2:  $M_{max.2} := 151239.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Støtte 3:  $M_{max.3} := 157160.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

\*STØRSTE

Støtte 4:  $M_{max.4} := 154876.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Støtte 5:  $M_{max.5} := 150871.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Støtte 6:  $M_{max.6} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

## Naudsynt oppspenningskraft $P$ :

Strekfastheten for betong B45 er etter EK2, Tabell 3.1:

$$f_{ctm} := 3800 \frac{kN}{m^2}$$

Tverrsnittsareal av overbygning:

$$A := 17.8135 \text{ m}^2$$

Arealtreghetsmoment tverrsnitt overbygning:

$$I := 25.3572 \text{ m}^4$$

Avstander frå overflater til tyngdepunkt tverrsnitt:

$$y_t := 1.2653 \text{ m}$$

$$y_b := 1.9347 \text{ m}$$

Kontroll av strekkspenning:

$$\left( -\frac{P}{A} - \frac{M_p}{I} * y \right) + \frac{M_{max}}{I} * y \leq f_{ctm}$$

$$\left( -\frac{P}{A} - \frac{e * P}{I} * y \right) + \frac{M_{max}}{I} * y \leq f_{ctm}$$

$$\left( -\frac{1}{A} - \frac{e}{I} * y \right) * P + \frac{M_{max}}{I} * y \leq f_{ctm}$$

\*med valgte spennarmeringseksentrisiteter, vil momenta pga forspenninga vere lik  $P * e$ , uten tvangsmomenter. Dette vert kalla tvangsfri forspenning.

Ordner formelen slik at eg kan løyse ut  $P$ :

$$P := \left( \frac{\frac{M_{max}}{I} * y - f_{ctm}}{\frac{1}{A} + \frac{\left( \frac{M_p(x)}{kN} \right)}{I} * y} \right)$$

Berekn P for felt 1-2 og 5-6, samt for største feltmoment og største støttemoment

Felt 1-2: (strekk i underkant)

$$P_{12} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.12}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p1}(L_{1,2} - x_{12})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 19728.12221 \text{ kN}$$

Felt 2-3: (strekk i underkant)

$$P_{23} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.23}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p2}(x_{23})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 31309.66216 \text{ kN}$$

Felt 3-4: (strekk i underkant)

$$P_{34} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.34}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p3}(x_{34})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 28550.3039 \text{ kN}$$

Felt 4-5 (største feltmoment): (strekk i underkant)

$$P_{45} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.45}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p4}(x_{45})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 32188.26279 \text{ kN}$$

Felt 5-6: (strekk i underkant)

$$P_{56} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.56}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p5}(x_{56})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 23485.28054 \text{ kN}$$

Støtte 2: (strekk i overkant)

$$P_2 := \frac{\left( f_{ctm} - \frac{M_{max.2}}{I} \cdot y_t \right)}{\left( -\frac{1}{A} + \frac{\left( \frac{M_{p.21}}{kN} \right)}{I} \cdot y_t \right)} = 25454.28096 \text{ kN}$$

Støtte 3 (største støttemoment): (strekk i overkant)

$$P_3 := \frac{\left( f_{ctm} - \frac{M_{max.3}}{I} \cdot y_t \right)}{\left( -\frac{1}{A} + \frac{\left( \frac{M_{p.32}}{kN} \right)}{I} \cdot y_t \right)} = 29768.51052 \text{ kN}$$

Støtte 4: (strekk i overkant)

$$P_4 := \frac{\left( f_{ctm} - \frac{M_{max.4}}{I} \cdot y_t \right)}{\left( -\frac{1}{A} + \frac{\left( \frac{M_{p.43}}{kN} \right)}{I} \cdot y_t \right)} = 28929.17974 \text{ kN}$$

Støtte 5: (strekk i overkant)

$$P_5 := \frac{\left( f_{ctm} - \frac{M_{max.5}}{I} \cdot y_t \right)}{\left( -\frac{1}{A} + \frac{\left( \frac{M_{p.54}}{kN} \right)}{I} \cdot y_t \right)} = 25329.5952 \text{ kN}$$

Naudsynt P:

$$P := \max(P_{12}, P_{45}, P_{56}, P_2, P_3) = 32188.26279 \text{ kN} \quad * \text{ved ferdigtilstand}$$

## **Betongoverdekning**

Antar  $\varnothing 25$  for konstruktiv armering og  $\varnothing 12$  for monteringsarmering.

Byggjemål for armering:  $\varnothing 25 := 30 \text{ mm}$   
 $\varnothing 12 := 15 \text{ mm}$

Antar kabelrør i plast med indre diameter  $\varnothing i 100$  og ytre diameter  $\varnothing y 106$ , og seks kabelrør i gruppe plassert i steg.

$$\varnothing_{i.100} := 100 \text{ mm}$$

$$\varnothing_{y.106} := 106 \text{ mm}$$

Horisontale og vertikale avstandar for kabelrør ut frå EK2-1, Figur 8.15:

Antar største tilslagsstørrelse:  $d_g := 32 \text{ mm}$

$$a_h := \max(d_g, \varnothing_{y.106}, 40 \text{ mm}) = 106 \text{ mm} \quad \text{Horisontal avstand}$$

$$a_v := \max(d_g + 5 \text{ mm}, \varnothing_{y.106}, 50 \text{ mm}) = 106 \text{ mm} \quad \text{Vertikal avstand}$$

$$C_{min} := \min(80 \text{ mm}, \varnothing_{y.106}) = 80 \text{ mm} \quad \text{Minste betongoverdekning til kabelrør}$$

### **Overdekning overkant bruplate:**

$$C_{min.OK} := 60 \text{ mm} \quad \text{For monteringsarmering}$$

$$\Delta C_{dev.OK} := 15 \text{ mm} \quad \text{Største tillatte avvik}$$

$$C_{nom.OK} := C_{min.OK} + \Delta C_{dev.OK} = 0.075 \text{ m} \quad \text{For konstruktiv slakkarmering}$$

$$C_{nom.kabelrør.OK} := C_{nom.OK} + \varnothing 25 = 0.105 \text{ m} \quad \text{For kabelrør}$$

### **Overdekning underkant brukasse:**

$$C_{min.UK} := 50 \text{ mm} \quad \text{For monteringsarmering}$$

$$\Delta C_{dev.UK} := 0 \quad \text{Antar armeringsstoler er brukt på monteringsarmering.}$$

$$C_{nom.UK} := C_{min.UK} + \varnothing 12 = 65 \text{ mm} \quad \text{For konstruktiv slakkarmering}$$

$$C_{nom.kabelrør.UK} := C_{nom.UK} + \varnothing 25 = 95 \text{ mm} \quad \text{For kabelrør}$$



## **Eksentrisiteter**

Antar 2 kabelrøyr vertikalt og 2 kabelrøyr horisontalt i gruppe i steg.

Høgde brukassetverrsnitt:  $H := 3.2 \text{ m}$

Tyngdepunkt brukassetverrsnitt:  $TP := 1.9347 \text{ m}$  *Frå underkant og opp.*

Avstander til senter kabelgruppe frå overkant bruplate og underkant brukasse:

$$a_{v.OK} := C_{nom.kabelrøyr.OK} + \varnothing_{y.106} + \frac{a_v}{2} = 264 \text{ mm}$$

$$a_{v.UK} := C_{nom.kabelrøyr.UK} + \varnothing_{y.106} + \frac{a_v}{2} = 254 \text{ mm}$$

**Eksentrisitet til senter kabelgruppe felt:**

$$e_3 := TP - a_{v.UK} = 1.6807 \text{ m}$$

**Eksentrisitet til senter kabelgruppe over støtte:**

$$e_2 := H - TP - a_{v.OK} = 1.0013 \text{ m}$$

**Pilhøgde i parablene i felt 1-2 og felt 5-6:**

$$h_1 := e_3 + \frac{e_2}{2} = 2.18135 \text{ m}$$

**Pilhøgde i parablene i felt 2-3, 3-4 og felt 4-5:**

$$h_2 := e_3 + e_2 = 2.682 \text{ m}$$

## Ekvivalente krefter

**Spennlengder:**  $L_{1_2} := 43.55 \text{ m}$

$$L_{2_3} := 54.3 \text{ m}$$

$$L_{3_4} := 54.3 \text{ m}$$

$$L_{4_5} := 54.3 \text{ m}$$

$$L_{5_6} := 43.55 \text{ m}$$

### **Ekvivalent jevnt fordelt last frå spennarmering på bjelke:**

\*setter  $P := 1 \text{ kN}$  for å kunne løyse likninga, setter P inn ved ein seinare anledning for å finne naudsynt oppspenningskraft.

$$q_1 := \left( \frac{8 \cdot h_1}{L_{1_2}^2} \right) \cdot P = 0.0092 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := \left( \frac{8 \cdot h_2}{L_{2_3}^2} \right) \cdot P = 0.00728 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_3 := \left( \frac{8 \cdot h_2}{L_{3_4}^2} \right) \cdot P = 0.00728 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_4 := \left( \frac{8 \cdot h_2}{L_{4_5}^2} \right) \cdot P = 0.00728 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_5 := \left( \frac{8 \cdot h_1}{L_{5_6}^2} \right) \cdot P = 0.0092 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Neste blir å bestemme bøyemomentener i knutepunkt, dette blir bestemt med crossmetoden.

## Crossmetoden

### Fastinnspenningsmomenter

Fastinnspenningsmomentene er *negative mot* urviser og *positive med* urviser.

Formler for snittkrefter er henta frå "Profilen og formel".

### Einsidig innspent bjelke med jevnt fordelt oppoverretta last (bjelke i spenn 1-2 og 5-6):

Momenter:

$$M_{12} := 0$$

$$M_{21} := \frac{-q_1 \cdot L_{1,2}^2}{8} = -2.18135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{56} := \frac{q_5 \cdot L_{5,6}^2}{8} = 2.18135 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{65} := 0$$

Reaksjonskrefter:

$$R_{12} := -\frac{3}{8} q_1 \cdot L_{1,2} = -0.15027 \text{ kN}$$

$$R_{21} := -\frac{5}{8} q_1 \cdot L_{1,2} = -0.25044 \text{ kN}$$

$$R_{56} := -\frac{5}{8} q_5 \cdot L_{5,6} = -0.25044 \text{ kN}$$

$$R_{65} := -\frac{3}{8} q_5 \cdot L_{5,6} = -0.15027 \text{ kN}$$

### Tosidig innspent bjelke med jevnt fordelt oppoverretta last (bjelke i spenn 2-3, 3-4 og 4-5):

Momenter:

$$M_{23} := \frac{q_2 \cdot L_{2,3}^2}{12} = 1.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{32} := \frac{-q_2 \cdot L_{2,3}^2}{12} = -1.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{34} := \frac{q_3 \cdot L_{3,4}^2}{12} = 1.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{43} := \frac{-q_3 \cdot L_{3,4}^2}{12} = -1.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{45} := \frac{q_4 \cdot L_{4,5}^2}{12} = 1.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{54} := \frac{-q_4 \cdot L_{4,5}^2}{12} = -1.788 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Reaksjonskrefter:

$$R_{23} := -\frac{1}{2} q_2 \cdot L_{2,3} = -0.19757 \text{ kN}$$

$$R_{32} := -\frac{1}{2} q_2 \cdot L_{2,3} = -0.19757 \text{ kN}$$

$$R_{34} := -\frac{1}{2} q_3 \cdot L_{3,4} = -0.19757 \text{ kN}$$

$$R_{43} := -\frac{1}{2} q_3 \cdot L_{3,4} = -0.19757 \text{ kN}$$

$$R_{45} := -\frac{1}{2} q_4 \cdot L_{4,5} = -0.19757 \text{ kN}$$

$$R_{54} := -\frac{1}{2} q_4 \cdot L_{4,5} = -0.19757 \text{ kN}$$

## Rotasjonsstivheit (k) og fordelingsfaktor (r)

Knutepunkt 2:

$$k_{21} := \frac{3}{L_{1,2}} \quad k_{23} := \frac{4}{L_{2,3}}$$

$$\Sigma k_2 := k_{21} + k_{23}$$

$$r_{21} := \frac{k_{21}}{\Sigma k_2} = 0.48324 \quad r_{23} := \frac{k_{23}}{\Sigma k_2} = 0.51676$$

Knutepunkt 3:

$$k_{32} := \frac{4}{L_{2,3}} \quad k_{34} := \frac{4}{L_{3,4}}$$

$$\Sigma k_3 := k_{32} + k_{34}$$

$$r_{32} := \frac{k_{32}}{\Sigma k_3} = 0.5 \quad r_{34} := \frac{k_{34}}{\Sigma k_3} = 0.5$$

Knutepunkt 4:

$$k_{43} := \frac{4}{L_{3,4}} \quad k_{45} := \frac{4}{L_{4,5}}$$

$$\Sigma k_4 := k_{43} + k_{45}$$

$$r_{43} := \frac{k_{43}}{\Sigma k_4} = 0.5 \quad r_{45} := \frac{k_{45}}{\Sigma k_4} = 0.5$$

Knutepunkt 5:

$$k_{54} := \frac{4}{L_{4,5}} \quad k_{56} := \frac{3}{L_{5,6}}$$

$$\Sigma k_5 := k_{54} + k_{56}$$

$$r_{54} := \frac{k_{54}}{\Sigma k_5} = 0.51676 \quad r_{56} := \frac{k_{56}}{\Sigma k_5} = 0.48324$$

## Momentberekning:

### Cross-metoden

	Knutepunkt 2		Knutepunkt 3		Knutepunkt 4		Knutepunkt 5	
	21	23	32	34	43	45	54	56
$r$	0,4833	0,5167	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5167	0,4833
$M_p$	2,181P	1,7887P	1,7887P	1,7887P	1,7887P	1,7887P	1,7887P	2,181P
	0,1896	0,2027	0,10135			0,10135	0,2027	0,1896
		0,0253	0,05067	0,05067	0,05067	0,05067	0,0253	
	0,0122	0,013	0,0065			0,0065	0,013	0,0122
			0,00325	0,00325	0,00325	0,00325		
$M_p$	1,979P	1,979P	1,7347P	1,7347P	1,7347P	1,7347P	1,979P	1,979P

$$M_{p,21} := -1.979 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,23} := 1.979 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,32} := -1.7347 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,34} := 1.7347 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,43} := -1.7347 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,45} := 1.7347 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,54} := -1.979 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p,56} := 1.979 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Uttrykk for momentkurva

### Spenn 1-2:

Berekner "reaksjonskrefter" på nytt:

$$R_{12} := \frac{M_{p,23}}{L_{1,2}} - \frac{q_1 \cdot L_{1,2}}{2} = -0.15491 \text{ kN}$$

$$R_{21} := (-R_{12}) - q_1 \cdot L_{1,2} = -0.2458 \text{ kN}$$

$$X_{01} := L_{1,2} - \frac{R_{12}}{-q_1} = 26.71377 \text{ m}$$

\*punkt for maks moment

Momentkurve:

$$M_{p1}(x) := M_{p,21} - \frac{1}{2} q_1 \cdot x^2 + (-R_{21}) \cdot x$$

\* x er avstanden frå høgre mot venstre

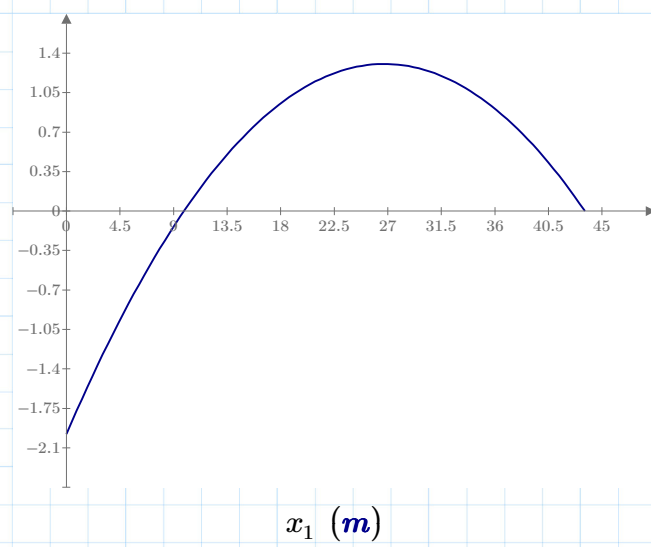
$$M_{p1}(X_{01}) = 1.30406 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*maks feltmoment (+/-)

Plot av momentkurva:

$$N := 100$$

$$x_1 := 0 \text{ m}, \frac{L_{1,2}}{N} \dots L_{1,2}$$



### Spenn 2-3:

Berekn "reaksjonskrefter" på nytt:

$$R_{23}' := -\frac{q_2 \cdot L_{2-3}}{2} + \frac{(-M_{p.32}) - M_{p.23}}{L_{2-3}} = -0.20207 \text{ kN}$$

$$R_{32}' := (-R_{23}') - q_2 \cdot L_{2-3} = -0.19307 \text{ kN}$$

$$X_{02} := \frac{R_{23}'}{-q_2} = 27.76826 \text{ m}$$

\*punkt for maks moment

Momentkurve:

$$M_{p2}(x) := (-R_{23}') \cdot x - \frac{q_2 \cdot x^2}{2} - M_{p.23}$$

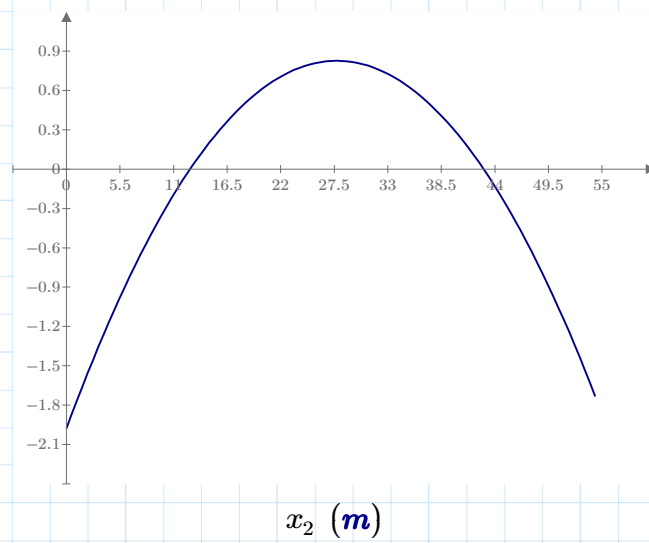
\* x er avstanden frå venstre mot høgre

$$M_{p2}(X_{02}) = 0.82654 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*maks feltmoment (+/-)

Plot av momentkurva:

$$N := 100 \quad x_2 := 0 \text{ m}, \frac{L_{2-3}}{N} \dots L_{2-3}$$



### Spenn 3-4:

Berekn "reaksjonskrefter" på nytt:

$$R_{34}' := -\frac{q_3 \cdot L_{3-4}}{2} + \frac{(-M_{p.43}) - M_{p.34}}{L_{3-4}} = -0.19757 \text{ kN}$$

$$R_{43}' := (-R_{34}') - q_3 \cdot L_{3-4} = -0.19757 \text{ kN}$$

$$X_{03} := \frac{R_{34}'}{-q_3} = 27.15 \text{ m}$$

\*punkt for maks moment

Momentkurve:

$$M_{p3}(x) := (-R_{34}') \cdot x - \frac{q_3 \cdot x^2}{2} - M_{p.34}$$

\* x er avstanden frå venstre mot høgre

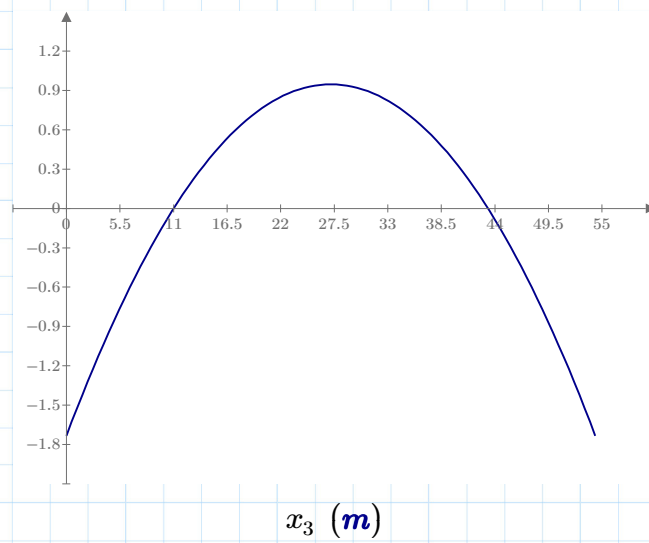
$$M_{p3}(X_{03}) = 0.9473 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*maks feltmoment (+/-)

Plot av momentkurva:

$$N := 100$$

$$x_3 := 0 \text{ m}, \frac{L_{3-4}}{N} .. L_{3-4}$$





### Spenn 4-5:

Berekner reaksjonskrefter på nytt!

$$R_{45}' := -\frac{q_4 \cdot L_{4_5}}{2} + \frac{(-M_{p.54}) - M_{p.45}}{L_{4_5}} = -0.19307 \text{ kN}$$

$$R_{54}' := (-R_{45}') - q_4 \cdot L_{4_5} = -0.20207 \text{ kN}$$

$$X_{04} := \frac{R_{45}'}{-q_4} = 26.53174 \text{ m}$$

\*punkt for maks moment

Momentkurve:

$$M_{p4}(x) := (-R_{45}') \cdot x - \frac{q_4 \cdot x^2}{2} - M_{p.45}$$

\* x er avstanden frå venstre mot høgre

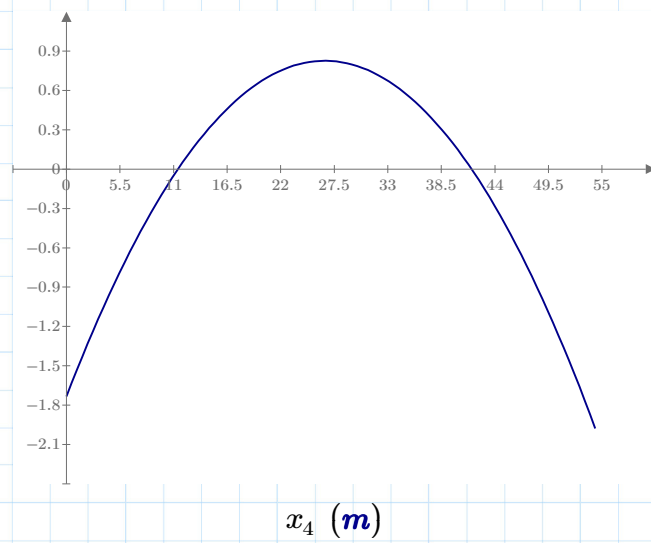
$$M_{p4}(X_{04}) = 0.82654 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*maks feltmoment (+/-)

Plot av momentkurva:

$$N := 100$$

$$x_4 := 0 \text{ m}, \frac{L_{4_5}}{N} \dots L_{4_5}$$



### Spenn 5-6:

Berekn "reaksjonskrefter" på nytt:

$$R_{65} := \frac{M_{p.56}}{L_{5_6}} - \frac{q_5 \cdot L_{5_6}}{2} = -0.15491 \text{ kN}$$

$$R_{56} := (-R_{65}) - q_5 \cdot L_{5_6} = -0.2458 \text{ kN}$$

$$X_{05} := \frac{R_{56}}{-q_5} = 26.71377 \text{ m}$$

\*punkt for maks moment

Momentkurve:

$$M_{p5}(x) := -M_{p.56} - \frac{1}{2} q_5 \cdot x^2 + (-R_{56}) \cdot x$$

\* x er avstanden frå høgre mot venstre

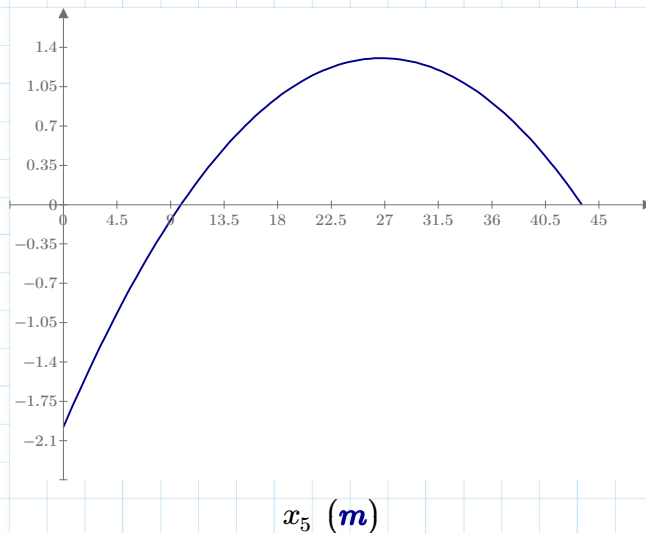
$$M_{p5}(X_{05}) = 1.30406 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*maks feltmoment (+/-)

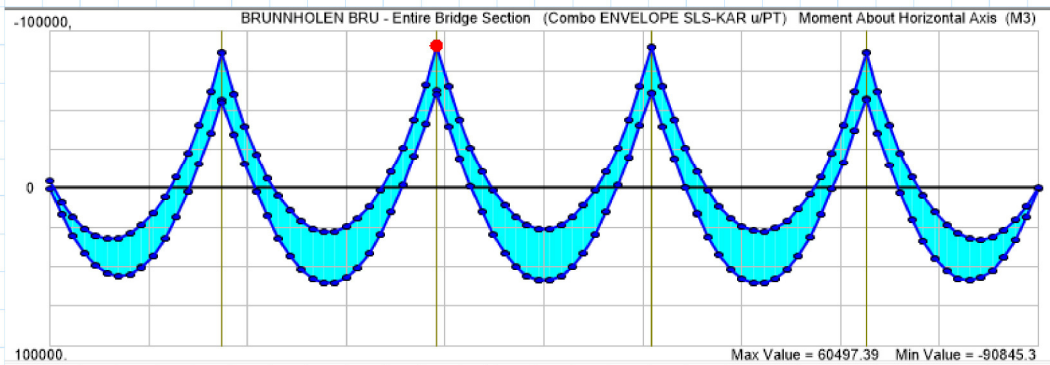
Plot av momentkurva:

$$N := 100$$

$$x_5 := 0 \text{ m}, \frac{L_{5_6}}{N} \dots L_{5_6}$$



## Momenter i bruksgrense frå CSI Bridge



**Max feltmomenter:** (x er avstand frå venstre mot høgre)

Spenn 1-2:

$$x_{12} := 17.42 \text{ m}$$

$$M_{max.12} := 56350 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenn 2-3:

$$x_{23} := 25.72 \text{ m}$$

$$M_{max.23} := 60172.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenn 3-4:

$$x_{34} := 28.58 \text{ m}$$

$$M_{max.34} := 58786.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spenn 4-5:

$$x_{45} := 28.58 \text{ m}$$

$$M_{max.45} := 60497.39 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

\*STØRSTE

Spenn 5-6:

$$x_{56} := 26.13 \text{ m}$$

$$M_{max.56} := 58809.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Max støttemomenter:**

Støtte 1:  $M_{max.1} := 4704 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Støtte 2:  $M_{max.2} := 86535 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Støtte 3:  $M_{max.3} := 90845 \text{ kN} \cdot \text{m}$

\*STØRSTE

Støtte 4:  $M_{max.4} := 89974 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Støtte 5:  $M_{max.5} := 86777 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Støtte 6:  $M_{max.6} := 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

## Naudsynt oppspenningskraft $P$ :

Strekfastheten for betong B45 er etter EK2, Tabell 3.1:

$$f_{ctm} := 3800 \frac{kN}{m^2}$$

Tverrsnittsareal av overbygning:

$$A := 8.9125 \text{ m}^2$$

Arealtreghetsmoment tverrsnitt overbygning:

$$I := 12.6899 \text{ m}^4$$

Avstander frå overflater til tyngdepunkt tverrsnitt:

$$y_t := H - TP = 1.2653 \text{ m}$$

$$y_b := TP = 1.9347 \text{ m}$$

Kontroll av strekkspenning:

$$\left( -\frac{P}{A} - \frac{M_p}{I} * y \right) + \frac{M_{max}}{I} * y \leq f_{ctm}$$

$$\left( -\frac{P}{A} - \frac{e * P}{I} * y \right) + \frac{M_{max}}{I} * y \leq f_{ctm}$$

$$\left( -\frac{1}{A} - \frac{e}{I} * y \right) * P + \frac{M_{max}}{I} * y \leq f_{ctm}$$

\*med valgte spennarmeringseksentrisiteter, vil momenta pga forspenninga vere lik  $P * e$ , uten tvangsmomenter. Dette vert kalla tvangsfri forspenning.

Ordner formelen slik at eg kan løyse ut  $P$ :

$$P := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.1}}{I} * y}{-\frac{1}{A} - \frac{e}{I} * y} \right)$$

Berekn P for felt 1-2 og 5-6, samt for største feltmoment og største støttemoment

Felt 1-2: (strekk i underkant)

$$P_{12} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.12}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p1}(L_{1,2} - x_{12})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 15416.39449 \text{ kN}$$

Felt 2-3: (strekk i underkant)

$$P_{23} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.23}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p2}(x_{23})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 22781.65476 \text{ kN}$$

Felt 3-4: (strekk i underkant)

$$P_{34} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.34}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p3}(x_{34})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 20206.11564 \text{ kN}$$

Felt 4-5 (største feltmoment): (strekk i underkant)

$$P_{45} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.45}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p4}(x_{45})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 22991.41802 \text{ kN}$$

Felt 5-6: (strekk i underkant)

$$P_{56} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{max.56}}{I} \cdot y_b}{\frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p5}(x_{56})}{kN} \right)}{I} \cdot y_b} \right) = 16623.02283 \text{ kN}$$

Støtte 2: (strekk i overkant)

$$P_2 := \frac{\left( f_{ctm} - \frac{M_{max.2}}{I} \cdot y_t \right)}{\left( \frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p.23}}{kN} \right)}{I} \cdot y_t \right)} = 15599.10723 \text{ kN}$$

Støtte 3 (største støttemoment): (strekk i overkant)

$$P_3 := \frac{\left( f_{ctm} - \frac{M_{max.3}}{I} \cdot y_t \right)}{\left( \frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p.34}}{kN} \right)}{I} \cdot y_t \right)} = 18438.57758 \text{ kN}$$

Støtte 4: (strekk i overkant)

$$P_4 := \frac{\left( f_{ctm} - \frac{M_{max.4}}{I} \cdot y_t \right)}{\left( \frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p.45}}{kN} \right)}{I} \cdot y_t \right)} = 18134.03125 \text{ kN}$$

Støtte 5: (strekk i overkant)

$$P_5 := \frac{\left( f_{ctm} - \frac{M_{max.5}}{I} \cdot y_t \right)}{\left( \frac{1}{A} - \frac{\left( \frac{M_{p.56}}{kN} \right)}{I} \cdot y_t \right)} = 15677.06381 \text{ kN}$$

Største tillatte spenning i spennarmeringa:

$$f_{pk} := 1860 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk strekkfasthet

$$f_{p0.1k} := 1640 \frac{N}{mm^2}$$

Karakteristisk verdi av  
0.1% strekkgrensa

$$\sigma_{p.max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \frac{N}{mm^2}$$

Tap av spennkraft:

$$\Delta P_{l\ddot{a}s} := 0.15$$

Låsetap ved forankring

$$\Delta P := 0.25$$

Totalt tap ved ferdigtilstand

$$\delta P := \left( \frac{1 - \Delta P}{1 - \Delta P_{l\ddot{a}s}} \right) = 0.88235$$

Forhold

Naudsynt P:

$$P_s := \max(P_{12}, P_{45}, P_{56}, P_2, P_3) = 22991.41802 \text{ kN} \quad \text{Ved ferdigtilstand}$$

$$P_t := \frac{P_s}{\delta P} = 26056.94042 \text{ kN}$$

Spennkraft etter forankring

$$P_j := \frac{P_s}{(1 - \Delta P)} = 30655.22403 \text{ kN}$$

Oppspenningskraft

## Momentberegning realistisk spennprofil

$q = \text{kurvatur} * P$

Rekner uten P for ein enklare utrekning.

### Spenn 2-3, 3-4 og 4-5:

$$q_1 := 36.0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \quad a_1 := 0 \text{ m} \quad b_1 := 48.87 \text{ m}$$

$$q_2 := 9.0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \quad a_2 := 5.43 \text{ m} \quad b_2 := 5.43 \text{ m}$$

$$q_3 := 36.0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1} \quad a_3 := 48.87 \text{ m} \quad b_3 := 0 \text{ m}$$

$$l := 54.3 \text{ m}$$

### Fastinnspeppningsmomenter:

$$M_{A.1} := -q_1 \cdot \left[ \frac{(l-a_1)^3 \cdot (l+3 a_1) - b_1^3 (4 l-3 b_1)}{12 l^2} \right] = [-0.463] \text{ m}$$

$$M_{B.1} := -q_1 \cdot \left[ \frac{(l-b_1)^3 \cdot (l+3 b_1) - a_1^3 (4 l-3 a_1)}{12 l^2} \right] = [-0.033] \text{ m}$$

$$M_{A.2} := q_2 \cdot \left[ \frac{(l-a_2)^3 \cdot (l+3 a_2) - b_2^3 (4 l-3 b_2)}{12 l^2} \right] = [2.088] \text{ m}$$

$$M_{B.2} := q_2 \cdot \left[ \frac{(l-b_2)^3 \cdot (l+3 b_2) - a_2^3 (4 l-3 a_2)}{12 l^2} \right] = [2.088] \text{ m}$$

$$M_{A.3} := -q_3 \cdot \left[ \frac{(l-a_3)^3 \cdot (l+3 a_3) - b_3^3 (4 l-3 b_3)}{12 l^2} \right] = [-0.033] \text{ m}$$

$$M_{B.3} := -q_3 \cdot \left[ \frac{(l-b_3)^3 \cdot (l+3 b_3) - a_3^3 (4 l-3 a_3)}{12 l^2} \right] = [-0.463] \text{ m}$$

$$\Sigma M_A := M_{A.1} + M_{A.2} + M_{A.3} = [1.592] \text{ m}$$

$$\Sigma M_B := M_{B.1} + M_{B.2} + M_{B.3} = [1.592] \text{ m}$$



### Spenn 1-2 og 5-6:

$$q_1 := 10.0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$l := 43.55 \text{ m}$$

$$q_2 := 49.0 \cdot 10^{-3} \text{ m}^{-1}$$

$$a := 0.9 \cdot l = 39.195 \text{ m}$$

$$q_{12} := q_1 + q_2 = 0.059 \frac{1}{\text{m}}$$

$$b := l - a = 4.355 \text{ m}$$

$$R := q_{12} \cdot \frac{(l-a)^3 \cdot (3l+a)}{8l^3} = 0.001$$

Opplagerkraft i 1 og 6

### Fastinnspenningsmomenter:

$$M_{21} := \frac{q_1 \cdot l^2}{8} + R \cdot l - \frac{q_{12} \cdot b^2}{2} = 1.866 \text{ m}$$

$$M_{56} := M_{21} = 1.866 \text{ m}$$

### Fordeling av fastinnspenningsmomenter ved hjelp av Cross-metoden:

	Knutepunkt 2		Knutepunkt 3		Knutepunkt 4		Knutepunkt 5	
	21	23	32	34	43	45	54	56
$r$	0,4833	0,5167	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5167	0,4833
$M_p$	-1,866	1,592	-1,592	1,592	-1,592	1,592	-1,592	1,866
	0,1324	0,1416	0,0708			-0,0708	-0,1416	-0,1324
		-0,0177	-0,0354	-0,0354	0,0354	0,0354	0,0177	
	0,0085	0,0091	0,0045			-0,0045	-0,0091	-0,0085
			-0,0023	-0,0023	0,0023	0,0023		
$M_p$	-1,725	1,725	-1,5543	1,5543	-1,5543	1,5543	-1,725	1,725

Crossmetoden definerar positive (blå) momenter med klokka, og negative (raude) mot klokka.

Setter førebels  $P := 1 \text{ kN}$

$$M_{p,21} := -1.725 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p,23} := 1.725 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p,32} := -1.5543 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p,34} := 1.5543 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p,43} := -1.5543 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p,45} := 1.5543 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p,54} := -1.725 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p,56} := 1.725 \text{ m} \cdot P$$

## **Momentsamanlikning:**

Momenter frå idealisert spennarmeringsprofil:

$$M_{ide.23} := 1.979 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{ide.34} := 1.7347 \text{ m} \cdot P$$

Differanse:

$$\delta_1 := 1 - \frac{M_{p.23}}{M_{ide.23}} = 0.128$$

$$\delta_2 := 1 - \frac{M_{p.34}}{M_{ide.34}} = 0.104$$

Reduksjon på høvesvis 13 % og 10,5 %, samanlikna med idealiserte momenter.

Antar til sikker side at momenter i felt også vert redusert med 13 %!

Feltmomenter frå idealisert spennarmeringsprofil:

$$M_{p12} := 1.3025 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p45} := 0.8113 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p23} := 0.8113 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p56} := 1.3025 \text{ m} \cdot P$$

$$M_{p34} := 0.9398 \text{ m} \cdot P$$

Rekner ut feltmomenter for realistisk spennarmeringsprofil:

$$M_{p12} := M_{p12} \cdot (1 - 0.13) = 1.133 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p23} := M_{p23} \cdot (1 - 0.13) = 0.706 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p34} := M_{p34} \cdot (1 - 0.13) = 0.818 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p45} := M_{p45} \cdot (1 - 0.13) = 0.706 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p56} := M_{p56} \cdot (1 - 0.13) = 1.133 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momenter frå CSi Bridge:

### Brumodell 1 (2 brukasser):

Feltmoment:

$$M_{bm1.12} := 88058.51 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm1.23} := 96217.98 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm1.34} := 95562.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm1.45} := 97520.41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm1.56} := 95344.91 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Støttemoment:

$$M_{bm1.1} := 10776.85 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm1.2} := 151239.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm1.3} := 157160.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm1.4} := 154876.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm1.5} := 150871.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Brumodell 2 (1 brukasse):

Feltmoment:

$$M_{bm2.12} := 56350.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm2.23} := 60172.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm2.34} := 58876.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm2.45} := 60497.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm2.56} := 58809.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Støttemoment:

$$M_{bm2.1} := 4704 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm2.2} := 86535 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm2.3} := 90845 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm2.4} := 89974 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{bm2.5} := 86777 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Spenningskontroll

Strekkfastheten for betong B45 er etter EK2, Tabell 3.1:

$$f_{ctm} := 3800 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Tverrsnittsareal av overbygning:

$$A_{bm1} := 17.8135 \text{ m}^2$$

$$A_{bm2} := 8.9125 \text{ m}^2$$

Arealtrehetsmoment tverrsnitt overbygning:

$$I_{bm1} := 25.3572 \text{ m}^4$$

$$I_{bm2} := 12.6899 \text{ m}^4$$

Avstander frå overflater til tyngdepunkt tverrsnitt:

$$y_t := 1.2653 \text{ m}$$

$$y_b := 1.9347 \text{ m}$$

### **Strekk i underkant**

#### **Brumodell 1:**

$$P_{f1.bm1} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm1.12}}{I_{bm1}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm1}} - \frac{\left(\frac{M_{p12}}{kN}\right)}{I_{bm1}} \cdot y_b} \right) = 20468.141 \text{ kN}$$

$$P_{f2.bm1} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm1.23}}{I_{bm1}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm1}} - \frac{\left(\frac{M_{p23}}{kN}\right)}{I_{bm1}} \cdot y_b} \right) = 32195.714 \text{ kN}$$

$$P_{f3.bm1} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm1.34}}{I_{bm1}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm1}} - \frac{\left(\frac{M_{p34}}{kN}\right)}{I_{bm1}} \cdot y_b} \right) = 29456.807 \text{ kN}$$

$$P_{f4.bm1} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm1.45}}{I_{bm1}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm1}} - \frac{\left(\frac{M_{p45}}{kN}\right)}{I_{bm1}} \cdot y_b} \right) = 33099.179 \text{ kN}$$

$$P_{f5.bm1} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm1.56}}{I_{bm1}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm1}} - \frac{\left(\frac{M_{p56}}{kN}\right)}{I_{bm1}} \cdot y_b} \right) = 24366.824 \text{ kN}$$

## Brumodell 2:

$$P_{f1.bm2} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm2.12}}{I_{bm2}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm2}} - \frac{\left(\frac{M_{p12}}{kN}\right)}{I_{bm2}} \cdot y_b} \right) = 16813.105 \text{ kN}$$

$$P_{f2.bm2} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm2.23}}{I_{bm2}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm2}} - \frac{\left(\frac{M_{p23}}{kN}\right)}{I_{bm2}} \cdot y_b} \right) = 24447.803 \text{ kN}$$

$$P_{f3.bm2} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm2.34}}{I_{bm2}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm2}} - \frac{\left(\frac{M_{p34}}{kN}\right)}{I_{bm2}} \cdot y_b} \right) = 21853.848 \text{ kN}$$

$$P_{f4.bm2} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm2.45}}{I_{bm2}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm2}} - \frac{\left(\frac{M_{p45}}{kN}\right)}{I_{bm2}} \cdot y_b} \right) = 24672.887 \text{ kN}$$

$$P_{f5.bm2} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm2.56}}{I_{bm2}} \cdot y_b}{\frac{1}{A_{bm2}} - \frac{\left(\frac{M_{p56}}{kN}\right)}{I_{bm2}} \cdot y_b} \right) = 18128.88 \text{ kN}$$

## Strekk i overkant

## Brumodell 1:

$$P_{s2.bm1} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm1.2}}{I_{bm1}} \cdot y_t}{\frac{1}{A_{bm1}} - \frac{\left(\frac{M_{p.23}}{kN}\right)}{I_{bm1}} \cdot y_t} \right) = 26345.622 \text{ kN}$$

$$P_{s3.bm1} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm1.3} \cdot y_t}{I_{bm1}}}{\frac{1}{A_{bm1}} - \frac{\left( \frac{M_{p.34}}{kN} \right)}{I_{bm1}} \cdot y_t} \right) = 30234.04 \text{ kN}$$

$$P_{s4.bm1} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm1.4} \cdot y_t}{I_{bm1}}}{\frac{1}{A_{bm1}} - \frac{\left( \frac{M_{p.45}}{kN} \right)}{I_{bm1}} \cdot y_t} \right) = 29381.584 \text{ kN}$$

$$P_{s5.bm1} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm1.5} \cdot y_t}{I_{bm1}}}{\frac{1}{A_{bm1}} - \frac{\left( \frac{M_{p.56}}{kN} \right)}{I_{bm1}} \cdot y_t} \right) = 26216.571 \text{ kN}$$

## Brumodell 2:

$$P_{s2.bm2} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm2.2} \cdot y_t}{I_{bm2}}}{\frac{1}{A_{bm2}} - \frac{\left( \frac{M_{p.23}}{kN} \right)}{I_{bm2}} \cdot y_t} \right) = 16989.201 \text{ kN}$$

$$P_{s3.bm2} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm2.3} \cdot y_t}{I_{bm2}}}{\frac{1}{A_{bm2}} - \frac{\left( \frac{M_{p.34}}{kN} \right)}{I_{bm2}} \cdot y_t} \right) = 19679.931 \text{ kN}$$

$$P_{s4.bm2} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm2.4} \cdot y_t}{I_{bm2}}}{\frac{1}{A_{bm2}} - \frac{\left( \frac{M_{p.45}}{kN} \right)}{I_{bm2}} \cdot y_t} \right) = 19354.881 \text{ kN}$$

$$P_{s5.bm2} := \left( \frac{f_{ctm} - \frac{M_{bm2.5} \cdot y_t}{I_{bm2}}}{\frac{1}{A_{bm2}} - \frac{\left( \frac{M_{p.56}}{kN} \right) \cdot y_t}{I_{bm2}}} \right) = 17074.105 \text{ kN}$$

### Største spennkraft:

#### Brumodell 1:

$$P_{maxfelt.bm1} := \max(P_{f1.bm1}, P_{f2.bm1}, P_{f3.bm1}, P_{f4.bm1}, P_{f5.bm1}) = 33099.179 \text{ kN}$$

$$P_{maxstøtte.bm1} := \max(P_{s2.bm1}, P_{s3.bm1}, P_{s4.bm1}, P_{s5.bm1}) = 30234.04 \text{ kN}$$

$$P_{max.bm1} := \max(P_{maxfelt.bm1}, P_{maxstøtte.bm1}) = 33099.179 \text{ kN}$$

#### Brumodell 2:

$$P_{maxfelt.bm2} := \max(P_{f1.bm2}, P_{f2.bm2}, P_{f3.bm2}, P_{f4.bm2}, P_{f5.bm2}) = 24672.887 \text{ kN}$$

$$P_{maxstøtte.bm2} := \max(P_{s2.bm2}, P_{s3.bm2}, P_{s4.bm2}, P_{s5.bm2}) = 19679.931 \text{ kN}$$

$$P_{max.bm2} := \max(P_{maxfelt.bm2}, P_{maxstøtte.bm2}) = 24672.887 \text{ kN}$$

### Spennarmeringsbehov:

Største tillatte spenning i spennarmeringa:

$$f_{pk} := 1860 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk strekkfasthet}$$

$$f_{p0.1k} := 1640 \frac{N}{mm^2} \quad \text{Karakteristisk verdi av 0.1\% strekkgrensa}$$

$$\sigma_{p.max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \frac{N}{mm^2}$$

Tap av spennkraft:

$$\Delta P_{lås} := 0.15 \quad \text{Låsetap ved forankring}$$

$$\Delta P := 0.25 \quad \text{Totalt tap ved ferdigtilstand}$$

$$\delta P := \left( \frac{1 - \Delta P}{1 - \Delta P_{lås}} \right) = 0.882 \quad \text{Forhald}$$

### Brumodell 1:

$$P_s := P_{max.bm1} \quad \text{Spennkraft ved ferdigtilstand}$$

$$P_{jack} := \frac{P_s}{(1 - \Delta P)} = 44132.238 \text{ kN} \quad \text{Oppspenningskraft}$$

$$P_t := P_{jack} \cdot (1 - \Delta P_{lås}) = 37512.402 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft ved forankring}$$

Naudsynt spennarmeringsareal:

$$A_{p.nød} := \frac{P_{jack}}{\sigma_{p.max}} = 29899.89 \text{ mm}^2$$

$$A_{1tau} := 150 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal av 1 spenntau}$$

$$n := \frac{A_{p.nød}}{A_{1tau}} = 199.333 \quad \text{Antall spenntau}$$

Har antatt 19 spenntau i ein spennkabel:

$$\frac{n}{19} = 10.491 \quad \text{Antall spennkablur}$$

Velger 12 stk spennkablur pga symmetri, dvs 3 spennkablur i kvart steg (4 steg).

### Brumodell 2:

$$P_s := P_{max.bm2} = 24672.887 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft ved ferdigtilstand}$$

$$P_{jack} := \frac{P_s}{(1 - \Delta P)} = 32897.182 \text{ kN} \quad \text{Oppspenningskraft}$$

$$P_t := P_{jack} \cdot (1 - \Delta P_{lås}) = 27962.605 \text{ kN} \quad \text{Spennkraft ved forankring}$$

Naudsynt spennarmeringsareal:

$$A_{p.nød} := \frac{P_{jack}}{\sigma_{p.max}} = 22288.064 \text{ mm}^2$$

$$A_{1tau} := 150 \text{ mm}^2 \quad \text{Areal av 1 spenntau}$$



$$n := \frac{A_{p.nød}}{A_{1tau}} = 148.587$$

Antall spenntau

Har antatt 19 spenntau i ein spennkabel:

$$\frac{n}{19} = 7.82$$

Antall spennkablar

Velger 8 stk spennkablar pga symmetri, dvs 4 spennkablar i kvart steg.

### **Kommentar:**

Velger å gå vidare med dimensjonering av brumodell 2, ettersom det er eit større behov for spennarmeringsareal for brumodell 2 enn det er for brumodell 1.

**Spenningsbegrensing i bruksgrense****Tverrsnittsdata:**

$$A_c := 8.9125 \text{ m}^2$$

Tverrsnittsareal av  
1 brukasse

$$I_c := 12.6899 \text{ m}^4$$

Arealtreghetsmoment  
homogent tverrsnitt

$$H := 3.2 \text{ m}$$

Høgde brukasse

$$tpb := 1.9347 \text{ m}$$

Tyngdepunkt  
homogent tverrsnitt**Betongkvalitet B45:**

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

Strekkfasthet etter EK2,  
Tabell 3.1

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

Trykkfasthet etter EK2,  
Tabell 3.1

$$\sigma_{c.tillatt} := -0.60 \cdot f_{ck} = -27 \text{ MPa}$$

[EK2, pkt.7.2. (2)]

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

Sekantmodul

**Spennarmering:** (152 spenntau à 150 mm<sup>2</sup>)

$$A_p := 8 \cdot 19 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 0.023 \text{ m}^2$$

Tverrsnittsareal

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$$

Karakteristisk  
strekkfasthet

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$$

Karakteristisk verdi  
av 0.1% strekkrensa

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

E-modul

$$\sigma_{p.max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

Største tillatte spenning

$$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1394 \text{ MPa}$$

Spenning umiddelbart  
etter kraftoverføring:

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.417$$

### Eksentrisiteter:

$$e_2 := 1.0013 \text{ m}$$

Støtte

$$e_3 := 1.6807 \text{ m}$$

Felt

### Spennkraft:

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 33652.8 \text{ kN}$$

Maksimal spennkraft

$$P_{max} \leq 0.95 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p = 1$$

[EK2, pkt.5.10.2.1 (2)]

$$P_s := P_{max} \cdot 0.75 = 25239.6 \text{ kN}$$

Ved ferdigtilstand  
(service)

$$P_{m0} := A_p \cdot \sigma_{pm0} = 31783.2 \text{ kN}$$

Initielle  
forspenningskraft

$$P_t := P_{m0} = 31783.2 \text{ kN}$$

Etter forankring  
(transfer)

$$P_0 := P_{max} = 33652.8 \text{ kN}$$

Trykkraft på betongen

## Spenningsberegning ved urissa betong, Stadium 1:

Kontroller fyrst om tverrsnittet kan antas uopprisset.

### Transformert tverrsnitt:

$$A_t := A_c + (\eta - 1) \cdot A_p = 9.013 \text{ m}^2$$

### Tyngdepunktakse armert tverrsnitt frå tpb:

$$y_{felt} := \frac{(\eta - 1) A_p \cdot e_3}{A_t} = 0.019 \text{ m}$$

$$y_{støtte} := \frac{(\eta - 1) A_p \cdot e_2}{A_t} = 0.011 \text{ m}$$

### Arealtreghetsmoment armert tverrsnitt:

$$I_{t,felt} := I_c + A_c \cdot y_{felt}^2 + (\eta - 1) A_p \cdot (e_3 - y_{felt})^2 = 12.971 \text{ m}^4$$

$$I_{t,støtte} := I_c + A_c \cdot y_{støtte}^2 + (\eta - 1) A_p \cdot (e_2 - y_{støtte})^2 = 12.79 \text{ m}^4$$

### Aksialkraft og moment i tyngdepunkt armert tverrsnitt:

$$N := P_0 = 33652.8 \text{ kN}$$

$$M_{t.felt} := P_0 \cdot (e_3 - y_{felt}) = 55928.341 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{t.støtte} := P_0 \cdot (e_2 - y_{støtte}) = 33320.074 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Avstander frå overflater til tyngdepunkt tverrsnitt:

$$y_t := H - tpb = 1.265 \text{ m} \quad \text{Avstand til overflate overkant}$$

$$y_b := tpb = 1.935 \text{ m} \quad \text{Avstand til overflate underkant}$$

$$Z_{topp.felt} := \frac{I_{t.felt}}{(y_t + y_{felt})} = 10.102 \text{ m}^3 \quad \text{Elastisk motstandmoment}$$

$$Z_{bunn.felt} := \frac{I_{t.felt}}{(y_b - y_{felt})} = 6.77 \text{ m}^3 \quad \text{Elastisk motstandmoment}$$

$$Z_{topp.støtte} := \frac{I_{t.støtte}}{(y_t - y_{støtte})} = 10.198 \text{ m}^3 \quad \text{Elastisk motstandmoment}$$

$$Z_{bunn.støtte} := \frac{I_{t.støtte}}{(y_b + y_{støtte})} = 6.573 \text{ m}^3 \quad \text{Elastisk motstandmoment}$$

### Betongspenninger:

Felt:

$$\sigma_{c.felt.topp} := \frac{-N}{A_t} + \frac{M_{t.felt}}{Z_{topp.felt}} = 1.803 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{c.felt.bunn} := \frac{-N}{A_t} - \frac{M_{t.felt}}{Z_{bunn.felt}} = -11.995 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Støtte:

$$\sigma_{c.støtte.topp} := \frac{-N}{A_t} - \frac{M_{t.støtte}}{Z_{topp.støtte}} = -7.001 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{c.støtte.bunn} := \frac{-N}{A_t} + \frac{M_{t.støtte}}{Z_{bunn.støtte}} = 1.336 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

I høgde med spennarmeringa:

$$\sigma_{c.felt.t} := \frac{-N}{A_t} - \frac{N \cdot (e_3 - y_{felt})^2}{I_{t.felt}} = -10.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.støtte.t} := \frac{-N}{A_t} - \frac{N \cdot (e_2 - y_{støtte})^2}{I_{t.støtte}} = -6.313 \text{ MPa}$$

Strekkspenninga overskrider ikkje betongen sin strekkfasthet, og betongtverrsnittet kan antas som uopprissa.

## **Spenningskontroll ved forankring og ferdigtilstand**

### **Momenter frå CSi Bridge:**

**Etter forankring:** (kun med egenvekt av brukassa)

Feltmomenter:

$$M_{transfer.12} := 29712.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{transfer.23} := 28972.55 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{transfer.34} := 27790.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{transfer.45} := 28905.49 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{transfer.56} := 30710.18 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Støttemomenter:

$$M_{transfer.2} := 54200.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{transfer.3} := 58214.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{transfer.4} := 57479.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{transfer.5} := 55259.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### **Ved ferdigtilstand (kar):**

Feltmomenter:

$$M_{service.12} := 56350.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{service.23} := 60172.84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{service.34} := 58876.09 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{service.45} := 60497.36 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{service.56} := 58809.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Støttemomenter:

$$M_{service.2} := 86535.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{service.3} := 90845.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{service.4} := 89974.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{service.5} := 86777.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Ved ferdigtilstand (per):

Feltmomenter:

$$M_{per.12} := 43908.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{per.23} := 43650.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{per.34} := 42607.19 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{per.45} := 43807.73 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{per.56} := 45421.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Støttemomenter:

$$M_{per.2} := 72743.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{per.3} := 77369 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{per.4} := 76392.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{per.5} := 73281.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

## Spenningsbegrensning:

(forenkla er det nytta spenningsformel for eit homogent tverrsnitt)

Etter forankring er det kun bidrag frå eigenvekta og spennarmeringa.

$$\sigma_{transfer} := -0.6 \cdot f_{ck} = -27 \text{ MPa} \quad [\text{EK2, pkt.5.10.2.2 (5)}]$$

Ved ferdigtilstand er det verdier frå karakteristiske (kar) og permanente (per) lastkombinasjoner som blir kontrollert.

$$\sigma_{service.kar} := -0.60 \cdot f_{ck} = -27 \text{ MPa} \quad [\text{EK2, pkt.7.2. (2)}]$$

$$\sigma_{service.per} := -0.45 \cdot f_{ck} = -20.25 \text{ MPa} \quad [\text{EK2, pkt.7.2. (3)}]$$

**Spenninger etter forankring (transfer):**  
[negativ verdi=trykk, positiv verdi=strekk]

$$\sigma \geq 0.60 \cdot f_{ck} = -27 \text{ MPa}$$

$$Z_t := Z_{topp.felt} = 10.102 \text{ m}^3 \quad Z_b := Z_{bunn.felt} = 6.77 \text{ m}^3 \quad A := A_t$$

Felt 1-2:

$$\sigma_{topp.transfer.12} := \left( \frac{-P_t}{A} + \frac{P_t \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{transfer.12}}{Z_t} = -1.239 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.transfer.12} := \left( \frac{-P_t}{A} - \frac{P_t \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{transfer.12}}{Z_b} = -6.94 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 2-3:

$$\sigma_{topp.transfer.23} := \left( \frac{-P_t}{A} + \frac{P_t \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{transfer.23}}{Z_t} = -1.165 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.transfer.23} := \left( \frac{-P_t}{A} - \frac{P_t \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{transfer.23}}{Z_b} = -7.049 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 3-4:

$$\sigma_{topp.transfer.34} := \left( \frac{-P_t}{A} + \frac{P_t \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{transfer.34}}{Z_t} = -1.048 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.transfer.34} := \left( \frac{-P_t}{A} - \frac{P_t \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{transfer.34}}{Z_b} = -7.223 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 4-5:

$$\sigma_{topp.transfer.45} := \left( \frac{-P_t}{A} + \frac{P_t \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{transfer.45}}{Z_t} = -1.159 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.transfer.45} := \left( \frac{-P_t}{A} - \frac{P_t \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{transfer.45}}{Z_b} = -7.059 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 5-6:

$$\sigma_{topp.transfer.56} := \left( \frac{-P_t}{A} + \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_t} \right) - \frac{M_{transfer.56}}{Z_t} = -3.451 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.transfer.56} := \left( \frac{-P_t}{A} - \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_b} \right) + \frac{M_{transfer.56}}{Z_b} = -3.638 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$Z_t := Z_{topp.støtte} = 10.198 \text{ m}^3 \quad Z_b := Z_{bunn.støtte} = 6.573 \text{ m}^3$$

Støtte 2:

$$\sigma_{topp.transfer.2} := \left( \frac{-P_t}{A} - \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_t} \right) + \frac{M_{transfer.2}}{Z_t} = -1.297 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.transfer.2} := \left( \frac{-P_t}{A} + \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_b} \right) - \frac{M_{transfer.2}}{Z_b} = -6.985 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Støtte 3:

$$\sigma_{topp.transfer.3} := \left( \frac{-P_t}{A} - \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_t} \right) + \frac{M_{transfer.3}}{Z_t} = -0.904 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.transfer.3} := \left( \frac{-P_t}{A} + \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_b} \right) - \frac{M_{transfer.3}}{Z_b} = -7.596 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Støtte 4:

$$\sigma_{topp.transfer.4} := \left( \frac{-P_t}{A} - \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_t} \right) + \frac{M_{transfer.4}}{Z_t} = -0.976 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.transfer.4} := \left( \frac{-P_t}{A} + \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_b} \right) - \frac{M_{transfer.4}}{Z_b} = -7.484 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Støtte 5:

$$\sigma_{topp.transfer.5} := \left( \frac{-P_t}{A} - \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_t} \right) + \frac{M_{transfer.5}}{Z_t} = -1.193 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.transfer.5} := \left( \frac{-P_t}{A} + \frac{P_t \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_b} \right) - \frac{M_{transfer.5}}{Z_b} = -7.146 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

**Spenninger ved ferdigtilstand (kar):**  $\sigma \geq 0.60 \cdot f_{ck} = -27 \text{ MPa}$

$$Z_t := Z_{topp.felt} = 10.102 \text{ m}^3 \quad Z_b := Z_{bunn.felt} = 6.77 \text{ m}^3$$

Felt 1-2:

$$\sigma_{topp.service.12} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{service.12}}{Z_t} = -4.226 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.service.12} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{service.12}}{Z_b} = -0.673 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 2-3:

$$\sigma_{topp.service.23} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{service.23}}{Z_t} = -4.605 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.service.23} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{service.23}}{Z_b} = -0.108 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$



Felt 3-4:

$$\sigma_{topp.service.34} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{service.34}}{Z_t} = -4.476 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.service.34} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{service.34}}{Z_b} = -0.3 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 4-5:

$$\sigma_{topp.service.45} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{service.45}}{Z_t} = -4.637 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.service.45} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{service.45}}{Z_b} = -0.06 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 5-6:

$$\sigma_{topp.service.56} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{service.56}}{Z_t} = -4.47 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.service.56} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{service.56}}{Z_b} = -0.309 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$Z_t := Z_{topp.st\oette} = 10.198 \text{ m}^3 \quad Z_b := Z_{bunn.st\oette} = 6.573 \text{ m}^3 \quad f_{ctm} = 3.8 \text{ MPa}$$

St\oette 2:

$$\sigma_{topp.service.2} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_t} \right) + \frac{M_{service.2}}{Z_t} = 3.235 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.service.2} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_b} \right) - \frac{M_{service.2}}{Z_b} = -12.164 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

St\oette 3:

$$\sigma_{topp.service.3} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_t} \right) + \frac{M_{service.3}}{Z_t} = 3.657 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.service.3} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_b} \right) - \frac{M_{service.3}}{Z_b} = -12.82 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Støtte 4:

$$\sigma_{topp.service.4} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_t} \right) + \frac{M_{service.4}}{Z_t} = 3.572 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.service.4} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_b} \right) - \frac{M_{service.4}}{Z_b} = -12.687 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Støtte 5:

$$\sigma_{topp.service.5} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_t} \right) + \frac{M_{service.5}}{Z_t} = 3.258 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.service.5} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_b} \right) - \frac{M_{service.5}}{Z_b} = -12.201 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

**Spenninger ved ferdigtilstand (per):**  $\sigma \geq 0.45 \cdot f_{ck} = -20.25 \frac{N}{mm^2}$

$$Z_t := Z_{topp.felt} = 10.102 \text{ m}^3 \quad Z_b := Z_{bunn.felt} = 6.77 \text{ m}^3$$

Felt 1-2:

$$\sigma_{topp.per.12} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{per.12}}{Z_t} = -2.995 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.per.12} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{per.12}}{Z_b} = -2.51 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 2-3:

$$\sigma_{topp.per.23} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{per.23}}{Z_t} = -2.969 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.per.23} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{per.23}}{Z_b} = -2.549 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 3-4:

$$\sigma_{topp.per.34} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{per.34}}{Z_t} = -2.866 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.per.34} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{per.34}}{Z_b} = -2.703 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 4-5:

$$\sigma_{topp.per.45} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{per.45}}{Z_t} = -2.985 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.per.45} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{per.45}}{Z_b} = -2.525 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Felt 5-6:

$$\sigma_{topp.per.56} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_t} \right) - \frac{M_{per.56}}{Z_t} = -3.144 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.per.56} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_3 - y_{felt})}{Z_b} \right) + \frac{M_{per.56}}{Z_b} = -2.287 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$Z_t := Z_{topp.st\oette} = 10.198 \text{ m}^3 \quad Z_b := Z_{bunn.st\oette} = 6.573 \text{ m}^3$$

St\oette 2:

$$\sigma_{topp.per.2} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_t} \right) + \frac{M_{per.2}}{Z_t} = 1.882 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.per.2} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_b} \right) - \frac{M_{per.2}}{Z_b} = -10.066 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

St\oette 3:

$$\sigma_{topp.per.3} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_t} \right) + \frac{M_{per.3}}{Z_t} = 2.336 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.per.3} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_b} \right) - \frac{M_{per.3}}{Z_b} = -10.769 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

St\oette 4:

$$\sigma_{topp.per.4} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_t} \right) + \frac{M_{per.4}}{Z_t} = 2.24 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.per.4} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{st\oette})}{Z_b} \right) - \frac{M_{per.4}}{Z_b} = -10.621 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Støtte 5:

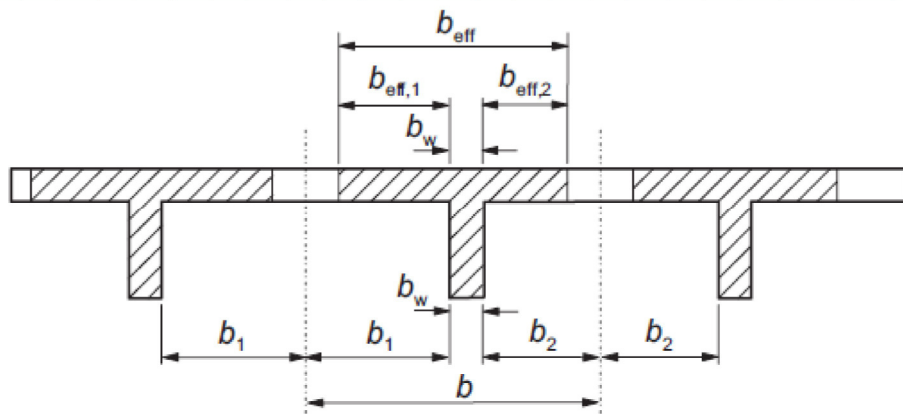
$$\sigma_{topp.per.5} := \left( \frac{-P_s}{A} - \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_t} \right) + \frac{M_{per.5}}{Z_t} = 1.935 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

$$\sigma_{bottom.per.5} := \left( \frac{-P_s}{A} + \frac{P_s \cdot (e_2 - y_{støtte})}{Z_b} \right) - \frac{M_{per.5}}{Z_b} = -10.148 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

Bør vurdere å legge inn ekstra slakkarmering for å ta opp strekkrefter i betongen over støtter.

**Effektiv flensbredde ut frå EK2, pkt.5.3.2.1:**

$l_1 := 43.55 \text{ m}$	Spennlengde endefelt
$l_2 := 54.3 \text{ m}$	Spennlengde midtfelt
$l_{01} := 0.85 \cdot l_1 = 37.018 \text{ m}$	
$l_{02} := 0.7 \cdot l_2 = 38.01 \text{ m}$	
$l_{0,felt} := \max(l_{01}, l_{02}) = 38.01 \text{ m}$	
$b_{topp} := 13 \text{ m}$	Breidde toppplate
$b_{botn} := 4.95 \text{ m}$	Breidde botnplate
$b_w := 0.6 \text{ m}$	Breidde 1 steg
$b_1 := 3.225 \text{ m}$	Breidde utstikkarflens
$b_2 := \frac{9.775 \text{ m}}{2} - b_w = 4.288 \text{ m}$	Breidde av halv toppplate minus $b_1$ .



Figur 5.3 i EK2.

$$b_{eff,1} := 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_{0,felt} \leq 0.2 \cdot l_{0,felt} = 1$$

$$b_{eff,1} := 0.2 \cdot b_1 + 0.1 \cdot l_{0,felt} = 4.446 \text{ m}$$

$$b_{eff,1} \leq b_1 = 0$$

$$b_{eff,1} := b_1 = 3.225 \text{ m}$$

$$b_{eff.2} := 0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_{0, felt} \leq 0.2 \cdot l_{0, felt} = 1$$

$$b_{eff.2} := 0.2 \cdot b_2 + 0.1 \cdot l_{0, felt} = 4.659 \text{ m}$$

$$b_{eff.2} \leq b_2 = 0$$

$$b_{eff.2} := b_2 = 4.288 \text{ m}$$

$$b_{eff} := b_{eff.1} + b_{eff.2} + b_w = 8.113 \text{ m}$$

Ved å slå saman to bjelkar, kan eg bruke heile breidda av topplata som effektiv.

$$b_{eff} := b_{topp} = 13 \text{ m} \quad (\text{i felt med positivt moment})$$

$$b_{eff} := b_{botn} = 4.95 \text{ m} \quad (\text{over opplegg med negativt moment})$$

**Kontroll trykkavlastning:****Tverrsnittsdata:**

$$A_c := 8.9125 \text{ m}^2 \quad \text{Tverrsnittsareal av 1 brukasse}$$

$$I_c := 12.6899 \text{ m}^4 \quad \text{Arealtreghetsmoment} \\ \text{homogent tverrsnitt}$$

$$A_{eff} := 7.1451 \text{ m}^2 \quad \text{Effektivt tverrsnittsareal}$$

$$I_{eff} := 9.8919 \text{ m}^4$$

$$H := 3.2 \text{ m} \quad \text{Høgde brukasse}$$

$$tpb := 1.6572 \text{ m} \quad \text{Tynngdepunkt} \\ \text{homogent tverrsnitt}$$

**Betongkvalitet B45:**

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa} \quad \text{Strekfasthet etter EK2,} \\ \text{Tabell 3.1}$$

$$f_{ck} := 45 \text{ MPa} \quad \text{Trykkfasthet etter EK2,} \\ \text{Tabell 3.1}$$

$$\sigma_{c.tillatt} := -0.60 \cdot f_{ck} = -27 \text{ MPa} \quad \text{[EK2, pkt.7.2. (2)]}$$

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

**Spennarmering:**

$$A_p := 8 \cdot 19 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 0.023 \text{ m}^2 \quad \text{Tverrsnittsareal}$$

$$f_{pk} := 1860 \text{ MPa} \quad \text{Karakteristisk} \\ \text{strekfasthet}$$

$$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa} \quad \text{Karakteristisk verdi} \\ \text{av 0.1\% strekkgrensa}$$

$$E_p := 195000 \text{ MPa} \quad \text{E-modul}$$

$$\sigma_{p,max} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, 0.9 \cdot f_{p0.1k}) = 1476 \text{ MPa} \quad \text{Største tillatte spenning}$$

$$\eta := \frac{E_p}{E_{cm}} = 5.417 \quad \text{Forhald E-modul}$$

### Eksentrisiteter:

$$e_2 := H - tpb - 0.264 \text{ m} = 1.279 \text{ m} \quad \text{Støtte}$$

### Spennkraft:

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 33652.8 \text{ kN} \quad \text{Maksimal spennkraft}$$

$$P_{max} \leq 0.95 \cdot f_{p0.1k} \cdot A_p = 1 \quad \text{[EK2, pkt.5.10.2.1 (2)]}$$

$$P_0 := P_{max} = 33652.8 \text{ kN} \quad \text{Trykkraft på betongen}$$

### Transformert tverrsnitt:

$$A_t := A_{eff} + (\eta - 1) \cdot A_p = 7.246 \text{ m}^2$$

### Tyngdepunktakse armert tverrsnitt frå tpb:

$$y_{støtte} := \frac{(\eta - 1) A_p \cdot e_2}{A_t} = 0.018 \text{ m}$$

### Arealtreghetsmoment armert tverrsnitt:

$$I_{t.støtte} := I_{eff} + A_{eff} \cdot y_{støtte}^2 + (\eta - 1) A_p \cdot (e_2 - y_{støtte})^2 = 10.054 \text{ m}^4$$

### Aksialkraft og moment i tyngdepunkt armert tverrsnitt:

$$N := P_0 = 33652.8 \text{ kN}$$

$$M_{t.støtte} := P_0 \cdot (e_2 - y_{støtte}) = 42437.11 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{CSi.ofte} := 80898.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

### Avstander frå overflater til tyngdepunkt tverrsnitt:

$$y_t := H - tpb = 1.543 \text{ m} \quad \text{Avstand til overflate overkant}$$

$$y_b := tpb = 1.657 \text{ m} \quad \text{Avstand til overflate underkant}$$



### Motstandsmoment:

$$Z_{topp.støtte} := \frac{I_{t.støtte}}{(y_t - y_{støtte})} = 6.593 \text{ m}^3$$

$$Z_{bunn.støtte} := \frac{I_{t.støtte}}{(y_b + y_{støtte})} = 6.003 \text{ m}^3$$

### Betongspenninger:

Støtte:

$$\sigma_{c.støtte.topp} := \frac{-N}{A_t} - \frac{M_{t.støtte}}{Z_{topp.støtte}} + \frac{M_{CSi.ofte}}{Z_{topp.støtte}} = 1.189 \text{ MPa} \quad \text{IKKJE OK!}$$

$$\sigma_{c.støtte.bunn} := \frac{-N}{A_t} + \frac{M_{t.støtte}}{Z_{bunn.støtte}} - \frac{M_{CSi.ofte}}{Z_{bunn.støtte}} = -11.052 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

I høgde med spennarmeringa:

$$\sigma_{c.støtte.t} := \frac{-N}{A_t} - \frac{N \cdot (e_2 - y_{støtte})^2}{I_{t.støtte}} + \frac{M_{CSi.ofte}}{I_{t.støtte}} \cdot (e_2 - y_{støtte}) = 0.179 \text{ MPa}$$

Det er strekkspenningar i ytterste fiber i overkant tverrsnitt ved opplegg, i tillegg til at kravet om trykkavlasting ikkje er tilfredsstillt for kabelgruppa.

Vel å auke antall spenntau per spennkabel frå 19 til 22, og kontrollerar på nytt.

$$A_p := 8 \cdot 22 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 0.026 \text{ m}^2 \quad \text{Nytt spennarmeringsareal}$$

$$A_t := A_{eff} + (\eta - 1) \cdot A_p = 7.262 \text{ m}^2 \quad \text{Nytt transformert tverrsnittsareal}$$

$$y_{støtte} := \frac{(\eta - 1) A_p \cdot e_2}{A_t} = 0.021 \text{ m} \quad \text{Ny avstand frå tpb til tp.}$$

Nytt arealtregningsmoment:

$$I_{t.støtte} := I_{eff} + A_{eff} \cdot y_{støtte}^2 + (\eta - 1) A_p \cdot (e_2 - y_{støtte})^2 = 10.08 \text{ m}^4$$

Ny oppspenningskraft:

$$P_{max} := A_p \cdot \sigma_{p,max} = 38966.4 \text{ kN} \quad e_2 - y_{støtte} = 1.258 \text{ m}$$

$$P_0 := P_{max}$$

$$N := P_0 = 38966.4 \text{ kN}$$

Nytt moment i tpb:

$$M_{t.støtte} := P_0 \cdot (e_2 - y_{støtte}) = 49030.116 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Z_{topp.støtte} := \frac{I_{t.støtte}}{(y_t - y_{støtte})} = 6.621 \text{ m}^3$$

$$Z_{bunn.støtte} := \frac{I_{t.støtte}}{(y_b + y_{støtte})} = 6.008 \text{ m}^3$$

**Betongspenninger:**

Støtte:

$$\sigma_{c.støtte.topp} := \frac{-N}{A_t} - \frac{M_{t.støtte}}{Z_{topp.støtte}} + \frac{M_{CSi.ofte}}{Z_{topp.støtte}} = -0.553 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c.støtte.bunn} := \frac{-N}{A_t} + \frac{M_{t.støtte}}{Z_{bunn.støtte}} - \frac{M_{CSi.ofte}}{Z_{bunn.støtte}} = -10.67 \text{ MPa}$$

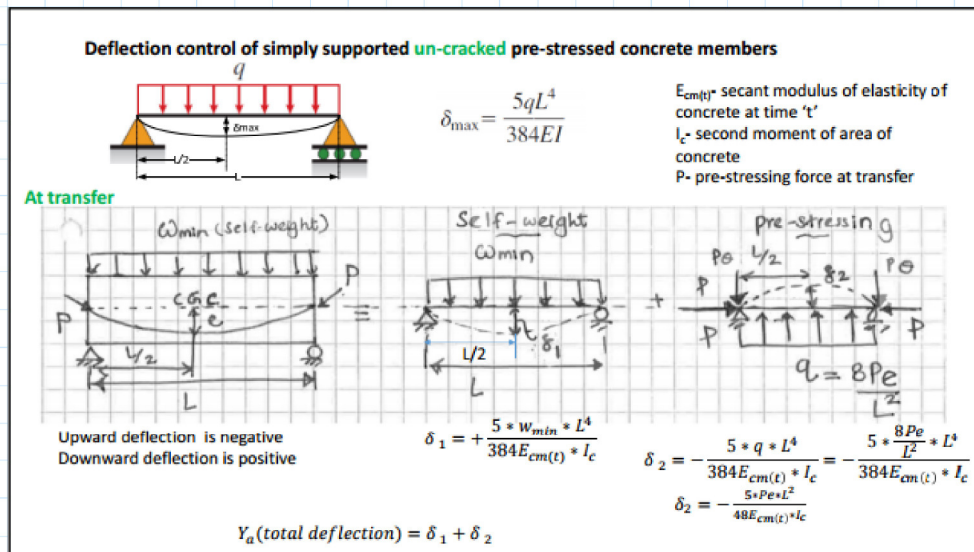
I høgde med spennarmeringa:

$$\sigma_{c.støtte.t} := \frac{-N}{A_t} - \frac{N \cdot (e_2 - y_{støtte})^2}{I_{t.støtte}} + \frac{M_{CSi.ofte}}{I_{t.støtte}} \cdot (e_2 - y_{støtte}) = -1.388 \text{ MPa}$$

**Heile tverrsnittet har no trykktøyningar.**

**Går vidare med 8 spennkablør à 22 spenntau!**

## Nedbøyningskontroll



### Input:

$$A_c := 8.9125 \text{ m}^2$$

Tverrsnittsareal av  
1 brukasse

$$w_{\min} := 25.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot A_c = 227.269 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Eigenvekt av 1 brukasse

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

Sekantmodul

$$I_c := 12.6899 \text{ m}^4$$

Arealregnhetsmoment  
homogent tverrsnitt

### Krav:

Endespenn:  $L := 43.55 \text{ m}$

$$\delta_{krav1} := \frac{L}{350} = 124.429 \text{ mm}$$

Krav frå Hb-N400, pkt.3.6.1

$$\delta_{krav2} := \frac{L}{250} = 174.2 \text{ mm}$$

Krav frå EK2, pkt.7.4.1 (4)

Midtspenn:  $L := 54.3 \text{ m}$

$$\delta_{krav1} := \frac{L}{350} = 155.143 \text{ mm}$$

Krav frå Hb-N400, pkt.3.6.1

$$\delta_{krav2} := \frac{L}{250} = 217.2 \text{ mm}$$

Krav frå EK2, pkt.7.4.1 (4)

### Kontroll:

Endespenn:  $L_1 := 43.55 \text{ m}$

$$\delta_1 := \frac{5 \cdot w_{min} \cdot L_1^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_c} = 23.301 \text{ mm}$$

Fritt-opplagt bjelke

$$\delta_2 := \frac{2 \cdot w_{min} \cdot L_1^4}{369 \cdot E_{cm} \cdot I_c} = 9.699 \text{ mm}$$

Einsidig innspent bjelke

$$\delta_{CSi.dead} := 11.36 \text{ mm}$$

Eigenlast CSiBridge

$$\delta_{CSi.per} := 16.83 \text{ mm}$$

Permanent last CSiBridge

$$\delta_{CSi.kar} := 21.61 \text{ mm}$$

Karakteristisk last CSiBridge

Midtspenn:  $L_3 := 54.3 \text{ m}$

$$\delta_1 := \frac{5 \cdot w_{min} \cdot L_3^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_c} = 56.314 \text{ mm}$$

Fritt-opplagt bjelke

$$\delta_2 := \frac{1 \cdot w_{min} \cdot L_3^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_c} = 11.263 \text{ mm}$$

Tosidig innspent bjelke

$$\delta_{CSi} := 14.88 \text{ mm}$$

Eigenlast CSiBridge

$$\delta_{CSi.per} := 22.85 \text{ mm}$$

Permanent last CSiBridge

$$\delta_{CSi.kar} := 28.99 \text{ mm}$$

Karakteristisk last CSiBridge

Kontroll oppbøyning:

$$P_{jack} := 38966.4 \text{ kN}$$

$$P_s := P_{jack} \cdot 0.75 = 29224.8 \text{ kN}$$

$$e_{felt} := 1.6807 \text{ m}$$

$$q_1 := \frac{8 \cdot P_s \cdot e_{felt}}{L_1^2} = 207.184 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_2 := \frac{8 \cdot P_s \cdot e_{felt}}{L_3^2} = 133.27 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Endespenn:  $L_1 := 43.55 \text{ m}$

$$\delta_1 := \frac{-5 \cdot q_1 \cdot L_1^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_c} = -21.242 \text{ mm}$$

Fritt-oplagt bjelke

$$\delta_2 := \frac{-2 \cdot q_1 \cdot L_1^4}{369 \cdot E_{cm} \cdot I_c} = -8.842 \text{ mm}$$

Einsidig innspent bjelke

$$\delta_{CSi} := -12.5 \text{ mm}$$

Midtspenn:  $L_3 := 54.3 \text{ m}$

$$\delta_1 := \frac{-5 \cdot q_2 \cdot L_3^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_c} = -33.022 \text{ mm}$$

Fritt-oplagt bjelke

$$\delta_2 := \frac{-1 \cdot q_2 \cdot L_3^4}{384 \cdot E_{cm} \cdot I_c} = -6.604 \text{ mm}$$

Tosidig innspent bjelke

$$\delta_{CSi} := -10.7 \text{ mm}$$

**Kapasitetskontroll bøyemoment (ULS)****Momenter:**

$$M_{Ed.felt} := 76511 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dim. feltmoment

$$M_{Ed.støtte} := 116030 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dim. støttemoment

$$M_{Ed.red.støtte} := 105000 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

[ut frå EK2, pkt.5.3.2.2(3)]

**Tverrsnittsdata:**

$$H := 3.2 \text{ m}$$

Høgde brukassetverrsnitt

$$b_{eff} := 13 \text{ m}$$

Effektiv breidde topp tv.snitt

$$b_{botn} := 4.95 \text{ m}$$

Effektiv breidde botn tv.snitt

$$t_{topp} := 0.25 \text{ m}$$

Konservativ tjukkelse topplate

$$t_{botn} := 0.35 \text{ m}$$

Tjukkelse bunnplate

$$tpb := 1.9347 \text{ m}$$

Tyngdepunkt brukassetverrsnitt

$$A_p := 8 \cdot 22 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 0.026 \text{ m}^2$$

Tv.snittsareal spennarmering

$$a_{v.OK} := 0.264 \text{ m}$$

Avstand til senter kabelgruppe frå OK.

$$a_{v.UK} := 0.254 \text{ m}$$

Avstand til senter kabelgruppe frå UK.

$$C_{nom.UK} := 95 \text{ mm}$$

$$d_{felt} := H - a_{v.UK} = 2.946 \text{ m}$$

Effektiv tverrsnittshøgde

$$d_{støtte} := H - a_{v.OK} = 2.936 \text{ m}$$

Effektiv tverrsnittshøgde

**Materialdata:**

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

Kar. trykkfasthet betong

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor betong

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

Reduksjonsfaktor

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

Dimensjonerande  
betongtrykkfasthet

$f_{pk} := 1860 \text{ MPa}$	Karakteristisk strekkfasthet
$f_{p0.1k} := 1640 \text{ MPa}$	Karakteristisk verdi av 0.1% strekkgrensa
$\gamma_s := 1.15$	Materialfaktor spennstål
$f_{pd} := \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} = 1426.087 \text{ MPa}$	Dimensjonerende strekkfasthet
$E_p := 195000 \text{ MPa}$	E-modul
$\sigma_{pm0} := \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0.1k}) = 1394 \text{ MPa}$	Spenning umiddelbart etter kraftoverføring
$\varepsilon_{p0} := \frac{\sigma_{pm0}}{E_p} = 0.007$	Initiell tøyingsdifferanse

Antar 15% reduksjon i spennkraft pga kryp, svinn og relaksasjon

$\Delta\varepsilon_{tap} := 0.15 \cdot \varepsilon_{p0} = 0.001$	Tøyningstap
$\varepsilon'_{p0} := \varepsilon_{p0} - \Delta\varepsilon_{tap} = 0.006$	Effektiv tøyingsdifferanse
$\varepsilon_{cu} := 0.0035$	Tøyingsgrense for trykk i betong
$\alpha_b := \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{pd}}{E_p} - \varepsilon'_{p0} + \varepsilon_{cu}} = 0.739$	Trykksonehøgdefaktor

### Momentkapasitet i feltmidte:

$A_{pb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{eff} \cdot d_{felt} = 0.405 \text{ m}^2$	Balansert spennarmeringsareal
$A_p \leq A_{pb} = 1$ (underarmert)	Tverrsnittet er underarmert!
$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d_{felt}} = 0.048$	Riktig trykksonehøgdefaktor
$T_c := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b_{eff} \cdot d_{felt} = 37648.696 \text{ kN}$	Betongtrykkresultant
$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d_{felt} = 2.889 \text{ m}$	Indre momentarm
$z_{max} := \min(0.9 \cdot d_{felt}, z) = 2.651 \text{ m}$	Indre momentarm

$$M_{Rd.felt} := T_c \cdot z_{max} = 99821.752 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet trykksone

$$d_{felt} = 2.946 \text{ m}$$

$$\text{Krav: } \delta := \frac{M_{Ed.felt}}{M_{Rd.felt}} = 0.766 \quad \delta \leq 1 = 1 \quad \text{OK!}$$

Momentkapasiteten til trykksone i feltmidte er god nok.

### Momentkapasitet over opplegg:

$$A_{pb} := 0.8 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{pd}} \cdot \alpha_b \cdot b_{botn} \cdot d_{støtte} = 0.154 \text{ m}^2$$

Balansert spennarmerings-areal

$$A_p \leq A_{pb} = 1 \quad (\text{underarmert})$$

Tverrsnittet er underarmert!

$$\alpha := \frac{f_{pd} \cdot A_p}{0.8 \cdot f_{cd} \cdot b_{botn} \cdot d_{støtte}} = 0.127$$

Riktig trykksonehøgdefaktor

$$T_c := 0.8 \cdot f_{cd} \cdot \alpha \cdot b_{botn} \cdot d_{støtte} = 37648.696 \text{ kN}$$

Betongtrykkresultant

$$z := (1 - 0.4 \cdot \alpha) \cdot d_{støtte} = 2.787 \text{ m}$$

Indre momentarm

$$z_{max} := \min(0.9 \cdot d_{støtte}, z) = 2.642 \text{ m}$$

Indre momentarm

$$M_{Rd.støtte} := T_c \cdot z_{max} = 99482.913 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Momentkapasitet trykksone

$$\text{Krav: } \delta := \frac{M_{Ed.red.støtte}}{M_{Rd.støtte}} = 1.055 \quad \delta \leq 1 = 0 \quad \text{IKKJE OK!}$$

Kan auke kapasiteten ved å tilleggsarmere med slakkarmering eller ved å auke spennarmeringsarealet.

### Slakkarmering:

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s := 1.15$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.783 \text{ MPa}$$



$$A_s' := \frac{M_{Ed.red.støtte} - M_{Rd.støtte}}{f_{yd} \cdot (d_{støtte} - C_{nom.UK})} = 4466.49 \text{ mm}^2$$

$$A_{\emptyset 25} := \pi \cdot \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 490.874 \text{ mm}^2$$

$$n := \frac{A_s'}{A_{\emptyset 25}} = 9.099$$

Legger dette bidraget til i utrekning av lengdearmoring for torsjon.

**Kapasitetskontroll skjærkraft ut frå EK2 og EK2-2, pkt.6.2**

$V_{Ed} := 12864 \text{ kN}$	Dimensjonerande skjærkraft ved opplegg.
$V_{Ed.red} := 12000 \text{ kN}$	Dimensjonerande redusert skjærkraft i avstand $d$ frå teoretisk opplegg.
$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$	Betongen sin karakteristiske trykkfasthet
$\gamma_c := 1.5$	Materialfaktor betong
$\alpha_{ct} := 0.85$	Reduksjonsfaktor betong
$f_{cd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$	Dimensjonerande betongtrykkfasthet
$f_{ctk0.05} := 2.7 \text{ MPa}$	5%-fraktil av aksialstrekkfastheta for betong
$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$	Dimensjonerande betongstrekkfasthet
$P_s := 29224.8 \text{ kN}$	Spennkraft ved ferdigtilstand
$N_{Ed} := P_s$	Dimensjonerande aksialkraft
$A_c := 8.9125 \text{ m}^2$	Tverrsnittsareal betong
$\sigma_{cp} := \frac{N_{Ed}}{A_c} = 3.2791 \text{ MPa}$	Betongtrykkspenning
<b>Krav:</b> $\sigma_{cp} \leq 0.2 \cdot f_{cd} = 1$ <b>OK!</b>	(1 = OK!) (0 = IKKJE OK!)

## Punkt 6.2.2 - Konstruksjonsdeler utan berekningsmessig behov for skjærarmering

$$d_{\text{middel}} := \frac{2946 \text{ mm} + 2936 \text{ mm}}{2} = 2941 \text{ mm}$$

Midlere effektiv tverrsnittshøgde

$$k := 1 + \sqrt{\frac{200 \text{ mm}}{d_{\text{middel}}}} = 1.2608$$

**Krav:**  $k \leq 2.0 = 1$  **OK!**

$$k_1 := 0.15 \quad [\text{trykk}]$$

Faktorer ut frå EK2, pkt.NA.6.2.2(1)

$$k_2 := 0.18$$

$$C_{Rd.c} := \frac{k_2}{\gamma_c} = 0.12$$

$$A_p := 8 \cdot 22 \cdot 150 \text{ mm}^2 = 26400 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal spennarmering

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

Breidde av eit steg

$$b := 2 \cdot b_w$$

Breidde av to steg

$$\rho_l := \frac{A_p}{b \cdot d_{\text{middel}}} = 0.0075$$

Forhold

**Krav:**  $\rho_l \leq 0.2 = 1$  **OK!**

Dimensjonerande kapasitet for skjærkraft ut frå likn.(6.2.a):

$$V_{Rd.c1} := \left( C_{Rd.c} \cdot k \cdot \left( 100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} + \left( k_1 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{\text{MPa}} \right) \right) \cdot (b \cdot d_{\text{middel}}) \cdot \text{MPa} = 3459.8987 \text{ kN}$$

Minsteverdi ut frå likn.(6.2.b):

$$V_{\text{min}} := \left( 0.0035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot \left( \frac{f_{ck}}{\text{MPa}} \right)^{\frac{1}{2}} \right) = 0.0332$$

$$V_{Rd.c2} := \left( V_{\text{min}} + \left( k_1 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{\text{MPa}} \right) \right) \cdot (b \cdot d_{\text{middel}}) \cdot \text{MPa} = 1853.1819 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.c} := \max(V_{Rd.c1}, V_{Rd.c2}) = 3459.8987 \text{ kN}$$

Dim. skjærstrekkapasitet

**Krav:**  $V_{Rd.c} \geq V_{Ed.red} = 0$

**IKKJE OK!**

Må skjærarmere tverrsnittet!

**Kontrollerer om dimensjonerende skjærkraft er mindre eller lik skjærtrykkapasiteten til betongen ut frå EK2, likn.(6.5):**

$$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot b \cdot d_{middel} \cdot 0.6 \cdot \left(1 - \frac{45}{250}\right) \cdot f_{cd} = 1$$

**OK!**

### Punkt 6.2.3 - Konstruksjonar med beregningsmessig behov for skjærarmoring

$$\sigma_t := \sigma_{cp}$$

Aksialstrekk

$$f_{ctk0.05} = 2.7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t \leq f_{ctk0.05} = 0$$

$$1 \leq \cot\theta \leq 2.5$$

[(NA.6.7.aN)]

$$\sigma_t \geq f_{ctk0.05} = 1$$

$$1 \leq \cot\theta \leq 1.25$$

[(NA.6.7.bN)]

$$f_{ck} \leq 60 \text{ MPa} = 1$$

$$v_1 := 0.6$$

[(NA.6.10.aN)]

$$0 \leq \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd} = 1$$

$$\alpha_{cw} := \left(1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) = 1.1286$$

[(NA.6.11.aN)]

$$\theta_{max} := 45^\circ$$

$$\theta_{min} := 38.66^\circ$$

Vinkel av trykkstav

$$n_{max} := \tan(\theta_{max}) + \cot(\theta_{max}) = 2$$

Grenseverdi

$$n_{min} := \tan(\theta_{min}) + \cot(\theta_{min}) = 2.05$$

Grenseverdi

$$z := 0.9 \cdot d_{middel} = 2.6469 \text{ m}$$

Innvendig momentarm

$$b_{w.nom} := b_w - 1.2 \cdot (2 \cdot 110 \text{ mm}) = 0.336 \text{ m}$$

Nominell stegtjukkelse ut frå EK2, likn.(6.17)

$$b_{nom} := 2 \cdot b_{w.nom} = 672 \text{ mm}$$

2 steg

### Skjærtrykkapasitet ut frå EK2, likn.(6.9):

$$V_{Rd.max.1} := \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_{nom} \cdot z \cdot \frac{1}{n_{max}} = 15356.9499 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max.1.25} := \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_{nom} \cdot z \cdot \frac{1}{n_{min}} = 14982.4127 \text{ kN}$$

$$V_{Rd.max.steg} := \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot b_{w.nom} \cdot z \cdot \frac{1}{n_{min}} = 7491.2064 \text{ kN}$$

Skjærtrykkapasitet  
per steg

$$V_{Rd.max} := \min(V_{Rd.max.1}, V_{Rd.max.1.25}) = 14982.4127 \text{ kN}$$

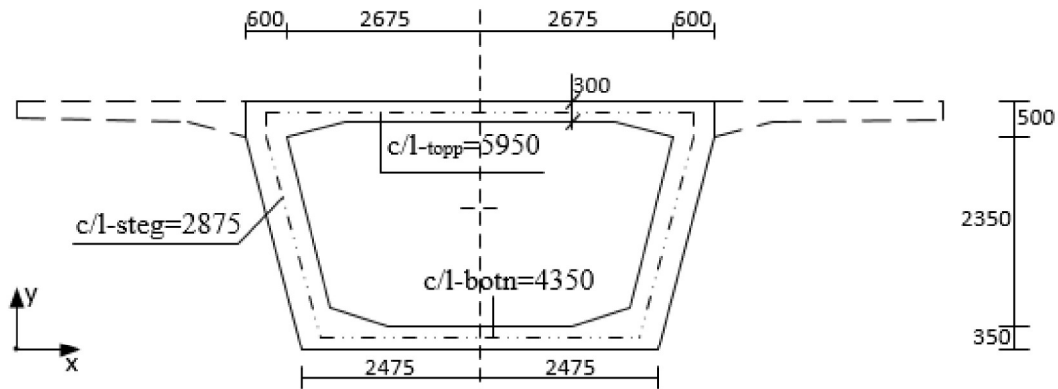
Total  
skjærtrykkapasitet

**Krav:**  $V_{Rd.max} \geq V_{Ed.red} = 1$  **OK!**

## Kapasitetskontroll torsjon ut frå EK2 og EK2-2, pkt.6.3

$$T_{Ed} := 7130 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Dim. torsjonsmoment



$$H := 3.2 \text{ m}$$

Høgde tv.sniit

$$t_{topp} := 0.3 \text{ m}$$

Tjukkelse toppplate

$$t_{botn} := 0.35 \text{ m}$$

Tjukkelse botnplate

$$b_{botn} := 4.95 \text{ m}$$

Breidd botn tv.sniitt

$$cl_{botn} := 4.35 \text{ m}$$

Senterlinje botn tv.sniitt

$$b_{topp} := 6.55 \text{ m}$$

Breidde topp tv.sniitt

$$cl_{topp} := 5.95 \text{ m}$$

Senterlinje topp tv.sniitt

$$b_{steg} := 0.6 \text{ m}$$

Breidde 1 steg

$$l_{steg} := 3.3 \text{ m}$$

Ytre lengde av steg

$$cl_{steg} := 2.875 \text{ m}$$

Senterlinje steg

$$A_{tot} := H \cdot b_{topp} - H \cdot 0.8 \text{ m} = 18.4 \text{ m}^2$$

Totale areal av tv.sniitt

$$u := b_{topp} + b_{botn} + 2 \cdot l_{steg} = 18.1 \text{ m}$$

Ytre omkrets tv.sniitt

$$a_{v.OK} := 0.264 \text{ m}$$

Avstand frå overflate til senter spennarmering

$$\tau_{ef.i} := \frac{A_{tot}}{u} = 1.0166 \text{ m} \quad \tau_{ef.i} \geq 2 \cdot a_{v.OK} = 1$$

Effektiv veggtykkelse

$$t_{ef} := \min(\tau_{ef.i}, t_{topp}) = 0.3 \text{ m}$$

Øvre grense

$$A_k := A_{tot} - b_{topp} \cdot \frac{t_{topp}}{2} - b_{botn} \cdot \frac{t_{botn}}{2} - 2 \cdot (l_{steg} - t_{topp} - t_{botn}) \cdot \frac{b_{steg}}{2}$$

$$A_k = 14.9613 \text{ m}^2$$

Areal omslutta av senterlinje av tv.snittsdelar.

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

Kar. trykkfasthet betong

$$\gamma_c := 1.5$$

Materialfaktor betong

$$\alpha_{ct} := 0.85$$

Reduksjonsfaktor betong

$$f_{cd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 25.5 \text{ MPa}$$

Dim. trykkfasthet betong

$$f_{ctk0.05} := 2.7 \text{ MPa}$$

5%-fraktil av aksialtrekkfastheta for betong

$$f_{ctd} := \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk0.05}}{\gamma_c} = 1.53 \text{ MPa}$$

Dimensjonerande betongtrekkfasthet

Riss-torsjonsmoment ut frå EK2, likn.(6.26):

$$T_{Rd.c} := 2 \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot f_{ctd} = 13734.4275 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

**Krav:**

$$T_{Rd.c} \geq T_{Ed} = 1$$

**OK!**

**Dimensjonerande torsjonkapasitet ut frå EK2, likn.(6.30):**

$$v := 0.6 \cdot \left( 1 - \frac{45}{250} \right) = 0.492$$

Fasthetsreduksjonsfaktor ut frå EK2, likn.(6.6N)

$$T_{Rd.max} := 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t_{ef} \cdot \sin(\theta_{min}) \cdot \cos(\theta_{min})$$

$$T_{Rd.max} = 62002.3188 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Dim. kapasitet for torsjon

**Krav:**

$$T_{Rd.max} \geq T_{Ed} = 1$$

**OK!**

## Kontrollerer kombinert kapasitet for konstruksjonsdel utsatt for torsjon og skjærkraft, ut frå EK2, likn.(6.29):

Dim. torsjonsmoment med tilhøyrande skjærkraft frå lastkombinasjon [3-2] i ULS.

$$T_{Ed.max} := T_{Ed}$$

$$V_{Rd.max} = 14982.4127 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.2} := 12477 \text{ kN}$$

$$\text{Krav: } \frac{T_{Ed.max}}{T_{Rd.max}} + \frac{V_{Ed.2}}{V_{Rd.max}} = 0.9478 \quad (0.9478 \leq 1.0)$$

**OK!**

Dim. skjærkraft med tilhøyrande torsjonsmoment frå lastkombinasjon [1-1] i ULS.

$$V_{Ed.max} := V_{Ed.red}$$

$$T_{Ed.2} := 5817 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Krav: } \frac{T_{Ed.2}}{T_{Rd.max}} + \frac{V_{Ed.max}}{V_{Rd.max}} = 0.8948 \quad (0.8948 \leq 1.0)$$

**OK!**

Betongtrykkstaven har tilstrekkeleg kapasitet til å motstå torsjon og skjærkraft!

## Skjær- og torsjonsarmering:

Antar at halve dimensjonerande skjærkraft går ned i kvart steg. Eit steg vil få tillegg frå torsjon, det andre steget vil få reduksjon.

Torsjonskjærspenning i tverrsnittet ut frå EK2, pkt.6.3.2:

$$\tau_{t.max} := \frac{T_{Ed.max}}{2 \cdot A_k \cdot t_{ef}} = 0.7943 \text{ MPa}$$

Skjærkraft pga torsjon:

$$V_{Ed.steg} := \tau_{t.max} \cdot cl_{steg} \cdot t_{ef} = 685.0614 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.topp} := \tau_{t.max} \cdot cl_{topp} \cdot t_{ef} = 1417.7793 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.botn} := \tau_{t.max} \cdot cl_{botn} \cdot t_{ef} = 1036.5277 \text{ kN}$$

$$V_{Ed.dim} := \frac{V_{Ed.red}}{2} + V_{Ed.steg} = 6685.0614 \text{ kN}$$

Dim. skjærkraft i kvart steg



**Skjærstrekkapasitet ut frå EK2, likn.(6.8):**

$$z = 2.6469 \text{ m}$$

$$A_{sw} := 2 \cdot \pi \cdot \left( \frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 628.3185 \text{ mm}^2$$

Tverrsnittsareal  
skjærarmering

$$f_{ywd} := 434 \text{ MPa}$$

Dim. flytegrense  
skjærarmering

$$s_{steg} := \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta_{min})}{V_{Ed.dim}} = 134.9611 \text{ mm}$$

Senteravstand  
lengderetning, steg

$$s_{topp} := \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta_{min})}{V_{Ed.topp}} = 636.3639 \text{ mm}$$

Senteravstand  
lengderetning, topplate

$$s_{botn} := \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(\theta_{min})}{V_{Ed.botn}} = 870.4288 \text{ mm}$$

Senteravstand  
lengderetning, botnplate

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

Kar. flytegrense armering

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

Kar. trykkfasthet betong

$$\rho_{w.min} := 0.1 \cdot \frac{\sqrt{45}}{500} = 0.0013$$

[(NA.9.5N)]

Kontroll av minste senteravstand:

$$s_{min1} := \frac{A_{sw}}{\rho_{w.min} \cdot b_w} = 780.535 \text{ mm}$$

[(9.4)]

$$s_{min2} := \frac{u}{8} = 2262.5 \text{ mm}$$

Kontroll av største senteravstand:

$$s_{max} := 0.6 \cdot d_{middel} \cdot (1 + \cot(90^\circ)) = 1764.6 \text{ mm}$$

[(NA.9.6N)]

**Endeleg senteravstand over opplegg:**

$$s_{steg} := \min(s_{steg}, s_{min1}, s_{min2}, s_{max}) = 134.9611 \text{ mm} \quad s_{steg} := 125 \text{ mm}$$

$$s_{topp} := \min(s_{topp}, s_{min1}, s_{min2}, s_{max}) = 636.3639 \text{ mm} \quad s_{topp} := 625 \text{ mm}$$

$$s_{botn} := \min(s_{botn}, s_{min1}, s_{min2}, s_{max}) = 780.535 \text{ mm} \quad s_{botn} := 750 \text{ mm}$$

1 bøyle Ø20 i kvart steg, med c/c 125 mm over opplegg, ca 9 meter ut frå opplegg til kvar side.

1 bøyle Ø20 i topplate, med c/c 625 mm og 1 bøyle Ø20 i botnplate, med c/c 750 mm over heile brulengda.

### Endeleg senteravstand i felt:

$$V_{Ed.felt} := 4000 \text{ kN} \quad V_{Ed.dim} := \frac{V_{Ed.felt}}{2} + V_{Ed.steg}$$

$$s := \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot(45^\circ)}{V_{Ed.dim}} = 268.8146 \text{ mm}$$

$$s := 250 \text{ mm}$$

1 bøyte Ø20 i kvart steg, med c/c 250 mm i felt, minus 9 meter ut frå opplegg.

### Naudsynt tv.snittsareal for lengdearmering for torsjon ut frå EK2, likn.(6.28):

$$u_k := 2 \left( l_{steg} - \frac{t_{topp}}{2} - \frac{t_{botn}}{2} \right) + (b_{topp} - b_{steg}) + (b_{botn} - b_{steg})$$

$$u_k = 16.25 \text{ m}$$

Omkrets av arealet  $A_k$

$$T_{Ed} = 7130 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.15} = 434.7826 \text{ MPa}$$

Dim. flytegrense armering

$$\Sigma A_{sl} := \frac{T_{Ed}}{2 \cdot A_k} \cdot \frac{\cot(\theta_{min}) \cdot u_k}{f_{yd}} = 11132.1715 \text{ mm}^2$$

Naudsynt tv.snittsareal lengdearmering

$$A_{\emptyset 25} := \pi \cdot \left( \frac{25 \text{ mm}}{2} \right)^2 = 490.8739 \text{ mm}^2$$

Tv.snittsareal Ø25 armering

$$n := \frac{\Sigma A_{sl}}{A_{\emptyset 25}} = 22.6783 \quad n := 23$$

Antall naudsynt armeringsjern

Senteravstand av lengdearmering:

$$s := \frac{u_k}{n} = 706.5217 \text{ mm}$$

Ut frå EK2, pkt.9.2.3(4), så skal lengdearmeringsjern vert ordna med minst ei stang i kvart hjørne, og dei øvrige fordelt jamt rundt den innvendig omkretsen av bøyane med ein avstand ikkje større enn 350 mm.

$$s_{max} := 350 \text{ mm} \quad n := \frac{u_k}{s_{max}} = 46.4286 \quad n := 47$$

$$n_{topp} := \frac{b_{topp} - 2 \cdot 75 \text{ mm}}{s_{max}} = 18.2857 \quad n_{topp} := 18$$

$$n_{botn} := \frac{cl_{botn}}{s_{max}} = 12.4286$$

$$n_{botn} := 13$$

$$n_{steg} := \frac{cl_{steg}}{s_{max}} = 8.2143$$

$$n_{steg} := 8$$

Håndbok N400 pkt.7.8.7, gjev at senteravstand for slakkarmering ikkje skal vere større enn 200 mm.

$$s_{max} := 200 \text{ mm}$$

$$A_s' := 4459 \text{ mm}^2$$

Tilleggsarmering frå bøyemoment

$$n := \frac{A_s'}{A_{\emptyset 25}} = 9.0838 \quad n := 9$$

$$s_{topp} := \frac{cl_{topp}}{n_{topp} + n} = 220.3704 \text{ mm} \quad s_{topp} := 200 \text{ mm}$$

$$s_{botn} := \frac{b_{botn} - 2 \cdot 75 \text{ mm}}{n_{botn} + n} = 218.1818 \text{ mm} \quad s_{botn} := 200 \text{ mm}$$

Vel å nytte senteravstand lik 200 mm for lengdearmering i utstikkarflensane.

$$L_{utstikkar} := 3.225 \text{ m}$$

$$n_{utstikkar} := \frac{L_{utstikkar} - 75 \text{ mm}}{s_{max}} = 15.75 \quad n_{utstikkar} := 16$$

Total slakkarmeringsareal for lengdearmering i topplata og botnplata.

$$A_{s,topp} := (n_{topp} + n + 2 \cdot n_{utstikkar}) \cdot A_{\emptyset 25} = 28961.5573 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,botn} := (n_{botn} + n) \cdot A_{\emptyset 25} = 10799.2247 \text{ mm}^2$$

Kontrollerar minimumsarmering ut frå EK2, pkt.9.2.1.1:

$$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} := 434 \text{ MPa}$$

$$b_{topp} := 13 \text{ m}$$

$$A_{s,min,topp} := 0.0013 \cdot b_{topp} \cdot d_{middel} = 49702.9 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min.botn} := 0.0013 \cdot b_{botn} \cdot d_{middel} = 18925.335 \text{ mm}^2$$

$$A_{s.min.topp} \leq A_{s.topp} = 0$$

$$A_{s.min.topp} \leq A_{s.botn} = 0$$

Minimumsarmering er dimensjonerende, bestemmer antall armeringsjern og senteravstand.

$$n_{topp} := \frac{A_{s.min.topp}}{A_{\emptyset 25}} = 101.2539$$

$$s_{topp} := \frac{b_{topp} - 2 \cdot 75 \text{ mm}}{n_{topp}} = 126.9087 \text{ mm} \quad s_{topp} := 125 \text{ mm}$$

$$n_{botn} := \frac{A_{s.min.botn}}{A_{\emptyset 25}} = 38.5544$$

$$s_{botn} := \frac{b_{botn} - 2 \cdot 75 \text{ mm}}{n_{botn}} = 124.4995 \text{ mm} \quad s_{botn} := 125 \text{ mm}$$

## Spennprofil fyrste byggjefase

$$L_{45} := 54.3 \text{ m}$$

$$L_{56} := 43.55 \text{ m}$$

$$L_{\text{utkrager}} := 10 \text{ m}$$

$$a := 0.1 \cdot L_{45} = 5.43 \text{ m}$$

$$c := 0.1 \cdot L_{56} = 4.355 \text{ m}$$

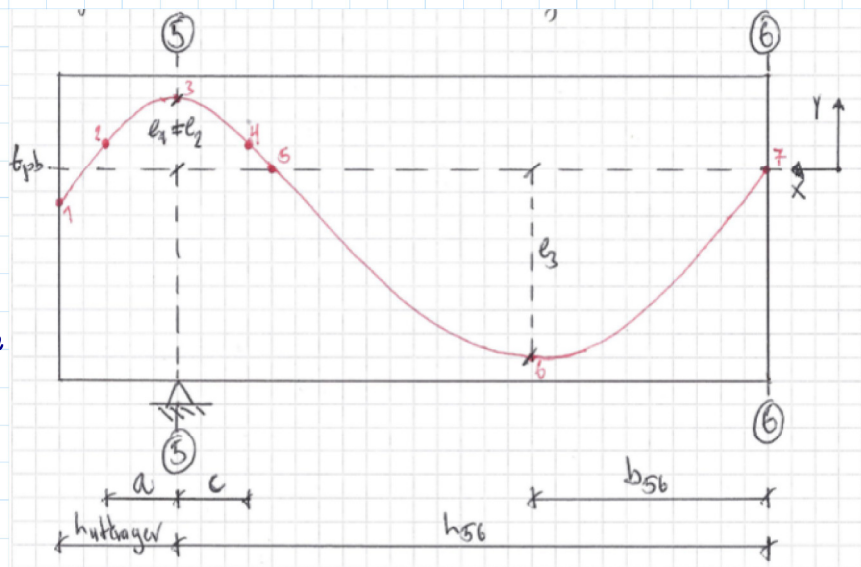
$$b_{56} := 18.235 \text{ m}$$

$$b_{45} := 27.15 \text{ m}$$

$$e_1 := 1.0013 \text{ m}$$

$$e_2 := e_1$$

$$e_3 := 1.6807 \text{ m}$$



### Avstander frå tpb til senterkablegruppe og stigningstall ut frå teori om realistisk spennprofil:

For punkt 1-3 er avstander i x-retning frå senter akse 5 og mot venstre!

$$\text{Punkt 1: } x_1 := 10 \text{ m} \quad y_1 := -e_3 + \frac{(e_1 + e_3)}{b_{45} \cdot (b_{45} - a)} (b_{45} - x_1)^2 = -0.343 \text{ m}$$

$$\text{slope}_1 := 2 \cdot \frac{(e_1 + e_3)}{b_{45} \cdot (b_{45} - a)} (b_{45} - x_1) = 0.156 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Punkt 2: } x_2 := a \quad y_2 := e_1 - \frac{(e_1 + e_3)}{b_{45} \cdot a} x_2^2 = 0.465 \text{ m}$$

$$\text{slope}_2 := 2 \cdot \frac{(e_1 + e_3)}{b_{45}} = 0.1976 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$\text{Punkt 3: } x_3 := 0 \text{ m} \quad y_3 := e_1 = 1.001 \text{ m}$$

$$\text{slope}_3 := 0$$

For punkt 4-7 er avstander i x-retning frå senter akse 6 og mot akse 5!

**Punkt 4:**  $x_4 := 39.195 \text{ m}$      $y_4 := e_2 - \frac{(e_2 + e_3)}{c \cdot (L_{56} - b_{56})} (L_{56} - x_4)^2 = 0.54 \text{ m}$

$$slope_4 := -2 \cdot \frac{(e_2 + e_3)}{c \cdot (L_{56} - b_{56})} (L_{56} - x_4) = -0.212 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

**Punkt 5:** x er ukjent, men y er kjent.

$$y_5 := 0 \qquad x_5 := 2 \cdot b_{56} = 36.47 \text{ m}$$

$$slope_5 := 2 \cdot e_3 \cdot \frac{(b_{56} - x_5)}{b_{56}^2} = -0.184 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

**Punkt 6:**  $x_6 := b_{56} = 18.235 \text{ m}$      $y_6 := -e_3 = -1.681 \text{ m}$

$$slope_6 := 0$$

**Punkt 7:**  $x_7 := 0 \text{ m}$      $y_7 := 0 \text{ m}$

$$slope_7 := 2 \cdot \frac{e_3}{b_{56}} = 0.184 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$