

Beregning og oppfølging av eksisterende bruer med betydelig skadeomfang

Torgeir Grimsmo

Knut Welle

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2017

Hovedveileder: Terje Kanstad, KT



Medveileder: Hans Stemland, SINTEF
Håvard Johansen, Statens Vegvesen
Thomas Reed, Statens Vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2017

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjoner	DATO: 8. juni 2017	ANTALL SIDER: 182
---------------------------------	--------------------	-------------------

TITTEL:	
Beregning og oppfølging av eksisterende bruer med betydelig skadeomfang	
Design and Assessment of Existing Bridges With Severe Damage	
UTFØRT AV:	
Torgeir Grimsmo Knut Welle	 

SAMMENDRAG:

I denne masteroppgaven er tilstanden og kapasiteten til Tjeldsunbrua i Troms blitt vurdert. Dette i forhold til de store skadene av alkalireaksjoner som brua lider av.

Alkalireaksjon i betong er en kjemisk prosess som går ut på at visse bergarter i tilslaget reagerer med alkalier i betongens sementpasta. Dette danner en alkali gel som utvider seg i kontakt med vann. Volumøkningen fører videre til opprissing av betongen, og tvangskrefter som konstruksjonen ikke er blitt dimensjonert for. Det er den vestre viadukten til Tjeldsunbrua som er blitt analysert i denne masteroppgaven. På viadukten er det blitt observert flere riss, både på søylene og bruoverbygget. Ing. Granberg AS utførte i oktober 2016 en 3D-skanning av viaduktsøylene, resultatene tyder på at overbygget har utvidet seg i lengderegning med en promille på 0,55. Dette gir et betydelig lastbidrag, som er blitt analysert med rammeprogrammet NovaFrame, i bruddgrensetilstand etter gammelt regelverk.

Resultatene viser at ASR-utviklingen har ført til en kapasitetsoverskridelse i flere snitt langs viadukten. Det er da momentkapasiteten i feltene og nullmomentpunktene som ikke er tilstrekkelig. Det er likevel ingen fare for trafikantene som benytter seg av brua, da det må en stor lastøkning til for at viadukten skal kollapse. Søylene har en sterkt redusert trykkfasthet på grunn av ASR-skadene. Det er blitt observert tydelige riss med delaminering og utfelling. Det vil likevel ikke være noe problem med kapasiteten, da søylene har en lav utnyttelsesgrad, beregnet etter prosjektert tilstand. Selv om viadukten er trygg i dag, vil alkalireaksjonene fortsette å øke. Dette vil skape et langvarig vedlikeholdsproblem med borthugging av betong. Det anbefales derfor å utføre forebyggende tiltak som bremser utvidelsesprosessen og reduserer skadene.

FAGLÆRER: Terje Kanstad

VEILEDER(E): Terje Kanstad, NTNU, Hans Stemland, SINTEF, Håvard Johansen, Statens Vegvesen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet i samarbeid med Statens Vegvesen og Instituttet for konstruksjonsteknikk, våren 2017. Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng, og avslutter våres femårige masterstudium på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet.

Motivasjonen for masteroppgaven, har vært å få skrive en oppgave med fokus på både prosjektering, og forskning på et relativt nytt tema. Vi er veldig fornøyd med å få skrive om en eksisterende hengebru, da vi begge har lite erfaring med slike konstruksjoner. Det å få jobbe med et reelt problem som må løses for staten, har gitt oss en ekstra motivasjon og ansvarsfølelse. Vi har begge fått en større forståelse for betongfaget, og hvordan skademekanismer kan påvirke betongkonstruksjoner. Vi har lært å modellere i NovaFrame, i tillegg til å benytte gammelt regelverk i forbindelse med prosjektering.

Vi ønsker takke vår hovedveileder Terje Kanstad, for meget god veiledning og høyt engasjement. Videre vil vi takke Hans Stemland for sin forskning og videreformidling av denne. Til slutt vil vi takke Statens Vegvesen for oppgaven, med et sterkt bidrag fra Håvard Johansen og Thomas Reed.

Trondheim, 4. juni 2017





Torgeir Grimsmo

Knut Welle

Sammen drag

I denne masteroppgaven er tilstanden og kapasiteten til Tjeldsundbrua i Troms blitt vurdert. Kapasiteten er vurdert i forhold til de store skadene av alkalireaksjoner, som brua lider av. Tjeldsundbrua er ei to-felts hengebru som knytter Hinnøya til fastlandet. Brua ble åpnet i 1967 og er en del av europavei 10. Den består av en østre- og vestre viadukt, som kombineres av ei hengebru. Overbygget består av to T-bjelker, som er støpt til sirkulære søylepar. Den totale lengden til brua er 1007 m.

Alkalireaksjon i betong er en kjemisk prosess som går ut på at visse bergarter i tilslaget reagerer med alkalier i betongens sementpasta. Dette danner en alkali gel som utvider seg i kontakt med vann. Volumøkningen fører videre til opprissing av betongen, og tvangskrefter som konstruksjonen ikke er blitt dimensjonert for.

Det er den vestre viadukten til Tjeldsundbrua som er blitt analysert i denne masteroppgaven. På viadukten er det blitt observert flere riss, både på søylene og bruoverbygget. Ing. Granberg AS utførte i oktober 2016 en 3D-skanning av viaduktsøylene, resultatene tyder på at overbygget har utvidet seg med en promille på 0,55. Dette gir et betydelig lastbidrag, som er blitt analysert med rammeprogrammet NovaFrame, i bruddgrensetilstand. Lastene er definert etter gammelt regelverk, med håndbok R412 som grunnlag. Dette med BK10/60 som modell for trafikklasten, som er en oppgradering fra dagens BK10/50 modell.

I likhet med lastene, så er kapasitetsberegningene også utført etter gammel modell. Dette med NS 3473 som grunnlag. Materialeegenskapene er basert på en B35 betong, med en langtids E-modul på $9766,4 \text{ N/mm}^2$.

Resultatene viser at ASR-utviklingen har ført til en kapasitetsoverskridelse i flere snitt langs viadukten. Det er da momentkapasiteten i feltene og nullmomentpunktene som ikke er tilstrekkelige. Forholdstallet mellom dimensjonerende moment og momentkapasitet, er estimert

opp til 1,07. Det er likevel ingen fare for trafikantene som benytter seg av brua, da det må en stor lastøkning til for at viadukten skal kollapse.

Søylene har en sterkt redusert trykkfasthet på grunn av ASR-skadene. Det er blitt observert tydelige riss med delaminering og utfelling. Søylene lider også av armeringskorrosjon ved fundamentene. Det vil likevel ikke være noe problem med kapasiteten, da søylene har en lav utnyttelsesgrad, beregnet etter prosjektert tilstand.

Selv om viadukten er trygg i dag, vil alkalireaksjonene fortsette å utvikle seg. Med mindre noe blir gjort, vil dette skape et langvarig vedlikeholdsproblem med borthugging av betong. Det anbefales derfor å gjøre forebyggende tiltak som bremser utvidelsesprosessen og reduserer skadene den forårsaker.

Abstract

In this master thesis, the condition and capacity of Tjeldsunbrua in Troms has been assessed. This is done because of the major damage caused by alkaline reactions in the concrete. Tjeldsunbrua is a two-field suspension bridge that connects Hinnøya to the mainland. The bridge was opened in 1967 and is part of E10 in the international E-road network. It consists of an eastern and western viaduct, which is combined by a suspension bridge. The overlay consists of two T-beams, which are molded to circular column pairs. The total length of the bridge is 1007 m.

Alkaline reaction in concrete is a chemical process that assumes that certain rocks in the aggregate react with alkalis in the concrete's cement paste. This forms an alkali gel that expands in contact with water. The increase in volume leads to the cracking of the concrete, and internal forces that the construction has not been dimensioned for.

It is the western viaduct of the bridge which has been analyzed in this masters thesis. On the viaduct, several cracks have been observed, both on the pillars and bridges. October 2016, Ing. Granberg AS performed a 3D scan of the viaduct columns, the results suggest that the overlay has expanded with a promille of 0,55. This gives a significant load contribution, which has been analyzed with the framework-program Nova-Frame, in ultimate limit state. The loads are defined according to old regulations, with manual R412 as the basis. This with the BK10/60 as a model for the traffic load, which is an upgrade from today's BK10/50 model.

Similar to the loads, the capacity calculations are also performed according to the old model. This with NS 3473 as a basis. The material properties are based on a B35 concrete, with a long-term E-module at $9766,4 \text{ N/mm}^2$.

The results indicates that the ASR development has led to a exceeded capacity. It is the momentum in the fields and the zero moment points that are insufficient. The ratio between the dimensional moment and moment capacity is estimated to be 1.07. There is no danger to traffic users using bridges, as there would have to be a huge increase in load for the viaduct to collapse.

The columns have a greatly reduced compressive strength due to the ASR damage. Large cracks has been observed with delamination and precipitation. The pillars also suffer from reinforcement corrosion at the foundations. However, there will be no problem with the capacity, as the columns have a very low utilization rate, calculated according to the projected state.

Although the viaduct is safe today, alkali reactions will continue to increase. Unless anything is done, this will create a perpetual maintenance problem with deterioration of the concrete. It is therefore recommended to take measures that slow down the expansion process and reduce the damage it causes.

Innhold

Forord	i
Sammendrag	iii
Abstract	v
1 Innledning	1
2 Om Tjeldsundbrua	2
2.1 Oppbygning og geometri	2
2.1.1 Statisk system	4
3 ASR og bestandighet i betong	5
3.1 Bestandighet i betong	5
3.2 Nedbrytingsmekanismer	6
3.2.1 Alkalireaksjoner	6
3.3 ASR-last	9
3.3.1 Lastvirkning fra alkaliereaksjoner	9
3.4 Regnemodeller for slakkarmerte bjelker eller plater . . .	10
3.4.1 Modell 2 & 3	12
3.4.2 Modell 2	12
3.4.3 Fysiske mekanismer	14
3.4.4 Kjemiske mekanismer	15
3.5 Tiltak og forebygging mot ASR	16
3.5.1 ASR i Norge	17
4 Tilstand og tidligere tiltak ved Tjeldsundbrua	18
4.1 Tidligere inspeksjoner	18
4.2 Skader og ekspansjonsforløp	19

4.2.1	Søyler	19
4.2.2	Overbygg	20
4.3	Beregnet utvidelse av overbygg	24
5	Laster	25
5.1	Klassifisering av laster	25
5.2	Egenlast	26
5.3	Trafikklast	27
5.4	Vindlast	28
5.5	Temperaturlast	32
5.6	Lastvirkning av ASR-utvidelse	36
5.7	Lastvirkning av ASR-krumning	37
5.7.1	Beregning av ASR-krumning	38
5.7.2	Krumning med stadium I bøyestivhet	41
5.7.3	Krumning med stadium II bøyestivhet	43
6	Kapasitet i bruddgrensetilstand	46
6.1	Lastkombinering	46
6.1.1	Totalt lastbilde for søyle og felt	48
6.2	Materialegenskaper	49
6.3	Momentkapasitet	50
6.3.1	Reduksjon av støttemoment	50
6.3.2	Momentomlagring	51
6.3.3	Hovedfelt	51
6.4	Øvrige snitt	57
6.5	Skjærkapasitet	60
6.5.1	Over støtte, akse 21	60
6.5.2	Felt, akse 21-22	62
6.5.3	Nullmoment-punkt, akse 21	64
6.5.4	Skjærkapasitet for øvrige snitt	66
6.6	Søylekapasitet	67
6.6.1	M-N-diagram	67
6.6.2	Kontroll av slankhet	71
7	Beregninger i NovaFrame	72
7.1	Oppsett	72
7.1.1	Om NovaFrame	72
7.1.2	Referanselinjer, noder og elementer	73

7.1.3	Tverrsnitt	74
7.2	Lastinnføring i NovaFrame	74
7.2.1	Egenlast	74
7.2.2	Trafikklast	75
7.2.3	Vindlast	76
7.2.4	Temperaturlast	77
7.2.5	ASR-utvidelse	77
7.2.6	ASR-krumning	78
7.3	Kontroll av laster benyttet i NovaFrame	80
7.3.1	Kontroll av egenlast	80
7.3.2	Kontroll av trafikklast	81
7.3.3	Kontroll av vindlast	83
7.3.4	Kontroll av ASR-utvidelse	84
7.3.5	Kontroll av ASR-krumning	85
8	Resultater fra NovaFrame	87
8.1	Moment, stadium I beregninger	87
8.1.1	Momentdiagram akse 21-22	91
8.1.2	Momentdiagram akse 17-18	94
8.1.3	Momentdiagram akse 10-11	97
8.2	Moment, stadium II beregninger	100
8.3	Skjærkrefter	101
8.3.1	Skjærdiagram akse 21-22	102
8.3.2	Skjærdiagram akse 17-18	103
8.3.3	Skjærdiagram akse 10-11	104
8.4	Søyler	105
8.4.1	Fritt-legeme diagram, akse 21	105
9	Resultater mot kapasitet	107
9.1	Moment stadium I	107
9.2	Skjærkrefter	110
9.3	Søyler	111
9.3.1	1.ordens moment	111
9.3.2	2.ordens moment	111
9.4	Momentomlagring og plastisk analyse	115
9.4.1	Alternativ 1: Flyt i feltarmering	115
9.4.2	Alternativ 2: Flyt i 0.momentpunkts-armering	118
9.5	Plastisk analyse for Tjeldsundbrua	120

9.5.1	Plastisk analyse, felt akse 19-20	121
10	Diskusjon	123
10.1	Bruoverbygget	123
10.1.1	Momentkapasitet	123
10.1.2	Stadium I mot stadium II	124
10.1.3	Lavere E-modul i bruplaten	125
10.1.4	Skjærkapasitet	126
10.2	Søylene	126
10.3	Forankringskassen som forbinder akse 17 og 18	127
10.4	Landkaret i akse 1	127
10.5	Feilkilder	128
10.6	Videre arbeid	130
11	Konklusjon	132
	Bibliografi	133
A	Vestre viadukt i oppriss, mål og forskyvninger.	136
B	Beregning av vindlast	139
C	Beregning av momentkapasitet i bruoverbygg	146
D	Beregning av søylekapasitet	156
E	ASR-krumning, stadium I og II, ulike snitt	164

Figurer

2.1	Tjeldsundbrua	2
2.2	Vestre viadukt	3
2.3	Søylepar	3
2.4	Statisk system, som prosjektert	4
3.1	Kjemiske komponenter for ASR	6
3.2	Kjemisk reaksjon	7
3.3	Ytre riss forårsaket av ekspansjon av silika-gel i betongen	8
3.4	Lastvirkning og tøyningstilstander i ensidig armert bjelke	11
3.5	Lastvirkning med mer ekspansjon i plata	13
3.6	Innføring av ekstra ekspansjon i plata	13
3.7	Skadeutsatte steder i Norge.[12]	17
4.1	Vertikalt søyleriss[11]	19
4.2	Riss i bjelken mellom akse 4 og 5[11]	20
4.3	Fase 1, tilstand før ASR	21
4.4	Fase 2, lukking av fuge i akse 9	21
4.5	Fase 3, nåværende tilstand	22
4.6	Kassepilar før ASR	22
4.7	Kassepilar etter ASR	23
4.8	Kassepilar mellom akse 17 og 18 - sett fra sør nær akse 18[11]	23
4.9	Statisk modell med ASR-utvidelse	24
5.1	Egenlast av T-bjelke	26
5.2	Vogntoglast BK10/60[14]	27
5.3	Vogntog i felt, plantegning	28
5.4	Koordinatsystem i forhold til overbygget	29
5.5	Høyde benyttet til referansearealet	31

5.6	Temperaturgradienter	34
5.7	Moment av søyleforskyvning	36
5.8	Moment av krumning	37
5.9	Fri ekspansjon	38
5.10	Armeringskrefter og armeringsmoment	38
5.11	Tøyningsbidrag av krefter	39
5.12	Tøyningsbidrag av moment	39
5.13	Tøyningsbidrag summert a)	40
5.14	Tøyningsbidrag summert b)	40
5.15	Slutttilstand	41
5.16	Stadium I, uopprisset, kun bøyning	42
5.17	Stadium II, opprisset, kun bøyning	43
5.18	Brubjelke i oppriss, betraktet ved søyle	44
6.1	Lastkombinasjon for moment i felt	48
6.2	Lastkombinasjon for moment over støtte	49
6.3	Reduksjon av støttemoment	50
6.4	T-tverrsnitt ved støtte, akse 21	52
6.5	T-tverrsnitt felt mellom akse 21 og 22	54
6.6	T-tverrsnitt nullmoment-punkt mellom akse 21 og 22	55
6.7	Illustrasjon over snittinndeling	57
6.8	Søyletverrsnitt	67
6.9	M-N-diagram	70
7.1	Statisk system, NovaFrame	73
7.2	Referanselinjer, noder og elementer i NovaFrame	73
7.3	Tverrsnitt fra NovaFrame.	74
7.4	Trafikklast etter BK10/60, HB238	75
7.5	V1, V2 og SW/0 til BK10/60	76
7.6	Virkelig forskyvning mot forskyvning i NovaFrame	77
7.7	Inndeling av stadium I krumning i NovaFrame	78
7.8	Inndeling av stadium II krumning i NovaFrame	79
7.9	Forenklet statisk system, akse 19-22	80
7.10	Trafikklast for feltmoment i Focus	81
7.11	Trafikklast for feltmoment i NovaFrame	81
7.12	Trafikklast for støttemoment i Focus	82
7.13	Trafikklast for støttemoment i NovaFrame	82
7.14	Forenklet statisk system, akse 19-22.	83

7.15	Forskyvning av akse 21.	84
7.16	Fritt opplagt bjelke med 4 frihetsgrader	85
7.17	Kombinert krumningsmoment	86
8.1	Snittinndeling for tabell 8.1, 8.2 og 8.3	88
8.2	Akse 19-22 Full ULS uten ASR	91
8.3	Akse 19-22 kun ASR-utvidelse	92
8.4	Akse 19-22 kun ASR-krumning	92
8.5	Akse 19-22 ASR-utvidelse og -krumning kombinert	93
8.6	Akse 19-22 Full ULS med ASR	93
8.7	Akse 16-19 Full ULS uten ASR	94
8.8	Akse 16-19 kun ASR-utvidelse	94
8.9	Akse 16-19 kun ASR-krumning	95
8.10	Akse 16-19 ASR-utvidelse og -krumning kombinert	95
8.11	Akse 16-19 Full ULS med ASR	96
8.12	Akse 9-12 Full ULS uten ASR	97
8.13	Akse 9-12 kun ASR-utvidelse	97
8.14	Akse 9-12 kun ASR-krumning	98
8.15	Akse 9-12 ASR-utvidelse og -krumning kombinert	98
8.16	Akse 9-12 Full ULS med ASR	99
8.17	Akse 19-22 Full ULS uten ASR	102
8.18	Akse 19-22 Full ULS med ASR	102
8.19	Akse 17-18 Full ULS uten ASR	103
8.20	Akse 17-18 Full ULS med ASR	103
8.21	Akse 10-11 Full ULS uten ASR	104
8.22	Akse 10-11 Full ULS med ASR	104
8.23	Akse 21 Full ULS uten ASR (N-V-M)	106
8.24	Akse 21 Full ULS med ASR (N-V-M)	106
9.1	Snittinndeling for tabell 9.1 og 9.2	107
9.2	Dimensjonerende aksial og- momentkrefter mot kapasitet i MN-diagram	114
9.3	Aktuelle modeller etter kapasitetsoverskridelse	115
9.4	Flyt i felt	116
9.5	Flyt i felt- og støtteamerling	117
9.6	Flyt i nullmomentpunkt	118
9.7	Flyt i nullmomentpunkter og felt	119
9.8	Akse 19-22, før og etter ASR	120

FIGURER

9.9	Lastmodell etter flyt i felt, akse 19-20	121
10.1	Landkaret i oppriss, før og etter ASR	127

Tabeller

5.1	Verdier på egenlasten	26
5.2	Dimensjonerende vindlaster på Tjeldsundbrua, $F_{w.x.y.z}$	28
5.3	Kombinasjoner av temperaturgradienter	35
5.4	2. Arealmoment og bøyestivhet	42
5.5	Stadium I krumning, akse 1-19	42
5.6	Stadium I krumning, akse 19-22	43
5.7	Bøyestivhet	44
5.8	Stadium II krumning, akse 1-19	45
5.9	Stadium II krumning, akse 19-22	45
6.1	Lastfaktorer	46
6.2	Materialegenskaper	49
6.3	Fordeling av armering i tverrsnitt	52
6.4	Fordeling av armering i tverrsnitt for felt mellom akse 21 og 22	53
6.5	Fordeling av armering i nullmoment-punkt mellom akse 21 og 22	56
6.6	Momentkapasitet, akse 1-12 [kNm]	58
6.7	Momentkapasitet, akse 12-22 [kNm]	59
6.8	Relevante parametere brukt i utregningene	60
6.9	Skjærkapasitet, for utvalgte snitt [kN]	66
6.10	Plassering av strekkarmering	68
7.1	Resultat av egenlastkontroll.	81
7.2	Resultat av trafikklastkontroll	82
7.3	Resultat av vindlastkontroll	83
7.4	Resultat av ASR-kontroll (forskyvning)	84
8.1	Dimensjonerende moment, stadium I, akse 1-12 [kNm] .	89

TABELLER

8.2	Dimensjonerende moment, stadium I, akse 12-22 [kNm]	90
8.3	Dimensjonerende moment, stadium II, akse 17-22 [kNm]	100
8.4	Dimensjonerende skjærkraft, for utvalgte snitt [kN]	101
8.5	Dominerende last for akse 21.	105
9.1	Dimensjonerende moment mot kapasitet, akse 1-12 [kNm]	108
9.2	Dimensjonerende moment mot kapasitet, akse 12-22 [kNm]	109
9.3	Dimensjonerende skjærkraft mot kapasitet, for utvalgte snitt [kN]	110
10.1	Dimensjonerende moment ULS, stadium I og II, akse 17-22 [kNm]	124

Kapittel 1

Innledning

Skademekanismen av alkalireaksjoner har vært kjent i Norge siden 1940-tallet. Dette viste seg ikke som et problem før på slutten av 1980-tallet, men reguleringstiltak for nye konstruksjoner ble ikke innført før etter 1996.[12] Det vil si at konstruksjoner som ble bygd før dette, fremdeles vil kunne utvikle slike skader. Med gamle armeringstegninger, reduserte materialeegenskaper, og komplekse lastvirkninger som har mye å si for betongens oppførsel, er det i dag svært vanskelig å analysere de konstruktive konsekvensene av slike skader. Tjeldsundbrua i Troms, er en av bruene som lider av alkalireaksjoner. Brua har tydelige skader i form av riss, forskyvninger og tvangskrefter.

I denne masteroppgaven er det lagt et høyt fokus på å benytte betongkunnskapene vi har opparbeidet oss igjennom studiet. Denne kunnskapen bruker vi til å skape en detaljert forståelse for hvordan alkalieraksjoner påvirker betongkonstruksjoner. På grunn av tidsbegrensninger, er det kun den vestre viadukten av brua som betraktes.

Det kan være nyttig å merke seg at kapittel 7 kun tar for seg fremgangsmåten i NovaFrame, og hvordan lastene implementeres og kontrolleres. Resultatene fra NovaFrame blir vist i sin helhet kapittel 8. I kapittel 9 blir resultatene sammenlignet med viaduktens kapasitet. Så vil dette diskuteres videre i kapittel 10.

I denne rapporten refereres det mye til viaduktens aksesystem. Det anbefales derfor å ha tillegg A lett tilgjengelig, ved gjennomgang av rapporten.

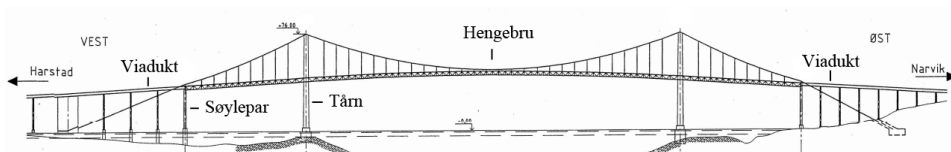
Kapittel 2

Om Tjeldsundbrua

Tjeldsundbra, bru nr. 19-0670, er ei hengebru som ble åpnet den 22. oktober 1967. Bruas hensikt var å skape en forbindelse mellom Hinnøya og fastlandet i Troms, for å erstatte Tjeldsundferga. Byggingen startet i 1956, hvor Statens Vegvesen sto som byggherre, med firmaet Eeg-Henriksen som hovedentreprenør. Brua har to kjørefelt og ligger på europavei 10, årsdøgnstrafikken ble i 2016 målt til 4739 kjøretøy.[18]

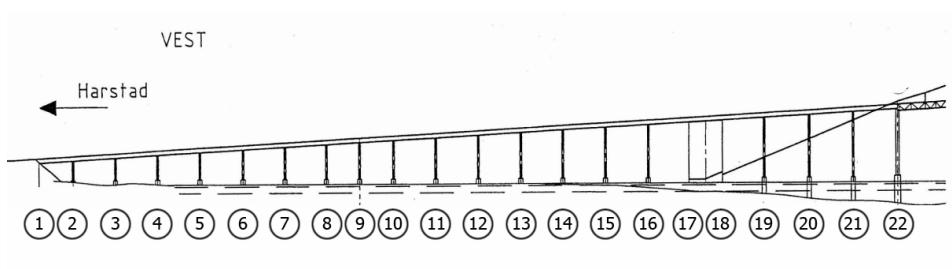
2.1 Oppbygning og geometri

Brua har en total lengde på 1007 *m*, som er delt opp i 32 spenn. Den består av ei hengebru som kombinerer en vestre og østre viadukt. Viaduktene er festet til hengebruen med bevegesfuger. Hengebruen henger i stålkabler som er festet til to 76 *m* høye betongtårn, avstanden mellom tårnene utgjør et hovedspenn på 290 *m*.

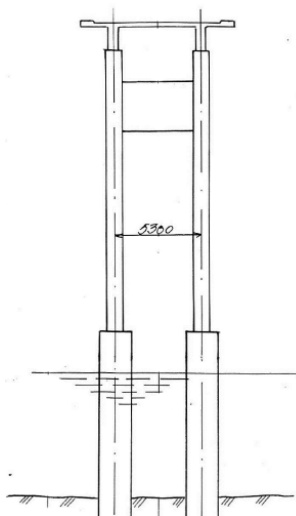


Figur 2.1: Tjeldsundbrua

Den vestre viadukten er delt opp i 22 akser, som har spenn på mellom 16 – 21 m. Akse 2-16 og 19-21 består av sirkulære betongsøyler i par, med en diameter fra 0,7 m til 1,1 m. Akse 1 er vestre landkar, som støpes monolittisk til overbygningen. Mellom akse 17 og 18 er det innført en rektangulær betongkasse, for forankring av hengebrukablene. Akse 22 er vestre kabelpilar, som har et vindkryss av betong mellom søylene. Bevegelsesfugene til den vestre viadukten er innført ved akse 9 og 22, i tillegg til et glidelager i akse 18. Ved alle aksene er det fundamentert direkte til fjell.



Figur 2.2: Vestre viadukt

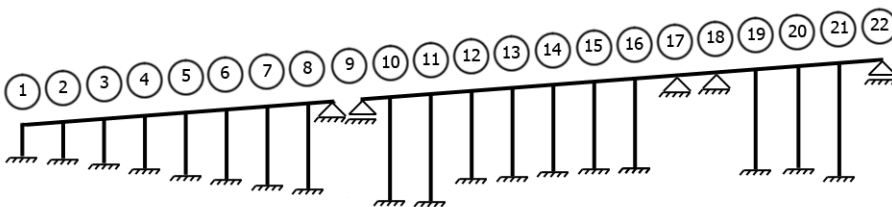


Figur 2.3: Søylepår

Overbygningen til den vestre viadukten er et plass-støpt bjelkeplatebrusystem, med to T-formede bjelkeprofiler. Slakkarmering er benyttet for hele overbygningen. Søylene er monolittisk støpt til bjelkene, som gir full momentoverføring mellom overbygningen og søylene, i både tverretning og lengderetning. Bjelkehøyden er tilnærmet lik $1,5\text{ m}$ for akse 1 til 17, fra akse 17 til 22 er høyden økt til $1,7\text{ m}$. Dette er målt fra nederste del av bjelken, til nederst ved fortauskanten. I dekket, viaduktsøyler, rigel og fundament benyttes betongkvalitet B350, med sementmengder på 450 kg/m^3 . B450 benyttes i pilarene til akse 23 og 24, mens B400 benyttes i kabeltårnene til akse 22 og 25.

2.1.1 Statisk system

Vestre viadukt kan deles opp i to systemer, som deles av akse 9. Dette kommer av at det er en fuge i akse 9, hvor det ikke overføres moment. Akse 1 modelleres som et rammehjørne, som fundamenteres som fast innspent, i likhet med resten av søylene. Betongkassen i akse 17 og 18 er uforskyvelig festet til overbygget. Det er igjen en fuge i akse 22, hvor viadukten er ferskyvelig, mens hengebrua er festet til kabelpilaren.



Figur 2.4: Statisk system, som prosjektert

Kapittel 3

ASR og bestandighet i betong

I dette kapittelet vil det bli gitt en oversikt over fundamentale betongegenskaper. I tillegg vil det bli gitt en grundig gjennomgang av alkaliereaksjoner på betongkonstruksjoner, ettersom hovedfokus for oppgaven er dette. Andre nedbrytingsmekanismer vil bli nevnt, men vil ikke ha like stort fokus.

3.1 Bestandighet i betong

Betongens evne til å motstå skader fra ytre påvirkninger bestemmes av dens bestandighet. Fram til 80-tallet var det antatt at betong var ett evigvarende materiale og trengte veldig lite oppfølging og restaurering. I dag vet vi at dette ikke er tilfellet. Flere konstruksjoner har de siste årene vist alvorlige skader og behov for etterberegning og oppfølging. Det er flere mulige årsaker for at betongkonstruksjoner får betydelige skader over årene. Felles for disse årsakene er manglende kunnskap og erfaring om betong gjennom en livssyklus.[19]

Bestanddelene i betong består av tilslag, sementpasta, tilsetningsstoffer og pozzolan. Tilslaget består av sand og pukk og utgjør ca. 70% av det totale volumet i en blanding. Sementpasta er en blanding av sement og vann, og er ca. 30% av det totale volumet. Masseforholdet mellom vann og sement utgjør v/c -tallet i betongen, som i stor grad påvirker bearbeideligheit og bestandighet. Det finnes mange typer tilsetningsstoff til ulike formål og situasjoner. I betongen utgjør det <5%

av massen til sementen, og forbedrer kvaliteten til betongen i fersk eller herdet tilstand uten å endre bearbeideligheten. Pozzolanene som blir brukt i Norge er silica-støv og flyveaske. Disse blir brukt i noe større proposisjoner en tilsetningsstoffene. Silica-støv utgjør normalt 10% av sementmassen.

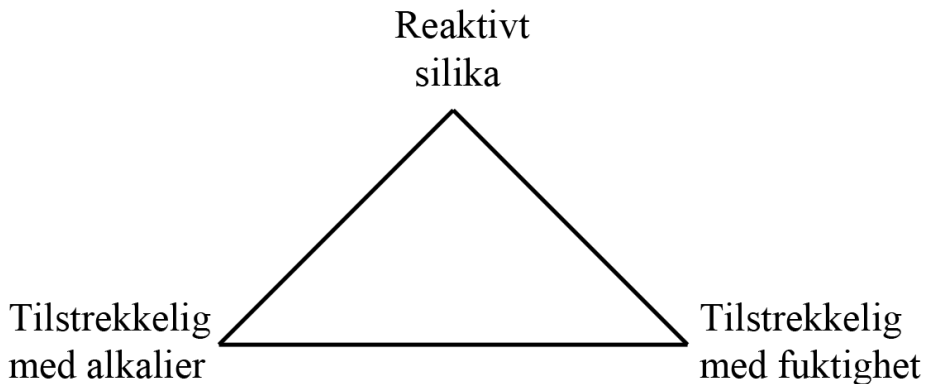
Når betongen størkner går den fra den ferske til den herdende fasen. Det oppstår en eksoterm reaksjon mellom sement, vann og mineral.

3.2 Nedbrytingsmekanismer

3.2.1 Alkalireaksjoner

Generelt

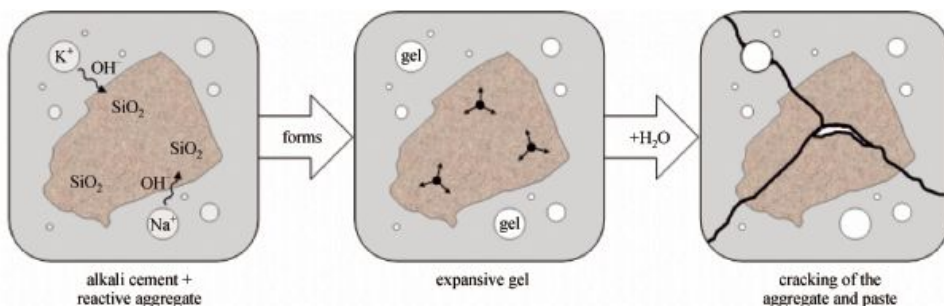
Alkali-tilslag reaksjoner, eller mer presist alkali-silika reaksjoner(ASR), i betong oppstår i tilfeller hvor tilslaget har tilstrekkelig mengde med kvarts(SiO_2), og porevannet er alkalisk(Na^+ , K^+). Alle bestanddelene som er vist i figuren under må være tilstede for at betongen ta skade av ASR.



Figur 3.1: Kjemiske komponenter for ASR

Reaksjonsprosess

Figuren under viser en enkel reaksjonsprosess for ASR. Alkali-ion i et basisk porevann reagerer med kvarts i tilslaget og danner en ekspansiv gel. Det er når gel-en reagerer med vann at den sveller opp. Dette fører til at det blir dannet spenninger i betongen og både pasta og tilslag bryter opp.



Figur 3.2: Kjemisk reaksjon

I Norge reagerer alkali-reaktivt tilslag relativt sakte på grunn av et kaldt klima. I tillegg har de fleste tilslagstyper i Norge en svak krystallstruktur som følge av mange geologiske omdannelsesprosesser. Det kan ta opptil 15 år før man ser effektene av ASR-skadene på konstruksjoner, avhengig av forholdene.

En av de viktigste parameterne for ASR er relativ fuktighet (RF). For å transportere alkalier og løse opp kvarts fra tilslaget må RF i porelufta være over ca. 80%. I tillegg vil den fysiske-kjemiske svelleprosessen utvikle seg svært langsom om RF er under 80%. Vannet kan tilføres konstruksjonen ved at det er høy RF i luften i omgivelsene, kapillærsug eller vanntrykk. Erfaring fra senere år tilsier at skadebelastningen øker betydelig når RF ligger mellom 95-100%. Med dagens klimaendringer og ekstremvær vil dette bli et økende problem i betongkonstruksjoner.

Skader

Videre viser figuren under et krakelert fundament ved Tjeldsundbrua, og et prøvestykke fra laboratoriet som viser hvordan gel-en ser ut om den får ekspandere fritt. Gel-en blir ofte referert til som ASR-marker. I første omgang virker krakeleringsriss som skjemmende på en betongkonstruksjon. Alkalireaksjonen vil imidlertid også føre til indre opprissing i betongtverrsnittet, i første omgang i form av mikroopprissing i reagerte tilslagskorn og i sementpastaen. Etter hvert kan mengden og størrelsen av interne riss øke slik at viktige materialparametere endres. I første omgang kan betongens strekkfasthet og E-modul bli redusert, i tillegg til at permeabiliteten kan øke noe. Erfaringsmessig skal skadene utvikles langt før betongens trykkfasthet blir redusert. Det er i hovedsak brukonstruksjoner som utsettes for reaksjonene, da disse er mest utsatt for fuktig miljø. Skadeomfanget er svært avhengig av bruens geografiske plassering, betongkvalitet, oppbygning og hvilke deler som blir utsatt.

Alvorlige skader på norske betongkonstruksjoner forårsaket av alkalireaksjoner er som regel knyttet til at det kan oppstå tvangskrefter ved ekspansjon av betongen. Det er også flere eksempler på at ekspansjonsfuger for å tillate temperaturbevegelser i betongen har blitt tette på bruer. Andre følgeskader av alkalireaksjoner vil kunne være at det åpnes for andre skademekanismer. Eksempelvis vil klorider fra sjøvann eller tinesalter kunne trenge inn i riss og forårsake armeringskorrosjon. Den generelle oppfuktingen av betongen, spesielt i tilknytning til riss, kan også føre til fryse-tine-skader.



Figur 3.3: Ytre riss forårsaket av ekspansjon av silika-gel i betongen

3.3 ASR-last

Frem til nå er det gjort forholdsvis lite forskning innen konsekvenser av ASR-last på konstruksjonsdeler. Det finnes noen modeller som baseres på svinn i betongen som kan relateres til effekten av ASR. Hans Stemland ved SINTEF har laget en rapport i samarbeid med Statens Vegvesen som tar for seg dette. Ekspansjonen fra alalklireaksjonene er ofte mye større en volumreduksjonen fra betongen. Dette skaper spenninger og kan gi svært grove riss i betongen(2-6 mm). I tillegg endrer alkaliereaksjonene styrke og stivhetsegenskapene til betongen.

3.3.1 Lastvirkning fra alkaliereaksjoner

Lastvirkningen fra alkaliereaksjoner bestemmes først og fremst av følgende faktorer.

- Bæresystem
- Størrelse
- Ekspansjonsfordeling
- Armering

Indre lastvirkning

Ved alkaliereaksjoner i en armert konstruksjon er det betongen som ekspanderer. Armeringen følger ekspansjonen til betongen, med antatt full heft mellom armering og betong, og får spenninger som gir aksialkraft- og momentvirkning.

Tverrsnittets ekspansjonsrespons er avhengig av hvilken tøyningstilstand det befinner seg i. Dette varierer i stor grad med ytre last og hvor mye tverrsnittet har ekspandert. Gjennom levetiden til en konstruksjon vil en stor del være i stadium II under ekspansjonen, som følge av samtidig opptredende egenvekt og varierende nyttelast. Både stadium I og stadium II vil bli vurdert senere i oppgaven.

Ytre lastvirkning

Ekspansjonen fra alkalireaksjonene vil også gi ytre lastvirkninger, dersom konstruksjonen er fastholdt for aksialkraft og/eller moment. Ved betraktning av en bruoverbygning må man ta hensyn til at bjelkene er kontinuerlige over flere spenn og kan ha ulikt tverrsnitt. For en T-bjelke, som ved Tjeldsundbrua, kan det være naturlig å tenke at det er større ekspansjon i bruplata(flensen) enn i bjelkesteget. Dette skyldes en betydelig forskjell i fuktbelastning mellom de to konstruksjonsdelene, uavhengig om de er monolittisk støpt.

På grunn av liten motstand i søylene og eventuelle bevegelsesfuger er kontinuerlige bjelke-/platebruer tilnærmet frie til å bevege seg i lengderetningen. Dette medfører at aksialkraften som oppstår fra ekspansjonen blir så liten at den er neglisjerbar. På grunn av armeringskrefter eller ulik ekspansjon over tverrsnittet vil det kunne oppstå en vinkelreining av endeflatene, som igjen vil gi innspenningsmomenter ved søylene for et kontinuerlig system.

Ettersom det er antatt at det vil være en større ekspansjon i platen på brua vil det oppstå en krumning oppover. Dette er illustrert for en fritt opplagt bjelke i figuren under. For en kontinuerlig bjelke over flere spenn, med antatt lik ekspansjon i hvert spenn, vil innspenningsmomentet bli tilnærmet konstant et par felt inn fra enden av brua. For Tjeldsundbrua vil man også se at en slik ekspansjon vil øke feltmomentet og redusere støttemomentet for den ytre lasten.

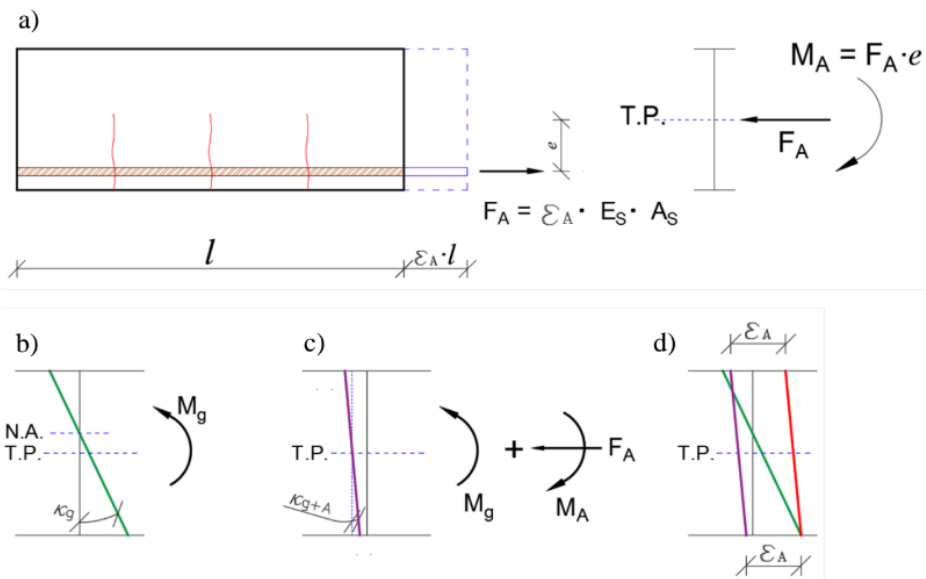
3.4 Regnemodeller for slakkarmerte bjelker eller plater

I rapport Nr. 601 fra Statens Vegvesen diskuterer Hans Stemland tre potensielle regnemoder for å beskrive de konstruktive virkningene fra alkalireaksjoner på slakkarmerte bjelker eller plater. Det vil hovedsakelig fokuseres på modell 1, ettersom denne er antatt som mest relevant for oppgaven. Modell 2 og 3 vil ikke bli presentert like gjennomgående.

- Modell 1: Bjelke med jevn eller lineær ekspansjon over tverrsnittet
- Modell 2: Bjelke eller plate med ulik ekspansjon over tverrsnittets høyde
- Modell 3: Plate eller T-bjelker med ulike ekspansjon i tverrsnittets bredderetning.

Modell 1

I denne modellen er det forutsatt fullt samvirke mellom betong og armering langs hele stangen. Hvis betongen har en jevn ekspansjon over tverrsnittet vil armeringen trekkes ut med samme forlengelse som betongen. Kraften som armeringen trekkes ut med kan settes på det armerte tverrsnittet med motsatt fortegn. Tøynings- og spenningstilstanden kan deretter bestemmes for den gitt lastvirkningen sammen med en annen lastvirkning, som vist i figur under.



Figur 3.4: Lastvirkning og tøyningstilstander i ensidig armert bjelke

En slakkarmert bjelke som er i stadium II vil få riss i strekksonen. Alkalireaksjoner vil derimot motvirke effektene fra egen og nyttelastene. Dersom ekspansjonen er stor nok kan de føre hele tverrsnittet over i trykk. Dette medfører at rissene potensielt kan lukke seg. Dette medfører en usikkerhet i hvor vidt tverrsnittet befinner seg i stadium II eller i stadium I. For de fleste tilfeller er det tilstrekkelig å gjøre en vurdering tøyningstilstanden i begge stadium. Dersom tverrsnittet går over i stadium I vil den virkelige tilstanden befinne seg en plass i mellom disse to.

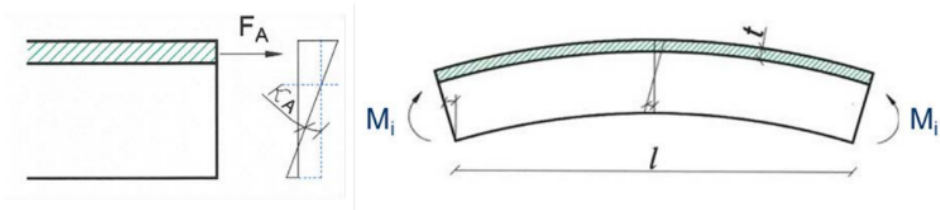
Det kan være også være verdt å merke seg at det er nokså store lokale variasjoner av ekspansjon på grunn av alkalireaksjoner langs brua. De lokale forskjellene kan strekke seg over en lengde som kan tilnærmes høyden til tverrsnittet.

3.4.1 Modell 2 & 3

De to følgende regnemodellene er ikke like relevant for denne oppgaven, slik som modell 1 er. Men, ved noen punkt i konstruksjonen er det hensiktsmessig å bruke disse modellene. Det er da spesielt modell 2 som er aktuell.

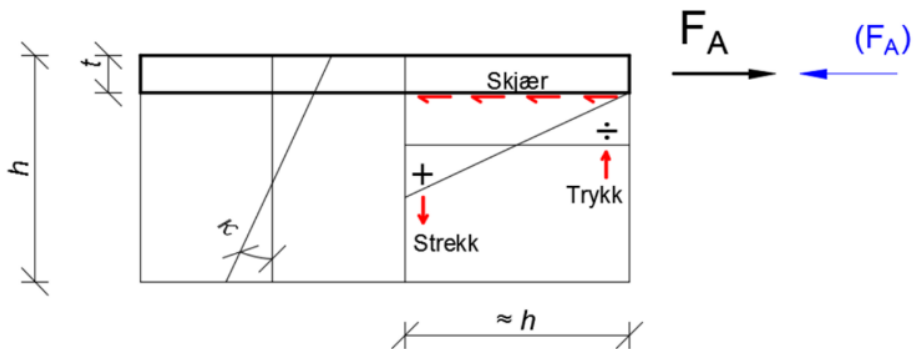
3.4.2 Modell 2

For en situasjon hvor man har en bjelke-/platebru kan dette modelleres som en T-bjelke, hvor plata(flensen) ekspanderer mer en steget. For å bestemme de konstruktive lastvirkningene fra en slik ekspansjon kan man betrakte det ved å superponere indre og ytre lastvirkninger. Ved å holde igjen ekspansjonen i plata slik at resten av tverrsnittet blir spenningsfritt, for så å sette på denne kraften i motsatt retning på det armerte tverrsnittet, oppnår man lineær regnemodell for bjelken.



Figur 3.5: Lastvirkning med mer ekspansjon i plata

Kraftvirkningen fra alkalireaksjoner, som er vist i figuren over, vil krumme bjelken oppover. Denne regnemodellen kan gi strekk i hele tverrsnittet, selv i kombinasjon med full egenlast. Dette er naturlig nok bare en fiktiv tilstand for å bestemme tøyningstilstanden til tverrsnittet på en fornuftig måte. I realiteten vil tverrsnittet gå fra trykk fra egenlast til et større trykk fra alkalireaksjonene. Det er derfor mulig å tillate strekkspenninger som overskrider betongens strekkfasthet ved denne mellomregningen.



Figur 3.6: Innføring av ekstra ekspansjon i plata

Denne modellen egner seg best for T-bjelker hvor plata er i trykk, ettersom det vil være stor usikkerhet rundt hvilken kraft som etableres i fastholdt tilstand i en risset plate. Derfor vil det være sikrere å benytte modell 1, som har en lineær variasjon av ekspansjon, over støttene til konstruksjonen.

Modell 3

I tillegg til modell 1 og 2, som beskriver ekspansjon i lengderetning, kan man også tenke seg at brua ekspanderer i bredderetningen. I prinsipp er dette en anvendelse av enten modell 1 eller modell 2 i en annen retning.

Ettersom dette ikke blir studert videre i oppgaven så blir ikke modell 3 drøftet noe videre.

3.4.3 Fysiske mekanismer

Temperatur

Under herdingen av betong blir det utviklet en betydelig mengde varme. Dette gir både fordeler og ulemper for konstruksjonen.

Når betongen blir nedkjølt av lave temperaturer fra omgivelsene vil den trekke seg sammen. Varmen fra betongen vil motvirke sammen trekningen og danne spenninger, som kan føre til riss i det endelige produktet.

Avhengig av tverrsnittet til betongen og mengde av sement og pozzolan, kan temperaturgradienten gjennom tverrsnittet bli så stor som 80°C . Ved høye temperaturer vil betongen bli utsatt for betydelig ekspansjon, som også kan lede til rissdannelse. I tillegg vil betong som herdes ved en snittemperatur $> 40^{\circ}\text{C}$ få en mer porøs struktur. Dette gir lavere trykkfasthet og gjør den mer utsatt for frostska-der.

Frostangrep

Frostska-der på betong oppstår ved fryse-tine prosesser når betongen har regelmessig kontakt med vann og salter. Luftporene og strukturen i betongen er en kritisk faktor for hvor store skadene blir. Relativt store porer er rundt 100 nm og fylles lett med vann, og fryser ved ca -3°C . Mindre porer har en størrelse på 10 nm , og krever mer energi for å fylles med vann, fryser ved ca -25°C . Volumendringen når porevann fryser er rundt 9 volum-% og danner spenninger mot bindemiddelet og tilslaget i betongen.

Belastning

Ved store belastninger på konstruksjonen vil det kunne oppstå riss og avskallinger. For bruer er de kritiske lastene variable, og dersom riss har oppstått vil de også variere med lastene. Ved større laster vil rissene være mer eksponert for inntredelse av aggressive stoffer som kan skade bruen ytterligere.

3.4.4 Kjemiske mekanismer

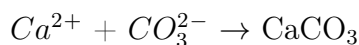
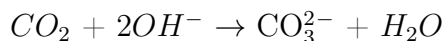
Armeringskorrosjon

Armeringskorrosjon oppstår ved at den passive filmen som ligger rundt armeringen blir ustabil. Det kreves også at skjer en anodisk reaksjon, hvor (e^-) blir frigjort, og en katodisk reaksjon, hvor det blir forbrukt frie elektron. Når elektronene blir frigjort blir det dannet Fe^{2+} ved anoden. Elektronene blir transportert til katoden hvor de reagerer med O_2 og H_2O og danner OH^- . Ionene Fe^{2+} og OH^- vil danne et korrosjonsprodukt $Fe(OH)_2$, også kalt rust.

De relevante årsakene for at denne filmen kan bli ustabil er enten:

- pH blir redusert til rundt 9
- Kloridioner kommer i kontakt med filmen.

Ved karbonisering av betong vil CO_2 trekke inn i betong gjennom poresystemet og reagerer med det basiske porevannet. Dette fører til at det basiske porevannet blir får en redusert pH. Resultatet er vist i ligningen under.



De første synlige skadene som oppstår er vanligvis oppsprekking og rustutslag, etterfulgt av avskalling.

Kloridinnhold i betong kan stamme fra flere årsaker. De to mest vanlige er diffusjon av klorider fra ytre kilder, som for eksempel veisalt og

saltvann, og delmaterialer i betongen som inneholder klorider (dårlig setning). Kloridinitiert korrosjon er dessuten vanskeligere å bekjempe enn korrosjon forårsaket av karbonisering. Kloridsalter i betongen har den egenskapen at de kan bryte ned passivfilmen, og forårsake svært kraftige, lokale korrosjonsangrep, såkalt pittingkorrosjon.

Syreangrep

Syreangrep på betong kan være svært alvorlig, ettersom betong har normalt høy pH. Avhengig av syre, konsentrasjon og temperatur kan bindestoffet i betong bli løst opp. Dette kan føre til at store deler av betongen løses opp og får en betydelig redusert bæreevne.

Sulfat og nitratangrep

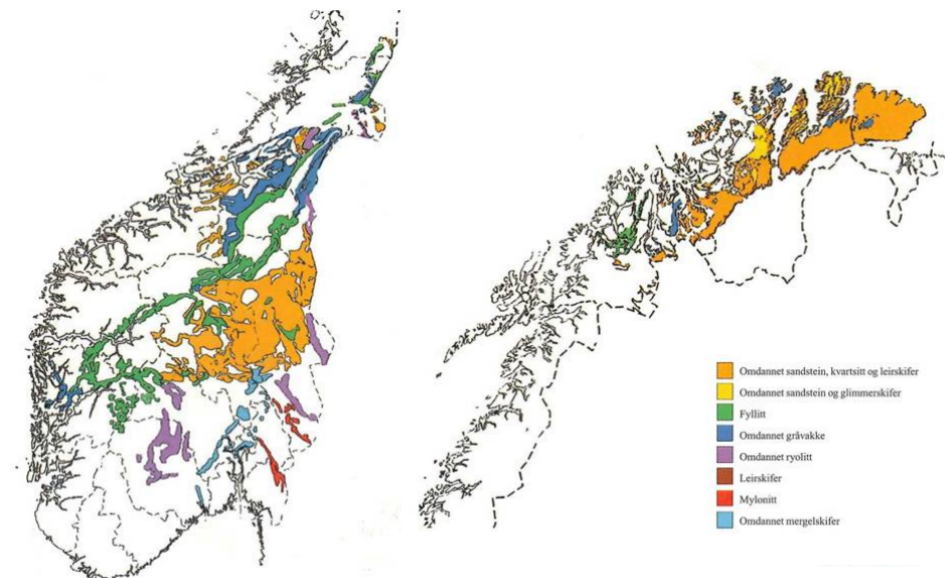
Sulfat/nitrat angrep kan forårsakes av naturlige aggressive miljø eller avfall fra industri. Når betong er utsatt for belastninger fra sulfater og nitrater kan det oppstå avskallinger. Det er aluminatene (C_3A) i semen-ten som reagerer med sulfater og nitrater. Reaksjonsproduktene som blir dannet i denne reaksjonen binder vann lett og får en relativt stor volumøkning. Over tid kan vil porene bli fylt opp og danner et trykk mot bindemiddel og tilslag. Dette kan føre til fullstendig desintegrering av betongen over tid.

3.5 Tiltak og forebygging mot ASR

Alkaliereaksjoner i betong er et tema med mangel på forskning. Det finnes derfor ikke mange reparasjonsmetoder, så det er vanskelig å vite hva man skal gjøre med konstruksjoner som lider av skadene. Dagens tiltak går i hovedsak ut på å hindre en videre ASR-prosess. Dette kan for eksempel være ved å redusere vanninnholdet i betongen med overflatebehandling, eller gi konstruksjonen gode dreneringsegenskaper. Andre tiltak kan være å redusere lasten på konstruksjonen, eller å bytte ut hele konstruksjonsdeler. I det verste tilfelle, er man nødt til å rive hele konstruksjonen. [12] Et eksempel på dette er Nautesund bru i Telemark, som ble revet i 2009.

3.5.1 ASR i Norge

I Norge utvikler skadene seg langsomt på grunn av det kalde miljøet. Tegnene blir som regel ikke tydelige før 10-20 år etter ferdigstilling. Eksempler på bruer i Norge som er sterkt påvirket av skadene er blant annet Elgeseterbru i Trondheim, Tromsøbrua i Tromsø og Tjeldsundbrua ved Hinnøya. Følgende figur viser de mest skadeutsatte stedene i Norge, med tanke på hvor de alkalieraktive bergartene befinner seg.



Figur 3.7: Skadeutsatte steder i Norge.[12]

Kapittel 4

Tilstand og tidligere tiltak ved Tjeldsundbrua

4.1 Tidligere inspeksjoner

Følgende liste viser noen tidligere inspeksjoner og laboratoriemålinger som er utført ved Tjeldsundbrua. Dette er etter oppdagelsen av ASR i 2013. Følgende kapittel lyser ut noen av de viktigste punktene som er beskrevet i rapportene.

- Multiconsult 2013, Spesialinspeksjon, rapport nr 711755-602-01
- AAS-Jakobsen. Hovedinspeksjon 2014, rapport 11417-1-1
- Multiconsult 2014, Spesialinspeksjon, rapport nr 712223-00
- NBTL 2014, rapport nr 14248(vedlegg til MC-rapport - analyse av 6 borekjerne)
- Multiconsult 2015, Tilleggsinspeksjon, rapport 712994
- NBTL 2015, rapport nr 15219(vedlegg til MC-rapport - analyse av 1 borekjerne)
- Rodum - Befaring Tjeldsundbrua 23-24/8 2016
- Ing. Granberg AS - 3D-skanning av søyler
- SINTEF - Labmålinger av prøvestykker 10/10 2016

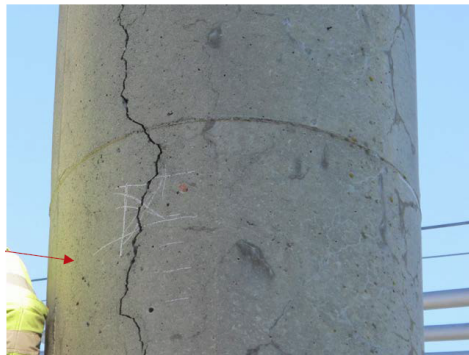
4.2 Skader og ekspansjonsforløp

4.2.1 Søylar

Fra de tidligere inspeksjonene er det registrert både krakeleringsriss og vertikale riss på viaduktsøylene. [11] De vertikale rissene har blitt observert på søndre pilar, for akse 3, 4 og 30. De største utbredelsene av krakeleringsriss er observert på søyleflatene mot nord. Størrelsen på rissene varierer fra søyle til søyle, og er blitt observert på opp til 3 mm. Krakeleringsrissene er blitt observert på følgende elementer:

- Tverrbjelker: Akse 4, 5, 6, 7, 8, 10, 11, 14, 16, 19, 20, 21, 22 og 25
- Søyleskive og lagerfundament: Akse 9
- Søylar: Akse 7, 15, 27, 28, 29, 30 og 31
- Landkar akse 33 i kantbjelke / sidevegg

Det antas at det er alkalireaksjonen som har ført til rissdannelsen og oppsprekningen. Vanninntrenging og frostsprengning har så ført til en forsterket rissutvidelsesprosess. Dette fører videre til utlutning av kalsiumhydroksidene i betongen, som er sterkt synlig på søylene. Utlutningen gir videre en redusert fasthet. Vanninntrengingen har også forårsaket armeringskorrosjon og forvitring ved søylenes fotpunkt.



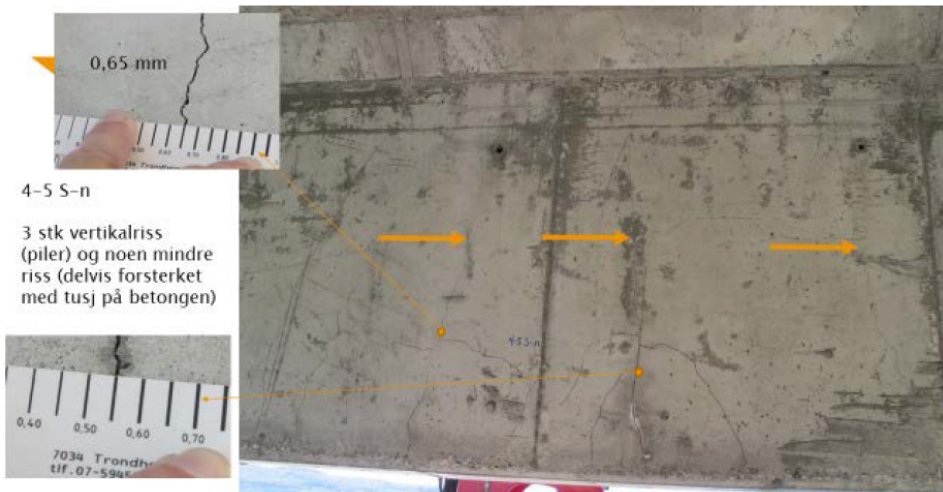
Figur 4.1: Vertikalt søylerriss[11]

KAPITTEL 4. TILSTAND OG TIDLIGERE TILTAK VED TJELDSUNDBRUA

Multiconsult utførte i 2015 en prøveboring av pilaren i akse 28, hvor rissdybden ble målt til 17 cm. Kjerneprøven falt fra hverandre på grunn av skademekanismene i betongen. Ved å analysere restene av prøven, ble det påvist en alkalireaksjon av type 5. Som er en indikasjon på en høyt fuktbelastet betong. Det ble videre utført en PF-måling, som viste en sugporøsitet på 18% og en vannmetning på 99%. Basert på PF-målingen ble det estimert et vann/semest-forhold (v/c-forhold) på 0,79 – 0,86. [9] Utvasking av sementpastaen kan være årsaken til det høye v/c-forholdet.

4.2.2 Overbygg

På grunn av ASR, ekspanderer T-bjelkene til Tjeldsunbrua. Ekspansjonen skjer hovedsakelig i bruas lengderetning. Dette kan begrunnes ved at det er observert vertikale riss på 0,2 – 0,65 mm i bjelkene, for feltene mellom akse 3-5.[11]

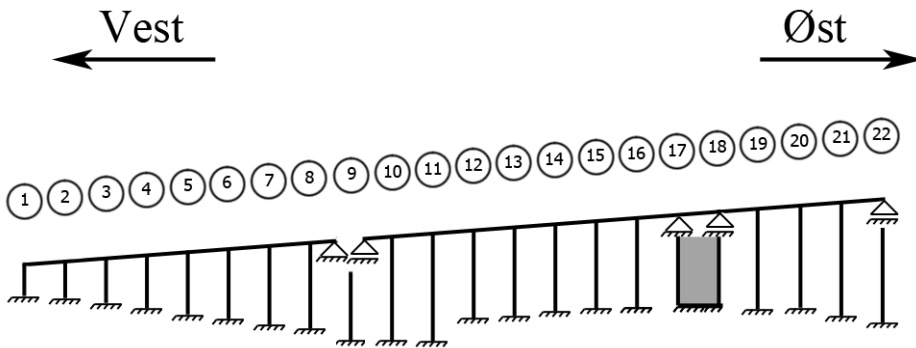


Figur 4.2: Riss i bjelken mellom akse 4 og 5[11]

Ing. Granberg utførte i uke 34 - 2016, en 3D-skanning av søylene til viaduktene. Disse 3D-skanningene viser den horisontale differansen mellom søylenes øverste og nederste punkt, over fundamentet. Med andre ord, hvor skjeve søylene har blitt på grunn av utvidelsen til overbygget.

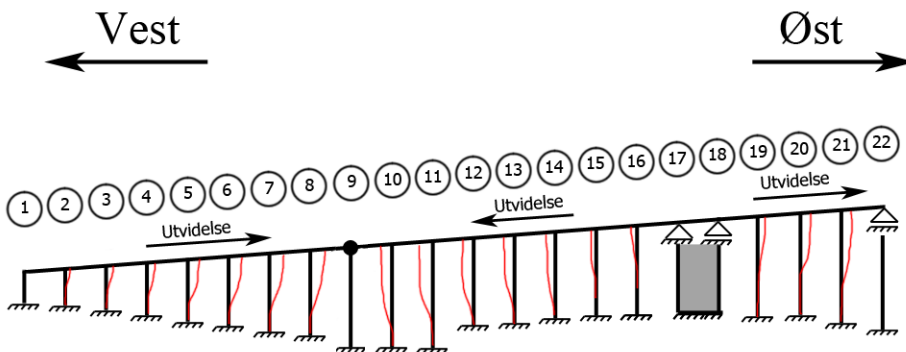
KAPITTEL 4. TILSTAND OG TIDLIGERE TILTAK VED TJELDSUNDBRUA

Det kommer tydelig frem at søylenes øverste punkt er blitt forskjøvet østover, i lengderetningen. De store avvikene mellom resultatene kan komme av søylenes utgangsposisjon. Altså at de var skjeve i utgangspunktet, eller at diameteren er ulik over høyden. Avviket mellom nord- og sør-søylenes kan komme av ulik eksponering for vær og vind. Se tillegg A for resultater av 3D-skanning.



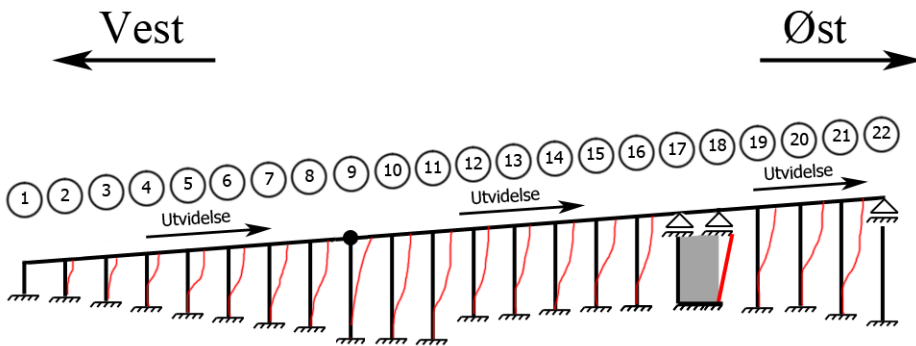
Figur 4.3: Fase 1, tilstand før ASR

Utviklingen av utvidelsen kan illustreres i tre faser. Da utvidelsen startet, utvidet overbygget seg vekk fra punktene som er fastholdt. Disse punktene er akse 1 og 17. Søylenes mellom akse 1 til 9 og 18 til 22 har da blitt forskjøvet østover, mens søylene mellom akse 9-17 har blitt forskjøvet vestover.

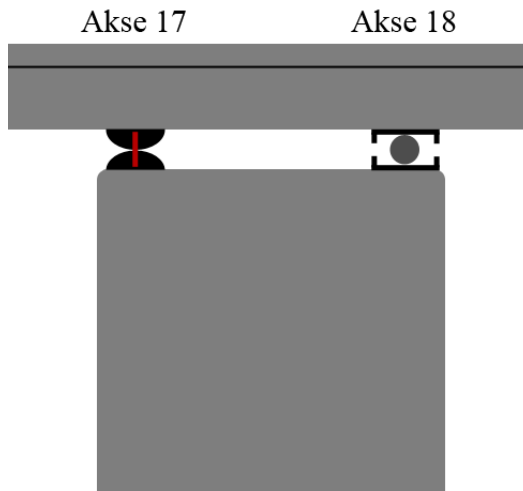


Figur 4.4: Fase 2, lukking av fuge i akse 9

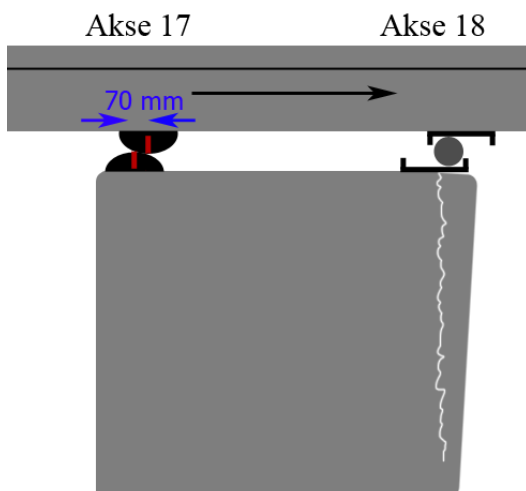
Fugen på 40 mm i akse 9 har til slutt blitt sammenslått, akse 1 har så dominert for videre utvidelse. Dette har ført til brudd i bolten til det uforskyvelige lagerfestet i akse 17, mellom overbygget og forankringskassen. Dette lageret har derfor nå blitt forskyvelig. Det tilsvarende rullelageret i akse 18 har oppnådd maks utrulling, som trolig har ført til tvangskrefter og revning i forankringskassens støpe skjøt. Det viser seg fra nyere feltmålinger, at lageret i akse 17 har forskjøvet seg 70 mm. Dette er i samsvar med verdiene fra 3D-skanningene til søyle 15,16 og 19.



Figur 4.5: Fase 3, nåværende tilstand



Figur 4.6: Kassepilar før ASR



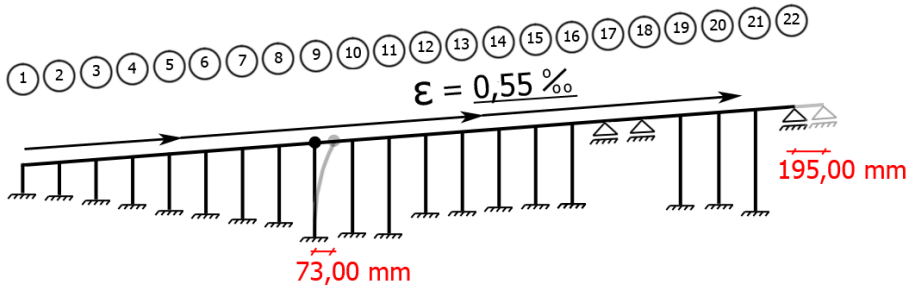
Figur 4.7: Kassepilar etter ASR



Figur 4.8: Kassepilar mellom akse 17 og 18 - sett fra sør nær akse 18[11]

4.3 Beregnet utvidelse av overbygg

Ut i fra den dataen om ASR-utvidelsen som til nå er tilgjengelig, er det svært vanskelig å fastslå hvor mye de ulike delen av den vestre viadukten har utvidet seg. Det er derfor blitt gjort et forsøk på å definere en konstant utvidelsespromille, som gjelder for hele viadukten. Ved å betrakte resultatene fra 3D-skanningene, settes denne til 0,55 ‰. Det kan nevnes at denne promillen også inneholder vanlig langtidssvinn av betongen. Svinn og ASR betraktes derfor som en felles lastvirkning.



Figur 4.9: Statisk modell med ASR-utvidelse

Kapittel 5

Laster

5.1 Klassifisering av laster

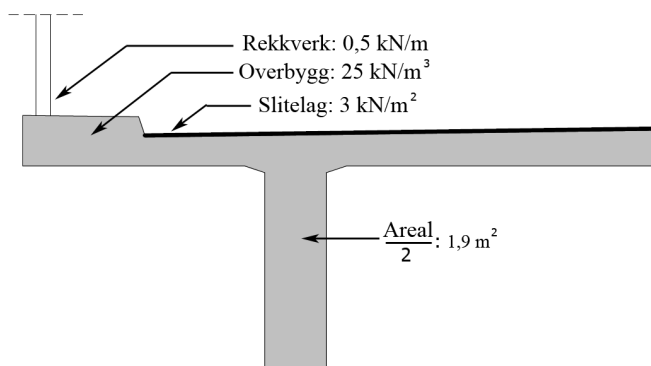
Lastberegningene er i hovedsak utført etter gammelt regelverk, det vil si Håndbok R412[1] og N400.[15] Dette kommer av at forholdene var annerledes da brua ble prosjektert, og at beregninger etter nyere modell ikke vil gi tilstrekkelig kapasitet. Lastene kan klassifiseres som permanente laster, variable laster og deformasjonslaster. Dette kapittelet tar for seg lastene som Tjeldsunbrua utsettes for, følgende laster er blitt betraktet.

- Egenlast HB R412
- Trafikklast HB 238
- Vindlast HB N400 og EC-1-4
- Temperaturlast HB N400 og EC-1-5
- ASR-last

5.2 Egenlast

Egenlaster er laster som betraktes som permanente. Dette vil si overbygningen og underbygningen til brukonstruksjonen. Håndbok R412 er benyttet til å angi konstruksjonsdelenes massetetthet eller lastverdi. For overbygget er det tatt hensyn til dekket, bjelker, slitelag og rekkverk.

Ved beregning av lasten fra slitelaget, er 3 kN/m^2 benyttet over kjørefeltene på til sammen $7,5 \text{ m}$. Lasten fra rekkverket er satt til $0,5 \text{ kN/m}$, det er rekkverk på begge sider av brua. Siden bjelkehøyden endres over bruas lengderetning, er det blitt regnet konservativt med bjelkehøyden på $1,7 \text{ m}$. For armert betong, benyttes tyngdetettheten 25 kN/m^3 , for et tverrsnittsareal på totalt $3,85 \text{ m}^2$ for overbygget



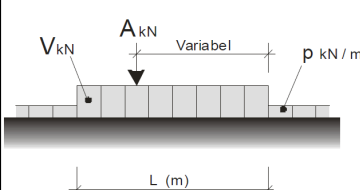
Figur 5.1: Egenlast av T-bjelke

Tabell 5.1: Verdier på egenlasten

Konstruksjonsdel	Last
Slitelag	$g_{slitelag} = 3 \text{ kN/m}^2 \cdot 7,5 \text{ m} = 22,5 \text{ kN/m}$
Rekkverk	$g_{rekkverk} = 2 \cdot 0,5 \text{ kN/m} = 1,0 \text{ kN/m}$
Overbygg	$g_{overbygg} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 3,85 \text{ m}^2 = 96,3 \text{ kN/m}$
Sum	$g_{tot} = 120 \text{ kN/m}$

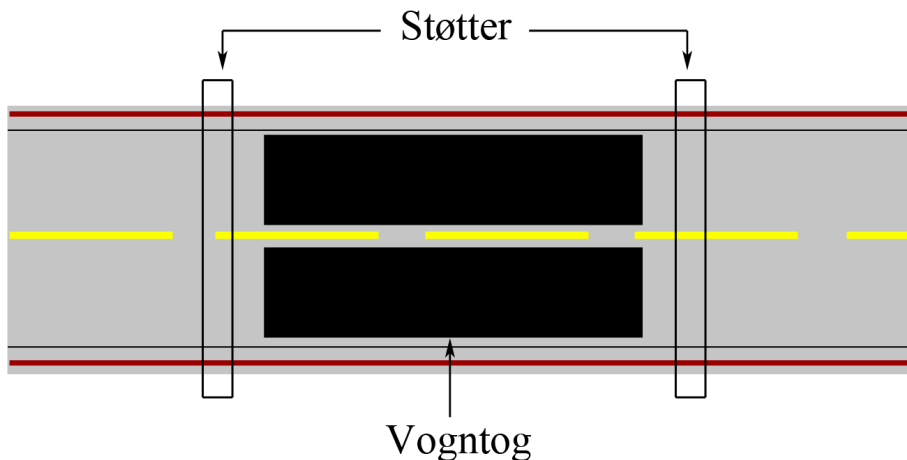
5.3 Trafikklast

Trafikklast er laster som betraktes som variable. Laststørrelsene er hentet fra Håndbok 238,[14] og er avhengig av bruas bruksklasse. Bruksklassen er betegnelsen for de vekter som brua tillates for. Tjeldsundbrua er av klassen BK10/50. Det vil si at maksimal aksellast er satt til 10 tonn, og den totale lasten som brua tåler er satt til 50 tonn. Bruksklassen består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast. For det enkelte konstruksjonselement skal kun den lasten som gir den mest ugunstige lastvirkningen benyttes. For Tjeldsundbrua vil dette være vogntoglast. Vogntoglast blir gjort om til en jevnt fordelt last V , i tillegg til en aksellast A . En jevnt fordelt last fra lettere trafikk p , skal legges til bak og/eller foran vogntoglasten, dersom den bidrar ugunstig. Vegvesenet ønsker å øke klassen til BK10/60, for å tillate større vogntog å ferdes, uten å måtte stenge brua for resterende trafikk. Det er derfor BK10/60 som er blitt benyttet i denne oppgaven.

Lasttype	Lastkonfigurasjon	Bruksklasser					
		Bk10 600 kN	Bk10 500 kN	BkT8	Bk8	Bk6	
Vogntoglast	 <p>Aksellasten plasseres i ugunstigste stilling</p>	A	40	32	32	24	
		V	600	500	420	320	280
		L	18,0	16,0	16,0	16,0	16,0
		p	6	6	6	6	

Figur 5.2: Vogntoglast BK10/60[14]

Bredden på et vogntog er satt til 3 m, som vil si at to vogntog har muligheten til å passere hverandre over Tjeldsundbrua. Maks feltmoment og støttemoment vil derfor oppstå når begge vogntogene befinner seg i feltet.



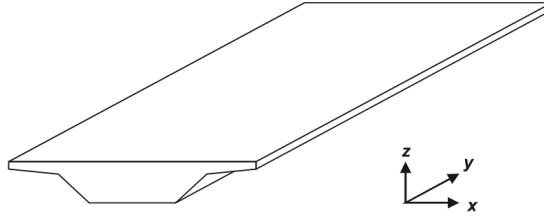
Figur 5.3: Vogntog i felt, plantegning

5.4 Vindlast

Vindlasten er beregnet etter N400 og NS-EN 1991-1-4 Allmenne laster - Vindlaster.[6] Siden Tjeldsundbruas største spenn er mindre enn 300 m, vil brua etter N400, være i vindklasse 2. I denne oppgaven er dynamisk lastvirkning fra vind neglisjert, som gir vindklasse 1 utgangspunkt for beregningene av vindlast. To tilfeller av vindlasten har blitt vurdert, et tilfelle hvor trafikklasten ikke er inkludert, og et tilfelle hvor den er inkludert. Se tillegg B for beregninger med tallverdier.

Tabell 5.2: Dimensjonerende vindlaster på Tjeldsundbrua, $F_{w.x.y.z}$

	x-retning [kN/m]	y-retning [kN/m]	z-retning [kN/m]
Uten trafikk	5,2	1,3	+/- 13,8
Med trafikk	4,8	1,2	+/- 8,2



Figur 5.4: Koordinatsystem i forhold til overbygget

Verdiene i tabell 5.2 viser vindkreftene F_w , i de ulike retningene på brua, etter EC1-1-4, 8.3

$$F_{w.x} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f.x} \cdot A_{ref.x}$$

$$F_{w.z} = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot c_e \cdot c_{f.z} \cdot A_{ref.z}$$

$$F_{w.y} = 0,25 \cdot F_{w.x}$$

hvor

ρ	er lufttettheten
v_b	er basisvindhastigheten
c_e	er eksponeringsfaktoren
$c_{f.x}$ og $c_{f.z}$	er kraftfaktoren
$A_{ref.x}$ og $A_{ref.z}$	er referansearealet

Uttrykket for basisvindhastigheten v_b hentes fra EC1-1-4, NA.4.2(2)P

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot C_{alt} \cdot C_{prob} \cdot v_{b,0}$$

C_{dir} , C_{season} , C_{alt} og C_{prob} er satt til 1, etter EC1-1-4 NA.4.2(2)P. Referansevindhastigheten $v_{b,0}$ settes til 27 m/s, for Harstad kommune, etter tabell NA.4(901.1). Kraftfaktorene $c_{f.x}$ og $c_{f.z}$, settes til 1, 3 for x-retning og 0.9 for z-retning, etter EC1-1-4, 8.3.1 og 8.3.3.

Eksponeringsfaktoren c_e er forholdet mellom vindkasthastighetstrykket q_p og basisvindhastighetstrykket q_b .

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

Basisvindhastighetstrykket q_b , er avhengig av om det skal regnes med trafikk eller ikke. Uten trafikk benyttes basisvindhastigheten $v_b = 27 \text{ m/s}$. Med trafikk benyttes vindkasthastigheten v_{kast} , som er satt til 35 m/s , etter NA.8.1(4).

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad \text{uten trafikk}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 \quad \text{med trafikk}$$

Vindkasthastighetstrykket q_p , beregnes etter turbulensintensiteten I_v og stedsvindhastigheten v_m .

$$q_p = (1 + 7 \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2$$

Turbulensintensiteten I_v og stedsvindhastigheten v_m , er avhengig av terrengforholdene og hvor høyt over havet overbygget befinner seg. Terrengkategorien 1 benyttes, etter EC1-1-4 tabell 4.1, med en høyde $37,5 \text{ moh}$.

$$I_v = \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln \frac{z}{z_0}}$$

$$v_m = c_r \cdot c_0 \cdot v_{b,0}$$

$$c_r = k_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{for } z_{min} < z < z_{max}$$

$$k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$$

hvor

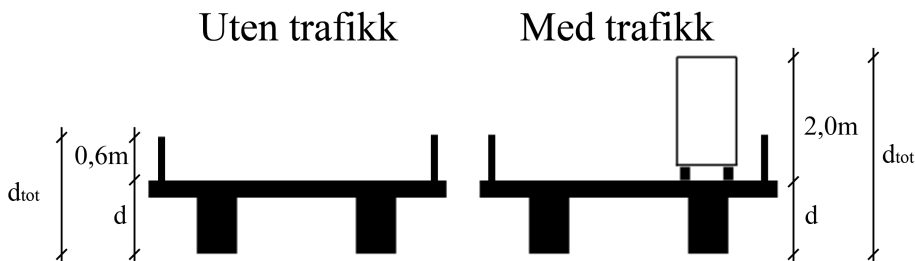
c_r	er ruhetsfaktoren	EC1-1-4, 4.3.2 (4.4)
k_1	er turbulensfaktoren, settes til 1,0	EC1-1-4, 4.4(1)
c_0	er terrengformfaktoren, settes til 1,0	EC1-1-4, 4.3.1(1)
z	er høyden over havet, settes til 37,5 m	
z_0	er ruhetslengden, settes til 0,05 m	EC1-1-4, 4.3.2(1)
z_{min}	er minimumshøyden, settes til 1,0 m	EC1-1-4, Tabell 4.1
z_{max}	er maksimumshøyden, settes til 200 m	EC1-1-4, 4.3.2(1)
$z_{0.II}$	settes til 0,05	EC1-1-4, 4.3.2(1)
$v_{b,0}$	er referansevindhastigheten	

Referansearealet A_{ref} for vindkraften beregnes som høyden av overbygget d_{tot} , multiplisert med en referanselengde L , som settes til 1,0 m. For tilfellet uten trafikk, legges også høyden på rekkverket til, som settes til 0,6 m etter EC1-1-4 Tabell 8.1. For tilfellet med trafikk, legges 2,0 m til, etter EC1-1-4, 8.3.1(5)a)

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

hvor

d_{tot}	er aktuell høyde	EC1-1-4, 8.3.1
L	er referanselengden, settes til 1,0 m	



Figur 5.5: Høyde benyttet til referansearealet

5.5 Temperaturlast

Det er blitt tatt hensyn til en lastpåkjenning på temperaturendringer i overbygget. Denne temperaturlasten er beregnet i henhold til N400 og NS-EN 1991-1-5: Allmenne laster, Termiske påvirkninger.[7] Verdiene for den termiske påvirkningen er basert på den jevnt fordelte temperaturandelen, og temperaturdifferansen.

Jevnt fordelt temperaturandel

Den jevnt fordelte temperaturandelen bestemmes ut i fra den høyeste og laveste temperaturen som brua kan bli utsatt for. Disse verdiene hentes fra NA.A1 og NA.A2 i EC1-1-4.

$$\begin{array}{lll} T_{min} = -30^{\circ}\text{C} & \text{er minimumtemperatur} & \text{EC1-1-4, NA.A1} \\ T_{max} = 36^{\circ}\text{C} & \text{er maksimumtemperatur} & \text{EC1-1-4, NA.A2} \end{array}$$

Tjeldsundbrua er av brutype 3, platebru. Anbefalt verdi for laveste og høyeste jevnt fordelte brutemperatur T_e , er gitt i figur NA.6.1 i EC1-1-4.

$$\begin{array}{ll} T_{e.min} = T_{min} + 8^{\circ}\text{C} & \text{EC1-1-4, figur NA.6.1} \\ T_{e.max} = T_{max} - 3^{\circ}\text{C} & \text{EC1-1-4, figur NA.6.1} \end{array}$$

Den karakteristiske verdiene for maksimalt temperaturkontraksjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel $\Delta T_{N.con}$, kan uttrykkes som følger.

$$\Delta T_{N.con} = T_0 - T_{e.min} \qquad \text{EC1-1-4, 6.1.3.3(3)}$$

Tilsvarende, kan den karakteristiske verdien for maksimalt temperatur-ekspansjonsintervall for en jevnt fordelt brutemperaturandel $\Delta T_{N.exp}$, uttrykkes som følger.

$$\Delta T_{N.exp} = T_{e.max} - T_0 \quad \text{EC1-1-4, 6.1.3.3(3)}$$

hvor

$$T_0 = 10^\circ\text{C}, \text{ er initialtemperaturen til brua. } \quad \text{EC1-1-4, 6.1.3.3(2)}$$

Vertikalt lineært varierende temperaturandel

Det bør tas hensyn til en temperaturforskjell mellom platen og bjelkene til overbygget. Temperaturforskjellen beregnes etter metode 1 i EC1-1-4, hvor det antas lineært varierende temperaturandel. Dette gir følgende verdier for temperaturdifferanse, for platebruer. Overside varmere enn underside $\Delta T_{M.heat}$ og underside varmere enn overside $\Delta T_{M.cool}$.

$$\Delta T_{M.heat} = 15^\circ\text{C} \quad \text{EC1-1-4, Tabell 6.1}$$

$$\Delta T_{M.cool} = -8^\circ\text{C} \quad \text{EC1-1-4, Tabell 6.1}$$

Kombinering av temperaturtilfellene

Det er ønskelig å finne den mest ugunstige lastvirkningen av temperaturen. Dette gjøres ved å kombinere den jevnt fordelte temperaturandelen, med den lineært varierende temperaturdifferansen.

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

eller

$$\omega_m \cdot \Delta T_{M.heat} \text{ (eller } \Delta T_{M.cool}) + \Delta T_{N.exp} \text{ (eller } \Delta T_{N.con})$$

hvor

$$\omega_N = 0,35$$

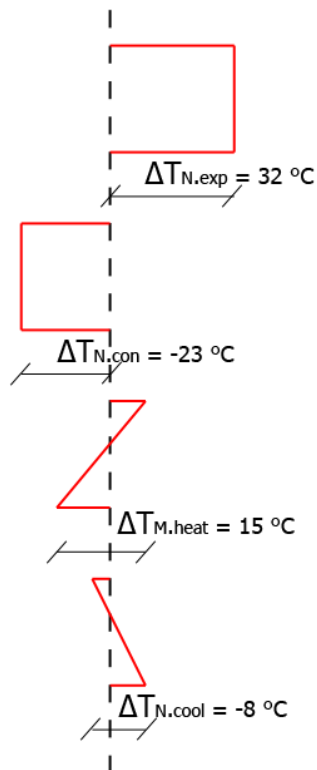
$$\omega_M = 0,75$$

$$\Delta T_{N.exp} = 32^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N.con} = -23^\circ\text{C}$$

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

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



Figur 5.6: Temperaturgradienter

Dette gir følgende mulige kombinasjoner, som settes inn i NovaFrame.

Tabell 5.3: Kombinasjoner av temperaturgradienter

Kombinasjon	Ligning
1	$\Delta T_{M.heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.exp}$
2	$\Delta T_{M.heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.con}$
3	$\Delta T_{M.cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.exp}$
4	$\Delta T_{M.cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N.con}$
5	$\omega_M \cdot \Delta T_{M.heat} + \Delta T_{N.exp}$
6	$\omega_M \cdot \Delta T_{M.heat} + \Delta T_{N.con}$
7	$\omega_M \cdot \Delta T_{M.cool} + \Delta T_{N.exp}$
8	$\omega_M \cdot \Delta T_{M.cool} + \Delta T_{N.con}$

Ut i fra den mest ugunstige kombinasjonen av temperaturer, kan momentet og aksialkraften i overbygget generelt defineres på følgende måte.

$$\begin{array}{ll}
 k = \frac{\Delta T_M \cdot \lambda}{h} & \text{krumning pga. ujevn temperatur} \\
 M = k \cdot (EI) & \text{moment av krumning} \\
 N = \Delta T_N \cdot \lambda \cdot (EA) & \text{aksialkraft av konstant utvidelse}
 \end{array}$$

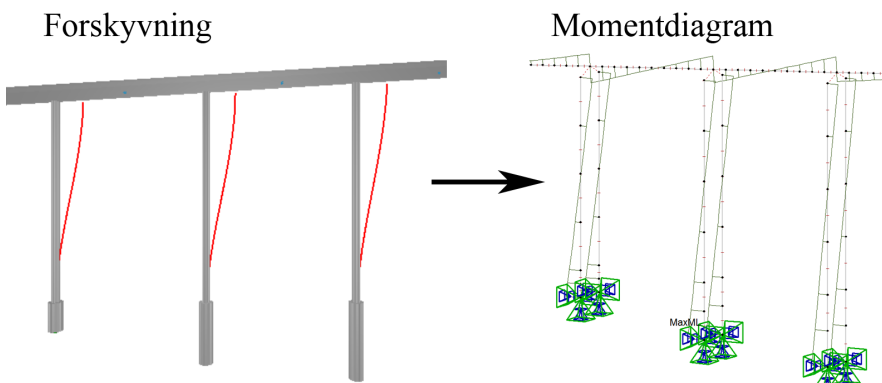
hvor

$$\begin{array}{ll}
 \lambda = 10^{-5} K^{-1} & \text{temperaturutvidelses-koeffisient} \\
 h = 1,52 \text{ m eller } 1,72 \text{ m} & \text{tverrsnittets høyde}
 \end{array}$$

5.6 Lastvirkning av ASR-utvidelse

Lastvirkning av alkali-silika reaksjonen er hovedfokuset i denne oppgaven. Det har aldri har blitt regnet på før i forbindelse med Tjeldsundbrua. Beregningene er utført etter Hans Stemlands modell nr 1,[4] som er blitt nærmere beskrevet i kapittel 3. Det vil si at det antas konstant utvidelse over hele tverrsnittet. På grunn av at platen i overbygget er mer utsatt for fuktighet, er det stor sannsynlighet for at modell 2 er mer aktuell å benytte. Det vil si at platen utvider seg mer enn bjelkene. Men til dags dato er det blitt gjort for få feltnålinger til at det er mulig å uttale seg om dette for Tjeldsundbrua.

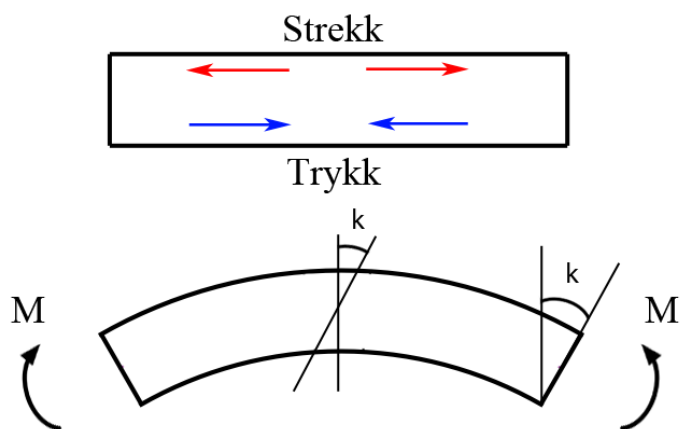
I denne rapporten er lastvirkningen av ASR, baser på 3D-skanningene av Ing. Granberg. Resultatet av disse skanningene gir to lastbidrag på konstruksjonen, som kan minne om temperatursens lastpåvirkning. Den ene virkningen, er selve utvidelsen i overbyggets lengderetning. Denne utvidelsen gir en forskyvning av søyletoppene, som igjen gir et tilleggsmoment over støttene. Denne utvidelsen kan enkelt hentes fra 3D-skanningen som 0,55 ‰.



Figur 5.7: Moment av søyleforskyvning

5.7 Lastvirkning av ASR-krumning

Krumningen av overbygget på grunn av alkalireaksjonen, kommer av at armeringen holder igjen noe av utvidelsen. Denne krumningen er avhengig av armeringsmengdene, som fører til at det vil være ulik krumning over støtten, nullmomentpunktet og i feltet. Med en lineært elastisk materialoppførsel, vil denne krumningen kunne gi konstante tvangsmomenter over de ulike snittene. Både betongen og armeringen får endringer i sin indre spenning på grunn av ekspansjonen.

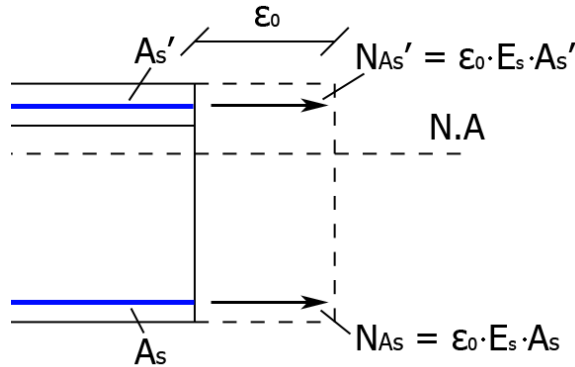


Figur 5.8: Moment av krumning

Følgende delkapittel viser hvordan det er mulig å definere krumningen ut i fra 3D-skanningene. Se delkapittel 5.7.2 og 5.7.3 for krumningsverdier benyttet i NovaFrame. Se tillegg E for beregninger med tallverdier.

5.7.1 Beregning av ASR-krumning

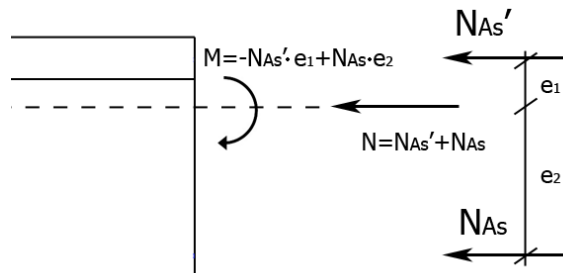
I første omgang ser man bort i fra motstanden fra armeringen, og trekker ut tverrsnittet med en fiktiv promille. Denne promillen settes som litt større enn promillen på 0,55 fra 3D-skanningene. Utvidelsen vil gi strekkrefter i armeringen, som er avhengig av armeringsmengden.



Figur 5.9: Fri ekspansjon

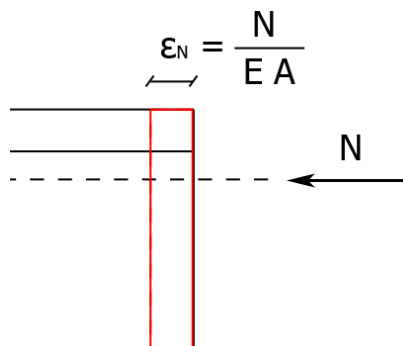
- ϵ_0 - en armeringsfri, konstant og fiktiv utvidelsespromille av betongen.
- N_{A_s} og $N_{A_s'}$ - tenkte armeringskrefter av den frie tøyningen.

Armeringskreftene settes så tilbake på tverrsnittet som trykk, i en tilstand uten tøyning. Dette vil gi en kraftresultant og et moment.

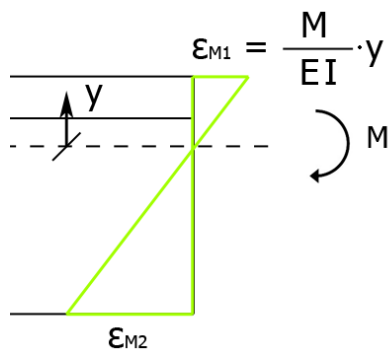


Figur 5.10: Armeringskrefter og armeringsmoment

Kraftresultanten og momentet gir videre, hvert sitt tøyningsbidrag.



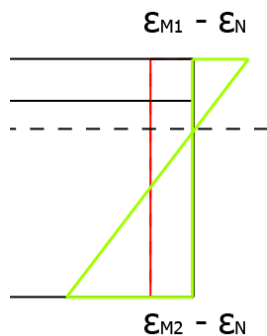
Figur 5.11: Tøyningsbidrag av krefter



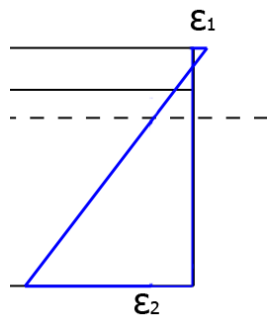
Figur 5.12: Tøyningsbidrag av moment

- N - summen av armeringskreftene settes tilbake på tverrsnittet.
- ϵ_N - konstant tøyning, på grunn av armeringskreftene.
- M - momentet av armeringskreftene.
- ϵ_{M1} og ϵ_{M2} - tøyning i overkant og underkant av tverrsnittet, på grunn av momentet fra armeringskreftene.

Tøyningen fra kraften og momentet summeres sammen.

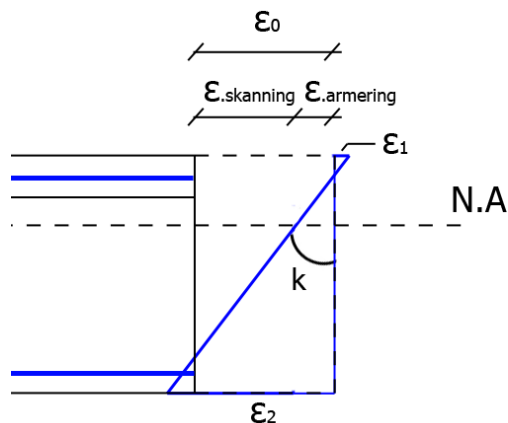


Figur 5.13: Tøyningsbidrag summert a)



Figur 5.14: Tøyningsbidrag summert b)

Resultatet settes så tilbake på den første tilstanden, som hadde den fiktive utvidelsespromillen ϵ_0 . På grunn av trykket fra armeringen, er den virkelige tøyningstilstanden til Tjeldsundbrua da oppnådd. Dette med en promille på 0,55 fra 3D-skanningene, i N.A, etter at man har iterert seg frem til riktig ϵ_0 .

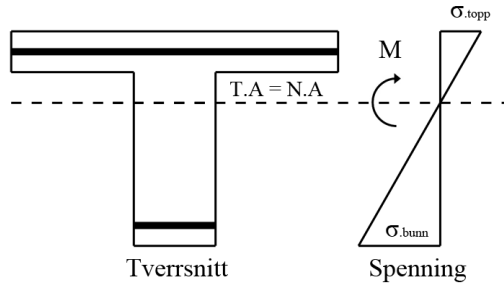


Figur 5.15: Sluttilstand

- ε_0 - en armeringsfri, konstant og fiktiv utvidelsespromille av betongen.
- ε_1 - aksialkraft- og momentøyning summert, i overkant av tverrsnittet.
- ε_2 - aksialkraft- og momentøyning summert, i underkant av tverrsnittet.
- $\varepsilon_{armering}$ - tøyningen av at armeringen trekker tverrsnittet tilbake etter den frie ekspansjonen
- $\varepsilon_{skanning}$ - reel utvidelsespromille av 3D-skanningen etter at armeringstøyningen betraktes. Denne promillen skal ende opp på 0,55 for å tilsvare 3D-skanningene.
- k - krumningen av armeringstøyningen.

5.7.2 Krumning med stadium I bøyestivhet

Det er hovedsakelig stadium I krumningsverdier som benyttes i NovaFrame. Her er den konstante bøyestivheten definert av NovaFrame, uten hensyn til armeringen. Langtids E-modulen er satt til $9766,4 \text{ N/mm}^2$. I stadium I antas det at betongen er uopprisset, med sammenfallende nøytralakse (N.A) og tyngdepunktsakse (T.A). I dette stadiet tar betongen opp noe strekk.



Figur 5.16: Stadium I, uopprisset, kun bøyning

Akse 1-16 og 19-22 vil ha ulikt krumningsmoment på grunn av ulike armeringsmengder og tverrsnittshøyder. Akse 11 og felt mellom akse 10 og 11 er derfor blitt benyttet som utgangspunkt for akse 1-19. Så har akse 21 og felt mellom akse 21 og 22 blitt benyttet for akse 19-22. Det er blitt gjort en liten justering mellom akse 17-18, på grunn av mindre armering i disse snittene. Håndberegningene i samsvar med metoden over, gir følgende krumningsverdier. Dette er verdiene som benyttes i NovaFrame. Se tillegg E, for beregning med tallverdier.

Tabell 5.4: 2. Arealmoment og bøyestivhet

Tverrsnittshøyde [mm]	1520	1620	1720
2. Arealmoment, I [mm ⁴]	$6,99 \cdot 10^{11}$	$8,56 \cdot 10^{11}$	$9,99 \cdot 10^{11}$
Bøyestivhet, (EI) _I [Nmm ²]	$6,82 \cdot 10^{15}$	$8,36 \cdot 10^{15}$	$9,76 \cdot 10^{15}$

Tabell 5.5: Stadium I krumning, akse 1-19

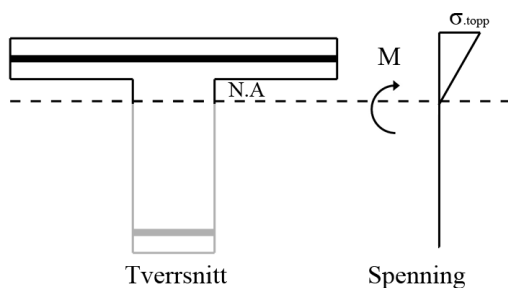
Snitt	As.ok [mm ²]	As.uk [mm ²]	Tøyn.ok [mm]	Tøyn.uk [mm]	Krumning
Felt	1062	7433	$5,00 \cdot 10^{-5}$	$-33,00 \cdot 10^{-5}$	$2,50 \cdot 10^{-7}$
Nullmomp.	9557	4247	$-7,60 \cdot 10^{-5}$	$-14,30 \cdot 10^{-5}$	$0,44 \cdot 10^{-7}$
Støtte	11680	2124	$-11,67 \cdot 10^{-5}$	$-3,60 \cdot 10^{-5}$	$-0,53 \cdot 10^{-7}$

Tabell 5.6: Stadium I krumning, akse 19-22

Snitt	As.ok [mm^2]	As.uk [mm^2]	Tøyn.ok [mm]	Tøyn.uk [mm]	Krumning
Felt	1062	10619	$6,74 \cdot 10^{-5}$	$-42,80 \cdot 10^{-5}$	$2,88 \cdot 10^{-7}$
Nullmomp.	9557	4247	$-7,05 \cdot 10^{-5}$	$-13,40 \cdot 10^{-5}$	$0,37 \cdot 10^{-7}$
Støtte	13273	2655	$-13,06 \cdot 10^{-5}$	$-3,97 \cdot 10^{-5}$	$-0,52 \cdot 10^{-7}$

5.7.3 Krumning med stadium II bøyestivhet

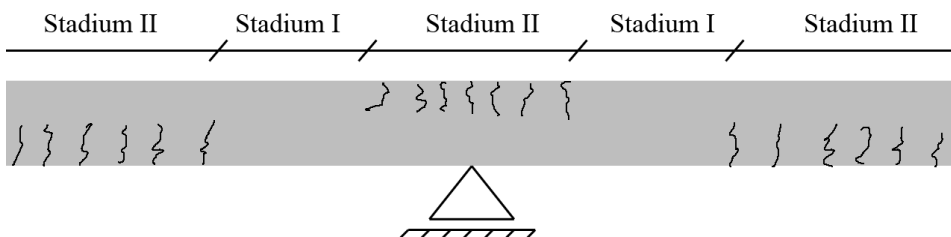
Det er mest realistisk å anta at felt- og støttesnittene er i stadium II, mens et område rundt nullmomentpunktet holder seg i stadium I. I stadium II antas det at betongen har risset opp på strekksiden, og fått en forskjøvet nøytralakse (N.A.) Betongen har nå en trykksone over N.A, med aktiv strekk- og trykkarmering. Under N.A, ser man bort i fra betongen. Det antas videre at betongen fremdeles er lineært elastisk. Bøyestivheten beregnes uten virkning av aksialkrefter, da aksialkreftene i overbygget er så små at de kan neglisjeres.



Figur 5.17: Stadium II, opprisset, kun bøyning

Det å regne i stadium II, er i utgangspunktet ikke noe problem når man kun tar hensyn til egenlasten og lastvirkningen av ARS. En varierende nyttelast vil kunne påvirke om tverrsnittet holder seg i stadium I eller II. Når en lastbil kjører over brua, vil lasten kunne skyve tverrsnittet fra stadium II til I, ved at rissene lukker seg.

Det er derfor ikke helt riktig å anta at tverrsnittet er i stadium II, men en mellomting mellom I og II. Dette er en komplisert modell å regne på, så det er videre tatt utgangspunkt i at tverrsnittene holder seg i stadium II, med riss opp til N.A.



Figur 5.18: Brubjelke i oppriss, betraktet ved søyle

Det er verd å merke seg at momentene fra stadium II beregningene, kun blir benyttet for sammenligning mot momentene fra stadium I. Denne sammenligningen blir presentert i kapittel 10.1.2. Det er svært stor usikkerhet rundt det å regne med stadium II betingelser i NovaFrame. Poenget er derfor ikke å få resultater som man kan stå for, men heller pointere problematikken. I resten av rapporten er det derfor tatt utgangspunkt i at hele viadukten er i stadium I.

For stadium II, er følgene krumningsverdier blir benyttet i NovaFrame, se tillegg E for beregning med tallverdier.

Tabell 5.7: Bøyestivhet

Tverrsnittshøyde [mm]	1520	1620	1720
Bøyestivhet, $(EI)_{II.felt}$ [Nmm ²]	$4,60 \cdot 10^{15}$	$3,00 \cdot 10^{15}$	$7,96 \cdot 10^{15}$
Bøyestivhet, $(EI)_{I.0-momp}$ [Nmm ²]	$6,82 \cdot 10^{15}$	$8,36 \cdot 10^{15}$	$9,76 \cdot 10^{15}$
Bøyestivhet, $(EI)_{II.støtte}$ [Nmm ²]	$4,20 \cdot 10^{15}$	Ikke benyttet	$6,24 \cdot 10^{15}$

Tabell 5.8: Stadium II krumning, akse 1-19

Snitt	As.ok [mm^2]	As.uk [mm^2]	Tøyn.ok [mm]	Tøyn.uk [mm]	Krumning
Felt	1062	7433	$5,92 \cdot 10^{-5}$	$-61,50 \cdot 10^{-5}$	$4,43 \cdot 10^{-7}$
Nullmomp.	9557	4247	$-7,60 \cdot 10^{-5}$	$-14,30 \cdot 10^{-5}$	$0,44 \cdot 10^{-7}$
Støtte	11680	2124	$-35,40 \cdot 10^{-5}$	$18,40 \cdot 10^{-5}$	$-3,54 \cdot 10^{-7}$

Tabell 5.9: Stadium II krumning, akse 19-22

Snitt	As.ok [mm^2]	As.uk [mm^2]	Tøyn.ok [mm]	Tøyn.uk [mm]	Krumning
Felt	1062	10619	$6,34 \cdot 10^{-5}$	$-64,30 \cdot 10^{-5}$	$4,10 \cdot 10^{-7}$
Nullmomp.	9556,80	4247	$-7,05 \cdot 10^{-5}$	$-13,40 \cdot 10^{-5}$	$0,37 \cdot 10^{-7}$
Støtte	13273	2655	$-36,20 \cdot 10^{-5}$	$12,20 \cdot 10^{-5}$	$-3,10 \cdot 10^{-7}$

Kapittel 6

Kapasitet i bruddgrensetilstand

I likhet med lastberegningene, er også kapasitetsberegningene utført etter gammel modell. Dette til den grad det lar seg gjøre. Det er derfor NS 3473- Prosjektering av konstruksjoner[2] som benyttes. Kapasitetskontrollen utføres på viadukten i prosjektert tilstand.

6.1 Lastkombinering

Ved kombinering av lastene, er det kun bruddgrensetilstanden som er blitt betraktet. Det er da lastfaktorene og kombinasjonene fra kapittel 3.3 i R412 som benyttes, for å finne den mest ugunstige kombinasjonen. For vindlasten er det kun tilfellet med trafikk, hvor vinden virker normalt ned på bruoverbygget som er blitt betraktet. Dette kommer av at tilfellet uten trafikk aldri vil bli dominerende, da trafikklasteren er større enn vindlasten. For dimensjonerende moment, blir trafikklasteren den dominerende lasten. Ligning a) for støtten, så variere det fra felt til felt om ligning a) eller b) blir dominerende for feltet.

Tabell 6.1: Lastfaktorer

Kombinasjon	Permanente laster, P	Deformasjonslaster, D	Variable laster, Q
a)	1,15	1,0	$\gamma_1 \cdot Q_1$
b)	1,0	1,0	$\gamma_2 \cdot Q_1 + 0,8 \cdot \Sigma Q_n$

hvor

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 1,4 \text{ for brukslaster} \\ &= 1,0 \text{ for temperturlaster} \\ &= 1,6 \text{ for \u00f8vrige variable laster}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\gamma_2 &= 1,2 \text{ for brukslaster} \\ &= 0,8 \text{ for temperturlaster} \\ &= 1,3 \text{ for \u00f8vrige variable laster}\end{aligned}$$

Forkortelsene i tabellen har f\u00f8lgende betydning:

$$\begin{aligned}Q_1 &= \text{Karakteristisk verdi den variable last som er ugunstig for} \\ &\quad \text{den lastfaktor som benyttes.} \\ Q_n &= \text{Karakteristisk verdi for \u00f8vrige variable laster som er} \\ &\quad \text{ugunstige for lastvirkningen}\end{aligned}$$

Forkortelser for de aktuelle lastene

G	egenvekt, (<i>permanent last</i>)
ASR	alkalisilika-last og svinn, (<i>deformasjonslast</i>)
TR	trafikklast, (<i>brukslast</i>)
TE	temperaturlast, (<i>temperaturlast</i>)
VU	vindlast u. trafikk, (<i>variabel last</i>)
VT	vindlast m. trafikk, (<i>variabel last</i>)

Trafikklast som dominerende

$$\begin{aligned}a) &1,15 \cdot G + 1,0 \cdot ASR + 1,4 \cdot TR \\ b) &1,0 \cdot G + 1,0 \cdot ASR + 1,2 \cdot TR + 0,8 \cdot [TE + VT]\end{aligned}$$

Vindlast som dominerende

$$\begin{aligned}a) &1,15 \cdot G + 1,0 \cdot ASR + 1,6 \cdot VU \\ b) &1,0 \cdot G + 1,0 \cdot ASR + 1,3 \cdot VU + 0,8 \cdot TE\end{aligned}$$

Temperaturlast som dominerende

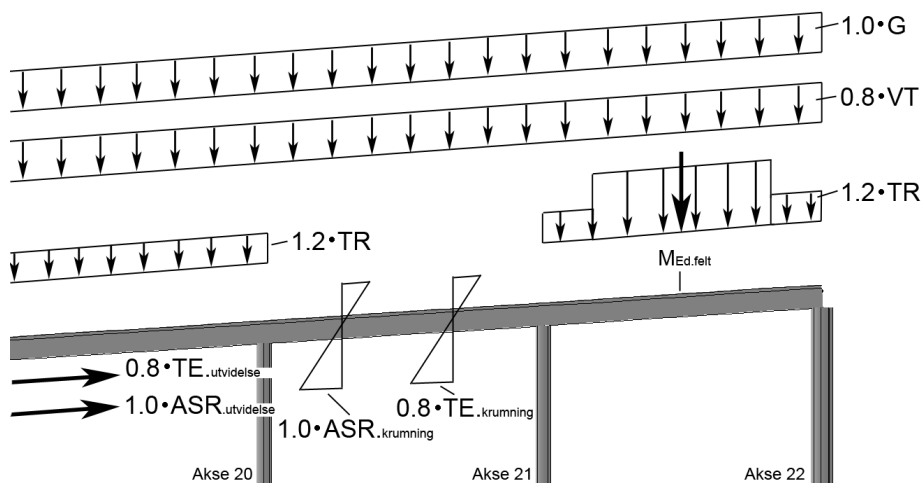
$$\begin{aligned}a) &1,15 \cdot G + 1,0 \cdot ASR + 1,0 \cdot TE \\ b) &1,0 \cdot G + 1,0 \cdot ASR + 0,8 \cdot TE + 0,8 \cdot [TR + VT]\end{aligned}$$

6.1.1 Totalt lastbilde for søyle og felt

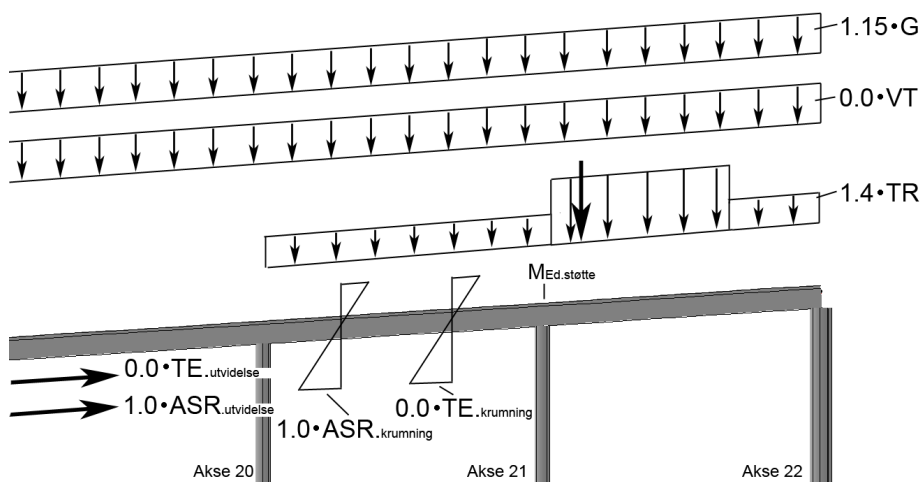
Følgende figurer viser plasseringen av lastene for maksimal momentpå-
kjenning over søylen i akse 21 og felt mellom akse 21-22. Figurene viser
også lastfaktorene som benyttes med trafikklast som dominerende last.
Temperaturlastene og krumningslastene er like over hele lengderetning-
en til overbygget. Dette med unntak av krumningen på grunn av ASR,
som varierer med armeringsmengden i felt, nullmomentpunkt og støtte.

Igjen så viser symbolene følgende.

G	egenvekt
$ASR_{.utvidelse}$	konstant utvidelse pga. alkali silika
$ASR_{.krumning}$	krumningsgradient pga. alkali silika
$TE_{.utvidelse}$	konstant utvidelse pga. temperatur
$TE_{.krumning}$	krumningsgradient pga. temperatur
TR	trafikklast
VT	vindlast m. trafikk



Figur 6.1: Lastkombinasjon for moment i felt



Figur 6.2: Lastkombinasjon for moment over støtte

6.2 Materialegenskaper

Materialdataen til betongen er basert på resultatene fra SINTEF sin prøvningsrapport, fra 10.10.2016.[16] Disse resultatene indikerer en karakteristisk trykkfasthet etter B35. Korttids E-modulen velges til 24416 MPa , og langtids E-modulen til 9766 MPa . Siden alkalireaksjonen blir betraktet som en langtidslast, blir langtids E-modulen benyttet for bruddkapasiteten.

Tabell 6.2: Materialegenskaper

Karakteristisk [MPa]	Dimensjonerende [MPa]	Materialparametere
$f_{ck} = 30$	$f_{cd} = 14$	$\gamma_c = 1.4$
$f_{cck} = 24$	$f_{td} = 1.1$	$E_{lang} = 24416 \text{ MPa}$
$f_{cn} = 2.3$		$E_{kort} = 9766 \text{ MPa}$
$f_{tk} = 2.3$		$\varepsilon_c = 0.0035$
$f_{tn} = 1.5$		

6.3 Momentkapasitet

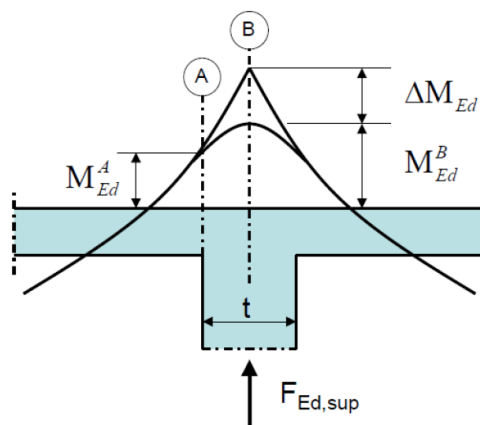
For beregning av kapasiteten er det gjort en konservativ forenkling, slik at beregningene kan gjøres som for et T-tverrsnitt. Fullstendige beregninger er presentert i tillegg C. NS 3473, pkt. 9.5 angir at det skal inkluderes en effektiv flensbredde til tverrsnittet, som skal være den minste av:

- Faktisk flensbredde
- 10% av avstanden mellom bjelkens null-momentpunkter
- 8 ganger flenstykkelsen

10% av avstanden mellom bjelkens null-momentpunkter er 1260 mm , og tilsvarer $\frac{b_f}{2}$. Dermed blir den totale bredden av flensen for tverrsnittet, $b_w + b_f = 3070 \text{ mm}$

6.3.1 Reduksjon av støttemoment

For kontinuerlige bjelker over støtter med eller uten rotasjonsmotstand kan man redusere det dimensjonerende momentet. For en monolittisk forbindelse mellom bjelke og dekke, som ved de aktuelle snittene for Tjeldsundbrua, kan momentet settes lik momentet i snitt A i figur 6.3 ved kanten av opplegget.



Figur 6.3: Reduksjon av støttemoment

6.3.2 Momentomlagring

På grunn av ulik armeringsmengde i felt og over støtte vil også bøyekapasiteten for bjelketverrsnittet være ulik. Ved å tillate at det dannes plastiske ledd for lavere lastnivå enn det tilhørende elastiske momentet, kan man redusere momentet. For å opprettholde momentlikevekt økes da momentet tilsvarende i en annen del av konstruksjonen. Det stilles krav om at tverrsnittet som skal momentomlagres er underarmert slik at armeringen flyter. I følge NS 3473 skal bjelker ikke forutsettes større momentomlagring i forhold til momenter beregnet for lineært elastiske forhold enn:

- 10% for kamtråd B500A
- 20% for kamtråd B500B
- 30% for kamtråd B500C

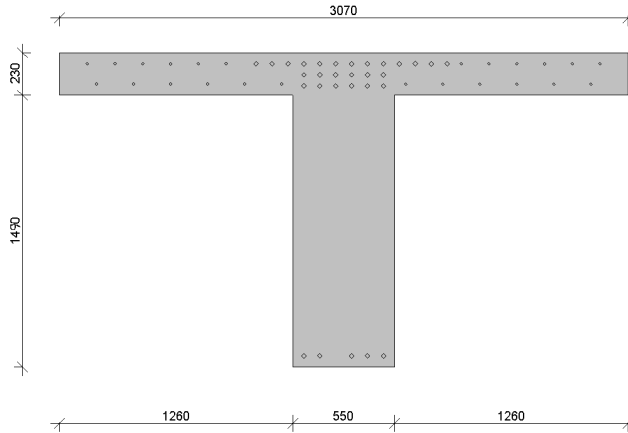
Klassene skilles av kravene til stålets duktilitet. Lengdearmering i bjelkene ved Tjeldsundbrua er av armeringstype Ks40, og det antas konservativt at dette er kamstenger B400A og kan tillate opptil 10% momentomlagring.

6.3.3 Hovedfelt

Støttemoment, akse 21

Ved støtten ligger armeringen som vist i figur 6.4. Det går også noen armeringsjern på skrått gjennom bjelketverrsnittet for å hindre gjennomlokking. Disse jernene er derimot for nært nøytralaksen til å ha betydning for momentkapasiteten til tverrsnittet. Beregning av momentkapasitet er gjort etter NS 3473 og Svein I. Sørensen(2000).

Armeringen i tverrsnittet ligger som angitt i tabell 6.3. Det er her tatt hensyn til de ulike fasthetene til armeringen. d_m regnes ut til å være $1594mm$.



Figur 6.4: T-tverrsnitt ved støtte, akse 21

Tabell 6.3: Fordeling av armering i tverrsnitt

Lagfordeling	$d_m[mm]$	$A_s[mm^2]$	$f_{sd}[N/mm^2]$
$\phi 12s150$	1640	2314	320
$\phi 12s200$	1580	1736	320
$13\phi 26$	1640	6902	304
$6\phi 26$	1580	3185	304
$6\phi 26$	1520	3185	304

For et gitt betongtverrsnitt og armeringsmengde må trykksonehøydefaktoren, α , bestemmes slik at det er likevekt mellom trykk og strekkreftene i armeringen. For det aktuelle snittet er $\alpha_b = 0,64$ og $A_{s,b} = 20682 \text{ mm}^2 > A_s = 17322 \text{ mm}^2$. Tverrsnittet er følgelig underarmert og ny trykksonehøydefaktor bestemmes som $\alpha = 0,54$. Kravet til momentkapasiteten blir da

$$M_d = 2\left(\frac{AB}{10^4}\left(1 - \frac{A\alpha}{200}\right)\alpha f_{cd}bd^2\right) = 13300 \text{ kNm}$$

Kontroll av minimumsarmering på strekksiden bestemmes av NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_s \geq 0.25k_w b_w h \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 0.25 \cdot 1.0 \cdot 550 \cdot 1490 \cdot \frac{2.3}{380} = 1240 \text{ mm}^2$$

På strekksiden er armeringsmengden $A_s = 13237 \text{ mm}^2$ og vel innenfor kravet om minimumsarmering. På trykksiden sier samme punkt at armeringen ikke bør være mindre enn halvparten av verdien for strekksiden hvis ikke annet påvises. $A'_s = 2655 \text{ mm}^2$ og er dermed også innenfor kravet.

Feltmoment, akse 21-22

I feltets midtsnitt ligger flensen i trykksonen. Dersom tykkelsen av flensen er mindre en trykksonehøyden til en rektangulær spenningsblokk kan man konservativt anta konstant trykkspenning i flensen.

$$t_f \leq 0,8m$$

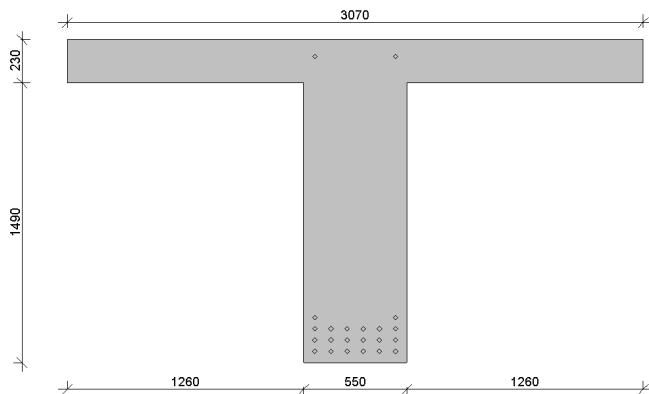
$$\alpha = \frac{f_{sd}A_s}{0,8b_f d_m f_{cd}} = 0,06$$

$$t_f \leq 0,8\alpha d_m = 75,2$$

Kravet for tynn flens er ikke oppfylt, og man må rekne tverrsnittet med tykk flens.

Tabell 6.4: Fordeling av armering i tverrsnitt for felt mellom akse 21 og 22

Lagforeling	$d_m[\text{mm}]$	$A_s[\text{N}/\text{mm}^2]$	$f_{sd}[\text{N}/\text{mm}^2]$
6 ϕ 26	1640	3185	304
6 ϕ 26	1580	3185	304
6 ϕ 26	1520	3185	304
2 ϕ 26	1460	1062	304



Figur 6.5: T-tverrsnitt felt mellom akse 21 og 22

Momentkapasiteten i felt mellom akse 21 og 22 blir dermed,

$$M_{Rd} = 2(0,8f_{cd}(1 - 0,4\alpha)\alpha b_f d_m^2) = 9880 \text{ kNm}$$

Trykkspenningen i flensen må kontrolleres opp mot betongens trykkfastehet.

$$\sigma_{cd} = \frac{M_d}{t(b_f)(d_m - \frac{t}{2})} = 4,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} < f_{cd} \quad OK$$

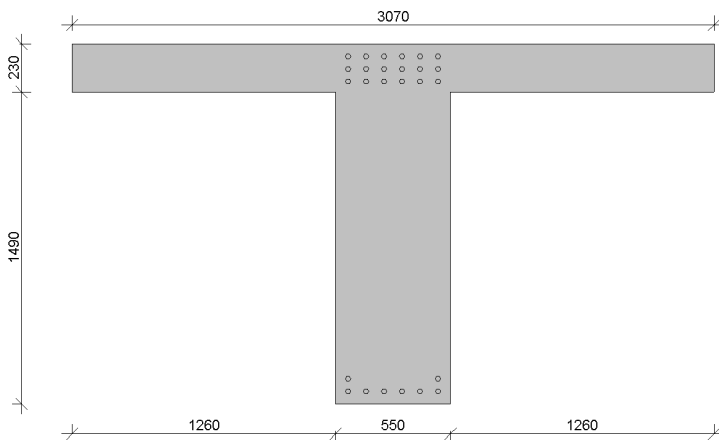
Kontroll av minimumsarmering på strekksiden bestemmes av NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_s \geq 0,25k_w b_w h \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 550 \cdot 1490 \cdot \frac{2,3}{380} = 1240 \text{ mm}^2$$

På strekksiden er armeringsmengden $A_s = 10618 \text{ mm}^2$ og er vel innenfor kravet om minimumsarmering. På trykksiden sier samme punkt at armeringen ikke bør være mindre enn halvparten av verdien for strekksiden hvis ikke annet påvises. $A'_s = 1062 \text{ mm}^2$ og er dermed også innenfor kravet.

Null-momentpunkt, akse 21-22

Kapasiteten i nullmoment-punktet følger beregningsgangen for kapasitet for felt. Denne antagelsen er gjort siden det vil gi den klart laveste kapasiteten for tverrsnittet. I tillegg vil nullmoment-punktet flytte seg nærmere støtten over tid.



Figur 6.6: T-tverrsnitt nullmoment-punkt mellom akse 21 og 22

Sjekker først om kravet for tynn flens er oppfylt.

$$t_f \leq 0,8d_m$$

$$\alpha = \frac{f_{sd}A_s}{0,8b_f d_m f_{cd}} = 0,023$$

$$t_f \leq 0,8\alpha d_m = 29,9 \text{ mm}$$

Kravet for tynn flens er ikke oppfylt, og man må rekne tverrsnittet med tykk flens.

Tabell 6.5: Fordeling av armering i nullmoment-punkt mellom akse 21 og 22

Lagfordeling	$d_m[mm]$	$A_s[N/mm^2]$	$f_{sd}[N/mm^2]$
6 ϕ 26	1640	3185	304
2 ϕ 26	1580	1062	304

Momentkapasiteten ved nullmoment-punktet mellom akse 21 og 22 blir dermed,

$$M_{Rd} = 2(0,8f_{cd}(1 - 0,4\alpha)\alpha b_f d_m^2) = 4160 \text{ kNm}$$

Trykkspenningen i flensen må kontrolleres opp mot betongens trykkfastehet.

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Rd}}{t(b_f)(d_m - \frac{t}{2})} = 1,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cd} < f_{cd} \text{ OK}$$

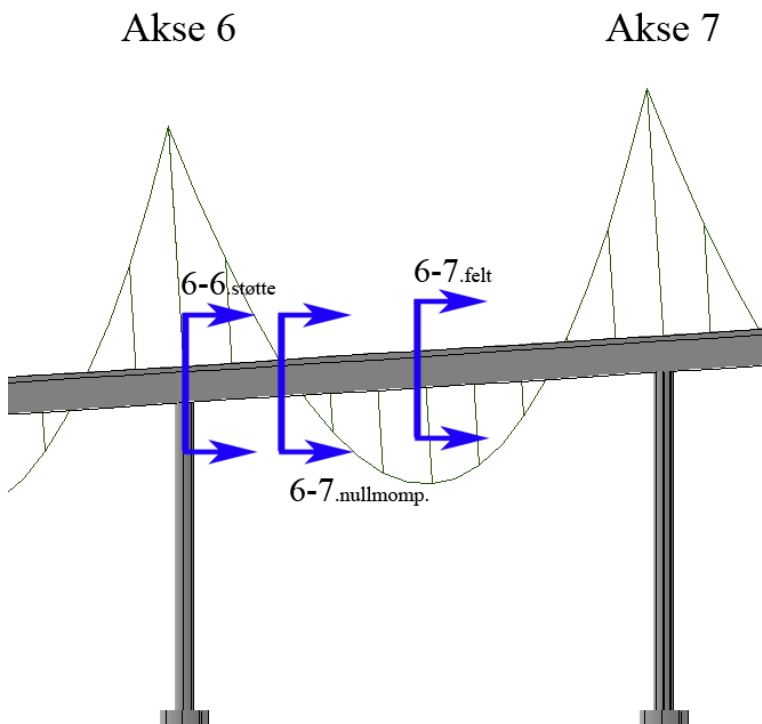
Kontroll av minimumsarmering på strekksiden bestemmes av NS 3473 punkt 18.3.2

$$A_s \geq 0,25k_w b_w h \frac{f_{tk}}{f_{sk}} = 0,25 \cdot 1,0 \cdot 550 \cdot 1490 \cdot \frac{2,3}{380} = 1240 \text{ mm}^2$$

Strekksiden av tverrsnittet har en armeringsmengde, $A_s = 4247 \text{ mm}^2$, og er dermed innenfor kravet fra NS 3473. På trykksiden er $A'_s = 9557 \text{ mm}^2$ uten å inkludere armering i flensen. Minimumsarmering for nullmoment-punktet er derfor godt innenfor kravet.

6.4 Øvrige snitt

De øvrige akse snittene er presentert i tabell 6.5 og 6.6. Beregninger for tabellene kommer frem av tillegg. Ettersom flere av snittene og armeringsmengden er like vil det bli presentert et tillegg for flere snitt. Hvilke snitt som inngår i de ulike tilleggene er markert øverst i hvert tillegg. Aksenotasjonen som er blitt brukt i tabellene er samsvarende med figur 6.7.



Figur 6.7: Illustrasjon over snittinndeling

Tabell 6.6: Momentkapasitet, akse 1-12 [kNm]

Akse	M_{Rd}
1-1.støtte	9013
1-2.nullmomp.	3692
1-2.felt	4134
2-2.støtte	11734
2-3.nullmomp.	3692
2-3.felt	6290
3-3.støtte	11734
3-4.nullmomp.	3692
3-4.felt	6290
4-4.støtte	11734
4-5.nullmomp.	3692
4-5.felt	6290
5-5.støtte	11734
5-6.nullmomp.	3692
5-6.felt	6290
6-6.støtte	11734
6-7.nullmomp.	3692
6-7.felt	6290
7-7.støtte	11734
7-8.nullmomp.	3692
7-8.felt	6290
8-8.støtte	11734
8-9.nullmomp.	3692
8-9.felt	6290
9-9.støtte	11734
9-10.nullmomp.	3692
9-10.felt	6290
10-10.støtte	11734
10-11.nullmomp.	3692
10-11.felt	6290
11-11.støtte	10800
11-12.nullmomp.	3692
11-12.felt	6290

Tabell 6.7: Momentkapasitet, akse 12-22 [kNm]

Akse	M_{Rd}
12-12.støtte	11734
12-13.nullmomp.	3692
12-13.felt	6290
13-13.støtte	11734
13-14.nullmomp.	3692
13-14.felt	6290
14-14.støtte	11734
14-15.nullmomp.	3692
14-15.felt	6290
15-15.støtte	11734
15-16.nullmomp.	3692
15-16.felt	6290
16-16.støtte	11734
16-17.nullmomp.	3692
16-17.felt	6290
17-17.støtte	9152
17-18.nullmomp.	2110
17-18.felt	3660
18-18.støtte	9650
18-19.nullmomp.	3899
18-19.felt	7189
19-19.støtte	11776
19-20.nullmomp.	3899
19-20.felt	7189
20-20.støtte	11776
20-21.nullmomp.	3899
20-21.felt	7189
21-21.støtte	13312
21-22.nullmomp.	3899
21-22.felt	9880

6.5 Skjærkapasitet

6.5.1 Over støtte, akse 21

Skjærstrekkkapasitet uten armering

Kapasitet fra betongen, i henhold til NS 3473 punkt 12.3.2, er gitt som

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

Tabell 6.8: Relevante parametere brukt i utregningene

Forklaring	Symboler	Verdi
Dimensjonerende konstruksjonsfasthet for strekk	f_{td}	1,1 [N/mm ²]
Faktor	k_{Λ}	100
Lengdearmering	A_s	13273 [mm ²]
Materialfaktor betong	γ_c	1,4 [N/mm ²]
Bredde av bjelkesteg	b_w	550 [mm]
Midlere effektiv tverrsnittshøyde	d_m	1597 [mm]
Faktor for skjærarmering	k_v	1

Dette gir at,

$$V_{cd} = V_{co} = 574 \text{ kN} < 579 \text{ kN}$$

Dermed er den beregningsmessige kapasiteten mindre enn den største tillatte verdien for betongtverrsnittet, hvor bare lengdearmering inkluderes.

Inkluderes skjærarmeringen $\phi 12s150$, som strekker seg 6750 mm i vestlig retning og 7800 mm i østlig retning fra opplegget, kan man etter NS 3473 punkt 12.3.2.4 bestemme total skjærkraftkapasitet. Bøylene antas å stå 90° på bjelkens lengdeakse.

$$V_{sd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{sd} z = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{sd} 0,9d_m = \frac{2 \cdot 6^2 \pi}{150} \cdot 320 \cdot 0,9 \cdot 1597 = 693 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasiteten for en bjelke blir dermed,

$$V_d = V_{co} + V_{sd} = 1267 \text{ kN}$$

Den totale kapasiteten for brua blir dobbelt så stor, ettersom bruoverbygningen er en symmetrisk T-bjelkebru.

$$V_{ds} = 2534 \text{ kN}$$

Trykkbrudd

NS 3437 punkt 12.3.2.5 setter også krav til trykkbrudd-kapasiteten til bjelkene for å motstå skjærkraft.

$$V_{ccd} = 0,3f_{cd}b_wz(1 + \cot\alpha) \leq 0,45f_{cd}b_wz$$

$$V_{ccd} = 0,3 \cdot 14 \cdot 550 \cdot 0,9 \cdot 1597 \leq 0,45 \cdot 14 \cdot 550 \cdot 0,9 \cdot 1597$$

$$V_{ccd} = 3320 \text{ kN} \leq 4980 \text{ kN}$$

Total trykkbruddkapasitet blir dermed

$$V_{ccd} = 6640 \text{ kN}$$

Minimumsarmering

Kontroll av minimumsarmering er utført etter NS 3473 punkt 18.3.6.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2 \cdot 6^2 \cdot \pi}{150} = 1,5 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Krav fra NS 3473 sier at bøylenes tverrsnittareal skal ha et areal som svarer til eller er større enn.

$$A_{s,min} \geq 0,2 A_c f_{tk} \frac{\sin \alpha}{f_{sk}} = 0,2 \cdot (1490 \cdot 550) \cdot 2,55 \cdot \frac{\sin 90}{400} = 1045 \text{ mm}^2$$

Dette gir videre at,

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 1,045 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Krav for minimum skjærarmering er oppfylt. $A_{sw} > A_{sw,min}$

6.5.2 Felt, akse 21-22

Skjærkraftkapasitet i felt følger samme beregningsgang som for over støtte. Strekkbrudd-kapasiteten for bjelke i felt blir da, med $A_s = 10618 \text{ mm}^2$

$$V_{cd} = V_{co} = 0,3 \left(f_{td} + \frac{k_{\alpha} A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0,6 f_{td} b_w d k_v$$

$$517 \text{ kN} < 579 \text{ kN}$$

Skjærarmeringen i felt er lagt som $\phi 12s170$, og kapasiteten for en bjelke blir dermed

$$V_{sd} = \frac{A_{sw}}{s} f_{sd} z = \frac{2 \cdot 6^2 \cdot \pi}{170} \cdot 320 \cdot 0,9 \cdot 1568 = 600 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasiteten for en bjelke blir dermed.

$$V_d = V_{co} + V_{sd} = 1117 \text{ kN}$$

Den totale kapasiteten for brua blir dobbelt så stor, ettersom bruoverbygningen er en symmetrisk T-bjelkebru.

$$V_{df} = 2234 \text{ kN}$$

Trykkbrudd

NS 3437 punkt 12.3.2.5 setter også krav til trykkbrudd-kapasiteten til bjelkene for å motstå skjærkraft.

$$V_{ccd} = 0,3f_{cd}b_wz(1 + \cot\alpha) \leq 0,45f_{cd}b_wz$$

$$V_{ccd} = 0,3 \cdot 14 \cdot 550 \cdot 0,9 \cdot 1568 \leq 0,45 \cdot 14 \cdot 550 \cdot 0,9 \cdot 1568$$

$$V_{ccd} = 3260 \text{ kN} \leq 4890 \text{ kN}$$

Total trykkbruddkapasitet blir dermed

$$V_{ccd} = 6520 \text{ kN}$$

Minimumsarmering

Kontroll av minimumsarmering er utført etter NS3473 punkt 18.3.6.

$$\frac{A_{su}}{s} = \frac{2 \cdot 6^2 \cdot \pi}{170} = 1,33 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Krav fra NS3473 sier at bøylenes tverrsnittareal skal ha et areal som svarer til eller er større enn.

$$A_{s,min} \geq 0,2A_c f_{tk} \frac{\sin\alpha}{f_{sk}} = 0,2 \cdot (1490 \cdot 550) \cdot 2,55 \cdot \frac{\sin 90}{400} = 1045 \text{ mm}^2$$

Dette gir videre at

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 1,045 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Krav for minimum skjærarmering er oppfylt. $A_{sw} > A_{sw,min}$

6.5.3 Nullmoment-punkt, akse 21

Skjærkraftkapasitet i felt følger samme beregningsgang som for over støtte. Strekkbrudd-kapasiteten for bjelke i felt blir da, med $A_s = 4247 \text{ mm}^2$

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

$$386 \text{ kN} < 579 \text{ kN}$$

Skjærarmeringen i felt er lagt som $\phi 12s170$, og kapasiteten for en bjelke blir dermed

$$V_{sd} = \frac{A_{sw}}{s} f_{sd} z = \frac{2 \cdot 6^2 \cdot \pi}{170} \cdot 320 \cdot 0,9 \cdot 1625 = 622 \text{ kN}$$

Skjærkraftkapasiteten for en bjelke blir dermed.

$$V_d = V_{co} + V_{sd} = 1008 \text{ kN}$$

Den totale kapasiteten for brua blir dobbelt så stor, ettersom bruoverbygningen er en symmetrisk T-bjelkebru.

$$V_{df} = 2017 \text{ kN}$$

Trykkbrudd

NS 3437 punkt 12.3.2.5 setter også krav til trykkbrudd-kapasiteten til bjelkene for å motstå skjærkraft.

$$V_{ccd} = 0,3f_{cd}b_wz(1 + \cot\alpha) \leq 0,45f_{cd}b_wz$$

$$V_{ccd} = 0,3 \cdot 14 \cdot 550 \cdot 0,9 \cdot 1625 \leq 0,45 \cdot 14 \cdot 550 \cdot 0,9 \cdot 1625$$

$$V_{ccd} = 3378 \text{ kN} \leq 5067 \text{ kN}$$

Total trykkbruddkapasitet blir dermed

$$V_{ccd} = 6756 \text{ kN}$$

Minimumsarmering

Kontroll av minimumsarmering er utført etter NS 3473 punkt 18.3.6.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2 \cdot 6^2 \cdot \pi}{170} = 1,33 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Krav fra NS3473 sier at bøylenes tverrsnittareal skal ha et areal som svarer til eller er større enn.

$$A_{s,min} \geq 0,2A_c f_{tk} \frac{\sin\alpha}{f_{sk}} = 0,2 \cdot (1490 \cdot 550) \cdot 2,55 \cdot \frac{\sin 90}{400} = 1045 \text{ mm}^2$$

Dette gir videre at

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 1,045 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Krav for minimum skjærarmering er oppfylt. $A_{sw} > A_{sw,min}$

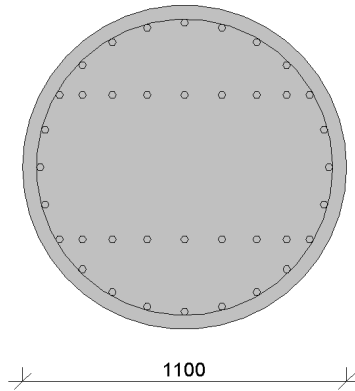
6.5.4 Skjærkapasitet for øvrige snitt

En oversikt over skjærkapasiteten til de øvrige snittene som er blitt vektlagt i denne masteroppgaven, er presentert i tabell 6.9. Dette med en avstand d fra opplegg.

Tabell 6.9: Skjærkapasitet, for utvalgte snitt [kN]

Akse	V_{Rd}	Trykkbrudd	Minimumsarmering
10-11.nullmomp.	1961	OK	OK
10-11.felt	1950	OK	OK
11-11.støtte	2110	OK	OK
17-18.nullmomp.	2110	OK	OK
17-18.felt	2001	OK	OK
18-18.støtte	2112	OK	OK
20-21.nullmomp.	2017	OK	OK
20-21.felt	2234	OK	OK
21-21.støtte	2534	OK	OK

6.6 Søylekapasitet



Figur 6.8: Søyletverrsnitt

6.6.1 M-N-diagram

Kapasiteten av søylen er beregnet ved å utsette tverrsnittet for en rekke tøyningstilstander med ulike bruddkriterier. I alt ble det undersøkt fem forskjellige tøyninger:

- Rent trykk
- Trykkbrudd i betong med flytning i armeringens tyngdepunkt
- Trykkbrudd i betong med dobbel flyttøyning i armeringens tyngdepunkt
- Trykkbrudd i betongen og strekkbrudd i armeringen
- Rent strekk

Rent trykk

Med rent trykk over hele søyletverrsnittet settes trykktøyningen som $\varepsilon_{cm} = 0,0029$ i henhold til NS3473 punkt 12.1.1. Denne tøyningen overskrider flytegrensen til armeringen og armerings spenningen settes derfor som $f_{sd} = 304 \text{ N/mm}^2$.

$$N_1 = 19438 \text{ kN}$$

$$M_1 = 0 \text{ kNm}$$

Fullstendige likevektsberegninger er presentert i tillegg D.

Trykkbrudd i betong med flytning i armeringens tyngdepunkt

For å oppnå trykkbrudd samtidig som man har flytning i armeringstyngdepunktet settes $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0,0019$. Som vist i figur 6.9 ligger strekkarmeringen i flere lag. For videre beregninger må man finne tyngdepunktet d_m for tverrsnittet.

Tabell 6.10: Plassering av strekkarmering

Lagfordeling	$A_{si} \text{ [mm}^2\text{]}$	$y_i \text{ [mm]}$
2 ϕ 26	1062	127
9 ϕ 26	4778	245
2 ϕ 26	1062	346
2 ϕ 26	1062	424
2 ϕ 26	1062	473
1 ϕ 26	531	490

Med armeringsfordelingen som er gitt i tabellen over blir avstanden fra armeringstyngdepunktet til nøytralaksen

$$y_m = \frac{\sum y_i \times A_{si}}{\sum A_{si}} = 302,6 \text{ mm}$$

Videre blir tyngdepunktet for strekkarmeringen

$$d_m = y_m + h/2 = 852,6 \text{ mm}$$

Likevektsberegninger for den gitte tøyningssituasjonen gir da

$$N_2 = 6808 \text{ kN}$$
$$M_2 = 3983 \text{ kNm}$$

Trykkbrudd i betong med dobbel flyttøyning i armeringens tyngdepunkt

Tilsvarende tilfelle som for enkelt flytning i armeringen, men i dette tilfelle flyter ikke trykkarmeringen. $\varepsilon'_s = 0,00176 < \varepsilon_{sy} = 0,0019$ og $\varepsilon_s = 2 \times \varepsilon_{sy} = 0,0038$. Likevektsberegninger gir dermed

$$N_3 = 4810 \text{ kN}$$
$$M_3 = 3719 \text{ kNm}$$

Trykkbrudd i betongen og strekkbrudd i armeringen

I dette tilfelle settes $\varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 0,01$. Dette gjør at trykkarmeringen, $\varepsilon'_s = 0,00029$, blir veldig liten og ikke flyter. Likevektsberegninger gir dermed.

$$N_4 = 128 \text{ kN}$$
$$M_4 = 2317 \text{ kNm}$$

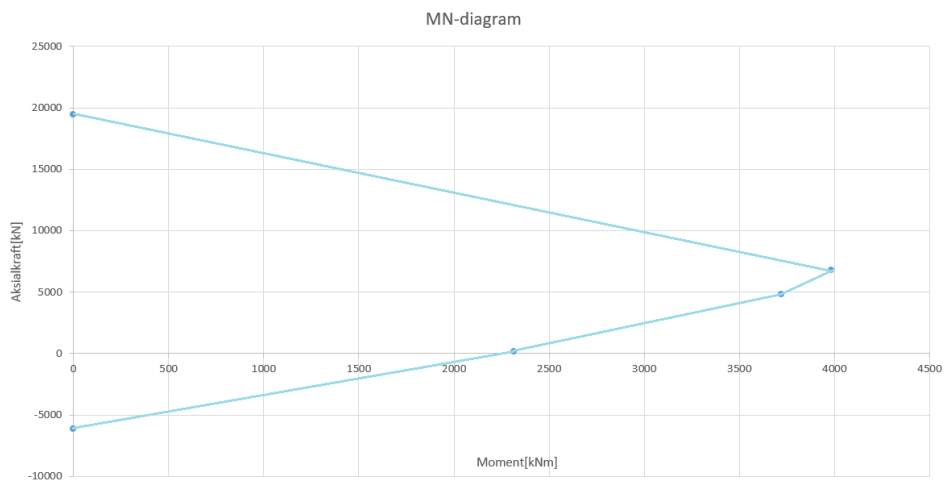
Rent strekk

For rent strekk settes tøyningen lik som for strekkbrudd i armeringen, $\varepsilon_s = \varepsilon_{su} = 0,01$. I tillegg gjøres samme antagelse som for rent trykk, hvor all lengdearmering i tverrsnittet inngår i beregningene. Likevektsberegninger gi dermed

$$N_5 = -6133 \text{ kN}$$

$$M_5 = 0 \text{ kNm}$$

M-N-diagram



Figur 6.9: M-N-diagram

6.6.2 Kontroll av slankhet

NS3473 stiller også krav til at slankheten til en konstruksjonsdel ikke skal overskride henholdsvis geometrisk slankhet, og lastavhengig slankhet.

$$\lambda = \frac{l_e}{i_c} < 80(1 + 4\omega_t)^{0,5}$$

$$\lambda_N = \lambda \left(\frac{n_f}{1+4\omega_t} \right)^{0,5} < 45$$

Det er antatt at søylene er fast innspent i begge ender, ettersom den er monolittisk støpt sammen med bruoverbygg og søylepilar. Beregningene i tillegg D viser at søylen ikke overskrider de overnevnte krav.

$$\lambda = 55,5 < 80(1 + 4\omega_t)^{0,5} = 119,4$$

$$\lambda_N = 14,8 < 45$$

Punkt 12.2.5 i NS 3473 sier derimot at virkninger fra forskyvninger kan ikke ses bort fra dersom den lastavhengige slankheten, $\lambda_N > 10$ og er beregnet på grunnlag av dimensjonerende laster. 2.Ordens momenter må derfor inkluderes og søylen betraktes som slank.

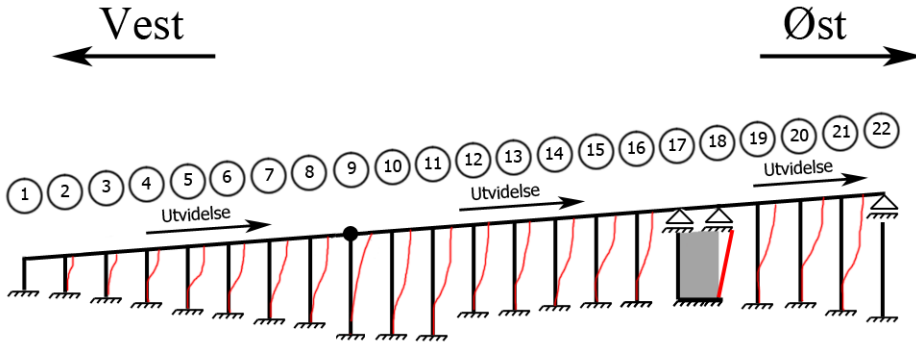
Kapittel 7

Beregninger i NovaFrame

7.1 Oppsett

7.1.1 Om NovaFrame

En grundig statistisk analyse har blitt gjennomført i NovaFrame, for å undersøke hvilke snitt som er kritiske for konstruksjonen. NovaFrame er et rammeprogram utviklet av Aas-Jakobsen, basert på elementmetoden. Programmet har høyt fokus på brukonstruksjoner, dette gjør programmet svært hjelpelig når det gjelder blant annet lastkombinering. Det er tatt utgangspunkt i den statiske modellen som tilsvareer situasjonen med lukket fuge og revnet forankringskasse. Dette er den mest kritiske situasjonen, som vil kunne oppstå på nytt når overbygget utvider seg. Under denne tilstanden gir forankringskassen lite motstand for utvidelsen. Kassen blir derfor modellert som to glidelager for overbygget. Fugen i toppen av akse 9 blir modellert som et ledd.

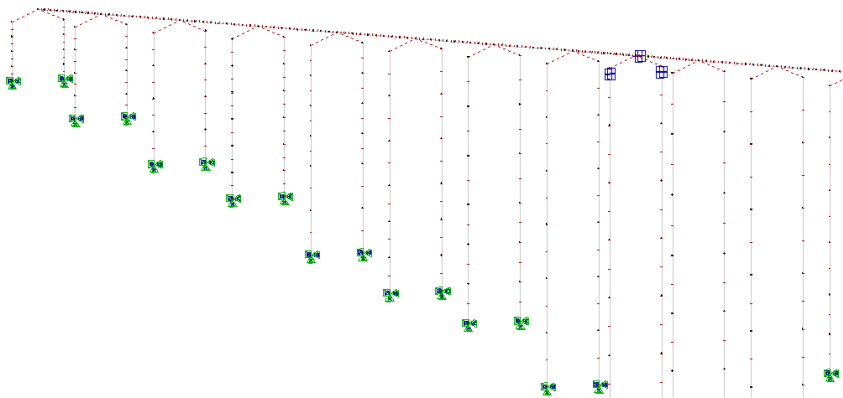


Figur 7.1: Statisk system, NovaFrame

7.1.2 Referanselinjer, noder og elementer

I NovaFrame er hele modellen basert på referanselinjer. Referanselinjene er tenkte linjer, som man knytter tverrsnittene og lastene opp mot. I dette tilfellet er det aktuelt å definere vegbanene som en linje, så knytte de 22 aksene opp mot vegbanen, hvor de 44 søylene får hver sin referanselinje.

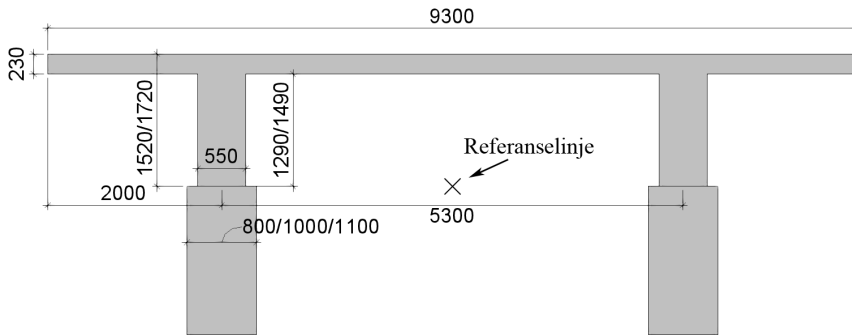
Referanselinjene får så tildelt noder og elementer. De nederste søyle nodene får randbetingelser hvor de er fastholdt mot translasjon og rotasjon. De øverste søyle nodene knyttes opp mot nodene til vegbanen som master-slave noder, med full momentoverføring.



Figur 7.2: Referanselinjer, noder og elementer i NovaFrame

7.1.3 Tverrsnitt

Overbygget modelleres som en noe forenklet utgave, som vist. Overbyggets høyde settes til 1520 mm for akse 1 til 17. Mellom akse 17 og 18 endres høyden til 1720 mm . Søylene blir modellert som tilnærmet likt virkeligheten, mens landkåret modelleres som to $2000\text{ mm} \cdot 3000\text{ mm}$ rektangulære søyler.



Figur 7.3: Tverrsnitt fra NovaFrame.

7.2 Lastinnføring i NovaFrame

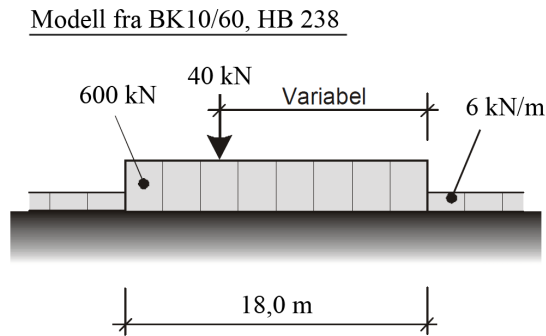
Lastene som påføres er egenlast, trafikklast, temperaturlast, vindlast og ASR-utvidelse og -krumning.

7.2.1 Egenlast

Egenlasten påføres alle elementene i modellen som 25 kN/m^3 , NovaFrame finner selv ut hva volumet til tverrsnittene er. I tillegg til betongdensiteten, får overbygget tildelt $1,0\text{ kN/m}$ for rekkverkene, og $22,5\text{ kN/m}$ for slitelaget.

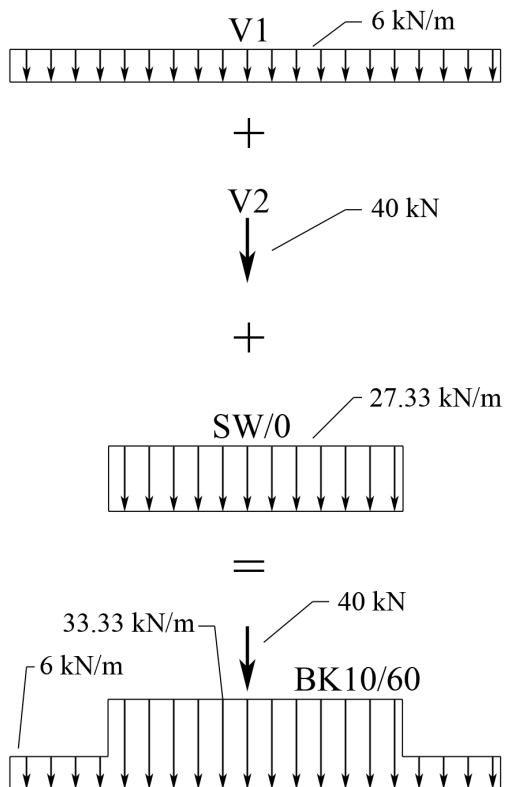
7.2.2 Trafikklast

NovaFrame er svært kompleks når det gjelder trafikklaster. I utgangspunktet tenger man kun å velge hvilken type trafikk som skal ferdes på brua, så vil NovaFrame selv kalkulere den mest ugunstige plasseringen av kjøretøyene. I dette tilfellet er det ønskelig å benytte seg av BK10/60-kombinasjonen fra HB238.



Figur 7.4: Trafikklast etter BK10/60, HB238

BK10/60 eksisterer ikke i NovaFrame, men det er mulig å lage en tilnærmet modell, ved å kombinere modellene V1, V2 og SW/0.[17] Dette er laster som er basert på Lastforskrifter, 184/1992, som NovaFrame benytter seg av. Her vil V1 benyttes til å konstruere den jevnt fordelt trafikklasten $p = 6 \text{ kN/m}$. V2 benyttes til å konstruere aksellasten $A = 40 \text{ kN}$. Så vil SW/0 benyttes til å konstruere lasten fra vogn-toget/kjøretøyet, $V = 600 \text{ kN}$, for en lengde på 18 m . Dette vil gi tilsvarende verdier som for BK10/60.



Figur 7.5: V1, V2 og SW/0 til BK10/60

7.2.3 Vindlast

Det er kun vindlasten i vertikalretning som benyttes. For tilfellet uten trafikk er denne satt til $13,8 \text{ kN/m}$. For tilfellet med trafikk er den $8,2 \text{ kN/m}$. Disse settes på overbygget som jevnt fordelt last. Tilfellet med trafikk vil bli dimensjonerende, da trafikklasten har større påvirkning enn vindlasten.

7.2.4 Temperaturlast

NovaFrame tar hensyn til både den jevnt fordelte brutemperaturen ($\Delta T_{N.con}$ og $\Delta T_{N.exp}$), og den lineært varierende temperaturdifferansen ($\Delta T_{M.heat}$ og $\Delta T_{M.cool}$). Ved å innføre disse verdiene i lastkombineringen, vil NovaFrame kunne finne den mest gunstige kombinasjonen.

Fra kapittel 5

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

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

$$\Delta T_{N.exp} = 32 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N.con} = -23 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$k = \frac{\Delta T_M \cdot \lambda}{h} \quad \text{krumning pga. temperaturdifferanse}$$

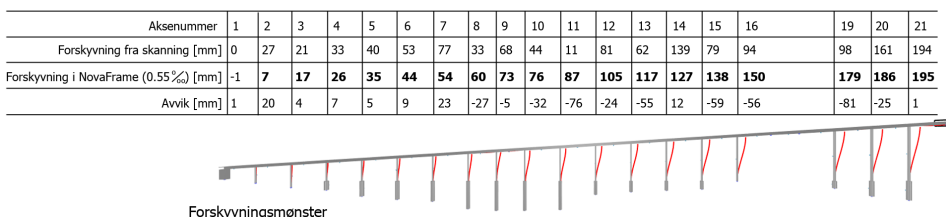
hvor

$$\lambda = 10^{-5} \text{ } K^{-1} \quad \text{temperaturutvidelses-koeffisient}$$

$$h = 1,52 \text{ } m \text{ eller } 1,72 \text{ } m \quad \text{tverrsnittets høyde}$$

7.2.5 ASR-utvidelse

Som nevnt i kapittel 5, gir alkalireaksjonen to lastbidrag. Det ene bidraget er den konstante utvidelsen av tverrsnittet, som gir søyleforskyvninger og et tilleggsmoment over søylene. Det andre bidraget er krumningen av overbygget på grunn av armeringen som holder tilbake noe av utvidelsen. Utvidelsen settes på som et positivt svinn på 0,55 ‰. Denne promillen gir forskyvningsverdier på aksene som tilsvarer 3D-skanningene.

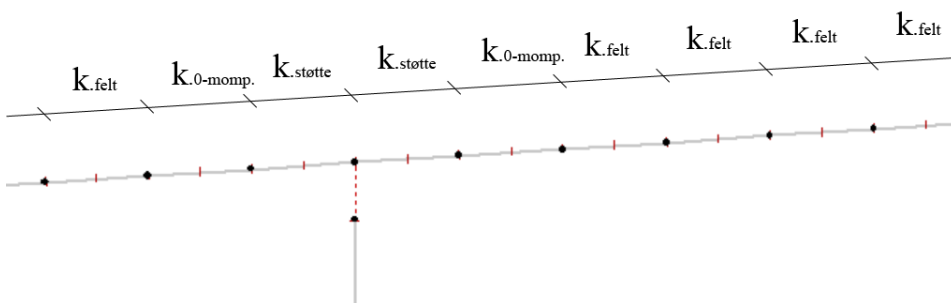


Figur 7.6: Virkelig forskyvning mot forskyvning i NovaFrame

7.2.6 ASR-krumning

ASR-krumning stadium I

Krumningsverdiene av armeringen, settes på som en temperaturgradient. Denne gradienten er avhengig av armeringsmengdene, som gjør den ulik for støtten, nullmomentpunktet og feltet. I NovaFrame er alle bjelkespennene delt inn i ti elementer, uavhengig av spennlengdene. Krumningsgradienten blir derfor tildelt elementene som vist på figur 7.7. Tabell 5.5 og 5.6 i kapittel 5 viser hvilke gradienter som benyttes. Se tillegg E for beregning av krumningene.



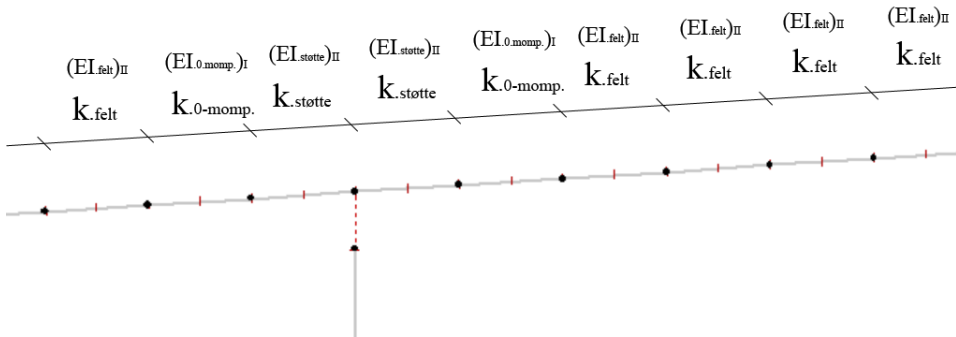
Figur 7.7: Inndeling av stadium I krumning i NovaFrame

ASR-krumning stadium II

Stadium II-krumningen innføres på samme måte som for stadium I, men nå vil også bøyestivheten variere med elementene. Nullmomentpunktene beholder stadium I bøyestivhet. For å endre bøyestivheten, må E-modulen endres for de ulike elementene i NovaFrame. Dette kommer av at det ikke er mulig å endre treghetsmomentet uten å endre geometrien. Måten dette gjøres på er å sette bøyestivheten fra NovaFrame lik den virkelige bøyestivheten og løse ut for E-modulen. Endre E-modul i NovaFrame vil kunne påvirke uttrykk som benytter seg av EA , men det får ikke stor betydning for momentresultatene.

For stadium II beregningene er kun akse 17-22 som betraktes, da NovaFrame ikke klarer å håndtere stor nok kode til å ta seg av hele via-dukten. Akse 1-17 har derfor stadium I bøyestivhet, uten at dette skal påvirke resultatene rundt akse 17-22 så mye.

$$(EI)_{NF} = (EI)_{II} \rightarrow E_{NF} = \frac{(EI)_{II}}{I_{NF}}$$



Figur 7.8: Inndeling av stadium II krumning i NovaFrame

7.3 Kontroll av laster benyttet i NovaFrame

For å påse at de ulike lastene i NovaFrame gir fornuftige resultater, er det blitt gjort noen enkle kontrollberegninger for hånd. Det er akse 19 til 22 som etter regnes, da dette er den kritiske delen av viadukten. Det er blitt laget en forenklet modell, som er en horisontal, fritt opplagt bjelke, med tre spenn.

7.3.1 Kontroll av egenlast

Resultatene i tabell 7.1 viser at beregningen av egenlast i NovaFrame er fornuftig.

$$L = 21 \text{ m}$$

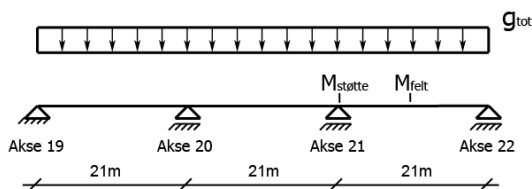
$$A_{\text{overbygg}} = 3,78 \text{ m}^2$$

$$g_{\text{betong}} = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot A_{\text{overbygg}} = 94,45 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{rekkverk}} = 1,0 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{slitelag}} = 22,5 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{tot}} = g_{\text{slitelag}} + g_{\text{rekkverk}} + g_{\text{betong}} = 117,95 \text{ kN/m}$$



Figur 7.9: Forenklet statisk system, akse 19-22

$$M_{\text{støtte}} = -0,10 \cdot g_{\text{tot}} L^2 = -5201,6 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{felt}} = 0,08 \cdot g_{\text{tot}} L^2 = 4161,28 \text{ kNm}$$

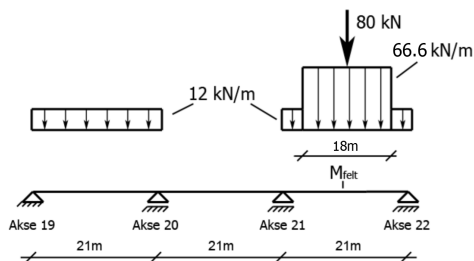
$$V_{\text{støtte}} = 1,10 \cdot g_{\text{tot}} L = 2724,6 \text{ kN}$$

Tabell 7.1: Resultat av egenlastkontroll.

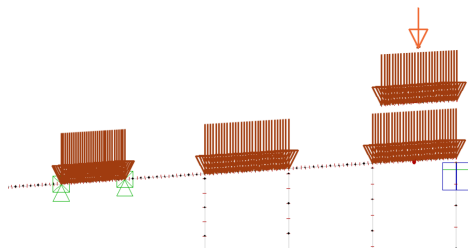
Moment & skjær	Håndberegninger	Fra NovaFrame	Forhold
$M_{støtte}$	5201,6 kNm	5347,19 kNm	0,97
M_{felt}	4161,28 kNm	4111 kNm	1,01
$V_{støtte}$	2724,6 kN	2781,8 kN	0,98

7.3.2 Kontroll av trafikklast

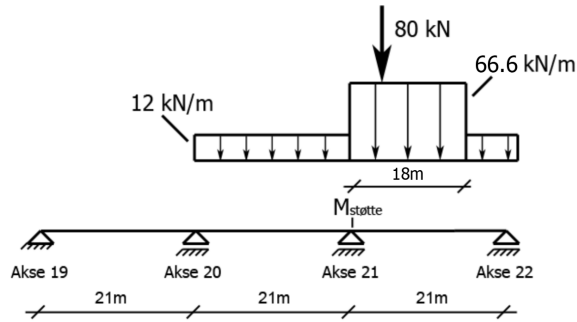
På grunn av en noe komplisert trafikklast, er trefelts bjelken blitt modellert i Focus Konstruksjon. Focus Konstruksjon er et rammeprogram utviklet av Focus Software AS. Programmet er i likhet med NovaFrame, basert på elementmetoden, men med et enklere brukergrensesnitt. Viadukten har to kjørefelt, så alle lastene er blitt multiplisert med to. Resultatene i tabell 7.2 viser at beregningen og plasseringen av trafikklast i NovaFrame er fornuftig.



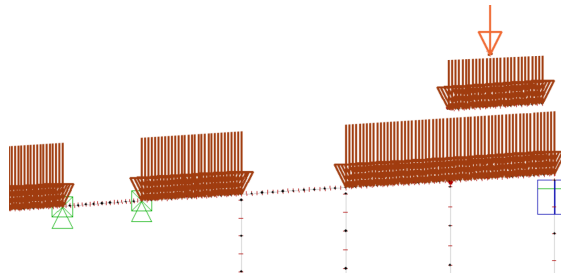
Figur 7.10: Trafikklast for feltmoment i Focus



Figur 7.11: Trafikklast for feltmoment i NovaFrame



Figur 7.12: Trafikklast for støttemoment i Focus



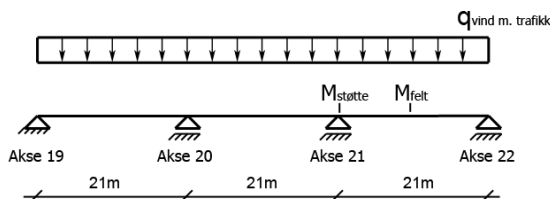
Figur 7.13: Trafikklast for støttemoment i NovaFrame

Tabell 7.2: Resultat av trafikklastkontroll

Moment & skjær	Fra Focus	Fra NovaFrame	Forhold
$M_{støtte}$	2331 kNm	2344 kNm	0,99
M_{felt}	3060 kNm	3089 kNm	0,99
$V_{støtte}$	856 kN	874 kN	0,98

7.3.3 Kontroll av vindlast

Det tilfellet hvor vindlasten virker samtidig som trafikklasten som blir dimensjonerende. Resultatene i tabell 7.3 viser at beregningen av vindlast i NovaFrame er fornuftig.



Figur 7.14: Forenklet statisk system, akse 19-22.

$$L = 21 \text{ m}$$

$$q_{vind} = 8,2 \text{ kN/m (Med trafikk)}$$

$$M_{støtte} = -0,10 \cdot q_{vind}L^2 = -361,62 \text{ kNm}$$

$$M_{felt} = 0,08 \cdot q_{vind}L^2 = 289,30 \text{ kNm}$$

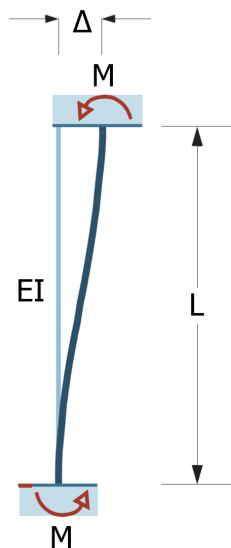
$$V_{støtte} = 1,10 \cdot q_{vind}L = 189,42 \text{ kN}$$

Tabell 7.3: Resultat av vindlastkontroll

Moment & skjær	Håndberegninger	Fra NovaFrame	Forhold
$M_{støtte}$	361,62 kNm	372,35 kNm	0,97
M_{felt}	289,30 kNm	285,56 kNm	1,01
$V_{støtte}$	189,42 kN	193,50 kN	0,98

7.3.4 Kontroll av ASR-utvidelse

For å kontrollere at utvidelsen av overbygget gir fornuftige verdier på momentet rundt søylene. Er det tatt utgangspunkt i akse 21, med en toppforskyvning på 195 mm. Resultatet i tabell 7.4 viser at forskyvningen av søyletoppen, gir et fornuftig momentbidrag i NovaFrame.



Figur 7.15: Forskyvning av akse 21.

$$L = 33000 \text{ mm} \quad (\text{Fundamentet er ikke betraktet})$$

$$E = 9766,4 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 7,187 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$EI = 0,702 \cdot 10^{15} \text{ Nmm}^2$$

$$\Delta = 195 \text{ mm}$$

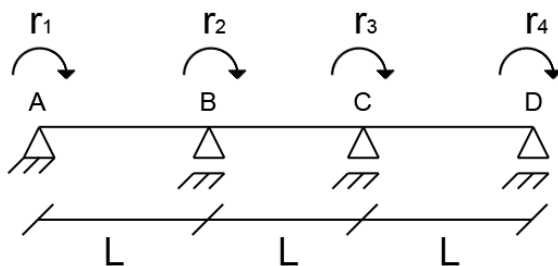
$$M = \frac{6EI}{L^2} \cdot \Delta = 755,12 \text{ kNm}$$

Tabell 7.4: Resultat av ASR-kontroll (forskyvning)

Moment i søyletopp	Håndberegninger	Fra NovaFrame	Forhold
M_{topp}	755,12 kNm	736,74 kNm	1,02

7.3.5 Kontroll av ASR-krumning

For å kontrollere krumningsmomentet, er det igjen blitt benyttet en trefelts bjelke. Bjelken får tildelt fire frihetsgrader og et tvangsmoment M_0 fra krumningen. Det er så mulig å finne det resulterende momentet i bjelken, ved å kombinere partikulærløsningen fra M_0 og komplementærløsningen M_{BA} av rotasjonene r_1 og r_2 .



Figur 7.16: Fritt opplagt bjelke med 4 frihetsgrader

Hentet fra tillegg E, for akse 21-22

$$L = 21000 \text{ mm}$$

$$E = 9766,4 \text{ N/mm}^2$$

$$I = 0,99 \cdot 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$k = 2,88 \cdot 10^{-7} \frac{1}{\text{mm}}$$

$$h = 1720 \text{ mm}$$

Krumning i felt

$$M_0 = EI \cdot k = 2784,5 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{2EI}{L} \begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 4 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 4 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix}$$

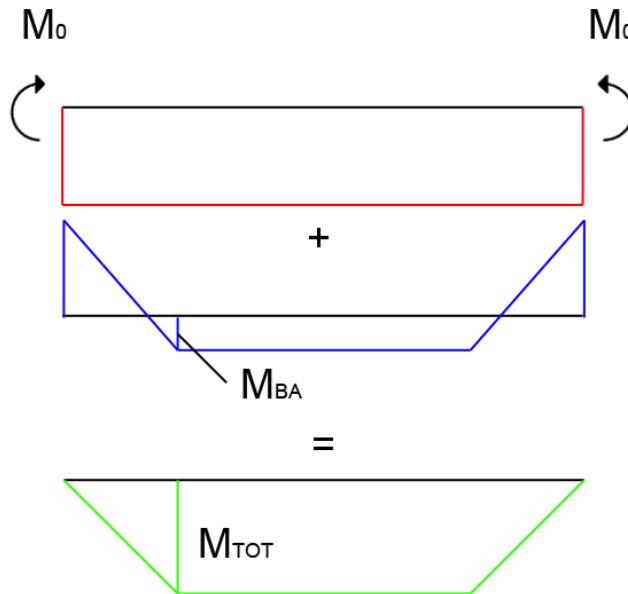
$$K \cdot r = R_0 \rightarrow \begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & 4 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 4 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -M_0 \\ 0 \\ 0 \\ M_0 \end{bmatrix}$$

$$r_1 = -6,72 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$

$$r_2 = 1,35 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

$$r_3 = -1,35 \cdot 10^{-4} \text{ rad}$$

$$r_4 = 6,72 \cdot 10^{-5} \text{ rad}$$



Figur 7.17: Kombinert krumningsmoment

$$M_{BA} = \frac{4EI}{L} \cdot r_2 + \frac{2EI}{L} \cdot r_1 = 186,7 \text{ kNm}$$

$$M_{TOT} = M_0 + M_{BA} = 2971,2 \text{ kNm} \quad \text{fra h\u00e5ndberegninger}$$

$$M_{NF} \approx 3000 \text{ kNm} \quad \text{fra NovaFrame}$$

Dette tilsvare resultatet som fra NovaFrame, n\u00e5r det er feltkrumningen mellom akse 21-22 som benyttes over hele viadukten.

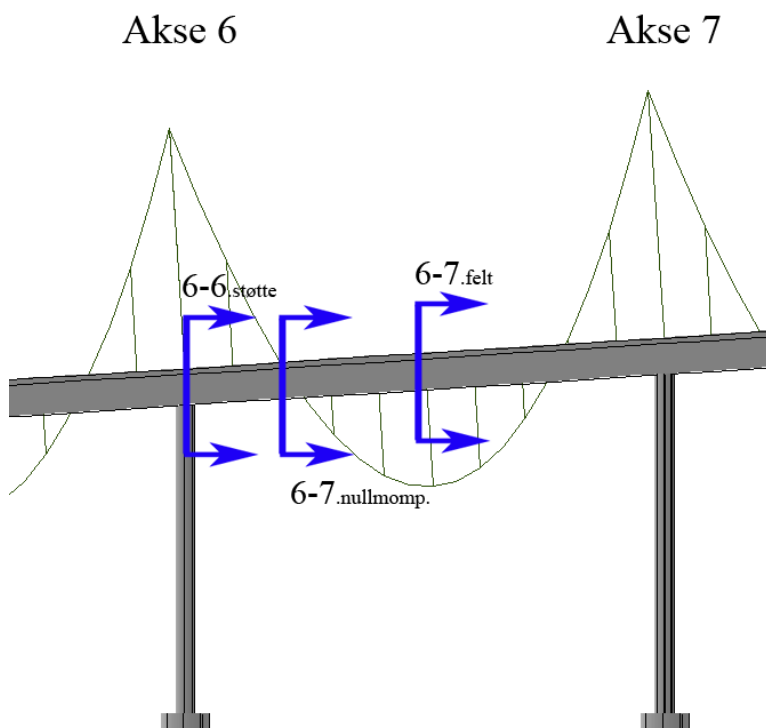
Kapittel 8

Resultater fra NovaFrame

I følgende kapittel vil tabeller og figurer med resultatene fra NovaFrame bli presentert. Det er fokus på å vise endringen i resultatene på grunn av alkalireaksjonen. Det er dimensjonerende moment i stadium I og II, skjærkrefter og søylekrefter som betraktes. For vurdering mot kapasitet, se kapittel 9.

8.1 Moment, stadium I beregninger

Trafikklasten er den dominerende lasten for momentet. Aksene som betraktes er 10-11, 17-18 og 21-22, da dette er aktuelle deler av viadukten å analysere. I momentdiagrammene er søylemomentene multiplisert med to, for å indikere at det er to søyler. For nullmomentpunktet er det momentet som gir strekk i underkant som vurderes. Dette kommer av at ASR-utviklingen øker strekket på denne siden. Snittinndelingen i tabellene fungerer på følgende måte.



Figur 8.1: Snittinndeling for tabell 8.1, 8.2 og 8.3

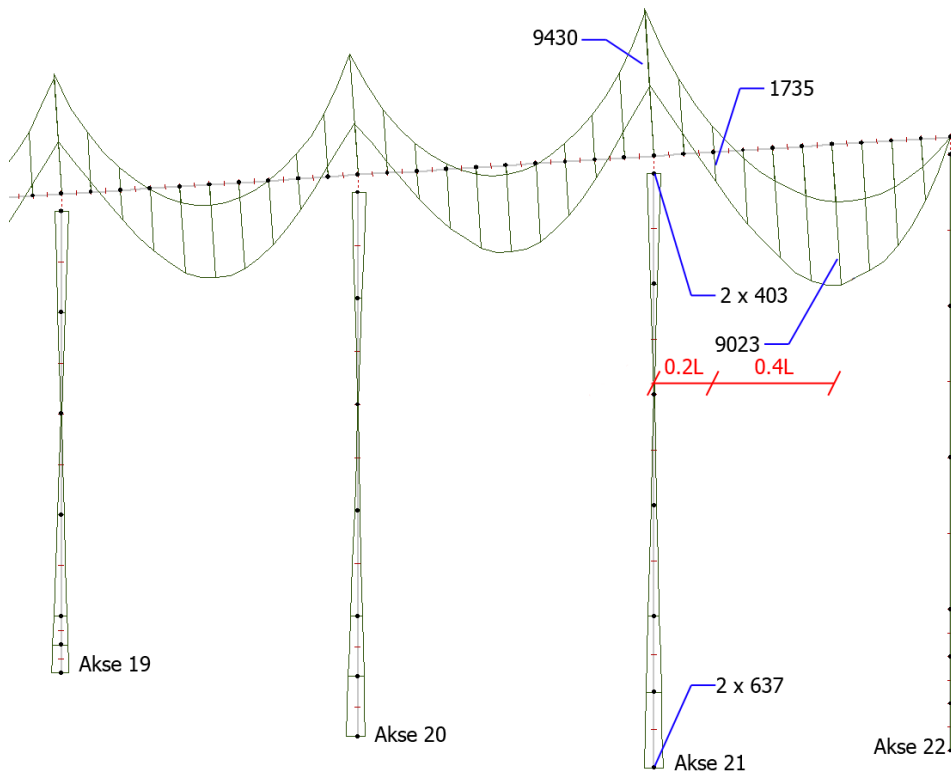
Tabell 8.1: Dimensjonerende moment, stadium I, akse 1-12 [kNm]

Akse	M_{Ed} uten ASR	M_{Ed} med ASR	Forhold
1-1.støtte	5155	4691	1,01
1-2.nullmomp.	808	1396	0,58
1-2.felt	2895	3668	0,79
2-2.støtte	6393	5193	1,23
2-3.nullmomp.	1571	2720	0,58
2-3.felt	5340	6413	0,83
3-3.støtte	7056	6124	1,15
3-4.nullmomp.	1306	2350	0,56
3-4.felt	5111	6043	0,85
4-4.støtte	7265	6650	1,09
4-5.nullmomp.	1285	2532	0,50
4-5.felt	5140	6170	0,83
5-5.støtte	7098	6433	1,10
5-6.nullmomp.	1342	2542	0,53
5-6.felt	5192	6203	0,84
6-6.støtte	7058	6370	1,11
6-7.nullmomp.	1350	2562	0,53
6-7.felt	5150	6145	0,84
7-7.støtte	7375	6764	1,09
7-8.nullmomp.	1353	2561	0,53
7-8.felt	5317	6406	0,83
8-8.støtte	6407	5661	1,13
8-9.nullmomp.	680	1861	0,37
8-9.felt	4189	4883	0,86
9-9.støtte	2480	2600	0,95
9-10.nullmomp.	1887	1987	0,95
9-10.felt	3857	4257	0,91
10-10.støtte	6341	5260	1,21
10-11.nullmomp.	1673	2988	0,56
10-11.felt	5377	6457	0,83
11-11.støtte	7088	6414	1,11
11-12.nullmomp.	1296	2459	0,53
11-12.felt	5178	6159	0,84

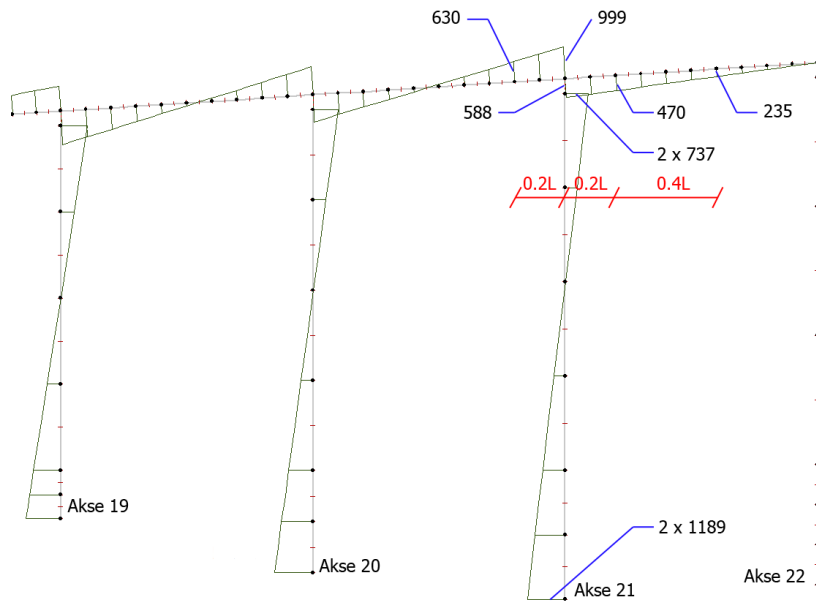
Tabell 8.2: Dimensjonerende moment, stadium I, akse 12-22 [kNm]

Akse	M_{Ed} uten ASR	M_{Ed} med ASR	Forhold
12-13.nullmomp.	1404	2623	0,54
12-13.felt	5273	6322	0,83
13-13.støtte	7084	6355	1,11
13-14.nullmomp.	1457	2664	0,55
13-14.felt	5187	6082	0,85
14-14.støtte	7378	7013	1,05
14-15.nullmomp.	1288	2791	0,46
14-15.felt	5121	6165	0,83
15-15.støtte	7318	7046	1,04
15-16.nullmomp.	1342	2762	0,49
15-16.felt	5202	6209	0,84
16-16.støtte	6634	6456	1,03
16-17.nullmomp.	1314	2741	0,48
16-17.felt	4855	5899	0,82
17-17.støtte	6101	5695	1,07
17-18.nullmomp.	718	1306	0,55
17-18.felt	2979	3839	0,78
18-18.støtte	6557	5243	1,25
18-19.nullmomp.	1944	3206	0,61
18-19.felt	5565	6747	0,82
19-19.støtte	7608	6282	1,21
19-20.nullmomp.	1753	4178	0,42
19-20.felt	5944	7708	0,77
20-20.støtte	7727	7103	1,09
20-21.nullmomp.	1609	3717	0,43
20-21.felt	5501	7216	0,76
21-21.støtte	9430	7961	1,18
21-22.nullmomp.	1735	3889	0,44
21-22.felt	9023	10235	0,88

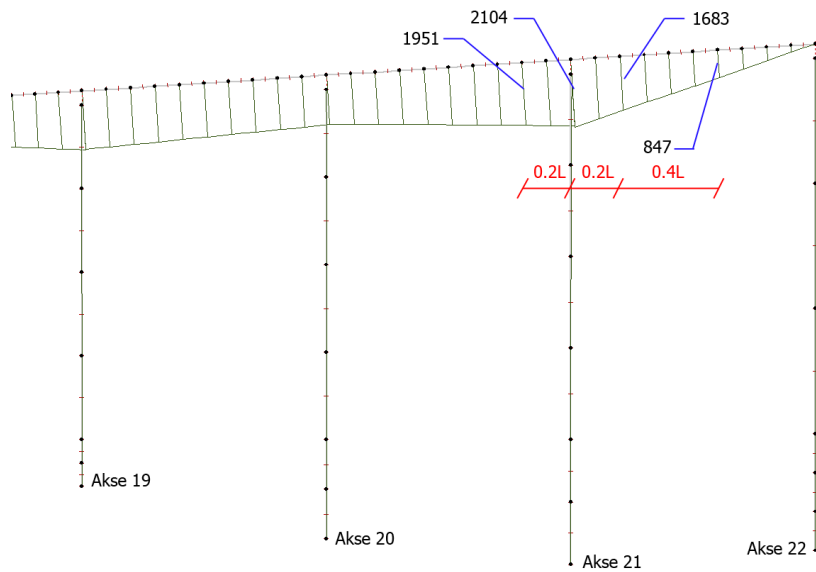
8.1.1 Momentdiagram akse 21-22



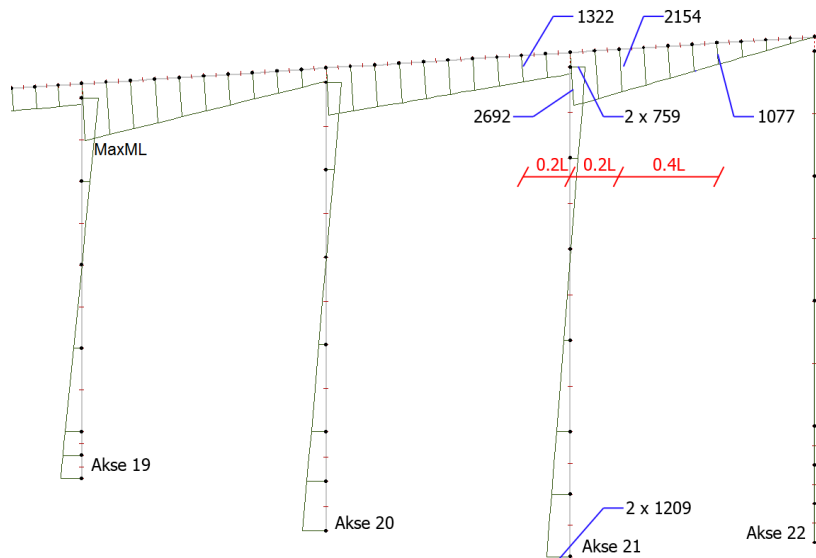
Figur 8.2: Akse 19-22 Full ULS uten ASR



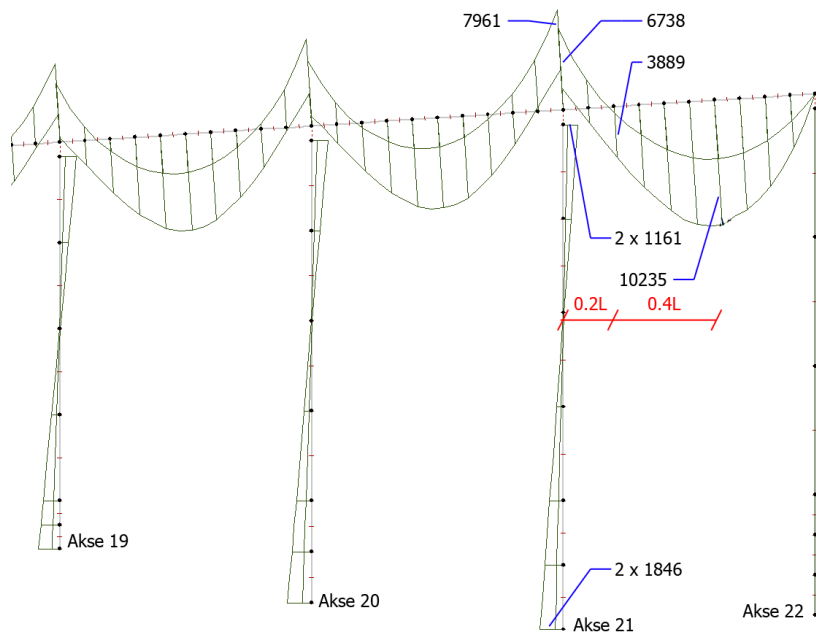
Figur 8.3: Akse 19-22 kun ASR-utvidelse



Figur 8.4: Akse 19-22 kun ASR-krumning

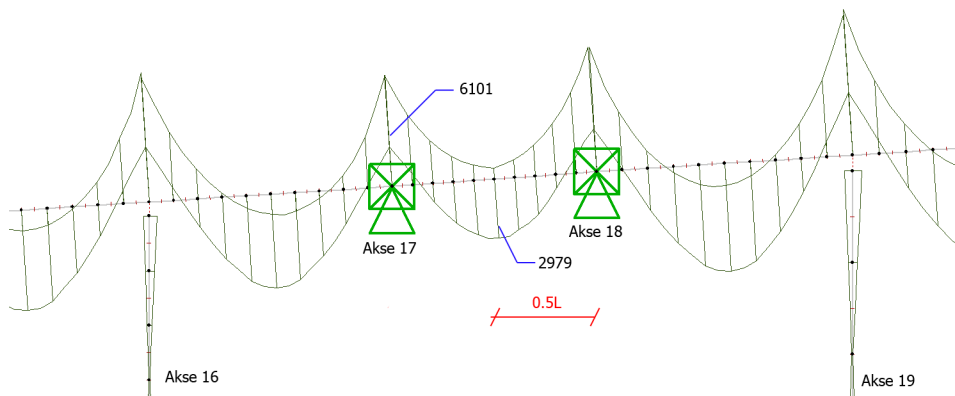


Figur 8.5: Akse 19-22 ASR-utvidelse og -krumning kombinert

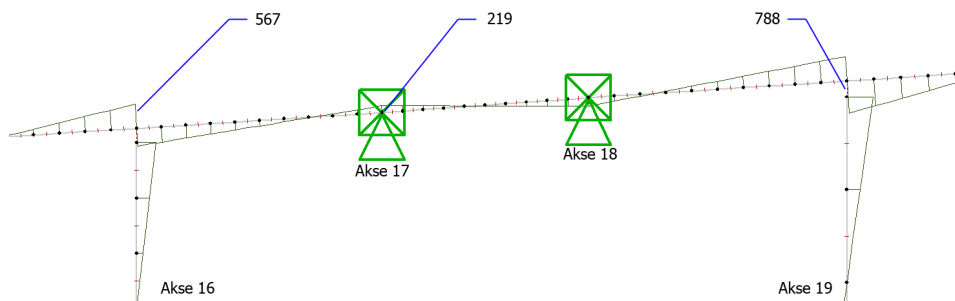


Figur 8.6: Akse 19-22 Full ULS med ASR

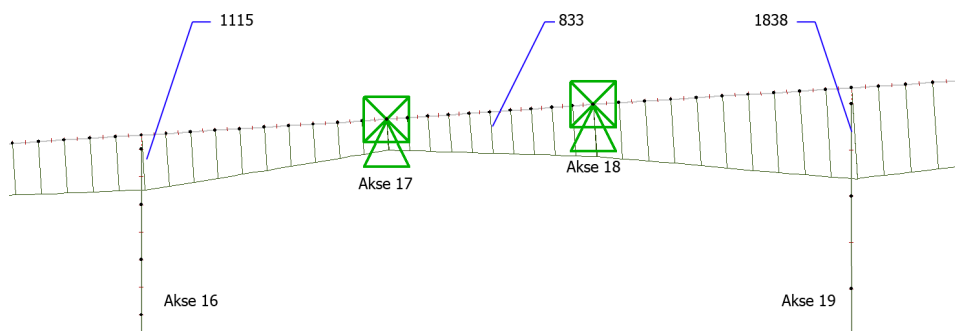
8.1.2 Momentdiagram akse 17-18



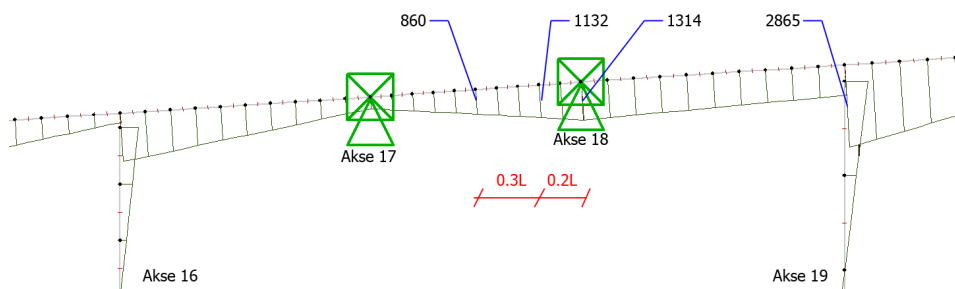
Figur 8.7: Akse 16-19 Full ULS uten ASR



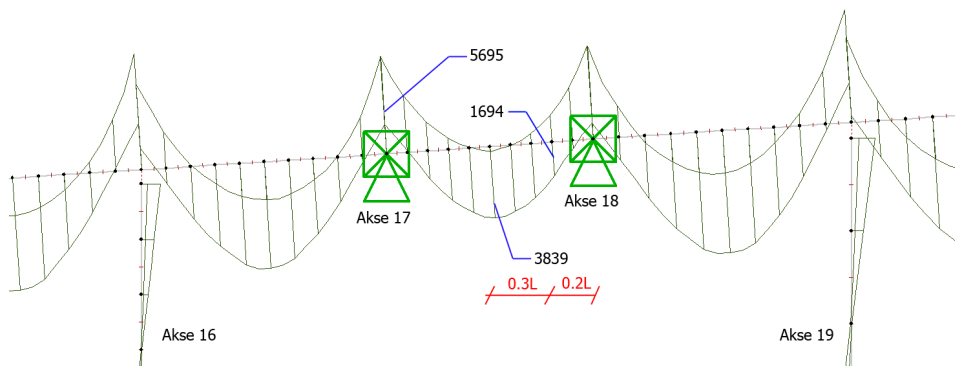
Figur 8.8: Akse 16-19 kun ASR-utvidelse



Figur 8.9: Akse 16-19 kun ASR-krumning

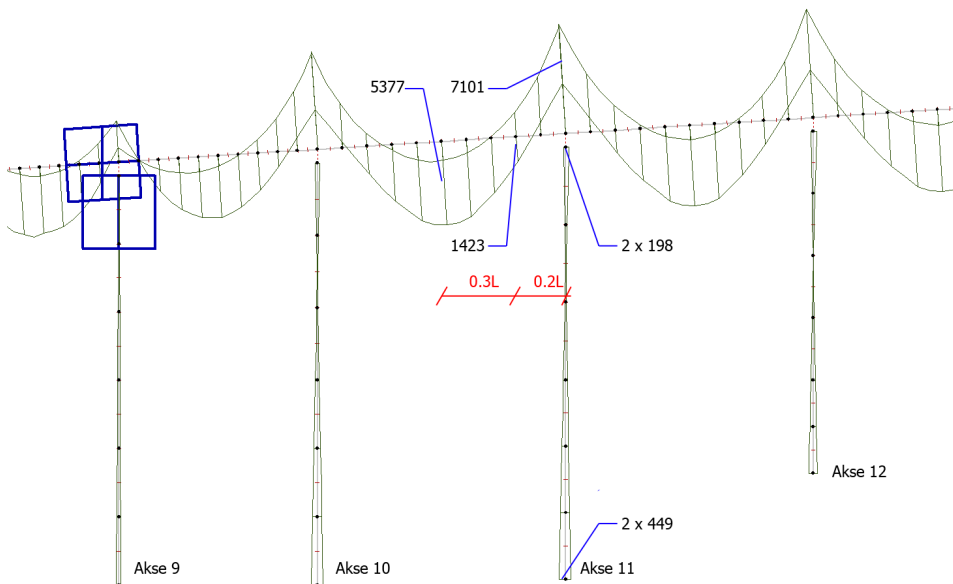


Figur 8.10: Akse 16-19 ASR-utvidelse og -krumning kombinert

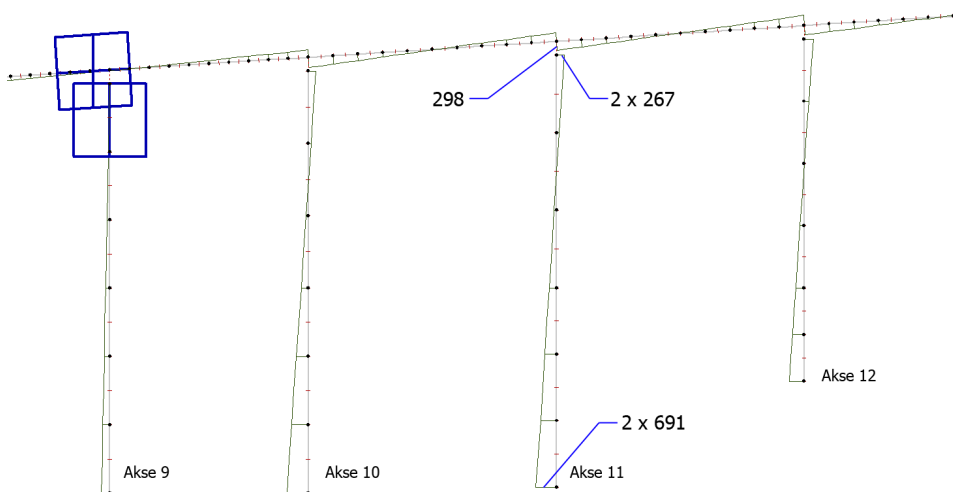


Figur 8.11: Akse 16-19 Full ULS med ASR

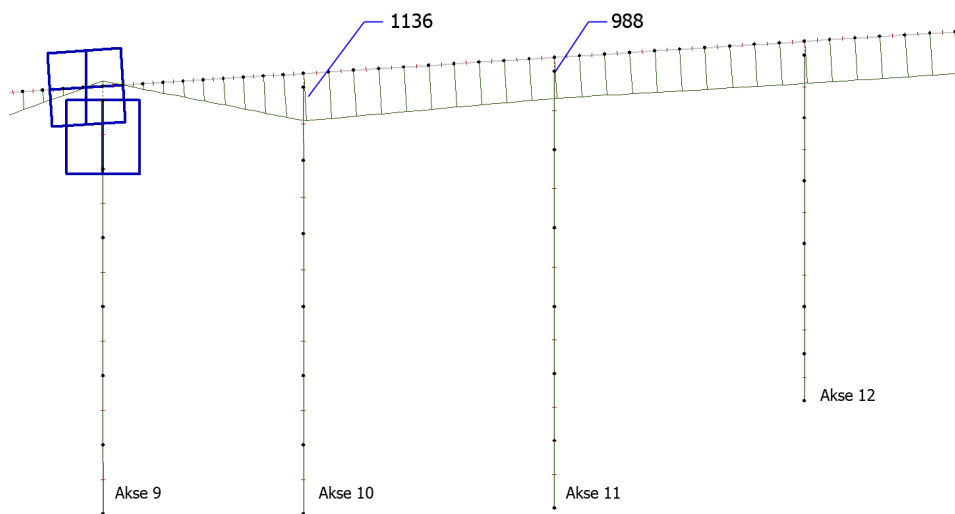
8.1.3 Momentdiagram akse 10-11



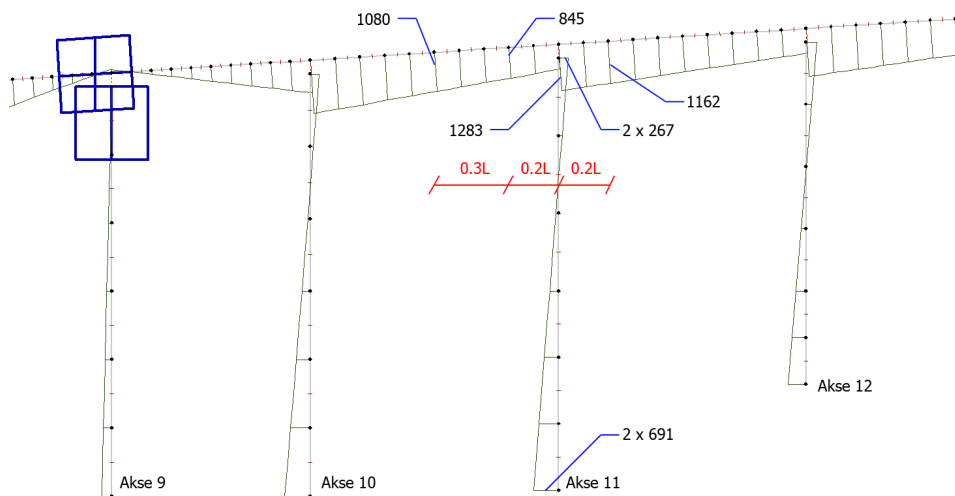
Figur 8.12: Akse 9-12 Full ULS uten ASR



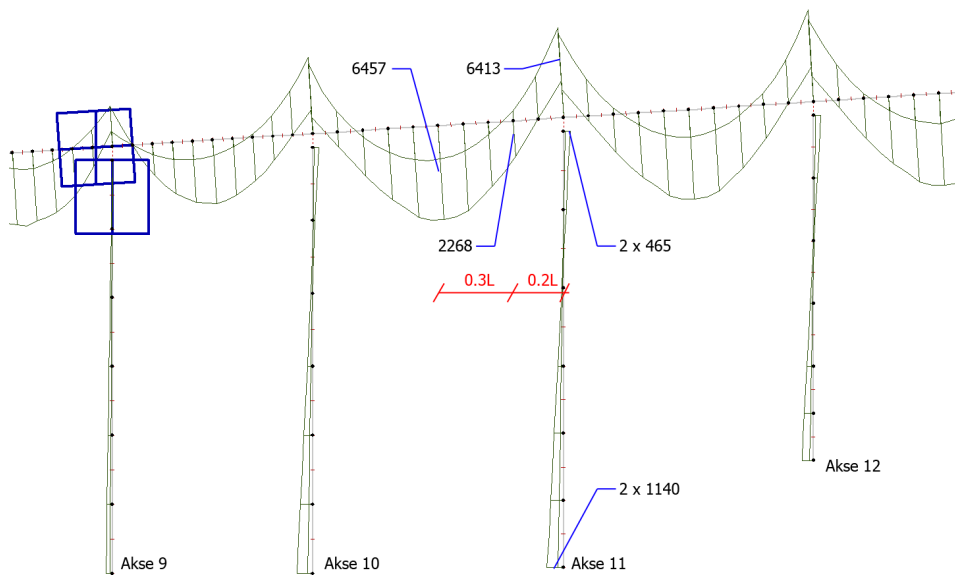
Figur 8.13: Akse 9-12 kun ASR-utvidelse



Figur 8.14: Akse 9-12 kun ASR-krumning



Figur 8.15: Akse 9-12 ASR-utvidelse og -krumning kombinert



Figur 8.16: Akse 9-12 Full ULS med ASR

8.2 Moment, stadium II beregninger

For stadium II beregningene, er det kun akse 17-22 som betraktes. Dette kommer av at NovaFrame ikke klarer å håndtere en stor nok kode til å gi hele viadukten stadium II-egenskaper.

Tabell 8.3: Dimensjonerende moment, stadium II, akse 17-22 [kNm]

Akse	$M_{Ed \text{ uten ASR}}$	$M_{Ed \text{ med ASR}}$	Forhold
17-17.støtte	6206	5724	1,08
17-18.nullmomp.	157	755	0,21
17-18.felt	2547	3321	0,77
18-18.støtte	5879	4813	1,22
18-19.nullmomp.	2468	3506	0,70
18-19.felt	6065	7063	0,86
19-19.støtte	7472	6419	1,16
19-20.nullmomp.	1788	4060	0,44
19-20.felt	6109	7742	0,79
20-20.støtte	7514	6991	1,07
20-21.nullmomp.	1662	3624	0,46
20-21.felt	5691	7222	0,79
21-21.støtte	9031	7747	1,17
21-22.nullmomp.	1834	3760	0,49
21-22.felt	9192	10276	0,89

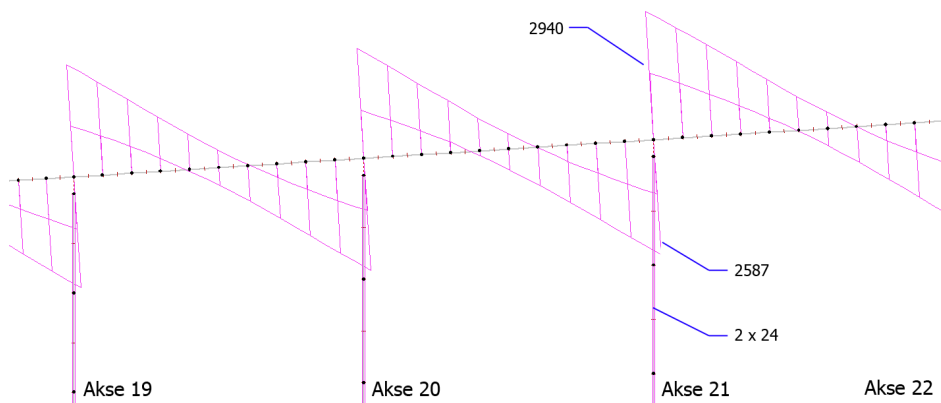
8.3 Skjærkrefter

Følgende figurer og tabeller viser dimensjonerende skjærkrefter for akse 10-11, 17-18 og 21-22. Dominerende lastkombinasjon er trafikk a). For vurdering mot kapasitet, se kapittel 9.

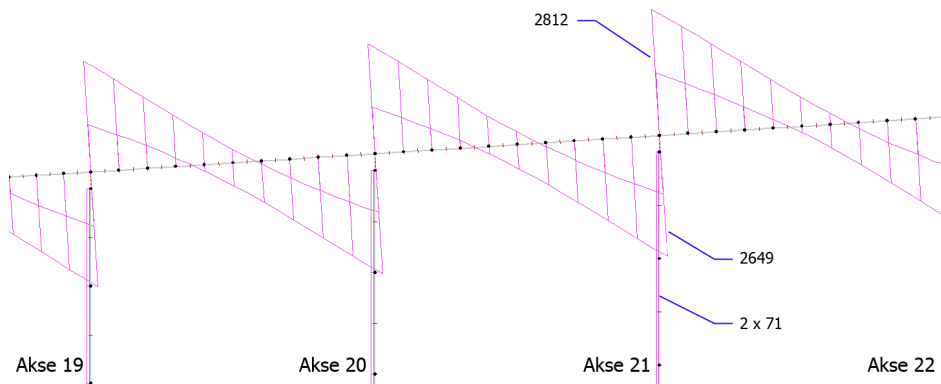
Tabell 8.4: Dimensjonerende skjærkraft, for utvalgte snitt [kN]

Akse	V_{Ed} uten ASR	V_{Ed} med ASR	Forhold
10-11.nullmomp.	1494	1533	0,97
10-11.felt	≈ 0	≈ 0	-
11-11.støtte	1978	1948	1,02
17-18.nullmomp.	1281	1225	1,04
17-18.felt	≈ 0	≈ 0	-
18-18.støtte	1989	1976	1,01
20-21.nullmomp.	1998	1870	1,07
20-21.felt	≈ 0	≈ 0	-
21-21.støtte	2541	2413	1,05

8.3.1 Skjæringsdiagram akse 21-22

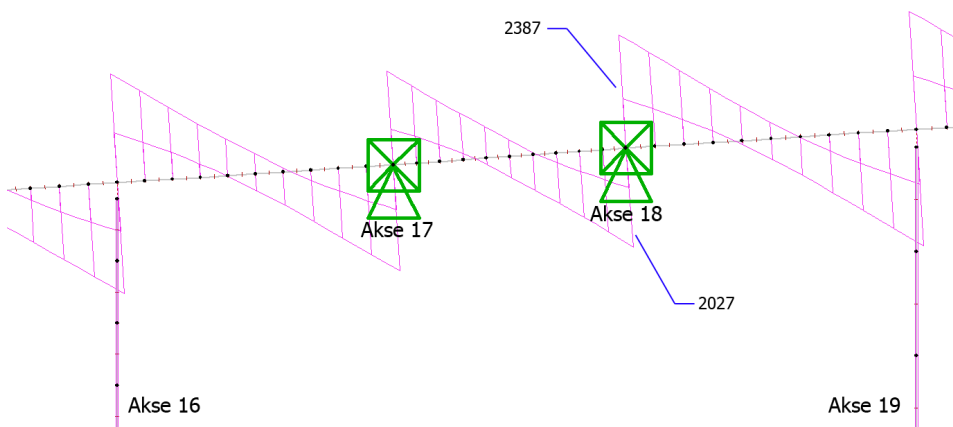


Figur 8.17: Akse 19-22 Full ULS uten ASR

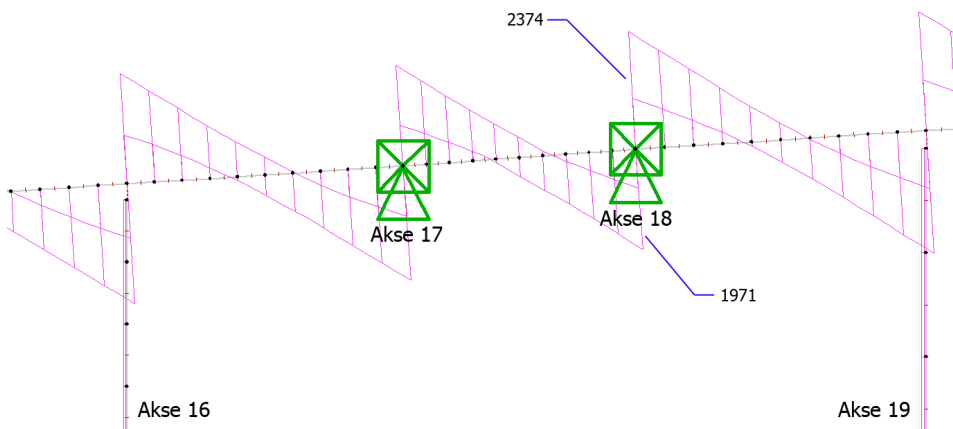


Figur 8.18: Akse 19-22 Full ULS med ASR

8.3.2 Skjæringsdiagram akse 17-18

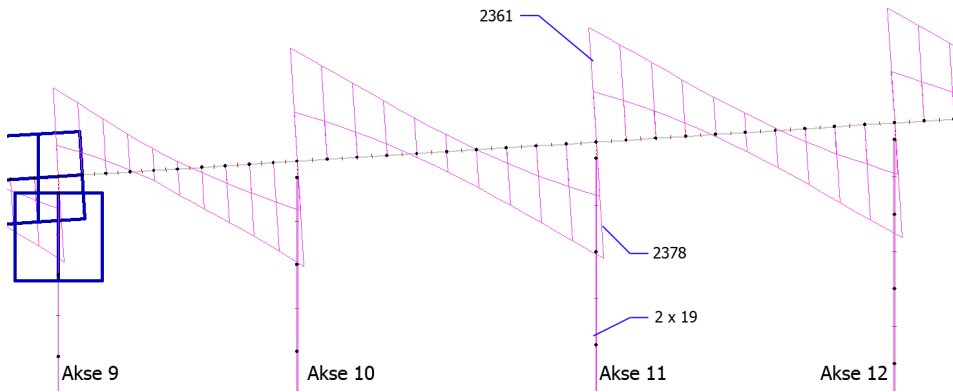


Figur 8.19: Akse 17-18 Full ULS uten ASR

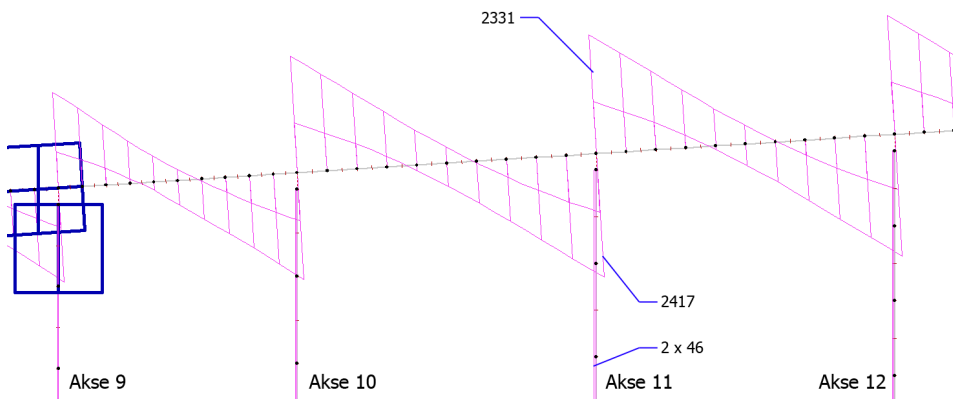


Figur 8.20: Akse 17-18 Full ULS med ASR

8.3.3 Skjæringsdiagram akse 10-11



Figur 8.21: Akse 10-11 Full ULS uten ASR



Figur 8.22: Akse 10-11 Full ULS med ASR

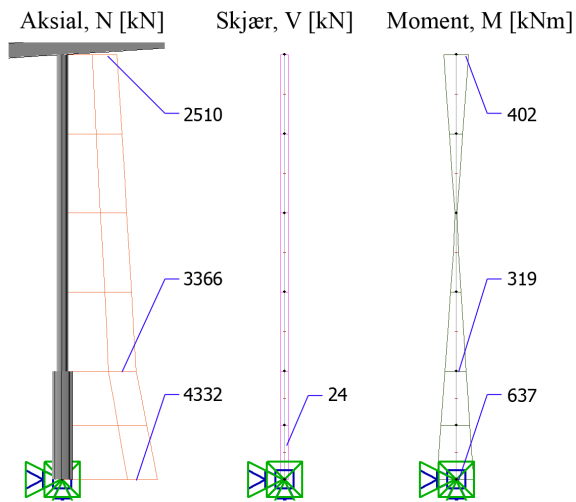
8.4 Søyler

8.4.1 Fritt-legeme diagram, akse 21

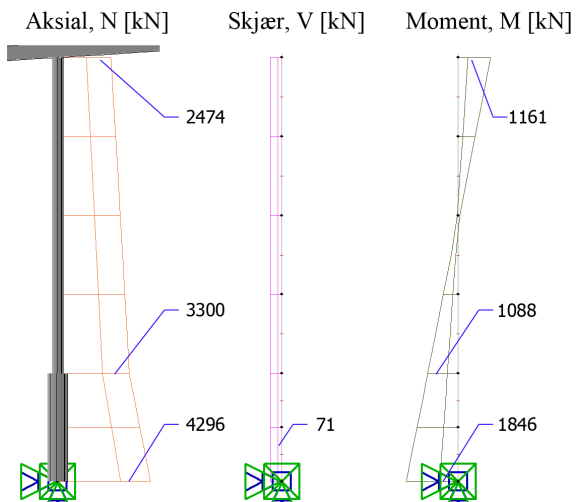
Følgende figurer viser fritt-legeme diagram av en søyle ved akse 21, før og etter ASR. Toppen, bunnen samt overgangen til fundament er blitt betraktet. Tabell 8.5 viser dimensjonerende lastkombinasjoner for fritt-legeme diagrammene. For vurdering mot kapasitet, se kapittel 9.

Tabell 8.5: Dominerende last for akse 21.

N,V,M	Lastkombinasjon
N, uten ASR	Trafikk a)
N, med ASR	Trafikk a)
V, uten ASR	Temperatur a)
V, med ASR	Temperatur a)
M, topp uten ASR	Trafikk b)
M, topp med ASR	Trafikk b)
M, bunn uten ASR	Temperatur a)
M, bunn med ASR	Temperatur a)



Figur 8.23: Akse 21 Full ULS uten ASR (N-V-M)



Figur 8.24: Akse 21 Full ULS med ASR (N-V-M)

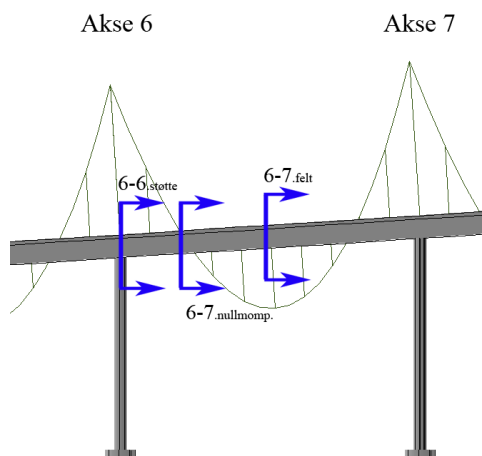
Kapittel 9

Resultater mot kapasitet

I dette kapittelet blir resultatene fra kapittel 8 vurdert opp mot kapasitetsberegningene fra kapittel 6.

9.1 Moment stadium I

Følgende tabell tar for seg dimensjonerende moment for støtte, nullmomentpunkt og felt, før og etter ASR-utvikling. Verdiene sammenlignes mot momentkapasiteten. Verdier som overskrider kapasiteten er farget i rødt.



Figur 9.1: Snittinndeling for tabell 9.1 og 9.2

KAPITTEL 9. RESULTATER MOT KAPASITET

Tabell 9.1: Dimensjonerende moment mot kapasitet, akse 1-12 [kNm]

Akse	M_{Ed} uten ASR	M_{Ed} med ASR	M_{Rd}	Utnyttelse $\frac{M_{Ed.m.ASR}}{M_{Rd}}$
1-1.støtte	5155	4691	9013	0.52
1-2.nullmomp.	808	1396	3692	0.38
1-2.felt	2895	3668	4134	0.89
2-2.støtte	6393	5193	10800	0.48
2-3.nullmomp.	1571	2720	3692	0.74
2-3.felt	5340	6413	6290	1.02
3-3.støtte	7056	6124	10800	0.57
3-4.nullmomp.	1306	2350	3692	0.64
3-4.felt	5111	6043	6290	0.96
4-4.støtte	7265	6650	10800	0.62
4-5.nullmomp.	1285	2532	3692	0.69
4-5.felt	5140	6170	6290	0.98
5-5.støtte	7098	6433	10800	0.60
5-6.nullmomp.	1342	2542	3692	0.69
5-6.felt	5192	6203	6290	0.99
6-6.støtte	7058	6370	10800	0.59
6-7.nullmomp.	1350	2562	3692	0.69
6-7.felt	5150	6145	6290	0.98
7-7.støtte	7375	6764	10800	0.63
7-8.nullmomp.	1353	2561	3692	0.69
7-8.felt	5317	6406	6290	1.02
8-8.støtte	6407	5661	10800	0.52
8-9.nullmomp.	680	1861	3692	0.50
8-9.felt	4189	4883	6290	0.78
9-9.støtte	2480	2600	10800	0.24
9-10.nullmomp.	1887	1987	3692	0.54
9-10.felt	3857	4257	6290	0.68
10-10.støtte	6341	5260	10800	0.49
10-11.nullmomp.	1673	2988	3692	0.81
10-11.felt	5377	6457	6290	1.03
11-11.støtte	7088	6414	10800	0.59
11-12.nullmomp.	1296	2459	3692	0.67
11-12.felt	5178	6159	6290	0.98

KAPITTEL 9. RESULTATER MOT KAPASITET

Tabell 9.2: Dimensjonerende moment mot kapasitet, akse 12-22 [kNm]

Akse	M_{Ed} uten ASR	M_{Ed} med ASR	M_{Rd}	Utnyttelse $\frac{M_{Ed.m. ASR}}{M_{Rd}}$
12-12.støtte	7026	6349	11734	0.54
12-13.nullmomp.	1404	2623	3692	0.71
12-13.felt	5273	6322	6290	1.01
13-13.støtte	7084	6355	10800	0.59
13-14.nullmomp.	1457	2664	3692	0.72
13-14.felt	5187	6082	6290	0.97
14-14.støtte	7378	7013	10800	0.65
14-15.nullmomp.	1288	2791	3692	0.76
14-15.felt	5121	6165	6290	0.98
15-15.støtte	7318	7046	10800	0.65
15-16.nullmomp.	1342	2762	3692	0.75
15-16.felt	5202	6209	6290	0.99
16-16.støtte	6634	6456	10800	0.60
16-17.nullmomp.	1314	2741	3692	0.74
16-17.felt	4855	5899	6290	0.94
17-17.støtte	6101	5695	9650	0.59
17-18.nullmomp.	718	1306	2110	0.62
17-18.felt	2978.9	3839	3660	1.05
18-18.støtte	6557	5243	9650	0.54
18-19.nullmomp.	1944	3206	3899	0.82
18-19.felt	5565	6747	7189	0.94
19-19.støtte	7608	6282	11776	0.53
19-20.nullmomp.	1753	4178	3899	1.07
19-20.felt	5944	7708	7189	1.07
20-20.støtte	7727	7103	11776	0.60
20-21.nullmomp.	1609	3717	3899	0.95
20-21.felt	5501	7216	7189	1.00
21-21.støtte	9430	7961	13312	0.60
21-22.nullmomp.	1735	3889	3899	1.00
21-22.felt	9023	10235	9880	1.04

9.2 Skjærkrefter

Følgende tabell viser dimensjonerende skjærkrefter før og etter ASR, mot skjærkapasiteten. For søylene er kraften tatt fra en avstand d fra opplegg. Dimensjonerende lastkombinasjon er trafikk a).

Tabell 9.3: Dimensjonerende skjærkraft mot kapasitet, for utvalgte snitt [kN]

Akse	V_{Ed} uten ASR	V_{Ed} med ASR	V_{Rd}
10-11.nullmomp.	1494	1533	1961
10-11.felt	≈ 0	≈ 0	1950
11-11.støtte	1978	1948	2110
17-18.nullmomp.	1281	1225	2110
17-18.felt	≈ 0	≈ 0	2001
18-18.støtte	1989	1976	2112
20-21.nullmomp.	1998	1870	2017
20-21.felt	≈ 0	≈ 0	2234
21-21.støtte	2541	2413	2534

9.3 Søyler

Som vist i kapittel 7 må 2.ordens momenter inkluderes for den dimensjonerende lastsituasjonen for søylen.

9.3.1 1.ordens moment

Beregning av 1.ordens moment i søylen kommer frem av tillegg D. Aksialkraft fra bruoverdekket, $N_f = 2110 \text{ kN}$ og momentet i toppen av søylen er $M_s = 963 \text{ kNm}$. Den utilsiktede lasteksentrisiteten regnes ut på følgende måte

$$e_{B0} = \frac{M_s}{N_f} = 456 \text{ mm}$$

Denne eksentrisiteten skal multipliseres med en faktor, $c_m = 0,4$. Videre får vi da at 1.ordens moment blir

$$M_{f1} = N_f c_m e_{B0} = 385 \text{ kNm}$$

9.3.2 2.ordens moment

For beregning av 2.ordens moment er det to typer eksentrisiteter som er valgt å se på. Begge tilfellene er presentert i sin helhet i tillegg D. En oversikt blir gitt her.

- Utilsiktet eksentrisitet pga knekk lengde
- Momentan utbøyning
- Forskyvninger pga kryp

Utsiktet eksentrisitet

Denne eksentrisiteten er bestemt etter punkt 12.2.3 i NS3473 som den største av

$$\begin{aligned} 20 \text{ mm} \\ \frac{l_e}{300} &= 50 \text{ mm} \\ \frac{h}{30} &= 37 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dermed settes den utsiktede eksentrisiteten e_a som

$$e_a = 50 \text{ mm}$$

Momentan utbøyning

For bidrag for momentan utbøyning er krumningen bestemt som for et strekkbrudd, ettersom $N_f = 2110 \text{ kN} < 0,5 A_c f_{cd} = 6652 \text{ kN}$. Krumningen bestemmes da som

$$\kappa = \frac{\frac{f_{sk}}{E_{sk}} + 0,003}{d} = 5,75 \cdot 10^{-6}$$

Dette gir videre eksentrisiteten

$$a_e = 0,1 \cdot l_e^2 \cdot \kappa = 133 \text{ mm}$$

Krypforskyvninger

Forskyvninger på grunn av kryp må inkluderes ettersom

$$\lambda_{NL} = \lambda \left(\frac{n_L}{1+4\omega_t} \right)^{0,5} = 10,9 > 10$$

Forskyvningen som kommer av kryp beregnes etter følgende formel

$$a_L = e_{1L} \cdot \frac{0,8\phi}{\frac{N_E}{N_L} - 1 - 0,4\phi}$$

Hvor

$$e_{1L} = e_{0L} + e_a$$

e_{0L} er eksentrisiteten som kommer fra langtidslast, og beregnes på følgende måte

$$e_{0L} = \frac{0,4M_s}{N_{Lang}} = 210 \text{ mm}$$

Dette gir da

$$e_{1L} = 310 \text{ mm}$$

Med utregnede verdier for langtidsbøyestivhet, $(EI)_{cr} = 1,05 \cdot 10^{15} \text{ mm}^4$, og elastisk knekklast $N_E = 44775 \text{ kN}$ kan krypforskyvningen beregnes

$$a_L = e_{1L} \cdot \frac{0,8\phi}{\frac{N_E}{N_L} - 1 - 0,4\phi} = 22 \text{ mm}$$

Det totale 2.ordens momentet som må legges til for sjekk av kapasiteten av søylen, er summen av de tre eksentrisiteten multiplisert med N_f .

$$M_{f2} = N_f(e_a + a_L + a_e) = 436 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende lastsituasjon i søylen

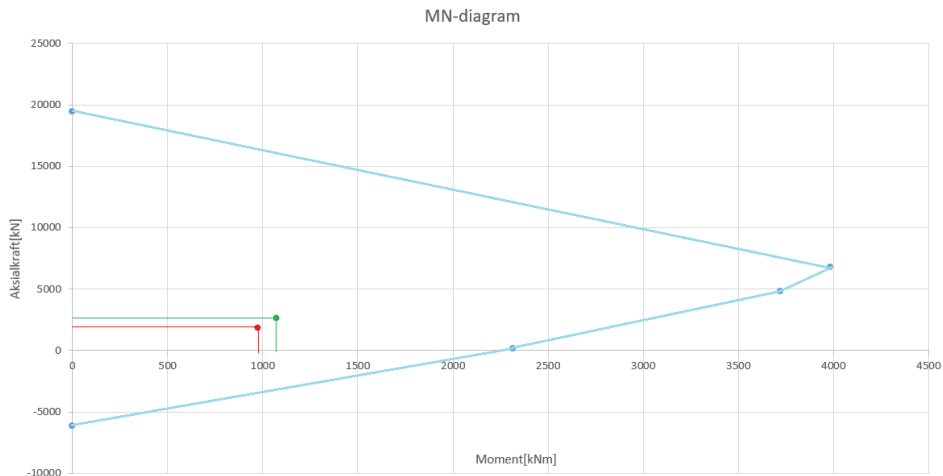
Det totale momentet i søylen er summen av 1.ordens og 2.ordens momenter som er beregnet over, dersom $M_f > M_s$.

$$M_f = M_{f1} + M_{f2} = 821 \text{ kNm} < M_s = 963 \text{ kNm}$$

Dermed er det M_s som blir det dimensjonerende momentet for søyla. Den dimensjonerende lastsituasjonen blir dermed

$$M_{Ed} = 963 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 2110 \text{ kN}$$

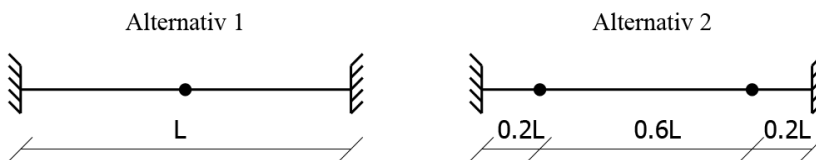


Figur 9.2: Dimensjonerende aksial og- momentkrefter mot kapasitet i MN-diagram

Som det kommer frem av figur 9.2 er lastsituasjonen til søylen vel innenfor kapasiteten for MN-diagrammet. Den røde markeringen viser dimensjonerende lastsituasjon regnet etter NS3473, og den grønne markeringen viser resultatene fra NovaFrame.

9.4 Momentomlagring og plastisk analyse

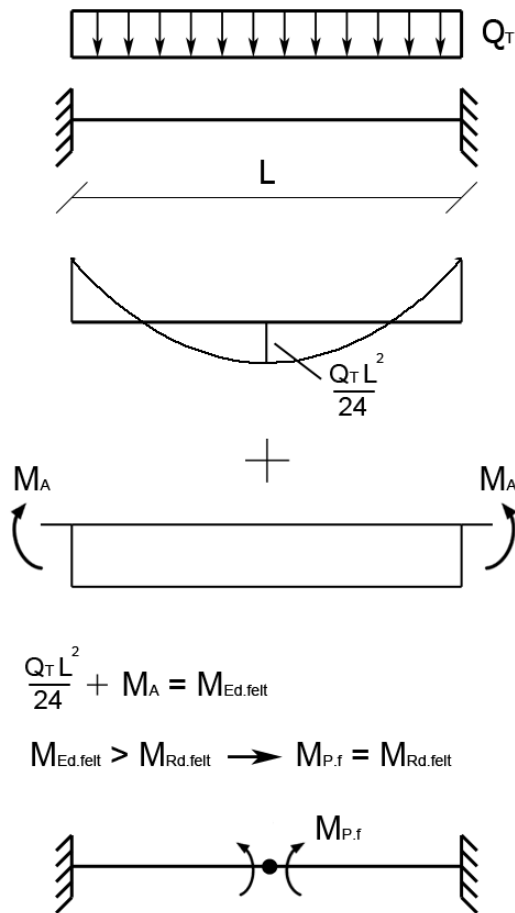
En overskridelse av momentkapasitet i overbygget, vil gi to tenkelige utfall. Det ene alternativet er at strekkarmeringen i felt flyter, mens det andre alternativet er at armeringen i nullmomentpunktene flyter. I dette kapitlet blir begge alternativene og deres konsekvenser betraktet. Det blir også undersøkt hvilket tilfelle som er mest aktuelt for Tjeldsundbrua, og om det er fare for kollaps av overbygget.



Figur 9.3: Aktuelle modeller etter kapasitetsoverskridelse

9.4.1 Alternativ 1: Flyt i feltarmering

En kapasitetsoverskridelse i felt vil føre til flyt i strekkarmeringen, som betyr at systemet er gått fra å være elastisk, til plastisk. Dette gir en ny modell, hvor det er et ledd i feltet hvor armeringen flyter.

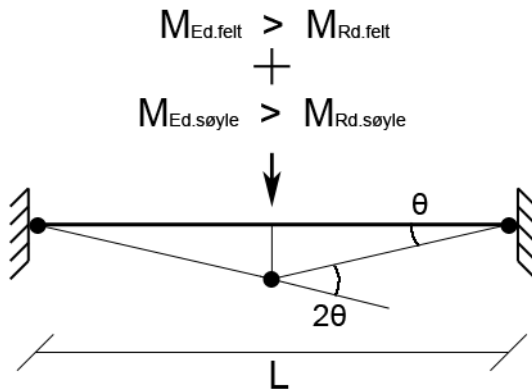
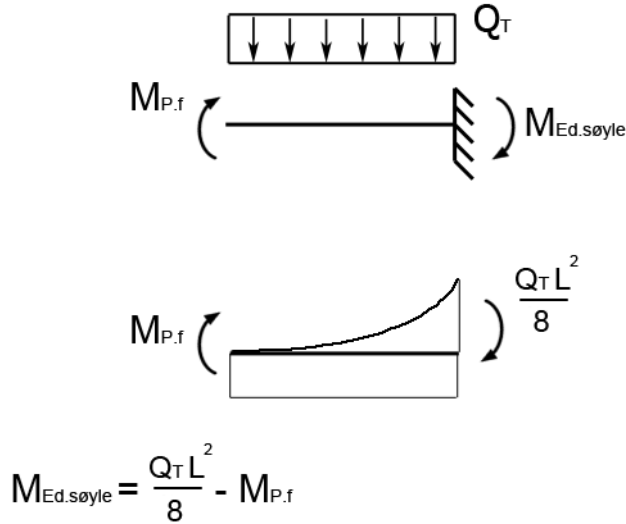


Figur 9.4: Flyt i felt

hvor

- L er spennlengden
- Q_T er total lastvirkning (uten ASR)
- M_A er krumningsmomentet av ASR
- $M_{Ed.felt}$ er det dimensjonerende momentet i felt
- $M_{Ed.støtte}$ er det dimensjonerende momentet over støtten
- $M_{Rd.felt}$ er momentkapasitetekn i felt
- $M_{Rd.støtte}$ er momentkapasiteten over støtten
- $M_{P.f}$ er det plastiske momentet i felt

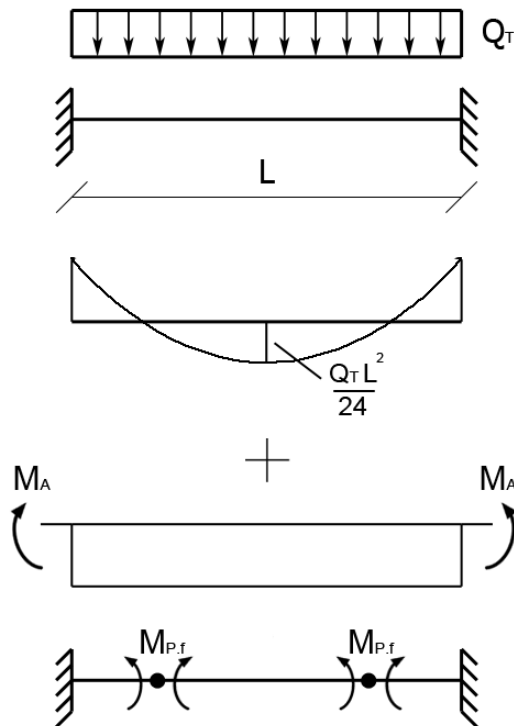
Overbygget vil da få et statisk system som en utkrager. Ved å belaste overbygget videre i denne tilstanden, oppstår det et nytt innspenningsmoment over støtten. Kapasiteten over støtten må da undersøkes i forhold til det nye momentet. Hvis kapasiteten ikke er tilstrekkelig, vil det oppstå flyt både i felt og ved støtten. Dette er et uønsket utfall.



Figur 9.5: Flyt i felt- og støttearmering

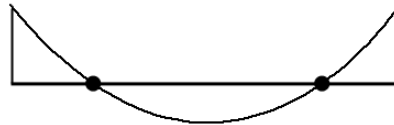
9.4.2 Alternativ 2: Flyt i 0.momentpunkts-armering

Alternativ 2 er at det flyter i nullmomentpunktene før det flyter i felt. Den plastiske modellen vil da bestå av to ledd, et i hvert nullmomentpunkt.

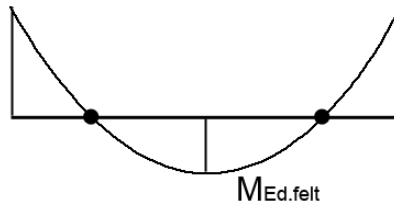


Figur 9.6: Flyt i nullmomentpunkt

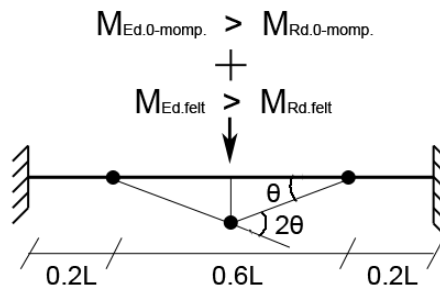
Ved å øke lasten ytterligere, vil kapasiteten i felt også overskrides, som gir en modell med flyt i tre punkter. Dette er igjen en uønsket tilstand.



Videre økning av Q_T gir da



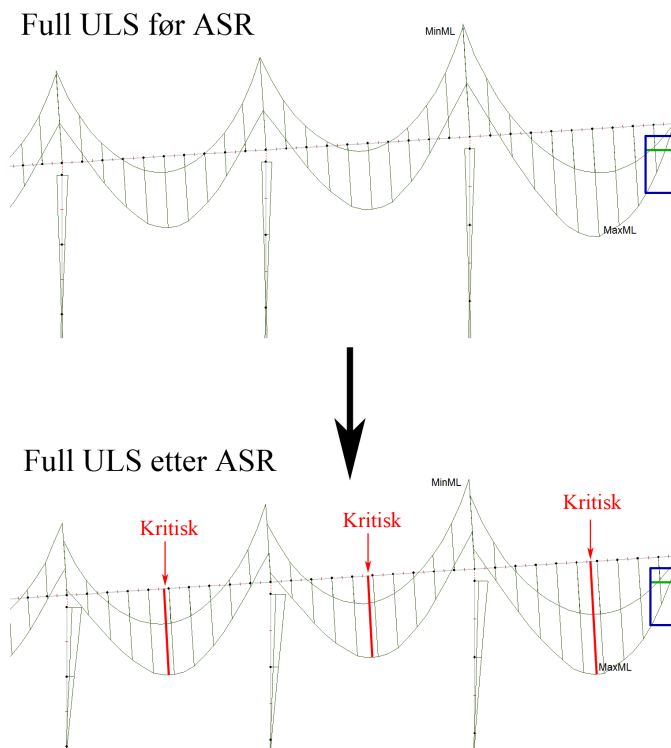
Kapasiteten i felt vil til slutt overskrides



Figur 9.7: Flyt i nullmomentpunkter og felt

9.5 Plastisk analyse for Tjeldsundbrua

Tabell 9.1 og 9.2 viser at det ikke er tilstrekkelig momentkapasitet i flere felt og nullmomentpunkter, etter lasttillegget fra alkalireaksjonen. Det er spesielt det økende krumningsmomentet på grunn av armeringen som holder igjen utvidelsen, som har ført til denne situasjonen. Krumningsmomentet har gitt økt strekk i underkant av overbygget. Momentdiagrammet har med andre ord blitt forskjøvet nedover.



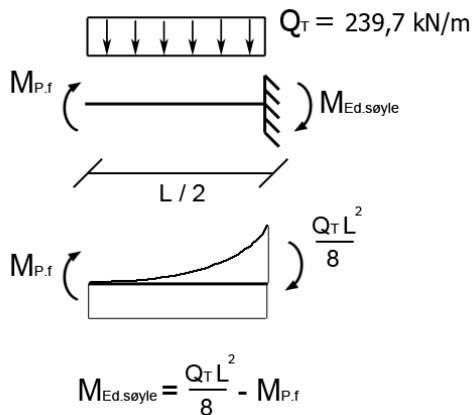
Figur 9.8: Akse 19-22, før og etter ASR

Det er lite sannsynlig at det har oppstått flyt i feltarmeringen, da beregningene er svært konservative, med noen relativt ekstreme lastkombinasjoner.

Resultatene i tabell 9.1 og 9.2 tyder likevel på at flyt i strekkarmeringen i felt kan oppstå, dette da før flyt i nullmomentpunktet. Regnet etter alternativ 1, kan det konkluderes med at strekkarmeringen over støtten ikke vil flyte etter at flyt i felt har oppstått.

9.5.1 Plastisk analyse, felt akse 19-20

Felt mellom akse 19-20 er blitt brukt som eksempel, med en overskrides av momentkapasiteten på 519 kNm , eller 6,7 %. Dette med trafikklast a) som dominerende last.



Figur 9.9: Lastmodell etter flyt i felt, akse 19-20

For enkelthetsskyld, settes aksellasten som en jevnt fordelt last på 7,6 kNm .

$$L = 21,0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_T &= 1,15 \cdot Q_{egenvekt} + 1,4 \cdot Q_{trafikk} \\ &= 1,15 \cdot 118,0 + 1,4 \cdot 74,3 = 239,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Etter at det flyter i felt:

$$M_{P.f} = M_{Rd.felt} = 7189,0 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed.støtte} = \frac{Q_T \cdot L^2}{8} - M_{P.f} = 6024,4 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed.støtte} < M_{Rd.støtte} \rightarrow 6024,4 \text{ kNm} < 11776,0 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK.}$$

Støtten har nok kapasitet til å motstå det nye lastbildet etter flyt i felt.

Hvor mye last økning før flyt over støtte

Etter flyt i felt, kan være interessant å se hvor mye økning av lasten Q_T som tillates før det flyter over støtten.

$$\frac{Q_{brudd} \cdot L^2}{8} - M_{P.f} = 11776,0 \text{ kNm}$$

$$Q_{brudd} = 344,0 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{økning}} = Q_{brudd} - Q_T = 344,0 - 239,7 = 104,3 \text{ kN/m}$$

Det vil si at en økning av lasten på $104,3 \text{ kN/m}$ etter flyt i felt, vil gi flyt over støtten.

Kapittel 10

Diskusjon

10.1 Bruoverbygget

10.1.1 Momentkapasitet

Det er lite tvil om at alkaliereaksjonen gir betydelige tilleggsmomenter i overbygget. Selv om dette er tilfellet, er det i dag ingen fare for akutt sammenbrudd av bruoverbygget. Trafikantenes sikkerhet står derfor ikke på spill. Noen av felt- og nullmomentpunktene har en kapasitetsoverskridelse på opptil 6,7 %, regnet med stadium I beregninger. Lastene og lastkombinasjonene er svært konservative, med en trafikklast som er større enn det brua egentlig er blitt dimensjonert for. Hvis momentomlagring tas med i betraktningene, vil den konservative verdien på 10 %, fra NS3473, fremdeles gi tilstrekkelig kapasitet ved å omlagre feltmomentet til støtten. Det samme gjelder for den plastiske analysen fra kapittel 9.

Selv om overbygget kan håndtere flyt i feltarmeringen, kan det i enkelte tilfeller være problematisk med rotasjonskapasiteten til betongen i flytpunktet. Dette vil videre føre til knusing av betongen. For Tjeldsundbrua vil dette trolig ikke være et problem, da alle snittene er underarmert. Armeringen i nullpunktet må også være større enn minimumsarmeringen for å sikre duktil bruddoppførsel

Overbygget vil likevel fortsette å utvide seg i lang tid fremover, så situasjonen kan være helt annerledes om 10 år. Med mindre det blir gjort noen tiltak, vil det være et langvarig problem med borthugging av betongen i fugene. E-modulen til betongen i overbygget vil også bli lavere ved videre utvikling av ASR.

10.1.2 Stadium I mot stadium II

Tabell 10.1 viser de dimensjonerende momentene hentet fra Nova-Frame. Dette for akse 17-22 i full ULS med ASR-last inkludert. Den ene kolonnen viser resultatene med stadium I betingelser over hele viadukten. Det vil si uopprisset betong med stadium I stivhet og ASR-krumning. Den andre kolonnen viser resultatene med stadium II betingelser. Det vil si opprisset betong over støtten og i felt, med stadium II stivhet og ASR-krumning.

Tabell 10.1: Dimensjonerende moment ULS, stadium I og II, akse 17-22 [kNm]

Akse	$M_{Ed,I}$	$M_{Ed,II}$	Forhold
17-17.støtte	5695	5724	0,99
17-18.nullmomp.	1306	755	1,73
17-18.felt	3839	3321	1,16
18-18.støtte	5243	4813	1,09
18-19.nullmomp.	3206	3506	0,91
18-19.felt	6747	7063	0,96
19-19.støtte	6282	6419	0,98
19-20.nullmomp.	4178	4060	1,03
19-20.felt	7708	7742	0,99
20-20.støtte	7103	6991	1,02
20-21.nullmomp.	3717	3624	1,03
20-21.felt	7216	7222	1,00
21-21.støtte	7961	7747	1,03
21-22.nullmomp.	3889	3760	1,03
21-22.felt	10235	10276	1,00

Resultatene viser at stadium I beregningene gir et noe høyere moment over støtten og i nullmomentpunktet, og et lavere moment i feltet. Dette tyder på at ASR-krumningen gir et mindre momentbidrag, regnet med stadium I stivhet over støtte og felt.

Det knyttes noe usikkerhet til resultatene fra stadium II beregningene. Dette spesielt på grunn av den store usikkerheten rundt bøyestivheten til de ulike snittene. Det er blitt antatt at rissene i betongen går opp til nøytralaksen, noe som ikke trenger å være tilfellet. Plassering av bøyestivheten til de ulike snittene i NovaFrame kan også ha betydning. Det er likevel mulig å se fra resultatene, at differansen ikke er betydelig stor. Den vil trolig ikke endre seg mye om usikkerheten bak beregningene ble lavere.

Som nevnt i kapittel 5, så vil overbygget antakelig ligge et sted imellom stadium I og II. Den varierende nyttelasten kan forårsake at tverrsnittene veksler mellom stadiene.

10.1.3 Lavere E-modul i bruplatten

I denne rapporten er det blitt regnet med en langtids E-modul, som er konstant over hele tverrsnittshøyden. Det er lite sannsynlig at dette vil være tilfellet, da eksponeringen for vann vil variere i overbygget. Kjørebanelen og bruplata er som regel mer fuktbelastet enn bjelkene, det er derfor trolig at E-modulen vil være lavere for bruplata. Lavere E-modul kan være relatert til en større ekspansjon, som gir økt krumning oppover. Økt krumning vil videre øke feltmomentet og redusere støttemomentet.

Det er til i dag ikke blitt registrert at bruplata ekspanderer mer enn bjelkene for Tjeldsundbrua. Hadde dette vært tilfellet ville det sannsynligvis ha vært mulig å observere skader av dette.

10.1.4 Skjærkapasitet

Resultatene viser at bruoverbygget ligger i grenseland til å overskride skjærkapasiteten ved støttene. For akse 21, er det en overskridelse på $7 kN$, før virkningen av ASR legges til. Etter virkningen av ASR, går de dimensjonerende skjærkreftene noe ned. Forskjellen er ubetydelig liten, noe som er fornuftig da ASR-utviklingen ikke skal ha noe særlig å si for skjærkreftene i overbygget.

10.2 Søylene

I denne rapporten er kapasiteten til søylene blitt analysert med betong-egenskapene fra SINTEF sine prøveresultater.[16] Som nevnt i kapittel 4, har søylene en redusert kapasitet på grunn av ASR. Dette kan begrunnes med de grove vertikale rissene, i tillegg til kjerneprøven fra akse 28 som falt fra hverandre ved uttak.[9] Det kan hende at søylene bør modelleres på nytt for å undersøke kapasiteten mer nøyaktig. På grunn av det omfattende skadebildet, som indikerer at vanlige designkriterier ikke gjelder lenger. En FEM analyse kan være aktuelt.

Det er mye som tyder på at forskyvningen av søylene er forårsaket av utvidelsen av overbygget. Ingen kjenner til hvor unøyaktig støpeprosessen var under byggeperioden. Det er likevel lite trolig at det geometriske avviket var så stort og systematisk da som det er i dag.

Det er liten risiko for at kapasiteten til søylene overskrides, da søylenes utnyttelsesgrad er svært lav. Det er derfor valgt å se på søylen i akse 21, som er antatt mest utsatt på grunn av resultater fra NovaFrame. Dette er derimot den søylen med størst tverrsnitt og det kan derfor være søyler som er mer kritiske, spesielt med tanke på knekk lengder og 2.ordens momenter. Hvor mye ASR-skadene har å si for søylekapasiteten er noe vanskelig å bedømme. Det er trolig at det mest kritiske er om knekk-kapasiteten reduseres, det vil si at 2. ordens momentene øker. 2. ordens momentene øker med en lavere søylestivhet. De lange langsgående sprekke i søylene gir et bidrag til dette. Haug og Blom-Bakkse AS utførte en kontroll i 2015, for å se hvor lav trykkfastheten søylene tillater. Denne trykkfastheten ble målt til 7 MPa .

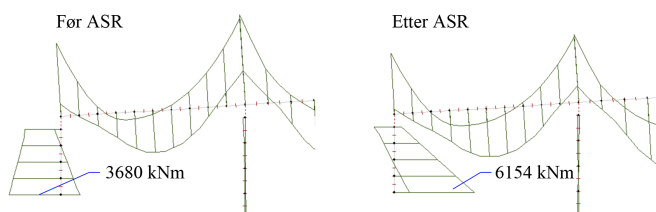
Det kan være aktuelt å regne på søylekapasiteten med ledd oppe og nede, med en knekk lengde lik søylelengden. Man får da riktignok ikke med momentet av trafikklaster, men for søyler som er så lange og slanke, kan knekk lengden ha større betydning. Dette kan være en mer konservativ måte å regne på, som det anbefales å utføre.

10.3 Forankringskassen som forbinder akse 17 og 18

I følge inspeksjonsrapportene, skal denne betongkassen ha revnet i støpeskjøten en gang mellom 1994 og 1997. Et jordskjelv har vært foreslått som årsaken til dette, men NORSAR har avkreftet den teorien. Det har ikke blitt registrert noen jordskjelv som kan ha forårsaket disse skaden i denne perioden. Lageret i akse 17 var i utgangspunktet fastholdt, nå har bolten revnet og det er blitt et stål mot stål glidelager. Lageret er riktig nok laget av riffelstål som tåler mye slitasje, men i det lange løp vil det bli et problem med utmatting og sliteskader.[8]

10.4 Landkaret i akse 1

I denne rapporten er landkaret modellert som et stivt rammehjørne, som er en fornuftig antagelse. Når overbygget utvider seg på grunn av alkalireaksjonene, vil dette skape et ekstra stort moment og dermed også store strekkrefter i veggen til landkaret som vender mot sjøen. Beregningene med NovaFrame gir en økning fra 3680 kNm før ASR, til 6154 kNm etter ASR. Det kan derfor være aktuelt å undersøke landkaret for riss, ved neste inspeksjon.



Figur 10.1: Landkaret i oppriss, før og etter ASR

10.5 Feilkilder

Innholder i denne masteroppgaven kan være påvirket av flere feilkilder. Dersom flere usikkerheter kombineres kan man ende opp med et usikkert resultat. Det er derfor viktig å være bevisst på at fokuset i denne oppgaven har vært å lære og beskrive situasjonen til Tjeldsundbrua.

Armeringstegninger

Armeringstegningene er gamle og ufullstendige. Man er nødt til å telle stenger på tegningene, for å skaffe oversiket over armeringsmengdene. Det knyttes også noe usikkerhet til diameteren på stengene og stål-kvaliteten. Det er også vanskelig å bestemme forankringslengdene, noe som spesielt gjelder for nullmomentpunktene.

Statisk system

Det statiske systemet som er benyttet i beregningene, er basert på den nåværende situasjonen til viadukten. Noe som skaper problemer fordi den nåværende situasjonen er relativt usikker. Forankringskassen har revnet, så den har blitt modellert som to glidelager, selv om det fremdeles er noe motstand i den. Søylene er modellert som fast innspente både i topp og bunn. Dette kan være noe usikkert, med hensyn til 2. ordens effekter.

NovaFrame

NovaFrame er et tungt rammeprogram med en høy brukerterskel og bratt læringskurve. Menneskelige feil kan lett oppstå ved bruk av slik programvare.

Ujevn utvidelse av overbygget

I denne rapporten er det antatt en utvidelse i lengderetning på 0,55 ‰. Dette er basert på forskyvningen til den siste søylen, som er målt til rundt 195 mm. I virkeligheten vil ikke hele overbygget utvide seg ulikt, da ASR-utvidelsen kan variere i lengderetningen. Dette er spesielt relevant for krumningsmomentet av ASR, som er basert på en antatt uniform utvidelse (0,55 ‰.)

Materialeegenskaper

Ujevn ASR-utvikling kan også ha mye å si for betongkvaliteten til viadukten. I denne oppgaven er materialeegenskapene basert på resultater fra laboratoriemålinger. Disse målingene er basert på prøver av viadukten, men disse prøvene vil ikke kunne representere hele viadukten. Dette påvirker verdier som E-modul og trykkfasthet.

Unøyaktige 3D-skanninger

Det er umulig å si hvor skjeve søylene var i utgangspunktet, da de ble støpt for 50 år siden. Måleinstrumentene var ikke like nøyaktige den gangen, noe som kan påvirke resultatene.

10.6 Videre arbeid

Teoretisk arbeid

Det anbefales å drøfte feilkildene i denne rapporten, for så å utføre en utvidet analyse av viadukten. I denne oppgaven er det kun kreftene og kapasiteten i viaduktens lengderetning som betraktes, og i det videre arbeidet bør også resterende laster som bremse- påkjørsel- og jordskjelvlast inkluderes. Det er også hensiktsmessig å undersøke kapasiteten i viaduktens tverretning. Det anbefales også å utføre en analyse i bruksgrensetilstand, for å kontrollere nedbøyningen og rissvidder.

En analyse av den østre viadukten kan gjennomføres, ved å benytte fremgangsmåten i denne rapporten. Viadukten vil ha et annerledes statisk system, i tillegg til en ny lengdeutvidelse. Kapasiteten vil være tilnærmet lik, men det anbefales å kontrollere dette med utgangspunkt i tegningene.

Fysiske tiltak

Det er klart at skadene på Tjeldsundbrua må repareres, da de påvirker konstruksjonens levetid. Fukt er en av de store drivkreftene i alkalierreaksjoner og det bør derfor gjøres tiltak for å redusere fuktbelastningen. I notatet av Aage Blankvoll, *Alkalierreaksjoner på Tjeldsundbrua*[9], nevnes det noen aktuelle metoder.

Det bør vurderes om dreneringsegenskapene til brua er gode nok, dette inkluderer da membranen til brudekket. Det finnes også måter å overflatebehandle søylene og overbygget på, men effekten av disse metodene kan variere. Dette kan for eksempel være overflatebehandling med silaner eller andre typer belegg. Tetting av søylerissene vil redusere fuktinntrengningen. Dette er krevende arbeid, men kan gjøres med ulike elastiske materialer.

Lagrene og fugene utsettes for store bevegelser og laster. Det er uklart om fugen i akse 9 ble åpnet før eller etter 3D-skanningene, og om dette kan ha påvirket resultatene. Det anbefales uansett at fugesystemet oppgraderes til et mer moderne system, som tillater en større ekspansjon. Ved å låse viadukten slik at utvidelsen og skadene holder seg på et sted, vil dette kunne redusere kostnadene. Resultatene fra tabell 9.2 viser en overskridelse i momentkapasitet for flere feltsnitt. Det er derfor aktuelt å undersøke disse feltene for rissmønstre i forhold til belastningspunktene.

For Elgeseter bru i Trondheim ble det observert at søylene var skjeve. Søyloppene ble derfor kuttet, slik at de kunne forskyves tilbake til sin opprinnelige posisjon. Problemet med en slik løsning er at opplagrene får en forskyvning, som overbygget kanskje ikke er armert for. Armeringen i overbygget er generelt et stort problem hvis man planlegger å gjøre ombygging som endrer det statiske systemet. Hvis det er planer om å forsterke overbygget, er det viktig at det forsterkes kun på de utsatte stedene. Ved å forsterke hele viadukten, vil dette kun føre til en økt bøyestivhet, som videre vil gi et økt tilleggsmoment av utvidelsen. Dette gjelder også for forsterkning av søylene, ved bruk av karbonfiber. Dette vil redusere ekspansjonen og øke kapasiteten, men vil også gi et økt moment i overbygget over tid.

Kapittel 11

Konklusjon

I denne oppgaven har tilstanden til Tjeldsundbrua blitt vurdert. Dette i forbindelse med de store skadene av alkalireaksjonene som konstruksjonen lider av. Tegningene som er utlevert av Statens Vegvesen danner grunnlaget for modellene og utrekningene som er gjort. Lastvirkningene er utarbeidet i henhold til gammelt regelverk med Håndbok R412, N400 og 238, ettersom brua ikke vil imøtekomme kapasitetberegninger regnet av nyere standarder. De dimensjonerende lastene på brua er modellert med rammeprogrammet NovaFrame, som gir en god analyse av de aktuelle lastsituasjonene.

Tilstandsrapporter fra Tjeldsundbrua konkluderer med at overbygget ekspanderer i lengderetningen på grunn av alkalireaksjoner. Dette er begrunnet med observerte riss på 0, 2-0, 65 mm i bjelkene, og kjerneboringer som viser tydelige innvendige mikroriss. I august, 2016 ble det utført 3D-skanninger av søylene i viaduktene. Disse 3D-skanningene viser de horisontale forskyvningene av søylene, som følge av utvidelsen av bruoverbygget. Ved tidligere inspeksjoner er det også registrert krakeleringsriss og vertikale riss på viaduktsøylene. De største rissene er observert på nordsiden av søyleflatene, hvor de er målt til 3 mm.

Det er utført verifikasjon av uskadd bru i henhold til gjeldene regelverk fra da brua ble bygd. Dette er gjort ved en kapasitetkontroll i bruddgrensetilstanden for bruoverbygget og en utvalgt søyle. Gjennom oppgaven er det lagt vekt på kritiske snitt rundt akse 18 og 21, ettersom disse viste størst potensiale for kapasitetsoverskridelse i NovaFrame.

Det kommer frem av kapasitetkontrollene at det er flere snitt hvor kapasiteten er overskredet på grunn av ASR, for belastning med bruklasse BK10/60. For de snittene som har overskreden kapasitet er det i hovedsak felt og null-momentpunktene som er kritiske. Ettersom feltet er underarmert og kapasiteten over støttene er vel innenfor kapasitetsgrensen kan man tillate relativt mye omlagring av moment. Ved en konservativ antagelse om at 10% av momentet for felt omlagres er kapasiteten for feltet tilstrekkelig. I realiteten er det sannsynlig at det kan omlagres mer, men ettersom det ikke er oppgitt noe informasjon om armeringstype er det antatt lav omlagring. Skjærkapasiteten viser seg å ligge i grenseland til overskridelse for flere snitt, i en avstand d fra støttene.

Det kan dermed konkluderes med at det bør gjøres tiltak for å redusere videre utvikling av ASR og redusere skadene. Dette kan gjøres ved å overflatebehandle søylene og bruoverbygget, i tillegg til å forbedre konstruksjonens dreneringsegenskaper. Fugene bør oppgraderes til å kunne håndtere større utvidelser, og det bør gjennomføres omfattende rissmålinger av bjelkene til overbygget. Forankringskassen må repareres og det bør bli gjort et forsøk på å låse viadukten slik at utvidelsen og skadene skjer på et sted.

Bibliografi

- [1] Statens vegvesen. *Håndbok R412 - Bruklassifisering, Lastforskrifter for klassifisering av bru og ferjekaier i det offentlige vegnett. 2014.*
- [2] Standard Norge. *NS 3473 - Prosjektering av betongkonstruksjoner, Beregnings- og konstruksjonsregler. Standard Norge. 2003.*
- [3] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner - beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Akademika forlag. 2000*
- [4] Statens vegvesen, Hans Stemland. *Nr 601. - Alkaliereaksjoner - Veiledning for konstruktiv analyse. 2016.*
- [5] Statens vegvesen. *19-0670 - Tegninger av Tjeldsundbrua. 11.6 1980*
- [6] Standard Norge. *Laster på konstruksjoner. Del 1-4. Allmenne laster. Vind-laster. Standard Norge, Lysaker Oslo. 2009b*
- [7] Standard Norge. *Laster på konstruksjoner. Del 1-5. Allmenne laster, Termiske påvirkninger. Standard Norge, Lysaker Oslo. 2008c*
- [8] Statens Vegvesen. *Bru nr. 19-0670 Tjeldsundet bru - Tilstand og anbefalte tiltak. 24.11 1998*
- [9] Statens Vegvesen. *Alkaliereaksjoner på Tjeldsundbrua. 13.5 2016*
- [10] Haug og Blom-Bakkse AS. *Oppdrag nr. 15005. Bru nr. 19-0670 Tjeldsundbrua. Oppgradering til BK10-60. 28.7 2015*
- [11] Statens Vegvesen, Eva Rodum. *Befaring Tjeldsundbrua - Oppsummering visuelle observasjoner og rissmålinger. 23-24.8 2016*

BIBLIOGRAFI

- [12] Statens Vegvesen, Eva Rodum. *Alkalireaksjoner i betong – hvordan håndterer vi dette?. 14.10 2010*
- [13] Ing. Granberg AS. *Befaring Tjeldsundbrua - 3D-skanning av vestre viadukt. 03.10 2016*
- [14] Statens vegvesen. *Håndbok 238 - Bruklassifisering, trafikkklaster, høringsutgave. 2009.*
- [15] Statens vegvesen. *Håndbok N400 - Bruprosjektering. Oslo: Vegdirektoratet. 2015*
- [16] SINTEF. *Prøverapport - Prosjektnummer: 102003030 - 132. 10.10 1016*
- [17] Aas-Jakobsen. *NovaFrame - User's Guide, version 5*
- [18] Statens vegvesen. *Trafikkregistreringer - Troms, års- og månedsdøgntrafikk.pdf*
- [19] S.Jacobsen(Editor) al. *Concrete Technology 1. Fakultet for ingeniørvitenskap og teknologi - Institutt for konstruksjonsteknikk. 2015*

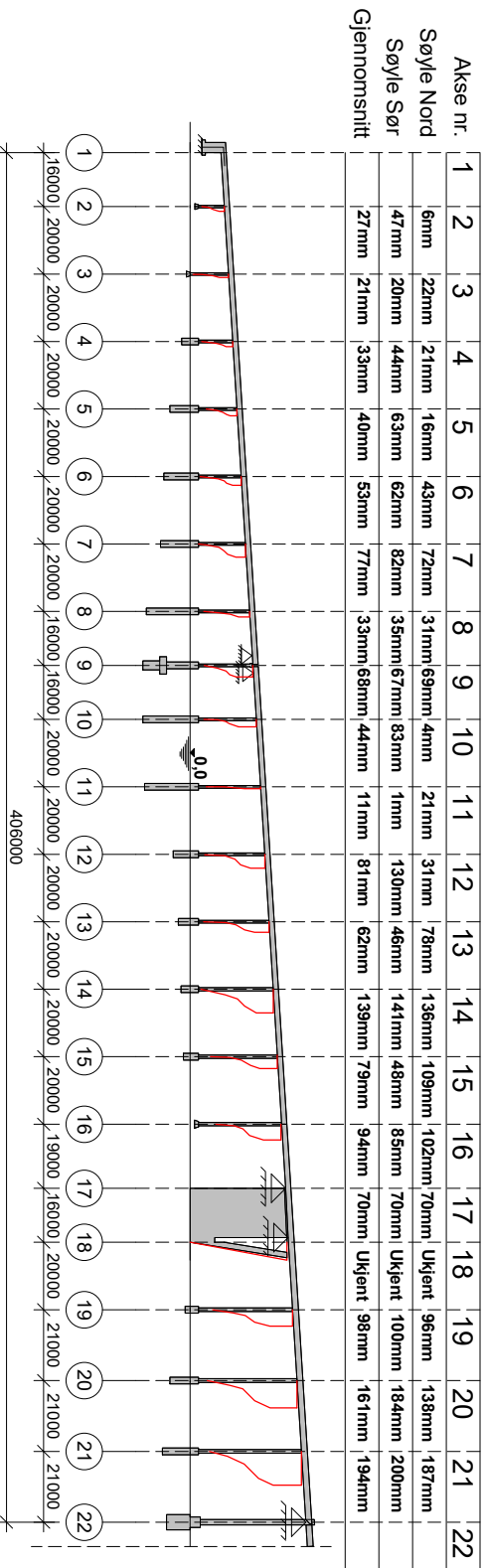
Forsidebilde: https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/1/1a/Tjeldsundbrua_01.jpg

Tillegg A

Vestre viadukt i oppriss, mål og forskyvninger.

Formtegning og verdier fra 3D-skanningene.

FORSKYVNING I LENGDERETNING, (Differanse mellom topp og bunn av søyle)



Resultat av 3D-skanninger
1:1200

Prosjekt		Kunde	
Mastertoppvare, betongveistruksjoner		NTNU	
Resultat av 3D-skanninger		NTNU	
Tegner		Kontrollerer	
Knut Våge		NTNU	
Tegnet		Tegnet	
04-00-000		A1	

04.06.2017 20:06:09

Tillegg B

Beregning av vindlast

Beregning av vindlaster

Basisvindhastighetstrykk og vindkasthastighetstrykk

Basisvindhastighet, v_b

$$c_{dir} := 1 \quad \text{Retningsfaktoren} \quad \text{EC 4.2 (2)}$$

$$c_{season} := 1 \quad \text{Årstidsfaktoren} \quad \text{EC 4.2 (2)}$$

$$c_{alt} := 1 \quad \text{Nivåfaktoren}$$

$$c_{prob} := 1 \quad \text{Returperiode pr. 50 år}$$

$$v_{b,0} := 27 \frac{m}{s} \quad \text{Referansevindhastighet, Harstad} \quad \text{NA.4 (901.1)}$$

$$v_b := c_{dir} \cdot c_{season} \cdot c_{alt} \cdot c_{prob} \cdot v_{b,0} = 27 \frac{m}{s} \quad \text{NA.4.1}$$

Stedsvindhastighet, v_m

$$\text{Terrengkategori I} \quad \text{EC 4.3.2}$$

$$z_{min} := 2 \text{ m} \quad z_{max} := 200 \text{ m} \quad z_0 := 0.01 \text{ m} \quad z_{0,II} := 0.05 \text{ m} \quad z := 37.5 \text{ m}$$

$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} = 0.17 \quad \text{For } z_{min} < z < z_{max}$$

$$c_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) = 1.397 \quad \text{Ruhetsfaktoren}$$

$$c_0 := 1 \quad \text{For ingen helning på terreng}$$

$$v_m := c_r \cdot c_0 \cdot v_b = 37.719 \frac{m}{s} \quad \text{EC 4.3.1 (1)}$$

Basisvindhastighetstrykk, q_b

$$\rho := 1.25 \frac{kg}{m^3} \quad \text{Lufttetthet}$$

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.456 \frac{kN}{m^2} \quad \text{EC 4.5 (1)}$$

Turbulensintensitet, I_v

$$k_1 := 1$$

$$z = 37.5 \text{ m}$$

$$z_0 = 0.01 \text{ m}$$

$$I_v := \frac{k_1}{c_0 \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} = 0.122 \quad \text{EC 4.4 (1)}$$

Vindkasthastighetstrykk, q_p

$$k_p := 3.5$$

$$v_m = 37.719 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\rho = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$q_p := (1 + 2 \cdot k_p \cdot I_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2 = 1.646 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{EC 4.3.2 (1)}$$

Vindlast uten trafikk

Krefter i X-retning, tverretning, $F_{W.x}$

Referansereal, $A_{ref.x}$

$L := 1.0 \text{ m}$ Velger 1 m av brua i lengderetning

$d := 1700 \text{ mm} + 150 \text{ mm} = 1.85 \text{ m}$

$d_{tot} := d + 0.6 \text{ m} = 2.45 \text{ m}$ Tabell 8.1

$A_{ref.x} := d_{tot} \cdot L = 2.45 \text{ m}^2$ Figur 8.3

$$q_p = 1.646 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_b = 0.456 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 3.612 \quad \text{EC 4.5}$$

$c_{fx.0} := 1.3$ Settes til 1.3 for vanlige bruer EC 8.3.1

$$c_{f.x} := c_{fx.0}$$

$C := c_e \cdot c_{f.x} = 4.695$ EC 8.3.2 (1)

$$v_b = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$F_{W.x} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.x} = 5.241 \text{ kN}$ EC 8.3.2 (1)

Krefter i Y-retning, lengderetning, $F_{W.y}$

Anbefalt verdi for vindkreftene i lengderetning er 25% av vindkreftene i tverretning.

EC 8.3.4 (1)

$$F_{W.y} := 0.25 \cdot F_{W.x} = 1.31 \text{ kN}$$

Krefter i Z-retning, på brudekket, $F_{W.z}$

$$L := 1.0 \text{ m}$$

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

EC 8.3.3 (1)

$$C := c_e \cdot c_{f.z} = 3.251$$

$$b := 9.3 \text{ m}$$

$$v_b = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$A_{ref.z} := b \cdot L = 9.3 \text{ m}^2$$

$$F_{W.z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.z} = 13.774 \text{ kN}$$

Vindlast med trafikk

For trafikk, sette vindkasthastigheten v_{kast} til $35 \frac{\text{m}}{\text{s}}$.

NA.8.1 (4)

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

Basisvindhastighetstrykk, q_b

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Lufttetthet

$$q_b := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{kast}^2 = 0.766 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

EC 4.5 (1)

Krefter i X-retning, tverretning, $F_{W.x}$

Referanseareal, $A_{ref.x}$

$$L := 1.0 \text{ m}$$

Velger 1 m av brua i lengderetning

For trafikklast, er d_{tot} høyden av dekket i tillegg til 2m

EC 8.3.1 (5) a)

$$d := 1700 \text{ mm} + 50 \text{ mm} = 1.75 \text{ m}$$

$$d_{tot} := d + 2 \text{ m} = 3.75 \text{ m}$$

Tabell 8.1

$$A_{ref.x} := d_{tot} \cdot L = 3.75 \text{ m}^2$$

Figur 8.3

$$q_p = 1.646 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_b = 0.766 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$c_e := \frac{q_p}{q_b} = 2.149$$

$$c_{f.x} = 1.3$$

$$C := c_e \cdot c_{f.x} = 2.794$$

EC 8.3.2 (1)

$$v_b = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\rho = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$F_{W.x} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.x} = 4.774 \text{ kN}$$

EC 8.3.2 (1)

Krefter i Y-retning, tverretning, $F_{W.y}$

Anbefalt verdi for vindkreftene i lengderetning er 25% av vindkreftene i tverretning.

EC 8.3.4 (1)

$$F_{W.y} := 0.25 \cdot F_{W.x} = 1.194 \text{ kN}$$

Krefter i Z-retning, tverretning, $F_{W.z}$

$$L := 1.0 \text{ m}$$

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

EC 8.3.3 (1)

$$c_e = 2.149$$

$$C := c_e \cdot c_{f.z} = 1.934$$

$$b := 9.3 \text{ m}$$

$$v_b = 27 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$A_{ref.z} := b \cdot L = 9.3 \text{ m}^2$$

$$F_{W.z} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \cdot C \cdot A_{ref.z} = 8.197 \text{ kN}$$

Tillegg C

Beregning av momentkapasitet i bruoverbygg

Momentkapasitet over støtte i akse 21

Inkluderer lengdearmering i flensen i tillegg til lengdearmeringen i bjelken. Finner først midlere arm fra armeringstygdepunktet til underkant av tverrsnittet. Ettersom armeringen i flensen og bjelken har ulike strekkfastheter må dette inkluderes for å få en nøyaktig d_m

$$\text{For } \varnothing 26 \text{ jern er den dimensjonerende strekkfastheten, } f_{sd,26} = 304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{For } \varnothing 12 \text{ jern er den dimensjonerende strekkfastheten, } f_{sd,12} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Matrisene, $d_{mi, Si}$ og S_i viser henholdsvis hvor langt det er fra et armeringslag til underkant av tverrsnittet, og armeringsmengde. Begge med hensyn til strekkfasthet.

$$d_{mi, Si} := \begin{bmatrix} 1520 \cdot 304 \cdot 3185 \\ 1580 \cdot 304 \cdot 3185 \\ 1640 \cdot 304 \cdot 6902 \\ 1520 \cdot 320 \cdot 1736 \\ 1640 \cdot 320 \cdot 2314 \end{bmatrix} \quad S_i := \begin{bmatrix} 304 \cdot 3185 \\ 304 \cdot 3185 \\ 304 \cdot 6902 \\ 320 \cdot 1736 \\ 320 \cdot 2314 \end{bmatrix}$$

$$d_m := \frac{\sum (d_{mi, Si})}{\sum S_i} = 1594,8003$$

$$A := 80$$

$$B := 100$$

$$f_{cd} := 14$$

$$b_w := 550$$

$$T_c := S$$

$$S := \left(\sum S_i \right) = 5,3307 \cdot 10^6$$

$$\alpha := \frac{(10000 \cdot S)}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_m} = 0,5426$$

$$M_{Rd} := \left(A \cdot \frac{B}{10000} \right) \cdot \alpha \cdot \left(1 - \left(\frac{A}{200} \right) \cdot \alpha \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (d_m^2) = 6,6562 \cdot 10^9 \quad \text{Nmm}$$

Ettersom det er to bjelker som holder brulasten blir den totale kapasiteten dobbelt så stor.

$$M_{Rd, tot} := 2 \cdot M_{Rd} = 1,3312 \cdot 10^{10} \quad \text{Nmm}$$

Momentkapasitet i felt mellom akse 21 og 22

$$f_{sd} := 304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b_f := 3070 \text{ mm}$$

$$t := 230 \text{ mm}$$

$$A_s := 20 \cdot 13^2 \cdot n = 10618,5832 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} := 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Finner først midlere arm til strekkarmering. Matrisen D og N viser henholdsvis hvor langt det er fra et armeringslag til overkant av dekket, og antall jern i det aktuelle laget.

$$D := \begin{bmatrix} 1640 \\ 1580 \\ 1520 \\ 1460 \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} 6 \\ 6 \\ 6 \\ 2 \end{bmatrix} \quad P := D \cdot N = 31360$$

$$d_m := \frac{P}{\sum N} = 1568 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b_f \cdot d_m \cdot f_{cd}} = 0,0599$$

$$M_{Rd} := 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot b_f \cdot d_m^2 = 4,9404 \cdot 10^9$$

Ettersom det er to bjelker som holder brulasten blir den totale kapasiteten dobbelt så stor.

$$M_{Rd, \text{tot}} := 2 \cdot M_{Rd} = 9,8807 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Betongtrykkspenning

$$\sigma_{cd} := \frac{M_{Rd}}{t \cdot (b_f) \cdot \left(d_m - \frac{t}{2} \right)} = 4,8153 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cd} < f_{cd} \quad \text{OK}$$

Momentkapasitet i nullmoment-punkt mellom akse 21 og 22

$$f_{sd} := 304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$b_f := 3070 \text{ mm}$$

$$t := 230 \text{ mm}$$

$$A_s := 8 \cdot 13^2 \cdot \pi = 4247,4333 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} := 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Finner først midlere arm til strekkarmering. Matrisen D og N viser henholdsvis hvor langt det er fra et armeringslag til overkant av dekket, og antall jern i det aktuelle laget.

$$D_i := \begin{bmatrix} 1640 \\ 1580 \end{bmatrix} \quad N_i := \begin{bmatrix} 6 \\ 2 \end{bmatrix} \quad P_i := D_i \cdot N_i = 13000$$

$$d_m := \frac{\sum P_i}{\sum N_i} = 1625 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b_f \cdot d_m \cdot f_{cd}} = 0,0231$$

$$M_{Rd} := 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_m^2 = 2,0788 \cdot 10^9$$

Ettersom det er to bjelker som holder brulasten blir den totale kapasiteten dobbelt så stor.

$$M_{Rd, \text{tot}} := 2 \cdot M_{Rd} = 4,1577 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Betongtrykkspenning

$$\sigma_{cd} := \frac{M_{Rd}}{\left(t \cdot \left(b_f \right) \cdot \left(d_m - \frac{t}{2} \right) \right)} = 1,9497 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cd} < f_{cd} \quad \text{OK}$$

Momentkapasitet over støtte i akse 18

Inkluderer lengdearmering i flensen i tillegg til lengdearmeringen i bjelken. Finner først midlere arm fra armeringstygdepunktet til underkant av tverrsnittet. Ettersom armeringen i flensen og bjelken har ulike strekkfastheter må dette inkluderes for å få en nøyaktig d_m

For $\phi 26$ jern er den dimensjonerende strekkfastheten, $f_{sd,26} = 304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

For $\phi 12$ jern er den dimensjonerende strekkfastheten, $f_{sd,12} = 320 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Matrisene, $d_{mi, Si}$ og S_i viser henholdsvis hvor langt det er fra et armeringslag til underkant av tverrsnittet, og armeringsmengde. Begge med hensyn til strekkfasthet.

$$d_{mi, Si} := \begin{bmatrix} 1520 \cdot 304 \cdot 2123 \\ 1580 \cdot 304 \cdot 2123 \\ 1640 \cdot 304 \cdot 3185 \\ 1520 \cdot 320 \cdot 1736 \\ 1640 \cdot 320 \cdot 2314 \end{bmatrix} \quad S_i := \begin{bmatrix} 304 \cdot 2123 \\ 304 \cdot 2123 \\ 304 \cdot 3185 \\ 320 \cdot 1736 \\ 320 \cdot 2314 \end{bmatrix}$$

$$d_m := \frac{\sum(d_{mi, Si})}{\sum S_i} = 1588,5705$$

$$A := 80$$

$$B := 100$$

$$f_{cd} := 14$$

$$b_w := 550$$

$$T_c := S$$

$$S := \left(\sum S_i \right) = 3,555 \cdot 10^6$$

$$\alpha := \frac{(10000 \cdot S)}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_m} = 0,3633$$

$$M_{Rd} := \left(A \cdot \frac{B}{10000} \right) \cdot \alpha \cdot \left(1 - \left(\frac{A}{200} \right) \cdot \alpha \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \left(d_m^2 \right) = 4,8267 \cdot 10^9 \quad \text{Nmm}$$

Ettersom det er to bjelker som holder brulasten blir den totale kapasiteten dobbelt så stor.

$$M_{Rd, tot} := 2 \cdot M_{Rd} = 9,6535 \cdot 10^9 \quad \text{Nmm}$$

Momentkapasitet i felt mellom akse 17 og 18

$$f_{sd} := 304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad b_f := 3070 \text{ mm}$$

$$t := 230 \text{ mm}$$

$$A_s := 7 \cdot 13^2 \cdot \pi = 3716,5041 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} := 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Finner først midlere arm til strekkarmering. Matrisen D og N viser henholdsvis hvor langt det er fra et armeringslag til overkant av dekket, og antall jern i det aktuelle laget.

$$D := \begin{bmatrix} 1640 \\ 1580 \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} 6 \\ 1 \end{bmatrix} \quad P := D \cdot N = 11420$$

$$d_m := \frac{P}{\sum N} = 1631,4286 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b_f \cdot d_m \cdot f_{cd}} = 0,0201$$

$$M_{Rd} := 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_m^2 = 1,8284 \cdot 10^9$$

Ettersom det er to bjelker som holder brulasten blir den totale kapasiteten dobbelt så stor.

$$M_{Rd,tot} := 2 \cdot M_{Rd} = 3,6567 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Betongtrykkspenning

$$\sigma_{cd} := \frac{M_{Rd}}{t \cdot (b_f) \cdot \left(d_m - \frac{t}{2} \right)} = 1,7076 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cd} < f_{cd} \quad \text{OK}$$

Momentkapasitet i nullmoment-punkt mellom akse 17 og 18

$$f_{sd} = 304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad b_f = 3070 \text{ mm}$$

$$t = 230 \text{ mm}$$

$$A_s = 4 \cdot 13^2 \cdot \pi = 2123,7166 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} = 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Finner først midlere arm til strekkarmering. Matrisen D og N viser henholdsvis hvor langt det er fra et armeringslag til overkant av dekket, og antall jern i det aktuelle laget.

$$D_i = [1640] \quad N_i = [4] \quad P_i = D_i \cdot N_i = 6560$$

$$d_m = \frac{P_i}{\sum N_i} = 1640 \text{ mm}$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b_f \cdot d_m \cdot f_{cd}} = 0,0114$$

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot b_f \cdot d_m^2 = 1,054 \cdot 10^9$$

Ettersom det er to bjelker som holder brulasten blir den totale kapasiteten dobbelt så stor.

$$M_{Rd,tot} = 2 \cdot M_{Rd} = 2,1079 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Betongtrykkspenning

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Rd}}{t \cdot (b_f) \cdot \left(d_m - \frac{t}{2}\right)} = 0,9788 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cd} < f_{cd} \quad \text{OK}$$

Momentkapasitet over støtte i akse 11

Inkluderer lengdearmering i flensen i tillegg til lengdearmeringen i bjelken. Finner først midlere arm fra armeringstyngdepunktet til underkant av tverrsnittet. Ettersom armeringen i flensen og bjelken har ulike strekkfastheter må dette inkluderes for å få en nøyaktig d_m

For $\phi 26$ jern er den dimensjonerende strekkfastheten, $f_{sd,26} = 304 \frac{N}{mm^2}$

For $\phi 12$ jern er den dimensjonerende strekkfastheten, $f_{sd,12} = 320 \frac{N}{mm^2}$

Matrisene, $d_{mi, Si}$ og S_i viser henholdsvis hvor langt det er fra et armeringslag til underkant av tverrsnittet, og armeringsmengde. Begge med hensyn til strekkfasthet.

$$d_{mi, Si} := \begin{bmatrix} 1340 \cdot 304 \cdot 2123 \\ 1400 \cdot 304 \cdot 3185 \\ 1460 \cdot 304 \cdot 6371 \\ 1400 \cdot 320 \cdot 1736 \\ 1460 \cdot 320 \cdot 2314 \end{bmatrix} \quad S_i := \begin{bmatrix} 304 \cdot 2123 \\ 304 \cdot 3185 \\ 304 \cdot 6371 \\ 320 \cdot 1736 \\ 320 \cdot 2314 \end{bmatrix}$$

$$d_m := \frac{\sum (d_{mi, Si})}{\sum S_i} = 1425,1551$$

$$A := 80$$

$$B := 100$$

$$f_{cd} := 14$$

$$b_w := 550$$

$$T_c := S$$

$$S := \left(\sum S_i \right) = 4,8464 \cdot 10^6$$

$$\alpha := \frac{(10000 \cdot S)}{A \cdot B \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_m} = 0,552$$

$$M_{Rd} := \left(A \cdot \frac{B}{10000} \right) \cdot \alpha \cdot \left(1 - \left(\frac{A}{200} \right) \cdot \alpha \right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot \left(d_m^2 \right) = 5,3817 \cdot 10^9 \quad \text{Nmm}$$

Ettersom det er to bjelker som holder brulasten blir den totale kapasiteten dobbelt så stor.

$$M_{Rd, tot} := 2 \cdot M_{Rd} = 1,0763 \cdot 10^{10} \quad \text{Nmm}$$

Momentkapasitet i felt mellom akse 10 og 11

$$f_{sd} := 304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad b_f := 3070 \text{ mm}$$

$$t := 230 \text{ mm}$$

$$A_s := 14 \cdot 13^2 \cdot \pi = 7433,0082 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} := 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Finner først midlere arm til strekkarmering. Matrisen D og N viser henholdsvis hvor langt det er fra et armeringslag til overkant av dekket, og antall jern i det aktuelle laget.

$$D := \begin{bmatrix} 1460 \\ 1400 \\ 1340 \end{bmatrix} \quad N := \begin{bmatrix} 6 \\ 6 \\ 2 \end{bmatrix} \quad P := D \cdot N = 19840$$

$$d_m := \frac{P}{\sum N} = 1417,1429 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b_f \cdot d_m \cdot f_{cd}} = 0,0464$$

$$M_{Rd} := 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_m^2 = 3,1428 \cdot 10^9$$

Ettersom det er to bjelker som holder brulasten blir den totale kapasiteten dobbelt så stor.

$$M_{Rd, \text{tot}} := 2 \cdot M_{Rd} = 6,2857 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Betongtrykkspenning

$$\sigma_{cd} := \frac{M_{Rd}}{t \cdot \left(b_f \cdot \left(d_m - \frac{t}{2} \right) \right)} = 3,4182 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cd} < f_{cd} \quad \text{OK}$$

Momentkapasitet i nullmoment-punkt mellom akse 10 og 11

$$f_{sd} := 304 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \qquad b_f := 3070 \text{ mm}$$

$$t := 230 \text{ mm}$$

$$A_s := 8 \cdot 13^2 \cdot \pi = 4247,4333 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd} := 14 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Finder først midlere arm til strekkarmering. Matrisen D og N viser henholdsvis hvor langt det er fra et armeringslag til overkant av dekket, og antall jern i det aktuelle laget.

$$D_i := \begin{bmatrix} 1460 \\ 1400 \end{bmatrix} \quad N_i := \begin{bmatrix} 6 \\ 2 \end{bmatrix} \quad P_i := D_i \cdot N_i = 11560$$

$$d_m := \frac{P_i}{\sum N_i} = 1445 \text{ mm}$$

$$\alpha := \frac{A_s \cdot f_{sd}}{0,8 \cdot b_f \cdot d_m \cdot f_{cd}} = 0,026$$

$$M_{Rd} := 0,8 \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot \alpha \cdot b_f \cdot d_m^2 = 1,8464 \cdot 10^9$$

Ettersom det er to bjelker som holder brulasten blir den totale kapasiteten dobbelt så stor.

$$M_{Rd, \text{tot}} := 2 \cdot M_{Rd} = 3,6928 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

Betongtrykkspenning

$$\sigma_{cd} := \frac{M_{Rd}}{t \cdot (b_f) \left(d_m - \frac{t}{2} \right)} = 1,9661 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{cd} < f_{cd} \quad \text{OK}$$

Tillegg D

Beregning av søylekapasitet

Kontroll av søyleslankhet, NS3473 punkt 12.2.4

Geometrisk slankhet av søylen

$$h := 30477$$

$$l_e := 0,5 \cdot h = 15238,5$$

$$D := 1100$$

$$I_c := \frac{\pi}{64} \cdot D^4 = 7,1869 \cdot 10^{10}$$

$$A_c := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 9,5033 \cdot 10^5$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 275$$

$$\lambda := \frac{l_e}{i} = 55,4127$$

Lastavhengig slankhet

$$f_{cd} := 14 \quad N_g := 1362,3 \cdot 10^3$$

$$f_{sd} := 304 \quad N_p := 258,5 \cdot 10^3$$

$$G := 0$$

$$P := 40 \cdot 10^3$$

$$A_s := \left(\frac{2}{3}\right) \cdot 38 \cdot (13^2) \cdot \pi = 13450,2053$$

$$N_f := (1,2 \cdot N_g + 1,6 \cdot N_p + 1,2 \cdot G + 1,6 \cdot P) = 2,1124 \cdot 10^6$$

$$n_f := \frac{N_f}{f_{cd} \cdot A_c} = 0,1588$$

$$\omega_t := \frac{(f_{sd} \cdot A_s)}{(f_{cd} \cdot A_c)} = 0,3073$$

$$\lambda_N := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n_f}{(1 + 4 \cdot \omega_t)}} = 14,7879$$

Krav

$$\lambda < \lambda_{\text{krav}} \quad \lambda_{\text{krav}} = 80 \cdot \sqrt{1 + 4 \cdot \omega_t} = 119,4468$$

$$\lambda_N < 45$$

$$\lambda_N > 10$$

Konklusjon; Søylen oppfyller ikke kravene om slanke konstruksjonsdelersom er stilt av punkt 12.2.4 i NS3473. I følge punkt 12.2.5 kan man derimot ikke se bort fra forskyvninger dersom den lastavhengige slankheten er større en 10. 2.ordens momenter må inkluderes i beregningene og søylen skal betraktes som slank.

Dimensjonerende lastsituasjon for søyle i akse 21

$$\begin{array}{llll}
 f_{cd} := 14 & A_c := 550^2 \cdot \pi = 9,5033 \cdot 10^5 & N_g := 1362,3 \cdot 10^3 & f_{sd} := 304 \\
 f_{sk} := 380 & y_m := 302,6 & N_p := 258,5 \cdot 10^3 & A_{sred} := \left(\frac{2}{3}\right) \cdot 38 \cdot (13^2) \cdot \pi = 13450,2053 \\
 E_{sk} := 200000 & h := 1100 & G := 0 & A_s := 38 \cdot (13^2) \cdot \pi = 20175,308 \\
 l_e := 15238,5 & d_m := \frac{h}{2} + y_m = 852,6 & P := 40 \cdot 10^3 &
 \end{array}$$

$$N_f := (1,2 \cdot N_g + 1,6 \cdot N_p + 1,2 \cdot G + 1,6 \cdot P) = 2,1124 \cdot 10^6$$

Krypforskyvninger må tas med som del av 2.ordens moment dersom normalisert langtids-slankhet er større en 10.

$$N_{Lang} := (1,0 \cdot N_g + 0,4 \cdot N_p + 1,0 \cdot G + 0,4 \cdot P) = 1,4817 \cdot 10^6 \quad \text{Mest ugunstig kombinasjon av laster}$$

$$n_1 := \frac{N_{Lang}}{f_{cd} \cdot A_c} = 0,1114 \quad \omega_t := \frac{f_{sd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c} = 0,461$$

$$h := 30477$$

$$l_e := 0,5 \cdot h = 15238,5$$

$$D := 1100$$

$$I_c := \frac{\pi}{64} \cdot D^4 = 7,1869 \cdot 10^{10}$$

$$A_c := \frac{\pi}{4} \cdot D^2 = 9,5033 \cdot 10^5$$

$$i := \sqrt{\frac{I_c}{A_c}} = 275$$

$$\lambda := \frac{l_e}{i} = 55,4127$$

$$\lambda_{n1} := \lambda \cdot \sqrt{\frac{n_1}{1 + 4 \cdot \omega_t}} = 10,9655$$

Normalisert langtids-slankheter tørre en 10 -> Krypforskyvninger må tas med.

1.ordens moment:

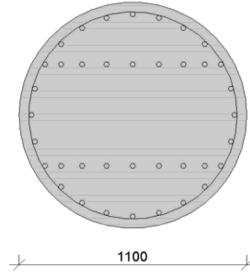
Dimensjonerende moment på søylen bestemmes etter NS3472 punkt A.12.2.

Moment i toppen av søylen:

$$M_{\text{egenlast}} := 5,25 \cdot 10^7$$

$$M_{\text{trafikk}} := 1,02 \cdot 10^8$$

$$M_{\text{ASR}} := 7,37 \cdot 10^8$$



$$M_s := M_{\text{egenlast}} \cdot 1,2 + M_{\text{trafikk}} \cdot 1,6 + M_{\text{ASR}} \cdot 1,0 = 9,632 \cdot 10^8$$

$$c_m := 0,4$$

$$e_{B0} := \frac{M_s}{N_f} = 455,9829 \quad \text{Utsiktet eksentrisitet pga last}$$

$$M_{f1} := N_f \cdot c_m \cdot e_{B0} = 3,8528 \cdot 10^8 \quad \text{1.ordens moment}$$

2.ordens moment:

Første steg er å bestemme eksentrisiteten som konsekvens av knekk lengde etter 12.3.2

$$e_a := \frac{l_e}{300} = 50,795$$

Neste steg er å bestemme effekten av momentan utbøyning

$$0,5 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 6,6523 \cdot 10^6 \quad N_f < 6,6523 \cdot 10^6 \quad \text{Dermed blir krumningen:}$$

$$\kappa := \frac{\left(\frac{f_{sk}}{E_{sk}} \right) + 0,003}{d_m} = 5,7471 \cdot 10^{-6}$$

$$a_e := 0,1 \cdot l_e^2 \cdot \kappa = 133,4551$$

Til slutt må eksentrisiteten fra krypforskyvningen bestemmes. Det er her antatt at betongen har et kryptall på 2,5 og korttids E-modul er satt til 24416 mPa.

$$\varphi := 2,5$$

$$E_{ck} := 24416$$

$$e_{oL} := \frac{0,4 \cdot M}{N_{Lang}} = 260,0256$$

$$e_{1L} := e_{oL} + e_a = 310,8206$$

$$I_s := \frac{A_s}{2} \cdot y_m = 3,0525 \cdot 10^6$$

$$EI := 0,6 \cdot E_{ck} \cdot I_c + E_{sk} \cdot I_s = 1,0535 \cdot 10^{15}$$

$$N_E := \frac{\pi^2 \cdot (EI)}{1_e^2} = 4,4775 \cdot 10^7$$

$$a_L := \frac{e_{1L} \cdot 0,8 \cdot \varphi}{\left(\frac{N_E}{N_{Lang}} \right) - 1 - 0,4 \cdot \varphi} = 22,0295$$

$$M_{f2} := N_f \cdot (e_a + a_L + a_e) = 4,3574 \cdot 10^8$$

2.ordens moment

totalt moment

$$M_f := M_{f1} + M_{f2} = 8,2102 \cdot 10^8$$

$$M_s > M_f$$

Ettersom søylemomentet er større en det beregnede totalmomentet er det søylemomentet som er det dimensjonerende momentet.

Den dimensjonerende lastsituasjonen for søylen blir dermed

$$M_{Ed} := M_s = 9,632 \cdot 10^8$$

$$N_{Ed} := N_f = 2,1124 \cdot 10^6$$

Kombinert moment og aksial i søyle

$$\begin{array}{lll}
 h := 1100 & f_{cd} := 14 & b := 1100 \\
 \varepsilon_{cu} := 0,0035 & & S := 18 \cdot 13 \cdot 13 \cdot \pi \cdot 304 = 2,9052 \cdot 10^6 \\
 E_{sk} := 200000 & A_c := 550^2 \cdot \pi = 9,5033 \cdot 10^5 & h' := 600 \\
 f_{sk} := 380 & f_{sd} := 304 & \gamma_s := 1,25 \\
 & A_s := 38 \cdot 13 \cdot 13 \cdot \pi = 20175,308 & A'_s := \frac{A_s}{2} = 10087,654
 \end{array}$$

$$\begin{array}{ll}
 Y_i := \begin{bmatrix} 127 \\ 245 \\ 346 \\ 424 \\ 473 \\ 490 \end{bmatrix} & A_{si} := \begin{bmatrix} 1026 \\ 4778 \\ 1062 \\ 1062 \\ 1062 \\ 531 \end{bmatrix} \\
 B := Y_i \cdot A_{si} = 2,8812 \cdot 10^6 & \\
 Y_m := \frac{B}{\sum A_{si}} = 302,6119 &
 \end{array}$$

$$d_m := \frac{h}{2} + y_m = 852,6119$$

Rent trykk

$$N_1 := f_{cd} \cdot A_c + f_{sd} \cdot A_s = 1,9438 \cdot 10^7 \text{ N}$$

$$M_1 := 0$$

Trykkbrudd

$$\varepsilon_{s2} := \frac{f_{sk}}{E_{sk}} = 0,0019$$

$$\alpha := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s2}} = 0,6481$$

$$N_2 := f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot \alpha \cdot d_m = 6,8083 \cdot 10^6$$

$$M_2 := N_2 \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \alpha \cdot d_m \right) + S \cdot h' = 3,9827 \cdot 10^9$$

Trykkbrudd med dobbel flytning i armering

$$\varepsilon_{s3} := 2 \cdot \varepsilon_{s2} = 0,0038$$

$$\alpha_3 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s3}} = 0,4795$$

$$\varepsilon'_{s3} := 0,00176$$

$$\sigma'_{sd} := \frac{E_{sk} \cdot \varepsilon'_{s3}}{\gamma_s} = 281,6$$

$$N_3 := \left(f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot \alpha_3 \cdot d_m \right) + \left(\sigma'_{sd} \cdot A'_s \right) - \left(f_{sd} \cdot \frac{A_s}{2} \right) = 4,8103 \cdot 10^6$$

$$M_3 := \left(\left(f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot \alpha_3 \cdot d_m \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \alpha_3 \cdot d_m \right) + \left(\sigma'_{sd} \cdot A'_s \right) \cdot \left(\frac{h'}{2} \right) + \left(f_{sd} \cdot \frac{A_s}{2} \right) \cdot \left(\frac{h'}{2} \right) \right) = 3,7186 \cdot 10^9$$

Trykkbrudd i betong og strekkbrudd i armering

$$\varepsilon_{s4} := 0,01$$

$$\alpha_4 := \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{s4}} = 0,2593$$

$$\varepsilon'_{s4} := 0,00029$$

$$\sigma'_{sd4} := \frac{E_{sk} \cdot \varepsilon'_{s4}}{\gamma_s} = 46,4$$

$$N_4 := \left(f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot \alpha_4 \cdot d_m \right) + \left(\sigma'_{sd4} \cdot A'_s \right) - \left(f_{sd} \cdot \frac{A_s}{2} \right) = 1,2473 \cdot 10^5$$

$$M_4 := \left(\left(f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot \alpha_4 \cdot d_m \right) \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \alpha_4 \cdot d_m \right) + \left(\sigma'_{sd4} \cdot A'_s \right) \cdot \left(\frac{h'}{2} \right) + \left(f_{sd} \cdot \frac{A_s}{2} \right) \cdot \left(\frac{h'}{2} \right) \right) = 2,3174 \cdot 10^9$$

Rent strekk

$$N_5 := -f_{sd} \cdot A_s = -6,1333 \cdot 10^6$$

$$M_5 := 0$$

Tillegg E

ASR-krumning, stadium I og II, ulike snitt

Følgende excel-dokument inneholder diverse utregninger, som benyttes i forbindelse med ASR-krumningen. Dette for støtte, nullmomentpunkt og felt, mellom akse 10-11, 17-18 og 21-22. Disse utregningene tar for seg:

- En liste over armeringsmengdene til snittene.
- Utregning av bøyestivhet, stadium II.
- Indre krefter i tverrsnitt, stadium I og II
- Tøyning av tverrsnitt, stadium I og II
- Krumning av tverrsnitt stadium I og II.
- Gradienten som benyttes i NovaFrame

Akse 21 - 21.5, Krumningsmoment av ASR, Stadium I

Betong - B35

Ec.kort = 24416 N/mm2
 Ec.lang = 9766.4 N/mm2
 Kryptall- ϕ = 1.5

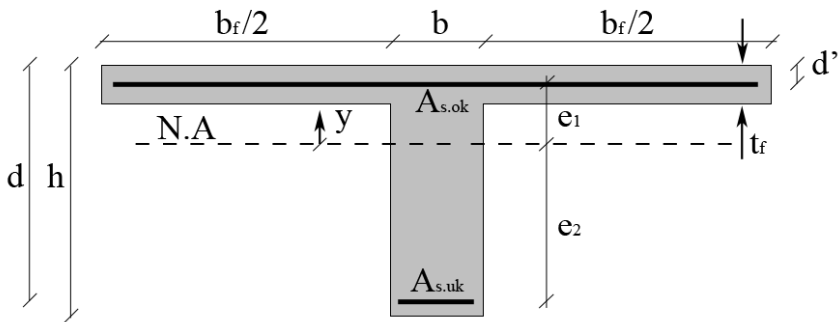
Stål

Es = 200000 N/mm2

Snitt	As.ok [mm ²]	As.uk [mm ²]	M.Ed [Nmm]	M.Rd [Nmm]
Felt	1062	10618.6	1.02E+10	9.88E+09
0-M.punkt	9556.8	4247.4	3.89E+09	4.16E+09
Støtte	13273.3	2654.7	7.96E+09	1.33E+10

Mål av kun en T-bjelke

b_f = 4750 mm (Bredde av flens)
 b = 550 mm (Bredde av bjelke)
 h = 1720 mm (Høyde av hele tverrsnittet)
 t_f = 230 mm (Tykkelse flens)
 A_f = 1219000 mm² (Areal av flens)
 A_c = 2038500 mm² (Totalt areal av en T)



Krumning stadium I, feltsnitt (h=1.72m), med Ec.lang

Nøytralakse og bøyestivhet, i felt

n = 20.48 Es/Ec.lang (Materialstivhetsforhold)
 d = 1588 mm (Arm til strekkarmering)
 d' = 102 mm (Arm til trykkarmering)
 N.A = 488 mm (Nøytralakse stadium I, fra NF)
 I = 5.00E+11 mm⁴ (2. Arealmoment stadium I, fra NF)
 (EI)_{1.lang} = 4.88E+15 Nmm² (Bøyestivhet stadium I, fra NF)
 (EI)_{1.kort} = 1.22E+16 Nmm² (Bøyestivhet stadium I, fra NF)

Krumning, i felt

$\epsilon_{.0}$ = 0.00062 (Tøyningspromille før armeringskrumning)
 N.As.ok = 132431.4 N $\epsilon_{.0} \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$ (Aksialkraft ok.armering)
 N.As.uk = 1324139.42 N $\epsilon_{.0} \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$ (Aksialkraft av uk.armering)
 e₁ = 386 mm (Arm fra N.A til ok.armering)
 e₂ = 1100 mm (Arm fra N.A til uk.armering)
 M = 1.41E+09 Nmm ($e_1 \cdot N_{As} - e_2 \cdot N_{uk}$) (Moment av armering)
 $\epsilon_{.M1}$ = 1.41E-04 ($(M^*)/(EI)$) (Tøyning fra rent moment)
 $\epsilon_{.M2}$ = -3.55E-04 ($(M^*)/(EI)$)
 $\epsilon_{.N}$ = 7.32E-05 ($(N_{As} + N_{As'})/(EA)$) (Tøyning fra rent trykk)
 $\epsilon_{.1}$ = 6.74E-05 $\epsilon_{.M1} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
 $\epsilon_{.2}$ = -4.28E-04 $\epsilon_{.M2} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
 k = 2.88E-07 ($\epsilon_{.M1} + |\epsilon_{.M2}|$) (Krumning)

$\epsilon_{\text{armering}} = 7.32\text{E-}05$

$\epsilon_{\text{skanning}} = 5.50\text{E-}04$

$\epsilon_0 - \epsilon_{\text{justering}}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{\text{NF}} = 4.96\text{E-}04$

Gradient = 28.81

k^*h

$(\epsilon_{\text{NF}} \cdot k^{\wedge-1})/h$

Krumning stadium I, 0-momentpunkt ($h=1.72\text{m}$), med E_c lang

Nøytralakse og bøyestivhet, i 0-momentpunkt

$n = 20.48$		$E_s/E_{c,\text{lang}}$	(Materialstivhetsforhold)
$d = 1650$	mm		(Arm til strekkarmering)
$d' = 120$	mm		(Arm til trykkarmering)
$N.A = 488$	mm		(Nøytralakse stadium I, fra NF)
$I = 5.00\text{E+}11$	mm ⁴		(2. Arealmoment stadium I, fra NF)
$(EI)_{1,\text{lang}} = 4.88\text{E+}15$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)
$(EI)_{1,\text{kort}} = 1.22\text{E+}16$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)

Krumning, i 0-momentpunkt

$\epsilon_0 = 0.00064$			(Tøyningspromille før armeringskrumning)
$N_{\text{As,ok}} = 1221359.04$	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s,\text{ok}}$	(Aksialkraft ok.armering)
$N_{\text{As,uk}} = 542817.72$	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s,\text{uk}}$	(Aksialkraft av uk.armering)
$e_1 = 368$	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)
$e_2 = 1162$	mm		(Arm fra N.A til uk.armering)
$M = 1.81\text{E+}08$	Nmm	$(e_1 \cdot N_{\text{As}} - e_2 \cdot N_{\text{uk}})$	(Moment av armering)
$\epsilon_{M1} = 1.81\text{E-}05$		$(M^*y)/(EI)$	(Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{M2} = -4.58\text{E-}05$		$(M^*y)/(EI)$	
$\epsilon_N = 8.86\text{E-}05$		$(N_{\text{As}} + N_{\text{As,uk}})/(EA)$	(Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_1 = -7.05\text{E-}05$		$\epsilon_{M1} - \epsilon_N$	(Summert)
$\epsilon_2 = -1.34\text{E-}04$		$\epsilon_{M2} - \epsilon_N$	(Summert)
$k = 3.72\text{E-}08$		$(\epsilon_{M1} + \epsilon_{M2})$	(Krumning)
$\epsilon_{\text{armering}} = 8.86\text{E-}05$			
$\epsilon_{\text{skanning}} = 5.50\text{E-}04$		$\epsilon_0 - \epsilon_{\text{justering}}$	(Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{\text{NF}} = 6.39\text{E-}05$

Gradient = 3.72

k^*h

$(\epsilon_{\text{NF}} \cdot k^{\wedge-1})/h$

Krumning stadium I, støtte ($h=1.72\text{m}$), med E_c lang

Nøytralakse og bøyestivhet, over støtte

$n = 20.48$		$E_s/E_{c,\text{lang}}$	(Materialstivhetsforhold)
$d = 1660$	mm		(Arm til strekkarmering)
$d' = 105.5$	mm		(Arm til trykkarmering)
$N.A = 488$	mm		(Nøytralakse stadium I, fra NF)
$I = 5.00\text{E+}11$	mm ⁴		(2. Arealmoment stadium I, fra NF)
$(EI)_{1,\text{lang}} = 4.88\text{E+}15$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)
$(EI)_{1,\text{kort}} = 1.22\text{E+}16$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)

Krumning, over støtte

$\epsilon_0 = 0.00066$			(Tøyningspromille før armeringskrumning)
$N_{\text{As,ok}} = 1738802.3$	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s,\text{ok}}$	(Aksialkraft ok.armering)
$N_{\text{As,uk}} = 347765.7$	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s,\text{uk}}$	(Aksialkraft av uk.armering)
$e_1 = 382.5$	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)

e2 = 1172	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
M = -2.58E+08	Nmm	(e1*N.As - e2*N.j (Moment av armering)
ε.M1' = -2.58E-05		(M'y)/(EI) (Tøyning fra rent moment)
ε.M2' = 6.50E-05		(M'y)/(EI)
ε.N = 1.05E-04		(N.As+N.As')/(EA (Tøyning fra rent trykk)
ε.1 = -1.31E-04		ε.M1'-ε.N (Summert)
ε.2 = -3.98E-05		ε.M2'-ε.N (Summert)
k = -5.28E-08		(ε.M1'+ ε.M2') . (Krumning)
ε.armering = 1.05E-04		
ε.skanning = 5.50E-04		ε.0 - ε.justering (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

ε.NF = -9.08E-05	k*h
Gradient = -5.28	(ε.NF*K^1)/h

Krumning stadium I, feltsnitt (h=1.72m), med Ec.kort

ε.0 = 0.00058		(Tøyningspromille for armeringskrumning)
N.As.ok = 132431.4	N	ε.0*Es*As.ok (Aksialkraft ok.armering)
N.As.uk = 1324139.42	N	ε.0*Es*As.uk (Aksialkraft av uk.armering)
e1 = 386	mm	(Arm fra N.A til ok.armering)
e2 = 1100	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
M = 1.41E+09	Nmm	(e1*N.As - e2*N.j (Moment av armering)
ε.M1' = 5.62E-05		(M'y)/(EI) (Tøyning fra rent moment)
ε.M2' = -1.42E-04		(M'y)/(EI)
ε.N = 2.93E-05		(N.As+N.As')/(EA (Tøyning fra rent trykk)
ε.1 = 2.70E-05		ε.M1'-ε.N (Summert)
ε.2 = -1.71E-04		ε.M2'-ε.N (Summert)
k = 1.15E-07		(ε.M1'+ ε.M2') . (Krumning)
ε.armering = 2.93E-05		
ε.skanning = 5.51E-04		ε.0 - ε.justering (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

ε.NF = 1.98E-04	k*h
Gradient = 11.52	(ε.NF*K^1)/h

Krumning stadium I, 0-momentpunkt (h=1.72m), med Ec.kort

ε.0 = 0.00058		(Tøyningspromille for armeringskrumning)
N.As.ok = 1114322.88	N	ε.0*Es*As.ok (Aksialkraft ok.armering)
N.As.uk = 495246.84	N	ε.0*Es*As.uk (Aksialkraft av uk.armering)
e1 = 368	mm	(Arm fra N.A til ok.armering)
e2 = 1162	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
M = 1.65E+08	Nmm	(e1*N.As - e2*N.j (Moment av armering)
ε.M1' = 6.62E-06		(M'y)/(EI) (Tøyning fra rent moment)
ε.M2' = -1.67E-05		(M'y)/(EI)
ε.N = 3.23E-05		(N.As+N.As')/(EA (Tøyning fra rent trykk)
ε.1 = -7.05E-05		ε.M1'-ε.N (Summert)
ε.2 = -1.34E-04		ε.M2'-ε.N (Summert)
k = 1.36E-08		(ε.M1'+ ε.M2') . (Krumning)
ε.armering = 3.23E-05		
ε.skanning = 5.51E-04		ε.0 - ε.justering (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{NF} = 2.33E-05$		$k \cdot h$
Gradient = 1.36		$(\epsilon_{NF} \cdot K^A - 1) / h$

Krumning stadium I, støtte (h=1.72m), med Ec.kort

$\epsilon_0 = 0.00059$		(Tøyingspromille for armeringskrumning)
N.As.ok = 1560940.08	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$ (Aksialkraft ok.armering)
N.As.uk = 312192.72	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$ (Aksialkraft av uk.armering)
e1 = 382.5	mm	(Arm fra N.A til ok.armering)
e2 = 1172	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
M = -2.31E+08	Nmm	$(e1 \cdot N_{As} - e2 \cdot N_{uk})$ (Moment av armering)
$\epsilon_{M1} = -9.25E-06$		$(M^*) / (EI)$ (Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{M2} = 2.34E-05$		$(M^*) / (EI)$
$\epsilon_N = 3.76E-05$		$(N_{As} + N_{As'}) / (EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_1 = -4.69E-05$		$\epsilon_{M1} - \epsilon_N$ (Summert)
$\epsilon_2 = -1.43E-05$		$\epsilon_{M2} - \epsilon_N$ (Summert)
$k = -1.90E-08$		$(\epsilon_{M1} + \epsilon_{M2})$ (Krumning)
$\epsilon_{armering} = 3.76E-05$		
$\epsilon_{skanning} = 5.50E-04$		$\epsilon_0 - \epsilon_{justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{NF} = -3.26E-05$		$k \cdot h$
Gradient = -1.90		$(\epsilon_{NF} \cdot K^A - 1) / h$

Akse 18 - 17.5, Krumningsmoment av ASR, Stadium I

Betong - B35

Ec.kort = 24416
Ec.lang = 9766.4
Kryptall- ϕ = 1.5

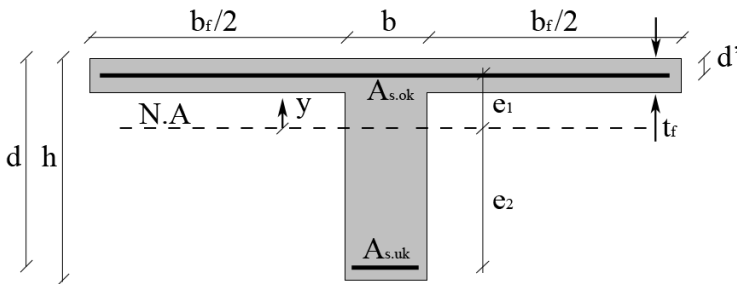
Stål

Es = 200000 N/mm2

Snitt	As.ok [mm2]	As.uk [mm2]	M.Ed [Nmm]	M.Rd [Nmm]
Felt	1062	3716.5	3.84E+09	3.66E+09
0-M.punkt	5309.3	2123.71	1.31E+09	2.11E+09
Støtte	7433	1061.85	5.24E+09	9.65E+09

Mål av kun en T-bjelke

bf = 4750 mm (Bredde av flens)
b = 550 mm (Bredde av bjelke)
h.s = 1720 mm (Høyde ved støtten)
h.f = 1620 mm (Høyde i felt)
tf = 230 mm (Tykkelse flens)
Af = 1219000 mm2 (Areal av flens)
Ac.s = 2038500 mm2 (Areal av en T ved støtte)
Ac.f = 1983500 mm2 (Areal av en T i felt)



Krumning stadium I, feltsnitt (h=1.62m), med Ec.lang

Nøytralakse og bøyestivhet, i felt

n = 20.48 Es/Ec.lang (Materialstivhetsforhold)
d = 1551 mm (Arm til strekkarmering)
d' = 70 mm (Arm til trykkarmering)
N.A = 453 mm (Nøytralakse stadium I, fra NF)
I = 4.28E+11 mm4 (2. Arealmoment stadium I, fra NF)
(EI)1.lang = 4.18E+15 Nmm2 (Bøyestivhet stadium I, fra NF)
(EI)1.kort = 1.05E+16 Nmm2 (Bøyestivhet stadium I, fra NF)

Krumning, i felt

ϵ_0 = 0.00058 (Tøyningspromille før armeringskrumning)
N.As.ok = 122979.6 N $\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$ (Aksialkraft ok.armering)
N.As.uk = 430370.7 N $\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$ (Aksialkraft av uk.armering)
e1 = 383 mm (Arm fra N.A til ok.armering)
e2 = 1098 mm (Arm fra N.A til uk.armering)
M = 4.25E+08 Nmm ($e_1 \cdot N_{As} - e_2 \cdot N_{A_t}$) (Moment av armering)
 ϵ_{M1} = 4.61E-05 ($(M^*y)/(EI)$) (Tøyning fra rent moment)
 ϵ_{M2} = -1.19E-04 ($(M^*y)/(EI)$)
 ϵ_N = 2.86E-05 ($(N_{As} + N_{A_t})/(EA)$) (Tøyning fra rent trykk)
 $\epsilon_{.1}$ = 1.75E-05 ($\epsilon_{M1} - \epsilon_N$) (Summert)
 $\epsilon_{.2}$ = -1.47E-04 ($\epsilon_{M2} - \epsilon_N$) (Summert)
k = 1.02E-07 ($(\epsilon_{M1} + |\epsilon_{M2}|) /$) (Krumning)
 $\epsilon_{armering}$ = 2.86E-05
 $\epsilon_{skanning}$ = 5.50E-04 $\epsilon_0 - \epsilon_{justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{.NF}$ = 1.65E-04		k^*h
Gradient = 10.18		$(\epsilon_{.NF} * K^A - 1) / h$

Krumning stadium I, 0-momentpunkt (h=1.62m), med Ec.lang**Nøytralakse og bøyestivhet, i 0-momentpunkt**

n = 20.48		$E_s / E_{c.lang}$	(Materialstivhetsforhold)
d = 1560	mm		(Arm til strekkarmering)
d' = 160	mm		(Arm til trykkarmering)
N.A = 453	mm		(Nøytralakse stadium I, fra NF)
I = 4.28E+11	mm ⁴		(2. Arealmoment stadium I, fra NF)
(EI) _{1.lang} = 4.18E+15	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)
(EI) _{1.kort} = 1.05E+16	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)

Krumning, i 0-momentpunkt

$\epsilon_{.0}$ = 0.00060			(Tøyningpromille før armeringskrumning)
N.As.ok = 632868.56	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.ok}$	(Aksialkraft ok.armering)
N.As.uk = 253146.23	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.uk}$	(Aksialkraft av uk.armering)
e1 = 293	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)
e2 = 1107	mm		(Arm fra N.A til uk.armering)
M = 9.48E+07	Nmm	$(e1 * N_{.As} - e2 * N_{.As})$	(Moment av armering)
$\epsilon_{.M1}$ = 1.03E-05		$(M^*) / (EI)$	(Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{.M2}$ = -2.65E-05		$(M^*) / (EI)$	
$\epsilon_{.N}$ = 4.57E-05		$(N_{.As} + N_{.As'}) / (EA)$	(Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_{.1}$ = -3.55E-05		$\epsilon_{.M1} - \epsilon_{.N}$	(Summert)
$\epsilon_{.2}$ = -7.22E-05		$\epsilon_{.M2} - \epsilon_{.N}$	(Summert)
k = 2.27E-08		$(\epsilon_{.M1} + \epsilon_{.M2}) /$	(Krumning)
$\epsilon_{.armering}$ = 4.57E-05			
$\epsilon_{.skanning}$ = 5.50E-04		$\epsilon_{.0} - \epsilon_{.justering}$	(Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{.NF}$ = 3.67E-05		k^*h
Gradient = 2.27		$(\epsilon_{.NF} * K^A - 1) / h$

Krumning stadium I, støtte (h=1.72m), med Ec.lang**Nøytralakse og bøyestivhet, over støtte**

n = 20.48		$E_s / E_{c.lang}$	(Materialstivhetsforhold)
d = 1660	mm		(Arm til strekkarmering)
d' = 120	mm		(Arm til trykkarmering)
N.A = 488	mm		(Nøytralakse stadium I, fra NF)
I = 5.00E+11	mm ⁴		(2. Arealmoment stadium I, fra NF)
(EI) _{1.lang} = 4.88E+15	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)
(EI) _{1.kort} = 1.05E+16	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)

Krumning, over støtte

$\epsilon_{.0}$ = 0.00060			(Tøyningpromille før armeringskrumning)
N.As.ok = 894933.2	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.ok}$	(Aksialkraft ok.armering)
N.As.uk = 127846.74	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.uk}$	(Aksialkraft av uk.armering)
e1 = 368	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)
e2 = 1172	mm		(Arm fra N.A til uk.armering)
M = -1.79E+08	Nmm	$(e1 * N_{.As} - e2 * N_{.As})$	(Moment av armering)
$\epsilon_{.M1}$ = -1.80E-05		$(M^*) / (EI)$	(Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{.M2}$ = 4.53E-05		$(M^*) / (EI)$	

$\varepsilon.N = 5.14E-05$		$(N.A_s+N.A_s')/(EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
$\varepsilon.1 = -6.93E-05$		$\varepsilon.M1'-\varepsilon.N$ (Summert)
$\varepsilon.2 = -6.04E-06$		$\varepsilon.M2'-\varepsilon.N$ (Summert)
$k = -3.68E-08$		$(\varepsilon.M1'+ \varepsilon.M2') /$ (Krumning)
$\varepsilon.armering = 5.14E-05$		
$\varepsilon.skanning = 5.51E-04$		$\varepsilon.0 - \varepsilon.justering$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\varepsilon.NF = -6.33E-05$	k^*h
Gradient = -3.68	$(\varepsilon.NF*K^A-1)/h$

Krumning stadium I, feltsnitt (h=1.62m), med Ec.kort

$\varepsilon.0 = 0.00056$		(Tøyningspromille før armeringskrumning)
$N.A_s.ok = 122979.6$	N	$\varepsilon.0^*E_s^*A_s.ok$ (Aksialkraft ok.armering)
$N.A_s.uk = 430370.7$	N	$\varepsilon.0^*E_s^*A_s.uk$ (Aksialkraft av uk.armering)
$e1 = 383$	mm	(Arm fra N.A til ok.armering)
$e2 = 1098$	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
$M = 4.25E+08$	Nmm	$(e1^*N.A_s - e2^*N.A_t)$ (Moment av armering)
$\varepsilon.M1' = 1.84E-05$		$(M^*y)/(EI)$ (Tøyning fra rent moment)
$\varepsilon.M2' = -4.75E-05$		$(M^*y)/(EI)$
$\varepsilon.N = 1.14E-05$		$(N.A_s+N.A_s')/(EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
$\varepsilon.1 = 7.02E-06$		$\varepsilon.M1'-\varepsilon.N$ (Summert)
$\varepsilon.2 = -5.89E-05$		$\varepsilon.M2'-\varepsilon.N$ (Summert)
$k = 4.07E-08$		$(\varepsilon.M1'+ \varepsilon.M2') /$ (Krumning)
$\varepsilon.armering = 1.14E-05$		
$\varepsilon.skanning = 5.51E-04$		$\varepsilon.0 - \varepsilon.justering$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\varepsilon.NF = 6.60E-05$	k^*h
Gradient = 4.07	$(\varepsilon.NF*K^A-1)/h$

Krumning stadium I, 0-momentpunkt (h=1.62m), med Ec.kort

$\varepsilon.0 = 0.00057$		(Tøyningspromille før armeringskrumning)
$N.A_s.ok = 603136.48$	N	$\varepsilon.0^*E_s^*A_s.ok$ (Aksialkraft ok.armering)
$N.A_s.uk = 241253.46$	N	$\varepsilon.0^*E_s^*A_s.uk$ (Aksialkraft av uk.armering)
$e1 = 293$	mm	(Arm fra N.A til ok.armering)
$e2 = 1107$	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
$M = 9.03E+07$	Nmm	$(e1^*N.A_s - e2^*N.A_t)$ (Moment av armering)
$\varepsilon.M1' = 3.92E-06$		$(M^*y)/(EI)$ (Tøyning fra rent moment)
$\varepsilon.M2' = -1.01E-05$		$(M^*y)/(EI)$
$\varepsilon.N = 1.74E-05$		$(N.A_s+N.A_s')/(EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
$\varepsilon.1 = -3.55E-05$		$\varepsilon.M1'-\varepsilon.N$ (Summert)
$\varepsilon.2 = -7.22E-05$		$\varepsilon.M2'-\varepsilon.N$ (Summert)
$k = 8.65E-09$		$(\varepsilon.M1'+ \varepsilon.M2') /$ (Krumning)
$\varepsilon.armering = 1.74E-05$		
$\varepsilon.skanning = 5.51E-04$		$\varepsilon.0 - \varepsilon.justering$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\varepsilon.NF = 1.40E-05$	k^*h
Gradient = 0.86	$(\varepsilon.NF*K^A-1)/h$

Krumning stadium I, støtte (h=1.72m), med Ec.kort

$\epsilon_0 = 0.00057$		(Tøyningspromille før armeringskrumning)
N.As.ok = 847362	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$ (Aksialkraft ok.armering)
N.As.uk = 121050.9	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$ (Aksialkraft av uk.armering)
e1 = 368	mm	(Arm fra N.A til ok.armering)
e2 = 1172	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
M = -1.70E+08	Nmm	$(e1 \cdot N_{.As} - e2 \cdot N_{.A})$ (Moment av armering)
$\epsilon_{.M1} = -7.94E-06$		$(M^*y)/(EI)$ (Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{.M2} = 2.00E-05$		$(M^*y)/(EI)$
$\epsilon_{.N} = 1.95E-05$		$(N_{.As} + N_{.As'})/(EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_{.1} = -2.74E-05$		$\epsilon_{.M1} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
$\epsilon_{.2} = 5.80E-07$		$\epsilon_{.M2} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
k = -1.63E-08		$(\epsilon_{.M1} + \epsilon_{.M2}) /$ (Krumning)
$\epsilon_{.armering} = 1.95E-05$		
$\epsilon_{.skanning} = 5.51E-04$		$\epsilon_0 - \epsilon_{.justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{.NF} = -2.80E-05$	k^*h
Gradient = -1.63	$(\epsilon_{.NF} \cdot K^{\wedge} - 1)/h$

Akse 11 - 10.5, Krumningsmoment av ASR, Stadium I

Betong - B35

$E_{c.kort} = 24416$ N/mm²
 $E_{c.lang} = 9766.4$ N/mm²
 Kryptall- $\phi = 1.5$

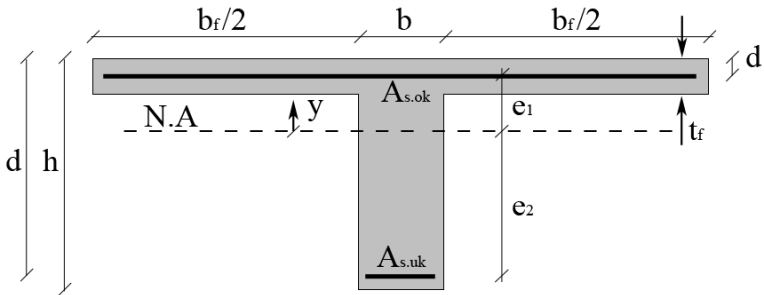
Stål

$E_s = 200000$ N/mm²

Snitt	As.ok [mm ²]	As.uk [mm ²]	M.Ed [Nmm]	M.Rd [Nmm]
Felt	1062	7433	6.46E+09	6.29E+09
0-M.punkt	9556.8	4247.4	2.99E+09	3.69E+09
Støtte	11680.4	2123.71	6.41E+09	1.08E+10

Mål av kun en T-bjelke

$b_f = 4750$ mm (Bredde av flens)
 $b = 550$ mm (Bredde av bjelke)
 $h = 1520$ mm (Høyde av hele tverrsnittet)
 $t_f = 230$ mm (Tykkelse flens)
 $A_f = 1219000$ mm² (Areal av flens)
 $A_c = 1928500$ mm² (Totalt areal av en T)



Krumning stadium I, feltsnitt (h=1.52m), med $E_{c.lang}$

Nøytralakse og bøyestivhet, i felt

$n = 20.48$ $E_s/E_{c.lang}$ (Materialstivhetsforhold)
 $d = 1417$ mm (Arm til strekkarmering)
 $d' = 70$ mm (Arm til trykkarmering)

 $N.A. = 418$ mm (Nøytralakse stadium I, fra NF)
 $I = 3.50E+11$ mm⁴ (2. Arealmoment stadium I, fra NF)
 $(EI)_{1.lang} = 3.41E+15$ Nmm² (Bøyestivhet stadium I, fra NF)
 $(EI)_{1.kort} = 8.53E+15$ Nmm² (Bøyestivhet stadium I, fra NF)

Krumning, i felt

$\epsilon_{.0} = 0.00061$ (Tøyingspromille før armeringskrumning)
 $N_{.As.ok} = 128502$ N $\epsilon_{.0} \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$ (Aksialkraft ok.armering)
 $N_{.As.uk} = 899393$ N $\epsilon_{.0} \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$ (Aksialkraft av uk.armering)
 $e_1 = 348$ mm (Arm fra N.A til ok.armering)
 $e_2 = 999$ mm (Arm fra N.A til uk.armering)
 $M = 8.54E+08$ Nmm $(e_1 \cdot N_{.As} - e_2 \cdot N_{.A})$ (Moment av armering)

 $\epsilon_{.M1} = 1.05E-04$ $(M^*)/(EI)$ (Tøyning fra rent moment)
 $\epsilon_{.M2} = -2.76E-04$ $(M^*)/(EI)$ (Tøyning fra rent moment)
 $\epsilon_{.N} = 5.46E-05$ $(N_{.As} + N_{.As})/(EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
 $\epsilon_{.1} = 5.00E-05$ $\epsilon_{.M1} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
 $\epsilon_{.2} = -3.30E-04$ $\epsilon_{.M2} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
 $k = 2.50E-07$ $(\epsilon_{.M1} + |\epsilon_{.M2}|) /$ (Krumning)
 $\epsilon_{.armering} = 5.46E-05$
 $\epsilon_{.skanning} = 5.50E-04$ $\epsilon_{.0} - \epsilon_{.justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{NF} = 3.80E-04$		k^*h
Gradient = 25.01		$(\epsilon_{NF} \cdot K^{\wedge-1})/h$

Krumning stadium I, 0-momentpunkt (h=1.52m), med Ec.lan**Nøytralakse og bøyestivhet, i 0-momentpunkt**

$n = 20.48$		$E_s/E_c.lan$	(Materialstivhetsforhold)
$d = 1430$	mm		(Arm til strekkarmering)
$d' = 90$	mm		(Arm til trykkarmering)
$N.A = 418$	mm		(Nøytralakse stadium I, fra NF)
$I = 3.50E+11$	mm ⁴		(2. Arealmoment stadium I, fra NF)
$(EI)_{1.lan} = 3.41E+15$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)
$(EI)_{1.kort} = 8.53E+15$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)

Krumning, i 0-momentpunkt

$\epsilon_{.0} = 0.00065$			(Tøyningspromille før armeringskrumning)
$N.As.ok = 1232827.2$	N	$\epsilon_{.0} \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$	(Aksialkraft ok.armering)
$N.As.uk = 547914.6$	N	$\epsilon_{.0} \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$	(Aksialkraft av uk.armering)
$e_1 = 328$	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)
$e_2 = 1012$	mm		(Arm fra N.A til uk.armering)
$M = 1.50E+08$	Nmm	$(e_1 \cdot N.As - e_2 \cdot N.A_{.})$	(Moment av armering)
$\epsilon_{.M1'} = 1.84E-05$		$(M^*y)/(EI)$	(Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{.M2'} = -4.85E-05$		$(M^*y)/(EI)$	
$\epsilon_{.N} = 9.45E-05$		$(N.As + N.A_{.})/(EA)$	(Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_{.1} = -7.62E-05$		$\epsilon_{.M1'} - \epsilon_{.N}$	(Summert)
$\epsilon_{.2} = -1.43E-04$		$\epsilon_{.M2'} - \epsilon_{.N}$	(Summert)
$k = 4.40E-08$		$(\epsilon_{.M1'} + \epsilon_{.M2'}) /$	(Krumning)
$\epsilon_{.armering} = 9.45E-05$			
$\epsilon_{.skanning} = 5.50E-04$		$\epsilon_{.0} - \epsilon_{.justering}$	(Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{NF} = 6.69E-05$		k^*h
Gradient = 4.40		$(\epsilon_{NF} \cdot K^{\wedge-1})/h$

Krumning stadium I, støtte (h=1.52m), med Ec.lan**Nøytralakse og bøyestivhet, over støtte**

$n = 20.48$		$E_s/E_c.lan$	(Materialstivhetsforhold)
$d = 1460$	mm		(Arm til strekkarmering)
$d' = 108.2$	mm		(Arm til trykkarmering)
$N.A = 418$	mm		(Nøytralakse stadium I, fra NF)
$I = 3.50E+11$	mm ⁴		(2. Arealmoment stadium I, fra NF)
$(EI)_{1.lan} = 3.41E+15$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)
$(EI)_{1.kort} = 8.53E+15$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium I, fra NF)

Krumning, over støtte

$\epsilon_{.0} = 0.00065$			(Tøyningspromille før armeringskrumning)
$N.As.ok = 1506771.6$	N	$\epsilon_{.0} \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$	(Aksialkraft ok.armering)
$N.As.uk = 273958.59$	N	$\epsilon_{.0} \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$	(Aksialkraft av uk.armering)
$e_1 = 309.8$	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)
$e_2 = 1042$	mm		(Arm fra N.A til uk.armering)
$M = -1.81E+08$	Nmm	$(e_1 \cdot N.As - e_2 \cdot N.A_{.})$	(Moment av armering)
$\epsilon_{.M1'} = -2.22E-05$		$(M^*y)/(EI)$	(Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{.M2'} = 5.85E-05$		$(M^*y)/(EI)$	

$\epsilon_N = 9.45E-05$		$(N_{As} + N_{As'}) / (EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_{.1} = -1.17E-04$		$\epsilon_{.M1'} - \epsilon_N$ (Summert)
$\epsilon_{.2} = -3.60E-05$		$\epsilon_{.M2'} - \epsilon_N$ (Summert)
$k = -5.31E-08$		$(\epsilon_{.M1'} + \epsilon_{.M2'}) /$ (Krumning)
$\epsilon_{.armering} = 9.45E-05$		
$\epsilon_{.skanning} = 5.50E-04$		$\epsilon_{.0} - \epsilon_{.justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{.NF} = -8.07E-05$		k^*h
Gradient = -5.31		$(\epsilon_{.NF} * K^{\wedge} - 1) / h$

Krumning stadium I, feltsnitt (h=1.52m), med Ec.kort

$\epsilon_{.0} = 0.00057$		(Tøyningspromille før armeringskrumning)
$N_{As.ok} = 128502$	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.ok}$ (Aksialkraft ok.armering)
$N_{As.uk} = 899393$	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.uk}$ (Aksialkraft av uk.armering)
$e_1 = 348$	mm	(Arm fra N.A til ok.armering)
$e_2 = 999$	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
$M = 8.54E+08$	Nmm	$(e_1 * N_{As} - e_2 * N_{As'})$ (Moment av armering)
$\epsilon_{.M1'} = 4.18E-05$		$(M^*y) / (EI)$ (Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{.M2'} = -1.10E-04$		$(M^*y) / (EI)$
$\epsilon_N = 2.18E-05$		$(N_{As} + N_{As'}) / (EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_{.1} = 2.00E-05$		$\epsilon_{.M1'} - \epsilon_N$ (Summert)
$\epsilon_{.2} = -1.32E-04$		$\epsilon_{.M2'} - \epsilon_N$ (Summert)
$k = 1.00E-07$		$(\epsilon_{.M1'} + \epsilon_{.M2'}) /$ (Krumning)
$\epsilon_{.armering} = 2.18E-05$		
$\epsilon_{.skanning} = 5.50E-04$		$\epsilon_{.0} - \epsilon_{.justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{.NF} = 1.52E-04$		k^*h
Gradient = 10.01		$(\epsilon_{.NF} * K^{\wedge} - 1) / h$

Krumning stadium I, 0-momentpunkt (h=1.52m), med Ec.kort

$\epsilon_{.0} = 0.00059$		(Tøyningspromille før armeringskrumning)
$N_{As.ok} = 1118527.872$	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.ok}$ (Aksialkraft ok.armering)
$N_{As.uk} = 497115.696$	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.uk}$ (Aksialkraft av uk.armering)
$e_1 = 328$	mm	(Arm fra N.A til ok.armering)
$e_2 = 1012$	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
$M = 1.36E+08$	Nmm	$(e_1 * N_{As} - e_2 * N_{As'})$ (Moment av armering)
$\epsilon_{.M1'} = 6.67E-06$		$(M^*y) / (EI)$ (Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{.M2'} = -1.76E-05$		$(M^*y) / (EI)$
$\epsilon_N = 3.43E-05$		$(N_{As} + N_{As'}) / (EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_{.1} = -7.62E-05$		$\epsilon_{.M1'} - \epsilon_N$ (Summert)
$\epsilon_{.2} = -1.43E-04$		$\epsilon_{.M2'} - \epsilon_N$ (Summert)
$k = 1.60E-08$		$(\epsilon_{.M1'} + \epsilon_{.M2'}) /$ (Krumning)
$\epsilon_{.armering} = 3.43E-05$		
$\epsilon_{.skanning} = 5.51E-04$		$\epsilon_{.0} - \epsilon_{.justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{.NF} = 2.43E-05$		k^*h
Gradient = 1.60		$(\epsilon_{.NF} * K^{\wedge} - 1) / h$

Krumning stadium I, støtte (h=1.52m), med Ec.kort

$\epsilon_0 = 0.00059$			(Tøyningspromille før armeringskrumning)
N.As.ok = 1366606.8	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$	(Aksialkraft ok.armering)
N.As.uk = 248474.07	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$	(Aksialkraft av uk.armering)
e1 = 309.8	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)
e2 = 1042	mm		(Arm fra N.A til uk.armering)
M = -1.64E+08	Nmm	$(e1 \cdot N.As - e2 \cdot N.As')$	(Moment av armering)
$\epsilon.M1' = -8.06E-06$		$(M^*y)/(EI)$	(Tøyning fra rent moment)
$\epsilon.M2' = 2.12E-05$		$(M^*y)/(EI)$	
$\epsilon.N = 3.43E-05$		$(N.As+N.As')/(EA)$	(Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon.1 = -4.24E-05$		$\epsilon.M1' - \epsilon.N$	(Summert)
$\epsilon.2 = -1.31E-05$		$\epsilon.M2' - \epsilon.N$	(Summert)
k = -1.93E-08		$(\epsilon.M1' + \epsilon.M2') / h$	(Krumning)
$\epsilon.armering = 3.43E-05$			
$\epsilon.skanning = 5.51E-04$		$\epsilon_0 - \epsilon.justering$	(Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon.NF = -2.93E-05$	k^*h
Gradient = -1.93	$(\epsilon.NF \cdot K^{\wedge} - 1) / h$

Akse 21 - 21.5, Krumningsmoment av ASR, Stadium II

Betong - B35

$E_{c.kort} = 24416$ N/mm²
 $E_{c.lang} = 9766.4$ N/mm²
 $Kryptall-\phi = 1.5$

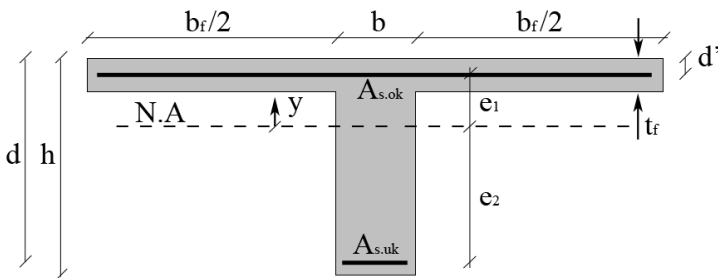
Stål

$E_s = 200000$ N/mm²

Snitt	As.ok [mm ²]	As.uk [mm ²]	M.Ed [Nmm]	M.Rd [Nmm]
Felt	1062	10618.6	1.03E+10	9.88E+09
0-M.punkt	9556.8	4247.4	3.76E+09	4.16E+09
Støtte	13273.3	2654.7	7.75E+09	1.33E+10

Mål av kun en T-bjelke

$b_f = 4750$ mm (Bredde av flens)
 $b = 550$ mm (Bredde av bjelke)
 $h = 1720$ mm (Høyde av hele tverrsnittet)
 $t_f = 230$ mm (Tykkelse flens)
 $A_f = 1219000$ mm² (Areal av flens)
 $A_c = 2038500$ mm² (Totalt areal av en T)



Krumning stadium II, feltsnitt ($h=1.72m$), med $E_{c.lang}$

Nøytralakse og bøyestivhet, i felt

$n = 20.48$		$E_s/E_{c.lang}$	(Materialstivhetsforhold)
$d = 1588$	mm		(Arm til strekkarmering)
$d' = 102$	mm		(Arm til trykkarmering)
$\rho = 0.0122$		$(A_s)/(bd)$	(Armeringsforhold strekk)
$\rho' = 0.00122$		$(A_s')/(bd)$	(Armeringsforhold trykk)
$\mu' = 0.00116$		$\rho''(n-1)^2/n$	
$f = 1.251$		$(t_f b_f)/bd$	
$A = 1.524$		$n(\rho + \mu')$	
$B = 1.182$		$n\mu'(1 - (d'/d)) + f(1 - (t_f/2d))$	
$\alpha = 0.209$		$\sqrt[n]{A^2 + (2A)} - 1$	(Trykksoneandel av effektiv høyde)
$\alpha d = 332.65$	mm		(Trykksonehøyde)
$I_{\beta\beta} = 6.33E+10$	mm ⁴		Se Sørensen (5.2.7)
$I = 4.07E+11$	mm ⁴		Se Sørensen (5 (2. Arealmoment stadium II))
$N.A = 332.65$	mm		(Nøytralakse stadium II)
$(EI)_{ii} = 3.98E+15$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium II)

Krumning, i felt

$\epsilon_{.0} = 0.00062$			(Tøyingspromille før armeringskrumning)
$N.As.ok = 132431.4$	N	$\epsilon_{.0} E_s A_s.ok$	(Aksialkraft ok.armering)
$N.As.uk = 1324139.42$	N	$\epsilon_{.0} E_s A_s.uk$	(Aksialkraft av uk.armering)
$e_1 = 230.65$	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)
$e_2 = 1255.35$	mm		(Arm fra N.A til uk.armering)
$M = 1.63E+09$	Nmm		$(e_1 N.A_s - e_2 N_u)$ (Moment av armering)
$\epsilon_{.M1} = 1.37E-04$		$(M^*y)/(EI)$	(Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{.M2} = -5.69E-04$		$(M^*y)/(EI)$	
$\epsilon_{.N} = 7.32E-05$		$(N.A_s + N.A_s')/(EA)$	(Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_{.1} = 6.34E-05$		$\epsilon_{.M1} - \epsilon_{.N}$	(Summert)
$\epsilon_{.2} = -6.43E-04$		$\epsilon_{.M2} - \epsilon_{.N}$	(Summert)

k = 4.10E-07
 $\epsilon_{armering}$ = 7.32E-05
 $\epsilon_{skanning}$ = 5.50E-04

$(\epsilon_{.M1} + |\epsilon_{.M2}|)$. (Krumning)

$\epsilon_{.0} - \epsilon_{justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

ϵ_{NF} = 7.06E-04
 Gradient = 41.04

k*h
 $(\epsilon_{NF} * K^{-1})/h$

Krumning stadium II, støtte (h=1.72m), med Ec.lang

Nøytralakse og bøyestivhet, over støtte

n = 20.48
 bf = 0 mm
 tr = 0 mm
 d = 1660 mm
 d' = 105.5 mm
 ρ = 0.0145
 ρ' = 0.00291
 μ' = 0.00277
 f = 0
 A = 0.3544
 B = 0.0530
 α = 0.4990
 αd = 828.33 mm
 $I_{\beta\beta}$ = 1.04E+11 mm⁴

 I = 3.19E+11 mm⁴
 N.A = 828.33 mm
 $(EI)_{ii}$ = 3.12E+15 Nmm²

$E_s/E_{c.lang}$ (Materialstivhetsforhold)
 (Bredde av flens)
 (Tykkelse flens)
 (Arm til strekkarmering)
 (Arm til trykkarmering)
 $(A_s)/(bd)$ (Armeringsforhold strekk)
 $(A_s')/(bd)$ (Armeringsforhold trykk)
 $\rho'*(n-1)/n$
 $(tr*bf)/bd$
 $n(\rho+\mu')$ + f
 $n\mu'(1-(d'/d)) + f(1-(t/2d))$
 $\sqrt{(A^2+(2A)\alpha)}$ (Trykksoneandel av effektiv høyde)
 (Trykksonehøyde)
 Se Sørensen (5.2.7)

 Se Sørensen (5 (2. Arealmoment stadium II)
 (Nøytralakse stadium II)
 (Bøyestivhet stadium II)

Krumning, over støtte

$\epsilon_{.0}$ = 0.00066
 N.As.ok = 1738802.3 N
 N.As.uk = 347765.7 N
 e1 = 722.83 mm
 e2 = 831.67 mm
 M = -9.68E+08 Nmm

 $\epsilon_{.M1}$ = -2.57E-04
 $\epsilon_{.M2}$ = 2.77E-04
 $\epsilon_{.N}$ = 1.05E-04
 $\epsilon_{.1}$ = -3.62E-04
 $\epsilon_{.2}$ = 1.72E-04
 k = -3.10E-07
 $\epsilon_{armering}$ = 1.05E-04
 $\epsilon_{skanning}$ = 5.50E-04

(Tøyningspromille før armeringskrumning)
 $\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.ok}$ (Aksialkraft ok.armering)
 $\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.uk}$ (Aksialkraft av uk.armering)
 (Arm fra N.A til ok.armering)
 (Arm fra N.A til uk.armering)
 $(e1 * N_{.As} - e2 * N_{.uk})$ (Moment av armering)

 $(M^*y)/(EI)$ (Tøyning fra rent moment)
 $(M^*y)/(EI)$
 $(N_{.As} + N_{.As'})/(EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
 $\epsilon_{.M1} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
 $\epsilon_{.M2} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
 $(\epsilon_{.M1} + |\epsilon_{.M2}|)$. (Krumning)

 $\epsilon_{.0} - \epsilon_{justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

ϵ_{NF} = -5.34E-04
 Gradient = -31.03712

k*h
 $(\epsilon_{NF} * K^{-1})/h$

Akse 18 - 17.5, Krumningsmoment av ASR, Stadium II

Betong - B35

$E_{c.kort}$	= 24416	N/mm ²
$E_{c.lang}$	= 9766.4	N/mm ²
Kryptall- ϕ	= 1.5	

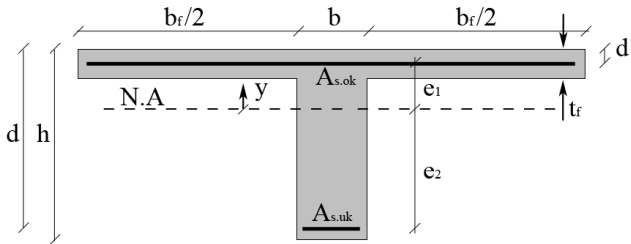
Stål

E_s	= 200000	N/mm ²
-------	----------	-------------------

Snitt	As.ok [mm ²]	As.uk [mm ²]	M.Ed [Nmm]	M.Rd [Nmm]
Felt	1062	3716.5	3.32E+09	3.66E+09
0-M.punkt	5309.3	2123.71	7.55E+08	2.11E+09
Støtte	7433	1061.85	4.81E+09	9.65E+09

Mål av kun en T-bjelke

b_f	= 4750	mm	(Bredden av flens)
b	= 550	mm	(Bredden av bjelke)
h_s	= 1720	mm	(Høyde ved støtten)
h_f	= 1620	mm	(Høyde i felt)
t_f	= 230	mm	(Tykkelse flens)
A_f	= 1219000	mm ²	(Areal av flens)
$A_{c.s}$	= 2038500	mm ²	(Areal av en T ved støtten)
$A_{c.f}$	= 1983500	mm ²	(Areal av en T i felt)



Krumning stadium II, feltsnitt ($h=1.62m$), med $E_{c.lang}$

Nøytralakse og bøyestivhet, i felt

n	= 20.48		$E_s/E_{c.lang}$	(Materialstivhetsforhold)
d	= 1551	mm		(Arm til strekkarmering)
d'	= 70	mm		(Arm til trykkarmering)
ρ	= 0.00436		$(A_s)/(bd)$	(Armeringsforhold strekk)
ρ'	= 0.00124		$(A_s')/(bd)$	(Armeringsforhold trykk)
μ'	= 0.00118		$\rho''(n-1)''/n$	
f	= 1.281		$(t_f b_f)/bd$	
A	= 1.394		$n(\rho+\mu') + f$	
B	= 1.209		$n\mu'(1-(d'/d)) + f(1-(t_f/2d))$	
α	= 0.127		$\sqrt{\alpha^2 + (2A) - (2B)}$	(Trykksoneandel av effektiv høyde)
αd	= 197.13	mm		(Trykksonehøyde)
$I_{\beta\beta}$	= 1.36E+10	mm ⁴	Se Sørensen (5.2.7)	
I	= 1.53E+11	mm ⁴	Se Sørensen (5.2.7)	(2. Arealmoment stadium II)
$N.A.$	= 197.13	mm		(Nøytralakse stadium II)
$(EI)_{ii}$	= 1.50E+15	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium II)

Krumning, i felt

ϵ_0	= 0.00058			(Tøyningspromille før armeringskrumning)
$N_{As.ok}$	= 122979.6	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.ok}$	(Aksialkraft ok.armering)
$N_{As.uk}$	= 430370.7	N	$\epsilon_0 \cdot E_s \cdot A_{s.uk}$	(Aksialkraft av uk.armering)
e_1	= 127.13	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)
e_2	= 1353.87	mm		(Arm fra N.A til uk.armering)
M	= 5.67E+08	Nmm	$(e_1 \cdot N_{As} - e_2 \cdot N_{As'})$	(Moment av armering)
ϵ_{M1}	= 7.46E-05		$(M^*)/(EI)$	(Tøyning fra rent moment)
ϵ_{M2}	= -5.38E-04		$(M^*)/(EI)$	
ϵ_N	= 2.86E-05		$(N_{As} + N_{As'})/(EA)$	(Tøyning fra rent trykk)
ϵ_1	= 4.60E-05		$\epsilon_{M1} - \epsilon_N$	(Summert)
ϵ_2	= -5.67E-04		$\epsilon_{M2} - \epsilon_N$	(Summert)
k	= 3.78E-07		$(\epsilon_{M1} + \epsilon_{M2}) / h$	(Krumning)

$\epsilon_{\text{armering}} = 2.86\text{E-}05$

$\epsilon_{\text{skanning}} = 5.50\text{E-}04$

$\epsilon_{\text{.0}} - \epsilon_{\text{.justering}}$

(Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{\text{.NF}} = 6.13\text{E-}04$

Gradient = 37.84

k^*h

$(\epsilon_{\text{.NF}} * k^{\wedge} - 1) / h$

Krumning stadium II, støtte (h=1.72m), med Ec.lang

Nøytralakse og bøyestivhet, over støtte

n = 20.48

bf = 0 mm

tf = 0 mm

d = 1660 mm

d' = 120 mm

$\rho = 0.00814$

$\rho' = 0.00116$

$\mu' = 0.00111$

f = 0

A = 0.189

B = 0.021

$\alpha = 0.421$

ad = 698.89 mm

$I_{\beta\beta} = 6.26\text{E+}10$ mm4

I = 2.10E+11 mm4

N.A = 698.89 mm

$(E)_{\text{.ii}} = 2.05\text{E+}15$ Nmm2

$E_s / E_{\text{c.lang}}$

(Materialstivhetsforhold)

(Bredde av flens)

(Tykkelse flens)

(Arm til strekkarmering)

(Arm til trykkarmering)

$(A_s) / (bd)$

(Armeringsforhold strekk)

$(A_s') / (bd)$

(Armeringsforhold trykk)

$\rho^{*}(n-1)^{*} / n$

$(t * bf) / bd$

$n(\rho + \mu') + f$

$n\mu'(1 - (d'/d)) + f(1 - (t/2d))$

$\text{sqrt}(A^2 + (2A) - (2B)) - A$ (Trykksoneandel av effektiv høyde)

(Trykksonehøyde)

Se Sørensen (5.2.7)

Se Sørensen (5.2.7) (2. Arealmoment stadium II)

(Nøytralakse stadium II)

(Bøyestivhet stadium II)

Krumning, over støtte

$\epsilon_{\text{.0}} = 0.00060$

N.As.ok = 894933.2 N

N.As.uk = 127846.74 N

e1 = 578.89 mm

e2 = 961.11 mm

M = -3.95E+08 Nmm

$\epsilon_{\text{.M1}} = -1.35\text{E-}04$

$\epsilon_{\text{.M2}} = 1.97\text{E-}04$

$\epsilon_{\text{.N}} = 5.14\text{E-}05$

$\epsilon_{\text{.1}} = -1.86\text{E-}04$

$\epsilon_{\text{.2}} = 1.45\text{E-}04$

k = -1.93E-07

$\epsilon_{\text{.armering}} = 5.14\text{E-}05$

$\epsilon_{\text{.skanning}} = 5.51\text{E-}04$

(Tøyningspromille før armeringskrumning)

$\epsilon_{\text{.0}} * E_s * A_{\text{s.ok}}$ (Aksialkraft ok.armering)

$\epsilon_{\text{.0}} * E_s * A_{\text{s.uk}}$ (Aksialkraft av uk.armering)

(Arm fra N.A til ok.armering)

(Arm fra N.A til uk.armering)

$(e_1 * N_{\text{As}} - e_2 * N_{\text{As}'})$ (Moment av armering)

$(M^*y) / (EI)$

(Tøyning fra rent moment)

$(M^*y) / (EI)$

$(N_{\text{As}} + N_{\text{As}'}) / (EA)$

(Tøyning fra rent trykk)

$\epsilon_{\text{.M1}} - \epsilon_{\text{.N}}$

(Summert)

$\epsilon_{\text{.M2}} - \epsilon_{\text{.N}}$

(Summert)

$(\epsilon_{\text{.M1}} + |\epsilon_{\text{.M2}}|) / h$

(Krumning)

$\epsilon_{\text{.0}} - \epsilon_{\text{.justering}}$

(Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{\text{.NF}} = -3.31\text{E-}04$

Gradient = -19.26

k^*h

$(\epsilon_{\text{.NF}} * k^{\wedge} - 1) / h$

Akse 11 - 10.5, Krumningsmoment av ASR, Stadium II

Betong - B35

$E_{c,kort} = 24416$ N/mm²
 $E_{c,lang} = 9766.4$ N/mm²
 Kryptall- $\phi = 1.5$

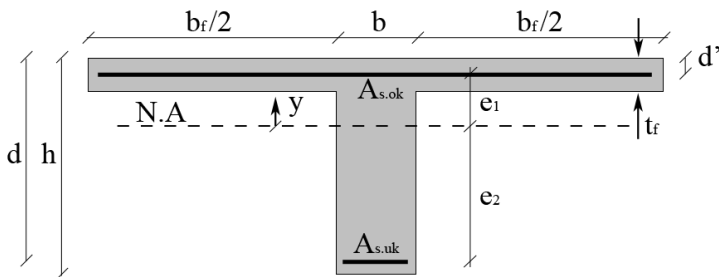
Stål

$E_s = 200000$ N/mm²

Snitt	As.ok [mm ²]	As.uk [mm ²]	M.Ed [Nmm]	M.Rd [Nmm]
Felt	1062	7433	6.43E+09	6.29E+09
0-M.punkt	9556.8	4247.4	2.42E+09	3.69E+09
Støtte	11680.4	2123.71	6.16E+09	1.17E+10

Mål av kun en T-bjelke

$b_f = 4750$ mm (Bredde av flens)
 $b = 550$ mm (Bredde av bjelke)
 $h = 1520$ mm (Høyde av hele tverrsnittet)
 $t_f = 230$ mm (Tykkelse flens)
 $A_f = 1219000$ mm² (Areal av flens)
 $A_c = 1928500$ mm² (Totalt areal av en T)



Krumning stadium II, feltsnitt (h=1.52m), med $E_{c,lang}$

Nøytralakse og bøyestivhet, i felt

$n = 20.48$		$E_s/E_{c,lang}$	(Materialstivhetsforhold)
$d = 1417$	mm		(Arm til strekkarmering)
$d' = 70$	mm		(Arm til trykkarmering)
$\rho = 0.00954$		$(A_s)/(bd)$	(Armeringsforhold strekk)
$\rho' = 0.00136$		$(A_s')/(bd)$	(Armeringsforhold trykk)
$\mu' = 0.00130$		$\rho''(n-1)/n$	
$f = 1.402$		$(t_f b_f)/bd$	
$A = 1.624$		$n(\rho + \mu') + f$	
$B = 1.313$		$n\mu'(1 - (d'/d)) + f(1 - (t_f/2d))$	
$\alpha = 0.181$		$\sqrt{(A^2 + (2A) - (2))}$	(Trykksoneandel av effektiv høyde)
$\alpha d = 256.58$	mm		(Trykksonehøyde)
$I_{\beta\beta} = 2.98E+10$	mm ⁴		Se Sørensen (5.2.7)
$I = 2.36E+11$	mm ⁴		Se Sørensen (5.1 (2. Arealmoment stadium II))
$N.A = 256.58$	mm		(Nøytralakse stadium II)
$(EI)_{ii} = 2.30E+15$	Nmm ²		(Bøyestivhet stadium II)

Krumning, i felt

$\epsilon_0 = 0.00061$			(Tøyingspromille før armeringskrumning)
$N_{As.ok} = 128502$	N	$\epsilon_0 E_s A_{s.ok}$	(Aksialkraft ok.armering)
$N_{As.uk} = 899393$	N	$\epsilon_0 E_s A_{s.uk}$	(Aksialkraft av uk.armering)
$e_1 = 186.58$	mm		(Arm fra N.A til ok.armering)
$e_2 = 1160.42$	mm		(Arm fra N.A til uk.armering)
$M = 1.02E+09$	Nmm	$(e_1 N_{As} - e_2 N_{A'})$	(Moment av armering)
$\epsilon_{M1} = 1.14E-04$		$(M^* y)/(EI)$	(Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{M2} = -5.60E-04$		$(M^* y)/(EI)$	
$\epsilon_{N} = 5.46E-05$		$(N_{As} + N_{A'})/(EA)$	(Tøyning fra rent trykk)

$\epsilon_{.1}$ = 5.92E-05	$\epsilon_{.M1^*-\epsilon_{.N}}$ (Summert)
$\epsilon_{.2}$ = -6.15E-04	$\epsilon_{.M2^*-\epsilon_{.N}}$ (Summert)
k = 4.43E-07	$(\epsilon_{.M1^*} + \epsilon_{.M2^*}) /$ (Krumning)
$\epsilon_{.armering}$ = 5.46E-05	
$\epsilon_{.skanning}$ = 5.50E-04	$\epsilon_{.0} - \epsilon_{.justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{.NF}$ = 6.74E-04	k^*h
Gradient = 44.33	$(\epsilon_{.NF} * K^{\wedge} - 1) / h$

Krumning stadium II, støtte (h=1.52m), med Ec.lang

Nøytralakse og bøyestivhet, over støtte

n = 20.48		$E_s / E_{c.lang}$ (Materialstivhetsforhold)
bf = 0	mm	(Bredde av flens)
tf = 0	mm	(Tykkelse flens)
d = 1460	mm	(Arm til strekkarmering)
d' = 108.2	mm	(Arm til trykkarmering)
ρ = 0.0145		$(A_s) / (bd)$ (Armeringsforhold strekk)
ρ' = 0.0026		$(A_s') / (bd)$ (Armeringsforhold trykk)
μ' = 0.0025		$\rho'' * (n-1) * n$
f = 0		$(t * bf) / bd$
A = 0.3494		$n(\rho + \mu') + f$
B = 0.0477		$n\mu'(1 - (d'/d)) + f(1 - (t/2d))$
α = 0.5024		$\sqrt{A^2 + (2A) - (2I)}$ (Trykksoneandel av effektiv høyde)
ad = 733.43	mm	(Trykksonehøyde)
$I_{\beta\beta}$ = 7.23E+10	mm ⁴	Se Sørensen (5.2.7)
I = 2.15E+11	mm ⁴	Se Sørensen (5.2.7) (2. Arealmoment stadium II)
$N.A$ = 733.43	mm	(Nøytralakse stadium II)
$(EI)_{ii}$ = 2.10E+15	Nmm ²	(Bøyestivhet stadium II)

Krumning, over støtte

$\epsilon_{.0}$ = 0.00065		(Tøyingspromille for armeringskrumning)
$N_{.As.ok}$ = 1506771.6	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.ok}$ (Aksialkraft ok.armering)
$N_{.As.uk}$ = 273958.59	N	$\epsilon_{.0} * E_s * A_{s.uk}$ (Aksialkraft av uk.armering)
e_1 = 625.23	mm	(Arm fra N.A til ok.armering)
e_2 = 726.57	mm	(Arm fra N.A til uk.armering)
M = -7.43E+08	Nmm	$(e_1 * N_{.As} - e_2 * N_{.A})$ (Moment av armering)
$\epsilon_{.M1^*}$ = -2.60E-04		$(M^*y) / (EI)$ (Tøyning fra rent moment)
$\epsilon_{.M2^*}$ = 2.79E-04		$(M^*y) / (EI)$
$\epsilon_{.N}$ = 9.45E-05		$(N_{.As} + N_{.As'}) / (EA)$ (Tøyning fra rent trykk)
$\epsilon_{.1}$ = -3.54E-04		$\epsilon_{.M1^*} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
$\epsilon_{.2}$ = 1.84E-04		$\epsilon_{.M2^*} - \epsilon_{.N}$ (Summert)
k = -3.54E-07		$(\epsilon_{.M1^*} + \epsilon_{.M2^*}) /$ (Krumning)
$\epsilon_{.armering}$ = 9.45E-05		
$\epsilon_{.skanning}$ = 5.50E-04		$\epsilon_{.0} - \epsilon_{.justering}$ (Målet er 0.55 promille, som tilsvarer 3D-skanningene)

Gradient som må inn i NovaFrame

$\epsilon_{.NF}$ = -5.38E-04	k^*h
Gradient = -35.42	$(\epsilon_{.NF} * K^{\wedge} - 1) / h$